

Universidad Nacional Autónoma de México

Facultad de Ingeniería

**Estudio en mesa vibradora del
comportamiento sísmico de un edificio
prefabricado de concreto de tres niveles**

T e s i s

Que para obtener el Título de :

Maestro en Ingeniería Civil

Presenta:

Cabrera Roa, Humberto Bartolomé

Asesor

Rodríguez Rodríguez, Mario Emilio

México, DF, Ciudad Universitaria 2008



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

CONTENIDO

DEDICATORIA	i
RECONOCIMIENTO	iii
CONTENIDO	v
LISTA DE TABLAS	ix
LISTA DE FIGURAS	xi
LISTA DE SIMBOLOS	xv
RESUMEN.....	xix
ABSTRACT	xxi
1. INTRODUCCION	1
1.1. Antecedentes.....	1
1.2. Alcances y objetivos	2
2. DISEÑO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS EN ZONAS SISMICAS	5
2.1. Generalizadas.....	5
2.2. Conceptos básicos de diseño sismo-resistente	6
2.2.1. Diseño por capacidad.....	6
2.2.2. Mecanismo de colapso	7
2.3. Conexiones en elementos prefabricados	8
2.4. Sistemas de piso en edificios prefabricados.....	10
2.4.1. Procedimientos de construcción de sistemas de piso.....	10
2.4.1.1. Construcción compuesta (topped).....	10
2.4.1.2. Construcción no compuesta (pretopped/untopped).....	11
2.4.2. Tipos de sistemas de piso.....	11
2.4.2.1. Losas extruídas o alveolares	11
2.4.2.2. Losas macizas	12
2.4.2.3. Sistema de vigueta y bovedilla	12
2.4.2.4. Vigas T y dobles T.....	12
2.5. Factores importantes en el comportamiento de sistemas de piso prefabricados	14
2.5.1. Requerimientos de apoyo para unidades de piso prefabricadas.....	14

2.5.2.	Demandas sísmicas de desplazamientos	14
2.6.	Tolerancias de los sistemas prefabricados	14
2.7.	Diafragmas	16
2.7.1.	Diafragma rígido	16
2.7.2.	Diafragma flexible	16
2.8.	Consideraciones para el diseño de diafragmas	17
2.8.1.	Implementación de la evaluación de las fuerzas de piso en el RCDF.....	18
2.8.2.	Interpretación de la evaluación de las fuerzas de piso en el UBC	20
3.	DESCRIPCION DEL ESPÉCIMEN Y DE LOS ENSAYES	23
3.1.	Descripción del prototipo.....	23
3.1.1.	Descripción de cargas del edificio prototipo	26
3.2.	Análisis y diseño del edificio prototipo	28
3.2.1.	Análisis del edificio prototipo.....	28
3.2.2.	Diseño del edificio prototipo	33
3.2.2.1.	Diseño de vigas del edificio	34
3.2.2.2.	Diseño de columnas del edificio	43
3.2.2.3.	Diseño del sistema de piso	54
3.3.	Modelo a escala del edificio prototipo.....	55
3.3.1.	Leyes de similitud entre el prototipo y el modelo	55
3.3.2.	Obtención de las características del modelo	56
3.4.	Materiales empleados en la construcción del modelo	63
3.5.	Proceso constructivo del modelo	68
3.6.	Detalle de las conexiones entre vigas y columnas del espécimen	80
3.7.	Instrumentación del modelo	85
3.8.	Descripción de los análisis	92
3.8.1.	Descripción del registro utilizado	92
3.8.2.	Resistencia del espécimen	94
3.8.3.	Análisis dinámico no lineal.....	101
3.9.	Descripción de los ensayos realizados	102
3.9.1.	Ensayo de vibración ambiental y forzada	102
3.9.2.	Ensayo en mesa vibradora con sismo de intensidad baja	103
3.9.3.	Ensayo en mesa vibradora con sismo de intensidad alta	104

4. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYES109

4.1. Introducción109

4.2. Respuesta de vibración ambiental y forzada109

4.3. Respuesta observada en el ensaye del espécimen ante sismo de intensidad baja110

4.3.1. Identificación de las propiedades dinámicas110

4.3.1.1. Identificación de la fracción del amortiguamiento elástico110

4.3.1.2. Contribución del firme en la respuesta del espécimen114

4.3.1.3. Influencia del amortiguamiento elástico, ξ , en la respuesta del espécimen118

4.3.2. Respuesta del espécimen ante el sismo de intensidad baja121

4.3.2.1. Comparación de los resultados experimentales con el modelo analítico123

4.3.2.2. Verificación del nivel de esfuerzo alcanzado en el ensaye128

4.3.3. Comparación de periodos elásticos de modelos analíticos con experimentales129

4.4. Respuesta observada en los ensayes del espécimen ante sismos de intensidad alta132

4.4.1. Influencia del amortiguamiento elástico, ξ , en la respuesta inelástica del espécimen132

4.4.2. Comparaciones de resultados analíticos y experimentales137

4.4.3. Evaluación de las fuerzas de piso en los ensayes de intensidad alta150

4.4.4. Levantamiento de grietas del sistema de piso154

5. EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES163

5.1. Introducción.....163

5.2. Rigidez lateral analítica y medida en el ensaye163

5.3. Evaluación del comportamiento de diafragma del sistema de piso del espécimen165

5.4. Revisión del sistema de piso168

5.4.1. General.....168

5.4.2. Evaluación de las fuerzas inerciales en los sistemas de piso169

5.4.2.1. Fuerzas sísmicas de piso de resultados experimentales169

5.4.3. Idealización de las fuerzas de piso171

5.4.4. Elaboración de modelos de puntal y tirante para la obtención de la resistencia del firme de concreto172

5.4.5. Empleo del métodos de los elementos finitos173

5.4.6. Resistencia del sistema de piso para fuerzas en su plano178

5.4.6.1. Resistencia del tirante crítico180

5.4.6.2.	Resistencia del puntal crítico	181
5.4.6.3.	Resistencia del sistema de piso	181
5.4.7.	Superposición de los modelos de puntal y tirante con el daño observado en los sistemas de piso	182
5.5.	Comportamiento de las conexiones	187
6.	PROPUESTA DE DISEÑO SISMICO DE SISTEMAS DE PISO	189
6.1.	Reducción del primer modo (FMR).....	189
6.2.	Simplificación de la reducción del primer modo (SFMR)	190
6.3.	Modelo de viga de corte	190
6.4.	Modelo de viga de flexión	190
7.	CONCLUSIONES	193
8.	REFERENCIAS	195
APENDICE A	199
APENDICE B	203
APENDICE C	207

LISTA DE TABLAS

Tabla 3.1	Peso propio de los elementos del edificio prototipo.....	26
Tabla 3.2	Peso propio de la losa y firme del edificio prototipo.....	27
Tabla 3.3	Peso sísmico del edificio prototipo	28
Tabla 3.4	Carga muerta por unidad de área del edificio prototipo	28
Tabla 3.5	Obtención de las fuerzas sísmicas laterales de diseño para el edificio prototipo	31
Tabla 3.6	Momentos de torsión debido a las fuerzas en las direcciones X e Y.....	32
Tabla 3.7	Desplazamientos y distorsiones de entrepiso del edificio prototipo.....	33
Tabla 3.8	Periodos y porcentajes de participación modal de masa del edificio	33
Tabla 3.9	Cargas gravitacionales actuantes sobre la viga V25x50.....	35
Tabla 3.10	Cargas repartidas sobre la viga V25x50.....	37
Tabla 3.11	Elementos mecánicos obtenidos del análisis para la columna C-2 (cargas sin factorar)	44
Tabla 3.12	Elementos mecánicos y áreas de acero de diseño en vigas	52
Tabla 3.13	Elementos mecánicos y áreas de acero de diseño en columnas	52
Tabla 3.14	Leyes de Similitud entre el modelo (m) y prototipo (p).....	56
Tabla 3.15	Peso sísmico requerido en el modelo	57
Tabla 3.16	Peso sísmico en el modelo (peso propio y lingotes).....	61
Tabla 3.17	Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en el espécimen	65
Tabla 3.18	Acelerómetros utilizados en el espécimen	85
Tabla 3.19	Transductores de desplazamiento (para medir el desplazamiento relativo del espécimen)	85
Tabla 3.20	Transductores de cuerda (para medir el desplazamiento absoluto del espécimen)	86
Tabla 3.21	Transductores de desplazamiento en columnas para medir curvaturas	91
Tabla 3.22	Transductores de desplazamiento en vigas para medir curvaturas	91
Tabla 3.23	Momento de fluencia de vigas y columnas del espécimen	96
Tabla 3.24	Carga axial en columnas del espécimen	97
Tabla 4.1	Comparación de desplazamientos analíticos con los desplazamientos experimentales	116
Tabla 4.2	Comparación de aceleraciones analíticas con aceleraciones experimentales.....	116
Tabla 4.3	Frecuencias y periodos de vibración para el sismo de intensidad baja	122
Tabla 4.4	Formas modales experimentales y teóricas para el sismo de intensidad baja	123
Tabla 4.5	Desplazamientos máximos de entrepiso para el sismo de intensidad baja.....	123
Tabla 4.6	Periodos y factores de participación de masa analíticos y experimentales	131
Tabla 4.7	Parámetros obtenidos de los resultados analíticos y experimentales	150

Tabla 5.1 Aceleraciones y fuerzas máximas en sistemas de piso experimentales	169
Tabla 5.2 Aceleraciones y fuerzas de diseño en las losas de piso del espécimen según el RCDF-2004 .	170
Tabla 5.3 Fuerzas de piso experimentales y según el RCDF-2004	171
Tabla 5.4 Reacciones externas (en columnas) de los modelos de puntal y tirante	172

LISTA DE FIGURAS

Fig. 2.1 Mecanismo de colapso columna fuerte-viga débil para un marco de concreto.....	7
Fig. 2.2 Tipos de conexiones entre elementos prefabricados	9
Fig. 2.3 Tipos de sistemas de piso típicos en edificios prefabricados	13
Fig. 2.4 Apoyo típico de sistemas de piso prefabricados	15
Fig. 2.5 Desplazamiento del sistema lateral resistente de un edificio, debido a la formación de articulaciones plásticas en vigas y columnas.....	15
Fig. 2.6 Transferencia de fuerzas en los diafragmas	16
Fig. 2.7 Modelos estructurales para el diseño de una edificación	18
Fig. 3.1 Planta del edificio prototipo	23
Fig. 3.2 Elevación del Eje 1	24
Fig. 3.3 Dimensiones de vigas y columnas	24
Fig. 3.4 Planta del edificio prototipo para la bajada de cargas.....	26
Fig. 3.5 Modelo del edificio en el programa ETABS Nonlinear.....	29
Fig. 3.6 Brazo rígido en uniones viga-columna	29
Fig. 3.7 Cálculo del peso sísmico en el edificio prototipo	30
Fig. 3.8 Espectro de diseño para el Estado de Guerrero, zona I-D. Además se muestra el periodo fundamental del edificio prototipo	31
Fig. 3.9 Fuerzas sísmicas de diseño actuantes en el edificio.....	32
Fig. 3.10 Sección transversal de la viga V25x50	34
Fig. 3.11 Diagrama de fuerza cortante para la viga V25x50.....	38
Fig. 3.12 Diseño por cortante y torsión.....	39
Fig. 3.13 Distribución de momento torsor en toda la longitud del elemento	40
Fig. 3.14 Sección transversal de la columna C45x45.....	43
Fig. 3.15 Diagrama de interacción de la columna C45x45	47
Fig. 3.16 Determinación del área de refuerzo transversal A_v de la columna C45x45.....	49
Fig. 3.17 Cortante de diseño de la zona intermedia de la columna C45x45	50
Fig. 3.18 Resumen del diseño del edificio prototipo.....	53
Fig. 3.19 Características generales del edificio a nivel de espécimen.....	57
Fig. 3.20 Lingotes de acero sobre la losa de piso del modelo para obtener el peso sísmico requerido.....	62
Fig. 3.21 Curva esfuerzo-deformación de la probeta en el ensaye a módulo de elasticidad	63
Fig. 3.22 Ultimo ciclo de carga en el ensaye a módulo de elasticidad.....	64

Fig. 3.23	Curvas experimentales esfuerzo vs. deformación de los materiales utilizados en el modelo	65
Fig. 3.24	Elementos prefabricados del espécimen	68
Fig. 3.25	Ensamble del espécimen	69
Fig. 3.26	Aspectos del proceso constructivo del espécimen	71
Fig. 3.27	Ubicación de las conexiones entre vigas y uniones viga-columna	82
Fig. 3.28	Detalle de las uniones viga-columna y conexiones entre vigas	84
Fig. 3.29	Acelerómetros, transductores de desplazamiento y transductores de cuerda utilizados en los tres niveles del espécimen.....	86
Fig. 3.30	Vista lateral de la instrumentación del modelo	88
Fig. 3.31	Vista del espécimen instrumentado.....	90
Fig. 3.32	Registro sísmico original y escalado de la estación de Llolleo (Chile, 1985).....	93
Fig. 3.33	Espectro de respuesta elástico para $\xi= 5\%$	94
Fig. 3.34	Curva típica del diagrama momento curvatura	95
Fig. 3.35	Contribución del firme en la resistencia de vigas de los ejes 1, 2 y 3.....	96
Fig. 3.36	Mecanismo de colapso columna fuerte-viga débil y momentos de fluencia en las articulaciones plásticas de vigas y columnas del espécimen para las fuerzas F aplicadas	97
Fig. 3.37	Resistencia del espécimen.....	99
Fig. 3.38	Comparación de los espectros elásticos del registro de Llolleo y espectro de Acapulco multiplicado por la SR del espécimen.....	100
Fig. 3.39	Vista de la aplicación de la fuerza horizontal sobre el espécimen	103
Fig. 3.40	Señal medida en la mesa vibradora y función de transferencia para la señal medida y señal objetivo durante el ensaye de intensidad baja (Llolleo 7%).....	104
Fig. 3.41	Señal medida en la mesa vibradora y función de transferencia para la señal medida y señal objetivo durante el ensaye de intensidad alta (Llolleo 100%).....	105
Fig. 3.42	Señal medida en la mesa vibradora y función de transferencia para la señal medida y señal objetivo durante el ensaye de intensidad alta (Llolleo 200% B)	106
Fig. 3.43	Señal en la mesa vibradora y función de transferencia entre la señal medida y señal objetivo durante el ensaye de intensidad alta (Llolleo 250%).....	107
Fig. 4.1	Espectro de Fourier del tercer nivel del modelo (vibración forzada).....	109
Fig. 4.2	Evaluación de las propiedades dinámicas a partir de los ensayos de vibración forzada	110
Fig. 4.3	Parámetro $Error_i(t)$ en la fase intensa para los tres modos del espécimen	113
Fig. 4.4	Anchos de firme utilizados en la respuesta de los modelos analíticos.....	115

Fig. 4.5 Comparación de desplazamientos y aceleraciones entre modelos analíticos y resultados experimentales.....	117
Fig. 4.6 Desplazamientos máximos de entrepiso entre la altura del espécimen y aceleraciones máximas de entrepiso para diferentes amortiguamientos.....	119
Fig. 4.7 Funciones de transferencia de aceleraciones de la azotea respecto a las aceleraciones de la base del espécimen para diferentes amortiguamientos.....	120
Fig. 4.8 Comparación de funciones de transferencia experimental y teórica para las aceleraciones del tercer nivel respecto a la base en el ensayo de intensidad baja (Llolleo 7%).....	121
Fig. 4.9 Comparación de las formas modales experimentales y teóricas para el sismo de intensidad baja	122
Fig. 4.10 Desplazamientos máximos de entrepiso para el sismo de intensidad baja (Llolleo 7%).....	124
Fig. 4.11 Comparación de envolventes de desplazamientos relativos entre la altura del edificio y aceleraciones absolutas experimental y analítica para el espécimen durante el sismo de intensidad baja	125
Fig. 4.12 Respuesta del modelo en la fase intensa del movimiento de intensidad baja	126
Fig. 4.13 Modelo analítico del espécimen para el cálculo de los elementos mecánicos correspondientes al sismo de intensidad baja (Llolleo 7%)	128
Fig. 4.14 Consideración para la contribución del firme en el modelo MOD 04	130
Fig. 4.15 Comparación de envolvente de desplazamientos relativos a la base entre la altura del espécimen para diferentes amortiguamientos en los ensayos de intensidad alta.....	134
Fig. 4.16 Comparación de envolvente de aceleraciones absolutas del espécimen para diferentes amortiguamientos en los ensayos de intensidad alta	135
Fig. 4.17 Comparación de funciones de transferencia para las aceleraciones del tercer nivel respecto a la base para diferentes amortiguamientos en los ensayos de intensidad alta.....	136
Fig. 4.18 Comparación de funciones de transferencia experimental y analítica para las aceleraciones del tercer nivel respecto a la base en los ensayos de intensidad alta	138
Fig. 4.19 Comparación de envolvente de desplazamientos relativos a la base entre la altura del espécimen en los ensayos de intensidad alta	139
Fig. 4.20 Comparación de envolvente de aceleración absoluta experimental y analítica del espécimen en los ensayos de intensidad alta	140
Fig. 4.21 Respuesta del modelo en la fase intensa del movimiento – Llolleo 100%	142
Fig. 4.22 Momento de volteo experimental y teórico en función de la distorsión global del espécimen en ensayos de intensidad alta.....	145
Fig. 4.23 Ciclo histérico del elemento más esforzado, viga del segundo nivel - Elemento 36	146
Fig. 4.24 Parámetros de ductilidad y R_M del espécimen ensayado en mesa vibradora	148

Fig. 4.25 Coeficientes sísmicos del espécimen ensayado en mesa vibradora	149
Fig. 4.26 Espectros de piso analíticos del último nivel para los sismos de intensidad alta	151
Fig. 4.27 Espectros de piso experimentales del último nivel para los sismos de intensidad alta	152
Fig. 4.28 Valores del parámetro R_{Sai}	154
Fig. 4.29 Fisuras del sistema de piso para el sismo de Llolleo 100% (fisuras menores a 0.20mm)	155
Fig. 4.30 Daño del sistema de piso para el sismo de Llolleo 250%	156
Fig. 4.31 Daño del sistema de piso del espécimen	159
Fig. 5.1 Rigideces del espécimen (Ton/mm).....	164
Fig. 5.2 Modelo de cálculo del sistema de piso.....	165
Fig. 5.3 Modelo analítico para verificar la acción de diafragma.....	167
Fig. 5.4 Fuerzas sísmicas de diseño actuantes en las losas de piso del modelo de tres niveles	170
Fig. 5.5 Fuerzas sísmicas en las losas de piso del edificio en estudio.....	171
Fig. 5.6 Idealización de las fuerzas sísmicas actuantes en el firme de concreto	172
Fig. 5.7 Modelado del firme de concreto mediante elementos shell del tipo membrana, y fuerzas sísmicas actuantes	174
Fig. 5.8 Trayectoria de los esfuerzos principales en el firme y malla de elementos finitos. Los cuadrados representan a las columnas y los círculos los puntos de aplicación de las cargas P	174
Fig. 5.9 Trayectoria y contorno de los esfuerzos principales en el firme de concreto	176
Fig. 5.10 Modelo de puntal y tirante, con base a las trayectorias de esfuerzos principales (MEF)	177
Fig. 5.11 Modelos de puntal y tirante para los firmes en estudio.....	178
Fig. 5.12 Detalle del tirante crítico: Se muestran las proyecciones vertical y horizontal del ancho y de la fuerza del tirante.....	180
Fig. 5.13 Superposición del daño observado con el modelo de puntal y tirante para el sismo Llolleo 250%	183
Fig. 5.14 Daño de las conexiones del Eje 1.....	187
Fig. 5.15 Daño de las conexiones del Eje 3.....	188
Fig. 6.1 Aceleraciones de piso del espécimen.....	191

LISTA DE SIMBOLOS

a_0	aceleración del terreno especificada por las normas
A_g	área de la sección transversal del elemento
b	ancho de la viga, columna
B	dimensión del edificio en planta en la dirección del análisis sísmico
c_{Dis}	coeficiente sísmico de diseño especificado por las normas
c_{Max}	coeficiente sísmico máximo obtenido de resultados en el tiempo
c_u	coeficiente sísmico de capacidad de deformación máxima obtenido de un análisis estático no lineal
c_y	coeficiente sísmico de fluencia obtenido de un análisis estático no lineal
C	matriz de amortiguamiento
d_r	distorsión de entrepiso
$d_{r Max}$	distorsión máxima de entrepiso obtenida en el tiempo
D_r	distorsión global
$D_{r Max}$	distorsión global máxima obtenida en el tiempo
e	espesor del firme
E_c	módulo de elasticidad del concreto
E_s	módulo de elasticidad del acero
E_{sh}	módulo de elasticidad del acero en la zona de endurecimiento por deformación
Error(t)	error del amortiguamiento en el tiempo
f	frecuencia
f'_c	resistencia a la compresión del concreto
f'_{cc}	esfuerzo máximo en compresión del concreto confinado
f_s	esfuerzo en el acero
f_{su}	esfuerzo último en el acero
f_y	esfuerzo de fluencia en el acero
F_{AZ}	fuerza de piso en el último nivel
F_{Dis}	fuerza de piso obtenida de un procedimiento de evaluación
F_{Ei}	fuerza de piso en el nivel i obtenida de la superposición modal
F_i	fuerza de piso del nivel i
F_{Pi}	fuerza aplicada en el nivel i para el diseño estático del sistema sismo-resistente
F_{Dis}	fuerza de piso obtenida de un análisis no lineal
G	módulo de rigidez a corte

H	altura del edificio
h_i	altura de desplante del nivel i
I_{ef}	momento de inercia efectiva de la sección obtenida del diagrama momento-curvatura
I_g	momento de inercia de la sección bruta
K	matriz de rigidez
L	longitud del elemento
M_u	momento último de un análisis momento-curvatura
M_V	momento de volteo en la base
$M_{V\ Max}$	momento de volteo máximo en la base
M_y	momento de fluencia obtenido de un análisis momento-curvatura
m_i	masa que soporta el nivel i
M	matriz de masas
P	valor correspondiente a una subdivisión de la fuerza inercial en el sistema de piso
q_i, \dot{q}_i y \ddot{q}_i	i -ésima coordenada modal, velocidad modal y aceleración modal, respectivamente.
Q	factor de comportamiento sísmico
SR	parámetro de sobrerresistencia
R_M	cociente entre el momento de volteo en la base máximo para el caso elástico para un registro sísmico y el momento de volteo en la base máximo para el caso inelástico con el mismo sismo
R_{Sai}	cociente del valor en el espectro de pseudoaceleraciones elástico y el valor en el espectro inelástico para el modo i
S_a	pseudo-aceleración
$S_{a\ AZ}$	pseudo-aceleración del último nivel
t	tiempo
T	periodo
T_i	periodo de vibrar del modo i
T_{Dis}	periodo de vibrar del primer modo obtenido en la etapa de diseño
\ddot{U}_g	aceleración del terreno
$\ddot{U}_{g\ Max}$	aceleración máxima del terreno en un acelerograma
$\ddot{U}_{1\ Max}$	aceleración máxima del nivel 1
$\ddot{U}_{AZ\ Max}$	aceleración máxima del último nivel
U(t)	vector de desplazamientos relativos a la base
$\dot{U}(t)$	vector de velocidades relativas a la base
$\ddot{U}(t)$	vector de aceleraciones relativas a la base

w_i	Peso que soporta el nivel i
W	Peso total del edificio
α	fracción de la rigidez inicial para el modelo bi-lineal de los resultados momento curvatura
Δ	desplazamiento relativo
ε_s	deformación unitaria del acero
ε_u	deformación unitaria última del acero
ε_y	deformación unitaria de fluencia del acero
ϕ_j^i	valor de la forma modal del modo i para el nivel j
ϕ_u	curvatura última obtenida de un análisis momento-curvatura
ϕ_y	curvatura de fluencia obtenida de un análisis momento-curvatura
Γ_i	factor de participación del modo i
μ	ductilidad de desplazamiento
$\mu_{\phi \text{ Max}}$	ductilidad máxima de curvatura
ρ_l	cuantía del refuerzo longitudinal
ρ_s	cuantía del refuerzo transversal
ξ	fracción de amortiguamiento crítico
ξ_i	fracción de amortiguamiento crítico para el modo i

RESUMEN

En este trabajo se analiza la respuesta sísmica de un edificio prefabricado de tres niveles diseñado con base en las Normas Técnicas para Diseño por Sismo para el Estado de Guerrero [NTC Guerrero, 1988] y las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal [NTCDF, 2004]. El objetivo de este trabajo fue evaluar las fuerzas inerciales en el plano de los sistemas de piso y estudiar la emulación de las conexiones en edificios prefabricados, el cual se realizó por primera vez en México. El edificio prototipo representó de manera simplificada a un edificio para estacionamiento de concreto prefabricado de tres niveles, que estaría ubicado en la ciudad de Acapulco, en suelo duro. El sistema estructural del edificio consistió en marcos de concreto en las dos direcciones principales. El sistema de piso está formado por unidades de losa alveolares prefabricadas de concreto presforzado, las cuales están apoyadas en las vigas portantes, ubicadas en la dirección larga de la planta, con un firme colado en sitio de 8cm de espesor. Como no fue posible construir un modelo a escala natural por espacio y capacidad de la mesa vibradora, se realizó el estudio en un modelo a escala 1:4, el cual fue construido en las instalaciones de la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

El espécimen fue sometido a un sismo de intensidad baja (Llolleo 7%), con la finalidad de conocer las propiedades dinámicas del mismo. Además se sometió a cuatro sismos de intensidad alta (Llolleo 100%, Llolleo 200% A, Llolleo 200% B y Llolleo 250%), para conocer el comportamiento inelástico de los sistemas de piso y de las conexiones de los elementos prefabricados. El registro utilizado para los ensayos fue el de la estación de Llolleo del sismo de Valparaíso (Chile), el cual ocurrió en 3 de Marzo de 1985. En los ensayos de intensidad baja y alta se utilizó el registro de la estación mencionada pero escalado.

Además el espécimen tuvo características especiales, una de ellas fueron las uniones viga-columna, en las cuales se utilizó un colado con concreto líquido (grout), las cuales presentaron un comportamiento satisfactorio durante los ensayos de intensidad alta. Las conexiones de viga localizadas fuera de las zonas de articulaciones plásticas no presentaron ningún daño.

Los resultados de la evaluación de las fuerzas de piso experimentales, modelos de puntal y tirante, se compararon con las fuerzas obtenidas empleando los procedimientos que especifica la normativa vigente en México. Finalmente, se propone un procedimiento para evaluar estas fuerzas, basado en el comportamiento inelástico analítico y experimental del espécimen estudiado. Además, el sistema utilizado para emular a una conexión colada en sitio, presentó un comportamiento adecuado durante los ensayos de intensidad alta, por lo cual se recomienda su utilización en edificaciones prefabricadas.

ABSTRACT

In this study, the seismic response of a three-storey precast concrete building, designed to the current State of Guerrero's Seismic Code and Mexico City's building code, is investigated. The main objective of this research was to evaluate the inertial forces in the floor systems' plane and to study the emulation in precast building connections, which was carried out for first time in Mexico. The prototype building represents a parking building located in Acapulco in hard soil, and the structural system of the building consisted of precast reinforced-concrete frames in both directions. The floor system is formed by precast hollow core units, which are seated on the main beams located in the long direction of the building, with a cast-in-place concrete topping 8 centimeters depth. As building a full-scale prototype was not feasible due to space and shaking table capacity constraints, a 1:4 scale model was used instead, which was constructed in the shaking table facilities of the Instituto de Ingenieria.

Firstly, the specimen was tested under a low-intensity ground-motion (Llolleo 7%), in order to know the dynamic characteristics of it. Besides, the specimen was subjected to four high-intensity ground-motions (Llolleo 100%, Llolleo 200%-A, Llolleo 200%-B, and Llolleo 250%) so as to study the inelastic behavior of the floor systems, and the precast building connections. We used different scaled versions of the record corresponding to the Llolleo station from the Valparaiso (1985) earthquake.

Furthermore, some of the specimen's special characteristics included the beam-column joints, where liquid concrete (grout) was used, which shows a satisfactory behavior during the high intensity tests. The beam connections located away from plastic hinge zones did not present any damage.

The results of the evaluation of experimental floor forces and strut and tie models were compared with the forces obtained using the current building code of Mexico. Finally, we propose a procedure for evaluating those forces based on inelastic behavior of analytical and experimental models. Worthy of note, the system used for emulate a cast-in-place connection presents a satisfactory behavior during the tests of high intensity, therefore we recommend to use it in precast buildings.

1. INTRODUCCION

1.1. Antecedentes

Los edificios prefabricados son aquellos en la que sus elementos (columnas, vigas, y sistemas de piso) se construyen en un lugar diferente al de su posición definitiva.

Debido al crecimiento acelerado de la ciudad de México se ha requerido una mayor rapidez en la ejecución de obras civiles como edificios, vías, acueductos, etc., por lo que es necesario desarrollar procedimientos de construcción que estén acorde con la demanda de la población. Un ejemplo de estos procedimientos es el caso de las estructuras prefabricadas de concreto reforzado.

Un aspecto importante para el buen comportamiento sísmico de los edificios prefabricados, es la conexión entre sus elementos. Durante mucho tiempo este aspecto ha sido una de las principales razones por las que no se prefirió en varios países con actividad sísmica, ya que hasta hace algunos años se seguían prácticas erróneas. En la actualidad a raíz de las investigaciones realizadas se ha mejorado la conexión entre elementos, pero todavía existen prácticas erróneas como la de soldar varillas longitudinales en las conexiones. Además, varios reglamentos de diseño, como es el caso del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal [RCDF, 2004] no cuentan con un claro procedimiento de diseño de estas partes. Países como: Japón, Nueva Zelanda y algunos en Europa, desarrollaron investigaciones dando como resultado procedimientos para resolver el problema de las conexiones.

Una actividad que desarrolla la industria de la prefabricación en México en la construcción de edificios es la de los sistemas de piso, donde se emplean elementos como: la vigueta y bovedilla, losas extruídas, vigas T o vigas doble T, con la finalidad de aligerar y acelerar la construcción de las edificaciones, y que al no requerir cimbras facilita y acelera el proceso constructivo. Al igual que para las construcciones coladas en sitio, los sistemas de piso prefabricados tienen un papel importante en la resistencia lateral del edificio prefabricado al proveer la acción de diafragma, la cual consiste en: 1.) Transferir las cargas laterales de cada nivel a los elementos resistentes de carga lateral (marcos y muros) y 2.) Unir los elementos resistentes de carga lateral en un solo sistema para que trabajen en conjunto.

En el sismo de Northridge, California 1994, se observó que los sistemas de piso, en algunas edificaciones prefabricadas, presentaron un comportamiento diferente al supuesto en el análisis, por lo que a partir de

1. INTRODUCCION

este evento existe un mayor interés en conocer el comportamiento sísmico de los sistemas de piso, así como contar con procedimientos de diseño sísmico en los reglamentos de construcción. Sin embargo, el estado del conocimiento en esta área es todavía escaso.

1.2. Alcances y objetivos

Para desarrollar este trabajo se realizó el estudio experimental de un edificio prefabricado de concreto de tres niveles a escala 1:4, cuyo prototipo representa a un edificio prefabricado destinado a estacionamientos, ubicado en la ciudad de Acapulco y diseñado según el [RCDF, 2004]. El sistema estructural empleado fue a base de marcos. La estructura fue diseñada con una crujía en la dirección del ensaye y con dos en la dirección perpendicular del sismo, logrando la continuidad entre elementos con colados en sitio sin emplear soldadura. Para el sistema de piso se empleó losas extruídas prefabricadas y pretensadas, así como un firme colado en sitio en la parte superior de las vigas prefabricadas, con el cual se pretende ligar todas las vigas del nivel. La estructura fue sometida a ensayos ante sismos de intensidad baja y alta, hasta cercano al colapso.

Primeramente se hace una revisión de la literatura sobre los aspectos más relevantes del diseño y comportamiento sísmico de estructuras prefabricadas de concreto, se describen algunas de las técnicas empleadas para la conexión de elementos prefabricados en edificaciones de varios niveles usadas en diferentes países. También se presentan las características del espécimen ensayado, donde se utilizan sistemas a base de marcos, con lo que se pretende que las acciones sísmicas sean resistidas principalmente por columnas.

En esta investigación se analiza diversos aspectos en el comportamiento sísmico de edificios prefabricados de concreto y de las conexiones entre los diferentes elementos prefabricados en estructuras a base de marcos. También se pretende estudiar las características de la respuesta sísmica del sistema de piso prefabricado, de la rigidez de la estructura, así como de su resistencia ante acciones sísmicas. Además se pretende determinar las características de deformación, ductilidad de desplazamiento, forma de disipación de energía de la estructura ensayada, así como comparar los resultados experimentales con los procedimientos analíticos que traten de predecir las características más importantes de la respuesta sísmica de la estructura ensayada.

Las conexiones entre elementos prefabricados que se usaron en la construcción del espécimen, se utilizaron por primera vez en México. Estas conexiones emulan a las conexiones coladas en sitio, las

1. INTRODUCCION

cuales son ampliamente utilizadas en Nueva Zelanda. Además, se analiza el comportamiento de dichas conexiones durante los ensayos ante sismos de intensidad alta.

Finalmente mediante el empleo del método del Puntal y Tirante, Método de Elementos Finitos, y Reducción del Primer Modo; se propone un procedimiento para el diseño de los sistemas de piso en edificios prefabricados, para resistir fuerzas sísmicas en su plano, validadas por resultados experimentales.

2. EDIFICIOS PREFABRICADOS DE CONCRETO EN ZONAS SISMICAS

2.1. Generalidades

El concreto prefabricado se define como el concreto que es colado en un lugar diferente al de su posición final. Además es un procedimiento ordenado y controlado para construir, en el cual se reducen los tiempos de construcción dado que las piezas son fabricadas y almacenadas a medida que se desarrollan otras etapas de la obra. Así, por ejemplo, en la etapa de excavación se pueden realizar los colados de columnas y algunas vigas, algo imposible de realizar con un procedimiento tradicional de colado en sitio.

Los elementos de concreto prefabricado son construidos con mayor control de calidad ya que es posible revisar cada una de las piezas en las plantas de prefabricado para que lleguen en condiciones óptimas a la obra. El curado generalmente se realiza con procedimientos externos, como vapor, que ayuda a hidratar apropiadamente el cemento, con lo cual es factible alcanzar por ejemplo el 60% de la resistencia de diseño 12 horas después de realizar el colado, por lo que las piezas fácilmente se pueden desmoldar al día siguiente e iniciar el siguiente colado.

Entre otras ventajas, al poder tener un control en los materiales empleados para el concreto, así como para el curado, es fácil obtener resistencias mayores que 300kg/cm^2 . La resistencia a compresión del concreto f'_c se puede alcanzar antes del izaje de los elementos, sin tener que esperar largos periodos que se requieren en las obras coladas en sitio. Además en estructuras prefabricadas es posible emplear materiales para las cimbras que dan un acabado y textura de excelente calidad y con un mayor uso, que en promedio es de 50 veces cuando son de fibra de vidrio o madera protegida y casi ilimitado cuando son de acero, con lo cual el trabajo en cimbras disminuye notablemente, aumentando la velocidad de construcción.

Es común que los elementos prefabricados sean pretensados, con el fin de lograr cubrir grandes luces. Además, el pretensado ayuda a proteger cada una de las piezas en los procesos de traslado al lugar de la construcción, izaje y ubicación en su posición definitiva. También es un factor conveniente para aumentar la durabilidad del elemento estructural ya que protege al acero de refuerzo de agentes externos en ambientes corrosivos, dado que el pretensado disminuye la aparición de grietas y cierra las posibles que se formen por el fenómeno de retracción en el concreto.

Aunque los equipos empleados para realizar los colados en las plantas prefabricadoras, para el transporte e izaje en principio pueden encarecer un proyecto, no se considera como una desventaja, dado que la inversión adicional que se hace en la construcción de las estructuras prefabricadas se recupera mucho antes, porque la construcción de ellas demora menos tiempo que una obra construida con procedimientos tradicionales. Las principales limitaciones para construir edificios prefabricados de concreto se presentan al transportar e izar los elementos, pues estos requieren tener dimensiones apropiadas para facilitar su movimiento. Una limitante adicional tiene que ver con el tamaño de la obra, pues las obras prefabricadas son una alternativa muy económica cuando el área a construir es grande y donde la producción en serie de elementos puede ser desarrollada con facilidad.

La poca experiencia que se tiene ante sismos severos del comportamiento de conexiones entre elementos prefabricados, así como los requerimientos que deben cumplir las conexiones, dificulta la labor de diseño. Debido a lo anterior algunos reglamentos sólo se limitan a especificar cargas de diseño generalmente mayores que para las estructuras coladas en sitio, tal es el caso de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Estado de Guerrero [NTC Guerrero, 1988], el cual indica que debe utilizarse un factor de comportamiento sísmico de $Q=2$ para estructuras prefabricadas.

2.2. Conceptos básicos de diseño sismo-resistente

2.2.1. Diseño por capacidad

Un aspecto relevante en el diseño y construcción de estructuras prefabricadas resistentes a sismos es la necesidad de lograr una adecuada capacidad de deformación y resistencia entre los elementos que la componen, así como en el caso de acciones laterales intensas la estructura no presente una falla frágil.

La filosofía actual para el diseño de edificios a base de marcos y muros estructurales se basa en que la mayor parte de la energía se debe disipar mediante fluencia por flexión de las articulaciones plásticas en algunos elementos y que el resto de la estructura sea lo suficientemente resistente para asegurar su permanencia en el intervalo elástico. Esto es, que no se producirán fallas de cortante, ni pérdida de adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto en algunos puntos de los elementos estructurales. La resistencia de la estructura se determina entonces cuando después de la formación de suficientes articulaciones plásticas se desarrolla un mecanismo de colapso [Park y Paulay, 1975].

2. EDIFICIOS PREFABRICADOS DE CONCRETO EN ZONAS SISMICAS

Las características de un evento sísmico en un lugar no pueden conocerse con exactitud, lo que dificulta evaluar el comportamiento de una estructura cuando es sometida a cargas laterales inducidas por un sismo. Como una opción, el diseño por capacidad permite diseñar las estructuras para que desarrollen un comportamiento satisfactorio bajo acciones laterales intensas con base en un mecanismo de deformación en el intervalo inelástico o un mecanismo de colapso y un factor de ductilidad local o de curvatura, parámetros útiles para el diseño sísmico de los elementos estructurales [Park, 1995].

Las fuerzas de diseño sísmico están asociadas con el factor de ductilidad de la estructura μ definido como Δ_{\max}/Δ_y , donde Δ_{\max} es el desplazamiento máximo que puede desarrollar la estructura durante los ciclos de carga sin una pérdida significativa de la resistencia y Δ_y es el desplazamiento en que se alcanza la primera resistencia de una sección, suponiendo un comportamiento elástico hasta ese nivel de carga lateral.

2.2.2. Mecanismo de colapso

Se sabe que el mecanismo de columna fuerte-viga débil (rótulas plásticas en los extremos de las vigas de todos los niveles y en las bases de las columnas del primer nivel), mostrado en la figura 2.1, proporciona un adecuado comportamiento dúctil del edificio cuando éste se encuentra en su intervalo inelástico de deformación. Por otro lado, los elementos no incluidos para la formación del mecanismo de colapso y aquellos con una posible falla frágil, son diseñados con suficiente resistencia para que permitan el desarrollo de la capacidad de ductilidad del edificio.

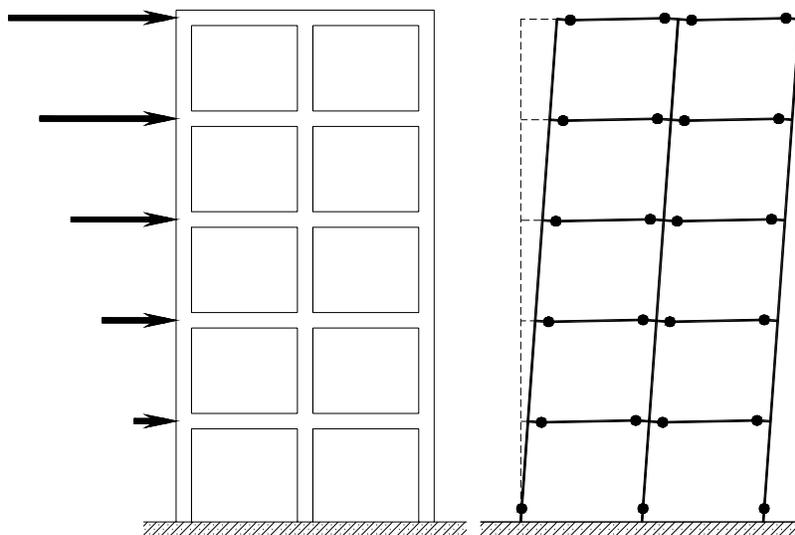


Fig. 2.1. Mecanismo de colapso columna fuerte-viga débil para un marco de concreto

2.3. Conexiones en elementos prefabricados

Un aspecto importante a considerar en el diseño de estructuras prefabricadas de concreto a base de marcos son los criterios necesarios de análisis y diseño para la conexión de los elementos. Esta labor se dificulta ya que la experiencia que se tiene del comportamiento de las conexiones en elementos prefabricados, tanto para sismos fuertes como para ensayos de laboratorio es reducida comparada con el caso de las conexiones coladas en sitio. Por esta razón algunos reglamentos sólo se limitan a especificar cargas de diseño generalmente mayores que para aquellas estructuras monolíticas coladas en sitio. De acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, en sus Normas Técnicas Complementarias de Concreto del 2004 [RCDF, 2004], es posible emplear un factor de comportamiento sísmico, Q , hasta cuatro para el caso de estructuras con marcos dúctiles colados en sitio. Para marcos de concreto prefabricado se especifica que este valor debe ser igual a dos.

Existe una gran variedad de conexiones entre elementos de concreto prefabricado que logran emular el comportamiento de una estructura monolítica. De entre la gran variedad de configuraciones, nos centramos en las utilizadas en Nueva Zelanda, las cuales han sido ampliamente probadas y han demostrado un buen comportamiento sísmico [Park, 1995; Guidelines, 1999]. Se trata de los sistemas 1, 2 y 3, mostrados en la figura 2.2. El sistema 1; vigas prefabricadas entre columnas, se ha utilizado en México con algunas variantes [Carranza et al, 1997]. Sin embargo, ensayos en laboratorio ante cargas laterales cíclicas reversibles, han mostrado que dicho arreglo, tal como se usa en la práctica mexicana, no presenta un comportamiento dúctil, debido principalmente a la falta de longitud de anclaje de las varillas inferiores de las vigas conectadas [Pérez et al, 1998; Rodríguez et al, 2002].

Los sistemas 2 y 3 todavía no se utilizaron en México. Una de las ventajas en usar el sistema 2, es que la unión viga-columna, que generalmente está muy congestionado por los requisitos de acero por confinamiento, viene incluido en el elemento prefabricado (vigas) y se evita el dificultoso colado en sitio de esta parte del elemento. Por otro lado, las zonas de posibles articulaciones plásticas en las vigas, ocurren dentro del elemento prefabricado, fuera de las secciones de unión entre estos elementos, las cuales se ubican en los centros del claro (ver Fig. 2.1,b). En contraposición, las tolerancias en la geometría tienen que ser más rigurosas. El sistema 3 es similar al sistema 2, con la diferencia de que la columna hace una sola pieza con la viga que soporta; son las llamadas unidades T prefabricadas. Este sistema tiene la desventaja de requerir un transporte y montaje muy especiales, debido al tamaño de las piezas a conectar.

2. EDIFICIOS PREFABRICADOS DE CONCRETO EN ZONAS SISMICAS

Para el presente estudio se eligió el sistema 2, el cual se utilizó por primera vez en México, en la construcción del espécimen a escala 1:4. Como se verá en los capítulos 4 y 5, este sistema presenta un buen comportamiento frente a sismos severos.

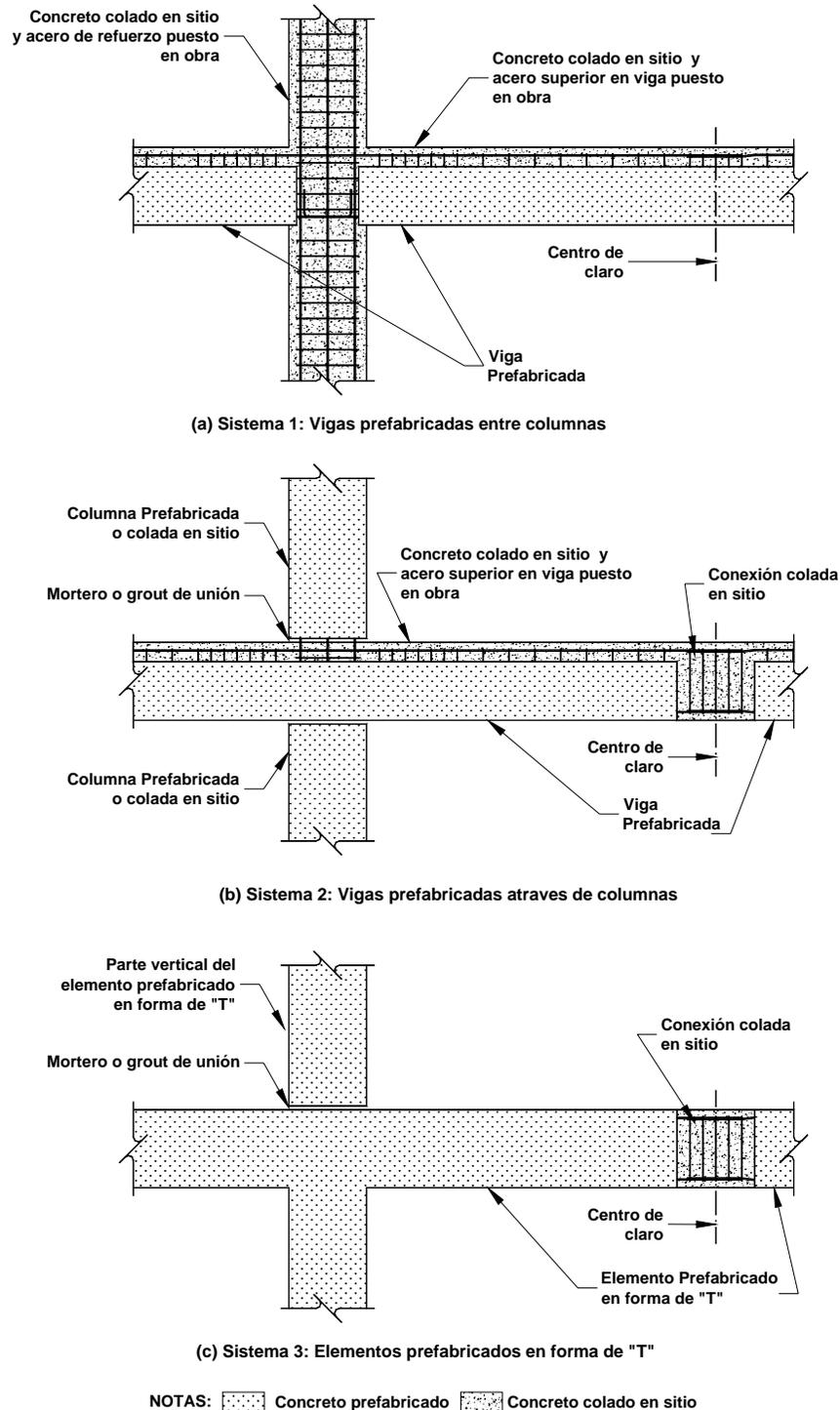


Fig. 2.2. Tipos de conexiones entre elementos prefabricados [Park, 1995]

2.4. Sistemas de piso en edificios prefabricados

El empleo de elementos prefabricados especialmente en sistemas de piso es un paso importante en la solución del problema de vivienda en México. También son útiles en edificaciones para otros fines como: comerciales, industriales u oficinas. Al igual que en los edificios de concreto colados en sitio, el sistema de piso en edificios prefabricados tiene que cumplir la función de diafragma; es decir, debe proporcionar continuidad entre todos los elementos del piso y distribuir las fuerzas horizontales generadas por el sismo, a los elementos laterales resistentes de fuerza sísmica. Una práctica común para conseguir este objetivo, y que ha dado buenos resultados, es el empleo de un firme de concreto colado en sitio sobre las unidades de losa prefabricadas. En este sentido, muchos reglamentos de diseño consideran el empleo de este firme para lograr la mencionada acción de diafragma, como es el caso del [RCDF, 2004] y del Reglamento de diseño de Nueva Zelanda [NZS 3101, 1995].

La acción de diafragma se produce en virtud de la rigidez en el plano inherente en los sistemas de piso. En edificios regulares en planta y de forma no muy alargada, el sistema de piso hace la función de diafragma rígido; es decir, es considerado con rigidez infinita en su plano. Si la planta es irregular, presentando volados, aberturas, etc., entonces es posible que el diafragma sea flexible. Las características de los sistemas de piso prefabricados dependen del método de construcción y del tipo de unidad prefabricada usada, los cuales se detallan a continuación.

2.4.1. Procedimientos de construcción de sistemas de piso

2.4.1.1. Construcción compuesta (topped)

En este procedimiento se emplea un firme de concreto colado en sitio, para proveer continuidad al sistema de piso. Es requerido por varios reglamentos de diseño para diafragmas prefabricados en zonas sísmicas [RCDF-2004, ACI 318-05, NZS 3101]. El firme de concreto debe quedar adherido al elemento prefabricado el cual debe tener la superficie rugosa, limpia y húmeda, antes de que el concreto sea colado.

Procedimientos actuales recomiendan el uso de una malla de refuerzo continuo dentro del firme para proveer una trayectoria sin interrupciones para las fuerzas en el plano del diafragma. Usualmente este refuerzo consiste en una malla electrosoldada (ver Fig. 2.3) diseñada para el control del agrietamiento, que

2. EDIFICIOS PREFABRICADOS DE CONCRETO EN ZONAS SISMICAS

si bien ayuda a resistir el cortante en el diafragma, no garantiza un buen comportamiento ante las fuerzas sísmicas que puedan actuar.

El firme debe de tener un espesor mínimo para garantizar el adecuado traslape de la malla electrosoldada y/o de cualquier otro refuerzo adicional. El Reglamento de Nueva Zelanda recomienda un espesor mínimo de 65mm, mientras que las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal [NTCDF, 2004], en su sección 6.6.3, especifica un espesor mínimo de 60mm, “si el claro mayor de los tableros es de 6m o más” y “En ningún caso será menor que 30mm”. El [ACI 318, 2005] en su sección 21.9.4 especifica “... Las sobrelosas coladas sobre elementos de piso o cubierta prefabricados, que actúan como diafragmas estructurales y que no dependen de la acción compuesta con los elementos prefabricados para resistir las fuerzas sísmicas de diseño, deben tener un espesor no menor que 65mm”.

2.4.1.2. Construcción no-compuesta (pretopped/untopped)

Son los sistemas de piso que usan unidades prefabricadas que ya tienen el peralte (o espesor del ala, para vigas doble T) requerido según el diseño por lo que no es necesario el uso del firme de concreto colado en sitio. Este tipo de construcción es usado en zonas de baja sismicidad. Las fuerzas entre unidades prefabricadas son transferidas mediante conectores mecánicos.

2.4.2. Tipos de sistemas de piso

2.4.2.1. Losas extruídas o alveolares

Son losas de concreto extruido y presforzado, el cual tiene ductos en su sección transversal a lo largo de toda su longitud que permiten reducir su peso (ver Fig. 2.3.a). Son ampliamente usadas en países de alta sismicidad, como es el caso de México.

Las losas alveolares en algunos casos se emplean sin firme de concreto en zonas de sismicidad moderada, en donde las fuerzas en el diafragma son resistidas mediante refuerzo por corte-fricción colocado en las llaves de corte entre las unidades prefabricadas. En zonas de sismicidad alta, estas losas son usadas con un firme de concreto colado en sitio, el cual está reforzado generalmente con una malla electrosoldada (ver Fig. 2.3.a). En estos casos, la superficie superior de las losas extruidas requieren de alguna rugosidad para permitir la adherencia del firme de concreto. Para ciertas zonas del sistema de piso con cortante elevado, como la zona adyacente a muros de corte, es necesario suministrar refuerzo que una el firme con

2. EDIFICIOS PREFABRICADOS DE CONCRETO EN ZONAS SISMICAS

la losa prefabricada. Dicho refuerzo puede ser colocado en las llaves de corte entre unidades prefabricadas o en agujeros hechos en los alveolos de las losas. Debido a que las losas extruidas no contienen refuerzo secundario, su contribución para resistir fuerzas horizontales en el plano del diafragma es usualmente ignorada en zonas de sismicidad alta. Sin embargo, las losas extruidas restringen el pandeo del firme de concreto, permitiendo que la totalidad de la fuerza del diafragma sea resistido por éste.

2.4.2.2. Losas macizas

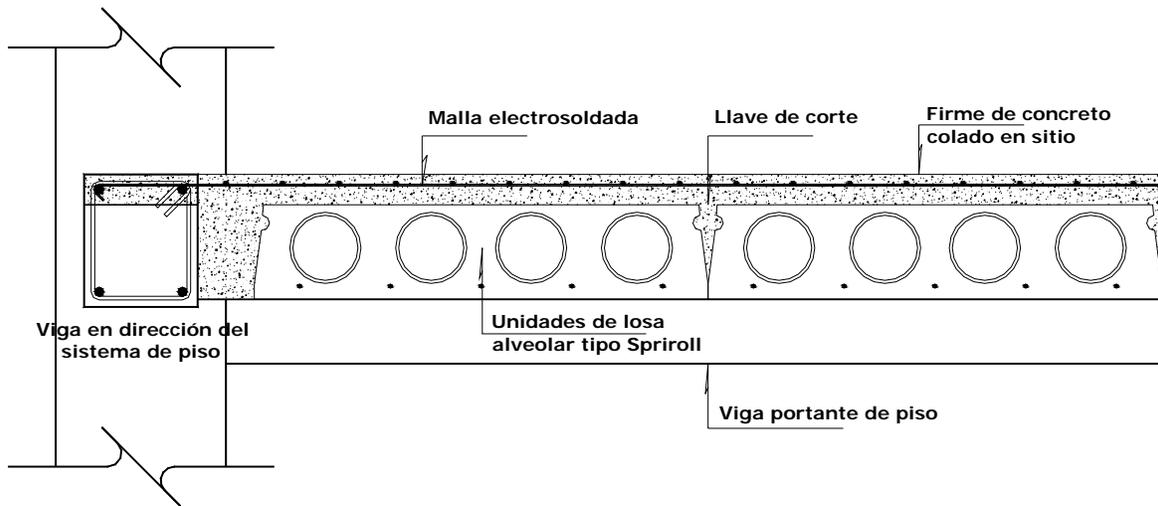
Al igual que las losas extruidas, pueden ser usadas en conjunto con un firme de concreto o sin él. Las losas macizas pueden ser reforzadas y al ser usadas con un firme de concreto, pueden resistir también parte de las fuerzas del diafragma.

2.4.2.3. Sistema de vigueta y bovedilla

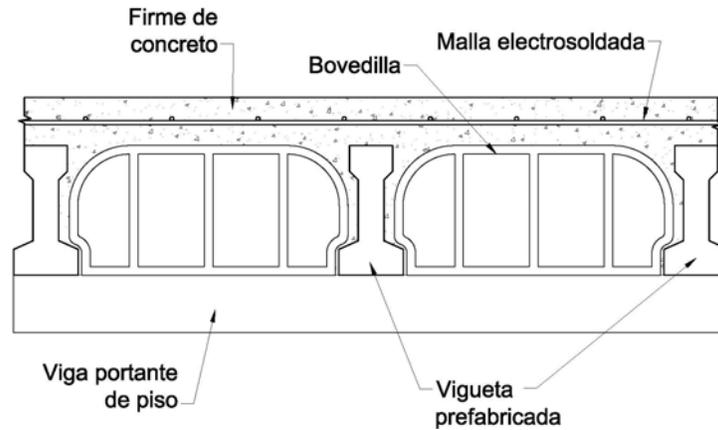
Estos sistemas usan viguetas de concreto pretensado típicamente de 150-200mm de ancho, y de 100mm a 250mm de peralte (ver Fig. 2.3.b). Entre las viguetas, las cuales actúan como cimbra permanente, se colocan bloques alveolares (bovedillas) de arcilla, concreto ligero, ó plástico. Luego se coloca un firme de concreto colado en sitio, con un espesor que usualmente varía de 100mm a 175mm. Estos sistemas requieren que el firme de concreto soporte tanto las cargas de gravedad, como las fuerzas del diafragma.

2.4.2.4. Vigas T y dobles T

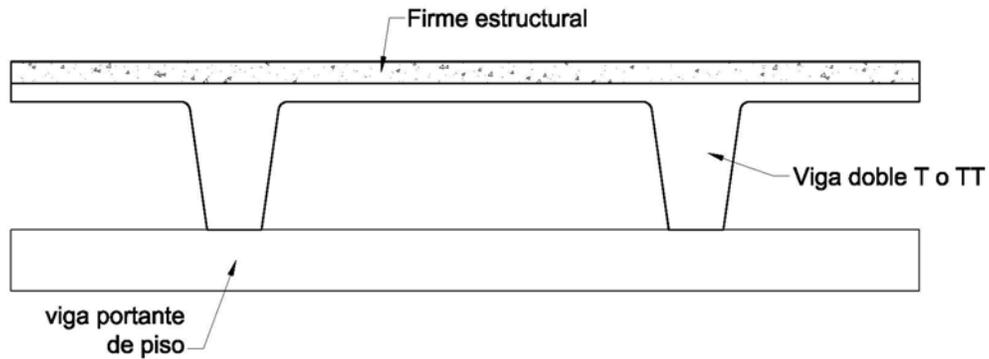
Las vigas pretensadas T y dobles T (ver Fig. 2.3.c) son usualmente usadas para pisos de grandes tramos. Estas pueden ser diseñadas para que actúen en conjunto con un firme de concreto colado en sitio o pueden tener el peralte necesario para ser usadas sin él.



a) Sistema de piso con losa alveolar y firme de concreto colado en sitio



b) Sistema de piso a base de vigueta y bovedilla



c) Sistema de piso a base de vigas dobles T y firme de concreto

Fig. 2.3. Tipos de sistemas de piso típicos en edificios prefabricados

2.5. Factores importantes en el comportamiento de sistemas de piso prefabricados

2.5.1. Requerimientos de apoyo para unidades de piso prefabricadas

Como parte del sistema de piso, los diafragmas deben mantener su capacidad para soportar las cargas de gravedad mientras resisten las cargas laterales. En los sistemas prefabricados, a diferencia de los sistemas monolíticos, una componente esencial de este requerimiento es lograr un apoyo adecuado para las unidades prefabricadas. Este apoyo es brindado por la viga de soporte que generalmente se ubica en la dirección transversal al sismo de diseño, tal como se muestra en la figura 2.4. El apoyo de las unidades prefabricadas puede verse peligrosamente disminuido y hasta perdido, en un evento sísmico fuerte, debido a una combinación de grandes desplazamientos del sistema lateral resistente, que empujan a las vigas de soporte, y a una mala estimación de la longitud de apoyo (ver Fig. 2.4). Es por este motivo que los sistemas de piso en edificios prefabricados son más susceptibles a la pérdida de su capacidad de soportar cargas verticales.

2.5.2. Demandas sísmicas de desplazamientos

El diseño sísmico de diafragmas debe de tomar en cuenta los desplazamientos impuestos por el sistema lateral resistente del edificio. Por ejemplo, durante fuertes demandas sísmicas en marcos resistentes a momentos, las elongaciones en las vigas asociadas a las zonas de articulaciones plásticas pueden causar la separación de la columna (ver Fig. 2.5). En sistemas prefabricados esto puede llevar a la pérdida del apoyo de las losas prefabricadas, perdiéndose de esta manera su capacidad para resistir cargas verticales. Por otro lado, se pueden formar grietas anchas en la losa en la zona de los soportes, lo cual puede causar la fractura de la malla electrosoldada de refuerzo.

2.6. Tolerancias de los sistemas prefabricados

Los detalles en la construcción estándar de edificios prefabricados, son llevados a cabo considerando la combinación probable de las tolerancias en la fabricación, construcción y montaje de los elementos. Estas tolerancias son generalmente mostradas en los reglamentos de diseño. Si este no es el caso, el constructor debe tener sus propias tolerancias, y realizar combinaciones probables de las mismas, en base a su experiencia.

2. EDIFICIOS PREFABRICADOS DE CONCRETO EN ZONAS SISMICAS

El uso de tolerancias es de vital importancia en la construcción de edificios prefabricados. No tomarlas en cuenta o una mala estimación de ellas, puede llevar a reducir o incluso anular los límites de seguridad que se tiene en la construcción. Por ejemplo, el apoyo de las losas prefabricadas puede verse peligrosamente reducido, lo cual puede llevar a que en un evento sísmico severo, las losas pierdan su apoyo y se llegue al colapso del sistema de piso.

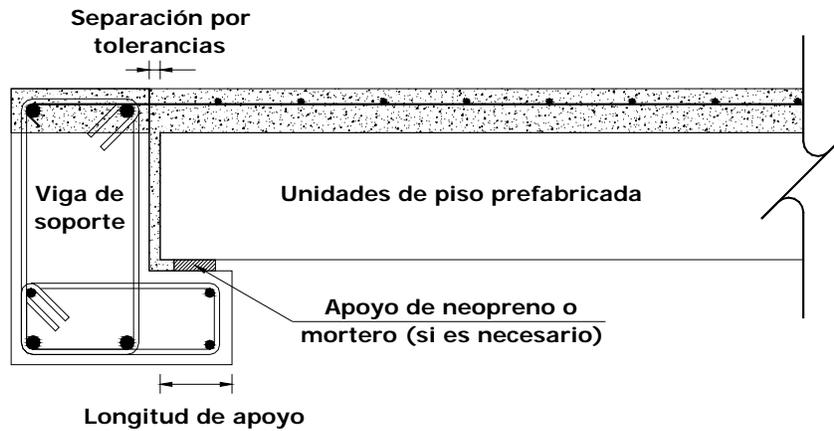


Fig. 2.4. Apoyo típico de sistemas de piso prefabricados

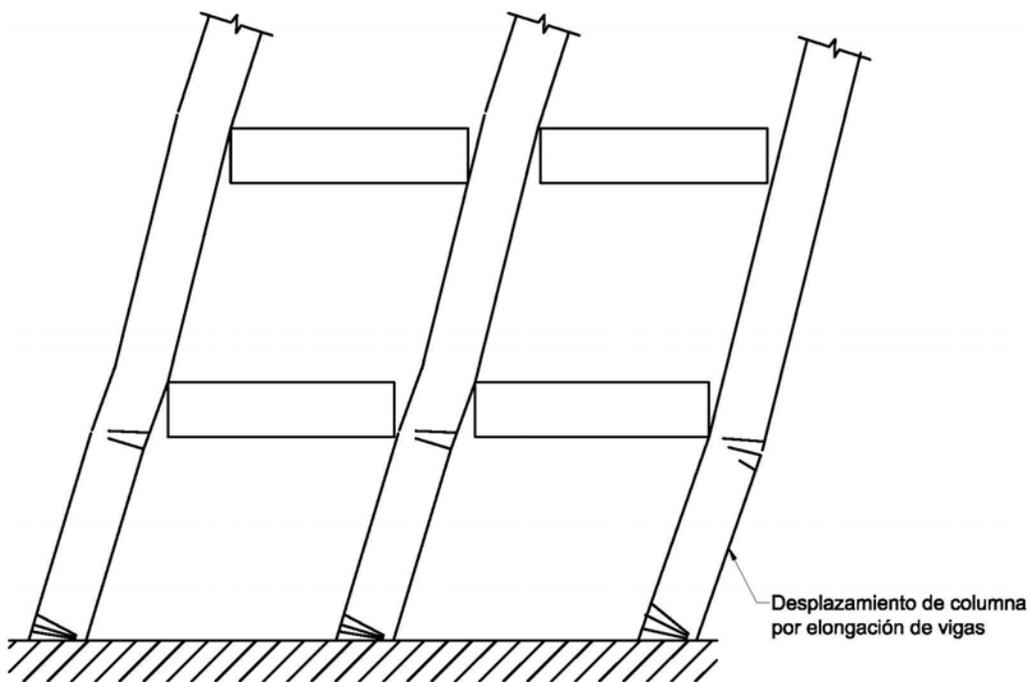


Fig. 2.5. Desplazamiento del sistema lateral resistente de un edificio, debido a la formación de articulaciones plásticas en vigas y columnas [Guidelines, 1999]

2.7. Diafragmas

En general, toda construcción cuenta con sistemas verticales y horizontales que soportan las cargas gravitacionales e inerciales con elementos denominados “diafragmas” que ligan la estructura y transfieren las fuerzas inerciales hacia los elementos de resistencia lateral como se observa en la figura 2.6. Con lo anterior se logra tener una estructura estable y trayectorias para las cargas laterales de forma adecuada hasta el nivel de cimentación. Una hipótesis de diseño es considerar que los sistemas de piso y techo cumplan con la función de diafragma. Dependiendo de la forma como se distribuye la fuerza lateral se dividen en diafragmas “rígidos” y “flexibles”.

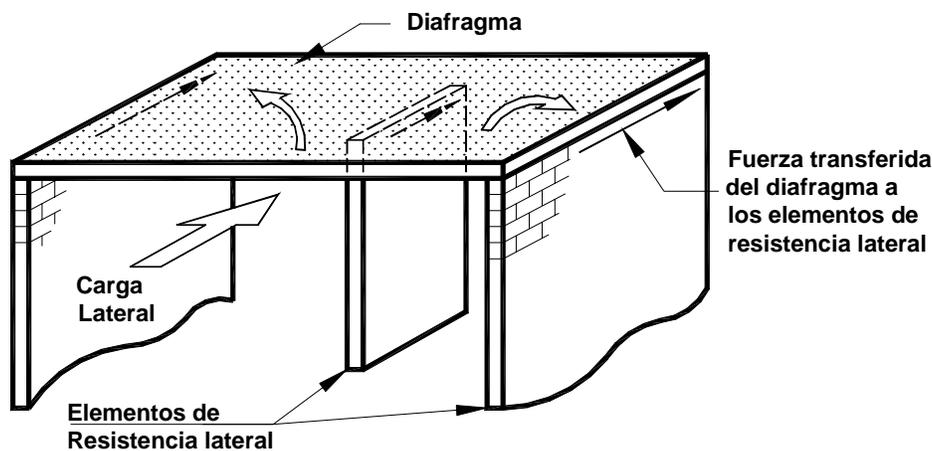


Fig. 2.6. Trasanferencia de fuerzas en los diafragmas [Rodríguez y Blandon, 2007]

2.7.1. Diafragma rígido

Como su nombre lo indica son elementos altamente rígidos en su plano ante las cargas laterales impuestas. Las fuerzas se distribuyen en su plano y además se considera que la deformación producida por dichas cargas laterales en todos los puntos es la misma. Esencialmente actúa como una placa sujeta a fuerzas en su plano y transmite a los elementos de resistencia lateral según su rigidez. En estos casos se considera que el diafragma posee mayor rigidez que los elementos a los cuales transfiere la carga lateral.

2.7.2. Diafragma flexible

Son aquellos que sufren diferentes deformaciones y rotaciones en cada punto de su plano como se explicará en la próxima sección. En forma sencilla, la fuerza horizontal es distribuida como lo haría una

viga simplemente apoyada o continua, según sea el caso, en donde los claros estarían delimitados por los elementos de resistencia lateral. Para este tipo de diafragma se considera que la rigidez de los elementos de apoyo es mayor que la del diafragma. Esta característica es común encontrarla en edificios donde la relación (largo/ancho) de la planta es mayor que dos, porque debido al gran claro el diafragma posee poca rigidez a flexión en su plano. Además, la característica mencionada se encuentra en sistemas de pisos con relación de áreas (abertura/planta) superior al 15% o en plantas irregulares en forma de L, T, Y o similares.

2.8. Consideraciones para el diseño de diafragmas

En lo que sigue se describe el problema de la evaluación de las fuerzas sísmicas en el plano de los sistemas de piso, así como la trayectoria de éstas y algunos criterios para definir sus resistencias. El diseño de una edificación se puede dividir en dos partes principales, una que sería el diseño de la estructura que resistirá las fuerzas laterales y transmite la carga hasta el nivel de la cimentación y otra en la que se diseñará el sistema de piso el cual transmite las fuerzas inerciales hacia el sistema sismo-resistente, como se presenta en la figura 2.7. La figura 2.7.a muestra el modelo para representar al sistema que resiste las fuerzas laterales con una altura H , el cual tiene un peso en cada nivel w_i , ubicado a una altura de desplante h_i . La Figura 2.7.b corresponde al modelo para representar las fuerzas del sistema de piso. La figura 2.7.c muestra esquemáticamente la distribución de la fuerza en cada nivel, F_i , para las cuales se deben diseñar el sistema sismo-resistente. La línea punteada, identificada como *S Est*, representa el nivel de fuerzas para el análisis estático del sistema sismo-resistente y se evalúa mediante la ecuación 2.01, y la línea continua, identificada como *S Piso*, representa el nivel de fuerzas para diseñar el sistema de piso.

$$F_i = c \frac{W}{Q'} \left(\frac{w_i h_i}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \right) \quad 2.01$$

Donde c es el coeficiente sísmico de diseño, W es el peso total de la estructura y Q' es el factor de comportamiento sísmico.

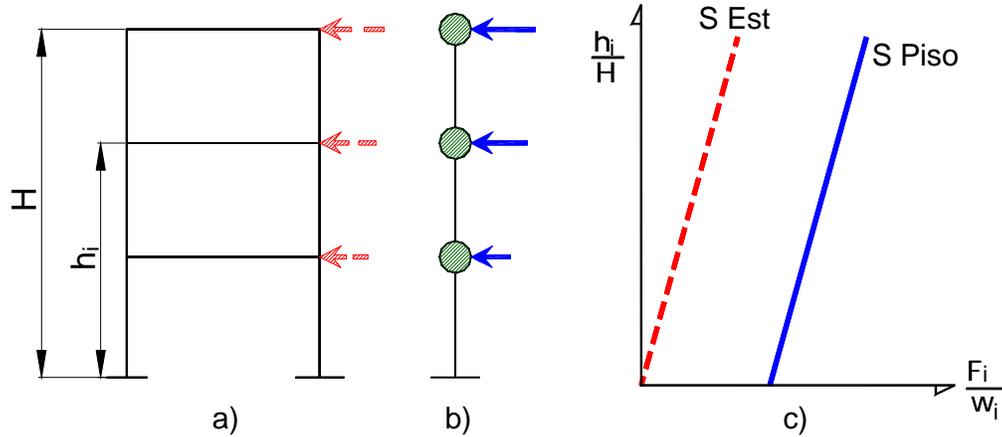


Fig. 2.7. Modelos estructurales para el diseño de una edificación [Rodríguez y Blandon, 2007]

2.8.1. Interpretación de la evaluación de las fuerzas de piso en el RCDF

En la práctica es común que las distribuciones de fuerzas de piso mostradas en la figura 2.7 no se empleen para el diseño de los sistemas mencionados anteriormente y generalmente se confunden las fuerzas de piso con las del análisis estático, por lo que es común que los diseñadores en México empleen sólo la distribución correspondiente al análisis estático, línea punteada en la figura 2.7.c. Esto lleva a diseños del lado de la inseguridad ya que el comportamiento de la estructura dependería de la resistencia del sistema de piso al no garantizar que las fuerzas inerciales se transfieran al sistema que resiste las fuerzas laterales.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Distrito Federal [NTCDS, 1996], no eran explícitas para la evaluación de estas fuerzas y especificaba en sus normas para sismo, en la sección 8.4 de Apéndices, lo siguiente:

“Para valuar las fuerzas sísmicas que obran en tanques, apéndices y demás elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto del edificio, se supondrá actuando sobre el elemento en cuestión la distribución de aceleraciones que le correspondería si se apoyara directamente sobre el terreno, multiplicada por $1+4\cdot(c'/c)$, donde c' es el factor por el que se multiplican los pesos a la altura de desplante del elemento cuando se valúan las fuerzas laterales sobre la construcción, y sin afectarlo por el factor de reducción Q o Q' . Se incluyen en este requisito los parapetos, pretilas, anuncios, ornamentos, ventanales, muros, revestimientos y otros apéndices. Se incluyen asimismo los elementos sujetos a esfuerzos que dependen principalmente de su propia aceleración (no de la fuerza cortante ni del momento de volteo), como las losas que transmiten fuerzas de inercia de las masas que soportan”

Del párrafo anterior se interpreta que el parámetro c' se obtiene como:

$$c' = cW \left(\frac{w_i h_i}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \right) \quad 2.02$$

Además, el valor de la aceleración del terreno, a_0 , es decir el valor de la ordenada del espectro de diseño para el periodo T igual a cero se puede interpretar como el valor del parámetro ($c/4$).

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Distrito Federal [NTCDS, 2004], tampoco son explícitas y especifican en el cuerpo principal, en la sección 8.4 de Apéndices, lo siguiente:

“Para valuar las fuerzas sísmicas que obran en tanques, apéndices y demás elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto del edificio, se supondrá que sobre el elemento en cuestión actúa la distribución de aceleraciones que le correspondería si se apoyara directamente sobre el terreno, multiplicada por:

$$1 + \frac{c'}{a_0} \quad 2.03$$

Donde c' es el factor por el que se multiplican los pesos a la altura de desplante del elemento cuando se valúan las fuerzas laterales sobre la construcción.

Se incluyen en este requisito los parapetos, pretilas, anuncios, ornamentos, ventanales, muros, revestimientos y otros apéndices. Se incluyen, asimismo, los elementos sujetos a esfuerzos que dependen principalmente de su propia aceleración (no de la fuerza cortante ni del momento de volteo), como las losas que transmiten fuerzas de inercia de las masas que soportan.”

De lo anterior entonces se deduce que:

$$c' = c \frac{W}{x} \left(\frac{w_i h_i}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \right) \quad 2.04$$

Donde el parámetro x está indefinido ya que a diferencia de las anteriores normas [NTCDS, 1996], las actuales normas no aclaran si debe afectarse dicho valor de fuerzas por el factor de comportamiento sísmico, Q' , dejando a consideración del diseñador si este factor está implícito en la expresión mostrada en la ecuación 2.04. El valor para la aceleración del terreno, a_0 , se especifica en el cuerpo principal de las

[NTCDS, 2004]. Otra situación en la que no es clara la norma es, si el factor c' de la ecuación 2.03, representa al factor por el que se multiplican los pesos cuando se evalúan las fuerzas laterales para el análisis estático o representa también un factor de las fuerzas laterales cuando se realiza un análisis modal. Para el desarrollo de este trabajo en lo que se refiere a la evaluación de las fuerzas de piso, cuando se utilicen las [NTCDS, 2004], se interpreta que el factor c' se emplea solamente en los casos en que las fuerzas laterales se evalúen a partir del método estático y no en los casos que se empleen procedimientos de análisis modal.

2.8.2. Interpretación de la evaluación de las fuerzas de piso en el UBC

El reglamento Uniform Building Code [UBC, 1997], especifica dos secciones para la evaluación de las fuerzas laterales diferentes al nivel de fuerzas que corresponderían para el diseño de los sistemas sismorresistentes. La sección 1632 corresponde a elementos de estructuras, componentes no estructurales y equipos y especifica para la relación de la fuerza de piso, F_p , respecto al peso que soporta el nivel, W_p , que:

$$0.7C_a I_p < \frac{F_p}{W_p} < 4.0C_a I_p \quad 2.05$$

Donde C_a corresponde a la aceleración del terreno e I_p representa un coeficiente de importancia.

La sección 1633 se refiere a los requerimientos de diseño para sistemas detallados en donde se incluyen los sistemas de piso y diafragmas. Para este caso el reglamento especifica que las fuerzas deben evaluarse con la siguiente expresión:

$$\frac{F_{px}}{W_{px}} = \frac{F_x + \sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n W_i} \quad 2.06$$

Donde x se refiere al nivel en el cual se evalúa la fuerza, F_x se refiere a una fuerza aplicada en el último nivel y F_i son las fuerzas obtenidas para el diseño de los sistemas sismorresistentes evaluadas a partir de la distribución triangular para el método estático. Además especifica los siguientes valores límite para esta relación:

$$0.5C_a I_p < \frac{F_{px}}{W_{px}} < 1.0C_a I_p \quad 2.07$$

Este reglamento es incongruente en los límites para las fuerzas, principalmente en el límite superior, al especificar para la fuerza que pueda presentarse en equipos y elementos no estructurales de un nivel dado

2. EDIFICIOS PREFABRICADOS DE CONCRETO EN ZONAS SISMICAS

de la estructura valores de diseño del orden de cuatro veces la fuerza de diseño para el diafragma del mismo nivel.

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

3.1. Descripción del prototipo

El prototipo en estudio representa de manera simplificada a un edificio para estacionamiento de concreto prefabricado de tres niveles (ver Fig. 3.1), que estaría ubicado en suelo duro, en la ciudad de Acapulco, Estado de Guerrero. El sistema estructural del edificio consiste en marcos de concreto en las dos direcciones principales del edificio. El sistema de piso está formado por unidades de losa alveolares prefabricadas de concreto presforzado, las cuales están apoyadas en las vigas portantes, ubicadas en la dirección larga de la planta, con un firme colado en sitio de 8cm de espesor (ver Fig. 3.2).

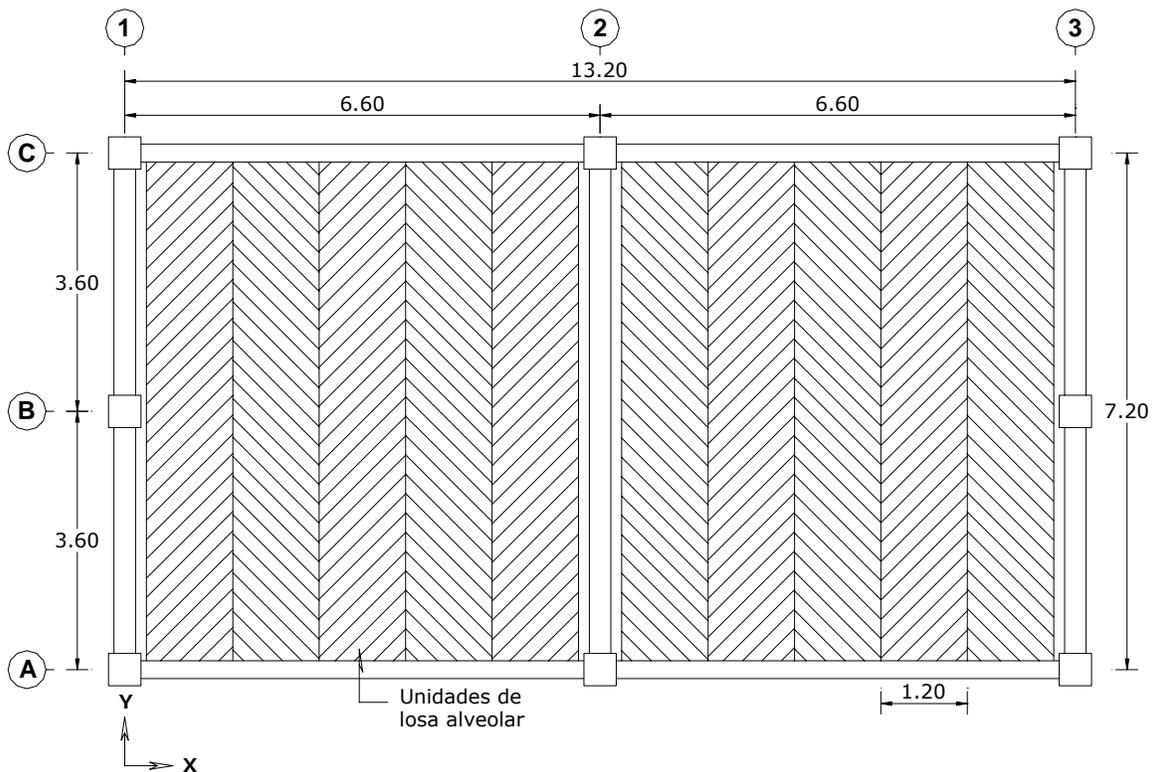


Fig. 3.1. Planta del edificio prototipo (dimensiones en metros)

El edificio se diseñó siguiendo las recomendaciones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Estado de Guerrero [NTC Guerrero, 1988], y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal [NTCDF, 2004], el cual permite diseñar las estructuras prefabricadas

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

con los mismos criterios empleados para estructuras coladas en sitio, siempre y cuando las conexiones entre elementos prefabricados emulen el comportamiento de las estructuras coladas en sitio. Al respecto las [NTCDF, 2004], en su sección 10.2 especifican "... Se podrá usar un factor de Q igual a 3, cuando la estructura prefabricada emule a una colada en sitio y la conexión de los elementos se lleve a cabo en una sección donde los momentos flexionantes de diseño debidos a sismo tengan un valor no mayor al 60 por ciento del momento flexionante total debido a cargas muerta, viva y accidental en la sección crítica por sismo, del elemento que se trate...".

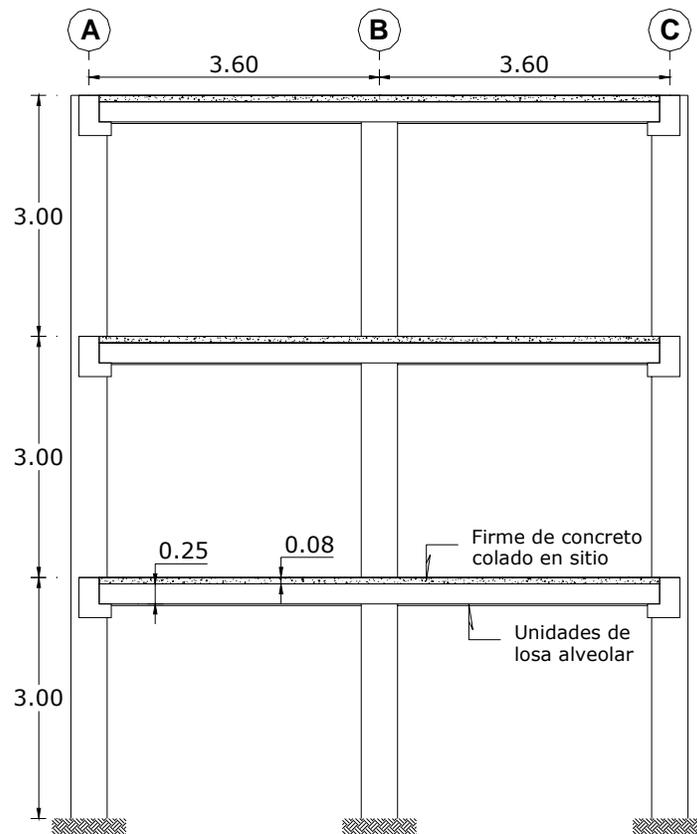


Fig. 3.2. Elevación del Eje 1 (dimensiones en metros)

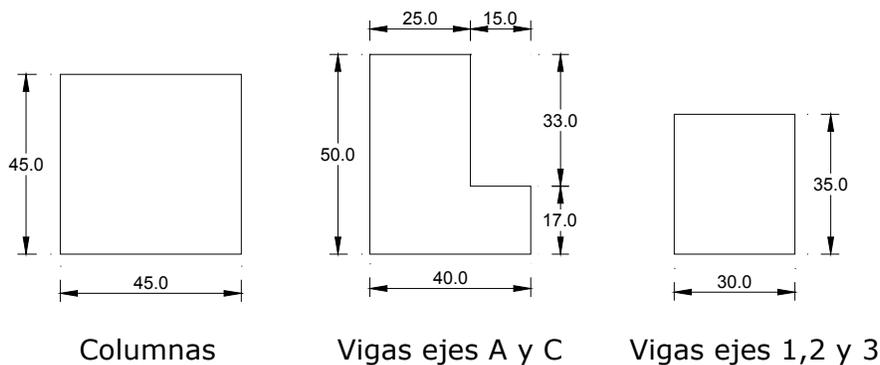


Fig. 3.3. Dimensiones de vigas y columnas (dimensiones en centímetros)

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

Las propiedades mecánicas de los materiales empleados para el diseño del edificio prototipo son las siguientes:

- Concreto clase 1, $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ ($E_c = 14000\sqrt{f'_c}$).
- Acero de refuerzo longitudinal $f_y = 4900 \text{ kg/cm}^2$.
- Acero de refuerzo transversal $f_{yv} = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

El acero del refuerzo longitudinal de las vigas y columnas del edificio prototipo consisten en barras de 24mm de diámetro únicamente. Dicho diámetro fue elegido para representar a escala (1:4) barras de 6mm de diámetro en el modelo representativo del edificio, como se verá mas adelante. Las barras de acero con ese diámetro, con una curva esfuerzo-deformación similares a las de barras usadas en construcción, no fueron encontradas en México; sin embargo, se adquirieron de Nueva Zelanda. Éstas son del tipo NZ-500E. El número 500 indica el esfuerzo de fluencia promedio (en MPa), este acero tiene esfuerzo de fluencia que varía de 500 a 600 Mpa, y la letra E indica que es un acero de alta ductilidad, adecuado para zonas de alta sismicidad [Bull y Allington, 2002].

Las [NTCDF, 2004] en su sección 6.1.2 indican, que además del peso propio de la estructura, hay que considerar adicionalmente la carga viva máxima e instantánea correspondiente a estacionamientos. De la tabla 6.1 de las [NTCDF, 2004], se tiene:

$$CV_{\max} = 0.25 \text{ Ton/m}^2 \text{ (por gravedad)} \quad CV_{\text{inst}} = 0.10 \text{ Ton/m}^2 \text{ (para sismo)}$$

(Más una carga concentrada de 1500kg en el lugar más desfavorable del elemento estructural de diseño)

Además las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal [NTCDF-2004], en su sección 5.1.2 indican que hay que incrementar una carga muerta adicional a las losas.

“El peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará en 20kg/m^2 . Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se le coloque una capa de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa se incrementará también en 20kg/m^2 de manera que el incremento total será de 40kg/m^2 ”

3. DESCRIPCIÓN DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

3.1.1. Descripción de cargas del edificio prototipo

En esta sección se realiza la bajada de cargas del edificio prototipo. Las tablas 3.1 y 3.2 muestran: las dimensiones de los elementos, peso de los elementos, peso de la losa extruída, y peso del firme. Además se calculó el peso sísmico de cada entrepiso (ver tabla 3.3), los cuales se utilizaron para el cálculo de las fuerzas laterales de diseño.

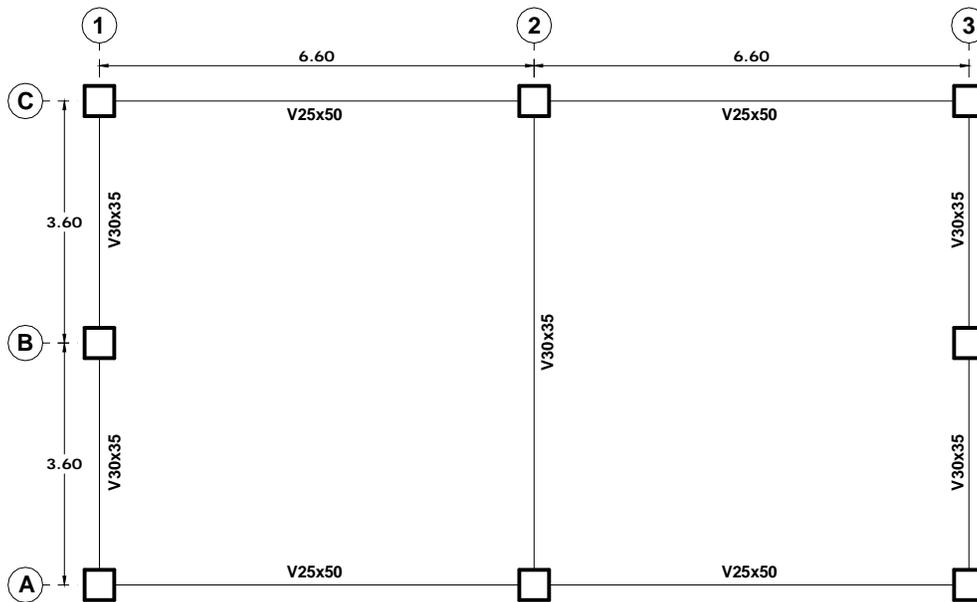


Fig. 3.4. Planta del edificio prototipo para la bajada de cargas

Peso propio de los elementos: La viga V25x50 ubicada en los ejes 1 y 3 (ver Fig. 3.4) es una sección L, pero para fines prácticos de cálculo del peso propio se considera como rectangular.

Tabla 3.1. Peso propio de los elementos del edificio prototipo

Pisos 1 y 2					
Elemento	b (m)	h (m)	L (m)	Cantidad	Peso (Ton)
Columnas	0.45	0.45	3.00	8	11.66
V25x50	0.25	0.50	6.15	4	7.38
V30x35	0.30	0.35	3.15	4	2.65
V30x35	0.30	0.35	6.75	1	1.42
Peso Propio Entrepiso					23.11

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

Tabla 3.1. Peso propio de los elementos del edificio prototipo (continuación)

Piso 3					
Elemento	b (m)	h (m)	L (m)	Cantidad	Peso (Ton)
Columnas	0.45	0.45	1.50	8	5.83
V25x50	0.25	0.50	6.15	4	7.38
V30x35	0.30	0.35	3.15	4	2.65
V30x35	0.30	0.35	6.75	1	1.42
Peso Propio Azotea					17.28

Observaciones:

- Las vigas orientadas en la dirección Y se llaman vigas longitudinales (V25x35).
- Las vigas orientadas en la dirección X se llaman vigas transversales (V25x50).
- En el cálculo de la masa sísmica de la azotea se considera la mitad de la altura de las columnas.

Peso propio de la losa y firme: El peso propio por metro cuadrado considerado para la losa extruída fue de 315kg/m², el peso específico del firme y de los elementos de concreto fue de 2400kg/m³.

Tabla 3.2. Peso propio de losa y firme del edificio prototipo

Elemento	b (m)	h (m)	L (m)	Cantidad	Peso (Ton)
Losa extruída	1.20	0.25	6.90	10	26.08
Firme	12.75	0.08	6.75	1	16.52
Total					42.61

Dimensiones en planta: Para el cálculo del área y los momentos de inercia de la planta se consideran las dimensiones a ejes (ver Fig. 3.4).

$$Area = 13.20 \times 7.20 = 95.04 m^2$$

$$I_x = \frac{1}{12} 13.20 \times 7.20^3 = 410.57 m^4$$

$$I_y = \frac{1}{12} 7.20 \times 13.20^3 = 1379.98 m^4$$

Peso sísmico: Que es la carga distribuida por unidad de área y resulta de la suma de la carga viva instantánea, peso propio de la losa y firme, peso propio de los elementos y carga muerta adicional para losas de acuerdo al RCDF- 2004 Art. 197.

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

Tabla 3.3. Peso sísmico del edificio prototipo

Nivel	CV Instantánea (Ton/m ²)	CM Losa+Firme (Ton/m ²)	CM Adicional (Ton/m ²)	CM Elementos (Ton/m ²)	Carga Total (Ton/m ²)
1 y 2	0.10	0.45	0.02	0.24	0.81
3	0.10	0.45	0.02	0.18	0.75

De la evaluación de cargas, se obtuvieron las cargas muertas por unidad de área en planta mostradas en la tabla 3.4, para los tres niveles del edificio prototipo.

Tabla 3.4. Carga muerta por unidad de área del edificio prototipo

Niveles 1 y 2		Nivel 3	
Peso propio de losa + firme	= 0.45 Ton/m ²	Peso propio de losa + firme	= 0.45 Ton/m ²
Peso propio de elementos	= 0.24 Ton/m ²	Peso propio de elementos	= 0.18 Ton/m ²
Carga muerta adicional	= 0.02 Ton/m ²	Carga muerta adicional	= 0.02 Ton/m ²
Carga muerta total	= 0.71 Ton/m ²	Carga muerta total	= 0.65 Ton/m ²

3.2. Análisis y diseño del edificio prototipo

3.2.1. Análisis del edificio prototipo

El edificio prototipo fue analizado empleando el programa *ETABS Nonlinear [Computers and Structures, 2001]*. Las vigas y columnas fueron representadas mediante elementos lineales, del tipo *frame* (ver Fig. 3.5). Para las vigas se consideró un momento de inercia efectivo igual a la mitad del momento de inercia bruto, y para las columnas se tomó el momento de inercia bruto. Para la losa se utilizó la hipótesis del diafragma rígido. En este sentido, los grados de libertad de traslación (en las dos direcciones principales) y de rotación en el plano de la losa, de todos los nudos de la misma planta, quedan conectados entre sí, como si formaran parte de un cuerpo rígido.

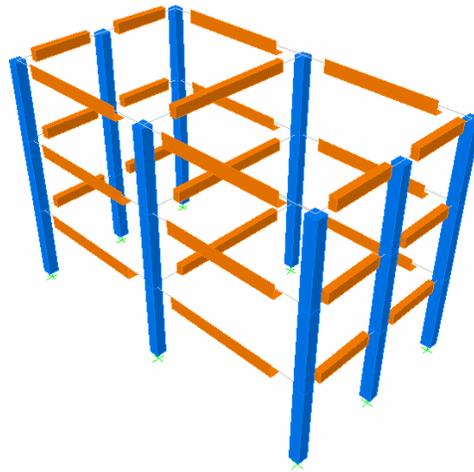


Fig. 3.5. Modelo del edificio en el programa *ETABS Nonlinear*

En las uniones viga-columna (ver figura 3.6) se ha considerado como brazo rígido en columnas un peralte de la viga, mientras en vigas el peralte de la columna.

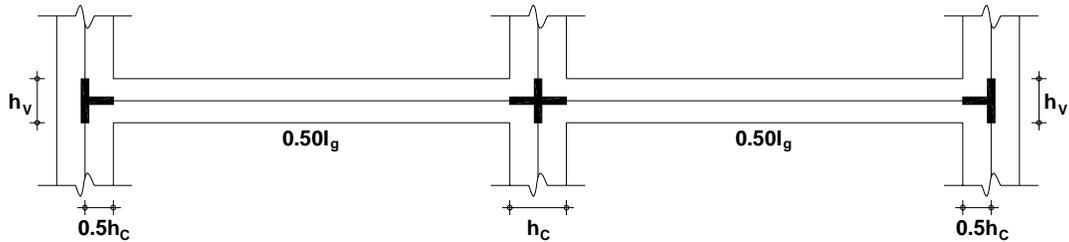


Fig. 3.6. Brazo rígido en uniones viga-columna

Mediante un análisis modal se hallaron los períodos y porcentajes de participación modal de masa de cada modo de vibrar del edificio (ver tabla 3.8). Para realizar este análisis se utilizó el peso sísmico (descrito en la tabla 3.3), el cual es el resultante del peso propio de los elementos comprendidos entre las líneas discontinuas mostradas en la figura 3.7 más la carga viva instantánea del nivel correspondiente.

El cálculo detallado del peso sísmico se mostró en la tabla 3.3, de donde se han obtenido los siguientes pesos sísmicos por unidad de área en planta:

Niveles 1 y 2: Peso sísmico = 0.81 Ton/m^2

Nivel 3: Peso sísmico = 0.75 Ton/m^2

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

Multiplicando el peso sísmico por unidad de área por el área de la planta del edificio prototipo, se tiene: 77.12Ton, 77.12Ton y 71.29Ton como pesos para el primer, segundo y tercer nivel respectivamente. Por consiguiente, el edificio prototipo tiene un peso de 225.52Ton.

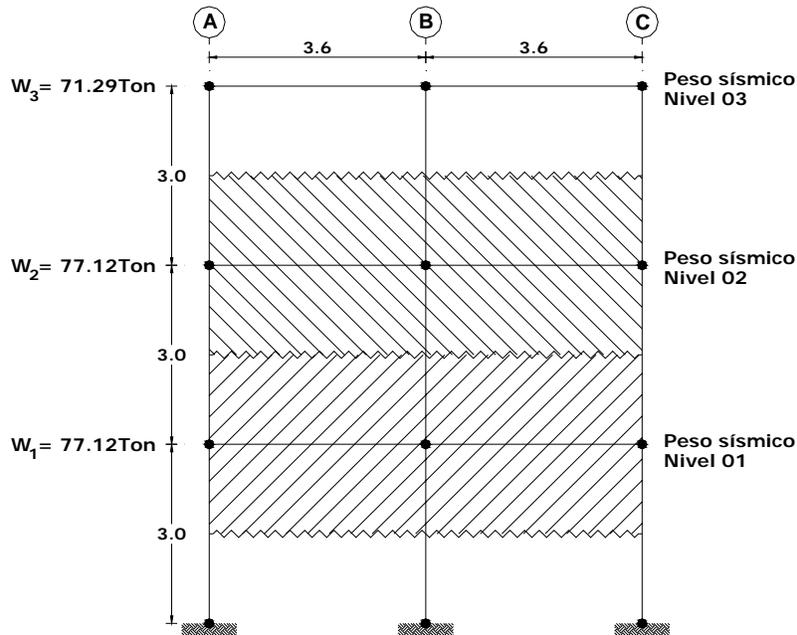


Fig. 3.7. Cálculo del peso sísmico en el edificio prototipo

Para cuantificar las fuerzas sísmicas en el edificio prototipo se realizó un análisis sísmico estático, tal como lo especifica el [RCDF-2004]. El coeficiente sísmico de diseño se tomó del espectro de diseño correspondiente a la Zona I-D (suelo duro) para estructuras comunes del Estado de Guerrero [NTC Guerrero, 1988] el cual se muestra en la Fig. 3.8. Se eligió un factor de comportamiento sísmico, Q de 3, que si bien no es muy usado en estructuras prefabricadas, permite diseñar al edificio cuando se cumple con el concepto de emulación.

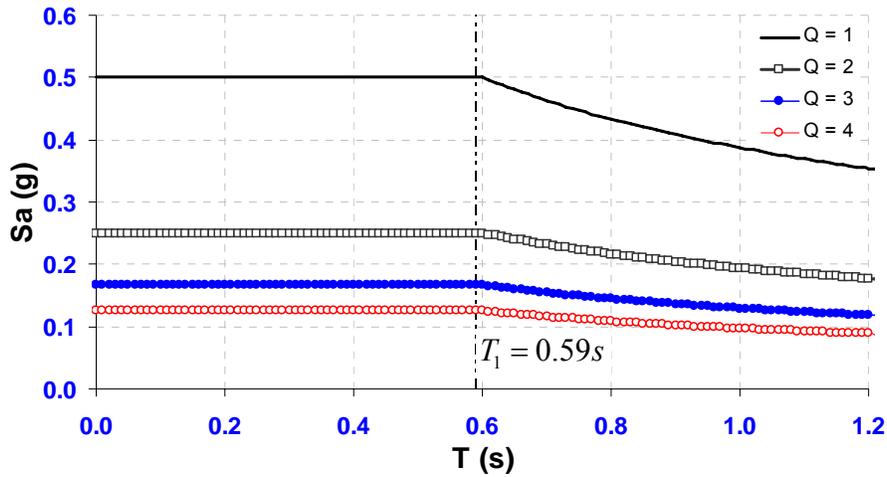


Fig. 3.8. Espectro de diseño para el Estado de Guerrero, zona I-D. Además se muestra el período fundamental del edificio prototipo

Con el período fundamental del edificio, $T = 0.59s$, se obtiene el coeficiente sísmico reducido por ductilidad: $c/Q = 0.17$. Con base a una distribución triangular se obtienen las fuerzas sísmicas laterales de diseño, reducidas por ductilidad, para todo el edificio, tal como se muestra en la tabla 3.5 y figura 3.9.

Tabla 3.5. Obtención de las fuerzas sísmicas laterales de diseño para el edificio prototipo

Nivel	h_i (m)	H_i (m)	W_i (Ton)*	$W_i H_i$	F_i (Ton)
1	3.00	3.00	77.12	231.35	6.51
2	3.00	6.00	77.12	462.71	13.02
3	3.00	9.00	71.29	641.58	18.06
Total			225.52	1335.64	37.59

* W_i es el peso sísmico del nivel i

El cortante basal de diseño es:

$$V_{base} = \frac{c}{Q} W_{TOT} = \frac{0.50}{3.00} 225.52 = 37.59 \text{ Ton} \quad 3.01$$

Donde: c es el coeficiente sísmico, Q es el factor de comportamiento sísmico, y W_{TOT} es el peso del edificio prototipo. La [NTC Guerrero, 1988] en su sección 8.6 indica, que además de las fuerzas sísmicas, hay que considerar los efectos de torsión debido a la excentricidad accidental.

“Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más favorable de las siguientes: $1.5e_s+0.1b$ ó $e_s-0.1b$. Además, la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

que la mitad del máximo valor de e_s calculado para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera, ni se tomará el momento torsionante de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado”.

Como el edificio prototipo es simétrico, entonces la excentricidad teórica ó calculada, e_s , es nula y por tanto sólo consideraremos la excentricidad accidental que es $0.1b$, donde b es la dimensión en planta perpendicular a la dirección de análisis. Los momentos de torsión asociados a la excentricidad accidental se muestran en la tabla 3.6 y figura 3.9.

Tabla 3.6. Momentos de torsión debido a las fuerzas en las direcciones X e Y

Nivel	F_i (Ton)	e_x (m)	e_y (m)	M_x (Ton-m)	M_y (Ton-m)
1	6.51	1.32	0.72	4.69	8.59
2	13.02	1.32	0.72	9.38	17.19
3	18.06	1.32	0.72	13.00	23.83

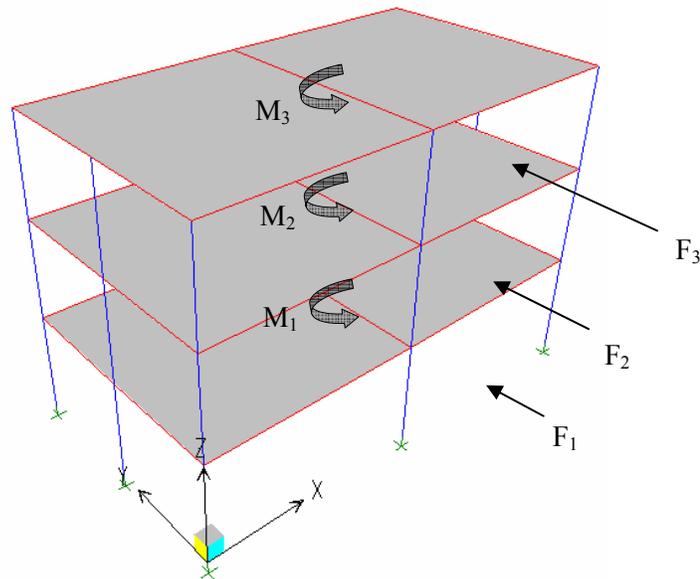


Fig. 3.9. Fuerzas sísmicas de diseño actuantes en el edificio

Estas fuerzas laterales y momentos se emplean en un análisis matricial elástico, y se obtienen los elementos mecánicos en las vigas y columnas, los cuales son usados para el diseño de dichos elementos. Los desplazamientos laterales resultantes son multiplicados por el factor de comportamiento sísmico, $Q = 3$, y se obtienen los desplazamientos sísmicos de diseño del edificio, así como las distorsiones de

3. DESCRIPCIÓN DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

entrepiso, dr , las cuales se verifican que sean menores a la distorsión relativa máxima considerada (ver tabla 3.7), igual a 0.012.

Tabla 3.7. Desplazamientos y distorsiones de entrepiso del edificio prototipo

Nivel	(I)	(II)	(III)	(IV)	(V)	(VI)	(VII)	(VIII)
	Eje A	Eje 3	Q	h_i (cm)	Desplazamiento (cm)		dr (cm/cm)	
	Dirección X	Dirección Y			Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
3	1.80	2.02	3	300	5.39	6.07	0.0062	0.0069
2	1.18	1.33	3	300	3.53	3.99	0.0073	0.0082
1	0.45	0.51	3	300	1.36	1.53	0.0045	0.0051
					0.00	0.00		

$$(V)=(I) \times (III)$$

$$(VI)=(II) \times (III)$$

$$(VII)=(V_i - V_{i-1}) / (IV)$$

$$(VIII)=(VI_i - VI_{i-1}) / (IV)$$

Tabla 3.8. Periodos y porcentajes de participación modal de masa del edificio

Modo	Dirección Y			
	T (s)	f (Hz)	Masa (%)	Masa Acumulada (%)
1	0.59	1.70	80.47	80.47
2	0.15	6.68	15.17	95.64
3	0.07	15.17	4.36	100.00

3.2.2. Diseño del edificio prototipo

Una vez de haber finalizado el análisis del edificio prototipo, se procedió con el diseño de los elementos estructurales (vigas, columnas y sistemas de piso), utilizando el RCDF-2004. En el diseño de dichos elementos, se utilizaron las nueve combinaciones de carga:

1. $1.40(CM + CVM)$
2. $1.10(CM + CVI + CSX + 0.30CSY)$
3. $1.10(CM + CVI + CSX - 0.30CSY)$
4. $1.10(CM + CVI - CSX + 0.30CSY)$
5. $1.10(CM + CVI - CSX - 0.30CSY)$
6. $1.10(CM + CVI + CSY + 0.30CSX)$
7. $1.10(CM + CVI + CSY - 0.30CSX)$
8. $1.10(CM + CVI - CSY + 0.30CSX)$
9. $1.10(CM + CVI - CSY - 0.30CSX)$

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

Donde:

- CM: Carga muerta
- CVM: Carga viva máxima
- CVI: Carga viva instantánea
- CSX: Carga sísmica en la dirección X-X
- CSY: Carga sísmica en la dirección Y-Y

3.2.2.1. Diseño de vigas del edificio

A aquí se muestra, de manera simplificada el proceso de diseño seguido para las vigas V25x50 y V30x35. Como se mencionó anteriormente, el diseño de estos elementos se ha realizado siguiendo las especificaciones de las [NTCDF, 2004] para marcos dúctiles. Se empezó con el diseño de la viga V25x50 cuya sección transversal y características de los materiales se muestran en la figura 3.10.

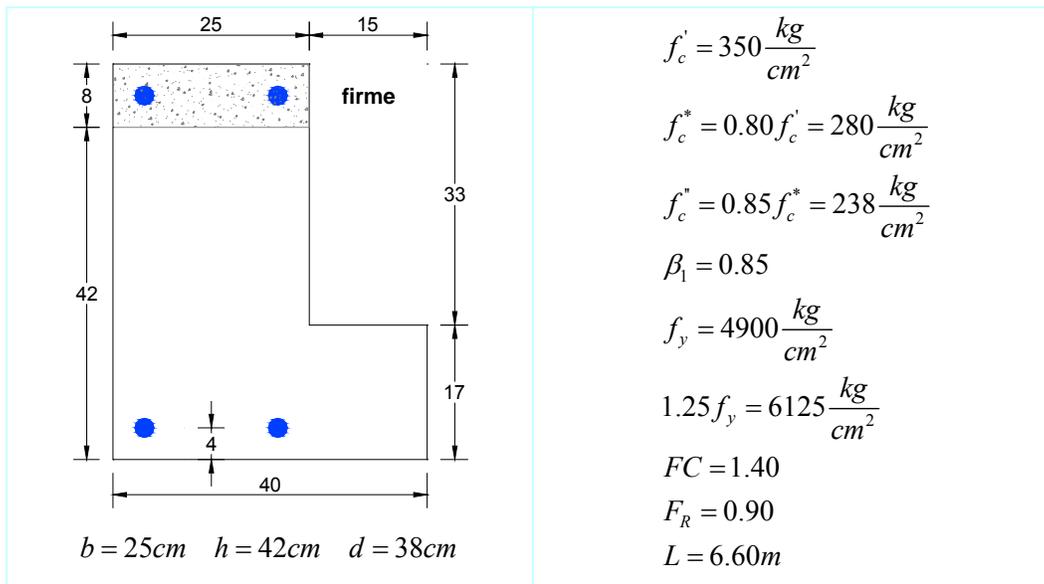


Fig. 3.10. Sección transversal de la viga V25x50 (dimensiones en cm)

DISEÑO POR FLEXION

El diseño por flexión de las vigas transversales (V25x50), se realizó tomando en cuenta las diferentes etapas del proceso constructivo, porque los esfuerzos varían a lo largo de la construcción del edificio. Por ejemplo cuando se empieza a montar la viga V25x50, en esa etapa trabaja como una viga simplemente apoyada, por consiguiente el momento positivo máximo se da en el centro del claro, además el peralte del elemento en esta etapa es de 42cm, ya que todavía no se tiene el colado el firme.

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

Por consiguiente, durante el proceso de construcción del edificio, actúan solamente las cargas gravitacionales (CM+CV) sobre la viga V25x50, que son las siguientes:

Tabla 3.9. Cargas gravitacionales actuantes sobre la viga V25x50

(1)	(2)	(3)	(1)+(2)+(3)	$W_{Tot} \times FC$
CM Elementos* (Ton/m)	CM Losa** (Ton/m)	CV *** (Ton/m)	W_{Tot} (Ton/m)	W_u (Ton/m)
0.313	1.620	0.200	2.133	2.986

* Área de la sección transversal del elemento multiplicado por 2.40Ton/m³.

** Peso de la losa y firme, que viene de la bajada de cargas descrito en la sección 3.1.1.

*** Valor asumido que corresponde al peso de los hombres y equipo de colado (Art. 200 RCDF-2004).

Momento positivo: Durante el montaje de la viga V25x50, ésta se encuentra simplemente apoyada en los extremos y el momento en el centro de luz, se calcula con la ecuación 3.02.

$$M^+ = \frac{1}{8} W_u L^2 = \frac{1}{8} 2.986 (6.15)^2 = 14.12 \text{Ton} - m \quad 3.02$$

Aquí se consideró la longitud libre del claro (6.15m). Además este momento corresponde a las cargas gravitacionales, las cuales actúan durante el montaje. El valor de q asociado a M_R , que muestra la ecuación 2.4 de las [NTCDF-2004], es la siguiente:

$$M_R = F_R b d^2 f_c^* q (1 - 0.5q) \quad 3.03$$

Despejando q , de la ecuación 3.03 y reemplazando los valores respectivos, se obtiene:

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_R}{F_R b d^2 f_c^*}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14.12 \times 10^5}{0.90 \times 25 \times 38^2 \times 238}} = 0.2033 \quad 3.04$$

Una vez evaluado el valor de q , hallamos la cuantía longitudinal ρ utilizando la expresión 3.05:

$$\rho = q \frac{f_c^*}{f_y} = 0.2158 \frac{238}{4900} = 0.0099 \quad 3.05$$

Por consiguiente, el área de acero requerido por flexión es:

$$A_s = \rho b d = 0.0099 \times 25 \times 38 = 9.38 \text{cm}^2 \quad 3.06$$

El área de acero longitudinal calculado en 3.06, debe ser mayor al mínimo que especifica la ecuación 2.2 de las [NTCDF-2004].

$$A_{s,\min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c^*}}{f_y} b d = \frac{0.7 \sqrt{350}}{4900} 25 \times 38 = 2.54 \text{cm}^2 \quad 3.07$$

Además las [NTCDF-2004] en su inciso 2.2.2 indica que el acero longitudinal calculado con la ecuación 3.06 debe de ser menor al 75% del acero asociado a la falla balanceada (ecuación 3.8).

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

$$A_{s,b} = \frac{f_c''}{f_y} \frac{6000\beta_1}{f_y + 6000} bd = \frac{238}{4900} \frac{6000 \times 0.85}{4900 + 6000} 25 \times 38 = 21.60 \text{ cm}^2 \quad 3.08$$

$$A_{s,\max} = 0.75 A_{s,b} = 0.75 \times 21.60 = 16.20 \text{ cm}^2 \quad 3.09$$

Como puede observarse, el área de acero requerido (ecuación 3.06) es mayor al mínimo (ecuación 3.07) y menor al máximo (ecuación 3.09). Por tanto, utilizaremos $2\phi 24\text{mm}$ (9.05cm^2), a pesar que es 3.56% menor al requerido (ver tabla 3.12).

Momento negativo: Los mayores momentos producidos por las cargas (CM+CVI+CSX), es posterior al colado del firme de concreto. Por consiguiente, aquí el peralte de la viga V25x50 viene a ser 50cm y d es 46cm. Del análisis, se ha obtenido un momento negativo de $M^{(-)}=17.84\text{Ton-m}$. El valor de q , asociado al momento es:

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_R}{F_R b d^2 f_c''}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.84 \times 10^5}{0.90 \times 25 \times 46^2 \times 238}} = 0.1723$$

La cuantía de acero longitudinal ρ , asociada a q es:

$$\rho = q \frac{f_c''}{f_y} = 0.1723 \frac{238}{4900} = 0.0084$$

Por consiguiente, el área de acero longitudinal requerido A_s , es:

$$A_s = \rho b d = 0.0084 \times 25 \times 46 = 9.62 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínimo para esta sección, esta dado por:

$$A_{s,\min} = \frac{0.7\sqrt{f_c''}}{f_y} b d = \frac{0.7\sqrt{350}}{4900} 25 \times 46 = 3.07 \text{ cm}^2$$

El área de acero máximo para esta sección, esta dado por:

$$A_{s,b} = \frac{f_c''}{f_y} \frac{6000\beta_1}{f_y + 6000} b d = \frac{238}{4900} \frac{6000 \times 0.85}{4900 + 6000} 25 \times 46 = 26.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\max} = 0.75 A_{s,b} = 0.75 \times 26.13 = 19.60 \text{ cm}^2$$

Como puede observarse, el área de acero requerido es mayor al mínimo y menor al máximo. Por tanto, también utilizaremos $2\phi 24\text{mm}$ (9.05cm^2), a pesar que es 5.98% menor al requerido (ver tabla 3.12).

Como se ha notado anteriormente, en ambos casos se ha colocado un refuerzo ligeramente inferior al requerido, esto no necesariamente nos lleva a diseños inseguros sino que es aceptable por los factores de carga y factores de reducción de resistencia utilizados en el diseño.

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

Para el calculo del momento resistente, M_R , de la sección que se utilizó en el diseño por cortante. Tomaremos como esfuerzo de fluencia $1.25f_y$ y un factor de reducción de resistencia igual a uno, $F_R=1.0$. Utilizando la ecuación 2.4 de las [NTCDF, 2004], tenemos:

$$\rho = \frac{As}{bd} = \frac{9.05}{25 \times 46} = 0.0079$$
$$q = \rho \frac{1.25f_y}{f_c} = 0.0079 \frac{1.25 \times 4900}{238} = 0.2025$$

$$M_R = F_R b d^2 f_c^* q (1 - 0.5q) = 1.00 \times 25 \times 46^2 \times 238 \times 0.2025 (1 - 0.5 \times 0.2025) = 22.91 \text{Ton} - m$$

Este momento resistente, es tanto para el caso positivo como negativo y se utilizó para el diseño por cortante de la viga V25x50.

DISEÑO POR CORTANTE

La viga V25x50 se diseñó tomando en cuenta los criterios de diseño de marco dúctil especificadas en el capítulo 7 de las [NTCDF, 2004]. Las cargas repartidas, que actúan sobre el elemento (V25x50) se muestran en la tabla 3.10.

Tabla 3.10. Cargas repartidas sobre la viga V25x50

(I)	(II)	(III)=(I)+(II)	(IV)	(V)=(IV)x(III)
CM (Ton/m)	CVI (Ton/m)	W (Ton/m)	FC	W _u (Ton/m)
2.053	0.360	2.413	1.10	2.655

Por consiguiente, el cortante producido por la carga gravitacional distribuida sobre la viga, está dado por:

$$V_u = \frac{1}{2} W_u L = \frac{1}{2} 2.655 \times 6.15 = 8.16 \text{Ton} \quad 3.10$$

Además, el cortante asociado al momento resistente M_R , positivo y negativo, se calcula con la ecuación 3.11.

$$V_{Sismo} = \frac{M_R^+ + M_R^-}{L} = \frac{22.91 + 22.91}{6.15} = 7.45 \text{Ton} \quad 3.11$$

Con ambos cortantes (V_u y V_{sismo}) y la carga distribuida (W_u), podemos obtener el diagrama de fuerza cortante mostrada en la figura 3.11. Además la figura 3.11 muestra los cortantes de diseño, en la cara de la columna y a una distancia “2h” de la cara de la columna.

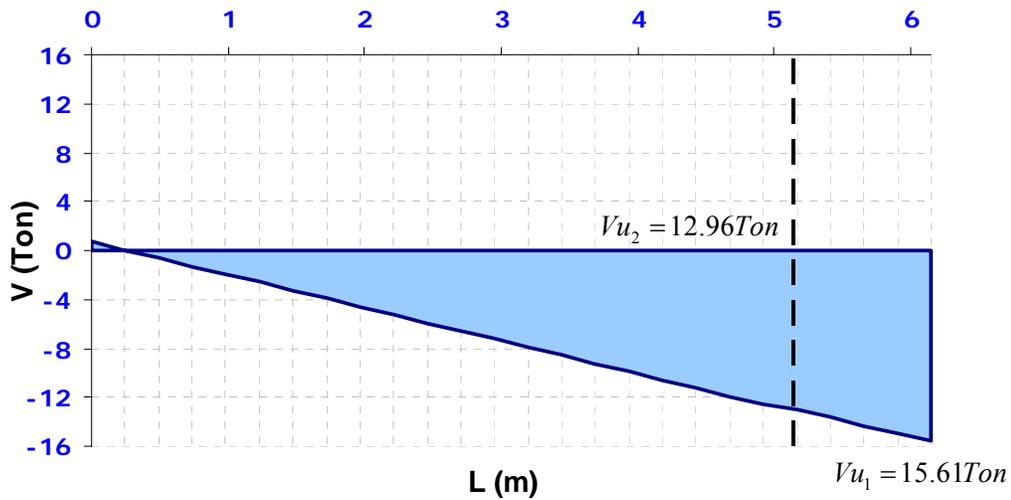


Fig. 3.11. Diagrama de fuerza cortante para la viga V25x50

El diseño por cortante se realizó en dos secciones. La primera en la cara de la columna donde el cortante es $Vu_1=15.61Ton$, la segunda a una distancia $2h$ ($2 \times 50=100cm$) de la cara de la columna donde el cortante es $Vu_2=12.96Ton$. La relación $L/h=(615/50)=12.30$ es mayor que 5, además el esfuerzo de fluencia de los estribos f_{yv} es de $4200kg/cm^2$ y se utilizará un factor de reducción $F_R=0.80$.

Las [NTCDF, 2004], en su sección 2.5.2.4 dan un límite superior para Vu_1 . En marcos dúctiles indica que en ningún caso Vu_1 debe superar la ecuación 3.12.

$$Vu_1 \leq 2.00F_Rbd\sqrt{f_c^*} = 2.00 \times 0.80 \times 25 \times 46 \sqrt{280} = 30.79Ton \quad 3.12$$

Como Vu_1 es menor a $30.79Ton$, el cortante está dentro del límite. Entonces, el diseño se realizó con el diagrama de fuerzas cortantes mostradas en la figura 3.11. Primero, se empezó con el diseño de la zona de las articulaciones plásticas, donde antes se verificó la relación 3.13:

$$\frac{V_{Sismo}}{Vu_1} = \frac{7.45}{15.61} \cong 0.50 \quad 3.13$$

El diseño de la zona de las articulaciones plásticas se realizó utilizando criterios de marco dúctil y además como la relación (V_{Sismo}/Vu_1) es cercano al 50%, por consiguiente, despreció la resistencia a cortante del concreto, es decir $V_{CR}=0$. Además para los estribos se utilizó 2 ramas de $\phi=3/8''$, cuyo espaciamiento se calculó con ecuación 3.14.

$$s = \frac{F_R a_v f_{yv} d}{Vu_1 - V_{CR}} = \frac{0.80 \times 1.425 \times 4200 \times 46}{15.61 \times 10^3} = 14.12cm \quad 3.14$$

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

Donde: f_{yv} es el esfuerzo de fluencia de los estribos y a_v es el área de los estribos (2 ramas). Además las [NCTDF, 2004] en su sección 7.2.3 especifican como espaciamiento máximo, lo siguiente:

$$s_{\max} = \begin{cases} \frac{1}{4}d = \frac{1}{4}46 \cong 12cm \\ 8d_b = 8 \times 2.40 = 19cm \\ 24d_{b_{est}} = 24 \times 0.95 = 23cm \\ 30cm \end{cases} \quad 3.15$$

De resultados de las ecuaciones 3.14 y 3.15, utilizaremos como estribos $\phi 3/8''@12cm$ en los extremos de las vigas (zonas de articulaciones plásticas).

Zona intermedia: Esta zona se diseñó para el cortante actuante a la distancia $2h$ de la cara de la columna ($V_{u_2}=12.96Ton$). La resistencia a cortante del concreto V_{CR} , calculamos con la ecuación 3.16.

$$V_{CR} = F_R b d (0.20 + 20\rho) \sqrt{f_c^*} = 0.80 \times 25 \times 46 (0.20 + 20 \times 0.0079) \sqrt{280} = 5.51Ton \quad 3.16$$

El acero de refuerzo transversal, está espaciado a:

$$s = \frac{F_R a_v f_y d}{V_{u_1} - V_{CR}} = \frac{0.80 \times 1.425 \times 4200 \times 46}{(12.96 - 5.51) \times 10^3} = 29.56cm$$

Además las [NCTDF, 2004], indican que el espaciamiento máximo para esta zona debe ser $(1/2d)$, entonces el espaciamiento es $(1/2d)=23cm \approx 20cm$. Por tanto, para esta zona utilizaremos $\phi 3/8''@20cm$.

DISEÑO POR CORTANTE Y TORSION

Por carga vertical (Revisión de los extremos): Aquí se despreció el efecto de la carga concentrada de 1.50Ton. Sólo se considerarán las siguientes cargas:

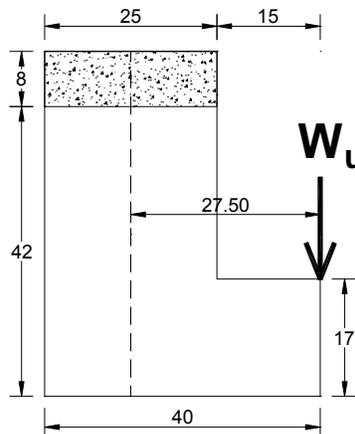


Fig. 3.12. Diseño por cortante y torsión (dimensiones en cm)

3. DESCRIPCIÓN DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

De la descripción de cargas desarrollada en la sección 3.1.1, se tiene:

$$W_{CM_{Losa}} = 0.45 \times 3.60 = 1.62 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$W_{CM_{max}} = 0.25 \times 3.60 = 0.90 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$W = W_{CM_{Losa}} + W_{CM_{max}} = 1.62 + 0.90 = 2.52 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$W_u = 1.40W = 1.40 \times 2.52 = 3.53 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

La figura 3.12 muestra que la excentricidad es, $e = 27.50\text{cm}$. Entonces, el momento torsor distribuido que genera W_u , calculamos con la ecuación 3.17.

$$T_u = W_u e = 2.52 \times 0.28 = 0.97 \frac{\text{Ton} - \text{m}}{\text{m}} \quad 3.17$$

Por consiguiente, el momento de torsión máximo $T_{u,max}$, en la cara de las columnas (apoyos) está dado por la ecuación 3.18.

$$T_{u,max} = \frac{1}{2} L T_u = \frac{1}{2} 6.15 \times 0.97 = 2.98 \text{Ton} - \text{m} \quad 3.18$$

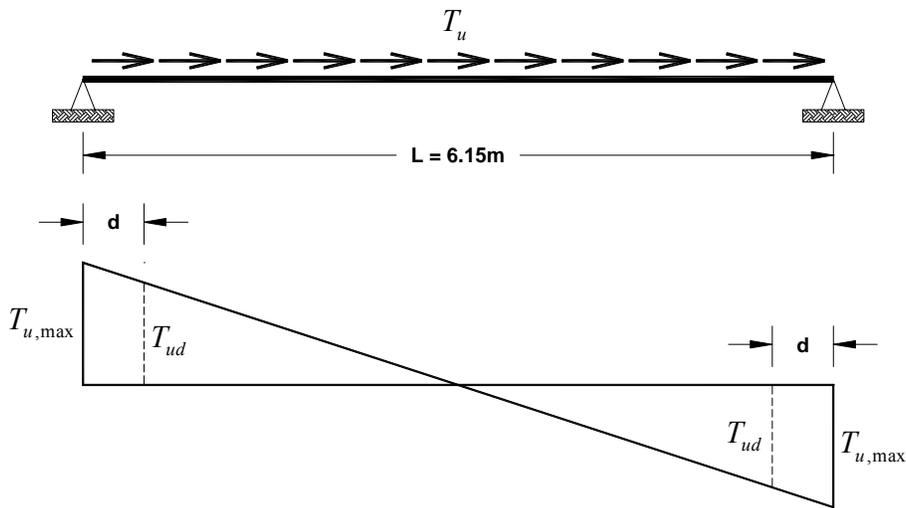


Fig. 3.13. Distribución de momento torsor en toda la longitud del elemento

Las [NTCDF, 2004], en su inciso 2.6 indican "... Las secciones situadas a menos de un peralte efectivo de la cara del apoyo pueden dimensionarse para la torsión que actúa a un peralte efectivo". Entonces el momento de torsión a una distancia "d" de la cara de la columna calculamos con la ecuación 3.19.

$$T_{ud} = T_{u.max} \left(\frac{\frac{1}{2}L - d}{\frac{1}{2}L} \right) = 2.98 \frac{3.08 - 0.46}{3.08} \approx 2.50Ton - m \quad 3.19$$

El área de la sección bruta (A_g) y el perímetro exterior de la sección transversal (p_{cp}), podemos calcular con la ayuda de la figura 3.12.

$$A_g = 25 \times 50 + 15 \times 17 = 1505cm^2$$

$$p_{cp} = 2 \times 50 + 2 \times 40 = 180cm$$

Además, las [NTCDF, 2004] en su inciso 2.6.1 indica, que puede despreciarse los efectos de torsión en un elemento si el momento torsionante de diseño, T_u , es menor que la ecuación 3.20.

$$T_{min} = 0.27F_R \sqrt{f_c^*} \frac{A_g^2}{p_{cp}} = 0.27 \times 0.80 \sqrt{280} \frac{1505^2}{180} = 0.45Ton - m \quad 3.20$$

Como T_u es mayor a T_{min} , no puede despreciarse los efectos de torsión. Las [NTCDF, 2004] en su inciso 2.6.3, indica que con las dimensiones propuestas (ver Fig. 3.12) se debe cumplir la ecuación 3.21.

$$\sqrt{\left(\frac{V_{ud}}{bd} \right)^2 + \left(\frac{T_{ud} p_h}{1.7 \times A_{oh}^2} \right)^2} \leq F_R \left(\frac{V_{CR}}{bd} + 2\sqrt{f_c^*} \right) \quad 3.21$$

Donde: p_h es el perímetro medido en el eje del estribo de refuerzo por torsión y A_{oh} es el área comprendida por el perímetro p_{oh} , con ayuda de la figura 3.12, se tiene:

$$A_{oh} = 20 \times 45 + 12 \times 15 = 1080cm^2$$

$$p_h = 2 \times 45 + 2 \times 35 = 160cm$$

La figura 3.11 muestra que el cortante a una distancia “d” de la cara del apoyo (columna), es $V_{ud}=14.29Ton$. Además, la resistencia a cortante del concreto se calculó anteriormente (ecuación 3.16), de donde se tiene que, $V_{CR}=5.51Ton$. Entonces, reemplazando los datos en la ecuación 3.21, se tiene:

$$\sqrt{\left(\frac{14.29 \times 10^3}{25 \times 46} \right)^2 + \left(\frac{2.50 \times 10^5 \times 160}{1.7 \times 1080^2} \right)^2} \leq 0.80 \left(\frac{5.51 \times 10^3}{25 \times 46} + 2\sqrt{280} \right)$$

$$23.69 \leq 30.61$$

Por consiguiente las dimensiones de la sección (ver Fig. 3.12) son adecuadas. El acero de refuerzo transversal por torsión, se calculó con la ecuación 2.44 de las [NTCDF, 2004], que es la que se muestra en la ecuación 3.22.

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_{ud}}{F_R 2 A_o f_{yv} \cot \phi} \quad 3.22$$

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

Donde: A_o es el área bruta encerrada por el flujo de cortante y es igual a: $A_o=0.85A_{oh}=918cm^2$, f_{yv} es el esfuerzo de fluencia de los estribos ($4200kg/cm^2$) y ϕ es 45° para elementos sin presfuerzo, por consiguiente se tiene:

$$\frac{A_t}{s} = \frac{2.50 \times 10^5}{0.80 \times 2 \times 918 \times 4200 \cot 45^\circ} = 0.040 \frac{cm^2}{cm}$$

Este acero de refuerzo debe incrementarse al que se obtiene por cortante a la distancia “d” de la cara de la columna, es decir:

$$\frac{a_v}{s} = \frac{V_{ud} - V_{CR}}{F_R f_y d} = \frac{(14.29 - 5.51) \times 10^3}{0.80 \times 4200 \times 46} = 0.056 \frac{cm^2}{cm}$$

Entonces, al área de acero por cortante y torsión es:

$$\frac{A_v}{s} + 2 \frac{A_t}{s} = 0.056 + 2 \times 0.040 = 0.1360 \frac{cm^2}{cm}$$

Este valor es ligeramente superior al obtenido anteriormente (ecuación 3.14), por consiguiente se optó por utilizar 2 ramas de $\phi 3/8''@12cm$ en la zona confinada.

Las [NTCDF, 2004] en su inciso 2.6.3.4 indica que el refuerzo calculado anteriormente debe ser mayor al refuerzo transversal mínimo que indica la ecuación 3.23.

$$\frac{A_v}{s} + 2 \frac{A_t}{s} = 0.30 \sqrt{f_c^*} \frac{b}{f_{yv}} \geq 3.5 \frac{b}{f_{yv}} \quad 3.23$$

$$\frac{A_v}{s} + 2 \frac{A_t}{s} = 0.30 \sqrt{280} \frac{25}{4200} = 0.0299 \geq 0.0208$$

Además, el área de barras longitudinales para torsión, A_{st} , adicionales a las de flexión, no debe ser menor que la calculada con la ecuación 3.24.

$$A_{st} = \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_y} \cot^2 \phi = 0.040 \times 160 \times \frac{4200}{4900} \cot^2 45^\circ = 5.49 cm^2 \quad 3.24$$

Entonces, colocaremos $3\phi 5/8''$ adicionales, los cuales se han distribuido como se muestra en la figura 3.18.a. Además, el refuerzo longitudinal mínimo por torsión a colocarse se calculó con la ecuación 3.25.

$$A_{st, \min} = 1.3 \frac{\sqrt{f_c^*} A_{cp}}{f_y} - \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_y} \quad \text{Además} \quad \frac{A_t}{s} \geq 1.75 \frac{b}{f_{yv}} \quad 3.25$$

Para este caso, A_{cp} viene a ser el área de la sección bruta A_g , porque la sección no tiene huecos. Reemplazando los datos, se obtiene:

$$A_{st, \min} = 1.3 \frac{\sqrt{280} \times 1505}{4900} - 0.040 \times 160 \frac{4200}{4900} = 1.20 cm^2 \quad \frac{A_t}{s} = 0.040 \geq 1.75 \frac{b}{f_{yv}} = 0.010$$

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

Como puede verificarse, el refuerzo longitudinal por torsión es mayor al mínimo por torsión que especifica las [NTCDF, 2004].

Para el diseño de la viga V30x35, se ha seguido el mismo procedimiento descrito anteriormente, con excepción que para este caso, no fue necesario realizar el diseño por cortante y torsión.

3.2.2.2. Diseño de columnas

El diseño de las columnas se realizó siguiendo las especificaciones de las [NTCDF, 2004] para marcos dúctiles. En esta sección se mostrará solamente, el diseño de la columna C-2 del primer nivel. La figura 3.14 muestra las dimensiones de la columna C-2 y las características de los materiales empleados.

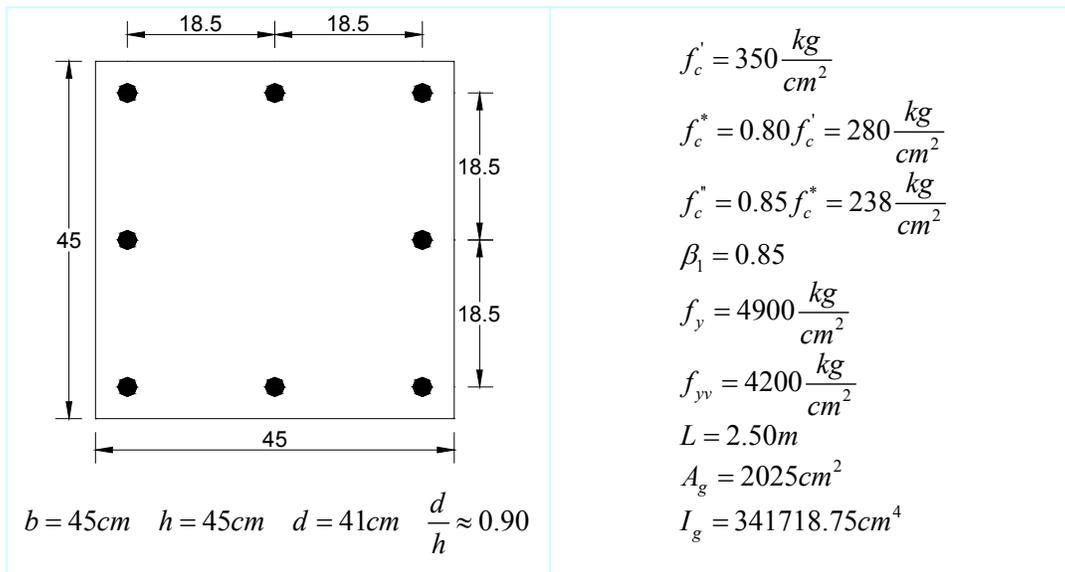


Fig. 3.14. Sección transversal de la columna C45x45 (dimensiones en cm)

Los elementos mecánicos obtenidos del análisis para la columna C-2, se resumen en la tabla 3.11, hay que aclarar que estos valores no están afectados por el factor de carga.

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

Tabla 3.11. Elementos mecánicos obtenidos del análisis para la columna C-2 (cargas sin factorar)

Cargas	Extremo	P (Ton)	Dirección X (Ton-m)	Dirección Y (Ton-m)
CSX	Inferior	0.00	13.68	0.00
	Superior	0.00	-2.56	0.00
CSY	Inferior	2.35	-1.39	12.46
	Superior	2.35	0.34	1.44
CM+CVINS	Inferior	55.65	0.00	0.00
	Superior	54.44	0.00	0.00

Para la obtención del refuerzo longitudinal por flexo-compresión bajo cargas muerta, viva instantánea y sísmica, se siguió el siguiente procedimiento.

Caso 1 - Flexo-compresión en la dirección X: Se revisó el extremo inferior de la columna C.2, porque allí se produjeron los mayores momentos de flexión. Además el factor de carga utilizado fue de FC=1.10. Si la fuerza axial que causa el sismo en la dirección X es de compresión, entonces se tiene la siguiente fuerza axial de diseño:

$$P_u = FC \times (P_{CM} + P_{CVINS} + P_{CSX} + 0.30 \times P_{CSY}) = 1.10(55.65 + 0.00 + 0.30 \times 2.35) = 61.99 \text{Ton}$$

El inciso 7.3.1.b de las [NTCDF, 2004], indica que el área bruta A_g , debe ser mayor a:

$$A_g \geq \frac{P_u}{0.5 \times f'_c} = \frac{61.99 \times 10^3}{0.5 \times 350} = 354.23 \text{cm}^2 \quad 3.26$$

Además, el inciso 2.3.1 de las [NTCDF, 2004], indica que se debe considerar una excentricidad mínima de diseño. Esta excentricidad se calcula con la ecuación 3.27.

$$e_{Dis} = 0.05 \times h \geq 2 \text{cm} \quad 3.27$$

Donde h es la dimensión de la sección en la dirección en la que se considera la flexión. En este caso la excentricidad de diseño en ambas direcciones viene a ser, $e_{Dis}=2.25 \text{cm}$. Los momentos de flexión debidos a la carga gravitacional (CM+CVINST), se calculan con la ecuación 3.28.

$$\begin{aligned} M_{X,CM+CVINST} &= \max(M_{x,CM+CVINST}, P_{CM+CVINST} \times e_{Dis}) \\ M_{Y,CM+CVINST} &= \max(M_{y,CM+CVINST}, P_{CM+CVINST} \times e_{Dis}) \end{aligned} \quad 3.28$$

Por tanto, se obtiene:

$$\begin{aligned} M_{X,CM+CVINST} &= \max(0.00, 55.65 \times 0.0225) = 1.25 \text{Ton} - m \\ M_{Y,CM+CVINST} &= \max(0.00, 55.65 \times 0.0225) = 1.25 \text{Ton} - m \end{aligned}$$

Los momentos de diseño para las direcciones X e Y, considerando las combinaciones de carga, se calculan como sigue:

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

$$M_X = FC \times (M_{X,CM+CVINT} + M_{CSX} + 0.30 \times M_{CSY}) = 1.10 \times (1.25 + 13.68 + 0.30 \times -1.39) = 15.96 \text{Ton} - m$$

$$M_Y = FC \times (M_{Y,CM+CVINT} + M_{CSX} + 0.30 \times M_{CSY}) = 1.10 \times (1.25 + 0.00 + 0.30 \times 12.46) = 5.49 \text{Ton} - m$$

Con los momentos obtenidos, se calcularon las excentricidades:

$$e_x = \frac{M_X}{P_u} = \frac{15.96}{61.99} = 0.258m$$

$$e_y = \frac{M_Y}{P_u} = \frac{5.49}{61.99} = 0.089m$$

Además, la relación entre las excentricidades y el peralte de la sección, en cada dirección esta dado por:

$$\alpha_x = \frac{e_x}{h} = \frac{0.257}{0.45} = 0.572$$

$$\alpha_y = \frac{e_y}{h} = \frac{0.089}{0.45} = 0.197$$

Para la verificación de la columna se utilizó 8 varillas (ver Fig. 3.14) de 2.4cm de diámetro por las razones indicadas en la sección 3.1. Por consiguiente, la cuantía de la sección es:

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{8 \times 4.52}{2025} = 0.0179 \quad 3.29$$

El valor de q , asociado a la cuantía ρ , se calcula con la ecuación 3.30.

$$q = \rho \frac{f_y}{f_c} = 0.0179 \frac{4900}{238} = 0.3680 \quad 3.30$$

Con los valores de q , α_x , y α_y , vamos a la figura 14 de “*Graficas para diseñar columnas de concreto reforzado*” [Meli y Rodríguez, 1980], de donde se obtienen los siguientes valores de k_x y k_y .

$$k_x = 0.35$$

$$k_y = 0.80$$

Con los valores de k_x y k_y , podemos calcular las cargas axiales P_{RX} y P_{RY} utilizando la ecuación 3.31.

$$\begin{aligned} P_{RX} &= F_R k_x b h f_c'' = 0.80 \times 0.35 \times 45 \times 45 \times 238 = 134.95 \text{Ton} \\ P_{RY} &= F_R k_y b h f_c'' = 0.80 \times 0.80 \times 45 \times 45 \times 238 = 308.45 \text{Ton} \end{aligned} \quad 3.31$$

Además, la carga axial de diseño, sin considerar las excentricidades, se calcula con la ecuación 3.32.

$$P_{R0} = F_R \times (A_g \times f_c'' + A_s \times f_y) = 0.80 \times (2025 \times 238 + 36.19 \times 4900) = 527.43 \text{Ton} \quad 3.32$$

Sustituyendo las cargas P_{RX} , P_{RY} , y P_{R0} en la ecuación 2.16 de las [NTCDF, 2004], se obtiene en valor de P_R .

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{R0}}} = \frac{1}{\frac{1}{134.95} + \frac{1}{308.45} - \frac{1}{527.43}} = 114.20 \text{Ton}$$

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

Por consiguiente, la relación:

$$\frac{P_R}{P_{R0}} = \frac{114.20}{527.43} = 0.22$$

Es mayor a 0.10, entonces el valor de P_R obtenido utilizando la ecuación 2.16 de las [NTCDF, 2004] es válida. Además, como P_R es mayor a P_u , entonces la sección con el refuerzo longitudinal propuesto en la figura 3.14, es adecuada.

Caso 2 - Flexo-compresión en la dirección Y: Se siguió el mismo procedimiento descrito para la dirección X. Si la fuerza axial que causa el sismo en la dirección Y es de compresión, entonces se tiene la siguiente fuerza axial de diseño:

$$P_u = FC \times (P_{CM} + P_{CVINS} + P_{CSY} + 0.30 \times P_{CSX}) = 1.10(55.65 + 2.35 + 0.30 \times 0.00) = 63.80 \text{Ton}$$

Los momentos de diseño en las direcciones X e Y debido a las cargas gravitacionales son iguales al caso anterior. Por tanto, los momentos de diseño en las direcciones X y Y son:

$$M_X = FC \times (M_{X,CM+CVINT} + M_{CSY} + 0.30 \times M_{CSX}) = 1.10 \times (1.25 - 1.39 + 0.30 \times 13.68) = 3.96 \text{Ton} - m$$

$$M_Y = FC \times (M_{Y,CM+CVINT} + M_{CSY} + 0.30 \times M_{CSX}) = 1.10 \times (1.25 + 12.46 + 0.30 \times 0.00) = 15.08 \text{Ton} - m$$

Con los momentos calculados, se obtiene las siguientes excentricidades:

$$e_x = \frac{M_X}{P_u} = \frac{3.96}{63.80} = 0.062 \text{m}$$

$$e_y = \frac{M_Y}{P_u} = \frac{15.08}{63.80} = 0.236 \text{m}$$

La relación entre las excentricidades y el peralte de la sección, en cada dirección es:

$$\alpha_x = \frac{e_x}{h} = \frac{0.062}{0.45} = 0.138$$

$$\alpha_y = \frac{e_y}{h} = \frac{0.236}{0.45} = 0.525$$

Con los valores de q , α_x , y α_y vamos a la figura 14 de “*Graficas para diseñar columnas de concreto reforzado*” [Meli y Rodríguez, 1980], de donde se obtienen los siguientes valores de k_x y k_y .

$$k_x = 0.92$$

$$k_y = 0.40$$

Por consiguiente, con los valores de k_x y k_y calculamos los valores de P_{RX} y P_{RY} . El valor de P_{R0} es similar al caso anterior. Sustituyendo las cargas P_{RX} , P_{RY} , y P_{R0} en la ecuación 2.16 de las [NTCDF, 2004], se obtiene:

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{R0}}} = \frac{1}{\frac{1}{354.72} + \frac{1}{154.22} - \frac{1}{527.43}} = 135.00 \text{Ton}$$

Por consiguiente, la relación:

$$\frac{P_R}{P_{R0}} = \frac{135.00}{527.43} = 0.26$$

Es mayor a 0.10. Además, como P_R es mayor a P_u , entonces la sección con el refuerzo longitudinal propuesto en la figura 3.14, es adecuada.

DISEÑO POR CORTANTE

El dimensionamiento por fuerza cortante se realizó siguiendo la filosofía de diseño por capacidad, la cual busca una falla dúctil en los elementos. La falla dúctil se consigue si el elemento falla por flexión antes que por cortante. Por tanto se le dio a la columna una buena capacidad resistente a fuerza cortante. Esto se logra pensando que en el estado último, los extremos de la columna se articulan alcanzando su momento máximo resistente, por lo que la fuerza cortante actuante en la columna se halla del equilibrio en su altura libre.

Los momentos resistentes de la columna se hallaron del diagrama de interacción considerando $F_R=1.00$ y $f_y=1.25f_y$, como indican las [NTCDF, 2004]. El momento resistente de la columna C45x45, viene a ser $M_R^{(+)}=M_R^{(-)}=51.37\text{Ton-m}$, que corresponde a la primera combinación de carga (ver Fig. 3.15).

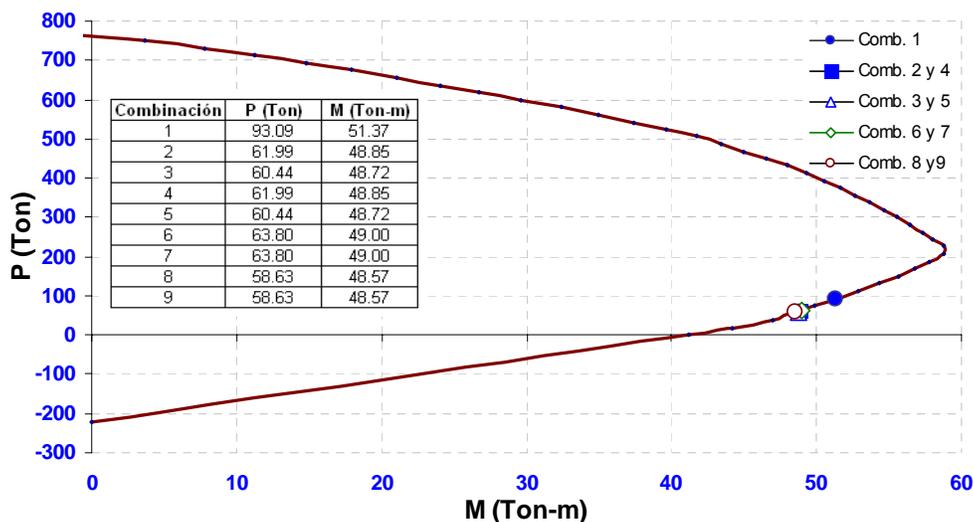


Fig. 3.15. Diagrama de interacción de la columna C45x45, para $F_R=1.00$ y $f_y=1.25f_y=6125\text{kg/cm}^2$

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

Por consiguiente, el cortante asociado, viene a ser:

$$V_u = \frac{M_R^{(+)} + M_R^{(-)}}{L} = \frac{51.37 + 51.37}{2.50} = 41.10Ton \quad 3.33$$

a). **Extremos (Zonas de articulaciones plásticas):** Se despreciará la contribución del concreto V_{CR} , si se satisface simultáneamente:

1. Fuerza axial de diseño menor que:

$$\frac{A_g \times f_c'}{20} = \frac{2025 \times 350}{20} = 35.44Ton$$

2. Fuerza cortante causada por el sismo (dirección Y) sea mayor o igual que la mitad de la fuerza cortante de diseño calculada con la ecuación 3.33.

$$\frac{V_{CSY}}{V_u} = \frac{3.90}{41.10} \approx 0.10$$

Por consiguiente, no se desprecia la contribución a cortante del concreto, V_{CR} . Las [NTCDF, 2004] en su inciso 2.5.2.4 dan un límite superior para V_u , para marcos dúctiles indica que en ningún caso V_u debe superar:

$$V_u \leq 2.00F_Rbd\sqrt{f_c^*} = 2.00 \times 0.80 \times 45 \times 41 \times \sqrt{280} = 49.40Ton$$

Como V_u es menor a 49.40Ton, el cortante está dentro del límite. Para evaluar la cuantía de refuerzo longitudinal ρ , se usará el área de las barras de la capa más próxima a la cara de tensión o a la de compresión (ver Fig. 3.14). Entonces, se tiene:

$$A_s = 3 \times 4.52 = 13.56cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{13.56}{2025} = 0.0067$$

Si P_u , es menor a la ecuación 3.34:

$$F_R(0.7 \times f_c^* \times A_g + 2000 \times A_s) = 0.80 \times (0.7 \times 238 \times 2025 + 2000 \times 13.56) = 291.65Ton \quad 3.34$$

Por consiguiente, a la fuerza cortante que toma el concreto V_{CR} , se deberá multiplicar por:

$$1 + 0.007 \times \frac{P_u}{A_g} = 1 + 0.007 \times \frac{93.09 \times 10^3}{2025} = 1.32$$

Como la relación del claro-peralte es, $L/h=2.50/0.45=5.56$ y la cuantía longitudinal de la sección es menor a 0.015, entonces la resistencia a cortante del concreto V_{CR} , se calcula con:

$$V_{CR} = 1.32 \times F_Rbd(0.20 + 20\rho)\sqrt{f_c^*} = 1.32 \times 0.80 \times 45 \times 41 \times (0.20 + 20 \times 0.0067)\sqrt{280} = 10.89Ton$$

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

Además, en la columna se utilizará el arreglo que se muestra en la figura 3.16. El área de acero de refuerzo transversal está dado por:

$$A_v = 2(A_{sw} + A_{sw} \cos 45^\circ) = 3.41 \times A_{sw} = 3.41 \times 0.71 = 2.43 \text{ cm}^2$$

Por consiguiente, el espaciamiento del acero de refuerzo transversal, calculamos con:

$$s = \frac{F_R A_v f_{yv} d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0.80 \times 2.43 \times 4200 \times 41}{(41.10 - 10.89) \times 10^3} = 11.08 \text{ cm}$$

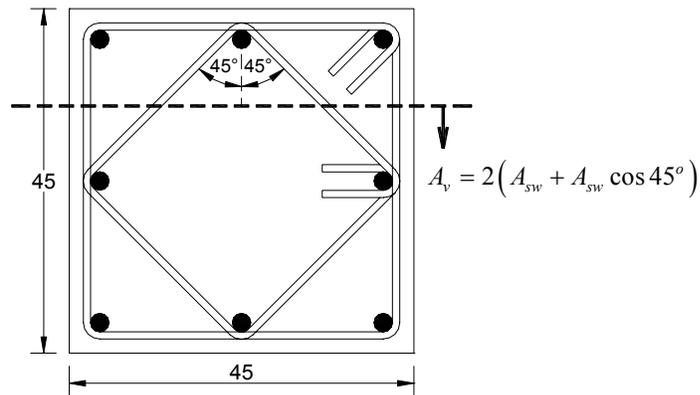


Fig. 3.16. Determinación del área de refuerzo transversal A_v de la columna C45x45

Además las [NTCDF, 2004] en su inciso 7.3.4, indica que el espaciamiento máximo para la zona de confinamiento debe ser el menor de:

$$s = \begin{cases} \frac{1}{4}d = \frac{1}{4}45 = 11.25 \text{ cm} \\ 6d_b = 6 \times 2.4 = 14.40 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Por consiguiente, en la zona de las articulaciones plásticas, utilizamos 4 ramas de $\phi 3/8'' @ 10 \text{ cm}$ como muestra en la figura 3.14. Además en el inciso 7.3.4.c de las [NTCDF, 2004], indica que el acero de refuerzo transversal mínimo a colocarse en la zona de confinamiento debe ser la mayor de las ecuaciones 3.35 y 3.36.

$$A_{sh} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yv}} b_c s = 0.3 \left(\frac{2025}{1600} - 1 \right) \frac{350}{4200} 37 \times 10 = 2.46 \text{ cm}^2 \quad 3.35$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yv}} b_c s = 0.09 \frac{350}{4200} 37 \times 10 = 2.78 \text{ cm}^2 \quad 3.36$$

3. DESCRIPCIÓN DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

Como $A_v \approx A_{sh}$, por consiguiente la sección cumple con las especificaciones de las [NTCDF, 2004], en lo referente al acero de refuerzo transversal.

- b). **Zona intermedia:** Que comprende el resto de la columna. Las [NTCDF, 2004] en su inciso 7.3.4.b indica "...Se suministrará refuerzo transversal mínimo que se especifica en el inciso 7.3.4.c en una longitud en ambos extremos del miembro y a ambos lados de cualquier sección donde sea probable que fluya por flexión el refuerzo longitudinal...", dicha longitud de la zona de confinamiento L_{zc} , será la mayor de la ecuación 3.37.

$$L_{zc} = \begin{cases} b \\ \frac{1}{6}L \\ 60 \end{cases} \quad 3.37$$

Reemplazando los datos en la ecuación 3.37, obtenemos que $L_{zc} = 60\text{cm}$ (ver Fig. 3.17). Además en la parte inferior de las columnas de la planta baja dicho refuerzo debe llegar hasta la media altura de la columna.

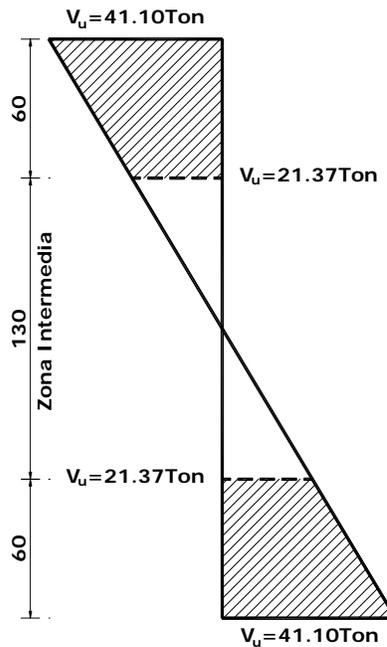


Fig. 3.17. Cortante de diseño de la zona intermedia de la columna C45x45

Como se trata de la misma sección, entonces el cortante resistente del concreto V_{CR} , es el mismo que para el caso anterior, $V_{CR} = 10.89\text{Ton}$, así como el valor del acero de refuerzo transversal, $A_v = 2.43\text{cm}^2$. Por consiguiente, el espaciamiento del acero de refuerzo transversal es:

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

$$s = \frac{F_R A_v f_{yv} d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0.80 \times 2.43 \times 4200 \times 41}{(21.37 - 10.89) \times 10^3} = 31.94 \text{ cm}$$

Además, las [NTCDF, 2004] en el inciso 6.2.3.2, indica que todas las barras longitudinales de la zona intermedia, deben restringirse contra el pandeo con estribos con una separación no mayor que:

$$s_{\max} = \begin{cases} \frac{850}{\sqrt{f_y}} d_b = \frac{850}{\sqrt{4900}} \times 2.40 = 29.14 \text{ cm} \\ 48 d_{b,Est} = 48 \times 0.95 = 45.60 \text{ cm} \\ \frac{1}{2} \times b = \frac{1}{2} \times 45 = 22.50 \text{ cm} \end{cases}$$

Por consiguiente, en la zona intermedia, utilizamos 4 ramas de $\phi 3/8'' @ 20 \text{ cm}$ como muestra la figura 3.16.

Finalmente, los elementos mecánicos actuantes y las áreas de acero de diseño para las vigas y columnas del edificio, se resumen en las tablas 3.12 y 3.13. Como se explicó en la sección 3.1, las barras de refuerzo longitudinal en el prototipo consisten únicamente en barras de 24mm de diámetro, para cumplir con los requerimientos de materiales a usar en el modelo. Por otro lado las [NTCDF, 2004], en sus disposiciones complementarias para vigas (sección 6.1.1) especifica que “En toda sección se dispondrá de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior... y constará de por los menos dos barras corridas de 12.7mm de diámetro”. Pero en el modelo se utilizó varillas de 6mm, es por este motivo que el refuerzo superior e inferior, colocado en las vigas del edificio prototipo, consiste siempre en dos barras de 24mm, a pesar de que en varias secciones es muy superior al refuerzo requerido, como se observa en la tabla 3.12.

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

Tabla 3.12. Elementos mecánicos y áreas de acero de diseño en vigas

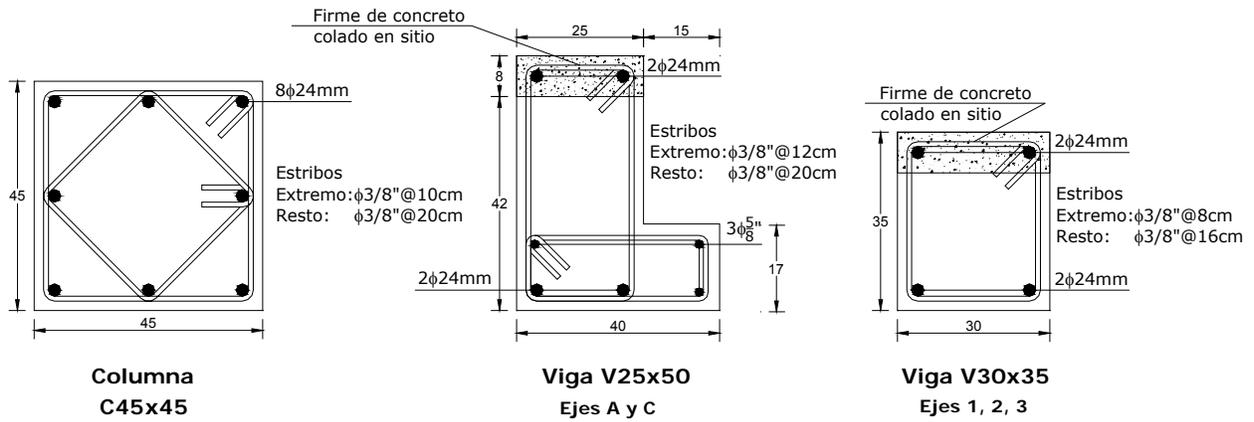
Elemento	Nivel	Signo	M_u (Ton-m) Actuante	As requerido (cm ²)	Numero varillas ϕ 24mm	As colocado (cm ²)	% diferencia	ρ colocada
V25x50 Ejes A y C	1	M_{Neg}	17.84	9.62	2	9.05	-5.98	0.0079
		M_{Pos}	14.12	9.38	2	9.05	-3.53	0.0095
	2	M_{Neg}	17.92	9.67	2	9.05	-6.44	0.0079
		M_{Pos}	14.12	9.38	2	9.05	-3.53	0.0095
	3	M_{Neg}	14.91	8.06	2	9.05	12.26	0.0079
		M_{Pos}	14.12	9.38	2	9.05	-3.53	0.0095
V30x35 Ejes 1 y 3	1	M_{Neg}	7.38	5.77	2	9.05	56.92	0.0097
		M_{Pos}	7.57	5.93	2	9.05	52.68	0.0097
	2	M_{Neg}	7.74	6.07	2	9.05	49.08	0.0097
		M_{Pos}	7.84	6.15	2	9.05	47.02	0.0097
	3	M_{Neg}	5.50	4.22	2	9.05	114.40	0.0097
		M_{Pos}	5.73	4.41	2	9.05	105.35	0.0097
V30x35 Eje 2	1	M_{Neg}	3.09	2.32	2	9.05	289.99	0.0097
		M_{Pos}	3.09	2.32	2	9.05	289.99	0.0097
	2	M_{Neg}	3.11	3.34	2	9.05	171.30	0.0097
		M_{Pos}	3.11	2.34	2	9.05	287.49	0.0097
	3	M_{Neg}	2.46	1.84	2	9.05	392.53	0.0097
		M_{Pos}	2.46	1.84	2	9.05	392.53	0.0097

Tabla 3.13. Elementos mecánicos y áreas de acero de diseño en columnas

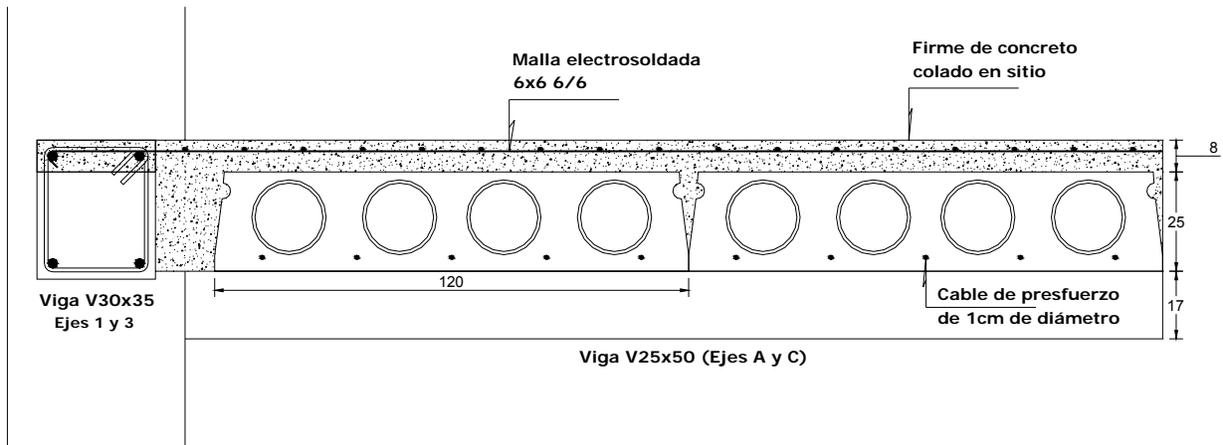
Nivel 1	M_u (Ton-m)	P_u (Ton)	As requerido (cm ²)	Numero varillas ϕ 24mm	As colocado (cm ²)	% diferencia	ρ colocada
Columna C-3	19.93	45.53	37.01	8	36.19	-2.22	0.0179
Columna B-3	22.53	7.31	38.06	8	36.19	-4.91	0.0179
Columna C-2	21.77	52.66	34.02	8	36.19	6.38	0.0179

Como se muestra en la tabla 3.12, la viga V25x50 del segundo nivel tiene área de acero 6.44% menor al que piden las [NTCDF, 2004], hay que tener presente que estos cálculos se han realizado como si fuese una viga simplemente reforzada, es decir sin tomar en cuenta el acero a compresión.

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN



a) Detallado de las secciones de vigas y columnas del edificio (dimensiones en centímetros)



b) Detallado de la losa y la malla de refuerzo (dimensiones en centímetros)

Fig. 3.18. Resumen del diseño del edificio prototipo

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

3.2.2.3. Diseño del sistema de piso

De acuerdo con la práctica común de diseño en el Distrito Federal, el sistema de piso fue revisada solamente por carga vertical, más no así por las fuerzas sísmicas laterales. Asimismo, el firme de concreto de 8cm, fue reforzado con malla electrosoldada para cumplir con el requisito de refuerzo mínimo por cambios volumétricos en el concreto (NTCDF-2004, sección 5.7) cuya ecuación es la siguiente:

$$a_{s1} = \frac{660x_1}{f_y(x_1 + 100)} \quad 3.38$$

Donde:

a_{s1} : área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de pieza (cm^2/cm).

x_1 : dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo (cm).

De esta manera, se tiene: $x_1 = 8$ cm (espesor del firme) y $f_y = 5000$ kg/cm^2 (esfuerzo de fluencia de diseño de la malla electrosoldada).

$$a_{s1} = \frac{660 \times 8}{4900(8 + 100)} \Rightarrow a_{s1} = 0.010 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

Por tanto, la cuantía mínima es:

$$\rho_{\min} = \frac{a_{s1}}{x_1} = \frac{0.010}{8} = 0.0013$$

Para cumplir con este requisito se eligió la **malla 6x6-6/6**, cuya área de acero por metro y cuantía son las siguientes:

$$A_s = 1.225 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$
$$\rho = \frac{1.225 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} \times 8 \text{ cm}} = 0.0015$$

Esta cuantía es superior a la mínima de 0.0013 por cambios volumétricos que especifica las [NTCDF, 2004]. Además, es necesario aclarar que las [NTCDF, 2004] en la sección 6.6.5 indica que se debe colocar el mínimo por cortante, 0.0025, pero en la práctica Mexicana no se hace esto. La sección de losa diseñada, se muestra en la figura 3.18.b.

3.3. Modelo a escala del edificio prototipo

3.3.1. Leyes de similitud entre el prototipo y modelo

En lugar de ensayar el edificio prototipo, por simplicidad y limitaciones de la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería se construyó un modelo a escala que represente su comportamiento, es decir, los patrones de daño y los mecanismos de falla del modelo deben de ser similares a los observados en el prototipo después de un sismo. Para este fin, la teoría de la modelación establece reglas para la geometría, propiedades de los materiales, condiciones externas (cargas) del prototipo y modelo. Estas reglas son llamadas leyes de similitud, y definen una correspondencia entre el prototipo y el modelo, garantizándose de esta forma que todos los resultados obtenidos luego de ensayar el modelo puedan ser extrapolados al prototipo y obtener recomendaciones de diseño para las estructuras.

En el presente estudio, las leyes de similitud entre el modelo y prototipo son derivadas a partir de las siguientes hipótesis:

- Las dimensiones del modelo son obtenidas a partir de las dimensiones del prototipo afectadas por el factor de escala S_L elegido.
- Los materiales usados en el modelo tienen las mismas propiedades que los materiales usados en el prototipo.
- Las masas se consideran concentradas en los pisos.

A partir de estas hipótesis, se obtienen las leyes de similitud mostradas en la tabla 3.14. El factor de escala S_L elegido, fue de 4.

Tabla 3.14. Leyes de Similitud entre el modelo (m) y prototipo (p) [Hernandez y Meli, 1981]

Propiedad	Ley de Similitud
Longitud	$L_m = L_p/S_L$
Area	$A_m = A_p/(S_L)^2$
Esfuerzos, carga por unidad de área	$\sigma_m = \sigma_p$
Densidad del material	$\rho_m = \rho_p$
Masa	$m_m = m_p/(S_L)^2$
Pesos, cargas	$W_m = W_p/(S_L)^2$
Momentos	$M_m = M_p/(S_L)^3$
Tiempo, periodos	$T_m = T_p/\sqrt{(S_L)}$
Rigideces	$K_m = K_p/S_L$
Aceleraciones	$A_m = a_p$

3.3.2. Obtención de las características del modelo

Aplicando las leyes de similitud de la tabla 3.14 se hallaron las dimensiones y propiedades del modelo, representativo del edificio prototipo, ensayado en mesa vibradora. Las características generales del modelo (espécimen) se presentan en la figura 3.19.

El cálculo del área en planta del modelo se realiza utilizando las leyes de similitud (tabla 3.14), como se muestra:

$$A_m = \frac{A_p}{(S_L)^2} = \frac{13.20 \times 7.20}{4^2} = 5.94m^2$$

Utilizando las mismas leyes de similitud para las dimensiones en planta del modelo, se tiene:

$$L_m = \frac{L_p}{S_L} = \frac{13.20}{4} = 3.30m \leftarrow \text{Dirección } X$$

$$L_m = \frac{L_p}{S_L} = \frac{7.20}{4} = 1.80m \leftarrow \text{Dirección } Y$$

De acuerdo a las leyes de similitud empleadas, las cargas por unidad de área, tanto en el prototipo como en el modelo deben ser iguales. Por tanto, el peso sísmico requerido en el modelo para ser representativo del

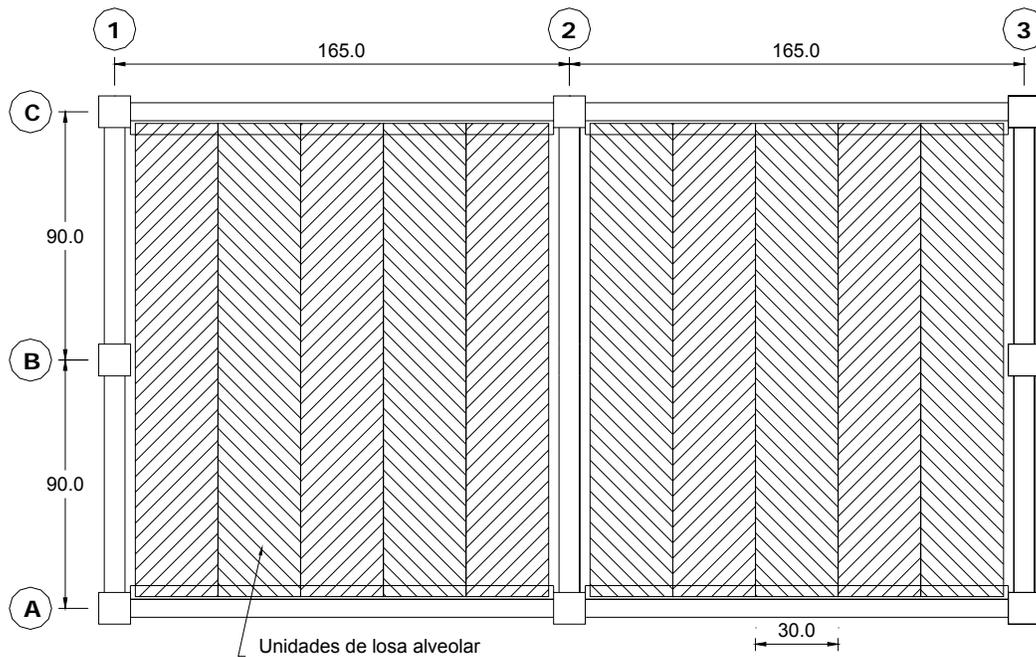
3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

prototipo, se obtiene multiplicando las cargas sísmicas por unidad de área en planta por el área de la planta del modelo.

Tabla 3.15. Peso sísmico requerido en el modelo

Nivel	Carga sísmica (Ton/m ²)	Peso sísmico requerido modelo (Ton)
1	0.81	4.81
2	0.81	4.81
3	0.75	4.46

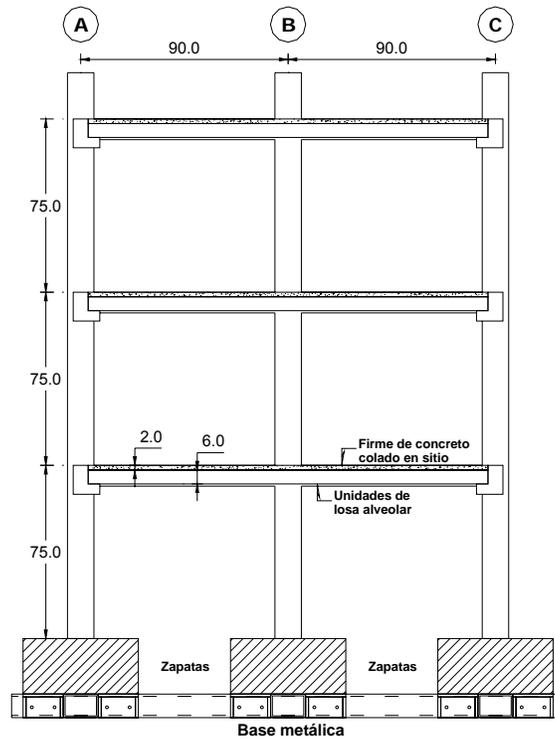
Total **14.08**



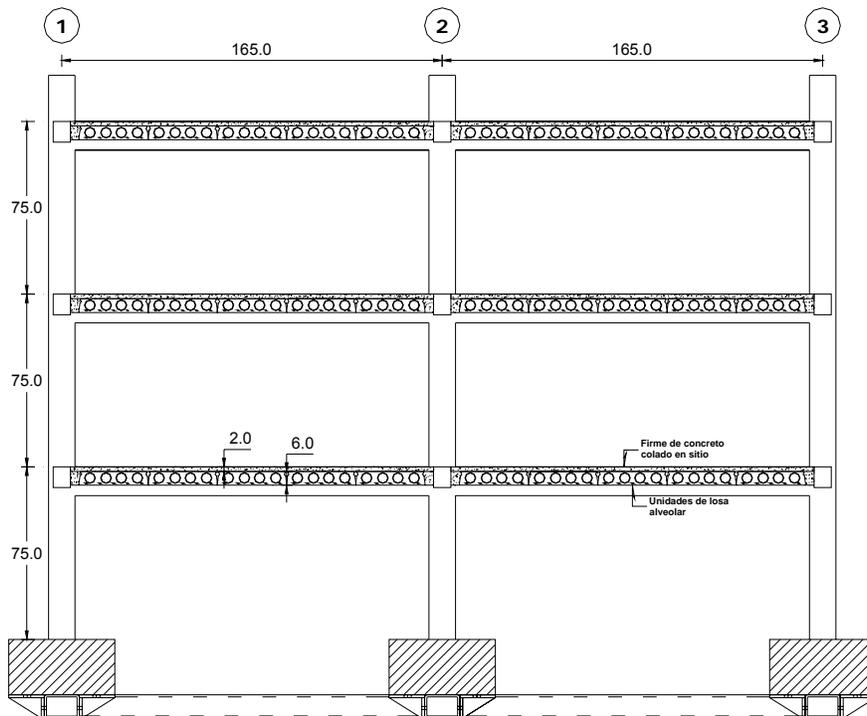
a) Planta del espécimen (dimensiones en centímetros)

Fig. 3.19. Características generales del edificio a nivel de espécimen

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN



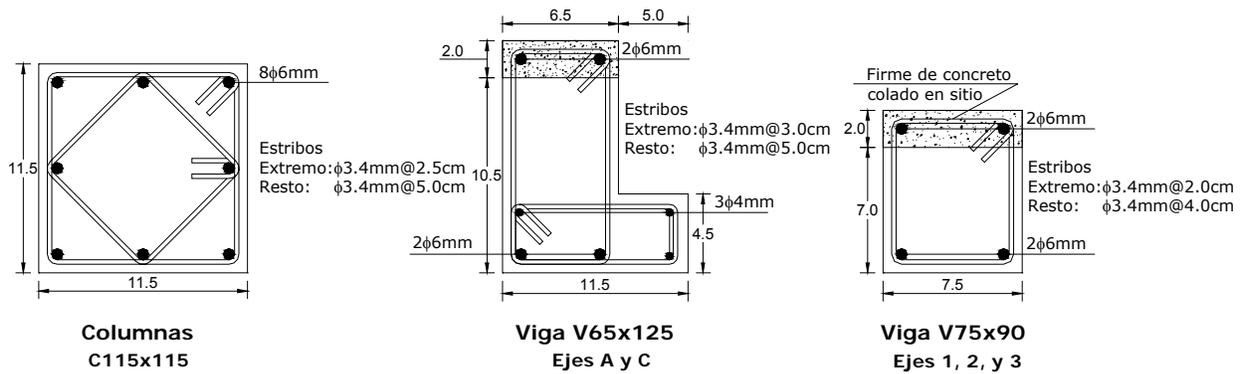
b) Elevación del eje 1 (dimensiones en centímetros)



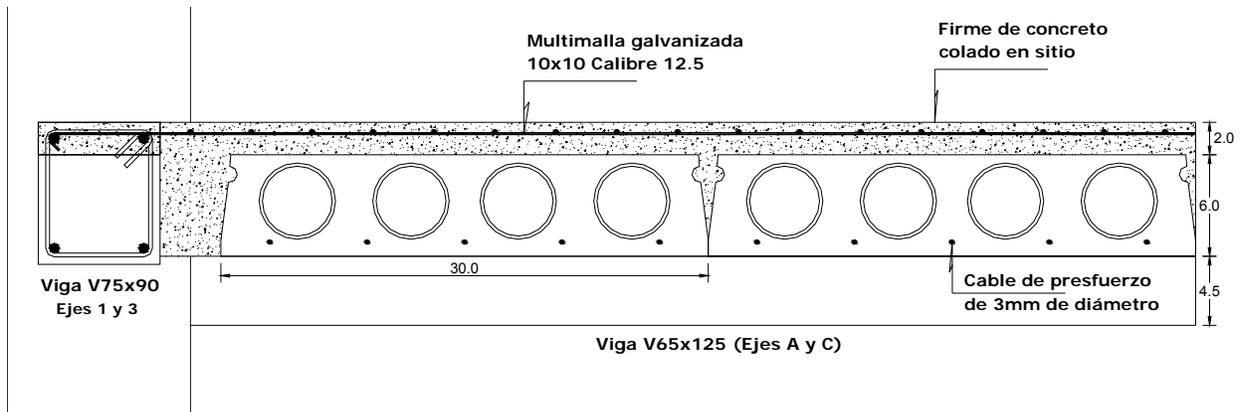
c) Elevación del Eje B (dimensiones en centímetros)

Fig. 3.19. Características generales del edificio a nivel de espécimen (continuación)

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN



d) Armados de vigas y columnas del espécimen (dimensiones en cm y mm)



e) Sistema de piso del espécimen (dimensiones en cm y mm)

Fig. 3.19. Características generales del edificio a nivel de espécimen (continuación)

Como todas las dimensiones del modelo corresponden a las del prototipo divididas por el factor de escala de 4, el área de su planta corresponde a la del prototipo dividido entre el factor de escala al cuadrado, y por lo tanto el peso sísmico requerido en el modelo corresponde también al del prototipo dividido entre el factor de escala al cuadrado, tal como se muestra a continuación:

$$\begin{aligned}
 W_p &= wA_p \\
 W_m &= wA_m = w \frac{A_p}{(S_L)^2} \\
 W_m &= \frac{W_p}{(S_L)^2}
 \end{aligned}
 \tag{3.39}$$

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

Donde:

w = peso sísmico por unidad de área

S_L = factor de escala

W = peso sísmico total

A = área de la planta

p y m = prototipo y modelo respectivamente

Por otro lado, sabemos que el peso sísmico de un edificio es la suma de su carga muerta (peso propio de los elementos, losa, firme y carga muerta adicional) y la carga viva instantánea. Para el prototipo se tiene:

$$W_p = CM_p + CVI_p$$

Es así que el peso sísmico requerido en el modelo, dado por la ecuación 3.40, se puede escribir de la siguiente manera:

$$W_m = \frac{CM_p}{(S_L)^2} + \frac{CVI_p}{(S_L)^2} \quad 3.40$$

Mientras que el peso sísmico con que cuenta el modelo es el correspondiente solamente a su peso propio:

$$W_m = CM_m \quad 3.41$$

Además como el peso específico del concreto es la misma (aproximadamente igual a 2.40 Ton/m³) se deduce que el peso propio de los elementos en el modelo corresponde al del prototipo dividido entre el factor de escala al cubo, tal como se muestra a continuación:

$$\begin{aligned} CM_p &= \gamma_c V_p \\ CM_m &= \gamma_c V_m = \gamma_c \frac{V_p}{(S_L)^3} = \frac{CM_p}{(S_L)^3} \end{aligned} \quad 3.42$$

Comparando las ecuaciones 3.41 y 3.42, tenemos que el peso sísmico con el que cuenta el modelo es:

$$W_m = \frac{CM_p}{(S_L)^3} \quad 3.43$$

Vemos que el peso sísmico con el que cuenta el modelo (ecuación 3.43) es menor al peso sísmico requerido según las leyes de similitud (ecuación 3.40), por lo que se tiene que compensar la diferencia mediante pesos adicionales colocados en el modelo. En el estudio, se utilizó lingotes de acero anclados a las losas del edificio para cumplir tal objetivo, como se muestra en la figura 3.20.

Con los pesos adicionales mediante lingotes podemos acercarnos al peso sísmico requerido en el modelo, según se muestra en la tabla 3.16. Si bien no se llega exactamente al peso sísmico requerido.

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

Tabla 3.16. Peso sísmico en el modelo (peso propio y lingotes)

Nivel	Peso sísmico requerido modelo (Ton)	Peso propio modelo (Ton)	Peso adicionado con lingotes (Ton)	Peso total modelo (Ton)	% del peso total requerido
1	4.81	1.52	2.70	4.22	88
2	4.81	1.52	2.70	4.22	88
3	4.46	1.43	2.70	4.13	93
	14.08			12.57	

La malla de refuerzo del firme en el modelo, fue obtenida a partir de la cuantía de acero de la malla del prototipo, $\rho = 0.0015$, y con el espesor del firme del modelo de 2cm. Así, el área de acero por metro de ancho, requerida en la malla del modelo se obtiene como se muestra a continuación:

$$\rho = \frac{A_s (cm^2 / cm)}{100cm \times 2cm} \quad 3.44$$

Para una cuantía, $\rho=0.0015$, se tiene:

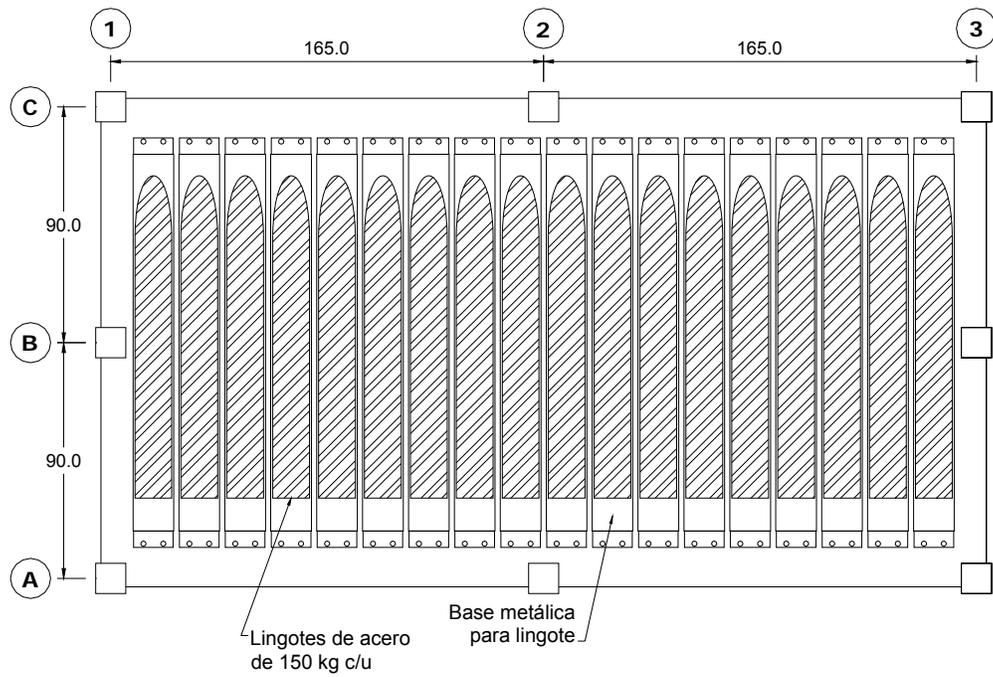
$$A_s = 0.0015 \times 100 \times 2 \Rightarrow A_s = 0.30 \frac{cm^2}{cm}$$

Para cumplir con esta área de acero. Se eligió la *Multimalla Galvanizada Calibre 12.50* de 5x10cm de abertura, proporcionada por *DeAcero*. Esta malla se cortó en un sentido, obteniendo así una separación de 10cm en ambos sentidos y un área de acero igual a $A_s=0.341cm^2/m$, por consiguiente se tiene la siguiente cuantía:

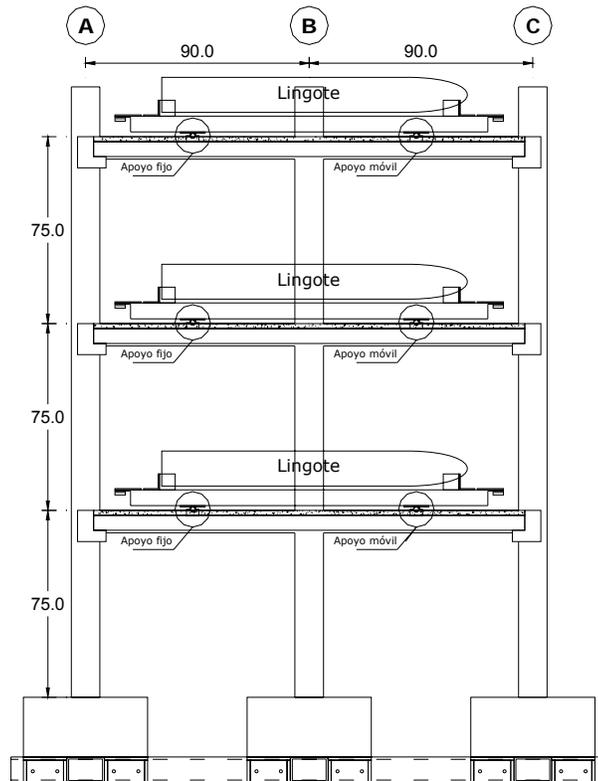
$$\rho = \frac{0.341cm^2}{100cm \times 2cm} = 0.0017$$

Se aprecia que la cuantía es cercana a la usada en el prototipo, de 0.0015.

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN



a) Vista en planta de los lingotes



b) Vista lateral de los lingotes

Fig. 3.20. Lingotes de acero sobre las losa de piso del modelo para obtener el peso sísmico requerido

3.4. Materiales empleados en la construcción del modelo

El concreto del modelo fue diseñado usando los mismos criterios de diseño de mezclas de estructuras comunes en el laboratorio de Estructuras y Materiales del Instituto de Ingeniería de la UNAM. De esta manera se alcanzó la resistencia requerida a los 28 días, de 350 kg/cm^2 , y una trabajabilidad adecuada. Sin embargo, como los espacios dejados por las armaduras de acero en el modelo, a ser llenados por el concreto, son considerablemente menores que el de una estructura a escala natural, se consideró necesario definir un tamaño máximo del agregado mucho menor al usado normalmente. Por esta razón el tamaño máximo del agregado fue de $1/4''$ (6.35mm). Por otro lado, para obtener una trabajabilidad adecuada en los colados, se vio la necesidad de usar un aditivo plastificante. La curva esfuerzo deformación típica del concreto obtenida de ensayos en laboratorio, se muestra en la figura 3.23.a. Como durante el proceso de construcción del espécimen se han obtenido probetas de cada colado para realizar los ensayos a compresión simple (7, 14 y 28 días) y a módulo de elasticidad, con la finalidad de conocer las propiedades del concreto utilizado. Para el ensaye a módulo de elasticidad de las probetas de concreto, se siguió las especificaciones de la ASTM C39, e indica que antes del ensaye a módulo de elasticidad es necesario realizar pruebas a compresión simple para conocer el f'_c . En el ensaye a módulo de elasticidad, se deben realizar 5 precargas del 40% del f'_c (ver Fig. 3.21) a una velocidad de 10Ton/min. , para probetas de 10cm de diámetro y 20cm de altura y en el sexto ciclo se carga se lleva la probeta hasta la rotura a la misma velocidad que la precarga.

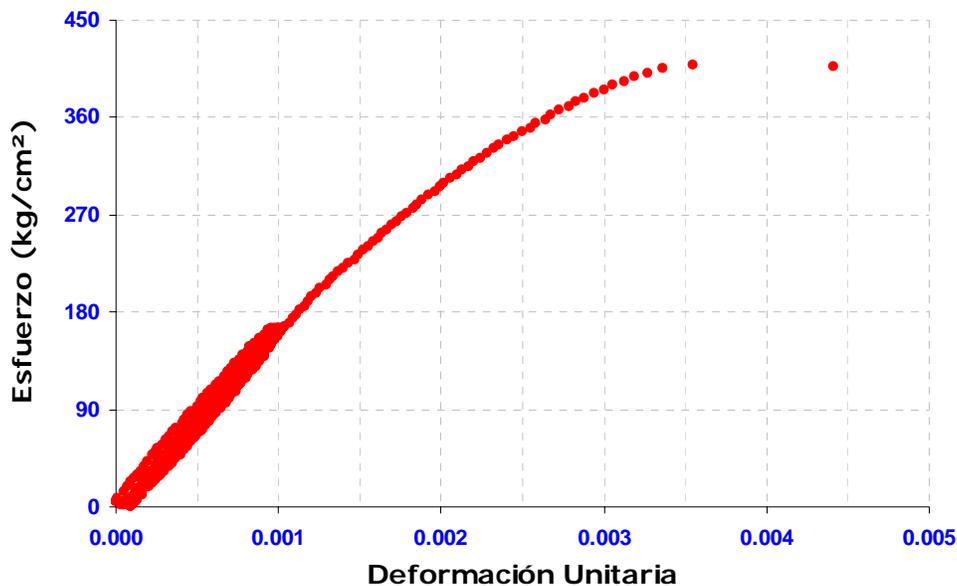


Fig. 3.21. Curva esfuerzo-deformación de la probeta en el ensaye a módulo de elasticidad

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

Como se comentó anteriormente, en el cálculo del módulo de elasticidad se toma el último ciclo del ensaye como se muestra en la figura 3.22 y el módulo de elasticidad se calcula con la siguiente expresión:

$$E_c = \frac{0.40 f'_c - f'_{c(\varepsilon=0.00005)}}{\varepsilon_{0.40 f'_c} - 0.00005} \quad 3.45$$

Donde:

$\varepsilon_{0.40 f'_c}$ es la deformación unitaria correspondiente al 40% del f'_c

$f'_{c(\varepsilon=0.00005)}$ es el esfuerzo a compresión correspondiente a una deformación unitaria de 0.00005

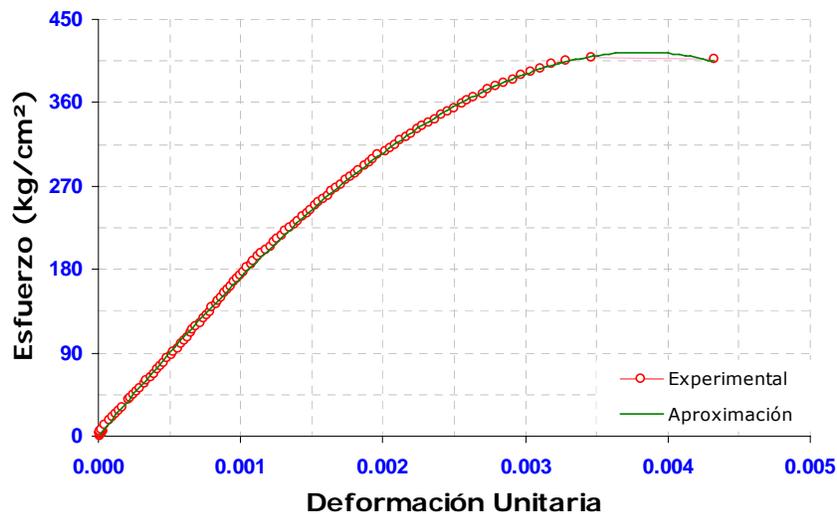


Fig. 3.22. Último ciclo de carga en el ensaye a módulo de elasticidad

Para la probeta correspondiente a la figura 3.22, se tienen los siguientes datos:

$$f'_c = 414.34 \frac{kg}{cm^2} \quad \varepsilon_{0.40 f'_c} = 0.00096 \quad f'_{c(\varepsilon=0.00005)} = 9.25 \frac{kg}{cm^2}$$

Por consiguiente, el módulo de elasticidad utilizando la ecuación 3.45 es:

$$E_c = \frac{0.40 \times 414.34 - 9.25}{0.00096 - 0.00005} = 171963 \frac{kg}{cm^2}$$

De acuerdo con las leyes de similitud enunciadas en la tabla 3.14, el acero de refuerzo principal en vigas y columnas del modelo, resultó ser de un diámetro de 6mm (correspondiente a 24mm. en el prototipo). La curva esfuerzo deformación típica de esta varilla (NZ-500E), obtenida de ensayes en laboratorio, se muestra en la figura 3.23.b. En esta figura se aprecia que el esfuerzo de fluencia es de 5200 kg/cm² (ver tabla 3.17), un poco mayor que el de diseño, 4900 kg/cm².

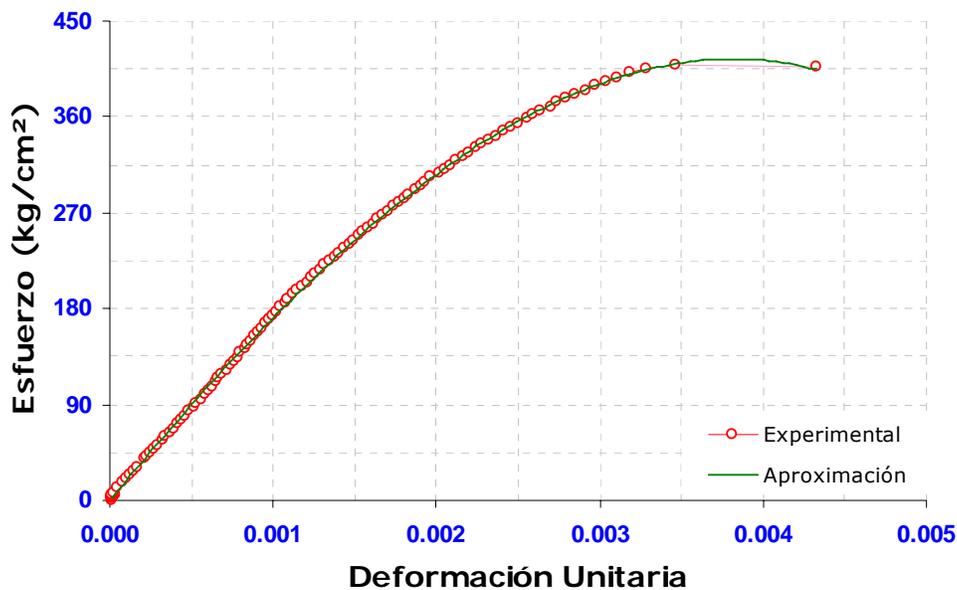
3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

Para los estribos, se usó alambre recocido de 3.42mm de diámetro y esfuerzo de fluencia de 2640 kg/cm² (ver tabla 3.17), cuya curva esfuerzo-deformación se muestra en la figura 3.23.c.

Para el refuerzo del firme de concreto, se usó la malla galvanizada calibre 12.50 de 10cm de separación, para cumplir con el requisito de refuerzo mínimo por temperatura (sección 3.2). La curva típica de los alambres de la malla, obtenida de ensayos en laboratorio, se muestra en la figura 3.23.d. En esta figura se aprecia que el esfuerzo de fluencia es de 4175 kg/cm² (ver tabla 3.17), el cual es menor que los especificados para mallas electrosoldadas, 5000 kg/cm². Además es necesario aclarar que esta malla tiene poca capacidad de deformación ya que la falla se produce a 3.6% de deformación unitaria.

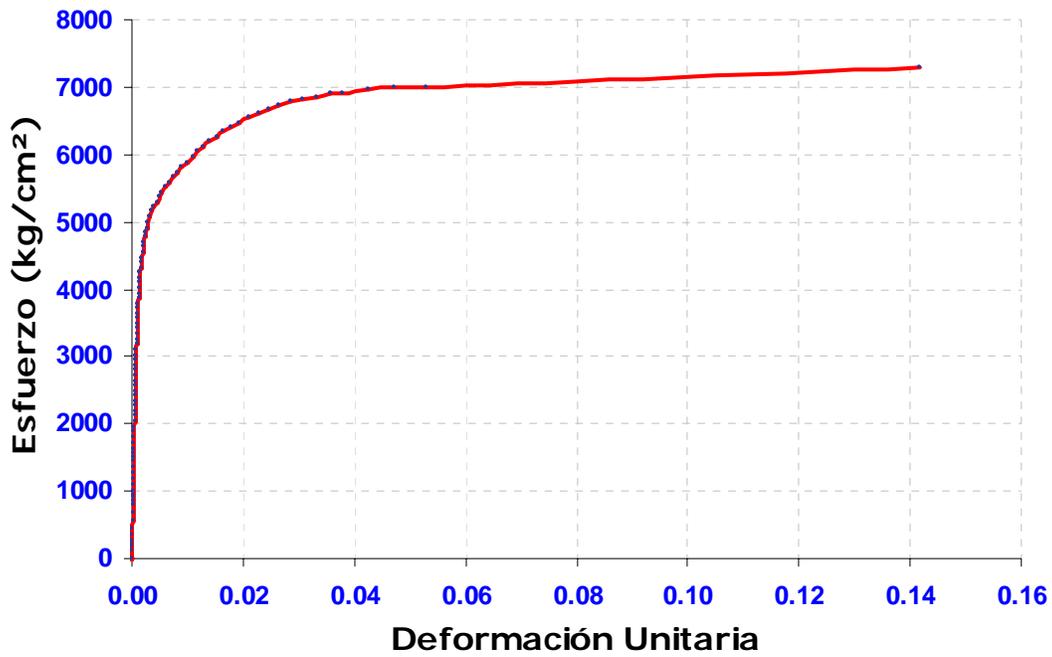
Tabla 3.17. Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en el espécimen

Acero	f_y (kg/cm ²)	ϵ_{sh}	f_{su} (kg/cm ²)	ϵ_{su}	ϵ_{uu}
φ 3.42mm Estribos	2640	0.02	3700	0.10	0.16
φ 6mm NZ-500E	5200	-	7285	-	0.14
φ 2.10mm MG Calibre 12.50	4175	-	4475	-	0.036

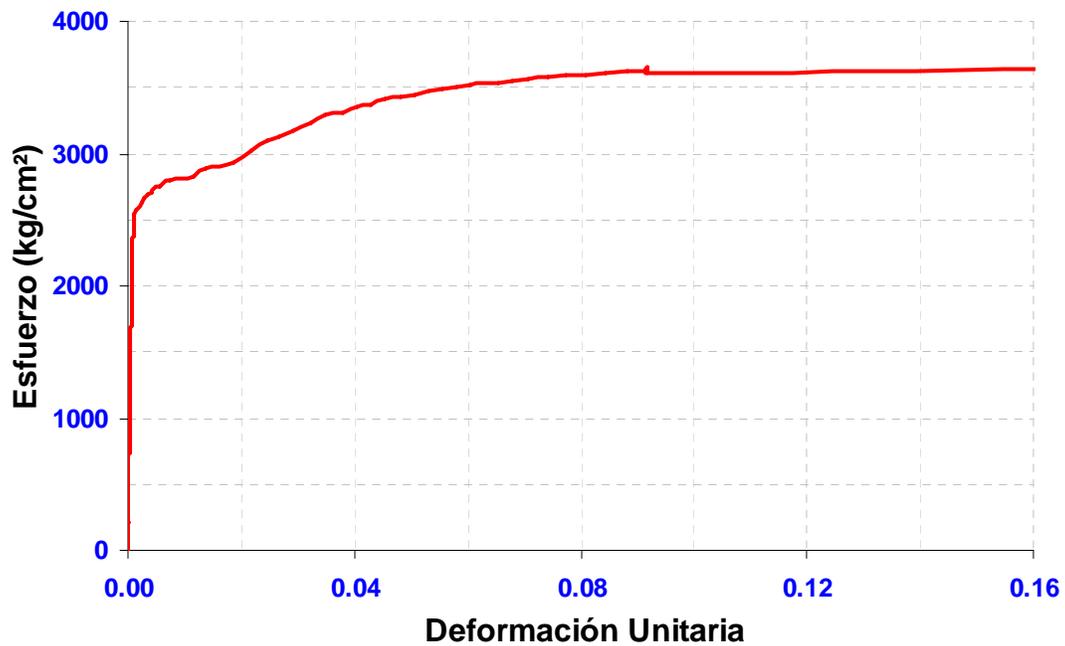


a) Curva típica del concreto utilizado en el modelo

Fig. 3.23. Curvas experimentales esfuerzo vs. deformación de los materiales utilizados en el modelo

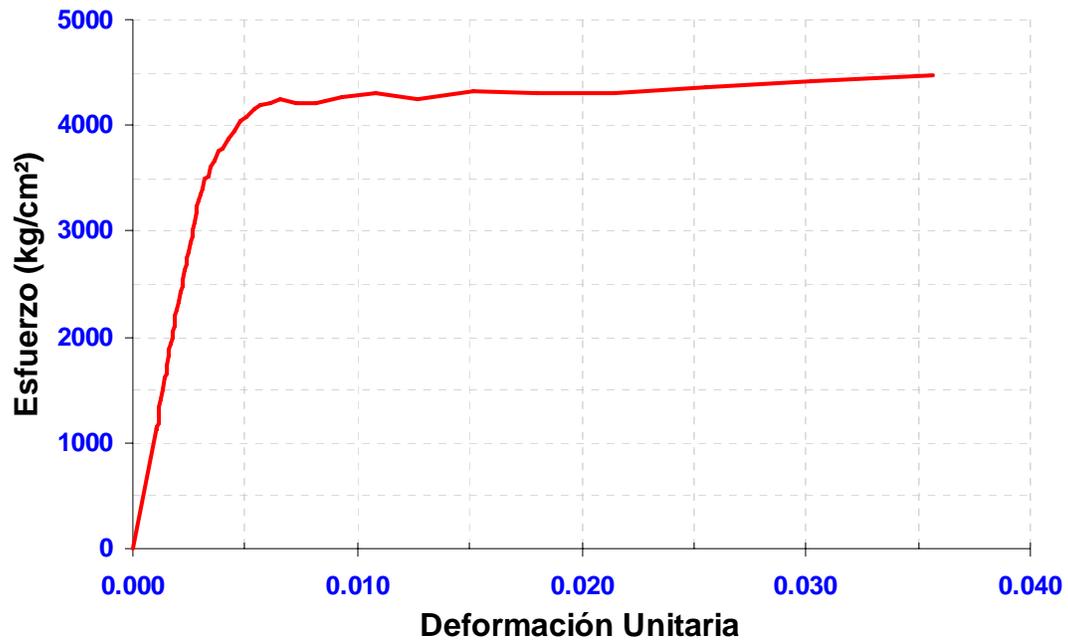


b) Curva del acero de refuerzo principal $\phi 6\text{mm}$ (NZ-500E)



c) Curva del alambre recocido para refuerzo transversal del espécimen ($\phi 3.42\text{mm}$)

Fig. 3.23. Curvas experimentales esfuerzo vs. deformación de los materiales utilizados en el modelo (continuación)



d) Curva del alambre de la malla galvanizada (Multimalla Galvanizada Calibre 12.50)

Fig. 3.23. Curvas experimentales esfuerzo vs. deformación de los materiales utilizados en el modelo
(continuación)

3.5. Proceso constructivo del modelo

El proceso de construcción del espécimen ensayado en la mesa vibradora trató de representar las condiciones típicas de estructuras prefabricadas, desde la fabricación de los elementos prefabricados en plantas de colado hasta la realización del montaje de los elementos y los colados en sitio. Para la construcción del espécimen se fabricó 8 zapatas (ver Fig. 3.24.c), 6 piezas 1 (ver Fig. 3.24.a), 3 piezas 2 (ver Fig. 3.24.b), 12 piezas 3 (ver Fig. 3.24.d) y 16 piezas 4 (ver Fig. 3.24.e).

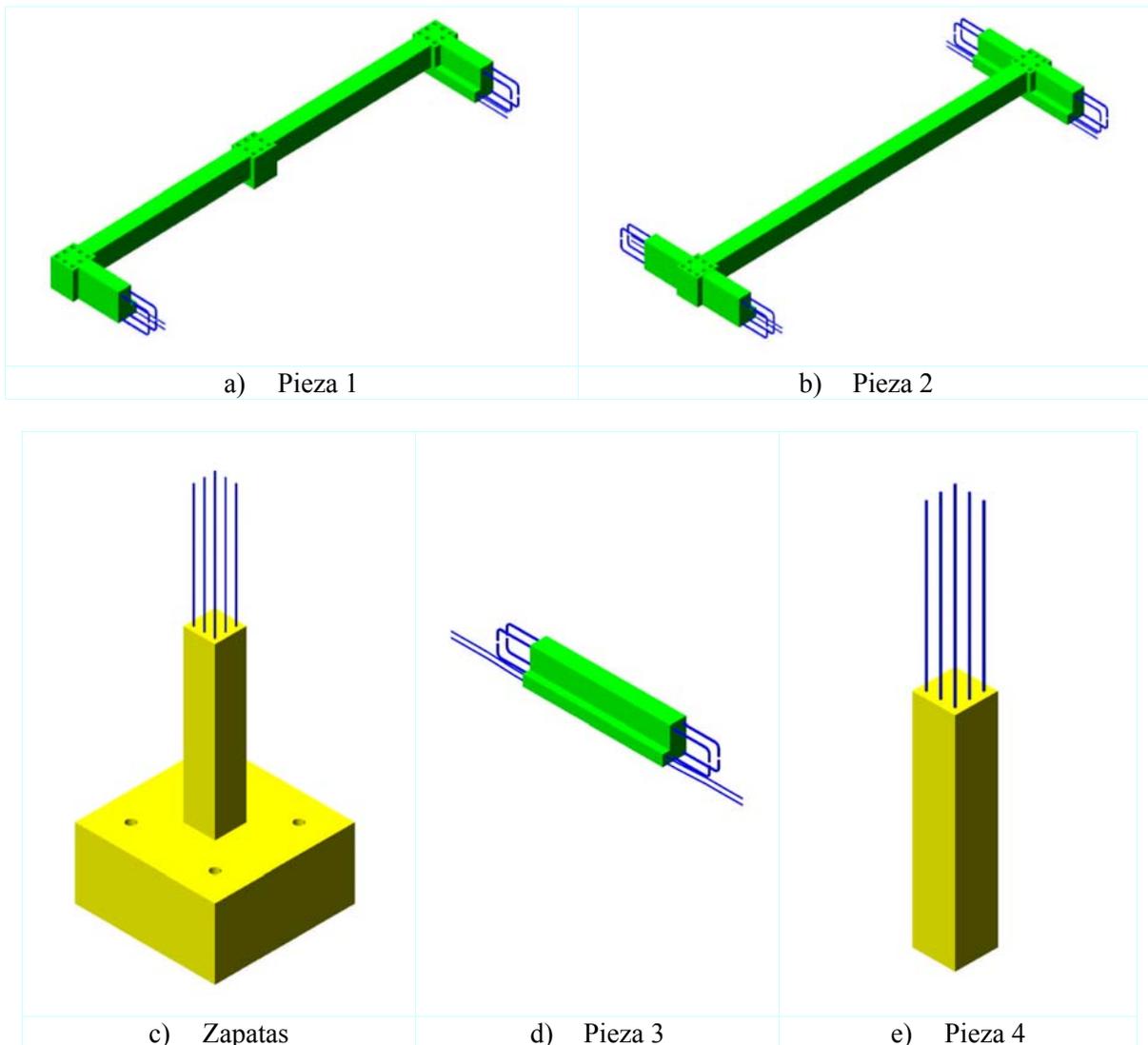


Fig. 3.24. Elementos prefabricados del espécimen

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

Una vez terminado con la fabricación de los elementos del espécimen, el proceso de ensamblaje que se siguió fue: primero se colocó las 8 zapatas en posición (ver Fig. 3.25.a), seguidamente se realizó el montaje de las piezas 2 y 3 del primer nivel (ver Fig. 3.25.b) tomando en cuenta los niveles y distancias a ejes. Después se realizó el colado de las conexiones viga-columna con grout, una vez que haya fraguado éste se continuó con el montaje de la pieza 3 (ver Fig. 3.25.c). Posteriormente se procedió a colocar los refuerzos transversales para poder realizar el colado de las conexiones de viga (ver Fig. 3.25.d), ya fraguado las conexiones de viga, se procedió a colocar las losas alveolares (ver Fig. 3.25.e y 3.25.f) para así después colocar el refuerzo del firme y realizar el colado del mismo (ver Fig. 3.25.g). A las 24 horas del colado del firme se continuó con el montaje de las piezas 4 del segundo nivel (ver Fig. 3.25.h), una vez éstas listas se prosiguió con el montaje de las piezas 1 y 2 del segundo nivel (ver Fig. 3.25.i) y de esta manera se continuó hasta terminar el ensamble del espécimen (ver Fig. 3.25.j).

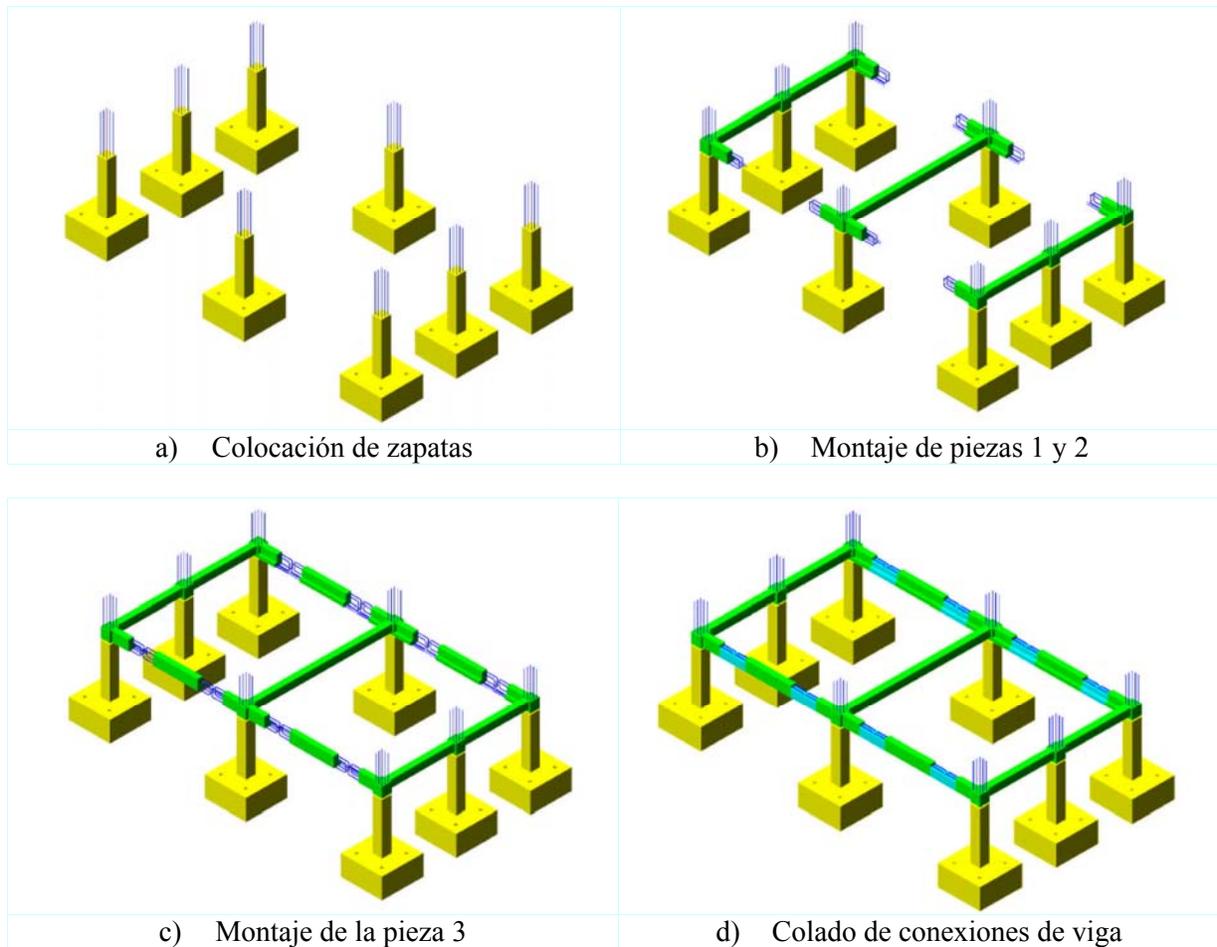


Fig. 3.25. Ensamble del espécimen

3. DESCRIPCIÓN DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

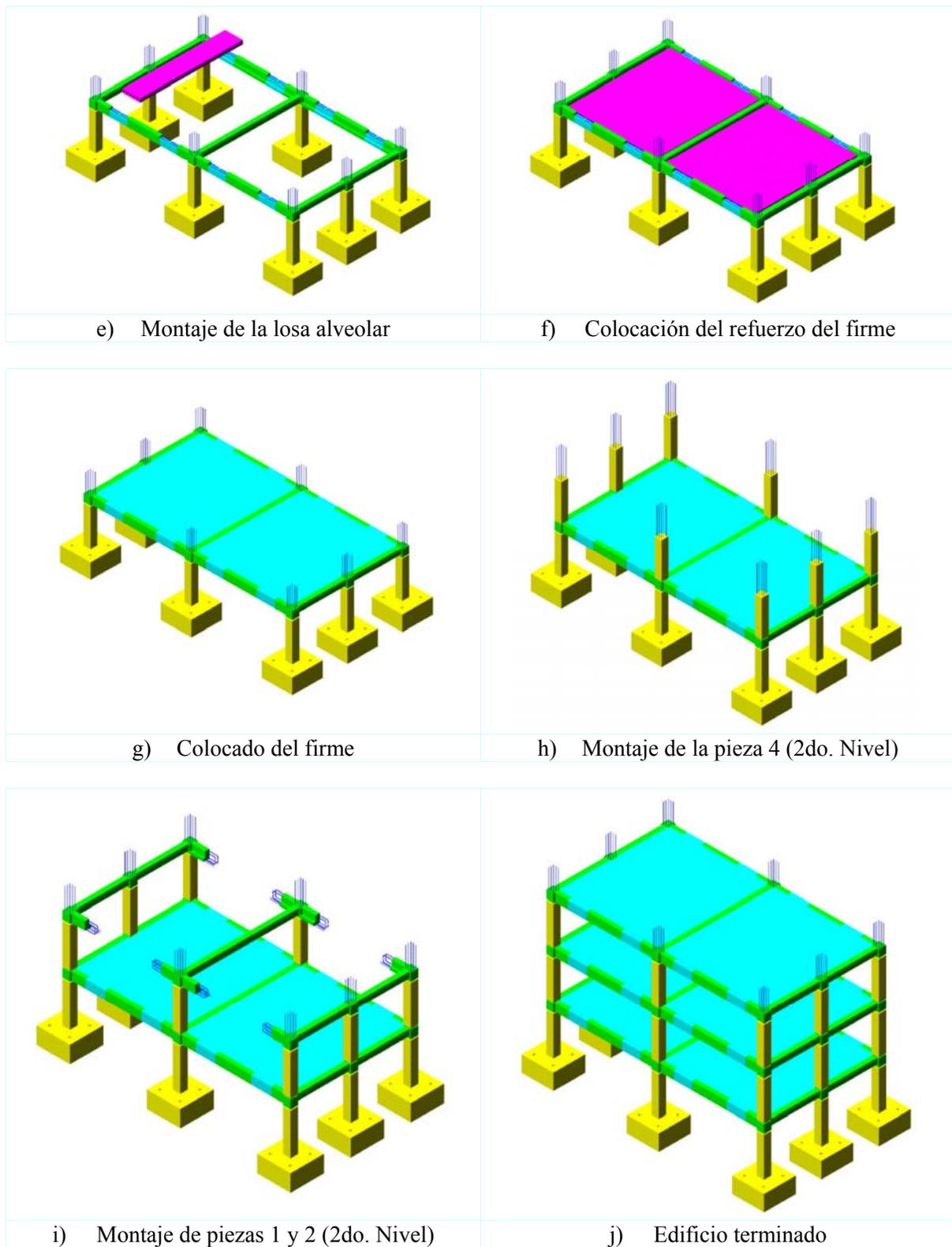


Fig. 3.25. Ensamble del espécimen (continuación)

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

Como acaba de comentarse de manera general del proceso de construcción llevado en el espécimen, en adelante se detalla dicho proceso y se muestra algunas imágenes de la construcción.

Una vez que se ha realizado la habilitación del refuerzo de los elementos estructurales se seleccionó las barras de refuerzo de los elementos a instrumentar, esto es, adherirles los deformímetros eléctricos (*strain gauges*) en el laboratorio de Estructuras y Materiales del Instituto de Ingeniería. Igualmente se tomó muestras de barras de refuerzo para determinar las propiedades mecánicas del acero de refuerzo (ver figura 3.23). Como se mencionó antes, todos los elementos estructurales, excepto las unidades de losa alveolar, se construyeron en las instalaciones de la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería. Las unidades de losa alveolar se construyeron en una planta de prefabricados dado que éstos requerían preesfuerzo.

Para la cimbra de los elementos estructurales se empleó hojas de triplay debido al tamaño y detallado de los elementos. Una vez realizado el armado de los elementos, se realizaron varios colados para construir los elementos del espécimen (zapatas, piezas 1, 2, 3 y 4).

La figura 3.26 muestra los aspectos importantes de la construcción de los elementos prefabricados, las diferentes etapas del proceso de construcción del espécimen y el traslado del espécimen sobre la mesa vibradora. Las figuras 3.26.a, 3.26.b, y 3.26.c muestran los detalles del cimbrado, nivelación y colado de las zapatas. En el colado de estos elementos se ha tenido mucho cuidado en no dañar los *strain gauges* en el proceso de vibrado de estos elementos.

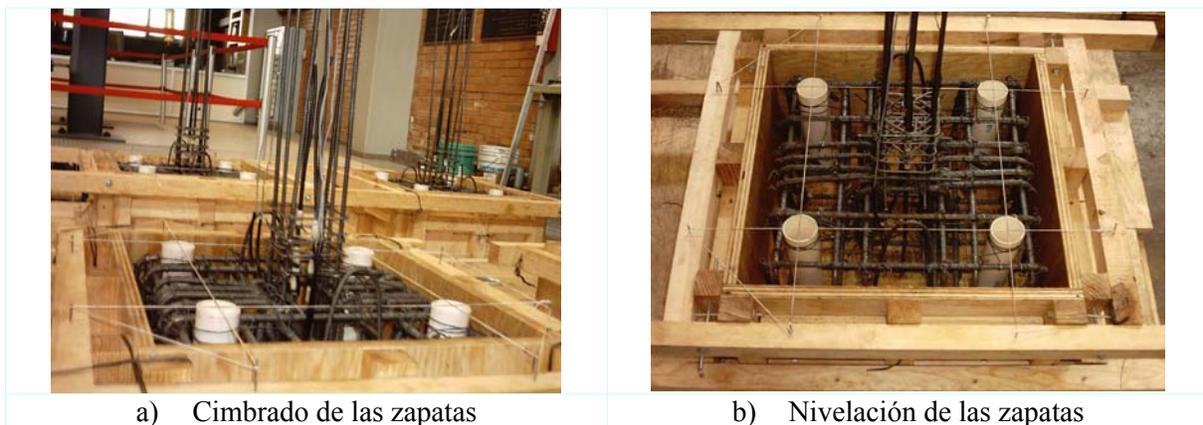


Fig. 3.26. Aspectos del proceso constructivo del espécimen

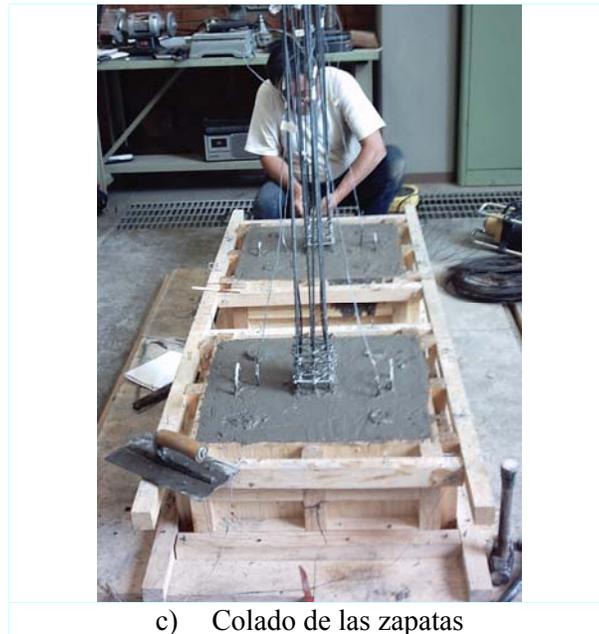


Fig. 3.26. Aspectos del proceso constructivo del espécimen (continuación)

La figura 3.26.d muestra el curado de las piezas 1, 2 y 3, así como las probetas. Este proceso se realizó con finalidad de que el concreto llegue a hidratar completamente y así alcanzar la resistencia de diseño f'_c . En cambio la figura 3.26.e muestra algunos elementos prefabricados, los cuales están listos para el ensamblaje del espécimen.

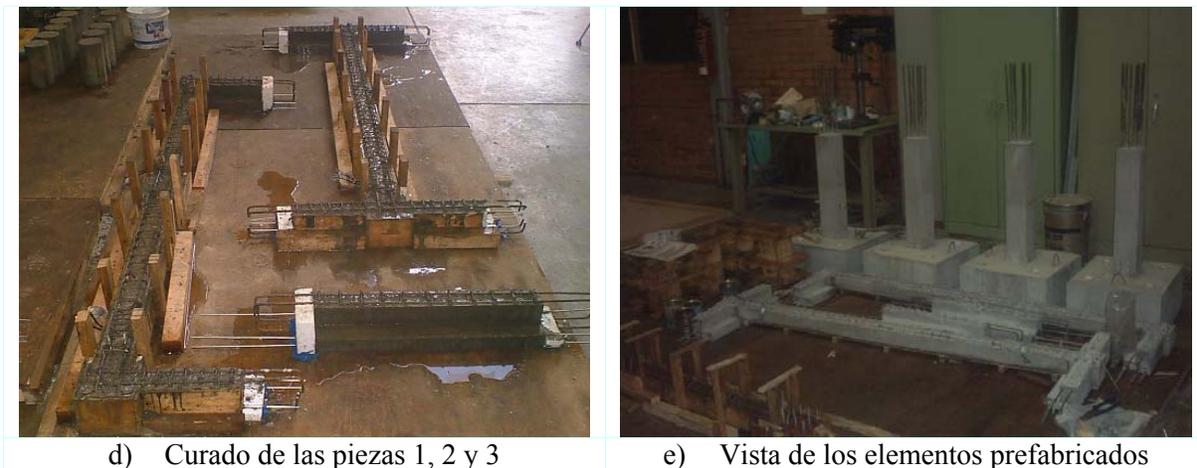


Fig. 3.26. Aspectos del proceso constructivo del espécimen (continuación)

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

Las figuras 3.26.f, 3.26.g y 3.26.h muestran el armado de las columnas (pieza 4), las que se utilizaron en el segundo y tercer nivel del espécimen. Como puede observarse en las imágenes antes mencionadas, el espacio existente entre el refuerzo longitudinal y los tubos es bien pequeño, razón por la cual se decidió utilizar un tamaño máximo de agregado grueso de $1/4''$. Las figuras 3.26.i, 3.26.j y 3.26.k muestran el colado y vibrado de la pieza 4. El colado se ha realizado en dos etapas con la finalidad de que el concreto no llegue a segregar por la altura de caída, y el vibrado se ha realizado con mucho cuidado y sin dañar los estribos.

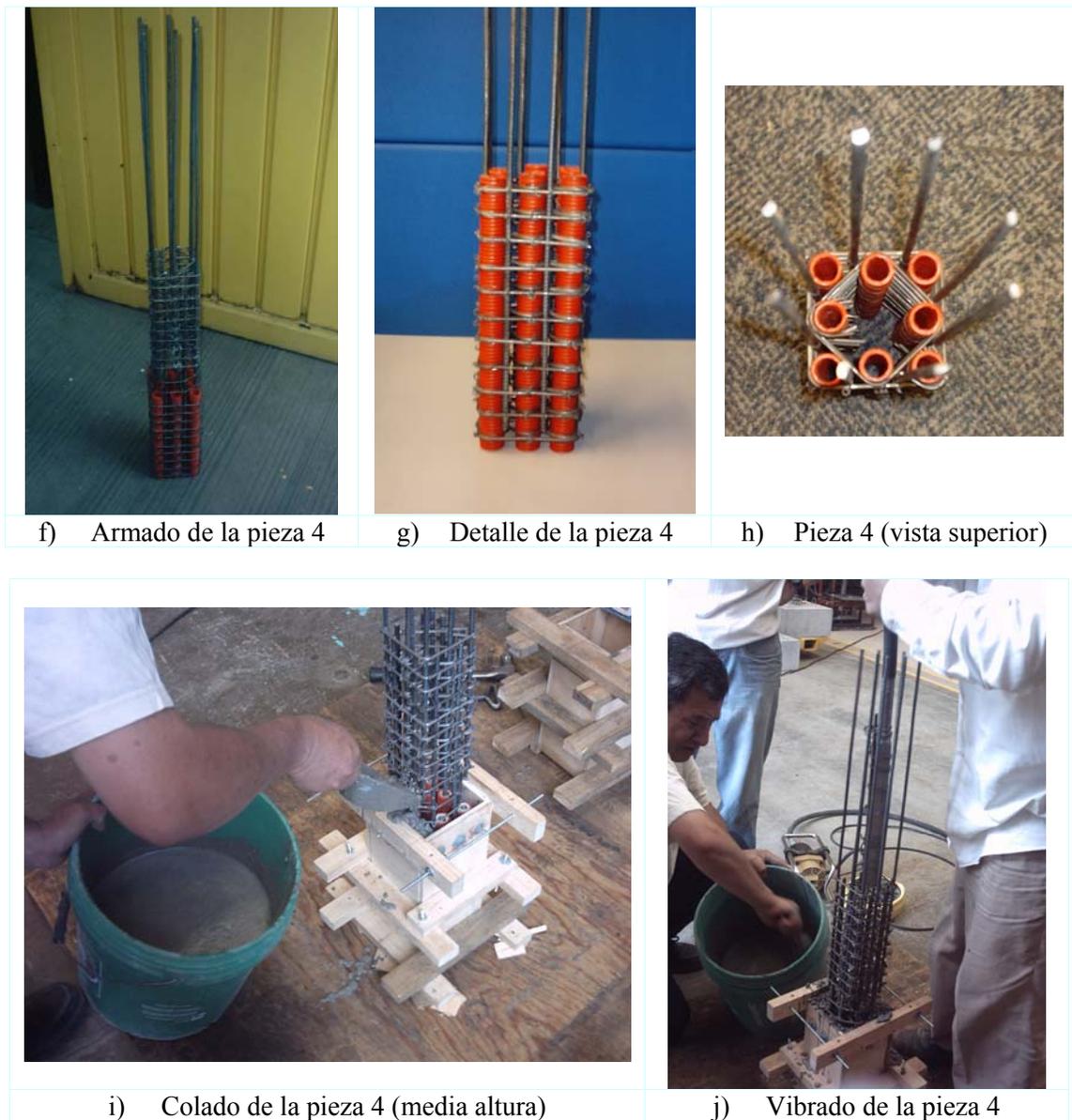


Fig. 3.26. Aspectos del proceso constructivo del espécimen (continuación)



Fig. 3.26. Aspectos del proceso constructivo del espécimen (continuación)

Una vez terminado con la fabricación de los elementos, se procedió al ensamblaje del espécimen (ver Fig. 3.26.l). El ensamble se realizó sobre una base rígida de acero para que una vez finalizada la construcción del espécimen se pueda trasladar sobre la mesa vibradora sin producir ningún daño. Las figuras 3.26.m y 3.26.n muestran la alineación y nivelación de las piezas 2 y 1, una vez terminado con este proceso se procedió a colar el nudo con *grout*. El diseño de mezclas de éste se ha realizado en el laboratorio de Estructuras y Materiales del Instituto de Ingeniería, la característica de este grout es su fluidez y por ello el colado se realizó por la parte inferior y fue ascendiendo por presión hidrostática y de esta forma se fueron llenando todos los ductos. El grout utilizado fue MASTERFLOW 928 con relación (agua/grout) de 0.197, es decir 1.97kg (o litros) de agua por 10kg de grout para tener una consistencia líquida; con esta dosificación a los 7 días de ha obtenido una resistencia a compresión simple de 440kg/cm².



l) Ensamble de elementos (primer nivel)



m) Unión viga-columna (pieza 2, nudo A-2)

Fig. 3.26. Aspectos del proceso constructivo del espécimen (continuación)

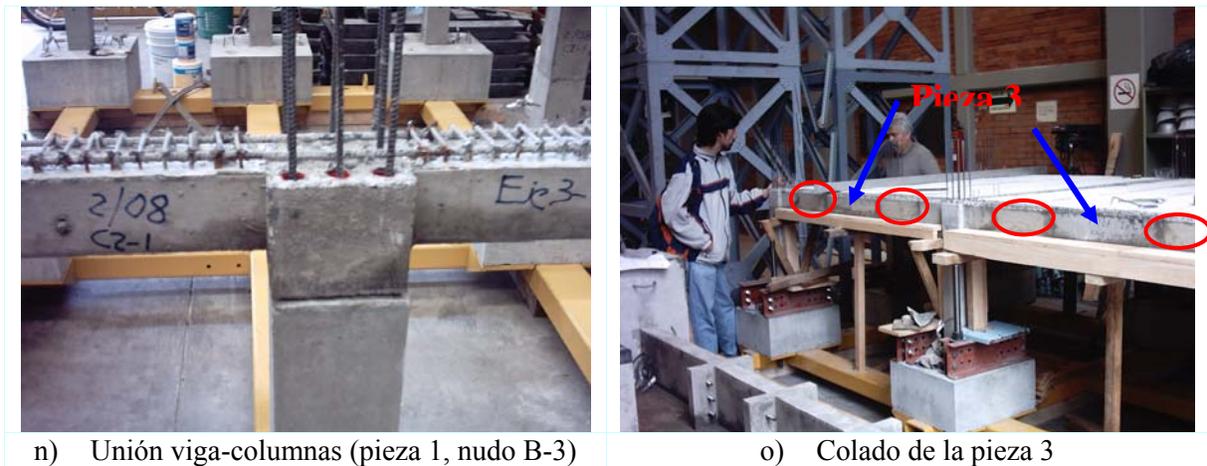


Fig. 3.26. Aspectos del proceso constructivo del espécimen (continuación)

Después de haber finalizado con el colado de las uniones viga-columna del primer nivel, se realizó el montaje de la pieza 3 (4 piezas), continuando con la alineación y nivelación de las mismas, en seguida se colocaron los estribos y se procedió con el colado de dichas uniones (ver Fig. 3.26.o). Una vez fraguado éstas uniones se empezó a colocar las losas alveolares, sobre las cuales se colocó el refuerzo del firme (multimalla galvanizada calibre 12.50) como muestran las figuras 3.26.p y 3.26.q. Durante la colocación del refuerzo del firme se ha tenido cuidado en el empalme y anclaje de la misma sobre el refuerzo de la viga, después se continuó con el colado del firme (ver Fig. 3.26.r y 3.26.s) teniendo mucho cuidado en no mover los apoyos de los lingotes.

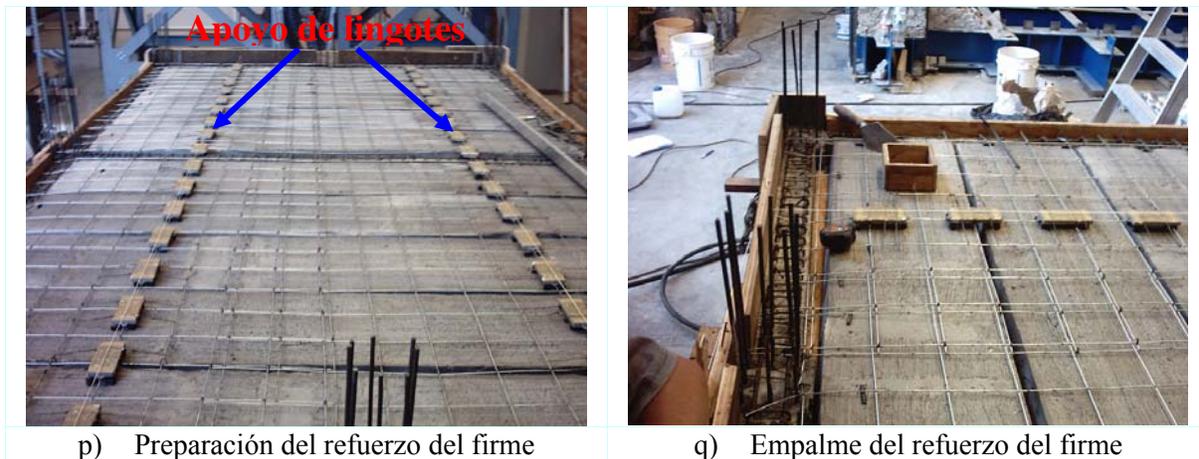


Fig. 3.26. Aspectos del proceso constructivo del espécimen (continuación)

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

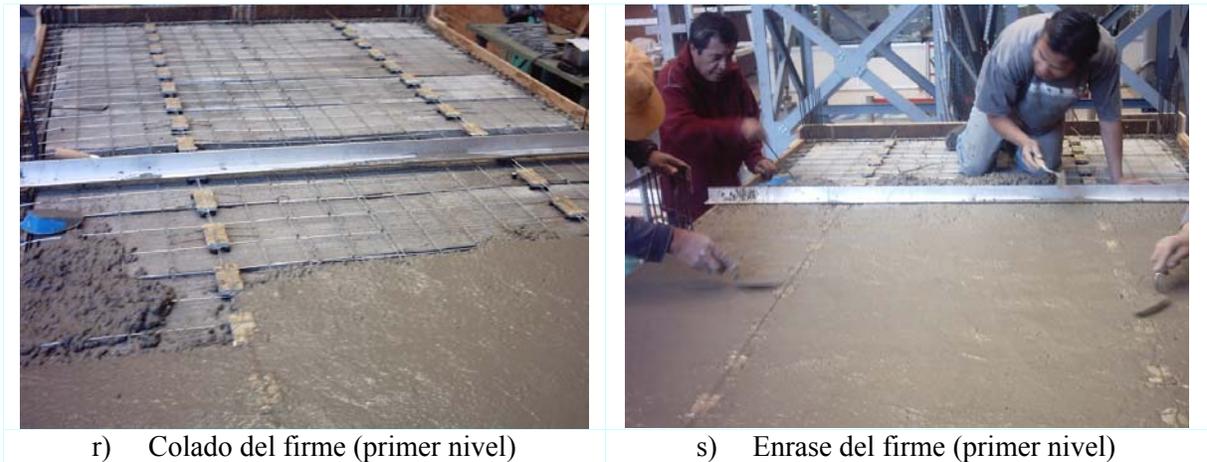


Fig. 3.26. Aspectos del proceso constructivo del espécimen (continuación)

Una vez que el firme haya alcanzado la resistencia de diseño, se procedió con el montaje de las columnas del segundo nivel teniendo cuidado en la alineación, nivelación y para fijar estos elementos en su posición final se utilizaron barrotes y tensores. Las figuras 3.26.t, 3.26.u, 3.26.v y 3.26.w muestran los colados de las conexiones con concreto fluido (*grout*), como puede verse en dichas imágenes el colado se realizó por la parte inferior y éste subió a través de los ductos por presión hidrostática. Este sistema se utilizó por primera vez en México, y es adecuado para emular conexiones coladas en sitio de las edificaciones prefabricadas, más adelante en el capítulo 5 se mostrará que éstas conexiones se comportan adecuadamente en eventos sísmicos.

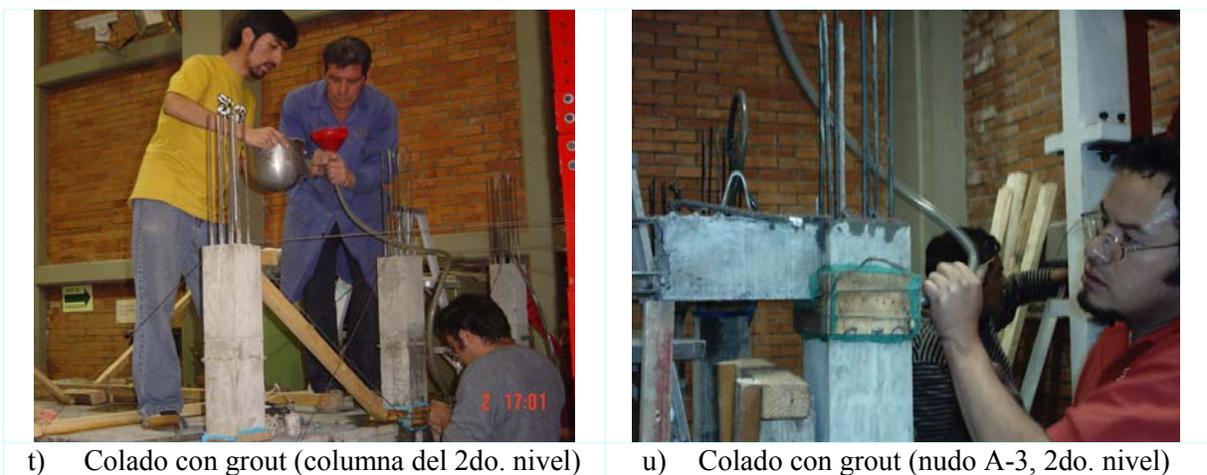


Fig. 3.26. Aspectos del proceso constructivo del espécimen (continuación)

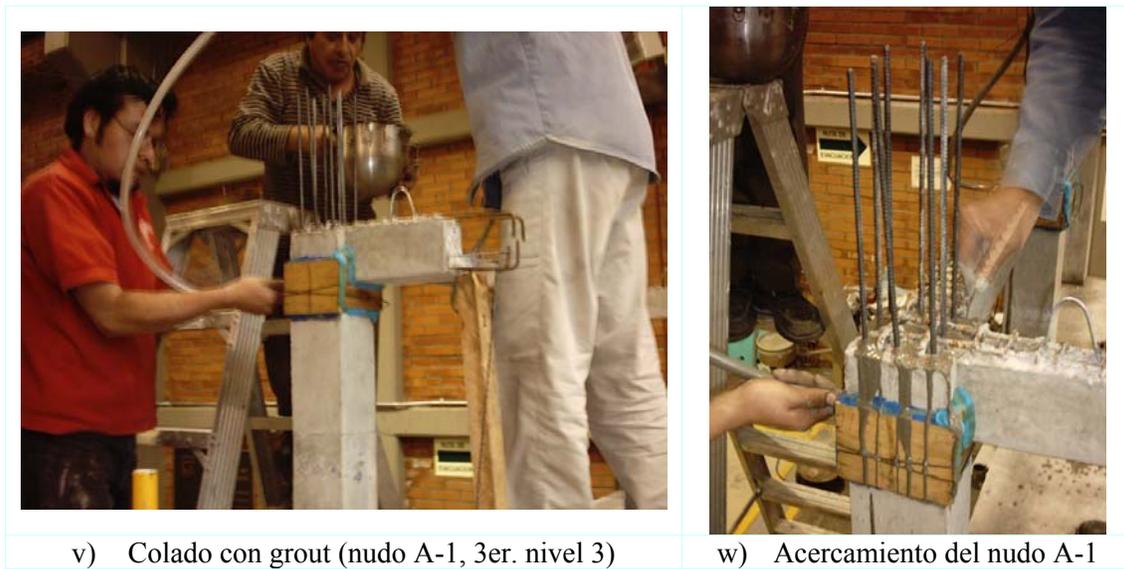


Fig. 3.26. Aspectos del proceso constructivo del espécimen (continuación)

Después del colado de las uniones viga-columna del segundo nivel, se procedió con el montaje de la pieza 3 (4 por nivel) del segundo nivel, nivelación y alineamiento de las mismas, colocación de estribos de las uniones de viga, colado de dichas uniones, montaje de las losas alveolares (10 piezas por nivel), colocado del refuerzo del firme (multimalla galvanizada de calibre 12.50) y colado del firme. Para el tercer nivel (ver Fig. 3.26.x y 3.26.y) se siguió el mismo proceso descrito anteriormente. La figura 3.26.z muestra el anclaje de los ganchos en las columnas, las cuales sirvieron para el traslado del espécimen.

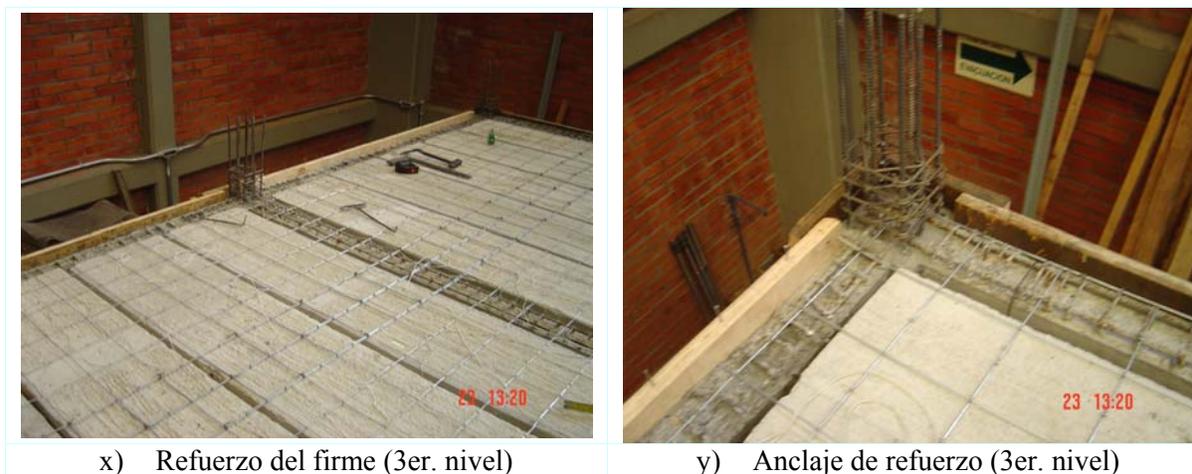


Fig. 3.26. Aspectos del proceso constructivo del espécimen (continuación)

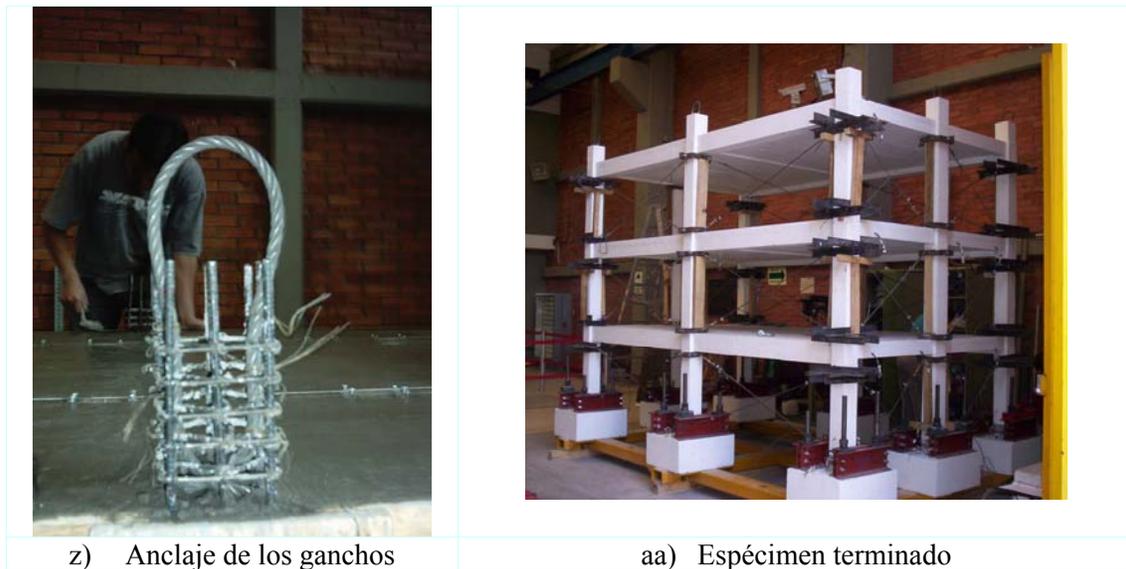


Fig. 3.26. Aspectos del proceso constructivo del espécimen (continuación)

Finalizado con la construcción del espécimen (ver figura 3.26.aa), se esperó 28 días para que las columnas del último colado (3er. Nivel, ganchos) adquirieran la resistencia de diseño f'_c , en ese tiempo se pintó el espécimen de blanco para apreciar las grietas, y se han colocado de tensores (ver Fig. 3.26.aa y 3.26.bb) para evitar que se agriete algún elemento durante el traslado.

Para el traslado del espécimen se ha utilizado una base rígida en la parte superior (ver Fig. 3.26.bb), cuya función fue de distribuir el peso del espécimen en las 8 columnas. Una vez colocado el espécimen sobre la mesa vibradora, se empezó a sujetar las zapatas sobre la mesa vibradora utilizando barras roscadas de alta resistencia de 1 1/4" de diámetro. Una vez que haya quedado fijo el espécimen sobre la mesa vibradora, se empezó a colocar los lingotes en cada entrepiso.

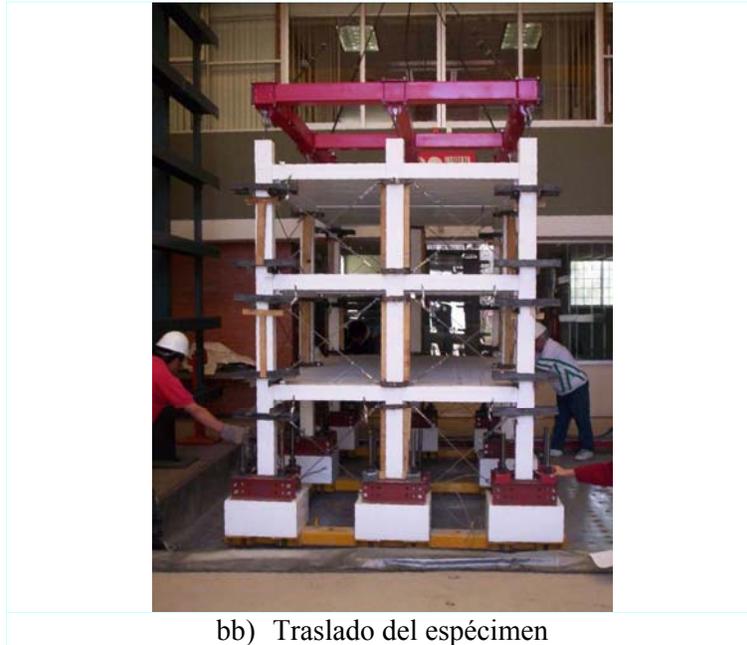


Fig. 3.26. Aspectos del proceso constructivo del espécimen (continuación)

3.6. **Detalles de las conexiones entre vigas y columnas del espécimen**

La ubicación de las conexiones entre elementos prefabricados y uniones viga-columna, se muestran en la figura 3.27. El diseño de estas conexiones se realizó siguiendo las recomendaciones de las [NTCDF, 2004] y las prácticas de diseño de estructuras prefabricadas en Nueva Zelanda [Guidelines, 1999]. Según la práctica de diseño, se deben colocar tubos de acero corrugado en los nudos viga-columna, y en la parte inferior de las columnas, con el fin de crear ductos a través de los cuales puedan ingresar varillas correspondientes a las columnas inferiores a conectar con las superiores (ver Fig. 3.27.b). Estos ductos deben tener un diámetro entre 2 a 3 veces el diámetro de la varilla que ingresa [Guidelines, 1999], y serán rellenos con concreto líquido de alta resistencia (*grout*) una vez conectadas las piezas.

La longitud de entrada de las varillas de la columna inferior, en los ductos de la columna superior, debe ser mayor que: la longitud de anclaje (longitud de desarrollo) de barra recta, y la longitud de traslape de esta varilla con las de la columna superior. De acuerdo con las recomendaciones de las [NTCDF, 2004], sección 5.6.1, la longitud de traslape debe ser mayor que la longitud de desarrollo. Según las propiedades del acero y concreto del modelo, la longitud de traslape fue de 26cm como se muestra en la siguiente:

Longitud de desarrollo de las barras a tensión (NTCDF-2004, sección 5.1.2):

1. Anclaje de barra recta a tensión: El área de la varilla, esta dado por:

$$a_s = \frac{\pi d_b^2}{4}$$

Donde d_b es el diámetro del refuerzo longitudinal ($d_b=0.60\text{cm}$). Por consiguiente el área a_s , es:

$$a_s = \frac{\pi(0.60)^2}{4} \Rightarrow a_s = 0.283\text{cm}^2$$

Por sencillez se considerara que $K_{tr}=0$, c es el menor de los valores (distancia del centro de la barra a la superficie 1.90cm, mitad de la separación entre centros de barra 1.93cm), por consiguiente la longitud de anclaje es el mayor de:

$$L_{db} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{a_s f_y}{3(c + K_{tr}) \sqrt{f'_c}} = \frac{0.283 \times 4900}{3 \times (1.90 + 0) \sqrt{350}} = 12.99 \\ 0.11 d_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} = 0.11 \times 0.60 \frac{4900}{\sqrt{350}} = 17.29 \end{array} \right\} \Rightarrow L_{db} = 17.30\text{cm}$$

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

Los factores que modifican a L_{db} son:

- Barras de diámetro igual o menor a 19.10mm (numero 6), de la tabla 5.1 de las [NTCDF, 2004], se tiene:

$$f_1 = 0.80$$

- Barras que tienen $f_y > 4200 \text{kg/cm}^2$, de la tabla 5.1 de las [NTCDF, 2004], se tiene:

$$f_2 = 2 - \frac{4200}{f_y} = 2 - \frac{4200}{4900} \Rightarrow f_2 = 1.14$$

Por consiguiente, la longitud de anclaje de la barra recta a tensión es:

$$L_d = L_{db} f_1 f_2 = 17.30 \times 0.80 \times 1.14 \Rightarrow L_d = 15.78 \text{cm}$$

2. Anclaje de barra con doblez de 90°:

La longitud básica de anclaje con doblez a 90° esta dado por:

$$L_{dbh} = 0.076 d_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} = 0.076 \times 0.60 \frac{4900}{\sqrt{350}} \Rightarrow L_{dbh} = 11.94 \text{cm}$$

Los factores que modifican a L_{dbh} son:

- Barras confinadas por estribos en la longitud de desarrollo (como es el caso del edificio):

$$f_1 = 0.80$$

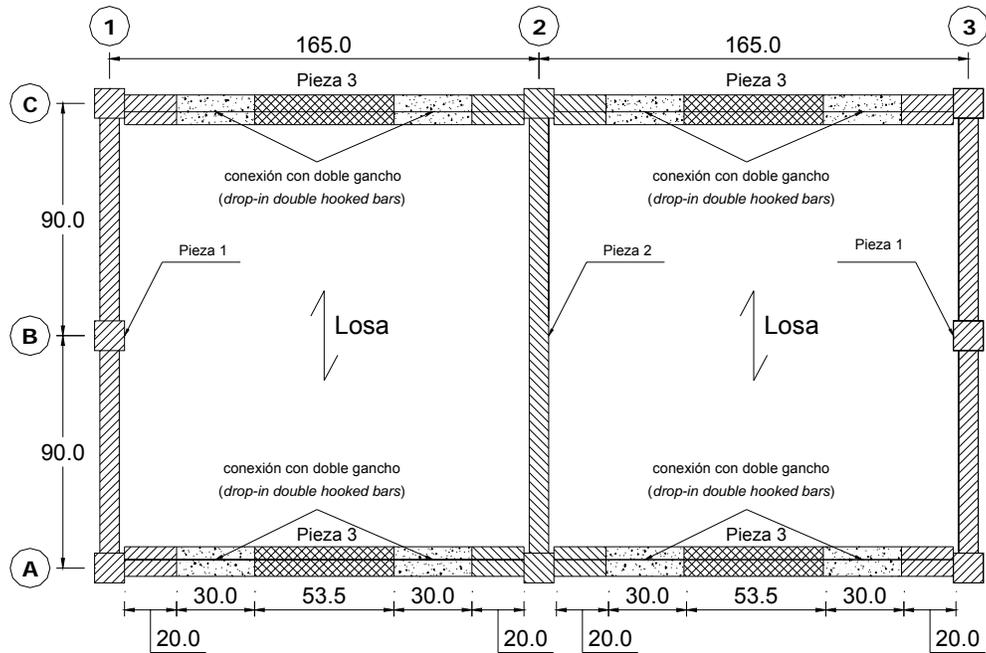
La longitud de anclaje de barra con doblez a 90° es:

$$L_{dh} = \left\{ \begin{array}{l} L_{dbh} f_1 = 11.94 \times 0.80 = 9.55 \\ 8d_b = 8 \times 0.60 = 4.80 \end{array} \right\} \Rightarrow L_{dh} = 9.60 \text{cm}$$

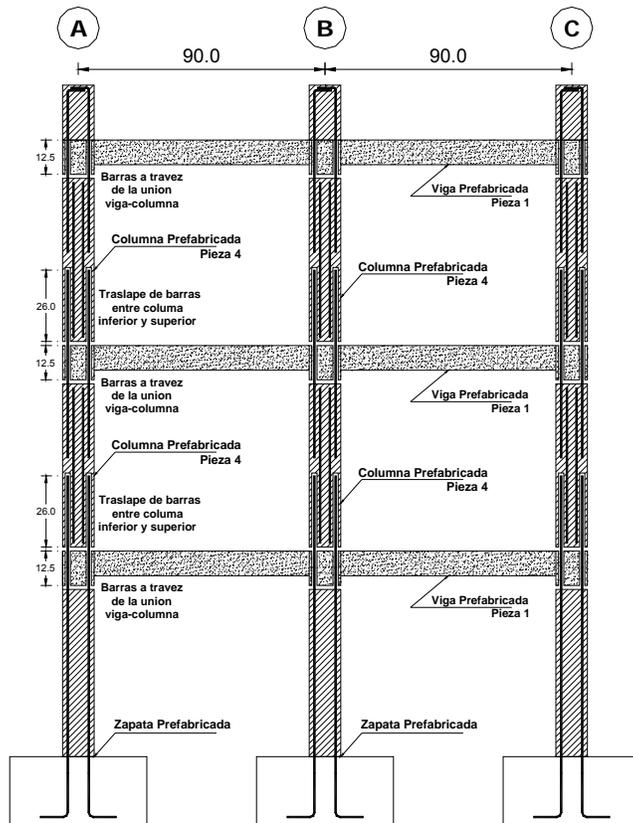
La longitud de traslape de barras a tensión (NTCDF-2004, sección 5.6.1): la longitud de traslape será el mayor de:

$$L_{traslape} = \left\{ \begin{array}{l} 1.33L_d = 1.33 \times 15.78 = 20.98 \\ (0.01f_y - 6)d_b = (0.01 \times 4900 - 6)0.60 = 25.80 \end{array} \right\} \Rightarrow L_{traslape} = 26.00 \text{cm}$$

3. DESCRIPCIÓN DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN



a) Ubicación de las conexiones entre vigas



b) Ubicación de las uniones viga-columna (ejes 1 y 3)

Fig. 3.27. Ubicación de las conexiones entre vigas y uniones viga-columna (dimensiones en cm)

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

Para las conexiones entre vigas se usó el arreglo de barras con doble gancho, el cual es muy usado en Nueva Zelanda, tal como se muestra en la figura 3.28.b. Este arreglo fue empleado debido a que constructivamente resulta muy fácil de hacerlo. La longitud de traslape de cada par de gancho, recomendado por las prácticas de diseño de estructuras prefabricadas en Nueva Zelanda, es igual a:

$$L_{tras} = L_{dh} + 8d_b \geq 0.75h_c$$

Donde:

L_{dh} = Longitud de desarrollo de barra con dobléz a 90°

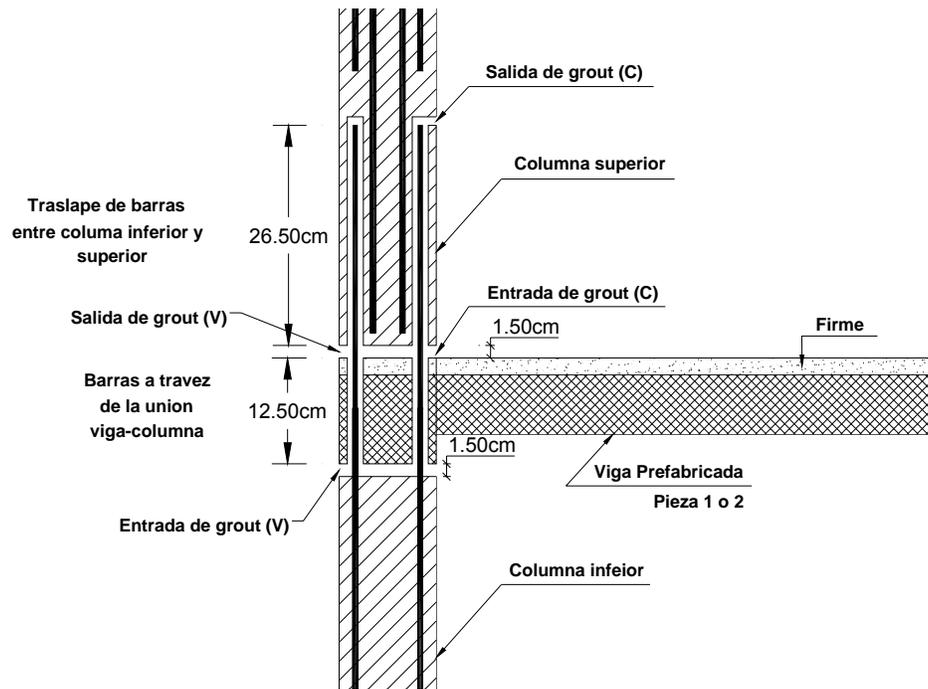
d_b = diámetro de la barra

h_c = peralte de la columna

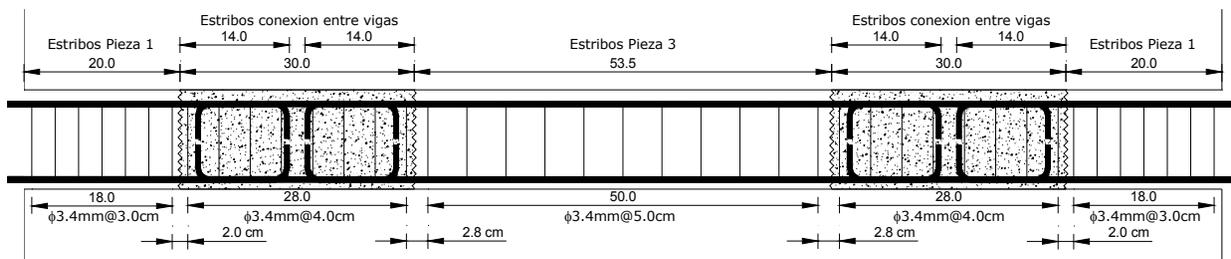
La longitud de desarrollo de barra con dobléz a 90° , L_{dh} , se calculó anteriormente, resultando ser de 9.60cm. Luego, la longitud de traslape de cada par de gancho se calcula como:

$$L_{tras} = \left\{ \begin{array}{l} L_{dh} + 8d_b = 9.60 + 8 \times 0.60 = 14.40 \\ 0.75h_c = 0.75 \times 11.50 = 8.63 \end{array} \right\} \Rightarrow L_{tras} = 14.00\text{cm}$$

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN



a) Detalle de las uniones viga-columna



b) Detalle de conexiones entre vigas (ejes A y C)

Fig. 3.28. Detalle de las uniones viga-columna y conexiones entre vigas

3.7. Instrumentación del modelo

La figura 3.29 muestra la planta típica y una vista lateral de la instrumentación del espécimen donde se indica la posición de la estructura rígida que sirvió para colocar los transductores de desplazamiento, la estructura de apoyo de viga cuya función fue evitar la torsión del modelo. En el espécimen se utilizaron acelerómetros, transductores de desplazamiento y transductores de cuerda (utilizado para medir el desplazamiento total) en los diferentes niveles del espécimen.

Para el ensayo del espécimen se instalaron dos acelerómetros por nivel (ver Fig. 3.29.a y tabla 3.18) ambos en la dirección Norte-Sur (N-S), 6 transductores de desplazamiento CDP-200 (ver Fig. 3.29.a y tabla 3.19) para medir el desplazamiento relativo de cada entrepiso del espécimen. Para medir el desplazamiento absoluto del espécimen se utilizaron 6 transductores de cuerda (ver Fig. 3.29.a y tabla 3.20).

Tabla 3.18. Acelerómetros utilizados en el espécimen

Acelerómetros			
Nivel	Eje	Canal	Capacidad
1	2	03	2g
	3	04	2g
2	2	05	4g
	3	06	4g
3	2	08	4g
	3	09	4g

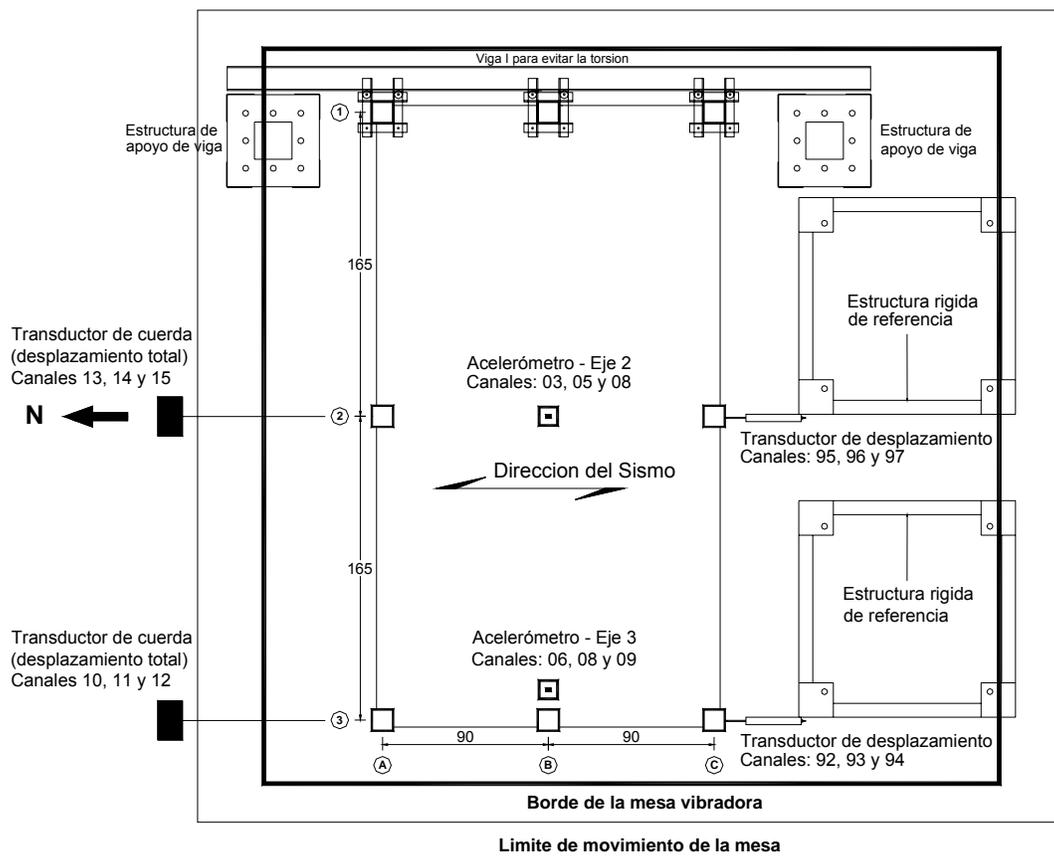
Tabla 3.19. Transductores de desplazamiento (para medir el desplazamiento relativo del espécimen)

Transductores de desplazamiento				
Nivel	Eje	Canal	Tipo	Capacidad
1	2	95	CDP-200	200mm
	3	92	CDP-200	200mm
2	2	96	CDP-200	200mm
	3	93	CDP-200	200mm
3	2	97	CDP-200	200mm
	3	94	CDP-200	200mm

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

Tabla 3.20. Transductores de cuerda (para medir el desplazamiento absoluto del espécimen)

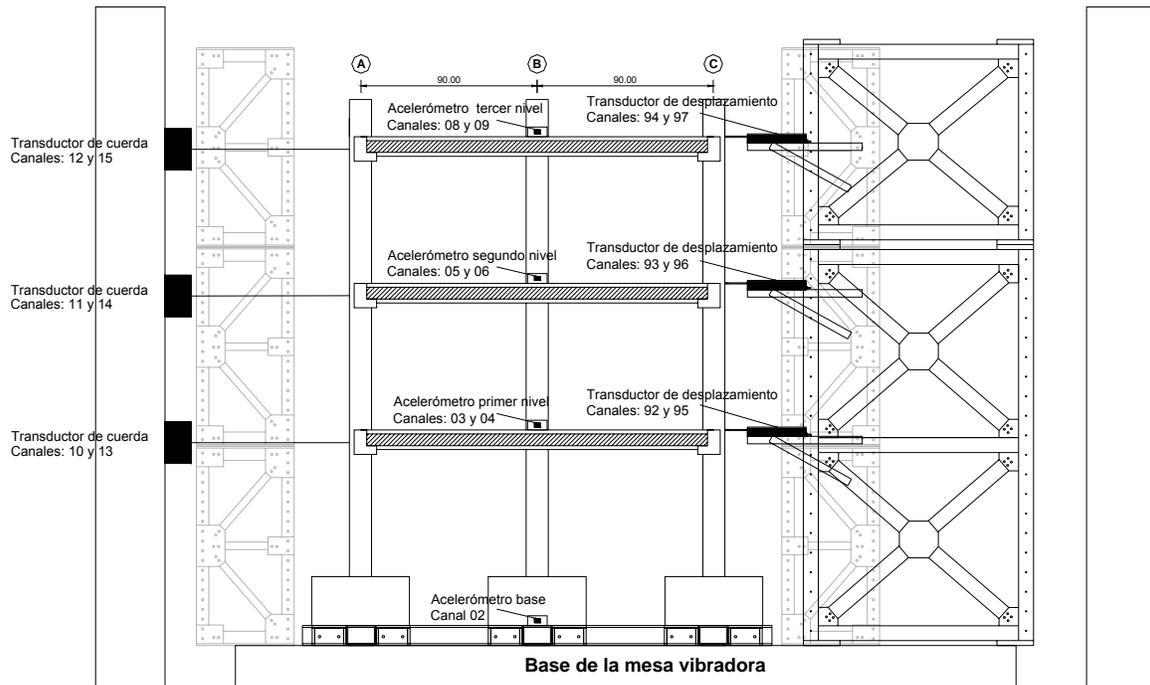
Transductores de cuerda			
Nivel	Eje	Canal	Capacidad
1	2	13	1.50m
	3	10	3.00m
2	2	14	1.50m
	3	11	3.00m
3	2	15	1.50m
	3	12	3.00m



a) Planta del espécimen sobre la mesa vibradora

Fig. 3.29. Acelerómetros, transductores de desplazamiento y transductores de cuerda utilizados en los 3 niveles del espécimen

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN



b) Elevación del espécimen sobre la mesa vibradora

Fig. 3.29. Acelerómetros, transductores de desplazamiento y transductores de cuerda utilizados en los 3 niveles del espécimen (continuación)

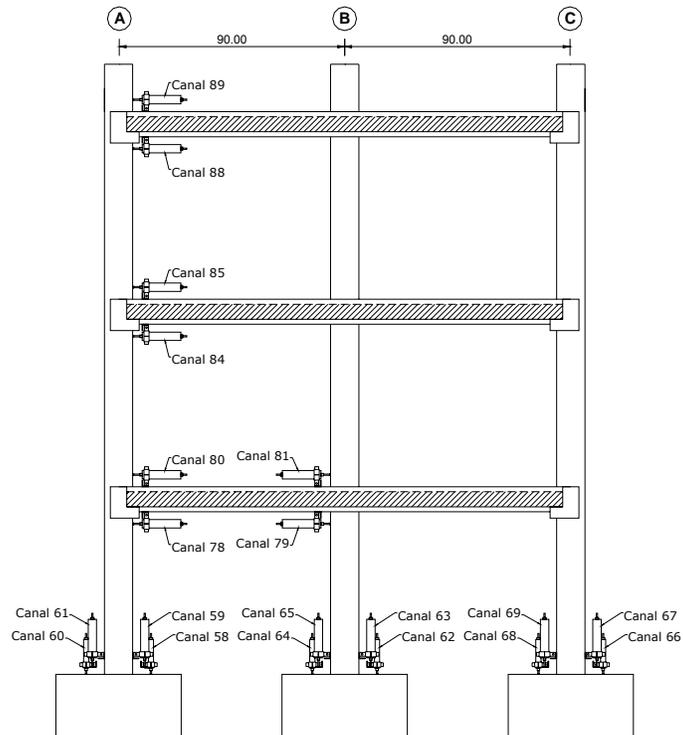
Para medir las curvaturas de las columnas y vigas (ver figuras 3.30.a, 3.30.b, tabla 3.21 y 3.22) se utilizaron 34 transductores de desplazamiento de los cuales 20 son de tipo CDP-50 (50mm de carrera), 10 de tipo CDP-25 (25mm de carrera) y 4 de tipo CDP-10 (10mm de carrera). La curvatura calculamos utilizando la siguiente ecuación:

$$Curvatura = \frac{M_2 - M_1}{ed} \quad 3.46$$

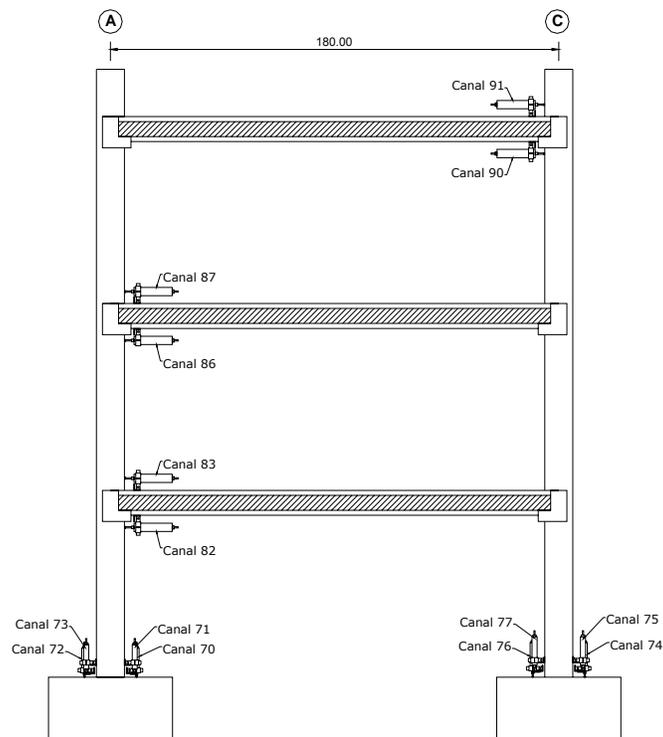
Donde M_1 y M_2 son los desplazamientos medidos en los ensayos (ver figuras 3.30.e y 3.30.f). Los valores de e y d para la primera curvatura de la columna son 4.00cm y 19.50cm, para la segunda curvatura son 3.50cm y 20.90cm, mientras para las vigas es de 5.00cm y 20.20cm respectivamente.

Las figuras 3.30.c y 3.30.d muestran la ubicación de los *strain-gauges* en vigas y columnas, éstos se colocaron en las zonas de alta demanda sísmica, es decir las zonas donde se forman las articulaciones plásticas. Finalmente la figura 3.31 muestra el espécimen ya instrumentado.

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN



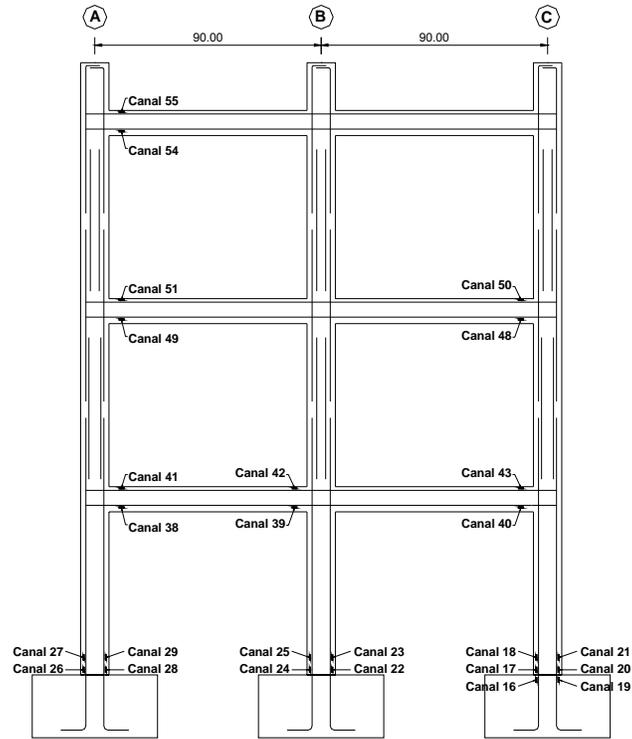
a) Instrumentación del modelo: ubicación de transductores de desplazamiento del eje 3



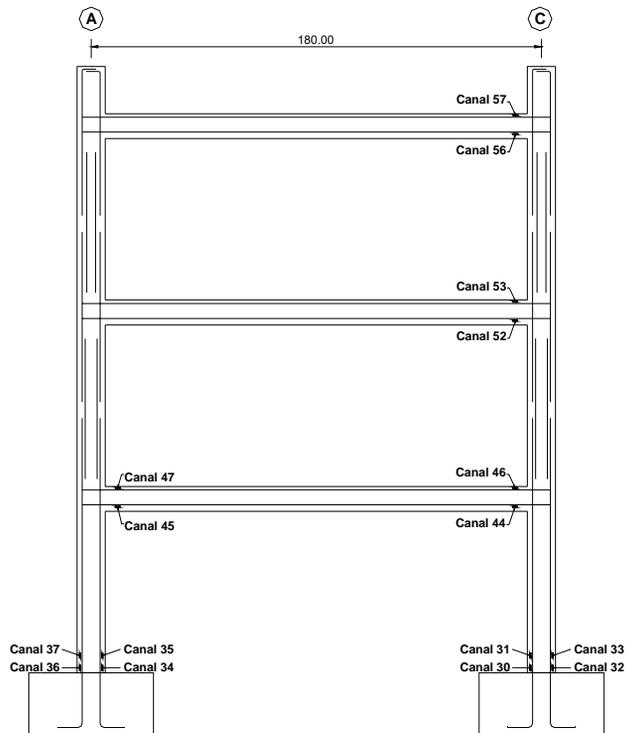
b) Instrumentación del modelo: ubicación de transductores de desplazamiento del eje 2

Fig. 3.30. Vista lateral de la instrumentación del modelo

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN



c) Instrumentación del modelo: ubicación de strain-gauges del eje 3



d) Instrumentación del modelo: ubicación de strain-gauges del eje 2

Fig. 3.30. Vista lateral de la instrumentación del modelo (continuación)

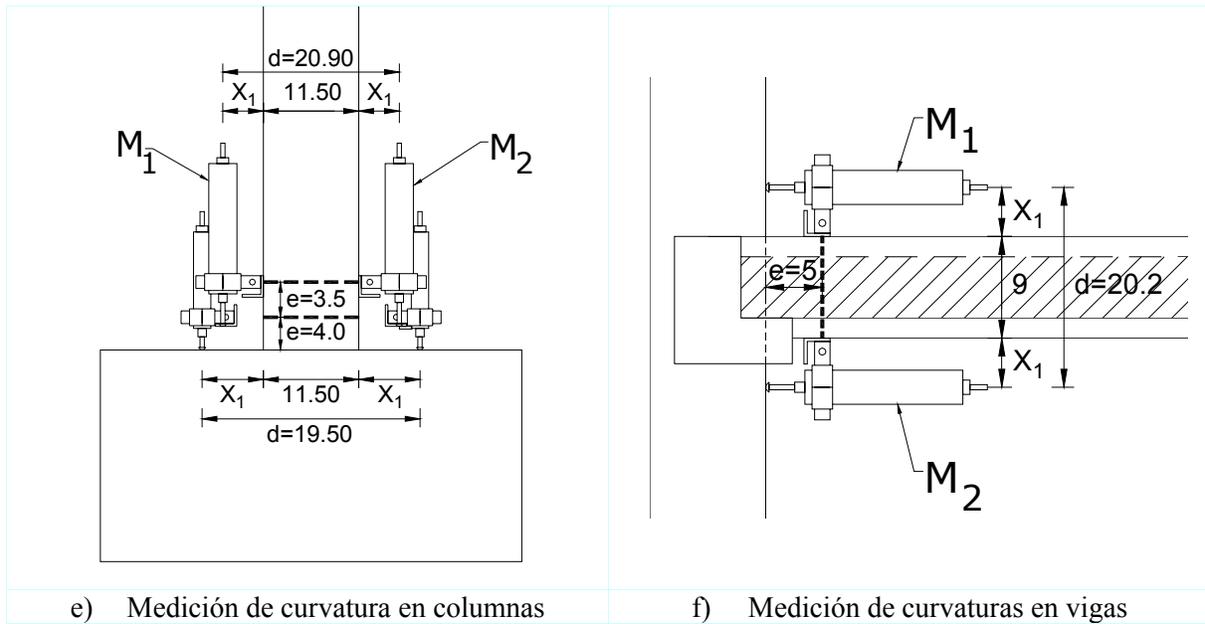


Fig. 3.30. Vista lateral de la instrumentación del modelo (continuación)



Fig. 3.31. Vista del espécimen instrumentado

Tabla 3.21. Transductores de desplazamiento en columnas para medir curvaturas

Transductores en Columnas			
Elemento	Canal	Tipo	Capacidad
Columna A-3	58	CDP-25	25mm
	59	CDP-50	50mm
	60	CDP-25	25mm
	61	CDP-50	50mm
Columna B-3	62	CDP-25	25mm
	63	CDP-50	50mm
	64	CDP-25	25mm
	65	CDP-50	50mm
Columna C-3	66	CDP-25	25mm
	67	CDP-50	50mm
	68	CDP-25	25mm
	69	CDP-50	50mm
Columna A-2	70	CDP-10	10mm
	71	CDP-10	10mm
	72	CDP-10	10mm
	73	CDP-10	10mm
Columna C-2	74	CDP-25	25mm
	75	CDP-25	25mm
	76	CDP-25	25mm
	77	CDP-25	25mm

3.22. Transductores de desplazamiento en vigas para medir curvaturas

Transductores en Vigas				
Viga A-B	Nudo	Canal	Tipo	Capacidad
Nivel 1	A	78	CDP-50	50mm
		80	CDP-50	50mm
	B	79	CDP-50	50mm
		81	CDP-50	50mm
Nivel 2	A	84	CDP-50	50mm
		85	CDP-50	50mm
Nivel 3	A	88	CDP-50	50mm
		89	CDP-50	50mm
Viga A-C	Nudo	Canal	Tipo	Capacidad
Nivel 1	A	82	CDP-50	50mm
		83	CDP-50	50mm
Nivel 2	A	86	CDP-50	50mm
		87	CDP-50	50mm
Nivel 3	C	90	CDP-50	50mm
		91	CDP-50	50mm

3.8. Descripción de los análisis

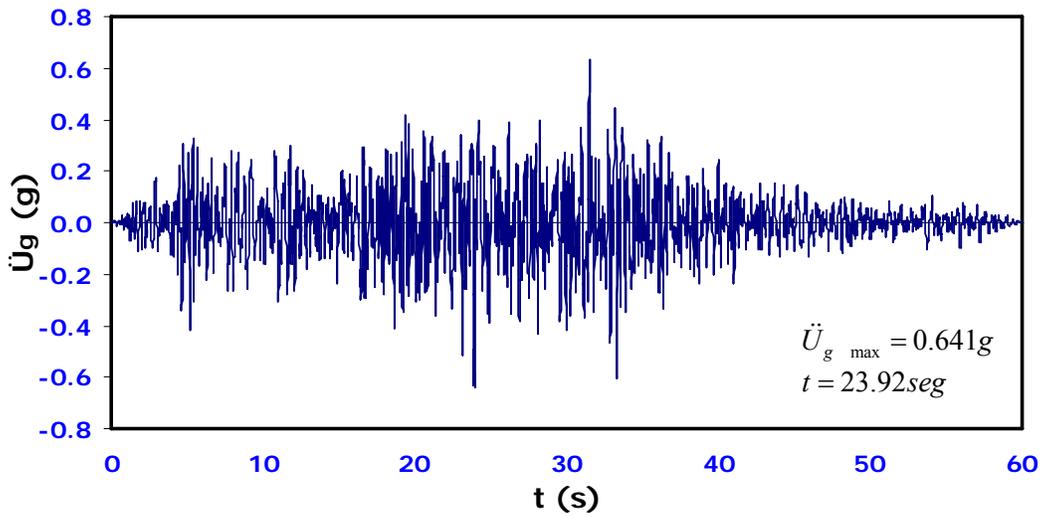
El análisis dinámico no lineal del espécimen se efectuó con el programa *Ruaumoko* [Carr, 1998] y en dos dimensiones. En todos los análisis no lineales mostrados aquí y en el capítulo 4 se utilizó el método de integración de Newmark ($\beta=0.25$) por ser incondicionalmente estable. De acuerdo con [Bathe y Wilson, 1976] el método de Newmark es preciso cuando el paso de integración es menor que $0.01T_p$, donde T_p es el periodo de vibración mas pequeño de la estructura.

Como se vio en la sección 3.2.1, mediante el programa *ETABS Nonlinear*, se calcularon los periodos de los tres modos considerados para el análisis del edificio, a nivel del prototipo, siendo el periodo de vibración más pequeño (tercer modo) de 0.07 seg. De acuerdo con las leyes de similitud enunciadas en la tabla 3.14, el periodo a nivel del modelo es igual al periodo a nivel de prototipo dividido por la raíz cuadrada del factor de escala $S_L = 4$. Por tanto, el periodo del tercer modo a nivel del modelo resulta ser de 0.035 seg. Siguiendo la recomendación indicada anteriormente, el paso de integración debe ser menor que 0.0035, por lo que se eligió un paso de integración de 0.001.

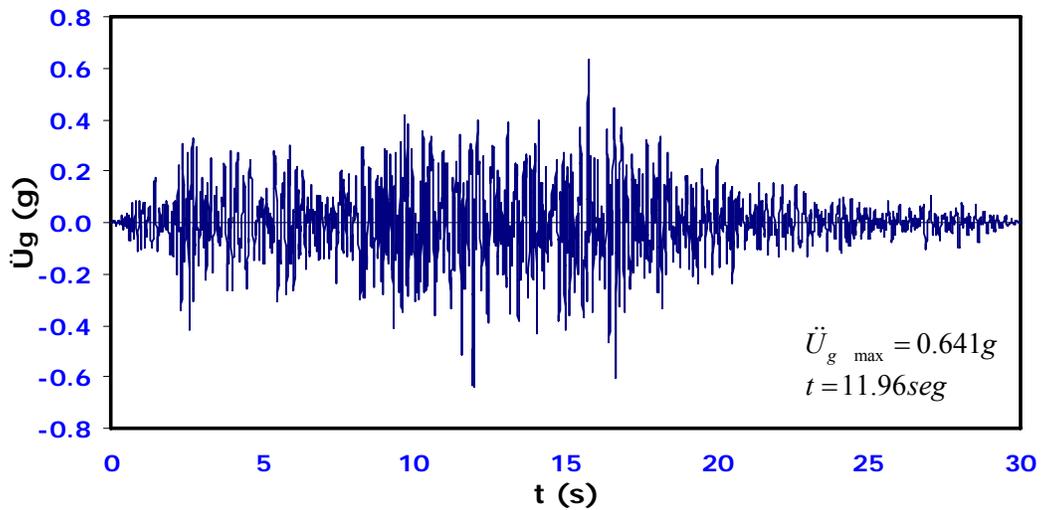
La opción que considera el efecto *P-Delta* se tuvo en cuenta en los análisis no lineales. Esta opción se basa en que las coordenadas de los nudos no cambian durante el análisis pero permite variar la rigidez lateral de las columnas debido a las cargas laterales [Carr, 1995]. Además, se empleó la regla de histéresis de Takeda modificado [Carr, 1998] dado que no presenta problemas de convergencia. Dado que el programa no considera las cargas aplicadas en los elementos como contribución para la evaluación de las propiedades dinámicas, se consideró la masa de cada nivel del edificio concentrada en un nudo maestro.

3.8.1. Descripción de registro utilizado

Se empleó el registro de la estación de Llolleo del sismo de Valparaíso (Chile), el cual ocurrió el 3 de marzo de 1985. El registro original tiene aceleraciones registradas cada 0.02seg. y una duración de 60seg (ver Fig. 3.32.a). El registro sísmico utilizado para el espécimen, es el resultado de aplicar las leyes de similitud de la tabla 3.14 al registro original de Llolleo. De esta manera, las aceleraciones son las mismas, mientras que los tiempos son divididos por la raíz cuadrada del factor de escala $S_L = 4$, con lo que el intervalo de tiempo del registro para el modelo resulta ser de 0.01seg. y la duración de 30seg., tal como se muestra en la Fig. 3.32.b.



a) Registro original de la estación de Lolloe



b) Registro escalado utilizado en el espécimen

Fig. 3.32. Registro sísmico original y escalado de la estación de Lolloe (Chile, 1985)

La figura 3.33 muestra el espectro de respuesta elástica del registro escalado (ver Fig. 3.32.b) para una fracción del amortiguamiento crítico, ξ , igual a 5%. Los espectros de diseño que se presenta en las Normas Tecnicas Complementarias para Diseño por Sismo del estado de Guerrero [NTC Guerrero, 1988], implícitamente están afectados por el factor de sobrerresistencia. Es por ello que en la figura 3.33 se muestra el espectro elástico utilizado para el diseño del edificio prototipo pero aumentado por un factor de sobrerresistencia igual a 2.

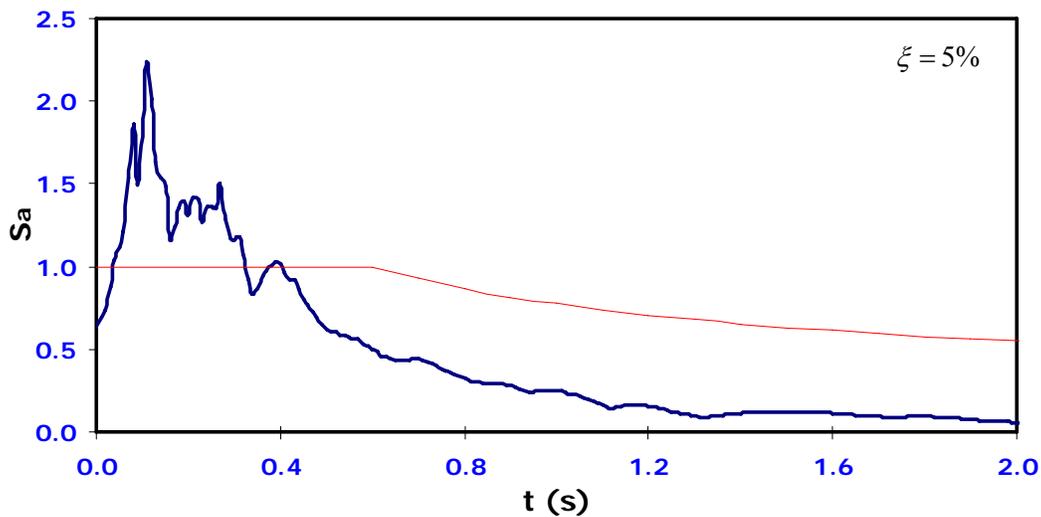


Fig. 3.33. Espectro de respuesta elástico para $\xi = 5\%$

3.8.2. Resistencia del espécimen

El momento de inercia efectivo (I_{ef}) y los momentos de fluencia (M_y) de las vigas y columnas del espécimen se determinaron empleando los diagramas momento-curvatura ($M-\phi$), obtenidos con la ayuda del programa *BIAX* [Wallace, 1989]. La figura 3.34 corresponde a una curva típica obtenida de los resultados del programa. En esta figura se indican las pendientes de las curvas momento-curvatura requeridas por el programa *Ruaumoko* [Carr, 1998], a partir de la representación bilineal del diagrama momento-curvatura. Este modelo bilineal se definió tomando en cuenta de manera aproximada el criterio energético de igualar áreas bajo las curvas; el problema se dificulta si la curva no tiene la forma correspondiente a una representación bilineal. Tomando en cuenta estas restricciones, en esta investigación se sigue el criterio propuesto por otros investigadores para definir el punto de fluencia en una sección. Este criterio se basa en igualar el área bajo la curva momento-curvatura con el área bajo la curva bilineal [Mahin et al., 1976].

En el apéndice A se muestra los valores obtenidos de este análisis para el espécimen como: la rigidez inicial EI_{ef} y la rigidez del segundo tramo definida como αEI_{ef} , donde α es la fracción de EI_{ef} que define la rigidez de este tramo. También muestra el valor del momento de inercia empleado en los cálculos, I_{ef} , así como su relación respecto a la inercia total de la sección, I_g , además se muestran los momentos de fluencia y último, M_y y M_u , respectivamente, para las secciones a cara de columna de las vigas. El criterio para definir la longitud de articulación plástica fue considerar medio peralte efectivo del elemento [Park y

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

Paulay, 1975]. Los resultados del apéndice A indican que la rigidez lateral del espécimen se debe evaluar con factores de reducción de los momentos de inercia para la sección transversal de los elementos estructurales con valores entre 0.54 y 0.74 para vigas y de 0.51 a 0.55 en columnas. Esta reducción en los momentos de inercia es mayor en columnas y menor en vigas que la especificada por las [NTCDC, 2004], las cuales especifican que en secciones agrietadas se debe reducir la inercia de las vigas en un 50% y el columnas considerar el 100%. Con las propiedades obtenidas para las secciones de los elementos se realizó el análisis estático no lineal para determinar la resistencia del espécimen.

Una manera rápida y aproximada de obtener la resistencia lateral del espécimen es asumiendo que se llegó al mecanismo de colapso deseado (columna fuerte-viga débil), y encontrar allí, mediante el equilibrio de fuerzas, las fuerzas laterales que forman dicho mecanismo. Este procedimiento se detalla a continuación.

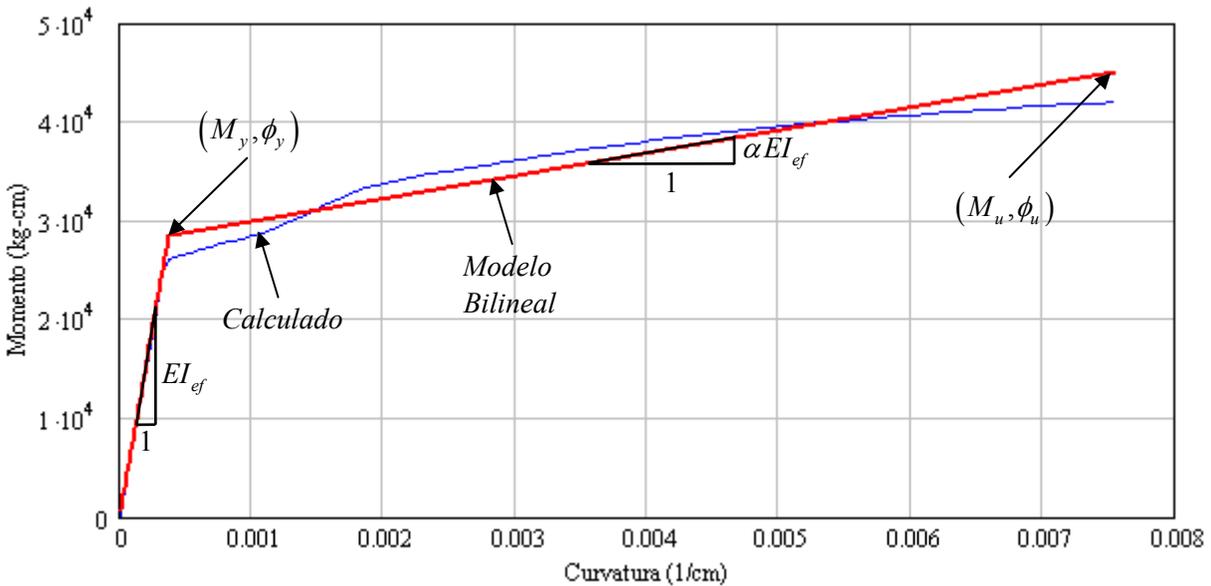


Fig. 3.34. Curva típica del diagrama momento curvatura

En primer lugar, se calculan los momentos de fluencia en los extremos de las vigas longitudinales (en dirección del sismo) y de las columnas. Como se mencionó anteriormente, los momentos de fluencia se calcularon a partir de los diagramas momento-curvatura de vigas y columnas del espécimen. Además en las vigas longitudinales (ejes 1, 2 y 3) se consideraron la contribución del firme (ver figura 3.35).

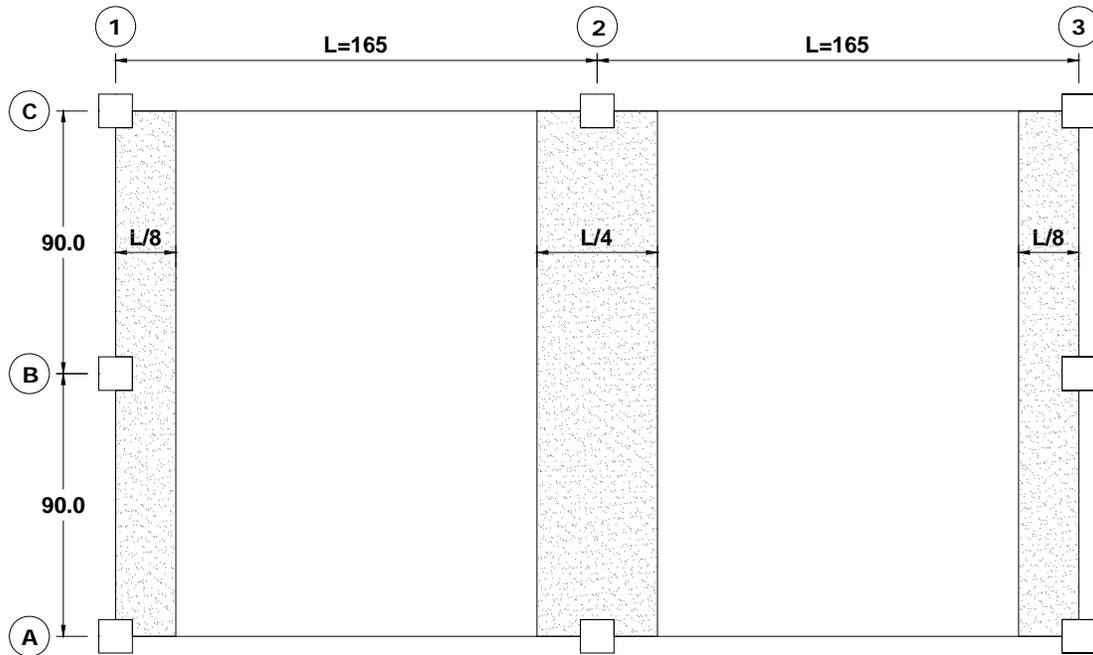


Fig. 3.35. Contribución del firme en la resistencia de vigas de los ejes 1, 2 y 3

Para las vigas de los ejes 1 y 3 se consideró un ancho de firme igual a $L/8$ y para la viga del eje 2 un ancho de $L/4$, donde L es la longitud a ejes de la crujía perpendicular a la dirección del ensaye. Estos anchos de firme, se determinaron realizando comparaciones entre modelos analíticos y resultados experimentales, los cuales se muestran con detalle en el siguiente capítulo.

Como todas las vigas longitudinales del eje 1 y 3 tienen la misma sección y el mismo armado (ver Fig. 3.36 y tabla 3.23), tienen el mismo momento de fluencia (Mv_1) en sus extremos y las vigas del eje 2 tienen un momento de fluencia (Mv_2). Además como puede verificarse en el Anexo A, los momentos de fluencia de las vigas tanto positivo como negativo son diferentes, razón por la cual se tomó el promedio (ver tabla 3.23). Para las columnas, fue necesario conocer la carga axial actuante (ver tabla 3.24) para calcular los diagramas momento-curvatura, y en base a ellos se tienen los momentos de fluencia Mc_1 y Mc_2 .

Tabla 3.23. Momento de fluencia de vigas y columnas del espécimen

Tipo de articulación	Momento de fluencia M_y (kg-cm)		
	$M_{y Pos}$	$M_{y Neg}$	$M_{y Prom}$
Mv_1	27853	28238	28046
Mv_2	28421	31560	29991
Mc_1	57386	57386	57386
Mc_2	52898	52898	52898

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

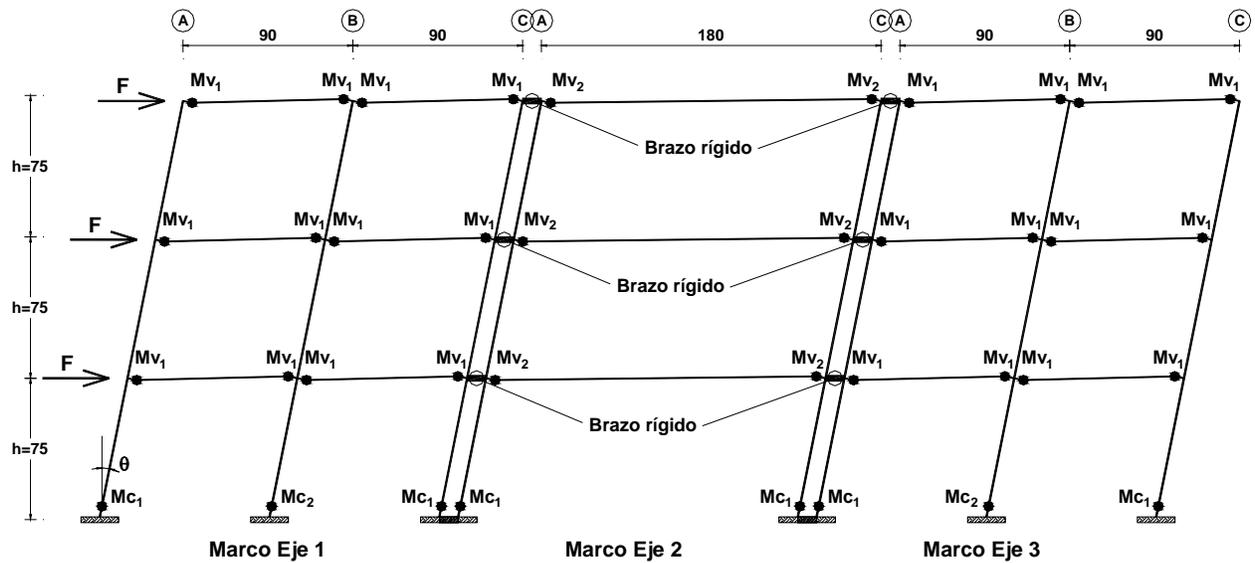


Fig. 3.36. Mecanismo de colapso columna fuerte-viga débil y momentos de fluencia en las articulaciones plásticas de vigas y columnas del espécimen para las fuerzas F aplicadas

Tabla 3.24. Carga axial en columnas del espécimen

Columna	Elemento	Nivel		
		1	2	3
C-1	$P_{Losa+Firme}$ (kg)	135	135	135
	$P_{Lingotes}$ (kg)	338	338	338
	$P_{Elementos}$ (kg)	52	52	40
	P_{Total} (kg)	524	524	512
	$P_{Acumulado}$ (kg)	1561	1036	512
	$P/(A_g \times f'_c)$	0.034	0.022	0.011
C-2	$P_{Losa+Firme}$ (kg)	270	270	270
	$P_{Lingotes}$ (kg)	675	675	675
	$P_{Elementos}$ (kg)	80	80	68
	P_{Total} (kg)	1026	1026	1014
	$P_{Acumulado}$ (kg)	3065	2039	1014
	$P/(A_g \times f'_c)$	0.066	0.044	0.022
B-1	$P_{Losa+Firme}$ (kg)	0	0	0
	$P_{Lingotes}$ (kg)	0	0	0
	$P_{Elementos}$ (kg)	38	38	26
	P_{Total} (kg)	38	38	26
	$P_{Acumulado}$ (kg)	102	64	26
	$P/(A_g \times f'_c)$	0.002	0.001	0.001

Como puede observarse en la tabla 3.24, las cargas axiales en las columnas son bajas, razón por la cual se consideraron dos valores de carga para calcular los momentos resistentes. El primer valor es $P = 0$ kg, en

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

cuyo caso se obtiene el momento resistente en la columna, M_{c_2} , y el segundo valor es $P = 1500$ kg que corresponde a $P/(A_g f'_c) = 0.032$, en cuyo caso se obtiene el momento resistente en la columna, M_{c_1} .

En el mecanismo de colapso mostrado en la figura 3.36, se puede apreciar que la rotación en la base de las columnas es θ , y como los nudos no giran, entonces cada articulación de las vigas también gira θ . Igualando el trabajo externo que realizan las fuerzas F con el trabajo interno de las articulaciones plásticas, se tiene:

$$W_{Externo} = W_{Interno} \quad 3.47$$
$$F(\theta h) + F(2\theta h) + F(3\theta h) = 2Mv_1(12\theta) + Mv_2(6\theta) + Mc_1(6\theta) + Mc_2(2\theta)$$

Despejando F , se tiene:

$$F = \frac{24Mv_1 + 6Mv_2 + 6Mc_1 + 2Mc_2}{6h} \quad 3.48$$

El cortante en la base del espécimen es la suma de las fuerzas laterales:

$$V_b = 3F = \frac{3 \times (24Mv_1 + 6Mv_2 + 6Mc_1 + 2Mc_2)}{6h} \quad 3.49$$

El coeficiente sísmico c , esta dado por:

$$c = \frac{V_b}{W} = \frac{3 \times (24Mv_1 + 6Mv_2 + 6Mc_1 + 2Mc_2)}{6Wh} \quad 3.50$$

Donde W es el peso del espécimen (del apéndice B, $W=12576$ kg) y h es la altura de entrepiso del espécimen, reemplazando los valores tenemos:

$$c = \frac{3 \times (24 \times 28046 + 6 \times 29991 + 6 \times 57386 + 2 \times 52898)}{6 \times 12576 \times 75} = 0.69$$

El coeficiente sísmico de diseño c_{Dis} , esta dado por:

$$c_{Dis} = \frac{c}{Q'} = \frac{0.50}{3} = 0.17 \quad 3.51$$

Por consiguiente, la sobrerresistencia del espécimen es:

$$SR = \frac{c}{c_{Dis}} = \frac{0.71}{0.17} = 4.1 \quad 3.52$$

Otra manera de hallar la resistencia lateral del espécimen, es someténdolo a cargas laterales las cuales se van incrementando gradualmente, mientras se van formando las articulaciones plásticas en vigas y columnas, hasta que se llega al mecanismo de colapso. Este procedimiento se conoce como *pushover*, y se obtienen curvas de cortante basal - desplazamiento del último nivel.

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

Para el espécimen en estudio, se utilizó una distribución rectangular de cargas en su altura (fuerzas iguales en cada nivel) tal como se mostró en la figura 3.36. En esta figura se presenta el mecanismo de colapso deseado columna fuerte-viga débil, de los marcos resistentes a fuerza sísmica del espécimen en estudio. Mediante el análisis pushover se puede comprobar también si el mecanismo de colapso de la estructura es el deseado.

El análisis pushover se realizó en el programa *Ruaumoko* [Carr, 1998]. La figura 3.37 muestra los resultados de este análisis, en función del coeficiente sísmico y de la distorsión global. En esta figura se muestran los valores para diferentes coeficientes sísmicos considerados importantes como son: el coeficiente sísmico de diseño, c_{Dis} , el coeficiente sísmico, c_y , que indica que alguno de los elementos alcanzó el momento de fluencia, M_y , y el valor del coeficiente sísmico, c_u , que corresponde al punto de capacidad de deformación máxima, la cual se define cuando el edificio alcanza el valor de, D_r igual a 0.05 en los análisis estáticos no lineales.

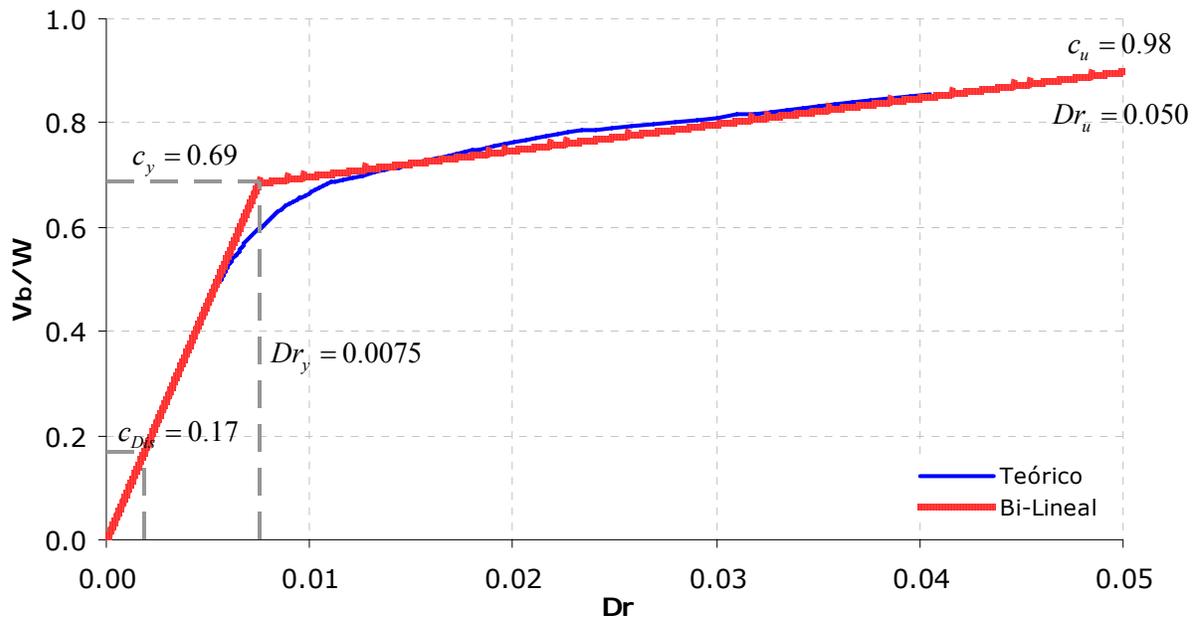


Fig. 3.37. Resistencia del espécimen

Por consiguiente, la sobrerresistencia del espécimen está dado por:

$$SR = \frac{c_y}{c_{Dis}} = \frac{0.69}{0.17} = 4.1$$

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

Es decir, el espécimen es 4.1 veces más resistente de lo que fue diseñado. La sobrerresistencia de una estructura aparece como consecuencia de tomar valores de diseño para las propiedades de los materiales generalmente menores a los reales, por diferencias entre lo requerido y lo suministrado que generalmente es mayor, por la redundancia en la estructura, y por el uso de factores de seguridad propios del diseño estructural. Como consecuencia, la resistencia lateral de una estructura, ante fuerzas sísmicas laterales, siempre es mayor que la de diseño. Sin embargo, en este espécimen en particular, la sobrerresistencia resultó ser mayor a la esperada en edificios con marcos generalmente de 2 debido principalmente a que el acero de refuerzo longitudinal colocado en las vigas, en varias secciones fue mucho mayor al requerido, por razones que se explicaron en las secciones 3.2.2.

Si queremos que el edificio desarrolle una ductilidad semejante a la ductilidad implícita con la cual fue diseñado ($\mu = 3$), el espectro del sismo de demanda tiene que ser similar al espectro de Acapulco con las ordenadas multiplicadas por la sobrerresistencia, SR, del espécimen. El registro sísmico elegido, que cumple con este requisito, fue el de Llolleo, Chile (1985), la cual es un señal típica de suelo duro y cuyo espectro de respuesta se puede considerar similar al espectro de Acapulco multiplicado por SR = 4.1. La comparación entre los dos espectros elásticos, a nivel del modelo, se presenta en la figura 3.38, en la cual se muestra el periodo fundamental del edificio prototipo dividido entre la raíz cuadrada del factor de escala $S_L = 4$, es decir:

$$T_m = \frac{T_p}{\sqrt{S_L}} = \frac{0.59}{\sqrt{4}} = 0.30 \text{seg} \quad 3.53$$

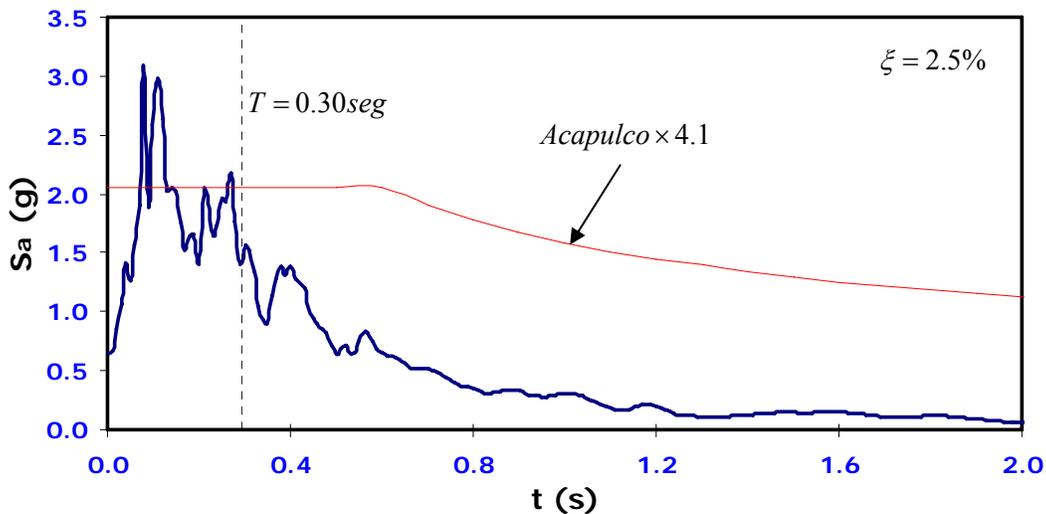


Fig. 3.38. Comparación de los espectros elásticos del registro de Llolleo y espectro de Acapulco multiplicado por la SR del espécimen

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

De la figura 3.38, se concluyó que se puede utilizar el registro de Llolleo como un sismo que representa las condiciones de sitio en Acapulco, zona I-D.

3.8.3. Análisis dinámico no lineal

Utilizando las propiedades de rigidez y resistencia en las secciones de los elementos estructurales descritas anteriormente, se realizó los análisis no lineales paso a paso con el programa *Ruaumoko* [Carr, 1998], para estudiar la respuesta de las aceleraciones en los pisos del espécimen, cuando se someten al registro de Llolleo, comentada anteriormente. Para los casos en los cuales las estructuras presentaron incursiones inelásticas, se realizaron también análisis elásticos en el tiempo para evaluar la reducción de respuesta elástica.

El parámetro, R_M , que se define como el cociente entre el momento de volteo en la base máximo para el caso elástico ($M_{V\ Elas}$) para un registro sísmico y el momento de volteo en la base máximo para el caso inelástico ($M_{V\ Inel}$) con el mismo sismo.

$$R_M = \frac{M_{V\ Elas}}{M_{V\ Inel}} \quad 3.54$$

Estos momentos de volteo se obtienen como la suma de los momentos respecto a la base de las fuerzas inerciales F_i , y la contribución del peso por nivel w_i , y se calculan con la siguiente expresión:

$$M_V = \sum_{i=1}^n [\ddot{U}_i(t) \cdot m_i \cdot h_i + w_i \cdot \Delta_i(t)] \quad 3.55$$

Donde $\ddot{U}_i(t)$ es la aceleración del piso i con una masa m_i , ubicada a una altura de desplante h_i , para el tiempo t , w_i es el peso del nivel i que presenta un desplazamiento lateral $\Delta_i(t)$.

3.9. Descripción de los ensayos realizados

En lo que sigue se describen los ensayos que se realizaron en la mesa vibradora. Antes del ensayo ante sismos de intensidad alta, se realizó el ensayo de intensidad baja, de vibración ambiental y forzada, con finalidad de obtener las propiedades dinámicas que se utilizaron en el modelo analítico. Además el ensayo ante sismo de intensidad baja se realizó con finalidad de verificar el funcionamiento de los instrumentos de medición como: acelerómetros, transductores de cuerda, transductores de desplazamiento y *strain-gauges*. La señal utilizada para el ensayo de intensidad baja fue Llolleo 7%, es decir el 7% de la señal original (ver Fig. 3.32.b). Mientras que los ensayos de intensidad alta se realizaron con finalidad de estudiar el comportamiento inelástico. El espécimen fue sometido a cuatro sismos de intensidad alta, las cuales son: Llolleo 100%, Llolleo 200% A, Llolleo 200% B y Llolleo 250%. La señal Llolleo 100% es la que se mostró en la figura 3.32.b, las señales Llolleo 200%A y B son el 200% de la señal original y la señal Llolleo 250% es el 250% de la señal original.

3.9.1. Ensayo de vibración ambiental y forzada

Estos ensayos se realizaron con el objeto de medir las frecuencias de vibración y la fracción de amortiguamiento crítico cuando la estructura se encuentra en el intervalo elástico, así como para verificar algunos parámetros en el modelo analítico elástico empleado. El ensayo de vibración forzada consistió en desplazar la estructura de su posición inicial, mediante la aplicación de una carga lateral (ver figura 3.39) cuyo efecto se libera de manera súbita. Dicha carga lateral se aplicó en el tercer nivel del espécimen y correspondió a un valor de 147kg.

El cortante basal, V_{bm} , del espécimen es:

$$V_{bm} = \frac{c}{Q} W_m = \frac{0.5}{3} 14.08 = 2.35Ton \quad 3.56$$

La fuerza lateral aplicada al espécimen corresponde al 6.26% del cortante basal, V_{bm} , de diseño. Para los ensayos de vibración ambiental y forzada, el criterio que se siguió para obtener la fracción del amortiguamiento crítico, ξ , fue a partir del método de decremento logarítmico [Clough y Penzien, 1993] empleando la grafica de aceleraciones del ensayo de vibración ambiental y forzada.

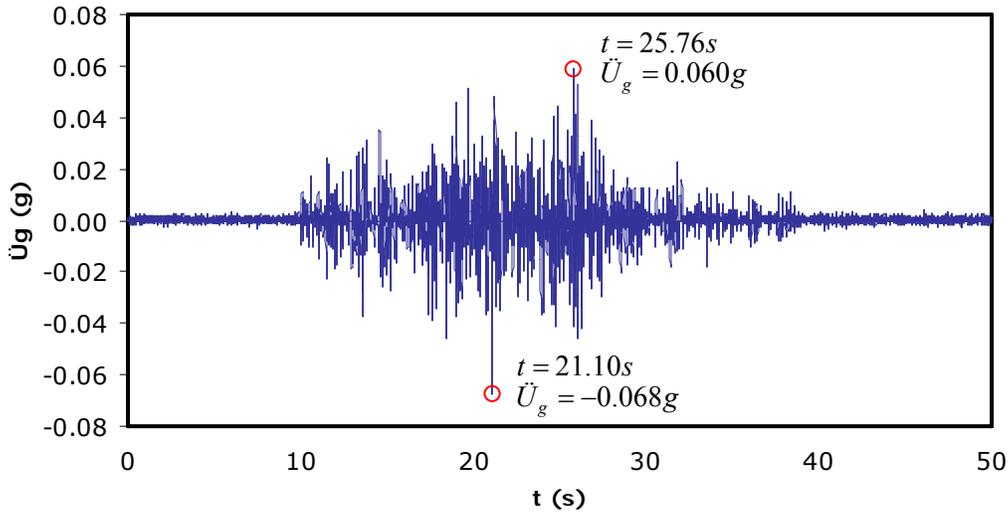


Fig. 3.39. Vista de la aplicación de la fuerza horizontal sobre el espécimen

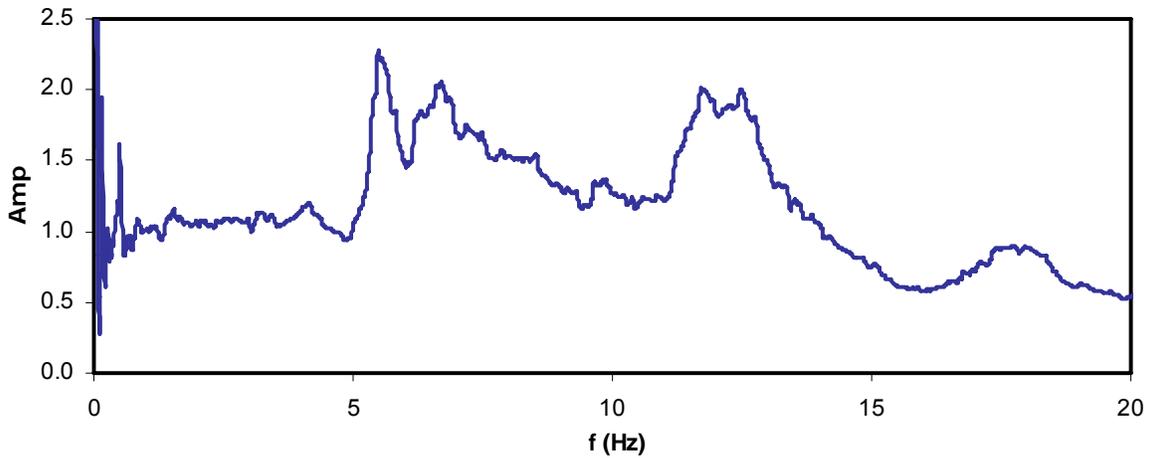
3.9.2. Ensaye en mesa vibradora con sismo de intensidad baja

Este ensaye tiene la característica de ser no destructivo y se realizó con tres objetivos principales. El primero fue verificar las propiedades dinámicas del espécimen, obtenidas en los ensayos de vibración ambiental y forzada, ya que por ser estos ensayos de muy baja intensidad, es posible que las señales en los aparatos de medición se distorsionen. El segundo objetivo fue comprobar que los acelerómetros y transductores de desplazamiento funcionaran adecuadamente. El tercer objetivo fue obtener mediciones de la respuesta elástica de la estructura con el fin de posteriormente relacionar esta respuesta elástica con la inelástica. Para lograr estos objetivos, al registro original se le afectó por un factor de 0.07, la cual se muestra en la figura 3.40.a. En este ensaye y los de intensidad alta la velocidad de captura de datos correspondió a 100 muestras por segundo.

La figura 3.40.b muestra la función de transferencia de las aceleración medida en la mesa vibradora (canal 2) respecto a la señal objetivo (canal 0), como muestra la figura el ruido de la mesa afecta las frecuencias mayores a los 13Hz, es decir la señal se distorsiona para periodos menores a 0.08seg. Para los análisis que se realizó en el capítulo 4, la señal mostrada en la figura 3.40.a fue filtrada para frecuencias mayores a 20Hz y menores a 0.1Hz.



a) Señal medida en la mesa vibradora durante el sismo de intensidad baja



b) Función de transferencia para la señal medida y señal objetivo

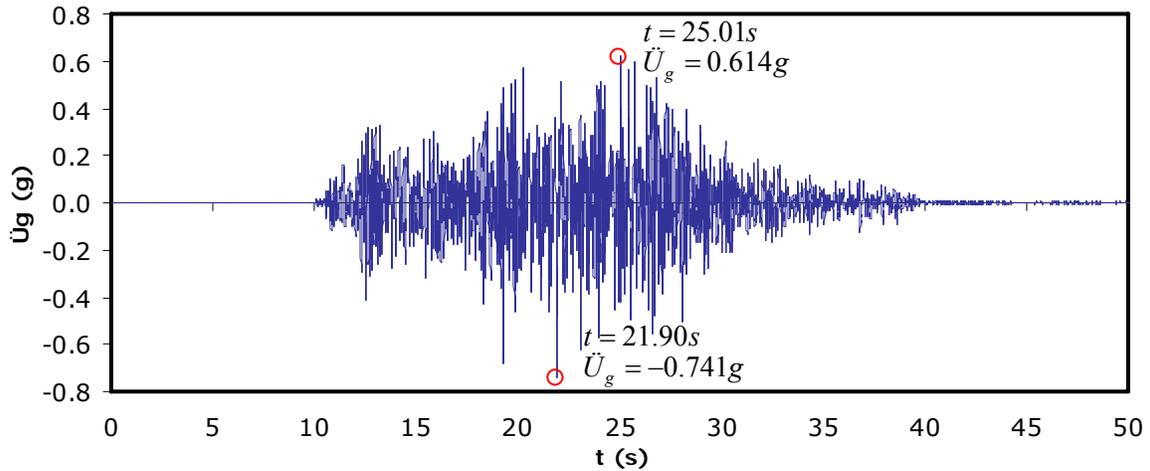
Fig. 3.40. Señal medida en la mesa vibradora y función de transferencia para la señal medida y señal objetivo durante el ensaye de intensidad baja (Lolleo 7%)

3.9.3. Ensaye en mesa vibradora con sismos de intensidad alta

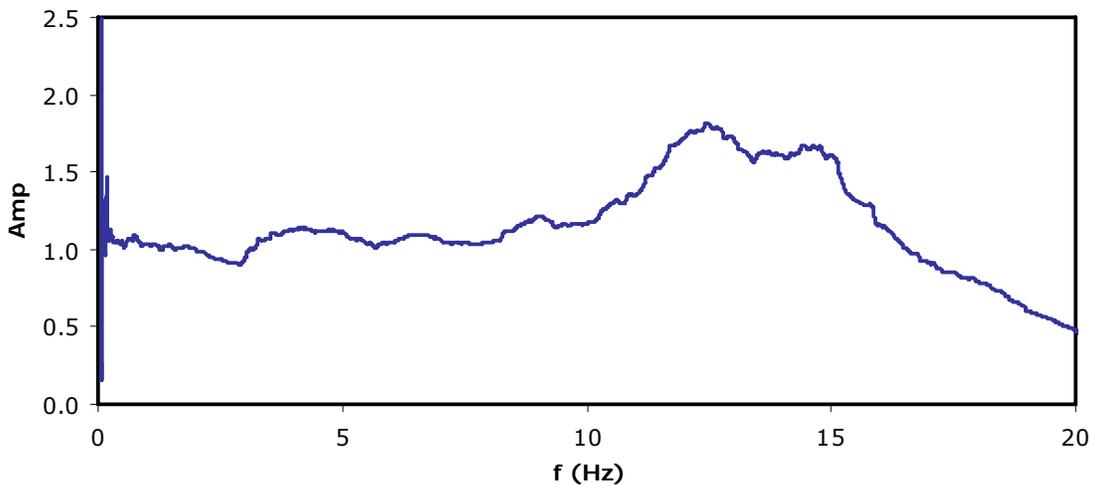
Este ensaye se realizó con la finalidad de estudiar el comportamiento inelástico del espécimen y así extrapolar los resultados al edificio prototipo. La figura 3.41.a muestra la señal de la base del espécimen (canal 2) para el primer sismo de intensidad alta (Lolleo 100%), mientras la figura 3.41.b muestra la función de transferencia de la aceleración medida en la mesa vibradora (canal 2) respecto a la señal objetivo (canal 0).

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

La figura 3.41.b muestra que el ruido de la mesa afecta las frecuencias mayores a los 15Hz, es decir la señal se distorsiona para periodos menores a 0.07seg. Para los análisis que se realizó en el capítulo 4, la señal mostrada en la figura 3.30.a fue filtrada para frecuencias mayores a 20Hz y menores a 0.1Hz.



a) Señal medida en la mesa vibradora durante el sismo de intensidad alta



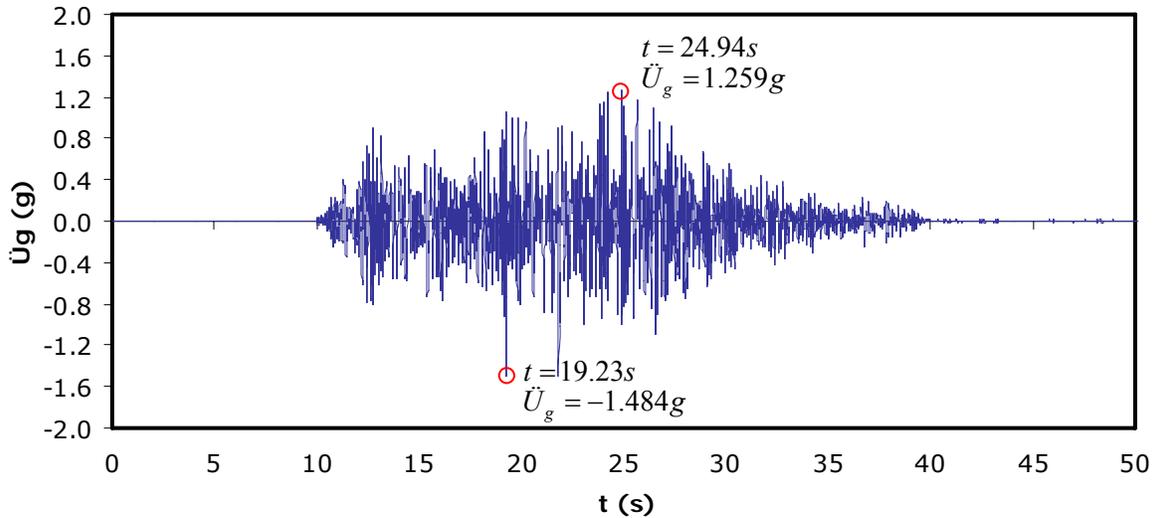
b) Función de transferencia para la señal medida y señal objetivo

Fig. 3.41. Señal medida en la mesa vibradora y función de transferencia para la señal medida y señal objetivo durante el ensayo de intensidad alta (Llolleo 100%)

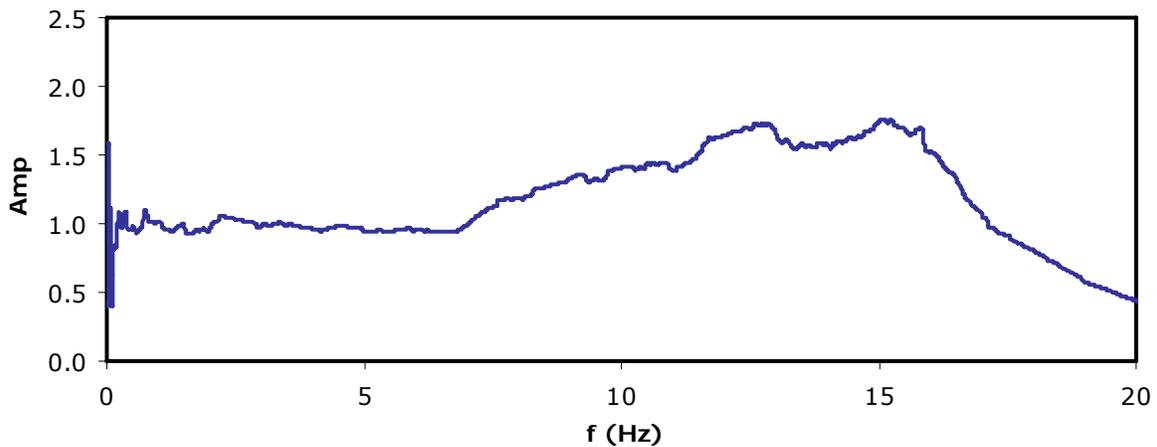
Posteriormente el espécimen se ensayó dos veces para la señal Llolleo 200% porque en el primer sismo (Llolleo 200% A) no se logró capturar las aceleraciones. La figura 3.42.a muestra la señal en la base del espécimen (canal 2), así como la aceleración máxima y mínima del registro para la señal Llolleo 200% B.

3. DESCRIPCIÓN DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

La figura 3.42.b muestra la función de transferencia de la aceleración medida en la mesa vibradora (canal 2) respecto a la señal objetivo (canal 0), además se puede ver que el ruido de la mesa afecta las frecuencias mayores a los 17Hz, es decir la señal se distorsiona para periodos menores a 0.06seg. Para los análisis que se realizó en el capítulo 4, la señal mostrada en la figura 3.42.a fue filtrada para frecuencias mayores a 20Hz y menores a 0.1Hz.



a) Señal en la mesa vibradora durante el sismo de intensidad alta

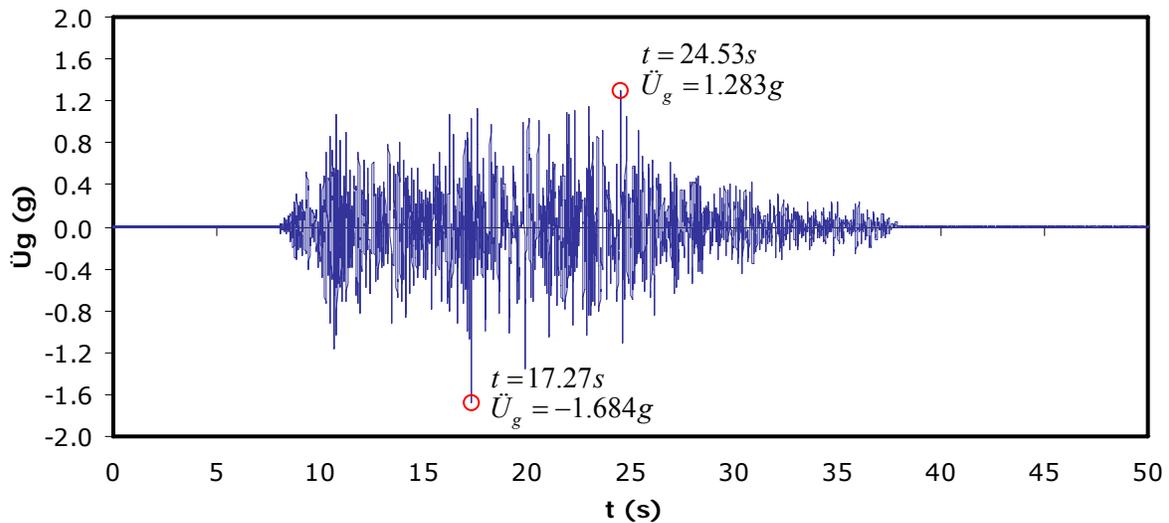


b) Función de transferencia entre la señal medida y la señal objetivo

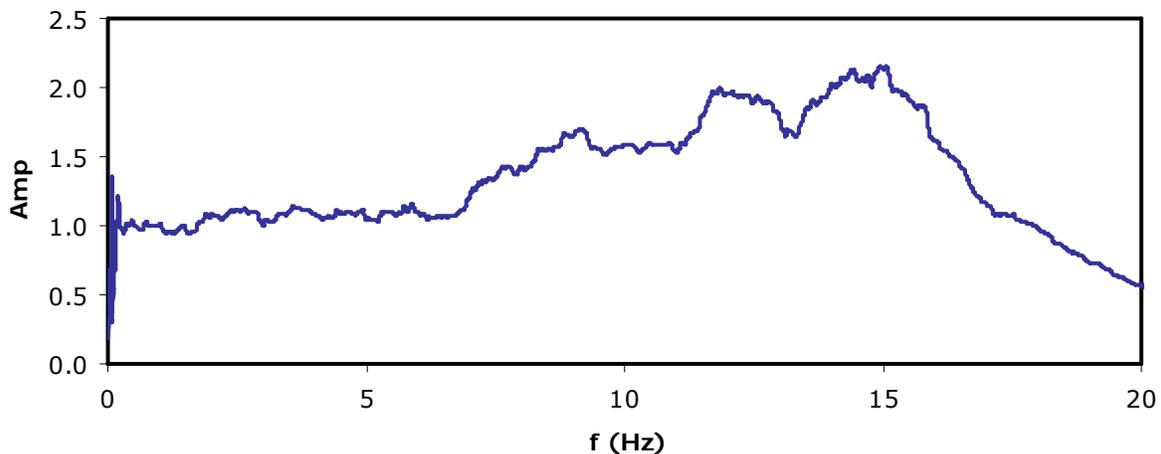
Fig. 3.42. Señal medida en la mesa vibradora y función de transferencia para la señal medida y señal objetivo durante el ensaye de intensidad alta (Lolleo 200% B)

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

Finalmente, el espécimen se ensayó para la señal L1olleo 250%, la figura 3.43.a muestra la señal registrada en la base del espécimen (canal 2). La figura 3.43.b muestra la función de transferencia de la aceleración medida en la mesa vibradora (canal 2) respecto a la señal objetivo (canal 0). Además, la figura 3.43.b muestra que el ruido de la mesa afecta las frecuencias mayores a los 17Hz, es decir la señal se distorsiona para periodos menores a 0.06seg. Para los análisis que se realizó en el capítulo 4, la señal mostrada en la figura 3.43.a fue filtrada para frecuencias mayores a 20Hz y menores a 0.1Hz.



a) Señal medida en la mesa vibradora durante el sismo de intensidad alta



b) Función de transferencia entre la señal medida y la señal objetivo

Fig. 3.43. Señal en la mesa vibradora y función de transferencia entre la señal medida y señal objetivo durante el ensayo de intensidad alta (L1olleo 250%)

3. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO Y ESPECIMEN

4. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYES DEL ESPECIMEN

4.1. Introducción

En este capítulo se describen los resultados experimentales obtenidos de los ensayos, se realizan comparaciones entre los modelos analíticos y el comportamiento observado en el espécimen prefabricado descrito en el capítulo anterior durante los ensayos de vibración ambiental y forzada, ensaye ante sismo de intensidad baja y ensayos ante sismos de intensidad alta. Además se observa el buen comportamiento de las uniones viga-columna después de los ensayos de intensidad alta, y finalmente se realiza el levantamiento de grietas del sistema de piso.

4.2. Respuesta de vibración ambiental y forzada

Estos ensayos se realizaron con el objeto de medir las frecuencias de vibración y la fracción de amortiguamiento crítico cuando la estructura se encuentra en el intervalo elástico, así como para verificar algunos parámetros en el modelo analítico elástico empleado. El ensaye de vibración forzada consistió en desplazar la estructura de su posición inicial, mediante la aplicación de una carga lateral cuyo efecto se libera de manera súbita. La figura 4.1 muestra el espectro de Fourier de las aceleraciones del tercer nivel, donde se puede distinguir claramente los primeros dos modos de vibrar del espécimen.

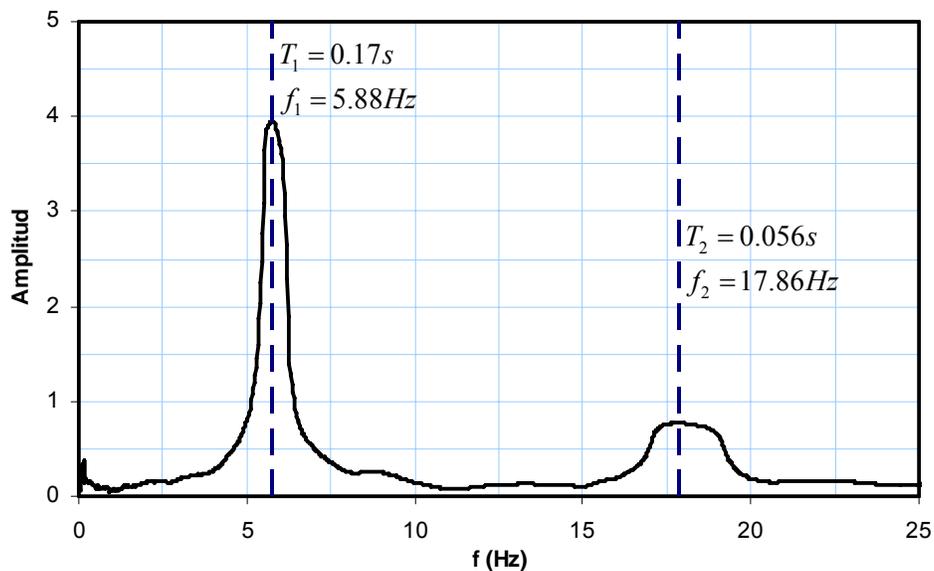


Fig. 4.1. Espectro de Fourier del tercer nivel del modelo (vibración forzada)

4. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYES DEL ESPECIMEN

El criterio que se siguió para obtener la fracción del amortiguamiento crítico, ξ , fue a partir del método de decremento logarítmico [Clough y Penzien, 1993] empleando la grafica de aceleraciones del ensaye de vibración forzada. De la misma gráfica es posible calcular de forma aproximada el periodo de la estructura, T, como el cociente entre el tiempo y los cruces que hace la gráfica por un eje horizontal en ese tiempo. La figura 4.2 muestra los resultados obtenidos de las mediciones de los ensayes de vibración forzada, donde para el modelo se obtuvo un periodo para el primer modo de vibrar igual a 0.17s y una fracción de amortiguamiento crítico igual a 2.00%.

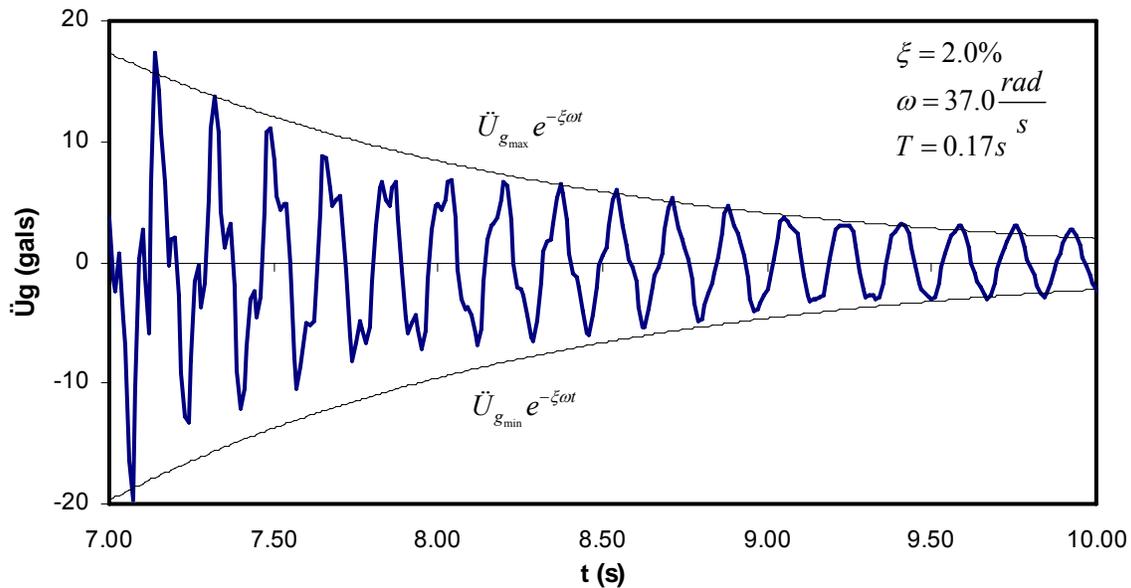


Fig. 4.2. Evaluación de las propiedades dinámicas a partir de los ensayes de vibración forzada

4.3. Respuesta observada en el ensaye del espécimen ante sismo de intensidad baja

4.3.1. Identificación de las propiedades dinámicas del espécimen

4.3.1.1. Identificación de la fracción del amortiguamiento elástico ξ

Una de las mayores dificultades para el desarrollo de los modelos analíticos de estructuras en general, es seleccionar las propiedades de las fracciones de amortiguamiento crítico, ξ . En el presente trabajo se determinó la fracción de amortiguamiento crítico del espécimen empleando el procedimiento propuesto por [Rodríguez et al, 2007], el cual se describe brevemente a continuación.

La ecuación diferencial de movimiento para un sistema de varios grados de libertad es:

$$MU(t) + CU(t) + KU(t) = -M\{1\}u_g(t) \quad 4.01$$

Donde M, C y K son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, U(t), $\dot{U}(t)$ y $\ddot{U}(t)$ son los vectores de desplazamiento, velocidad y aceleraciones relativas, las cuales son medidas respecto a la base de la estructura y $\ddot{u}_g(t)$ es la historia de aceleraciones en la base debidas al sismo.

La ecuación 4.02 corresponde al vector con las aceleraciones relativas calculadas a partir de las aceleraciones medidas en el ensaye, $\ddot{U}^t(t)$.

$$\ddot{U}(t) = \ddot{U}^t(t) - \{1\}\ddot{u}_g(t) \quad 4.02$$

La ecuación modal para un sistema con amortiguamiento clásico es [Chopra, 2001]:

$$\ddot{q}_i + 2\xi_i\omega_i\dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = -\gamma_i\ddot{u}_g(t) \quad 4.03$$

Donde q_i es la *i-ésima* coordenada modal, \dot{q}_i y \ddot{q}_i son la *i-ésima* velocidad modal y aceleración modal respectivamente. El parámetro ξ_i es el amortiguamiento viscoso para el *i-ésimo* modo, y ω_i es la frecuencia natural correspondiente. El parámetro γ_i es el factor de participación para el *i-ésimo* modo.

La aceleración relativa de un edificio de N niveles, $\ddot{u}_j(t)$, es [Chopra, 2001]:

$$\ddot{u}_j(t) = \sum_{i=1}^N \phi_{ji}\ddot{q}_i(t) \quad 4.04$$

Donde ϕ_{ji} es la ordenada modal para el modo i del nivel j.

De la ecuación 4.04 se obtiene que:

$$U(t) = \Phi\ddot{q}(t) \quad 4.05$$

Donde Φ es la matriz modal y $\ddot{q}(t)$ es el vector de aceleraciones modales.

Las aceleraciones modales relativas experimentales para el modo i se calcularon empleando la ecuación 5.05 en donde el vector $\ddot{U}(t)$ fue evaluado previamente empleando la ecuación 4.02 y las formas modales Φ calculadas anteriormente. Estas aceleraciones modales calculadas con las aceleraciones experimentales, se identifican en este trabajo como, $\ddot{q}_i^e(t)$, y se obtienen a partir de la ecuación 4.05 mediante:

$$\ddot{q}_i^e(t) = \Phi^{-1}\ddot{U}(t) \quad 4.06$$

4. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYES DEL ESPECIMEN

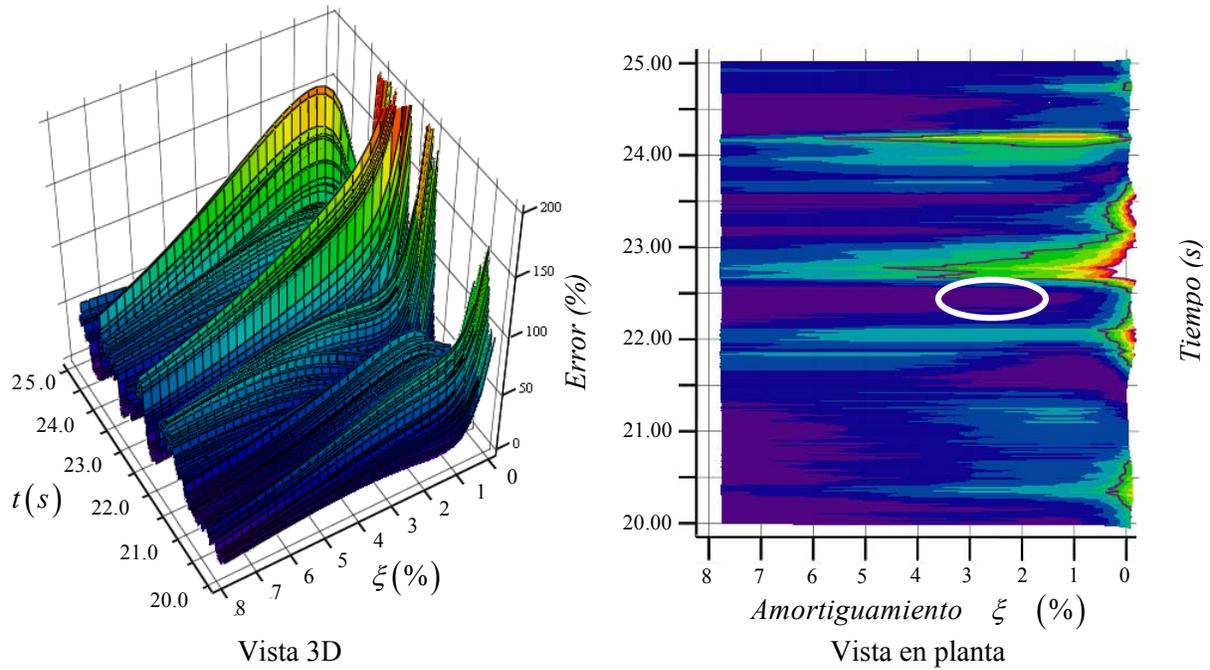
En el presente trabajo se llevó a cabo un estudio paramétrico donde la ecuación modal, ecuación 4.03, se resolvió para sistemas de un grado de libertad sometidos a una señal de entrada $\gamma_i \ddot{u}_g(t)$ y de esta forma obtener las aceleraciones modales analíticas, $\ddot{q}_i^p(t)$ para cada uno de los modos, utilizando el programa *Ruaumoko* [Carr, 1998]. La historia de aceleraciones, $\ddot{u}_g(t)$, empleada en estos análisis correspondió a la señal registrada en la base del espécimen durante el ensayo de intensidad baja (Llolleo 7%). La diferencia entre estos valores se evaluó en términos del error de movimiento, $Error_i(t)$, para el modo i , con periodo T_i y un intervalo de amortiguamiento, ξ_i , de 0.25 a 8%. La expresión para el error se muestra a continuación:

$$Error_i(t) = \left| \frac{\sqrt{\sum_{\tau=t-T_i}^{\tau=t+T_i} (\ddot{q}_i^p(t))^2}}{\sqrt{\sum_{\tau=t-T_i}^{\tau=t+T_i} (\ddot{q}_i^e(t))^2}} - 1 \right| \times 100 \quad 4.07$$

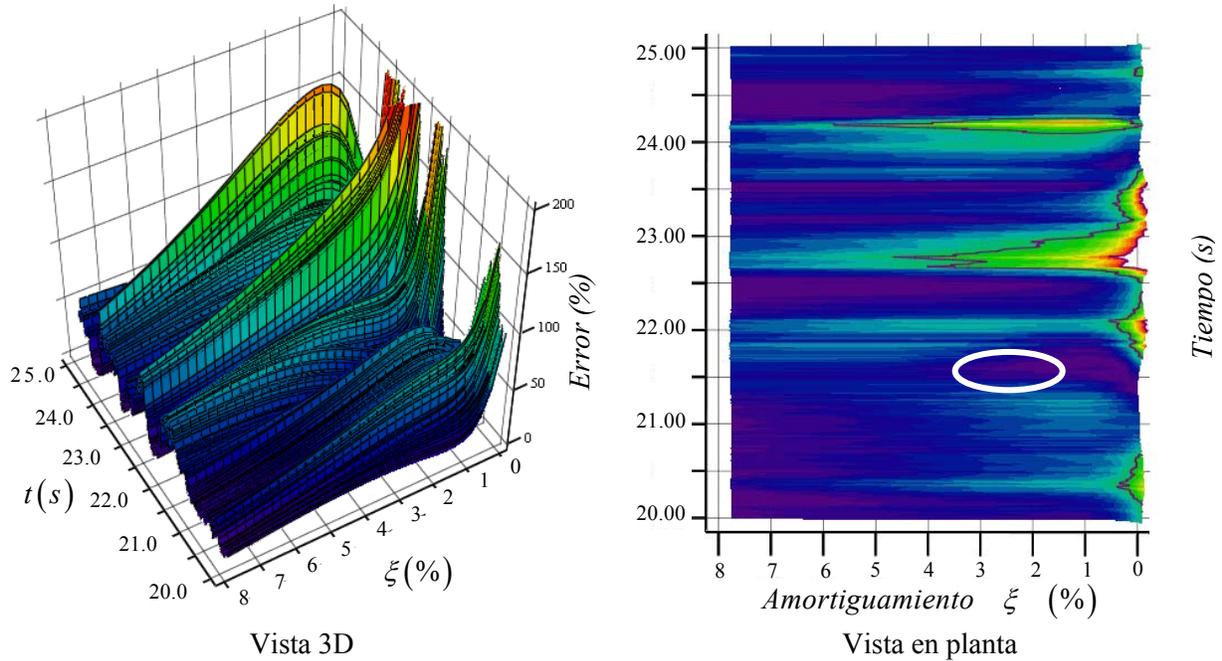
La ecuación anterior es sólo válida para el intervalo $T_i \leq t \leq t_f - T$, donde t_f es la duración del movimiento. La figura 4.3 muestra la distribución del $Error_i(t)$ para los tres modos del espécimen mediante dos tipos de gráficas, una corresponde a una vista tridimensional y la segunda a curvas de nivel, ambas en la ventana de tiempo de 20 a 25, donde se presenta la fase intensa de la señal (ver figura 3.40.a). Como muestran los resultados (ver Fig. 4.3), la fracción de amortiguamiento varía con el tiempo aún para un modo específico, por lo que la naturaleza del amortiguamiento es no viscoso; sin embargo, se observa que el parámetro $Error_i(t)$ para el primer modo (ver Fig. 4.3.a) presenta valores mínimos alrededor de 22.5seg, donde el amortiguamiento crítico está entre 2.00 y 3.00%.

La figura 4.3.b muestra que el parámetro $Error_i(t)$ para el segundo modo presenta valores mínimos alrededor de 21.5seg, donde el amortiguamiento crítico también está entre 2.00 y 3.00%. Para el tercer modo (ver Fig. 4.3.c) no logra identificarse claramente los valores del parámetro $Error_i(t)$.

Con base en los resultados presentados se eligieron las fracciones de amortiguamiento crítico para el modelo analítico como: 2.50% para el modo 1, 3.00% para el modo 2 y 3.5% para el modo 3. Los valores de amortiguamiento crítico para el modo 1 ($\xi_1=2.5\%$) en el espécimen, son similares a los valores calculados en los ensayos de vibración forzada ($\xi_1=2.0\%$).

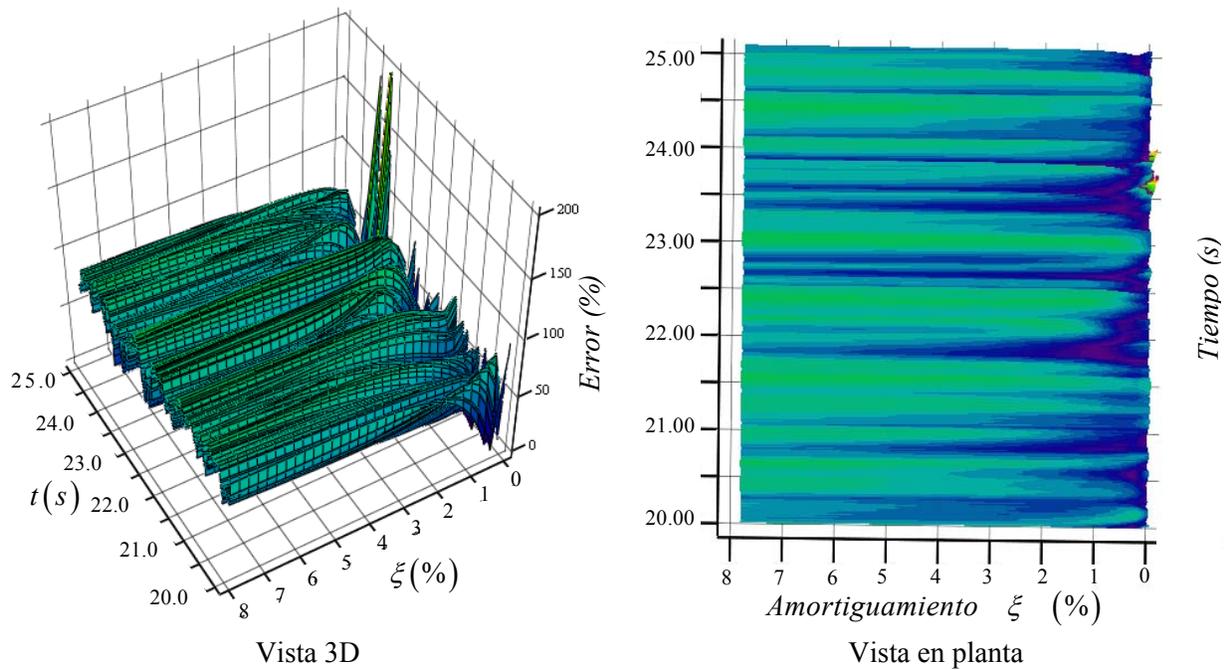


a) Modo 1



b) Modo 2

Fig. 4.3. Parámetro $Error_i(t)$ en la fase intensa para los tres modos del espécimen



c) Modo 3

Fig. 4.3. Parámetro $Error_i(t)$ en la fase intensa para los tres modos del espécimen (continuación)

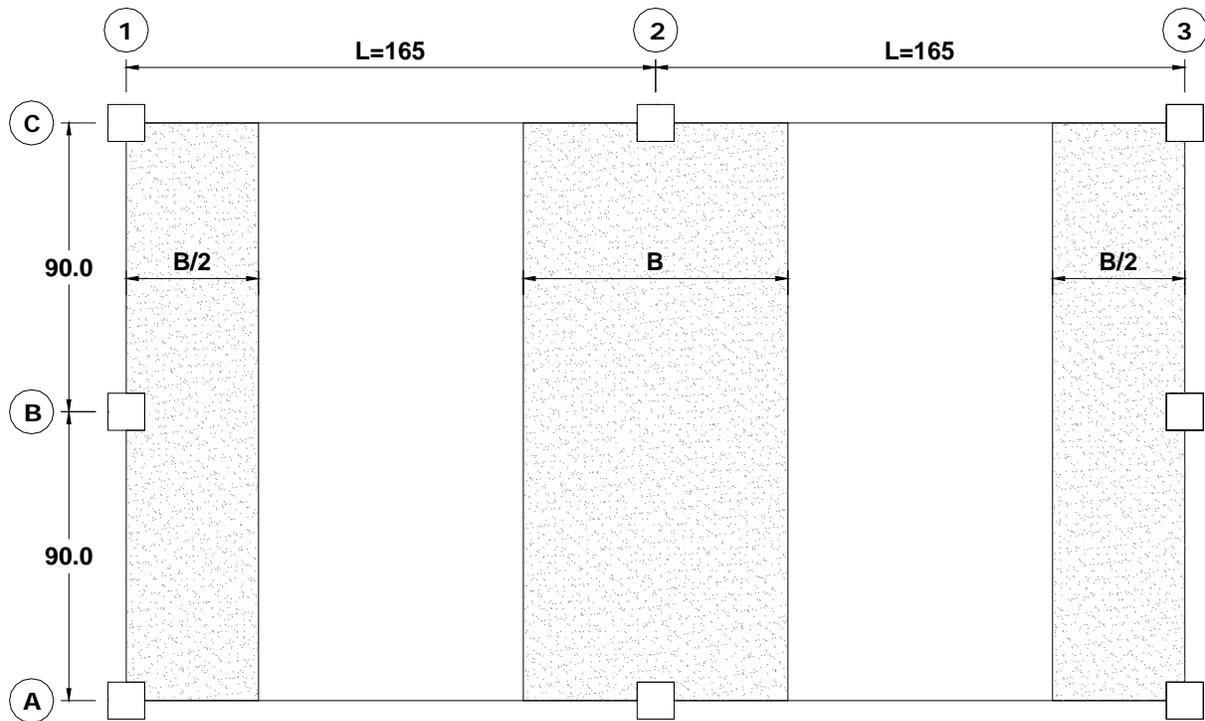
4.3.1.2. Contribución del firme en la respuesta del espécimen

En esta sección se vio como afecta el firme en la respuesta elástica de los modelos analíticos y dichas respuestas se compararon con los resultados experimentales obtenidos del ensaye de intensidad baja. En los modelos que se desarrollaron, las cuales se describen adelante, se han utilizado los amortiguamientos calculados en la sección 4.3.1.1, es decir 2.5%, 3.0%, y 3.5% para los modos 1, 2, y 3 respectivamente. La señal utilizada es la que se mostró en la figura 3.40.a (Llolleo 7%).

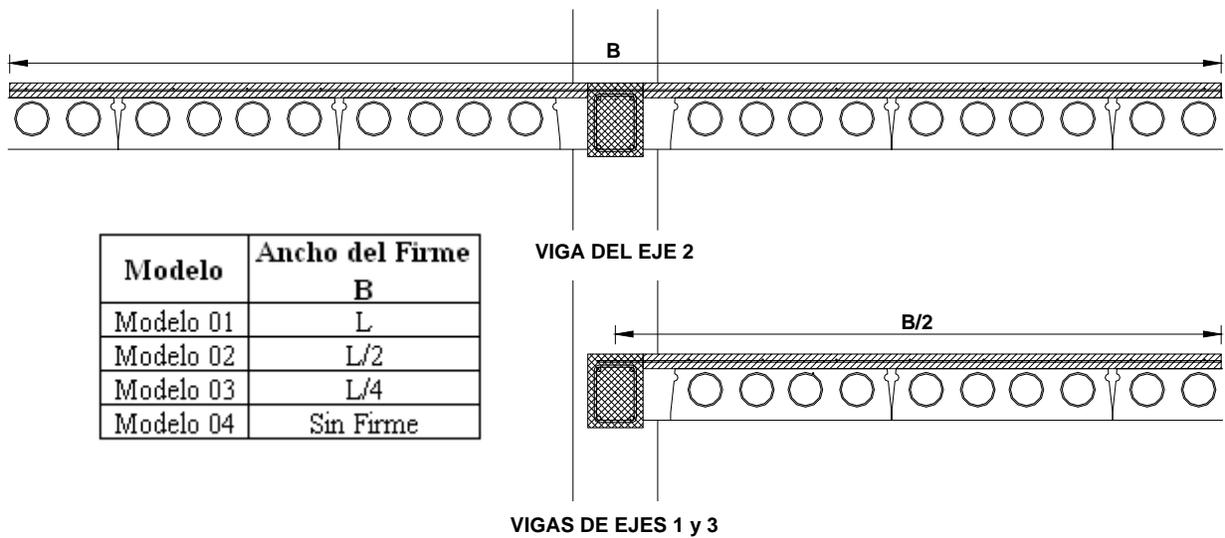
La figura 4.4 muestra los cuatro modelos utilizados, cada una con su respectiva contribución del firme. En el *Modelo 01* para las vigas de los ejes 1 y 3 se ha utilizado un ancho de firme igual a $L/2$, para la viga del eje 2 un ancho igual a L ; para el *Modelo 02* las vigas de los ejes 1 y 3 tienen ancho de $L/4$, y la viga del eje 2 un ancho de $L/2$; para el *Modelo 03* las vigas de los ejes 1 y 3 tienen un ancho de $L/8$, y la viga del eje 2 un ancho de $L/4$; en el *Modelo 04* las vigas de los ejes 1, 2, y 3 son rectangulares. Para cada uno de los modelos, primeramente se han calculado los diagramas momento-curvatura con el programa *BIAX* [Wallace, 1989]. Como la respuesta para este sismo de intensidad baja es elástica, se han utilizado los momentos de inercia de la sección bruta (I_g), pero para los análisis inelásticos que se realizaron más adelante se utilizaron las inercias efectivas calculadas de los diagramas momento curvatura.

4. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYES DEL ESPECIMEN

Los análisis tiempo historia de los 4 modelos se han realizado con el programa *Ruaumoko* [Carr, 1998], donde se han considerado las inercias y amortiguamientos indicados anteriormente. Además se utilizó los intervalos de integración descritos en la sección 3.8.



a) Vista en planta del ancho del firme de los modelos



b) Sección transversal del ancho de firme utilizado en los modelos

Fig. 4.4. Anchos de firme utilizados en la respuesta de los modelos analíticos

4. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYES DEL ESPECIMEN

La figura 4.5.a muestra las comparaciones de desplazamientos máximos de entrepiso de los cuatro modelos analíticos con los desplazamientos experimentales y en ella se puede apreciar que el *Modelo 03*, es la que describe de forma adecuada los desplazamientos máximos de entrepiso (ver tabla 4.1).

Tabla 4.1. Comparación de desplazamientos analíticos con los desplazamientos experimentales

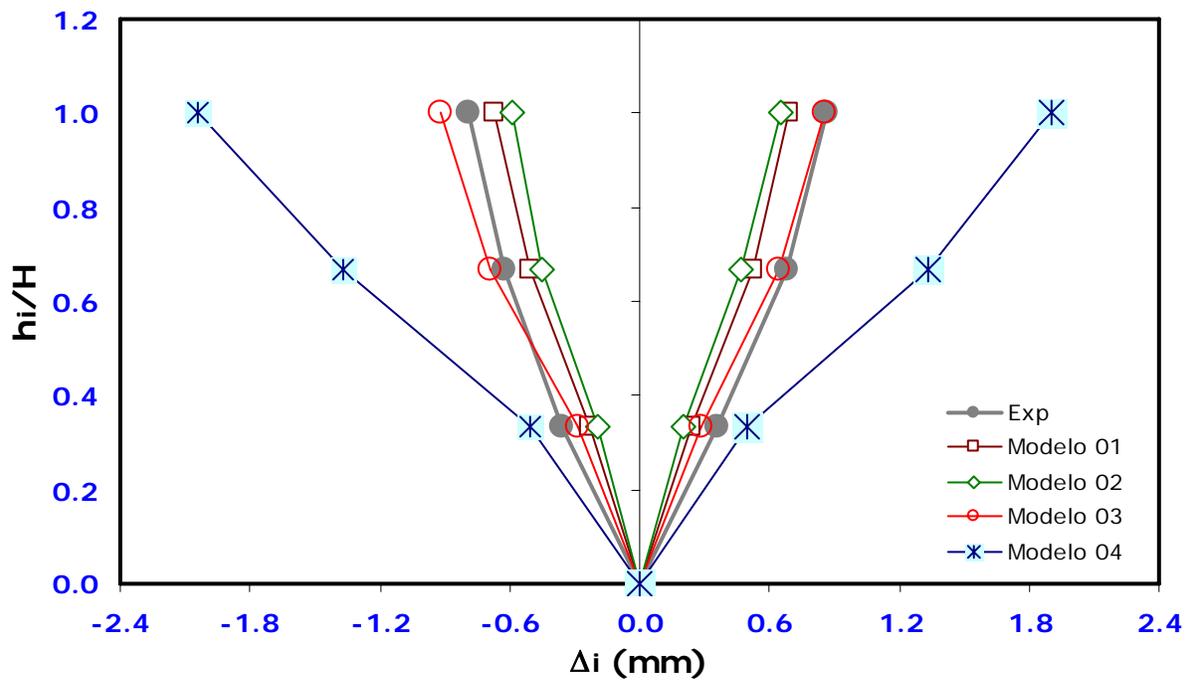
Nivel	hi (m)	hi/H	Experimental (mm)		Ruaumoko (mm)							
			Eje 2		Modelo 01		Modelo 02		Modelo 03		Modelo 04	
			Δ_{min}	Δ_{max}	Δ_{min}	Δ_{max}	Δ_{min}	Δ_{max}	Δ_{min}	Δ_{max}	Δ_{min}	Δ_{max}
Base	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0.75	0.33	-0.356	0.355	-0.229	0.241	-0.195	0.203	-0.289	0.289	-0.505	0.497
2	1.50	0.67	-0.629	0.682	-0.504	0.525	-0.448	0.467	-0.686	0.648	-1.370	1.330
3	2.25	1.00	-0.795	0.861	-0.668	0.691	-0.586	0.655	-0.919	0.856	-2.044	1.908

La figura 4.5.b muestra las comparaciones de las aceleraciones máximas de entrepiso de los cuatro modelos analíticos con las aceleraciones experimentales y en ella se puede apreciar que también el *Modelo 03*, describe de forma adecuada las aceleraciones máximas de entrepiso (ver tabla 4.2).

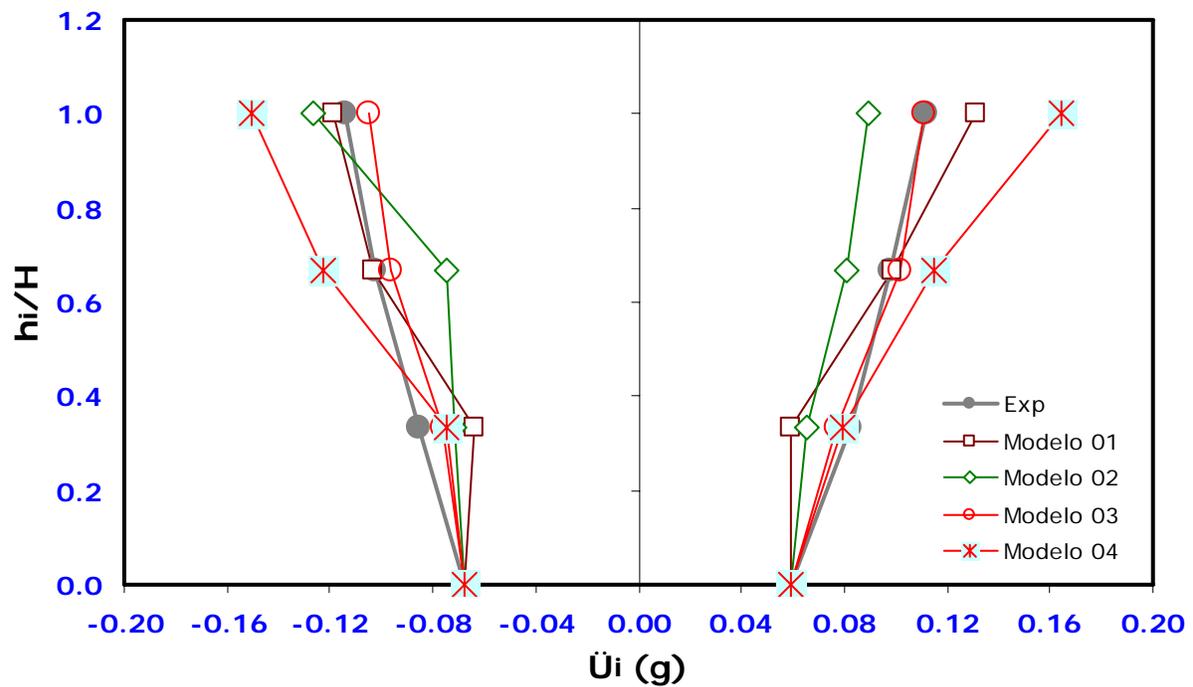
Tabla 4.2. Comparación de aceleraciones analíticas con aceleraciones experimentales

Nivel	hi (m)	hi/H	Experimental (g)		Ruaumoko (g)							
			Eje Central		Modelo 01		Modelo 02		Modelo 03		Modelo 04	
			\ddot{U}_{min}	\ddot{U}_{max}								
Base	0	0	-0.068	0.059	-0.068	0.059	-0.068	0.059	-0.068	0.059	-0.068	0.059
1	0.75	0.33	-0.085	0.082	-0.064	0.059	-0.072	0.065	-0.076	0.077	-0.075	0.079
2	1.50	0.67	-0.102	0.098	-0.103	0.099	-0.075	0.081	-0.096	0.101	-0.122	0.115
3	2.25	1.00	-0.114	0.112	-0.119	0.131	-0.126	0.090	-0.105	0.111	-0.150	0.164

En base a los resultados obtenidos se optó por utilizar el *Modelo 03* porque es la que describe de manera adecuada los resultados experimentales. Se aclara que el *Modelo 03* es la que considera en las vigas de los ejes 1 y 3 un ancho del firme de $L/8$, y en la viga del eje 2 un ancho de $L/4$; donde L es la longitud a ejes de la crujía perpendicular a la dirección de análisis.



a) Comparación de desplazamientos



b) Comparación de aceleraciones

Fig. 4.5. Comparación de desplazamientos y aceleraciones entre modelos analíticos y resultados experimentales

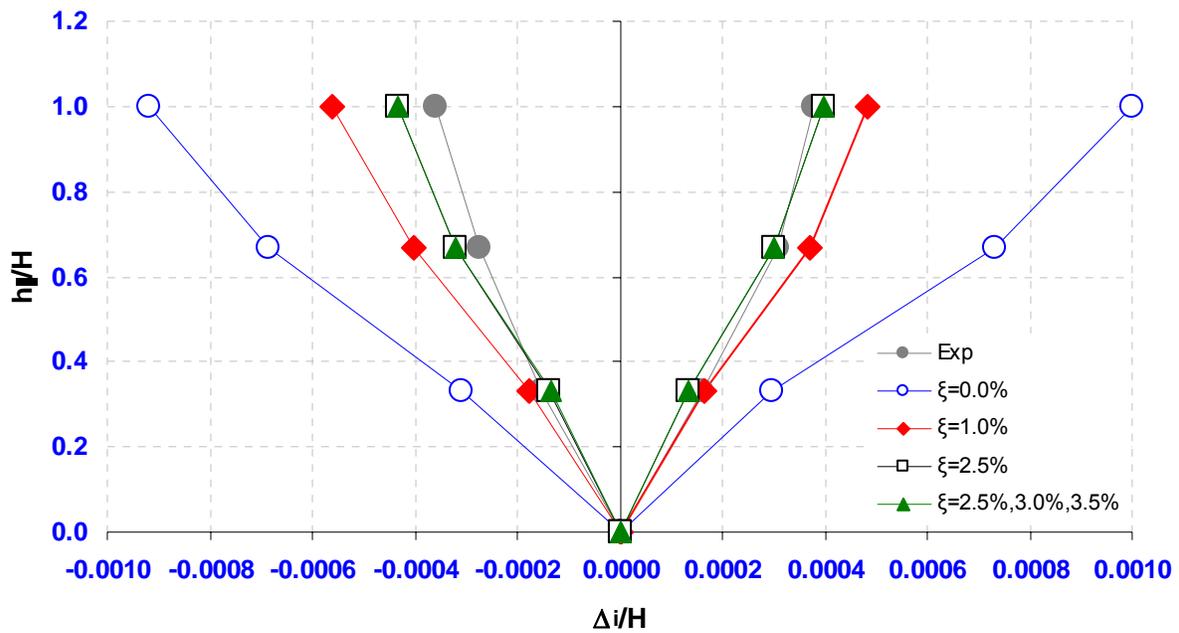
4.3.1.3. Influencia del amortiguamiento elástico, ξ , en la respuesta del espécimen

En esta sección se realizaron comparaciones de la respuesta elástica del *Modelo 03* con los resultados experimentales, teniendo como variable el amortiguamiento elástico ξ . El objetivo de este ejercicio es determinar un solo amortiguamiento elástico, ξ , para los 3 modos el cual se realizó observando las amplitudes de las funciones de transferencia de aceleraciones de la azotea respecto a las aceleraciones de la base del espécimen (ver Fig. 4.7) utilizando el programa *Degtra* [Ordaz y Montoya, 2003]. Los análisis tiempo historia de los 4 modelos se han realizado con el programa *Ruaumoko* [Carr, 1998], y se ha utilizado los intervalos de integración descritos en la sección 3.8.

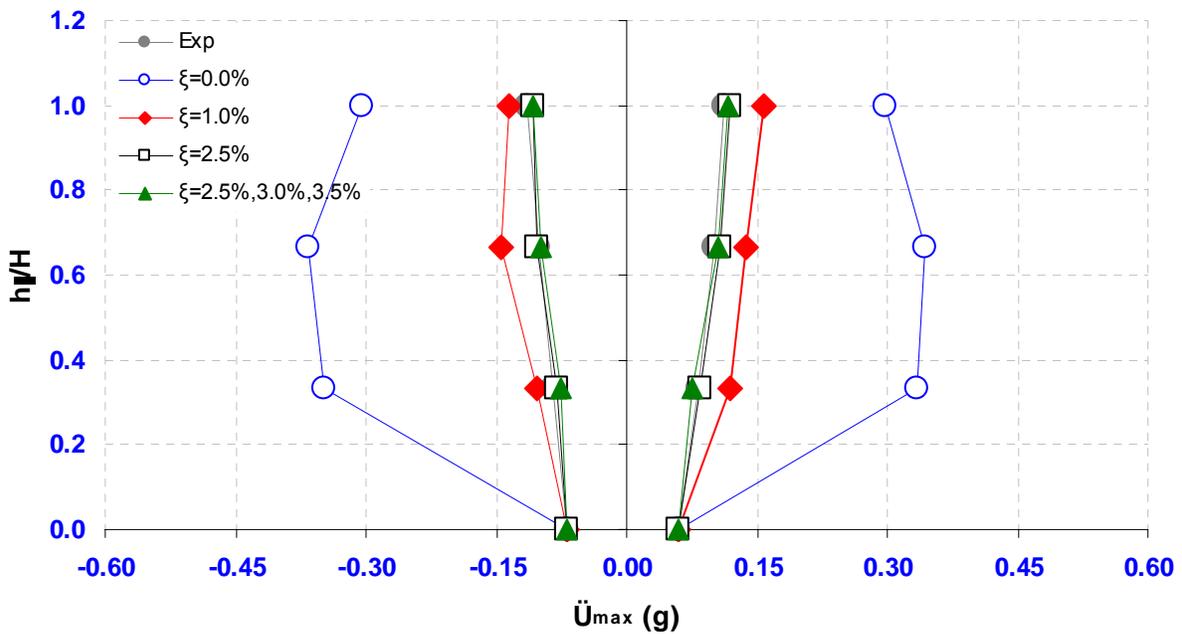
En las figuras 4.6 y 4.7, las líneas identificadas con *Exp* indican los resultados experimentales; las líneas identificadas con $\xi=0\%$, son resultados del *Modelo 03* con amortiguamiento 0% para los tres modos; las líneas identificadas con $\xi=1\%$, son resultados del *Modelo 03* con 1% de amortiguamiento para los tres modos; las líneas identificadas con $\xi=2.5\%$, son resultados del *Modelo 03* con 2.5% de amortiguamiento para los tres modos y finalmente las líneas identificadas con $\xi=2.5\%, 3.0\%, 3.5\%$, son resultados del *Modelo 03* con los amortiguamientos calculados en la sección 4.3.1.1.

Como era de esperarse, el amortiguamiento elástico es un factor muy importante en la respuesta elástica del espécimen (ver Fig. 4.6), lo cual no sucede cuando la estructura incursiona en el intervalo inelástico como se mostrará mas adelante.

De las comparaciones realizadas en las figuras 4.6 y 4.7, se concluye que la diferencia entre considerar un amortiguamiento elástico constante, $\xi=2.5\%$, para los tres modos es idéntica que considerar los amortiguamientos calculados en la sección 4.3.1.1. Por esta razón en todos los análisis no lineales que se realizó adelante, se ha tomado un amortiguamiento elástico de 2.5% para los 3 modos.

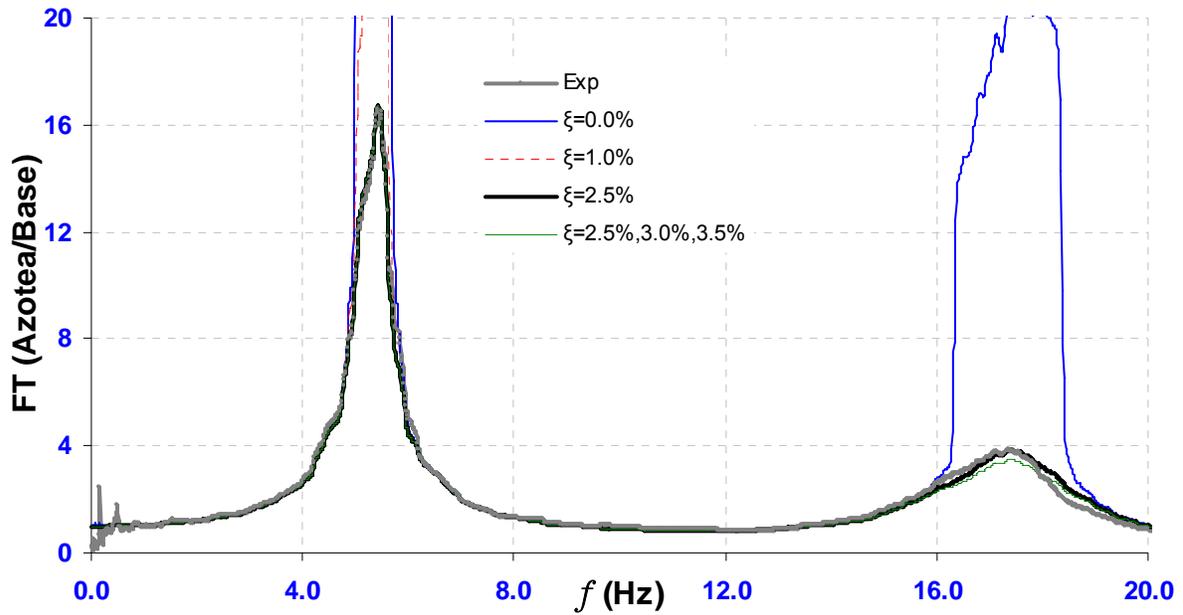


a) Desplazamiento máximo de entrepiso entre la altura del espécimen

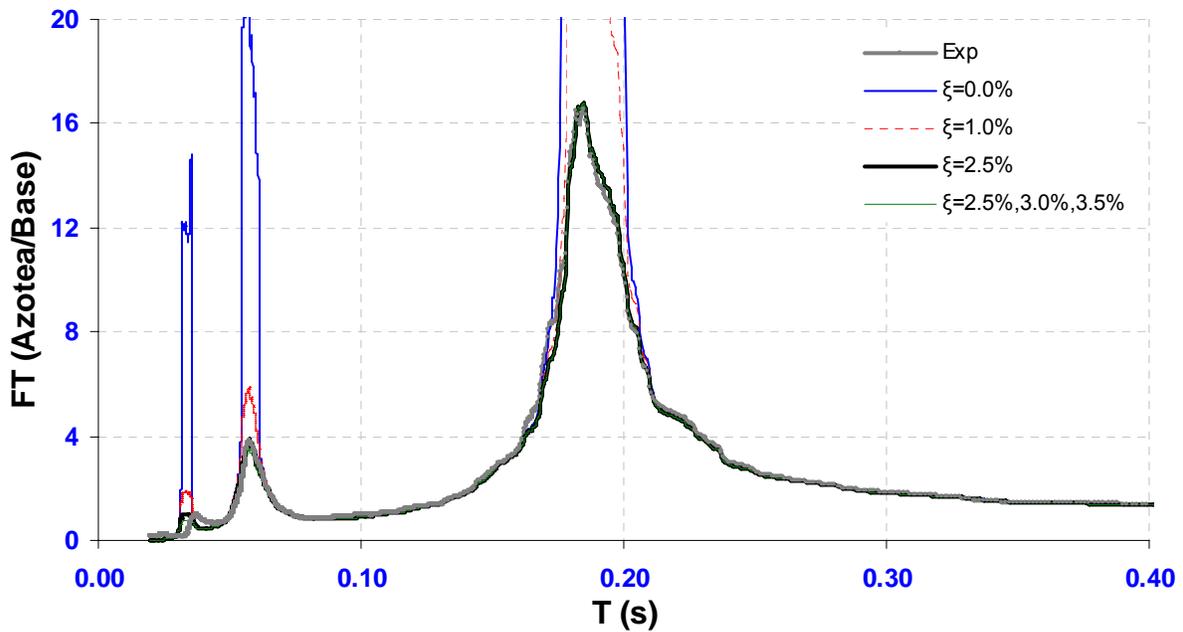


b) Aceleraciones máximas de entrepiso

Fig. 4.6. Desplazamientos máximos de entrepiso entre la altura del espécimen y aceleraciones máximas de entrepiso para diferentes amortiguamientos



a) Función de transferencia de aceleraciones de la azotea respecto las aceleraciones de la base del espécimen en función de las frecuencias



b) Función de transferencia de aceleraciones de la azotea respecto a las aceleraciones de la base del espécimen en función del periodo

Fig. 4.7. Funciones de transferencia de aceleraciones de la azotea respecto a las aceleraciones de la base del espécimen para diferentes amortiguamientos

4.3.2. Respuesta del espécimen ante el sismo de intensidad baja

Como se comentó en el capítulo anterior, el ensaye ante sismo de intensidad baja sirve principalmente para conocer las propiedades dinámicas de la estructura, las cuales se calcularon en las secciones anteriores. En una primera etapa se identificaron los periodos fundamentales de vibración del espécimen calculando las funciones de transferencia de las aceleraciones del tercer nivel (azotea) respecto a las aceleraciones en la base utilizando el programa *Degtra* [Ordaz y Montoya, 2003]. Las amplitudes máximas de las funciones de transferencia nos indican las frecuencias de los modos de vibrar (ver Fig. 4.8), y el periodo de cada modo es la inversa de dichas frecuencias.

La figura 4.8 muestra la función de transferencia de los resultados experimentales con las funciones de transferencia de los resultados analíticos (*Modelo 03*), que corresponden a las líneas identificadas con *Exp* y *Teórico*, respectivamente. La tabla 4.3 muestra un resumen de los valores obtenidos para los periodos T , y frecuencias f , calculados con datos experimentales para el sismo de intensidad baja y los datos calculados con el modelo *Teórico*. Se observa que para el periodo del primer modo de vibrar, los resultados experimentales descritos son parecidos a los resultados obtenidos en los ensayos de vibración forzada. Además como puede observarse en la figura 4.8 y la tabla 4.3, la comparación es bastante aceptable.

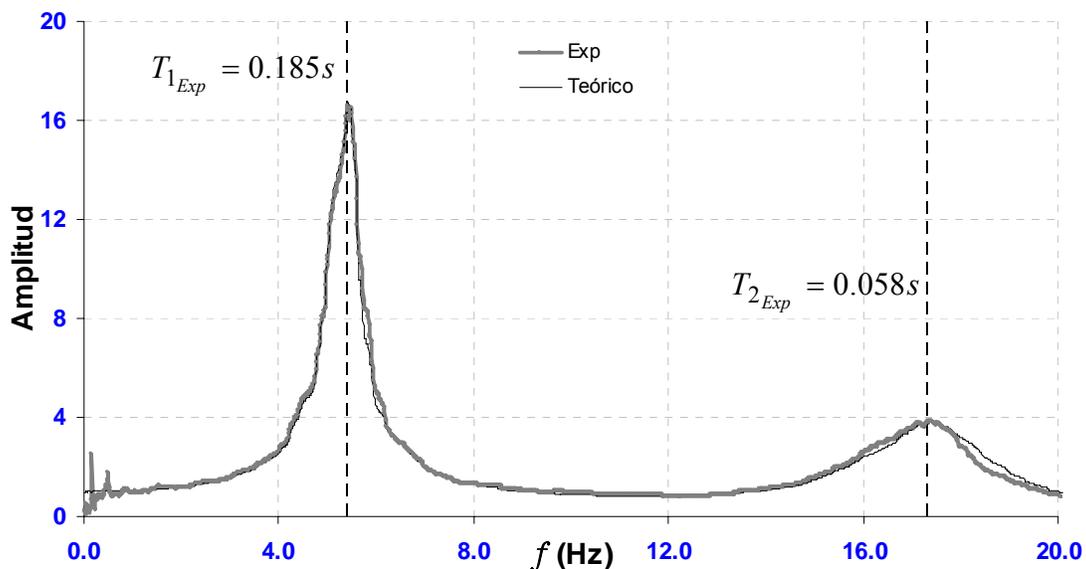


Fig. 4.8. Comparación de funciones de transferencia experimental y teórica para las aceleraciones del tercer nivel respecto a la base en el ensaye de intensidad baja (Llolleo 7%)

4. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYES DEL ESPECIMEN

Para determinar las formas modales experimentales se calcularon las funciones de transferencia para las aceleraciones registradas en cada nivel respecto a la señal registrada en la base con la ayuda del programa Degtra [Ordaz y Montoya, 2003], y se utilizó el valor de la amplitud y la fase para determinar el signo en cada una de las frecuencias identificadas [Elgamal, 2005]. Los valores obtenidos se normalizaron respecto al máximo de cada modo. La figura 4.9 compara los resultados de los tres modos teóricos, identificados como *Teórico* con las respectivas formas modales experimentales, identificadas como *Exp*. Con el fin de eliminar dimensiones se emplea la altura relativa, la cual se define como el cociente entre la altura del piso desde la base, h_i , entre la altura del edificio, H . Esta comparación es aceptable por lo cual se considera que el modelo analítico empleado para representar la estructura es adecuado. La tabla 4.4 muestra un resumen de las formas modales experimentales y teóricas.

Tabla 4.3. Frecuencias y periodos de vibración para el sismo de intensidad baja

Modo	Experimental		Teórico	
	f (Hz)	T (s)	f (Hz)	T (s)
1	5.420	0.185	5.420	0.185
2	17.346	0.058	17.346	0.058
3	26.746	0.037	29.590	0.034

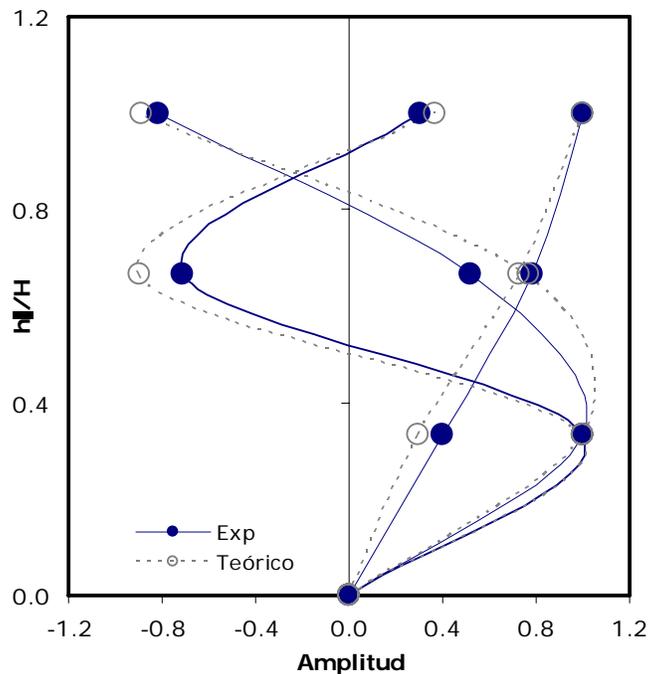


Fig. 4.9. Comparación de las formas modales experimentales y teóricas para el sismo de intensidad baja

4. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYES DEL ESPECIMEN

Tabla 4.4. Formas modales experimentales y teóricas para el sismo de intensidad baja

h_i/H	Experimental			Teórico		
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 1	Modo 2	Modo 3
-	-	-	-	-	-	-
0.33	0.398	1.000	1.000	0.296	1.000	1.000
0.67	0.783	0.519	-0.712	0.724	0.765	-0.896
1.00	1.000	-0.813	0.304	1.000	-0.891	0.371

4.3.2.1. Comparación de los resultados experimentales con el modelo analítico

Como se indicó en la sección 4.3.1.3 el amortiguamiento elástico utilizado para los tres modos fue de 2.5% y se utilizó el *Modelo 03* (ver sección 4.3.1.2). El análisis tiempo historia se ha realizado con el programa *Ruaumoko* [Carr, 1998], y se ha utilizado los intervalos de integración descritos en la sección 3.8.

La figura 4.10 muestra los desplazamientos máximos de entrepiso del espécimen cuyos valores se resumen en la tabla 4.5 tanto para resultados experimentales como analíticos. En cambio, la figura 4.11 compara la envolvente experimental y analítica para los desplazamientos relativos a la base Δ entre la altura del espécimen H , y las aceleraciones absolutas, \ddot{U} , del espécimen. La línea identificada como *Exp* corresponde a los resultados experimentales obtenidos de la instrumentación del espécimen, la línea identificada como *Teórico* corresponde a los resultados analíticos del análisis tiempo-historia. Como puede observarse en las figuras 4.10 y 4.11, el modelo analítico predice perfectamente el comportamiento elástico del espécimen.

La figura 4.12 muestra la historia de desplazamientos y aceleraciones en los tres niveles, en la fase intensa (donde se presentaron las aceleraciones máximas) del movimiento. La comparación de los resultados analíticos y experimentales para el espécimen muestra que estos resultados tienen una correlación aceptable.

Tabla 4.5 Desplazamientos máximos de entrepiso para el sismo de intensidad baja

Nivel	h_i (m)	h_i/H	Experimental (mm)		Teórico (mm)	
			D_{\min}	D_{\max}	D_{\min}	D_{\max}
Base	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000
1	0.75	0.33	-0.356	0.355	-0.289	0.289
2	1.50	0.67	-0.629	0.682	-0.686	0.648
3	2.25	1.00	-0.795	0.861	-0.919	0.856

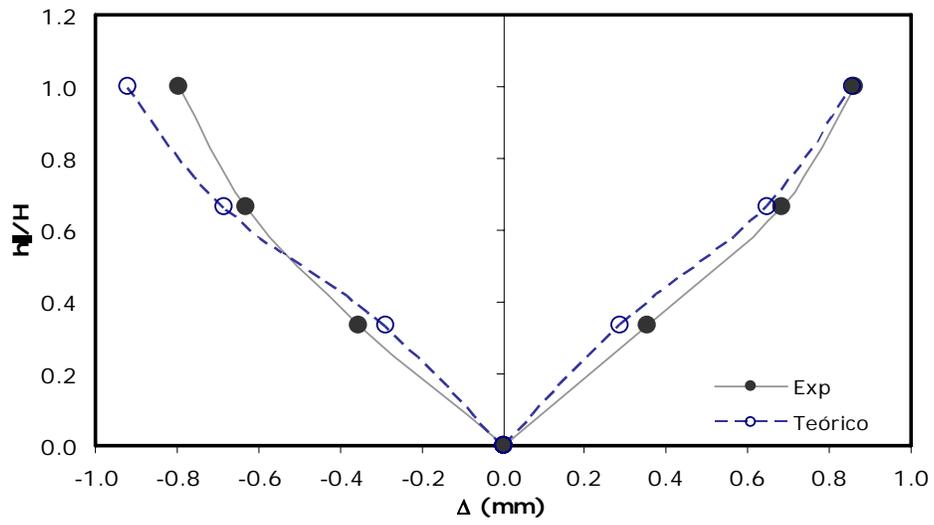
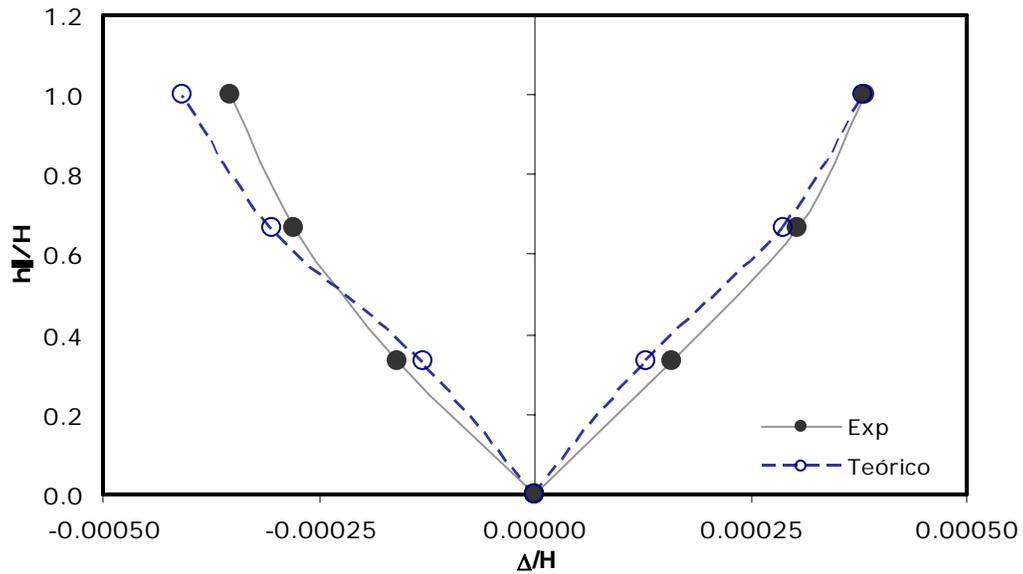
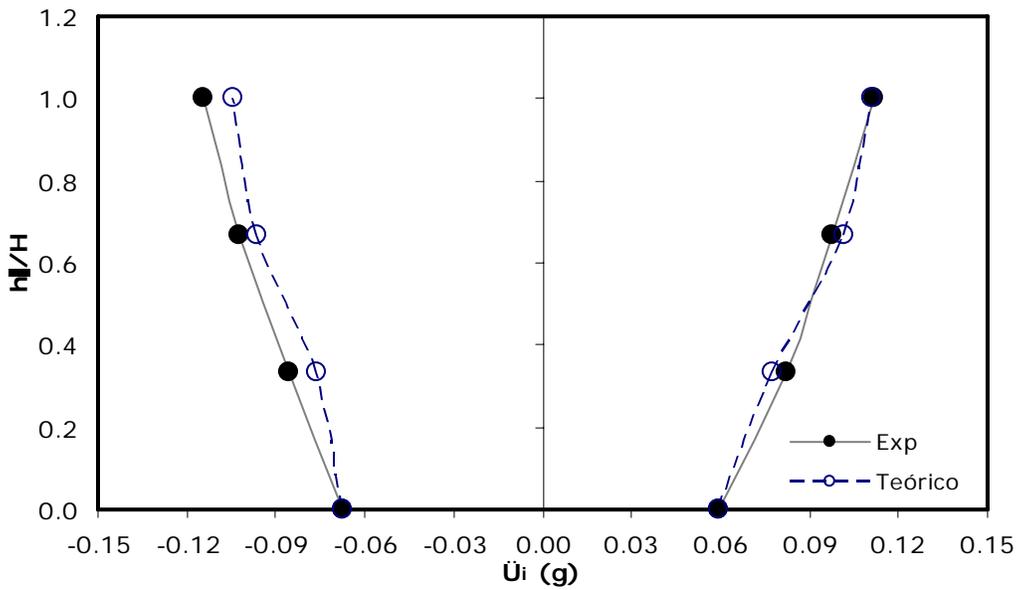


Fig. 4.10. Desplazamientos máximos de entrepiso para el sismo de intensidad baja (Llolleo 7%)

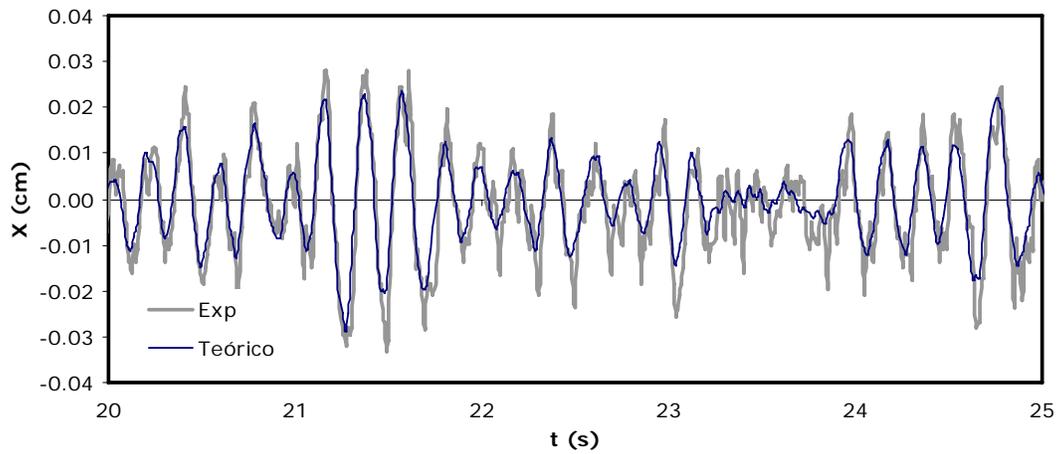


a) Desplazamiento relativo entre la altura del espécimen

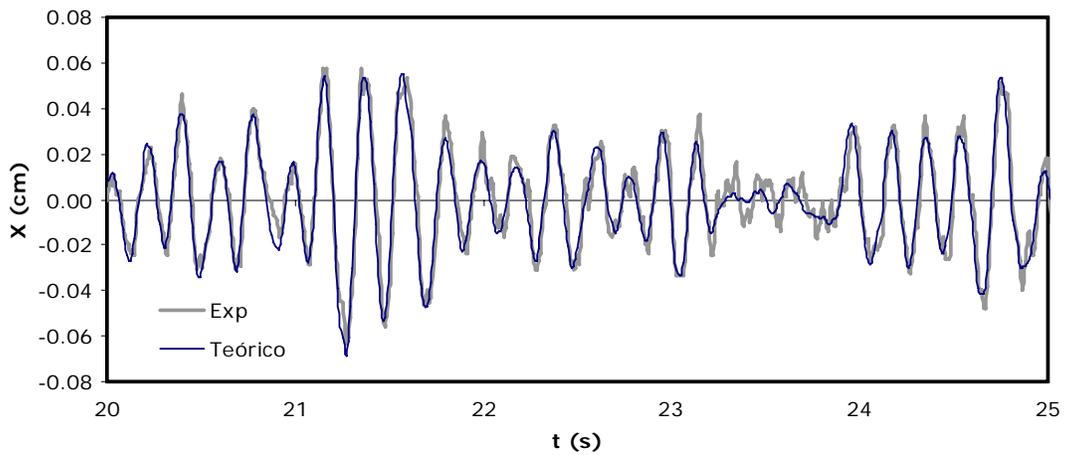


b) Aceleraciones

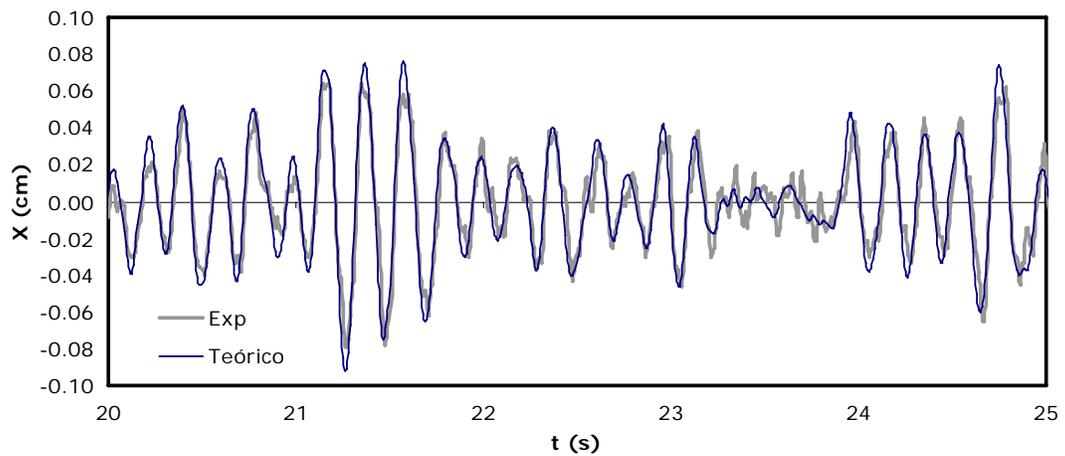
Fig. 4.11. Comparación de envolventes de desplazamientos relativos entre la altura del edificio y aceleraciones absolutas experimental y analítica para el espécimen durante el sismo de intensidad baja



a) Historia de desplazamientos del espécimen para el nivel 1

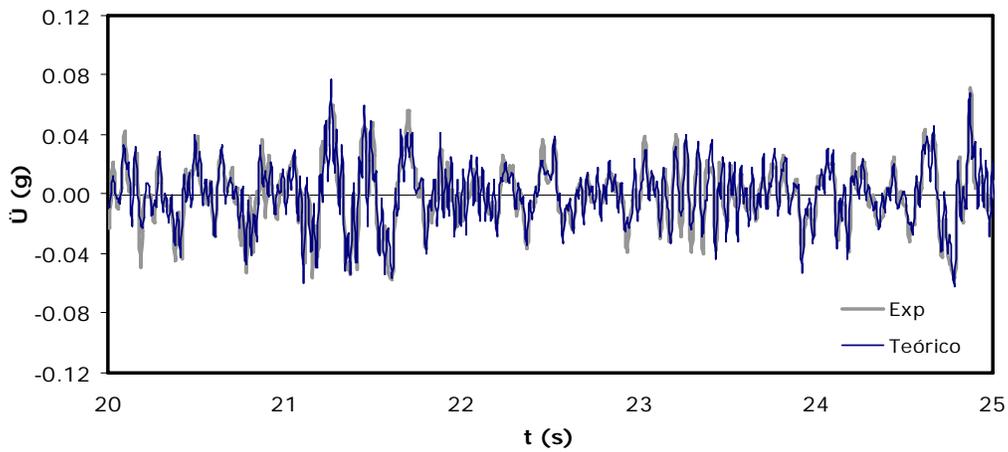


b) Historia de desplazamientos del espécimen para el nivel 2

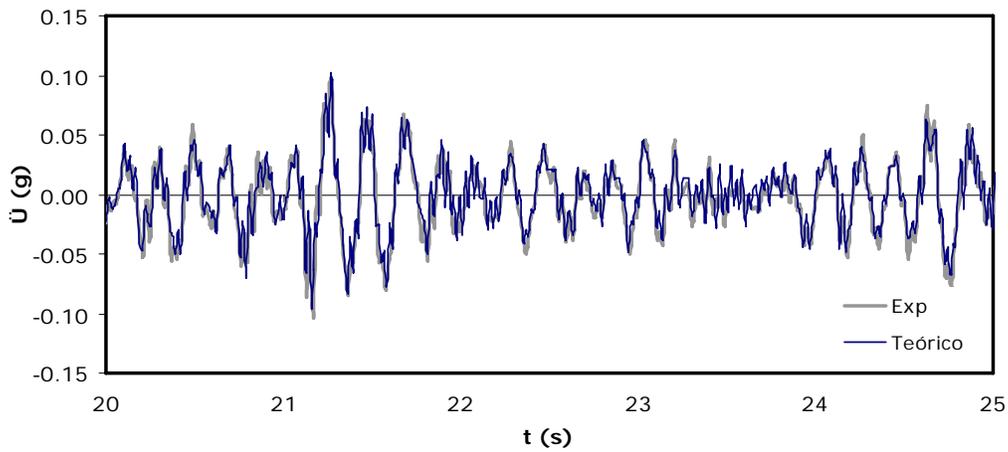


c) Historia de desplazamientos del espécimen para el nivel 3

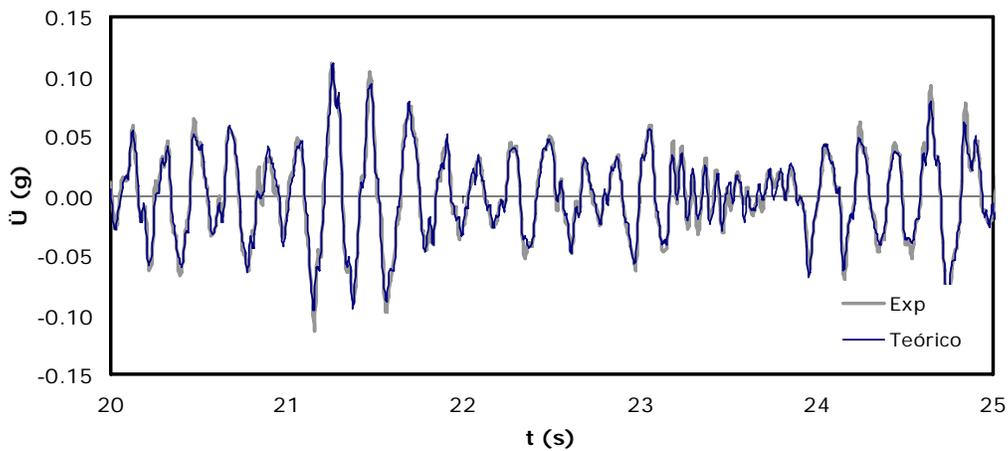
Fig. 4.12. Respuesta del modelo en la fase intensa del movimiento de intensidad baja



d) Historia de aceleraciones absolutas del espécimen para el nivel 1



e) Historia de aceleraciones absolutas del espécimen para el nivel 2



f) Historia de aceleraciones absolutas del espécimen para el nivel 3

Fig. 4.12 Respuesta del modelo en la fase intensa del movimiento de intensidad baja (continuación)

4. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYES DEL ESPECIMEN

4.3.2.2. Verificación del nivel de esfuerzo alcanzado en el ensaye

El momento de agrietamiento de las vigas y columnas, se calcula utilizando la siguiente expresión:

$$M_{cr} = f_t S \quad 4.08$$

Donde f_t es la resistencia media a tensión por flexión o módulo de rotura. El esfuerzo a tensión por flexión, calculamos como:

$$f_c' = 426 \frac{kg}{cm^2} \quad f_t = 2\sqrt{f_c'} \quad f_t = 2\sqrt{426} = 41.28 \frac{kg}{cm^2} \quad 4.09$$

Aquí se ha considerado el f_c' obtenido del ensaye de las probetas de concreto ($426kg/cm^2$). El módulo de sección, para secciones rectangulares, se calcula con la expresión:

$$S_v = \frac{1}{6}bh^2 \quad S_v = \frac{1}{6}7.50 \times 10.00^2 = 125.00cm^3 \quad 4.10$$

$$S_v = \frac{1}{6}bh^2 \quad S_v = \frac{1}{6}11.50 \times 11.50^2 = 253.48cm^3$$

Por consiguiente el momento de agrietamiento para las vigas y columnas, es:

$$M_{crv} = f_t S_v = 41.28 \times 125.00 \quad M_{crv} = 5160.00 \quad kg - cm \quad 4.11$$

$$M_{crc} = f_t S_c = 41.28 \times 253.48 \quad M_{crc} = 10463.65 \quad kg - cm$$

Con la ayuda del programa Ruaumoko [Carr, 1998], se calcularon los momentos máximos actuantes en las secciones de vigas y columnas (ver figura 4.13), para el sismo de intensidad baja.

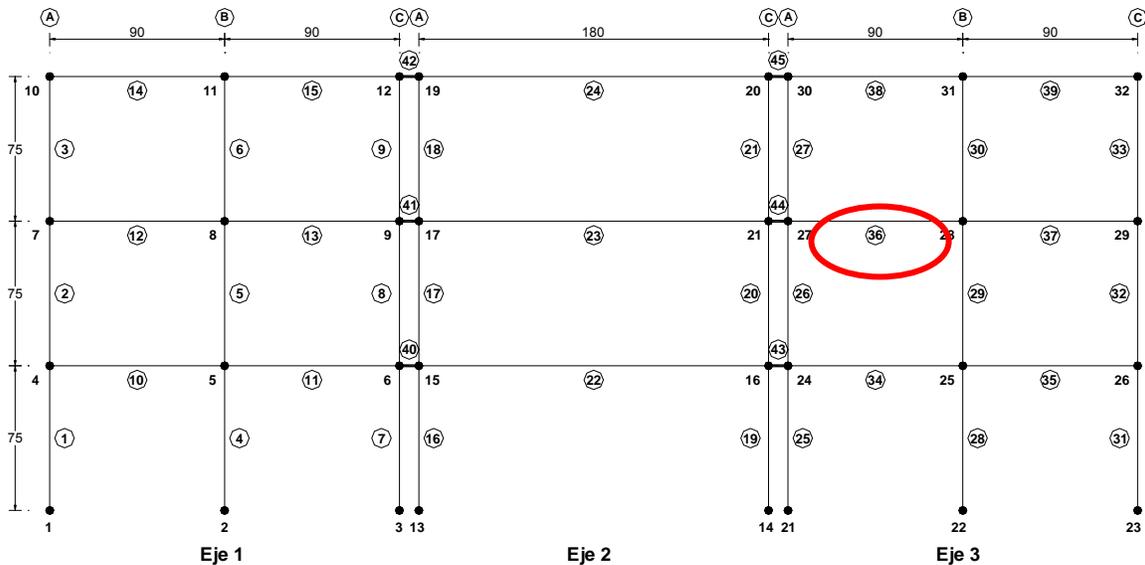


Fig. 4.13. Modelo analítico del espécimen para el cálculo de los elementos mecánicos correspondientes al sismo de intensidad baja (Llolleo 7%)

4. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYES DEL ESPECIMEN

Del análisis tiempo historia, se tiene que el momento máximo se produjo en el elemento 36 (viga del segundo nivel, ver figura 4.13), cuyo valor máximo es:

$$M_{\max} = 4501.00 \text{ kg} - \text{cm}$$

Entonces la relación entre momento máximo y el momento de agrietamiento es:

$$\frac{M_{\max}}{M_{crv}} = \frac{4501}{5160} = 0.87 \quad 4.12$$

El cual es el 87.23% del momento de agrietamiento de la viga. Por consiguiente ningún elemento llegó a superar el momento de agrietamiento, que es lo que se esperaba con el registro de Llolleo 7%. Además hay que considerar que en realidad las vigas tienen la contribución del firme por consiguiente tienen un momento de agrietamiento mayor al calculado anteriormente

4.3.3. Comparación de periodos elásticos de modelos analíticos con experimentales

En esta sección se realizan comparaciones de periodos de los diferentes métodos elásticos existentes, con el modelo utilizado (*Modelo 03*, sección 4.3.1.2) y resultados experimentales. Las comparaciones se realizaron con los periodos y porcentajes de participación de masa modal. Los modelos elásticos se han desarrollado con la ayuda del programa *ETABS Nonlinear [Computers and Structures, 2001]*. Este ejercicio se realiza con la finalidad de observar las diferentes opciones que tiene el ingeniero para considerar la contribución del firme y ver cual de ellos se acerca a los resultados experimentales. Los modelos desarrollados fueron:

- Modelo *MOD 01*: En este modelo se ha considerado el momento de inercia de la sección bruta en columnas (I_g) y para las vigas la mitad del momento de inercia de la sección bruta ($0.5I_g$). Estas inercias son las que especifica el *RNCDF-2004*.
- Modelo *MOD 02*: En este modelo se consideró el momento de inercia de la sección bruta tanto para las columnas y vigas (I_g). Aquí no se consideró la contribución del firme.
- Modelo *MOD 03*: En este modelo se consideró el momento de inercia de la sección bruta para columnas (I_g) y para las vigas el doble del momento de inercia de la sección bruta ($2I_g$) para tomar en cuenta la contribución de la losa.
- Modelo *MOD 04*: En este modelo se consideró el momento de inercia de la sección bruta en columnas (I_g) y en vigas el momento de inercia de la sección bruta mostrada en la figura 4.14, donde se considera la contribución del firme.

4. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYES DEL ESPECIMEN

Tabla 4.6. Periodos y factores de participación de masa analíticos y experimentales

Modo	MOD 01				MOD 02			
	T (s)	f (Hz)	m _i (%)	M (%)	T (s)	f (Hz)	m _i (%)	M (%)
1	0.330	3.03	80.27	80.27	0.271	3.69	82.70	82.70
2	0.086	11.64	15.13	95.41	0.077	13.01	13.34	96.04
3	0.040	24.74	4.59	100.00	0.039	25.35	3.96	100.00

Modo	MOD 03				MOD 04			
	T (s)	f (Hz)	m _i (%)	M (%)	T (s)	f (Hz)	m _i (%)	M (%)
1	0.227	4.40	84.85	84.85	0.244	4.10	83.99	83.99
2	0.069	14.52	11.89	96.75	0.072	13.89	12.46	96.46
3	0.038	26.05	3.25	100.00	0.039	25.76	3.55	100.00

Modo	MOD 05				MOD 06			
	T (s)	f (Hz)	m _i (%)	M (%)	T (s)	f (Hz)	m _i (%)	M (%)
1	0.208	4.81	85.93	85.93	0.197	5.08	86.60	86.60
2	0.065	15.37	11.22	97.15	0.063	15.93	10.80	97.40
3	0.038	26.46	2.86	100.00	0.037	26.73	2.60	100.00

Modo	Modelo 03				Experimental			
	T (s)	f (Hz)	m _i (%)	M (%)	T (s)	f (Hz)	m _i (%)	M (%)
1	0.185	5.42	84.23	84.23	0.185	5.41	-	-
2	0.058	17.35	12.11	96.34	0.058	17.24	-	-
3	0.034	29.59	3.66	100.00	0.037	27.03	-	-

4.4. Respuesta observada en los ensayos del espécimen ante sismos de intensidad alta

4.4.1. Influencia del amortiguamiento elástico, ξ , en la respuesta inelástica del espécimen

En esta sección se realizó comparaciones de la respuesta inelástica del *Modelo 03* descrito en la sección 4.3.1.2 con los resultados experimentales, teniendo como variable el amortiguamiento elástico ξ . El objetivo fue ver la influencia del amortiguamiento elástico, ξ , en la respuesta inelástica del espécimen, el cual se realizó observando la envolvente de desplazamientos relativos a la base entre la altura del espécimen (ver fig. 4.15), envolvente de aceleraciones absolutas del espécimen (ver Fig. 4.16) y las amplitudes de las funciones de transferencia de aceleraciones de la azotea respecto a las aceleraciones de la base del espécimen (ver Fig. 4.17). Los análisis tiempo historia no lineales se ha realizado con el programa *Ruaumoko* [Carr, 1998], y se ha utilizado los intervalos de integración descritos en la sección 3.8 y para el cálculos de las funciones de transferencia se ha utilizando el programa *Degtra* [Ordaz y Montoya, 2003].

En las figuras 4.15, 4.16 y 4.17, las líneas identificadas con *Exp* indican los resultados experimentales; las líneas identificadas con $\xi=0\%$, son resultados del *Modelo 03* con amortiguamiento 0% para los tres modos; las líneas identificadas con $\xi=1\%$, son resultados del *Modelo 03* con 1% de amortiguamiento para los tres modos; las líneas identificadas con $\xi=2.5\%$, son resultados del *Modelo 03* con 2.5% de amortiguamiento para los tres modos y finalmente las líneas identificadas con $\xi=2.5\%, 3.0\%, 3.5\%$, son resultados del *Modelo 03* con los amortiguamientos calculados en la sección 3.3.1.1.

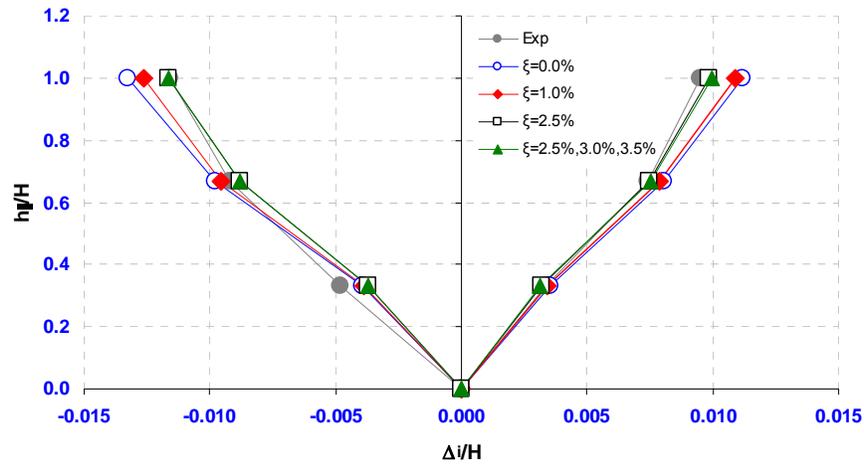
La figura 4.15 muestra la envolvente de desplazamientos relativos a la base entre la altura del espécimen para diferentes amortiguamientos en los ensayos de intensidad alta. Aquí se puede observar que para los 3 sismos de intensidad alta, el utilizar el *Modelo 03* con 2.5% de amortiguamiento para los 3 modos es adecuado para predecir el comportamiento inelástico del espécimen. Además hay que señalar que el amortiguamiento elástico no influye mucho en los desplazamientos inelásticos del espécimen.

La figura 4.16 muestra la envolvente de aceleraciones absolutas del espécimen para diferentes amortiguamientos en los ensayos de intensidad alta. Aquí se puede observar que para los 3 ensayos de intensidad alta, el *Modelo 03* con 2.5% de amortiguamiento para los 3 modos es adecuado para predecir el comportamiento inelástico del espécimen. Además hay que señalar que el amortiguamiento elástico si influye en las aceleraciones inelásticas del espécimen.

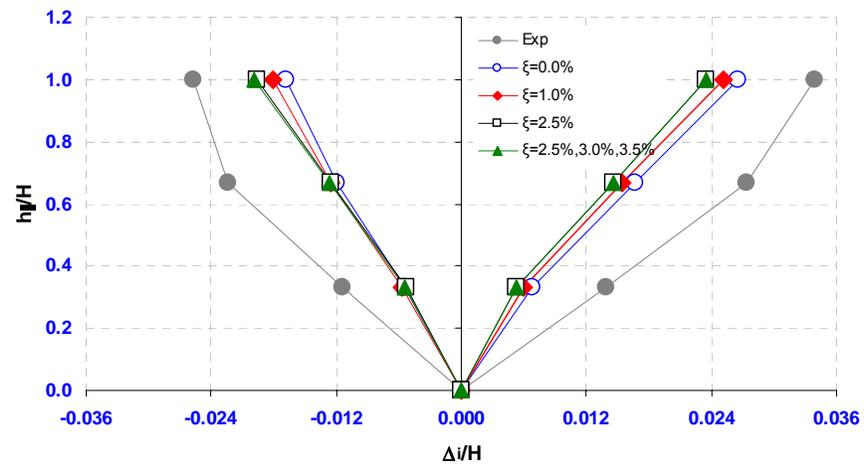
4. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYES DEL ESPECIMEN

La figura 4.17 muestra las funciones de transferencia para las aceleraciones del tercer nivel respecto a la base para diferentes amortiguamientos en los ensayos de intensidad alta. Aquí se puede observar que para los 3 ensayos de intensidad alta, el *Modelo 03* con 2.5% de amortiguamiento para los 3 modos es adecuado para predecir el periodo del espécimen, pero en los dos últimos sismos de intensidad alta hay diferencias apreciables en las funciones de transferencia. Además hay que señalar que el amortiguamiento elástico no influye en el primer modo pero si de manera considerable para el segundo modo.

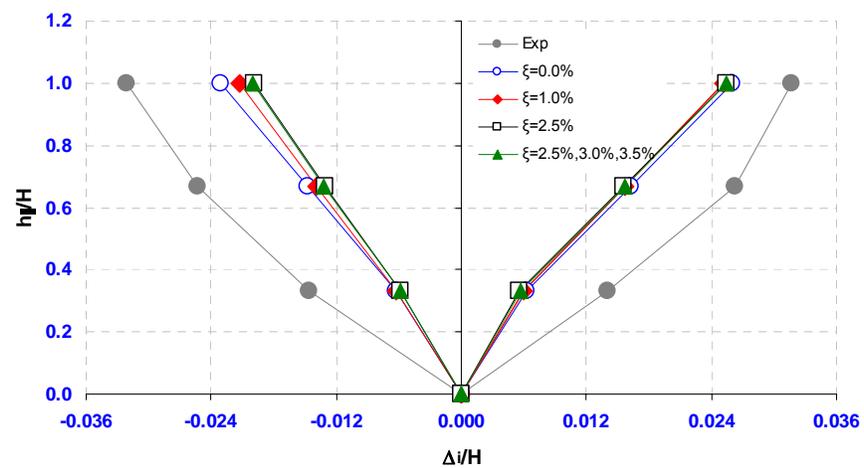
4. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYES DEL ESPECIMEN



a) Lollo 100%



b) Lollo 200% B



c) Lollo 250%

Fig. 4.15. Comparación de envolvente de desplazamientos relativos a la base entre la altura del espécimen para diferentes amortiguamientos en los ensayos de intensidad alta

4. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYES DEL ESPECIMEN

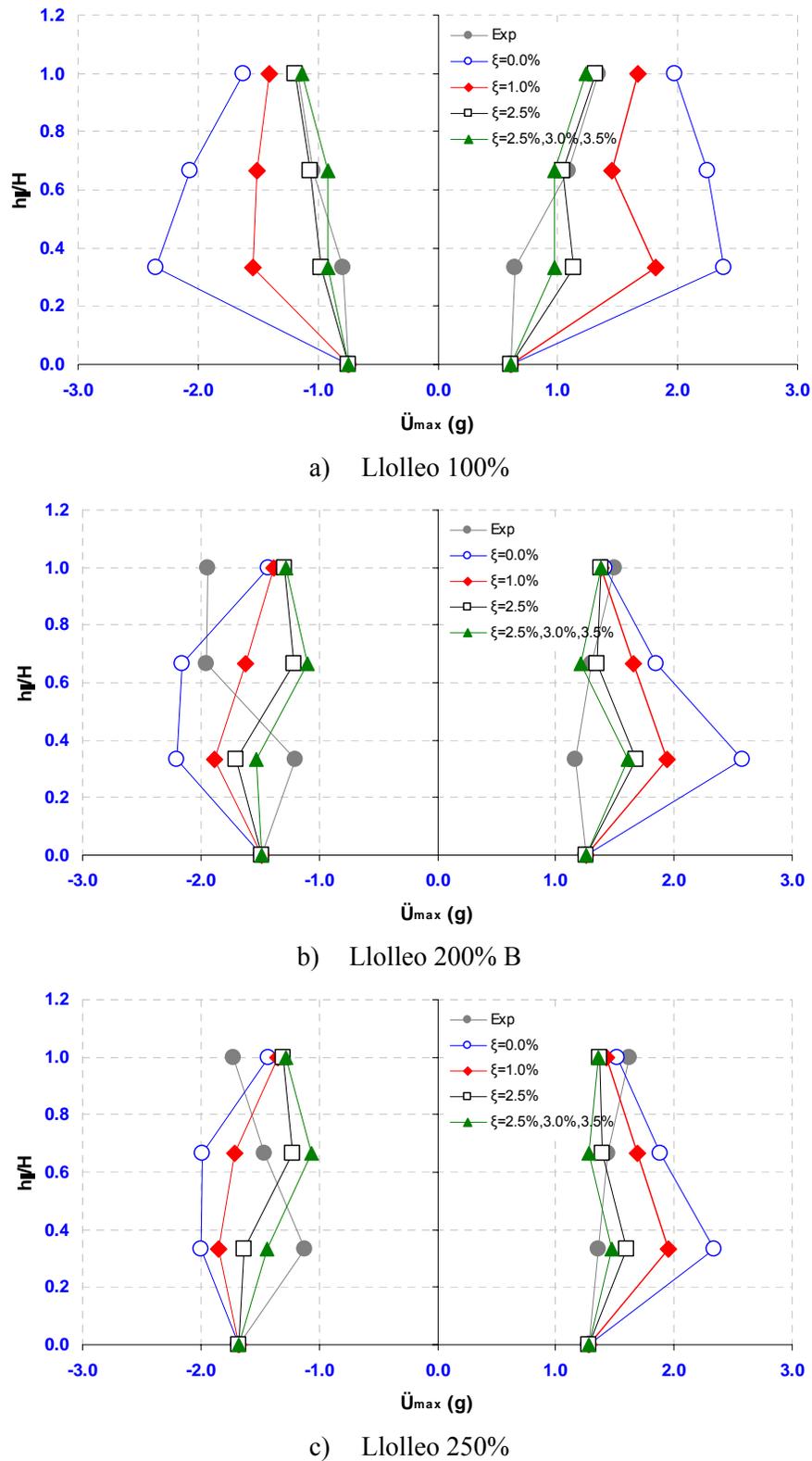
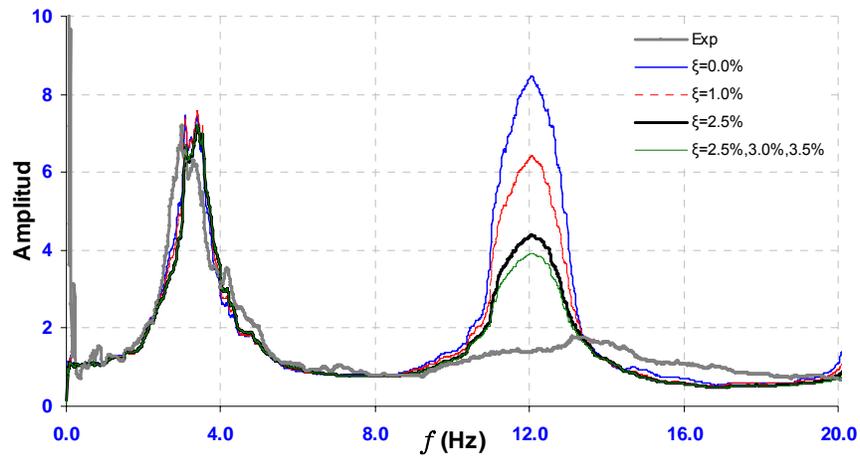
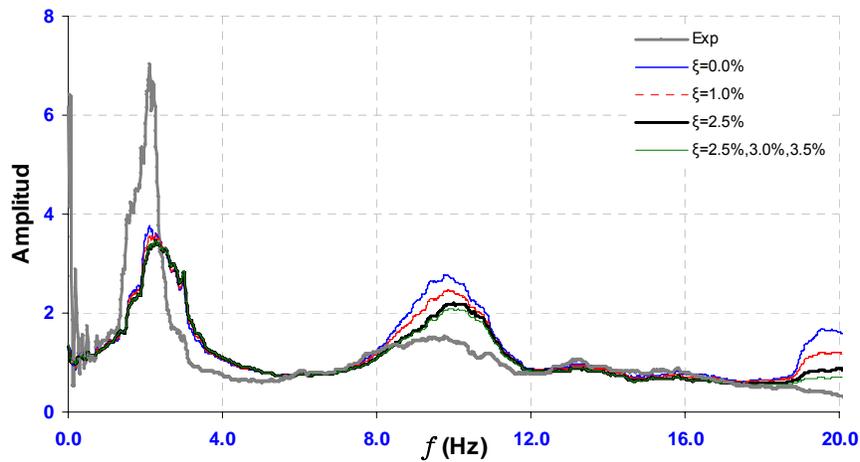


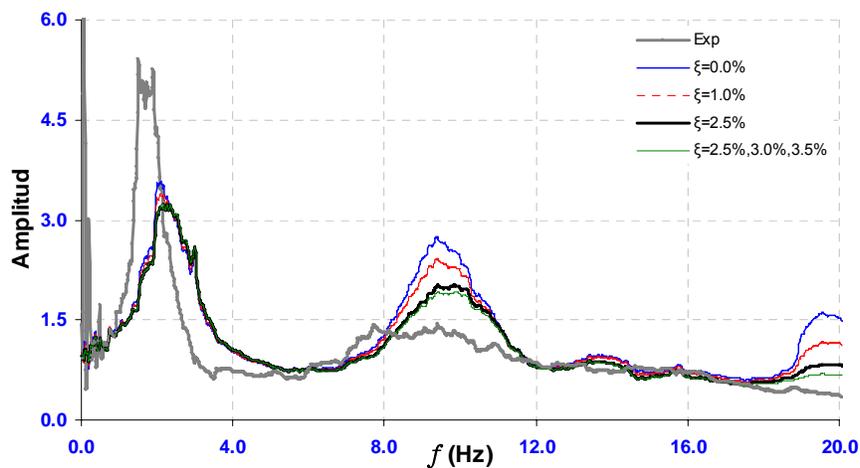
Fig. 4.16. Comparación de envolvente de aceleraciones absolutas del espécimen para diferentes amortiguamientos en los ensayos de intensidad alta



a) Lollole 100%



b) Lollole 200% B



c) Lollole 250%

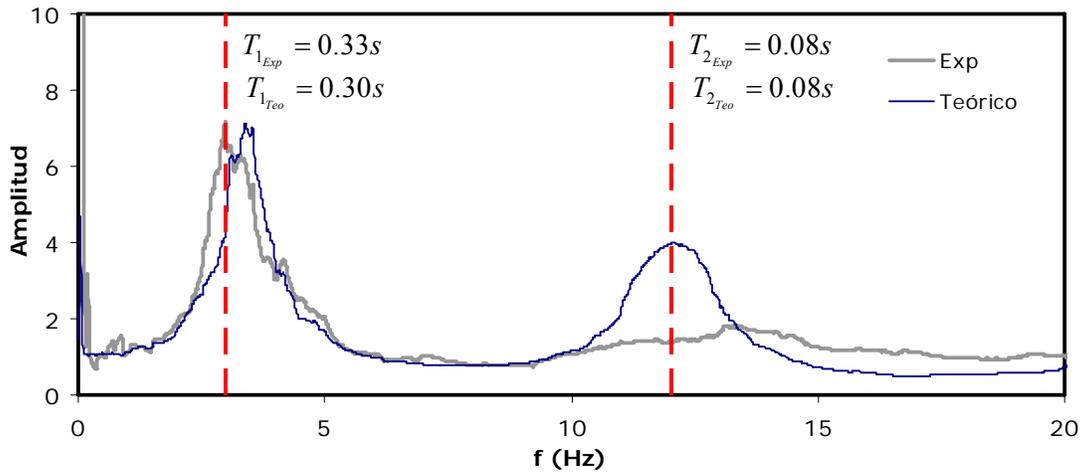
Fig. 4.17. Comparación de funciones de transferencia para las aceleraciones del tercer nivel respecto a la base para diferentes amortiguamientos en los ensayos de intensidad alta

4.4.2. Comparaciones de resultados analíticos y experimentales

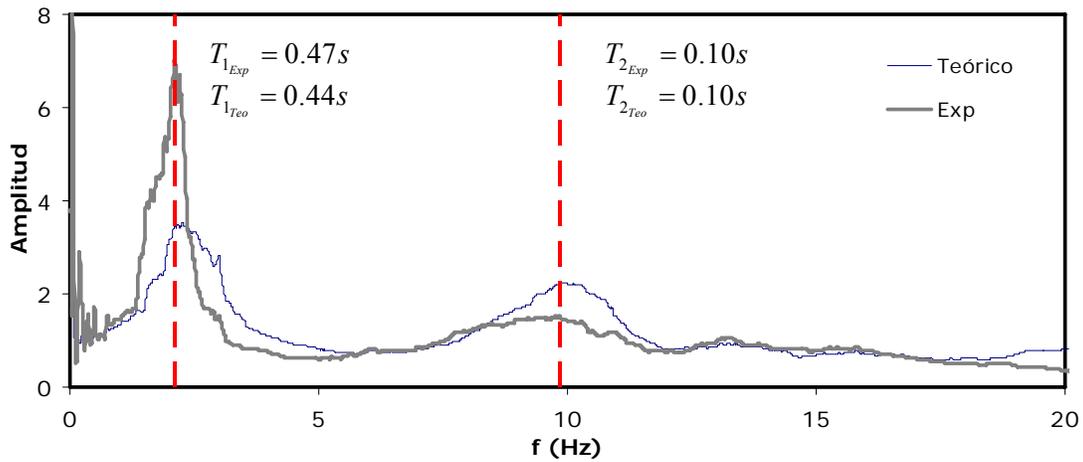
Para realizar las comparaciones se ha utilizado el *Modelo 03* descrito en la sección 4.3.1.2 con 2.5% de amortiguamiento para los 3 modos. Los análisis tiempo historia no lineales se realizó con el programa *Ruaumoko* [Carr, 1998], y se ha utilizado los intervalos de integración descritos en la sección 3.8. Una vez evaluado el modelo analítico (*Modelo 03*) del espécimen considerando el sismo de intensidad baja se realizaron los ensayos con sismos de intensidad alta: Llolleo 100% (ver Fig. 3.41.a), Llolleo 200% A (Fig. 3.42.a), Llolleo 200% B (Fig. 3.42.a) y finalmente Llolleo 250% (Fig. 3.43.a). Durante los estos ensayos la respuesta del espécimen fue el esperado, dado que el edificio presentó un comportamiento inelástico relevante. La figura 4.18 muestra la función de transferencia de aceleraciones del tercer nivel respecto a la base para los sismos de intensidad alta. Las amplitudes máximas de las funciones de transferencia nos indican las frecuencias de los modos de vibrar (ver Fig. 4.18), y el periodo de cada modo es la inversa de dichas frecuencias. Un aspecto importante de la respuesta inelástica es la variación de los periodos experimentales por ejemplo para el ensaye de intensidad baja el periodo del primer modo fue de 0.19seg, para Llolleo 100% fue de 0.33seg, para Llolleo 200% B fue 0.47seg, y para Llolleo 250% fue de 0.59seg. Este incremento en el periodo es muestra de la degradación de la rigidez lateral del espécimen, es decir todos los elementos a medida que fueron sometidos a sismos fueron perdiendo su rigidez.

La figura 4.19 compara las envolventes experimentales y analíticas de los desplazamientos relativos (Δ_i) entre la altura del espécimen (H). La línea especificada como *Exp* corresponde a los resultados experimentales obtenidos en los ensayos, y la línea identificada con *Teórico* corresponde a los resultados de los análisis dinámicos no lineales donde se utilizó como excitación en la base las aceleraciones medidas en los ensayos. La figura 4.20 muestra las envolventes experimentales y analíticas de las aceleraciones absolutas (\ddot{U}_{max}) de los sismos de intensidad alta. La figura 4.21 muestra la historia de desplazamientos relativos a la base y aceleraciones absolutas para los 3 niveles del espécimen en la fase intensa de la señal Llolleo 100%, es decir donde se presentó la aceleración máxima. Para el espécimen los resultados del modelo analítico y experimental tienen buena correlación (ver figura 4.21).

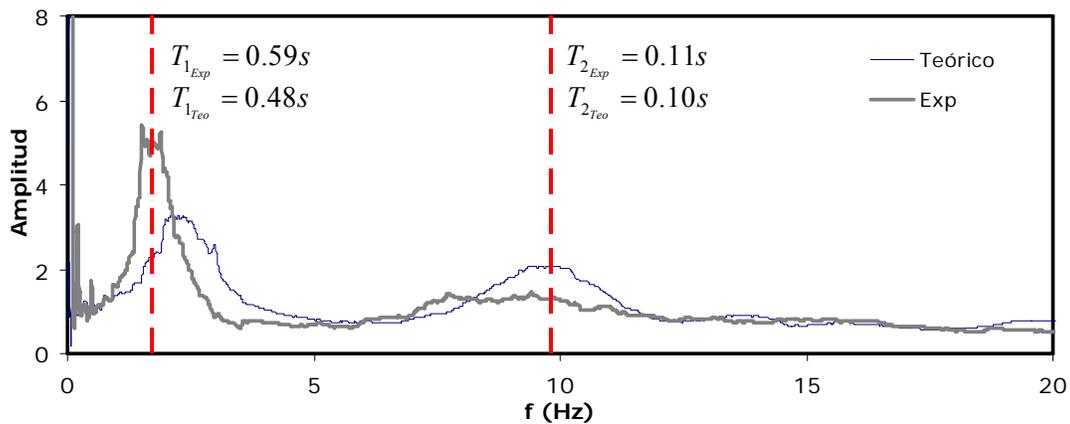
4. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYES DEL ESPECIMEN



a) Lollole 100%



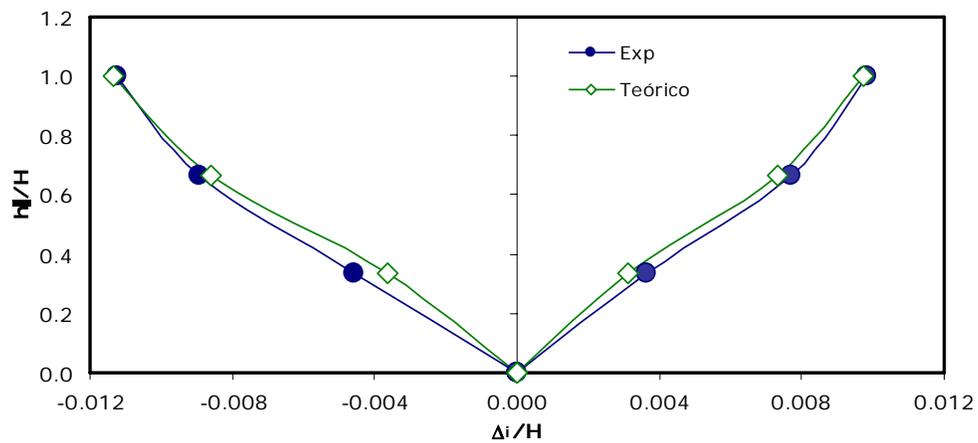
b) Lollole 200% B



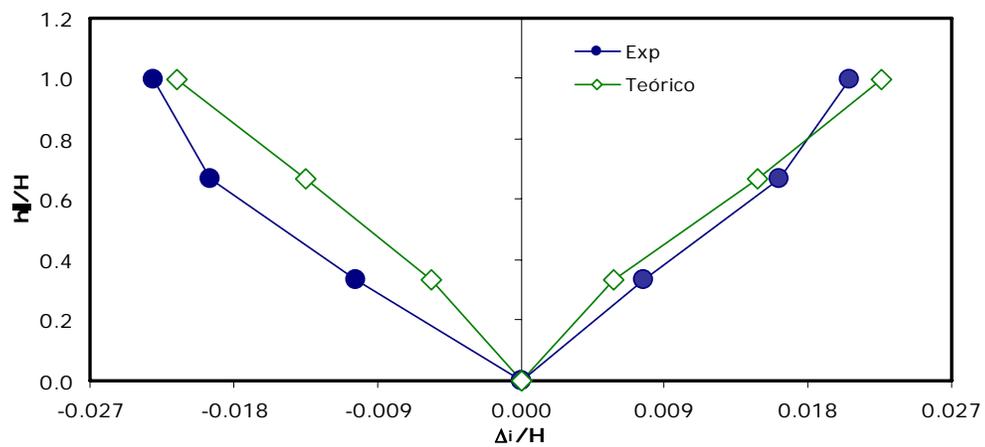
c) Lollole 250%

Fig. 4.18. Comparación de funciones de transferencia experimental y analítica para las aceleraciones del tercer nivel respecto a la base en los ensayos de intensidad alta

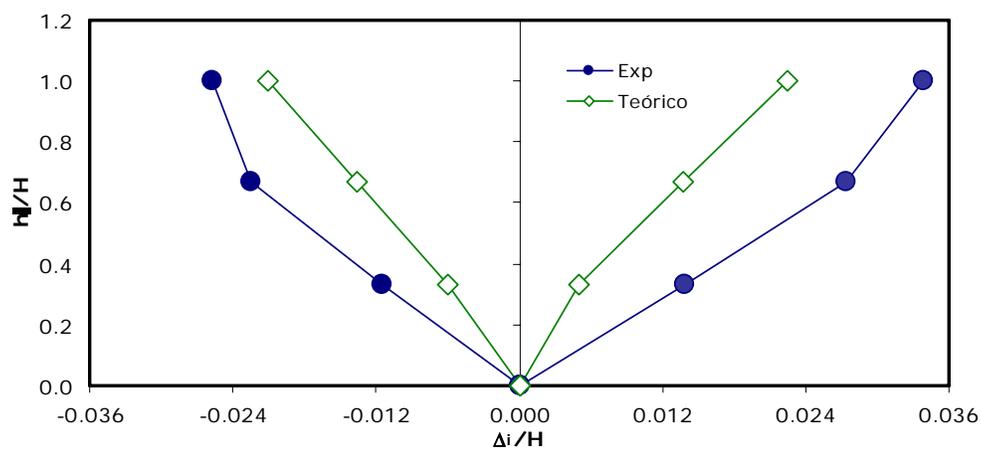
4. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYES DEL ESPECIMEN



a) Lollo 100%

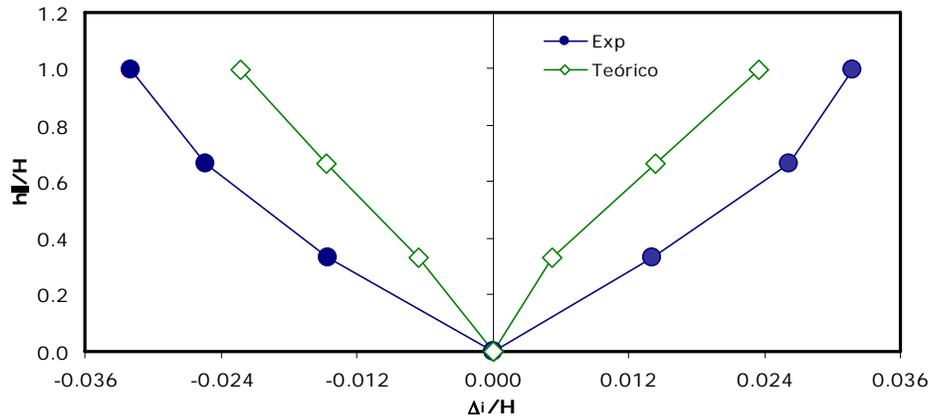


b) Lollo 200% A



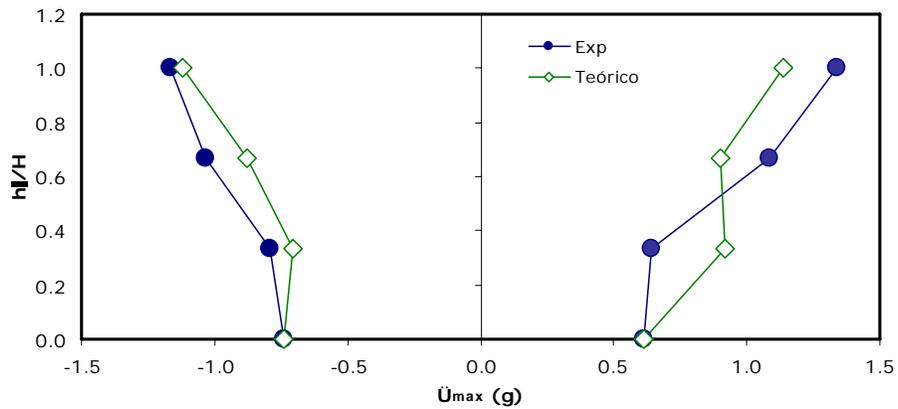
c) Lollo 200% B

Fig. 4.19. Comparación de envolvente de desplazamientos relativos a la base entre la altura del espécimen en los ensayos de intensidad alta

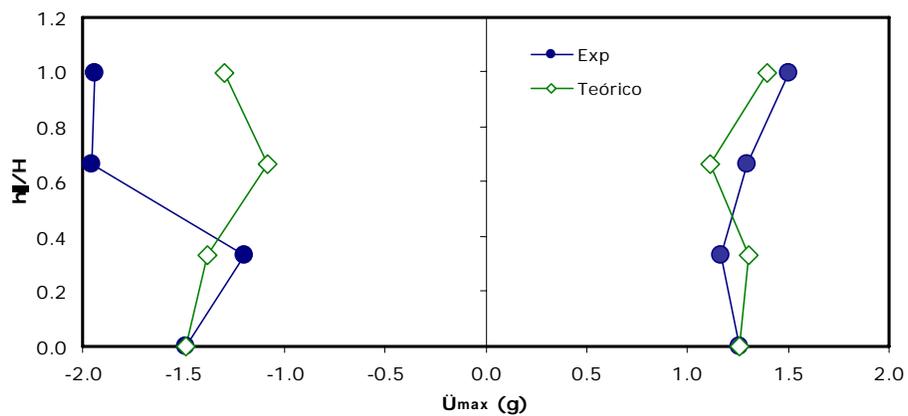


d) Lollo 250%

Fig. 4.19. Comparación de envolvente de desplazamientos relativos a la base entre la altura del espécimen en los ensayos de intensidad alta (continuación)

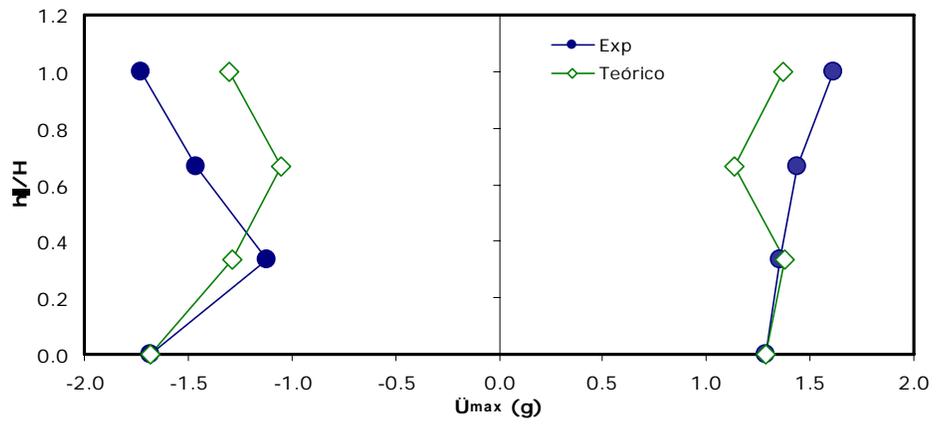


a) Lollo 100%



b) Lollo 200% B

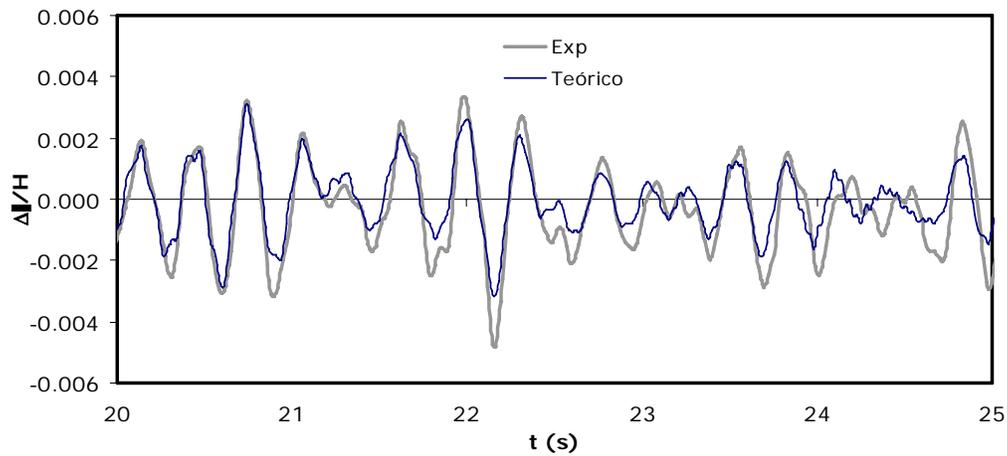
Fig. 4.20. Comparación de envolvente de aceleración absoluta experimental y analítica del espécimen en los ensayos de intensidad alta



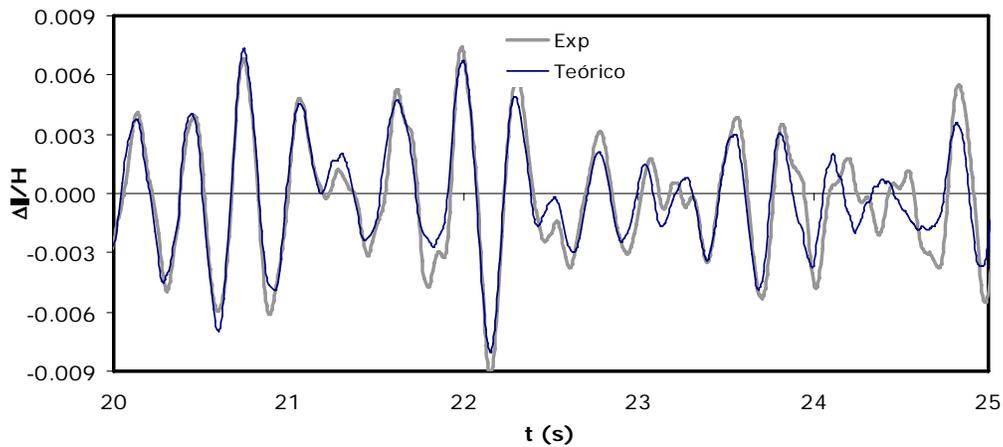
c) Llolelo 250%

Fig. 4.20. Comparación de envolvente de aceleración absoluta experimental y analítica del espécimen en los ensayos de intensidad alta (continuación)

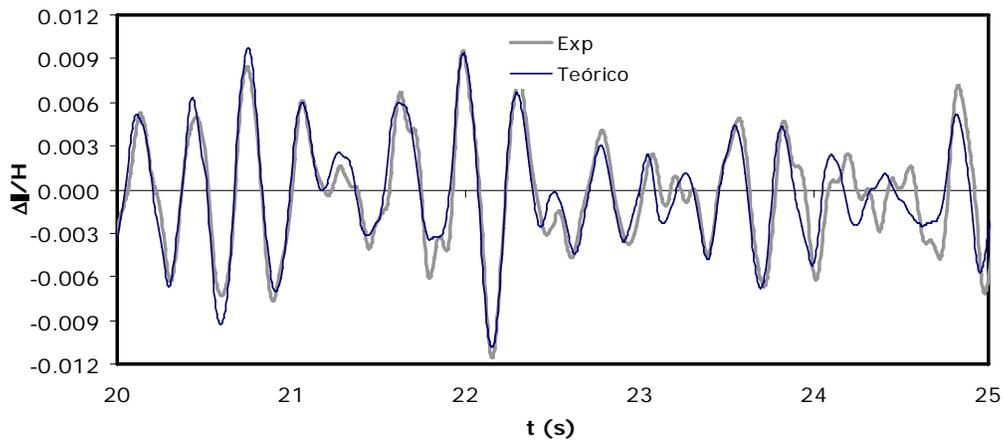
4. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYES DEL ESPECIMEN



a) Historia de desplazamientos relativos a la base entre la altura del espécimen para el nivel 1

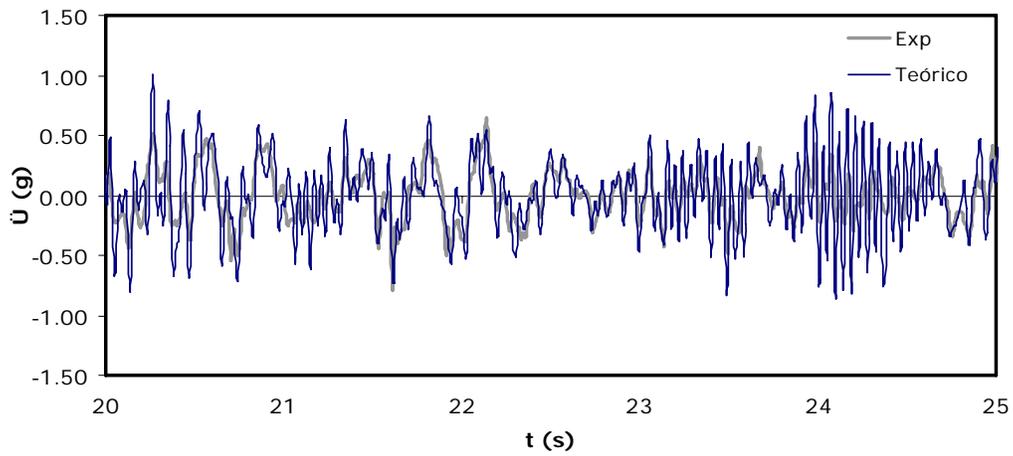


b) Historia de desplazamientos relativos a la base entre la altura del espécimen para el nivel 2

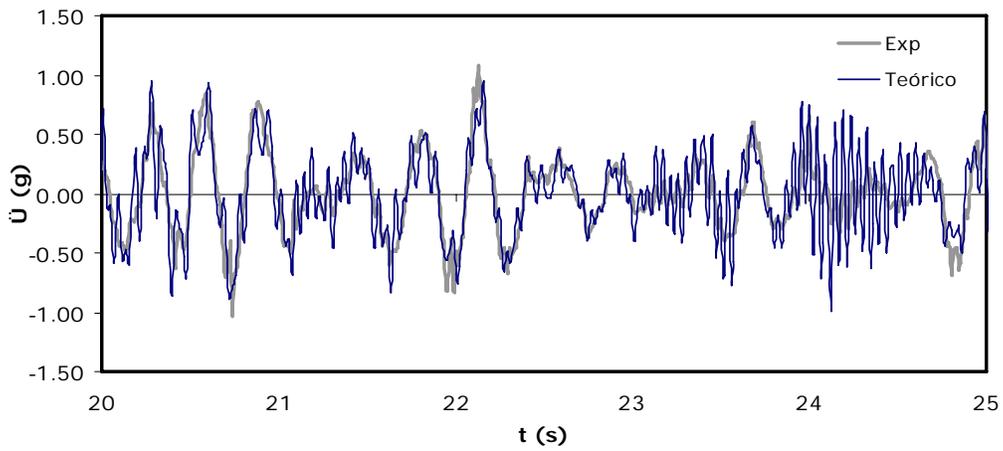


c) Historia de desplazamientos relativos a la base entre la altura del espécimen para el nivel 3

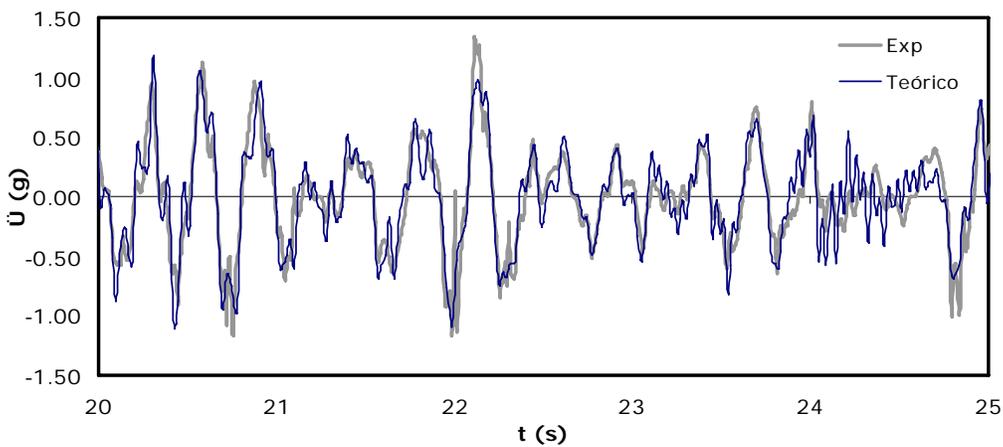
Fig. 4.21. Respuesta del modelo en la fase intensa del movimiento – Llolleo 100%



d) Historia de aceleraciones absolutas del espécimen para el nivel 1



e) Historia de aceleraciones absolutas del espécimen para el nivel 2



f) Historia de aceleraciones absolutas del espécimen para el nivel 3

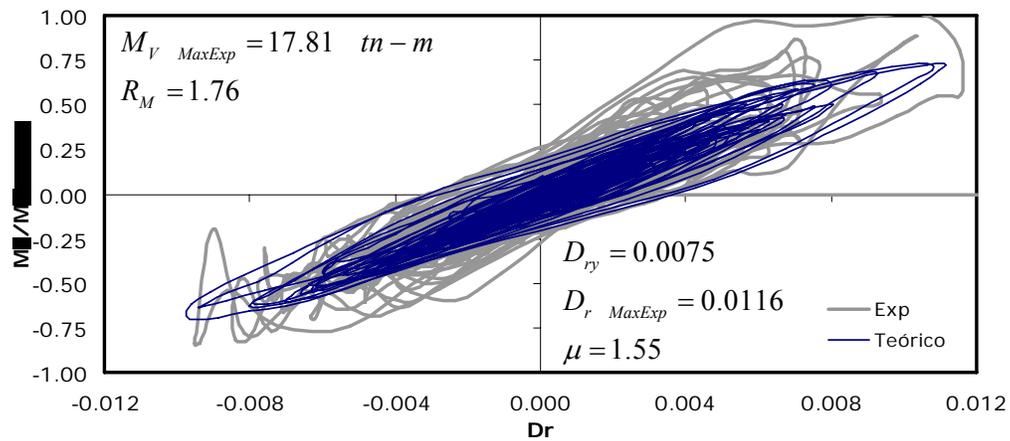
Fig. 4.21. Respuesta del modelo en la fase intensa del movimiento – Lolloleo 100% (continuación)

4. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYES DEL ESPECIMEN

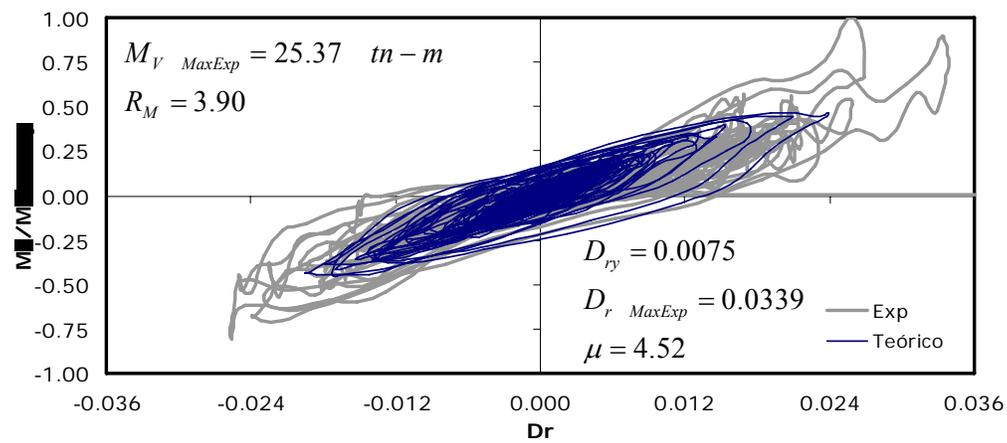
La figura 4.22 muestra parámetros que permiten la evaluación del comportamiento inelástico del espécimen. Las figuras 4.22.a, 4.22.b y 4.22.c comparan los resultados de ciclos histeréticos experimentales (identificados como *Exp*) y analíticos (identificados con *Teórico*) empleando la curva momento de volteo M_V (definida en la sección 3.8.3), en función de la distorsión global, D_r ; donde la distorsión global, D_r , es la relación entre el desplazamiento de la azotea y la altura del espécimen. Para efectos de comparación y eliminar dimensiones el momento de volteo se encuentra adimensionalizado respecto al valor del momento de volteo máximo experimental, $M_{V \text{ Max Exp}}$, calculado con los valores de las aceleraciones experimentales. Además las figuras 4.22.a, 4.22.b y 4.22.c muestran zonas de los ciclos de la curva experimental en los cuales aparecen pendientes negativas, estos corresponden a ciclos posteriores a los 30 segundos donde la estructura ya sufrió incursiones inelásticas importantes como se explicó anteriormente, por lo cual el modelo analítico no logra representar de manera precisa el comportamiento de la estructura. Los ciclos histeréticos de las figuras 4.22.b y 4.22.c son más anchas que la figura 4.18.a que es muestra que el espécimen para las señales Llolleo 200% B y Llolleo 250% incurrió mucho más en el rango inelástico que para la señal Llolleo 100%.

Con la ayuda de las figuras 4.22.a, 4.22.b y 4.22.c es posible evaluar el nivel de ductilidad global de desplazamiento del espécimen. En base a los resultados del análisis estático no-lineal, curva pushover del espécimen desarrollado en la sección 3.8.2, se definió como distorsión global de fluencia 0.0075. Para los ensayos ante sismos de intensidad alta Llolleo 100%, Llolleo 200%-B y Llolleo 250% se alcanzó como distorsiones globales máximas experimentales de: 0.0116, 0.0339 y 0.0341 respectivamente. El cociente de las distorsiones máximas alcanzadas entre la distorsión de fluencia, nos indica que el edificio alcanzó una ductilidad global de desplazamiento, μ , del orden de 1.6, 4.5 y 4.6 respectivamente. La figura 4.23 muestra los parámetros que permiten evaluar el comportamiento inelástico local del espécimen. Las figuras 4.23.a, 4.23.b, 4.23.c, y 4.23.d comparan los resultados de ciclos histeréticos analíticos empleando el momento M (kg-cm), en función de la curvatura ϕ (1/cm), del elemento 36 (ver figura 4.13). Además con la ayuda de estas gráficas es posible calcular la ductilidad de curvatura local, $\mu_{\phi \text{ Max}}$, alcanzada durante los ensayos. En base a los resultados de los diagramas momento-curvatura realizados con el programa *Biax [Wallace, 1989]* se obtuvo la curvatura de fluencia 0.00040 (1/cm). Los diagramas momento-curvatura ($M-\phi$) de vigas y columnas del espécimen se muestran en el *Anexo E*. Para los ensayos ante sismos de intensidad alta: Llolleo 100%, Llolleo 200%-A, Llolleo 200%-B y Llolleo 250% se alcanzó curvaturas máximas de: 0.00110, 0.00384, 0.00406, y 0.00448 respectivamente. El cociente de las curvaturas máximas entre la curvatura de fluencia, nos indica que dicho elemento alcanzó una ductilidad, $\mu_{\phi \text{ Max}}$, del orden de 2.84, 9.60, 10.15 y 11.20 respectivamente.

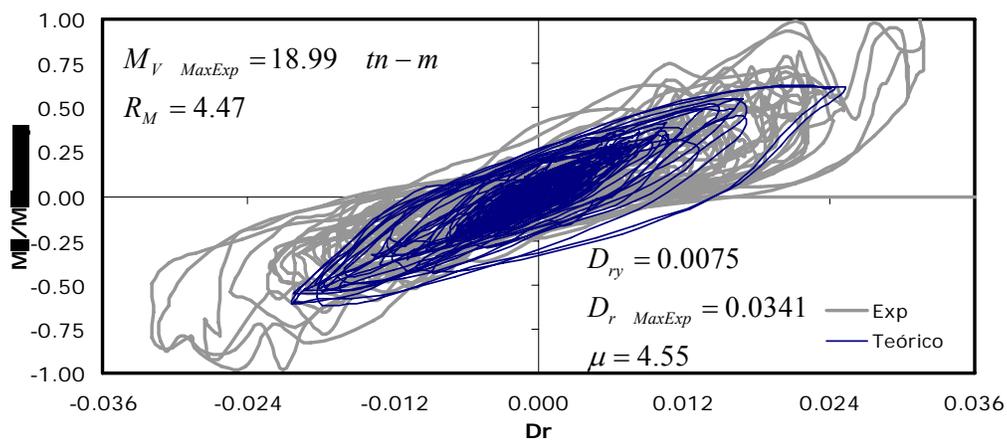
4. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYES DEL ESPECIMEN



a) Lollo 100%



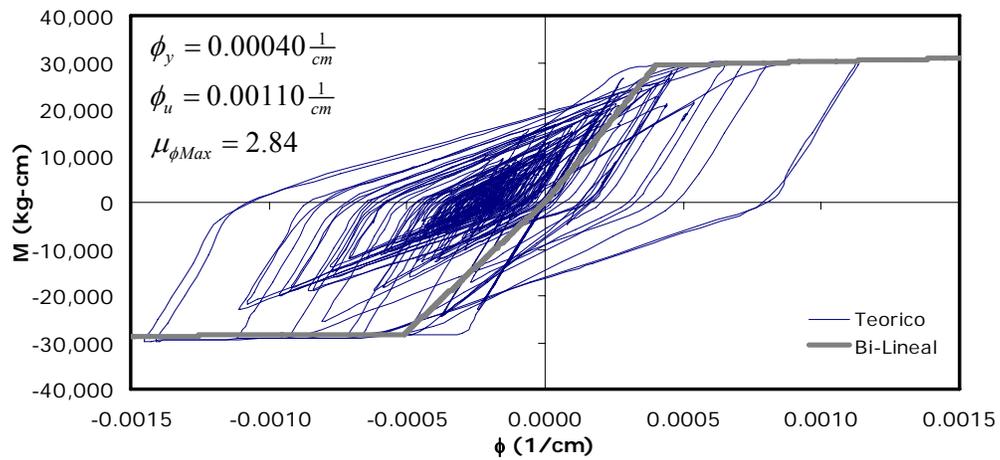
b) Lollo 200% B



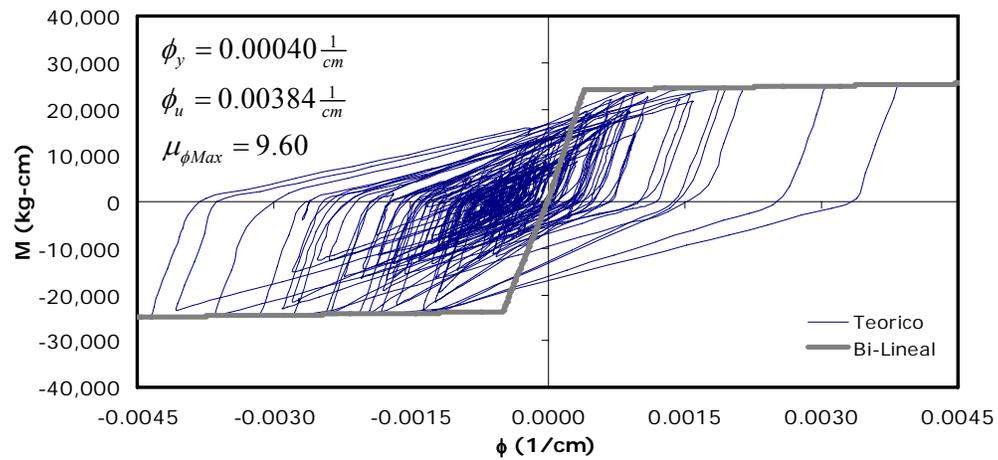
c) Lollo 250 %

Fig. 4.22. Momento de volteo experimental y teórico en función de la distorsión global del espécimen en ensayos de intensidad alta

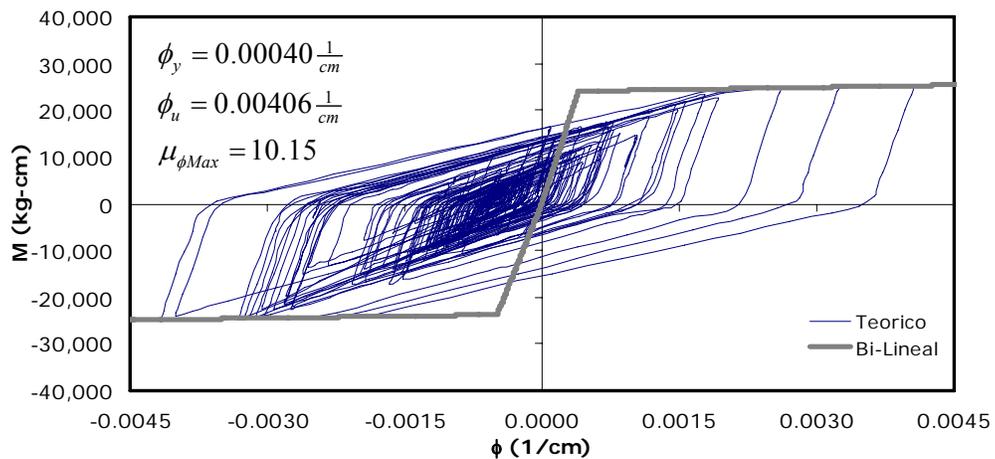
4. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYES DEL ESPECIMEN



a) Lollo 100%

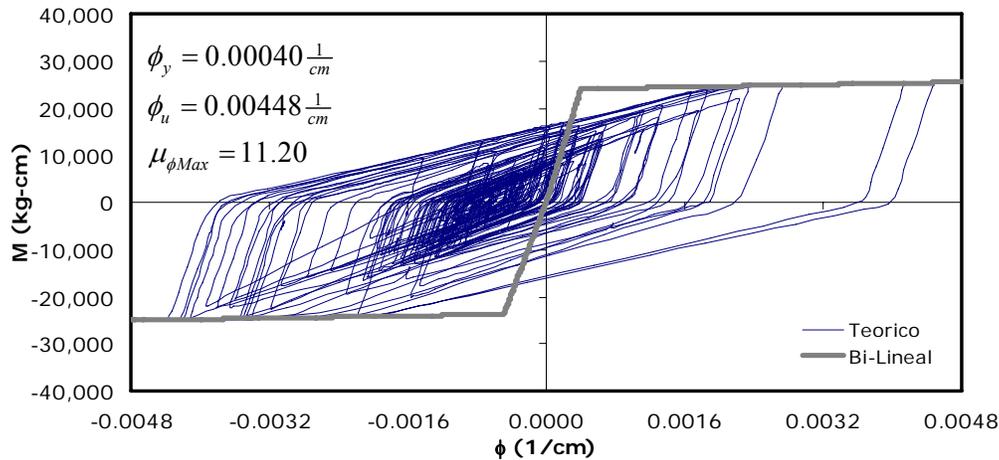


b) Lollo 200% A



c) Lollo 200% B

Fig. 4.23. Ciclo histerético del elemento más esforzado, viga del segundo nivel - Elemento 36



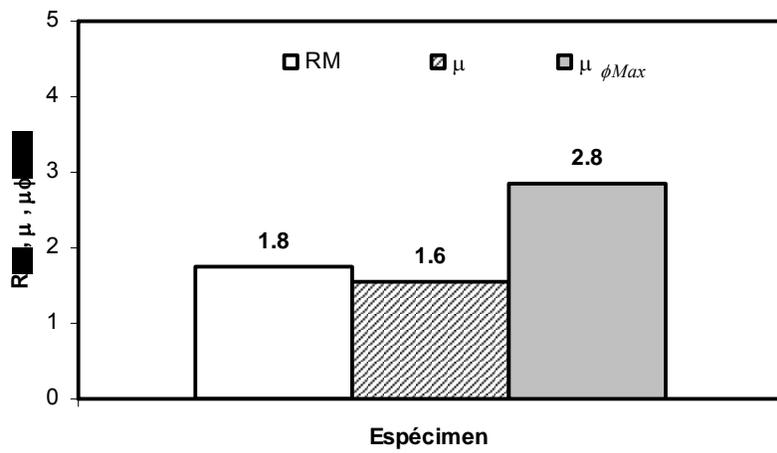
d) Lolloo 250%

Fig. 4.23. Ciclo histerético del elemento más esforzado, viga del segundo nivel - Elemento 36, (continuación)

Las figuras 4.24.a, 4.24.b, 4.24.c y 4.24.d muestran los valores del parámetro R_M , obtenido de los resultados analíticos para el análisis del comportamiento inelástico del edificio. Se observa que el espécimen presentó un comportamiento inelástico relevante, ya que el valor del parámetro R_M fue mucho mayor a 1. En la figura 4.24 se muestra gráficamente el parámetro R_M en color claro, el cual es una medida de la respuesta global y en color gris el valor de la ductilidad de curvatura en la sección crítica, $\mu_{\phi_{Max}}$, como medida de la respuesta local de los elementos, así como el valor encontrado para la ductilidad global de desplazamiento, μ .

La figura 4.25 muestra los diferentes coeficientes sísmicos calculados para el espécimen ensayado. Esta figura permite analizar rápidamente la resistencia posterior a la fluencia al comparar las barras identificadas como c_y y c_u , valores obtenidos del análisis estático no lineal en la sección 3.8.2. Es común en la práctica, para efectos de simplicidad, que estos valores sean iguales cuando se emplean modelos elastoplásticos, con lo cual se obtienen modelos conservadores. Para el espécimen se muestra diferentes valores del coeficiente sísmico, $c_{Max\ Teo}$, cada una asociada a un ensaye específico, los valores obtenidos son: 0.77, 0.84, 0.84 y 0.85 respectivamente. De los resultados anteriores puede inferirse que durante el ensaye Lolloo 100% el espécimen empezó a ingresar en el rango inelástico, lo que permite confirmar que durante este ensaye recién empezó a mostrarse grietas en el sistema de piso. En cambio durante el ensaye Lolloo 250%, el edificio ya presentaba un coeficiente sísmico cercano a c_u , lo que permite inferir y confirmar que la estructura sufrió un gran daño en el sistema de piso, articulaciones de vigas y columnas.

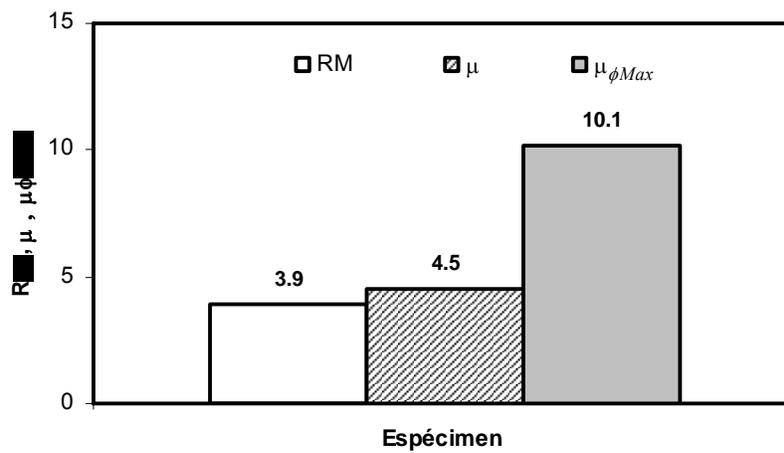
4. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYES DEL ESPECIMEN



a) Llolleo 100%

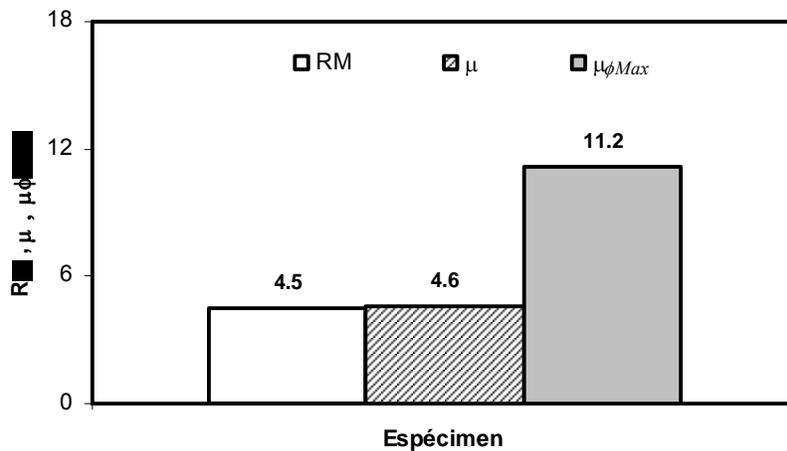


b) Llolleo 200% A



c) Llolleo 200% B

Fig. 4.24. Parámetros de ductilidad y R_M del espécimen ensayado en mesa vibradora



d) Lollo 250%

Fig. 4.24. Parámetros de ductilidad y R_M del espécimen ensayado en mesa vibradora (continuación)

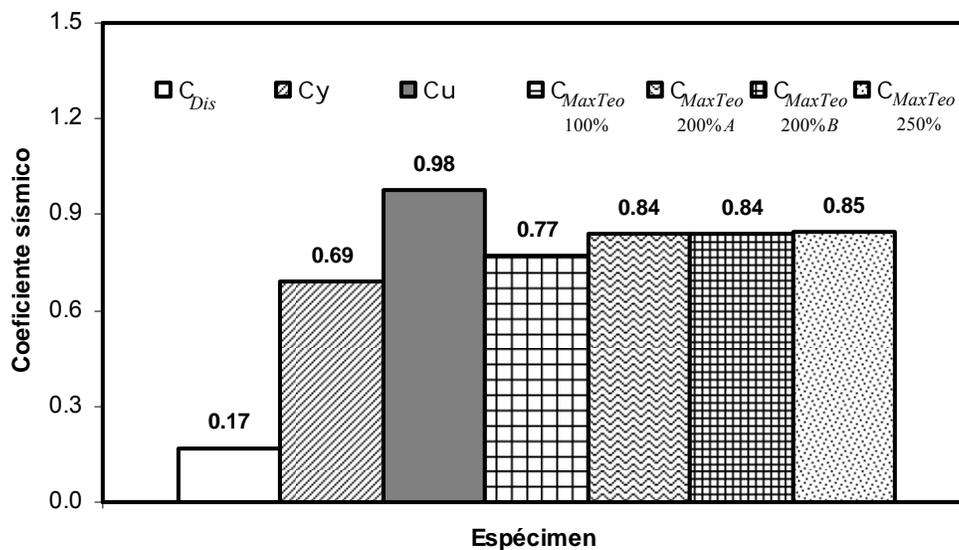


Fig. 4.25. Coeficientes sísmicos del espécimen ensayado en mesa vibradora

La tabla 4.7 muestra resultados analíticos de parámetros importantes como son los coeficientes sísmicos de fluencia y de deformación máxima obtenidos del análisis estático no lineal, c_y y c_u , respectivamente; el parámetro R_M , así como la ductilidad local de curvatura máxima, $\mu_{\phi \text{ Max}}$, en las vigas (elemento 36, ver figura 4.13). Esta tabla también compara parámetros encontrados de los resultados analíticos con los parámetros evaluados a partir de los resultados experimentales como son la distorsión global máxima, $D_{r \text{ Max}}$, la distorsión máxima de entrepiso, $d_{r \text{ Max}}$, y las aceleraciones máximas de entrepiso; $\ddot{U}_{1 \text{ Max}}$, $\ddot{U}_{2 \text{ Max}}$ y \ddot{U}_3

4. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYES DEL ESPECIMEN

M_{Max} , respectivamente. La tabla también muestra los valores máximos encontrados para el coeficiente sísmico, c_{Max} , así como el momento de volteo, $M_{V Max}$.

Tabla 4.7 Parámetros obtenidos de los resultados analíticos y experimentales

Estructura	Llolleo 100%		Llolleo 200% A		Llolleo 200% B		Llolleo 250%	
	Teórico	Exp	Teórico	Exp	Teórico	Exp	Teórico	Exp
W (Ton)	12.58	12.58	12.58	12.58	12.58	12.58	12.58	12.58
c_v	0.69	--	0.69	--	0.69	--	0.69	--
c_u	0.98	--	0.98	--	0.98	--	0.98	--
c_{Max}	0.77	0.78	0.84	--	0.84	0.89	0.85	0.88
$R_M = M_{Elast}/M_{Inel}$	1.76	--	3.45	--	3.90	--	4.47	--
$M_{V Max}$ (Ton-m)	13.07	17.81	12.12	--	11.77	25.37	11.94	18.99
$D_r Max$	0.011	0.116	0.0241	0.023	0.024	0.034	0.025	0.032
$d_r Max$	0.015	0.014	0.029	0.031	0.029	0.042	0.030	0.042
$\ddot{U}_{1 Max}/\ddot{U}_{g Max}$	1.37	1.07	1.16	--	1.09	0.81	0.92	0.80
$\ddot{U}_{2 Max}/\ddot{U}_{g Max}$	1.32	1.47	0.91	--	0.85	1.32	0.80	0.87
$\ddot{U}_{3 Max}/\ddot{U}_{g Max}$	1.59	1.80	1.05	--	0.94	1.31	0.81	1.03
$\mu_{\phi Max}$	2.84	--	9.60	--	10.15	--	11.20	--
$\ddot{U}_{g Max}$	0.74		1.31		1.48		1.68	

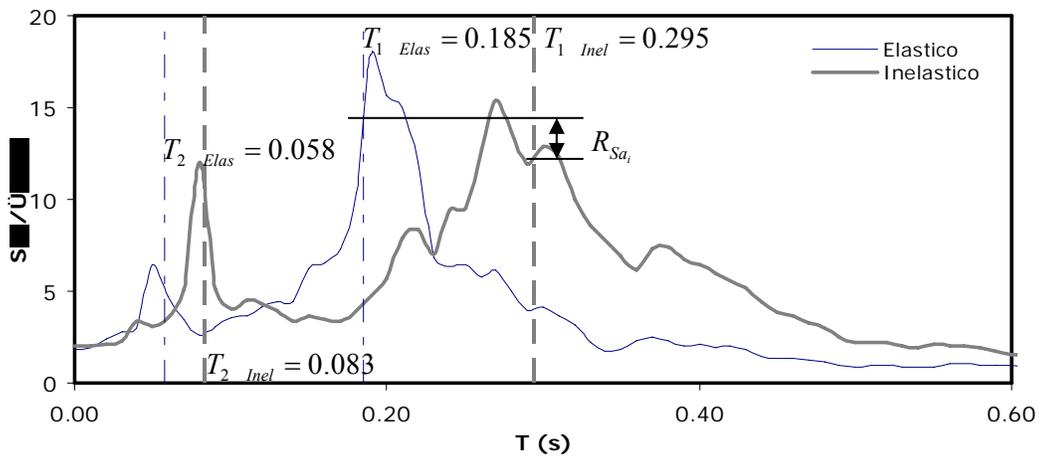
4.4.3. Evaluación de las fuerzas de piso en los ensayos de intensidad alta

Uno de los objetivos principales de esta investigación fue estudiar la respuesta de las aceleraciones de piso del espécimen sometido a excitaciones sísmicas. La figura 4.26 muestra el espectro de respuesta, con línea delgada el espectro elástico adimensional de las aceleraciones medidas en el último nivel en el ensayo de intensidad baja, y con línea gruesa el espectro adimensional de las aceleraciones medidas en el último nivel en los ensayos de intensidad alta. En los ensayos de intensidad alta (Llolleo 100%, Llolleo 200% A, Llolleo 200% B y Llolleo 250%) la estructura empezó a incursionar en el rango inelástico. En las figuras se ubican los periodos de vibración calculados para las dos primeras formas modales, dichos periodos se calcularon en sección 4.4.2 utilizando las funciones de transferencia.

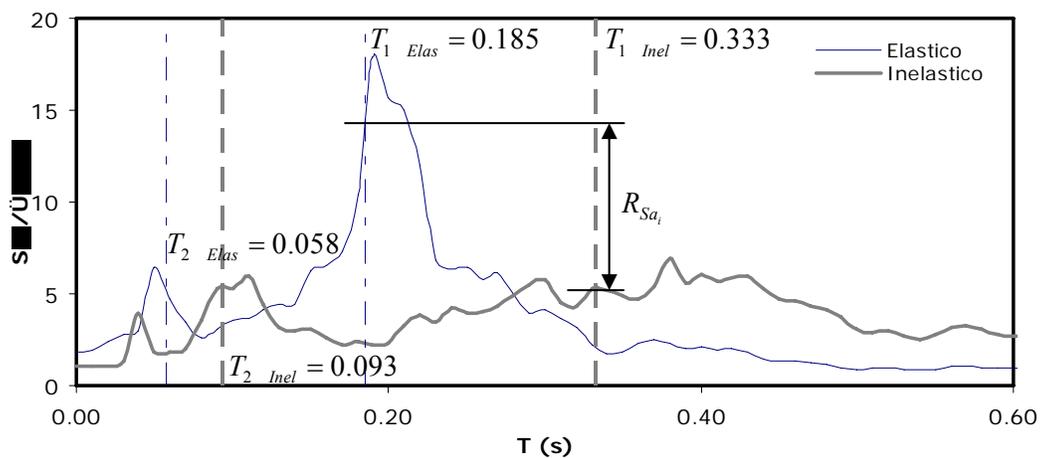
Además en la figura 4.26 se observa una característica importante y es la reducción de la respuesta principalmente en los periodos cercanos al primer modo de vibrar del espécimen. Esta figura indica la reducción mediante el parámetro R_{Sai} en el primer y segundo modo. Para cada periodo de vibrar, determinados para el caso en que el espécimen es elástico y el caso en el cual sufre daño debido al sismo, este parámetro se define como el cociente del valor en el espectro de aceleraciones elástico y el valor en el espectro inelástico. Los valores de las ordenadas en estos espectros se encuentran adimensionalizados respecto a la aceleración máxima del terreno, $\ddot{U}_{g Max}$.

4. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYES DEL ESPECIMEN

Las figuras 4.26.a, 4.26.b, 4.26.c y 4.26.d muestran la representación del parámetro R_{Sai} analítico para los dos primeros modos, mientras las figuras 4.27.a 4.27.b y 4.27.c muestran la representación del parámetro R_{Sai} experimental. Las figuras 4.26.a, 4.26.b, 4.26.c y 4.26.d muestran que las mayores reducciones por comportamiento inelástico analítico correspondientes al primer modo son: 1.14, 2.72, 3.56 y 4.64. Mientras las figuras 4.27.a, 4.27.b y 4.27.c muestran que las mayores reducciones por comportamiento inelástico experimental correspondiente al primer modo son 1.61, 2.37 y 4.41. Para el segundo modo el parámetro R_{Sai} varía entre 1.0 y 1.5 tanto analítico como experimentalmente, mientras que para el tercer modo es uno en ambos casos.

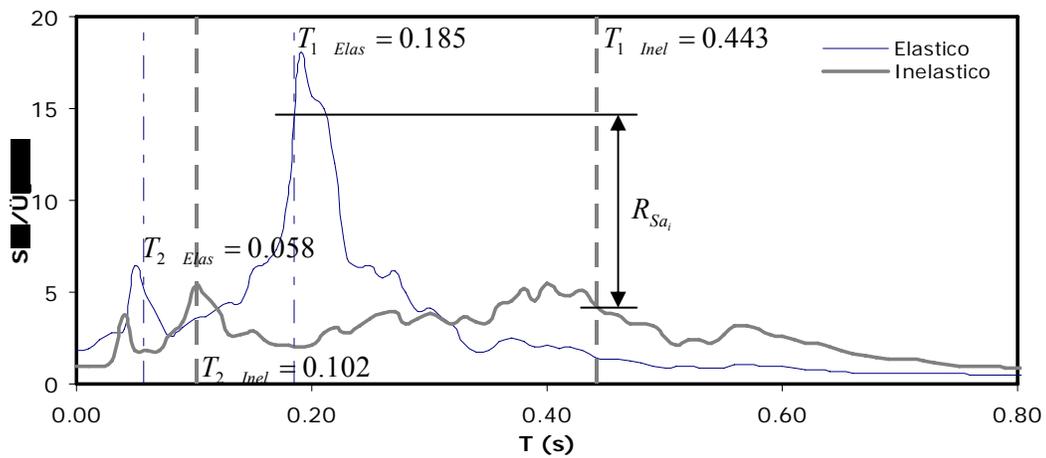


a) Llolleo 100%

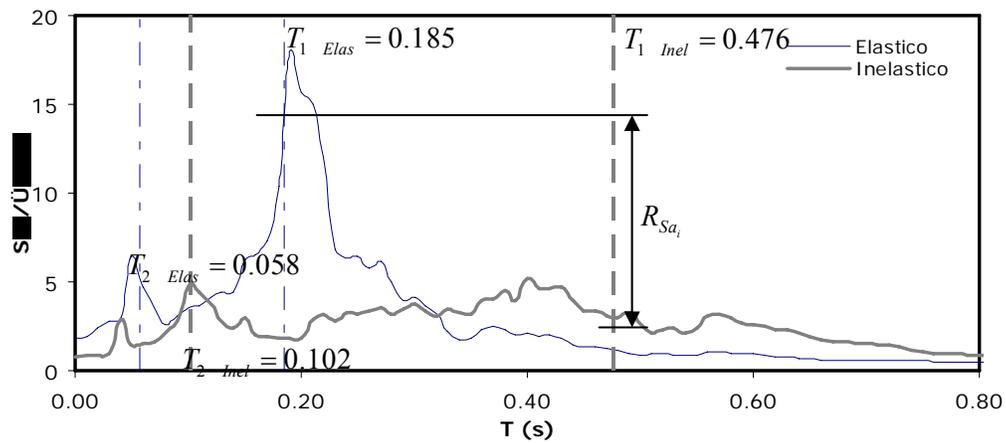


b) Llolleo 200% A

Fig. 4.26. Espectros de piso analíticos del último nivel para los sismos de intensidad alta

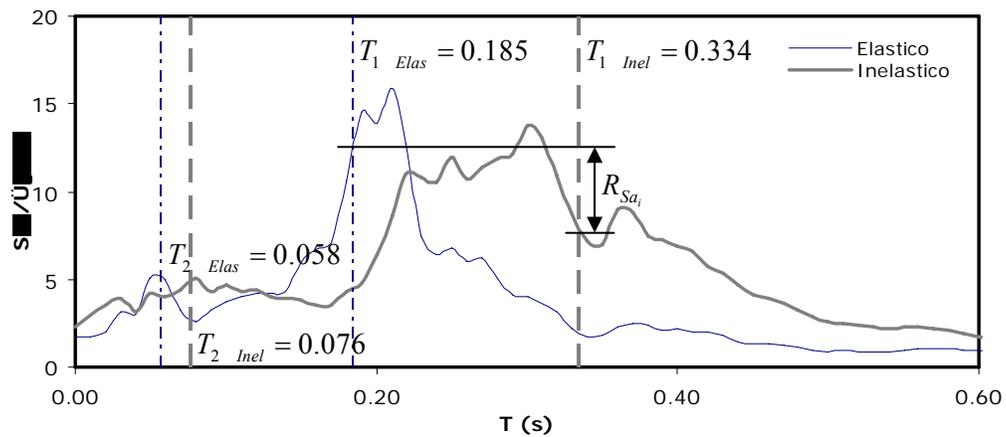


c) Llolleo 200% B



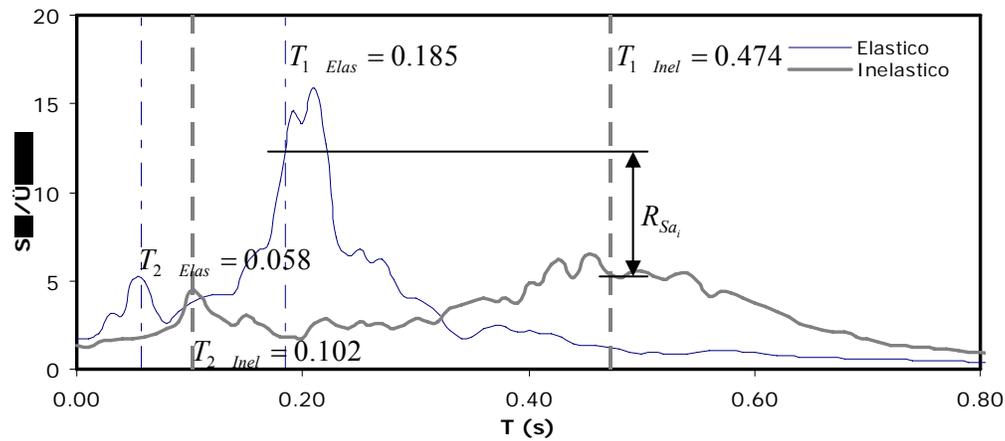
d) Llolleo 250%

Fig. 4.26. Espectros de piso analíticos del último nivel para los sismos de intensidad alta (continuación)

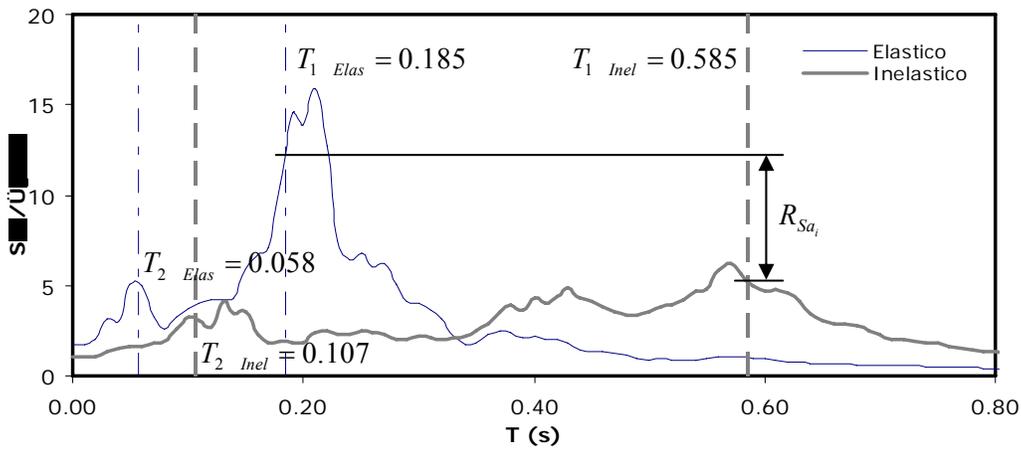


a) Llolleo 100%

Fig. 4.27. Espectros de piso experimentales del último nivel para los sismos de intensidad alta



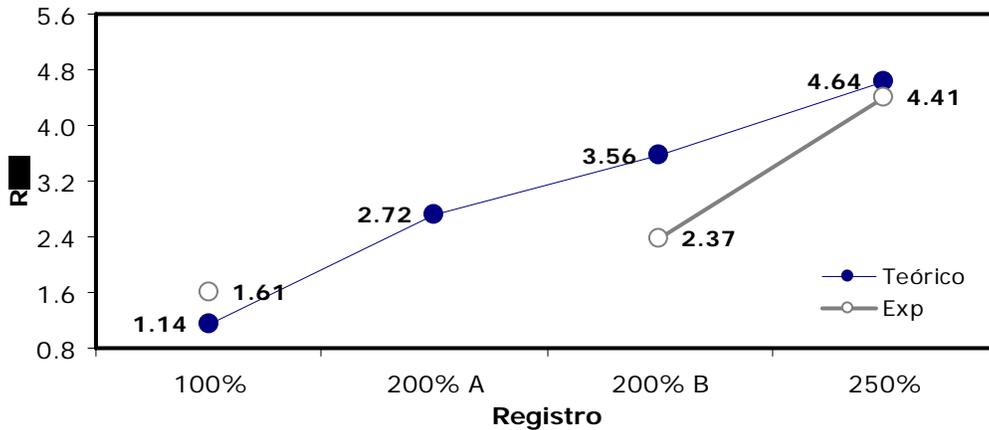
b) Llolleo 200% B



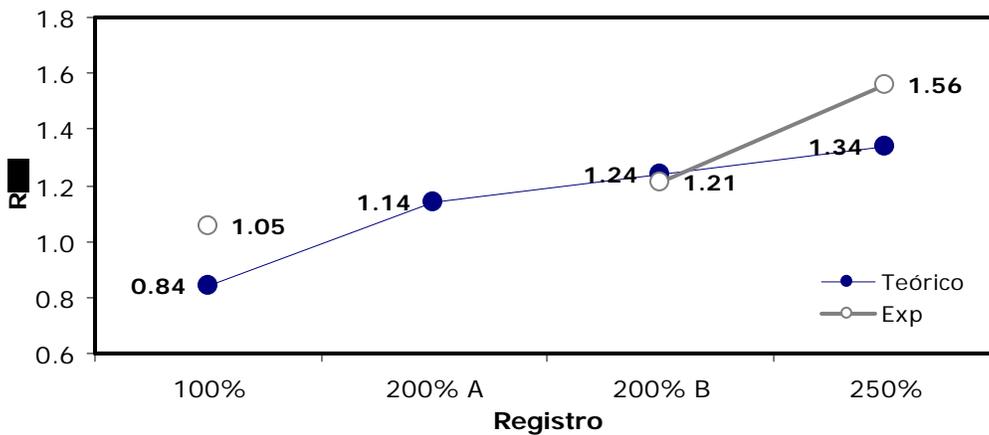
c) Llolleo 250%

Fig. 4.27. Espectros de piso experimentales del último nivel para los sismos de intensidad alta (continuación)

Las reducciones de la respuesta por comportamiento inelástico de los dos primeros modos se muestran de manera mas clara en la figura 4.28, la cual muestra los valores del parámetro R_{Sai} para cada modo y para los resultados analíticos y experimentales. Los resultados de la figura 4.28 muestran claramente que las mayores reducciones por comportamiento inelástico corresponden al primer modo (ver figura 4.28.a). Aunque existen diferencias del parámetro R_{Sai} entre resultados analíticos y experimentales, esta diferencia no es muy significativa. La figura 4.28.b muestra los valores del parámetro R_{Sai} del segundo modo, las cuales varían de 1.0 a 1.5. No se ha mostrado la variación del parámetro R_{Sai} para el tercer modo.



a) Primer modo

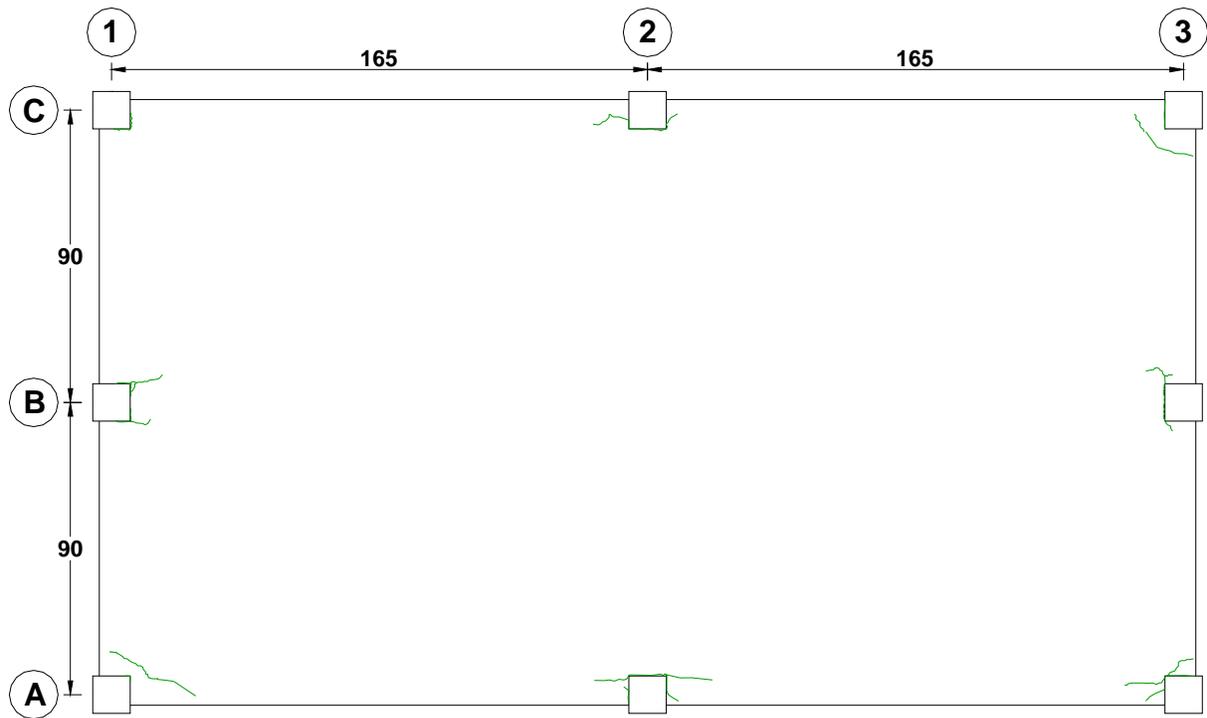


b) Segundo modo

Fig. 4.28. Valores del parámetro R_{Sai}

4.4.4. Levantamiento de grietas del sistema de piso

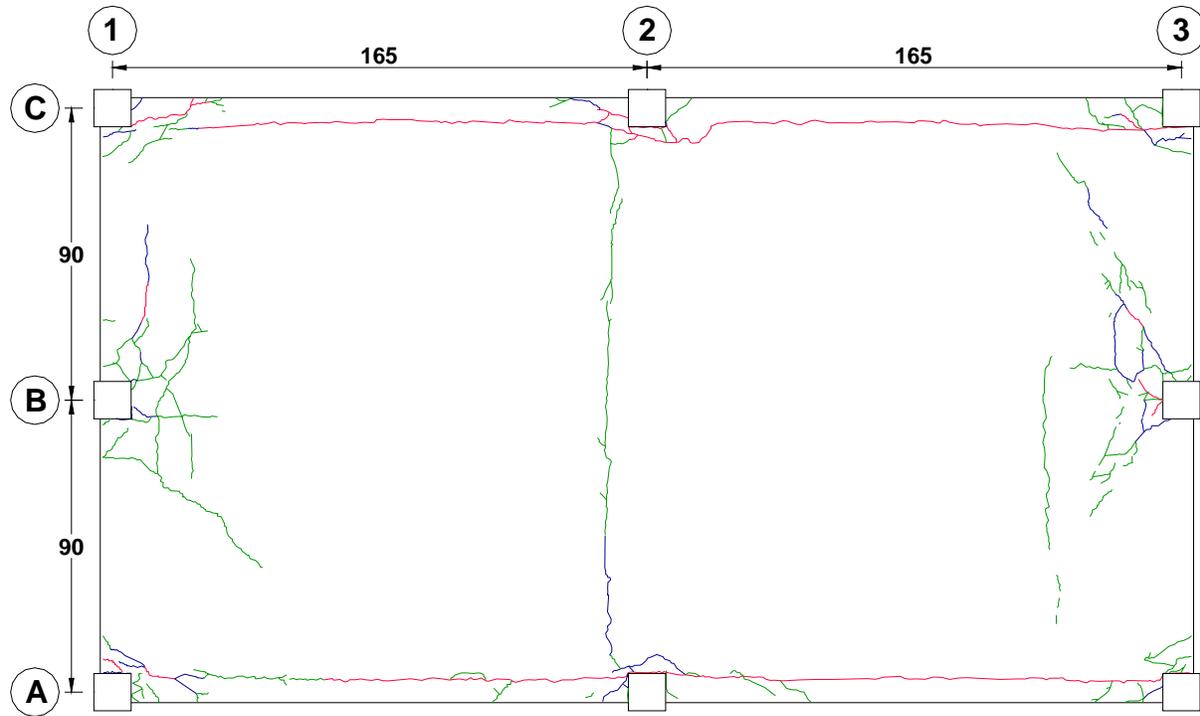
Como se mencionó anteriormente, después del ensaye ante el registro de Llolleo 100% no se ha producido daño considerable en el sistema de piso, porque el espécimen comenzó a incursionar en el rango inelástico, prueba de ello es el coeficiente sísmico alcanzado (ver Fig. 4.25). La figura 4.29.a muestra las fisuras después del sismo Llolleo 100%, como puede observarse en ella, recién empiezan aparecer las fisuras en zonas aledañas a las columnas, el ancho de las fisuras fue menor a 0.20mm. No se muestra el levantamiento de grietas del segundo y tercer nivel porque no se presentó daño alguno.



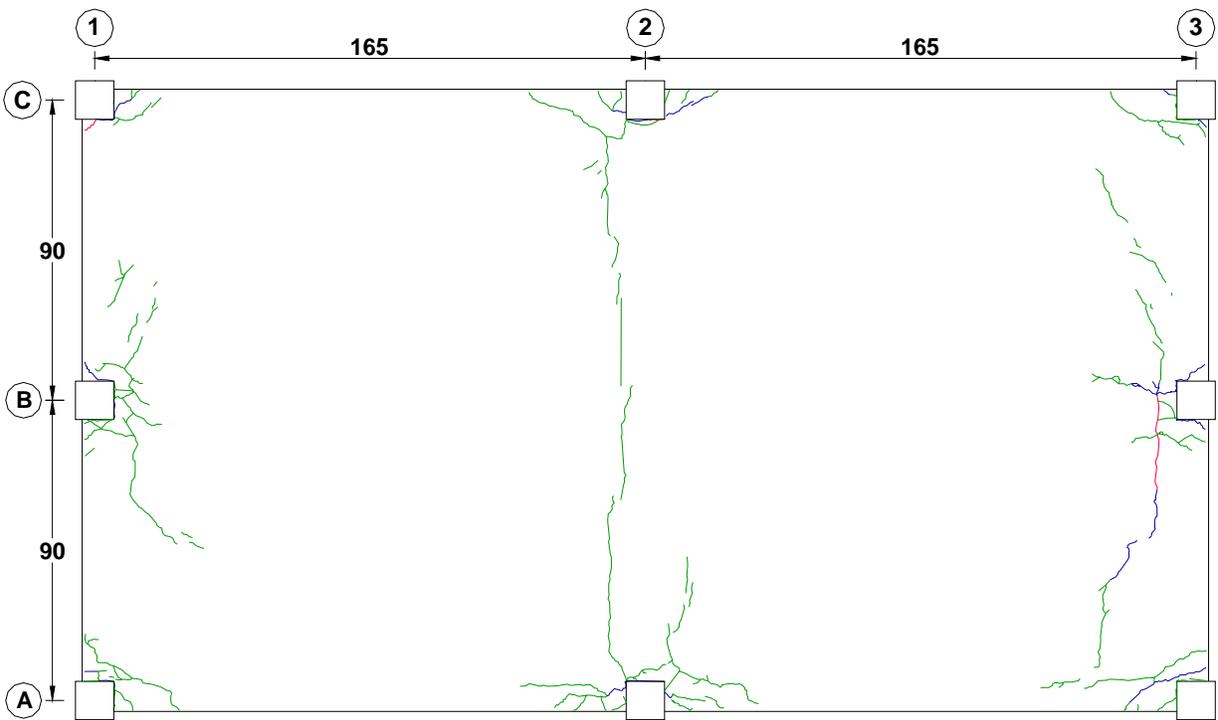
a) Primer Nivel

Fig. 4.29. Fisuras del sistema de piso para el sismo de Llolleo 100% (fisuras menores a 0.20mm)

La figura 4.30 muestra el daño en el sistema de piso del espécimen después del ensaye Llolleo 250%. Las líneas de color rojo indican grietas mayores a 6mm, las de color azul grietas entre 3 y 6mm, y las de color verde grietas menores a 3mm. Además la figura 4.18.a muestra claramente que los mayores anchos de grieta se dieron en el apoyo de las losas alveolares sobre la viga transversal, en esta zona las losas alveolares lograron separarse de la viga transversal y en algunos puntos se rompió la malla del sistema de piso. En cambio el segundo y tercer piso las losas alveolares no lograron separarse de las vigas transversales.



a) Primer Nivel



b) Segundo Nivel

Fig. 4.30. Daño del sistema de piso para el sismo de Lollole 250%

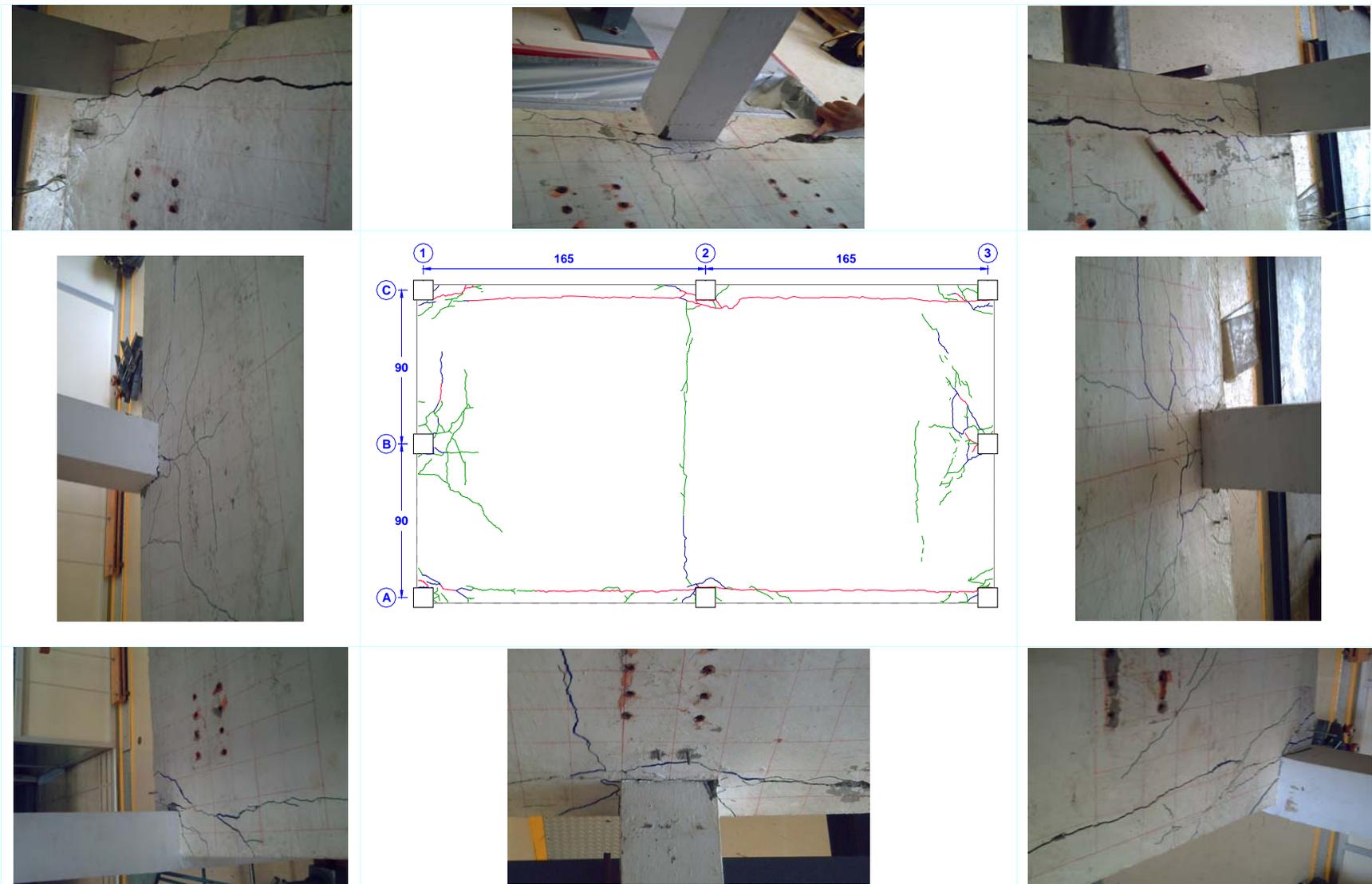


c) Tercer Nivel

Fig. 4.30. Daño del sistema de piso para el sismo de Lollole 250% (continuacion)

La figura 4.31 muestra las imágenes del daño en el sistema de piso del espécimen después del último ensayo de intensidad alta (Lollole 250%). En las imágenes se puede observar que gran parte del daño se ha producido en la losa del primer nivel y como se esperaba, las losas alveolares se separaron de las vigas transversales y en algunos puntos se rompió la malla del firme, esto demuestra que colocar refuerzo en el firme sólo por cambio volumétricos no es suficiente, y que se necesita reforzarse el firme para fuerzas mucho mayores que las especificadas en las *NTCDF-2004* como se mostrará en el capítulo 5.

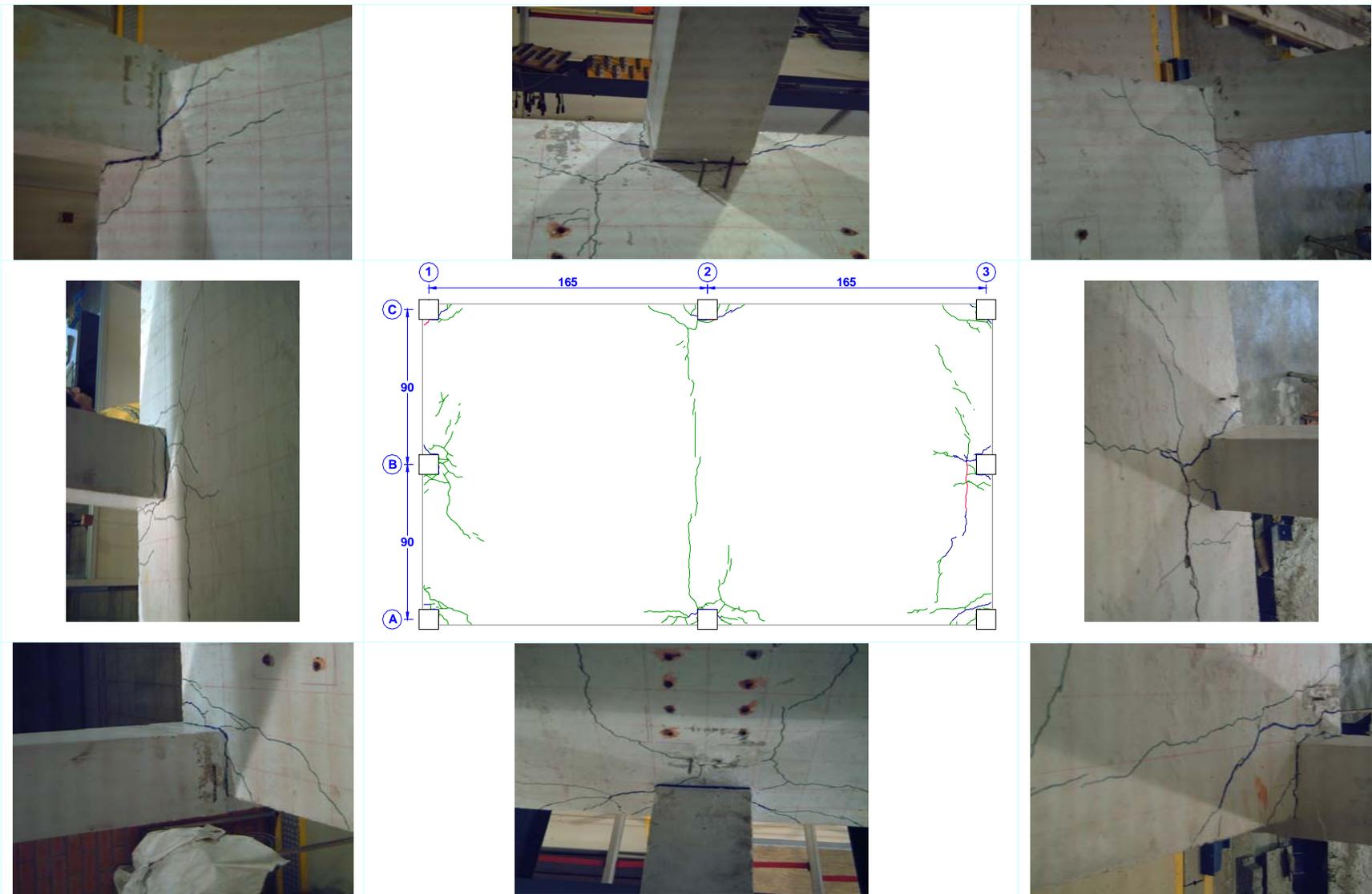
4. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYES DEL ESPECIMEN



a) Primer Nivel

Fig. 4.31. Daño del sistema de piso del espécimen

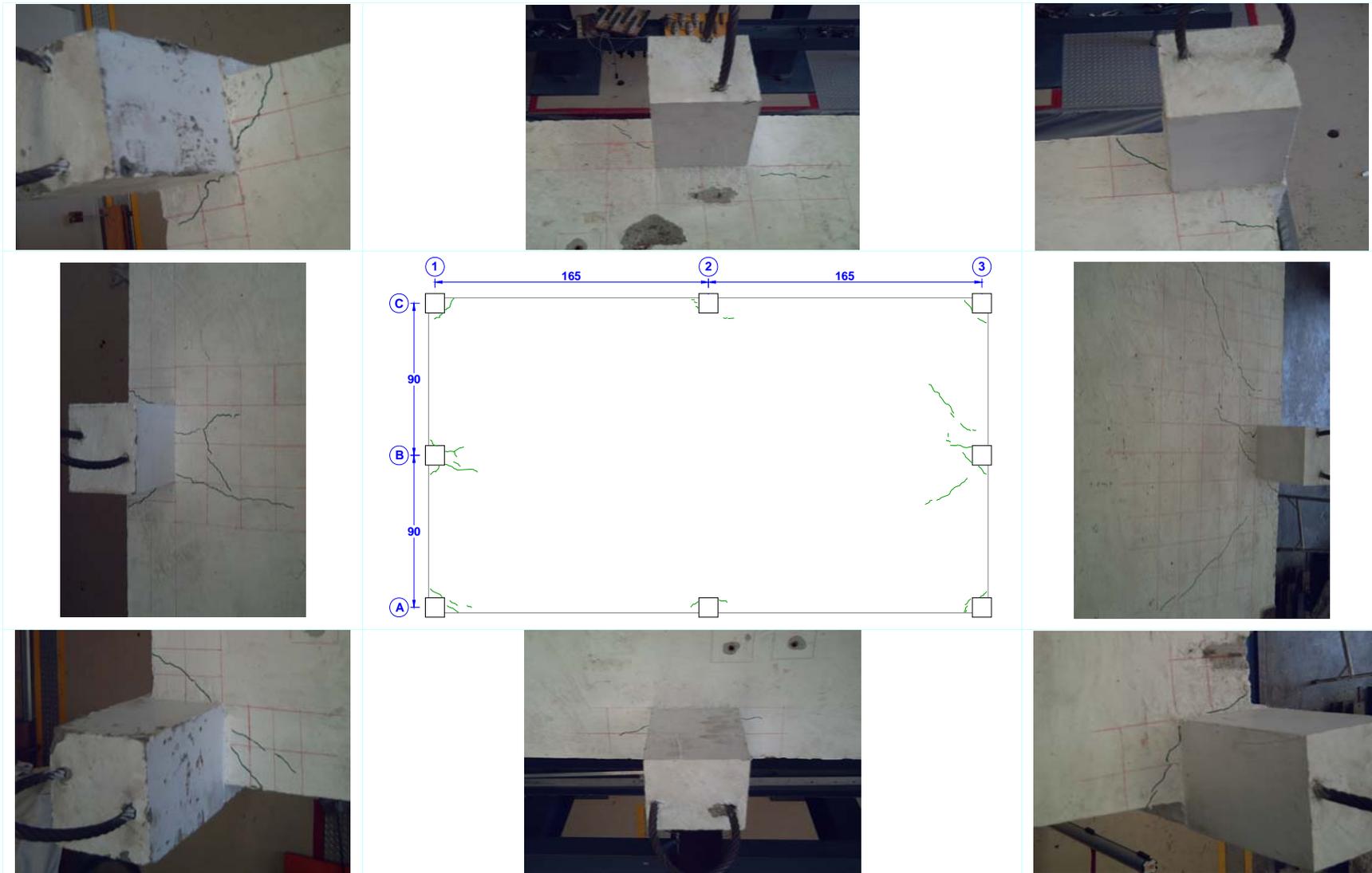
4. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYES DEL ESPECIMEN



b) Segundo Nivel

Fig. 5.31. Daño del sistema de piso del espécimen (continuación)

4. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYES DEL ESPECIMEN



c) Tercer Nivel

Fig. 4.31. Daño del sistema de piso del espécimen (continuación)

5. EVALUACION DE RESULTADOS EXPERIMENTALES

5.1. Introducción

En el presente capítulo se evalúan los resultados de los ensayos ante sismos de intensidad alta del espécimen, los cuales se describieron a detalle en el capítulo 4. Además se comentan, los criterios para el cálculo de resistencia y rigidez lateral ante acciones sísmicas especificadas por el RCDF-2004, así como las características de ductilidad, deformación lateral y capacidad de disipación de energía observada en el espécimen durante los ensayos.

5.2. Rigidez lateral analítica y medida en el ensaye

Para la evaluación analítica y experimental de la rigidez lateral del espécimen, ésta se define como la relación entre el cortante basal, V , y el desplazamiento del tercer nivel, D_3 , de acuerdo con la ecuación 5.01. Para los ensayos ante sismos de intensidad baja y alta el cálculo de la rigidez lateral se realizó con la ecuación 5.02, la cual es sólo una aproximación, debido a que dicha ecuación es estrictamente válida para estructuras de un grado de libertad.

$$K = \frac{V}{D_3} \quad 5.01$$

$$K = m \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \quad 5.02$$

En la ecuación anterior, m es la masa del espécimen y T el periodo fundamental medido en los ensayos de intensidad baja y alta. En la figura 5.1 se muestra la degradación de la rigidez lateral del espécimen durante los ensayos de intensidad baja y alta. Los valores de rigidez lateral se evaluaron utilizando la ecuación 5.02.

Como muestra la figura 5.1 la rigidez del espécimen disminuyo bastante en los ensayos de intensidad alta, estos resultados son aceptables ya que en la sección 4.4.2 se mostró como el periodo del primer modo del espécimen incrementó de 0.19seg en el ensaye de intensidad baja a 0.59seg en el último ensaye de intensidad alta.

5. EVALUACION DE RESULTADOS EXPERIMENTALES

Además en la figura 5.1 se puede apreciar que las rigideces laterales analíticas y experimentales son similares, razón por la cual podemos aceptar que el modelo analítico es adecuado para describir el comportamiento inelástico del espécimen.

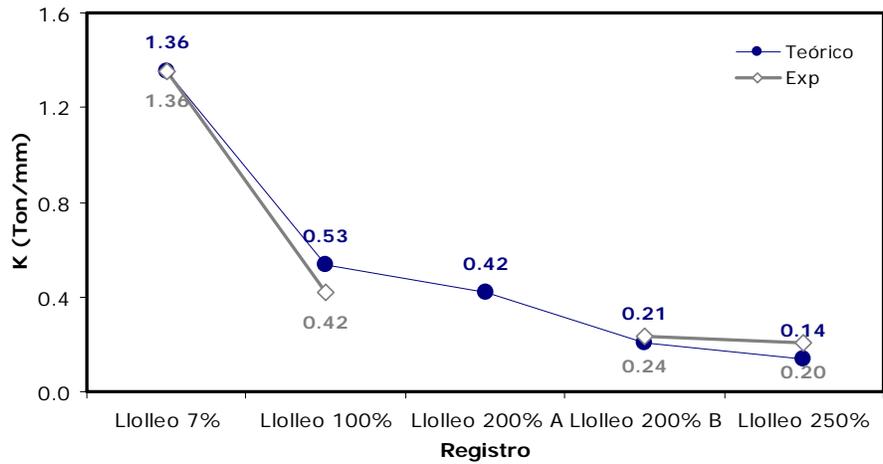


Fig. 5.1. Rigideces del espécimen (Ton/mm)

5.3. Evaluación del comportamiento de diafragma del sistema de piso del espécimen

Para el estudio de la condición de diafragma rígido del sistema de piso del espécimen se emplea un modelo de una viga continua apoyada en resortes, con rigidez equivalente proporcionada por las columnas. En el procedimiento que sigue se calculan los desplazamientos de los apoyos, como se muestra en la figura 5.2. Para este modelo se obtienen las ecuaciones de equilibrio del conjunto y mediante el empleo de las ecuaciones (a) a la (o) se obtienen las ecuaciones 5.03 y 5.04. En este modelo se emplea el parámetro, Ψ , el cual se define como la relación entre la rigidez a flexión de la losa trabajando como viga de gran peralte, K_{DIAF} , y la rigidez a flexión de las columnas del marco del eje central, K_C . Otros parámetros empleados para este análisis son, b_d , que es el ancho del diafragma con longitud total L , Δ_{ext} , que corresponde al desplazamiento relativo de entrepiso en los marcos laterales del espécimen; Δ_{cen} , el desplazamiento relativo de entrepiso en el marco del eje central; Δ , desplazamiento relativo de entrepiso obtenido del análisis estructural. Del mismo análisis se obtiene V_e que corresponde a la suma de cortantes de entrepiso del marco del eje lateral y V_c la suma de cortantes de entrepiso del marco central.

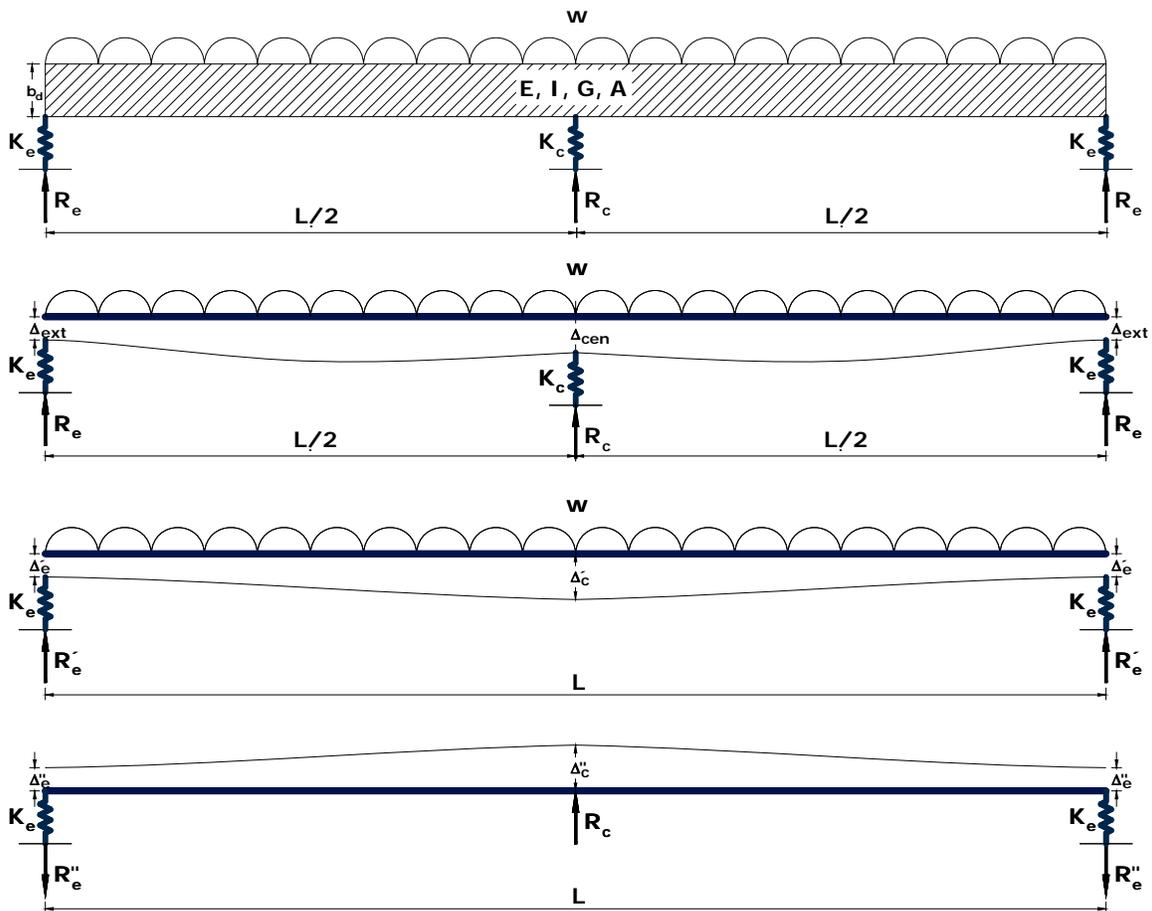


Fig. 5.2. Modelo de cálculo del sistema de piso

5. EVALUACION DE RESULTADOS EXPERIMENTALES

Por consiguiente, las rigideces de los resortes de cada entrepiso podemos obtener utilizando las siguientes ecuaciones:

$$K_e = \frac{V_e}{\Delta} \quad (a) \qquad K_c = \frac{V_c}{\Delta} \quad (b)$$

Por equilibrio de fuerzas, se tiene:

$$2R_e + R_c = wL \quad (c) \qquad R_e' = \frac{1}{2}wL \quad (d) \qquad R_e'' = \frac{1}{2}R_c \quad (e)$$

Por compatibilidad de desplazamientos, se tiene:

$$\begin{aligned} \Delta_{ext} = \Delta_e' - \Delta_e'' \quad (f) & \qquad \Delta_c' = wL \left(\frac{5K_f}{384} + \frac{K_v}{8} + \frac{1}{2K_e} \right) \quad (h) & \qquad \Delta_e' = \frac{wL}{2K_e} \quad (j) \\ \Delta_{cen} = \Delta_c' - \Delta_c'' \quad (g) & \qquad \Delta_c'' = K_c \Delta_{cen} \left(\frac{K_f}{48} + \frac{K_v}{4} + \frac{1}{2K_e} \right) \quad (i) & \qquad \Delta_e'' = \frac{K_c \Delta_{cen}}{2K_e} \quad (k) \end{aligned}$$

Donde las constantes K_f y K_v , están dadas por:

$$K_f = \frac{L^3}{EI} \quad (l) \qquad K_v = \frac{L}{GA} \quad (m)$$

La rigidez a flexión de la losa, esta dada por:

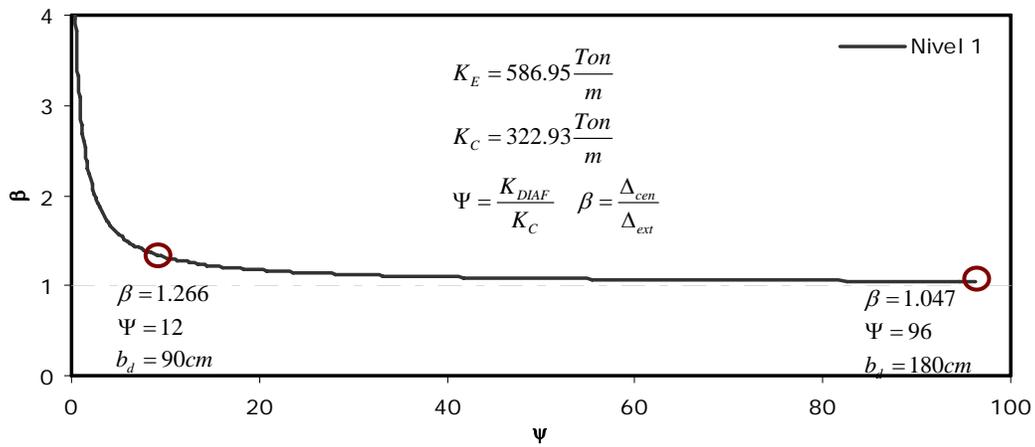
$$K_{DIAF} = w_m L \quad (n) \qquad w_m = \frac{384EI}{5L^4} \quad (o)$$

Finalmente, los desplazamientos del marco central y lateral, se obtienen utilizando las siguientes expresiones:

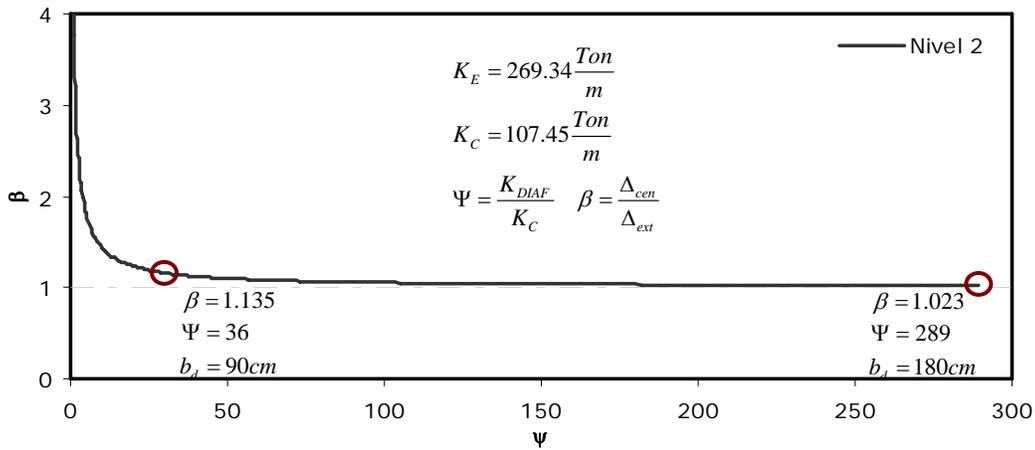
$$\Delta_{cen} = \frac{wL \left(\frac{5K_f}{384} + \frac{K_v}{8} + \frac{1}{2K_e} \right)}{1 + K_c \left(\frac{K_f}{48} + \frac{K_v}{4} + \frac{1}{2K_e} \right)} \quad 5.03$$

$$\Delta_{ext} = \frac{wL}{2K_e} \left(1 - \frac{\left(\frac{5K_f}{384} + \frac{K_v}{8} + \frac{1}{2K_e} \right)}{\left(\frac{K_f}{48} + \frac{K_v}{4} + \frac{1}{2K_e} + \frac{1}{K_c} \right)} \right) \quad 5.04$$

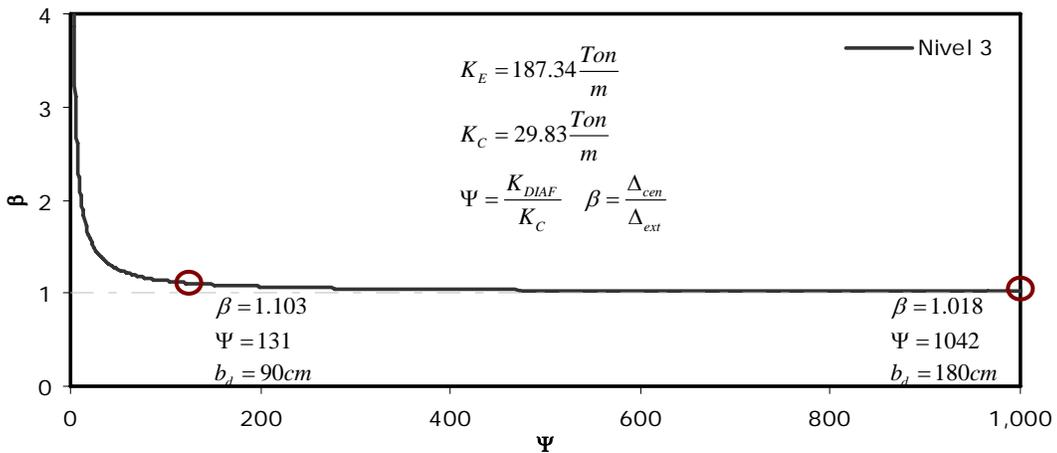
5. EVALUACION DE RESULTADOS EXPERIMENTALES



a) Nivel 1



b) Nivel 2



c) Nivel 3

Fig. 5.3. Modelo analítico para verificar la acción de diafragma

En la figura 5.3 se muestran los resultados de resolver las ecuaciones mencionadas variando el peralte de la viga, b_d , desde 11.50cm, que corresponde al ancho de las columnas, hasta 180cm, que corresponde al ancho total del sistema de piso. Para este intervalo, el parámetro Ψ varía entre 0.03 y 96 para el primer nivel, entre 0.08 y 289 para el segundo nivel y finalmente entre 0.27 y 1042 para el tercer nivel.

Los resultados muestran que cuando el peralte b_d es cercano a 0.90m, el valor del parámetro Ψ es igual a 12, 36, y 131 para los niveles 1, 2, y 3 respectivamente; mientras la relación de desplazamientos, $\Delta_{Cen}/\Delta_{Ext}$, es igual a 1.27, 1.14, y 1.10 para los niveles 1, 2, y 3 respectivamente.

En cambio cuando el peralte b_d es igual a 1.80m, el valor del parámetro Ψ es igual a 96, 289, y 1042 para los niveles 1, 2, y 3 respectivamente; mientras la relación de desplazamientos, $\Delta_{Cen}/\Delta_{Ext}$, es igual a 1.05, 1.02, y 1.02 para los niveles 1, 2, y 3 respectivamente.

Estos resultados sugieren que la losa se puede considerar muy rígida en su plano, ya que para b_d igual a 1.80m (ancho en planta del sistema de piso) las diferencias de desplazamiento es pequeño, por consiguiente se comporta como diafragma rígido. Pero en los ensayos ante sismos de intensidad alta se demostró que no se comporta como tal, por consiguiente podemos afirmar que este método no es adecuado.

5.4. Revisión del sistema de piso

5.4.1. General

Como se mencionó anteriormente, el sistema de piso del edificio a escala está formado por losas alveolares prefabricadas con un firme de concreto colado en sitio de 2cm de espesor. De acuerdo con nuestras hipótesis el firme de concreto debe resistir el total de las fuerzas sísmicas horizontales generadas en el sistema de piso; además, debe de transmitir estas fuerzas al sistema lateral resistente del edificio (marcos de concreto). Por otro lado, se supone que el concreto se encuentra agrietado, como resultado de las numerosas juntas de construcción que existen entre los elementos prefabricados. Con estas hipótesis procederemos a revisar la resistencia sísmica del sistema de piso aplicando modelos de puntal y tirante.

5. EVALUACION DE RESULTADOS EXPERIMENTALES

5.4.2. Evaluación de las fuerzas inerciales en los sistemas de piso

5.4.2.1. Fuerzas sísmicas en sistemas de piso de resultados experimentales

A partir de resultados experimentales (Llolleo 100%, Llolleo 200% B y Llolleo 250%) del espécimen se conocen las aceleraciones máximas de cada entrepiso, así como la masa de cada entrepiso. Por consiguiente es posible, calcular las fuerzas máximas de piso a partir de las aceleraciones máximas experimentales obtenidas durante los ensayos (tabla 5.1).

Tabla 5.1. Aceleraciones y fuerzas máximas en sistemas de piso experimentales

Nivel	Llolleo 100%			Llolleo 200% B			Llolleo 250%		
	$\ddot{U}_{g \text{ Max}}$ (g)	W_i (Ton)	F_i (Ton)	$\ddot{U}_{g \text{ Max}}$ (g)	W_i (Ton)	F_i (Ton)	$\ddot{U}_{g \text{ Max}}$ (g)	W_i (Ton)	F_i (Ton)
1	0.791	4.04	3.20	1.196	4.04	4.83	1.355	4.04	5.48
2	1.087	4.04	4.39	1.952	4.04	7.89	1.461	4.04	5.90
3	1.337	3.95	5.28	1.937	3.95	7.64	1.728	3.95	6.82

5.4.2.2. Fuerzas sísmicas de diseño en sistemas de piso según el RCDF-2004

Según las NTC para Diseño por Sismo 2004 (sección 8.4), las fuerzas sísmicas en las losas de piso, para el sismo de diseño, se obtienen mediante la siguiente expresión (ver Fig. 5.4):

$$F_{\text{piso } i} = (c'_i + a_0) W_i \quad 5.05$$

Donde:

c'_i : Factor por el que se multiplican los pesos a la altura del desplante del elemento cuando se evalúan las fuerzas laterales sobre la construcción; es decir:

$$c'_i = \frac{F_i}{W_i} \quad 5.06$$

Donde:

W_i : Peso del nivel i.

F_i : Fuerza sísmica lateral en el nivel i.

a_0 : Ordenada del espectro elástico de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad, correspondiente a $T = 0$. Para el espectro de Guerrero, zona D, suelo tipo I:

$$a_0 = 0.50$$

5. EVALUACION DE RESULTADOS EXPERIMENTALES

A continuación se hallan los coeficientes c'_i , mediante la ecuación 5.06 y luego las aceleraciones y las fuerzas sísmicas en las losas de piso mediante la ecuación 5.05. Dichos valores se muestran en la tabla 5.2, en donde las fuerzas F_i corresponden a las fuerzas sísmicas de diseño.

Tabla 5.2. Aceleraciones y fuerzas de diseño en las losas de piso del espécimen según el RCDF-2004

Nivel	W_i (Ton)	H_i (m)	$W_i \times H_i$ (Ton-m)	F_i (Ton)	c'	a_0	$c'+a_0$	$F_{\text{piso } i}$ (Ton)
1	4.82	0.75	3.61	0.41	0.08	0.50	0.58	2.82
2	4.82	1.50	7.23	0.81	0.17	0.50	0.67	3.22
3	4.46	2.25	10.02	1.13	0.25	0.50	0.75	3.36

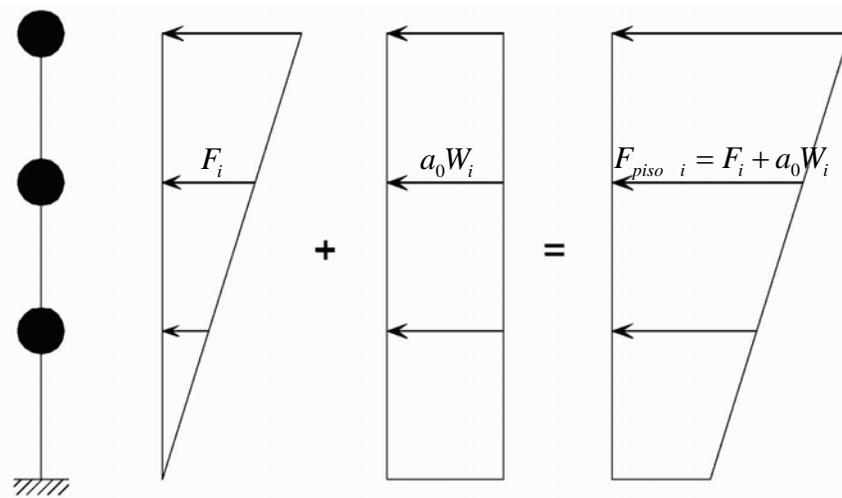


Fig. 5.4. Fuerzas sísmicas de diseño actuantes en las losas de piso del modelo de tres niveles (RCDF-2004)

Las fuerzas sísmicas de piso obtenidas de ensayos experimentales (Llolleo 100%, Llolleo 200% B y Llolleo 250%), y las obtenidas según el procedimiento del RCDF-2004 empleando el espectro del estado de Guerrero, se muestran en la figura 5.5. Durante el sismo Llolleo 100% el espécimen empezó a incursionar en el rango inelástico, prueba de ello es el coeficiente sísmico alcanzado ($c=0.77$) el cual es ligeramente superior al coeficiente sísmico de fluencia ($c_y=0.69$) razón por la cual empezaron a aparecer fisuras en el sistema de piso alrededor de 2mm de ancho. Además las fuerzas de piso para el primer sismo de intensidad alta (Llolleo 100%) son superiores a las que especifica el RCDF-2004 (ver tabla 5.3). Para los sismos Llolleo 200% B y Llolleo 250% el sistema de piso sufrió daño considerable como se describió en el capítulo 4.

Tabla 5.3. Fuerzas de piso experimentales y según el RCDF-2004

Nivel	h_i (m)	h_i/H	$F_{\text{piso } i}$ (Ton)			
			RCDF-2004	Llolleo 100%	Llolleo 200% B	Llolleo 250%
1	0.75	0.33	2.82	3.20	4.83	5.48
2	1.50	0.67	3.22	4.39	7.89	5.90
3	2.25	1.00	3.36	5.28	7.64	6.82

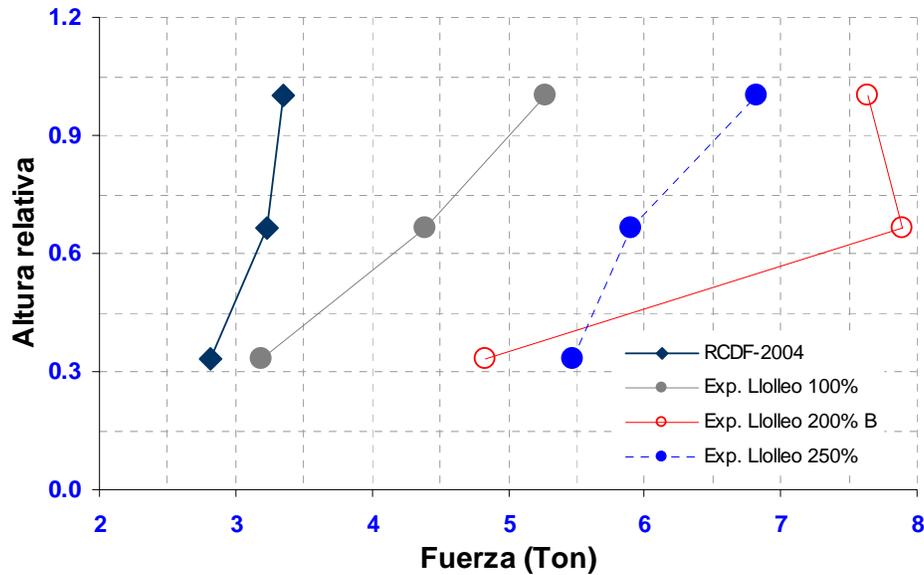


Fig. 5.5. Fuerzas sísmicas en las losas de piso del edificio en estudio

5.4.3. Idealización de las fuerzas sísmicas en los sistemas de piso

Las fuerzas inerciales en el firme de concreto son idealizadas como fuerzas concentradas en su plano. Para este caso, la planta típica del edificio fue dividida en ocho rectángulos de igual área. En el centro de cada rectángulo resultante se aplicó una carga concentrada P (ver figura 5.6). Como resultado, en cada piso se tienen ocho cargas concentradas cuya suma nos da la fuerza sísmica total en el piso, $8P$.

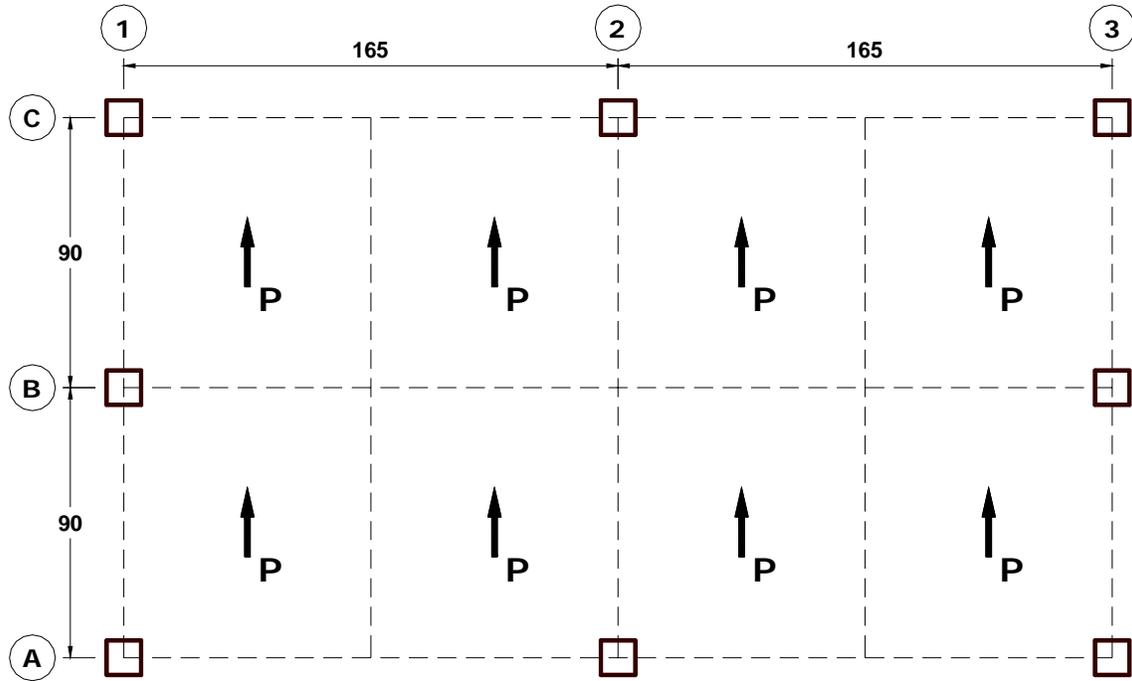


Fig. 5.6. Idealización de las fuerzas sísmicas actuantes en el firme de concreto (dimensiones en cm)

5.4.4. Elaboración de modelos de puntal y tirante para la obtención de la resistencia del firme de concreto

El primer paso es hallar las reacciones en las columnas debido a las cargas actuantes P . Para esto, se puede hacer uso otra vez de la hipótesis de diafragma rígido para el sistema de piso, y usando cualquier programa comercial, se hace un análisis elástico considerando la rigidez de las columnas. Para este ejemplo usamos el programa *SAP2000* [Computers and Structures, 2002] y como resultado se obtienen las reacciones en las columnas, en función de la carga P , mostradas en la tabla 5.4. Estas serán las reacciones externas en los modelos de puntal y tirante a elaborarse.

Tabla 5.4. Reacciones externas (en columnas) de los modelos de puntal y tirante

Nivel	Ejes 1 y 3		Eje 2
	Columna Exterior	Columna Interior	Columna Exterior
1	0.97 P	1.20 P	0.86 P
2	0.93 P	1.49 P	0.65 P
3	0.84 P	2.02 P	0.30 P
Promedio	0.91 P	1.57 P	0.61 P

La suma de las reacciones en todas las columnas, para cada nivel, debe dar la fuerza sísmica total en el piso (8P):

$$4x0.97P + 2x1.20P + 2x0.86P = 8.00P$$

$$4x0.93P + 2x1.49P + 2x0.65P = 8.00P \quad 5.07$$

$$4x0.84P + 2x2.02P + 2x0.30P = 8.00P$$

A continuación se procede a definir modelos de puntal y tirante de cada nivel para el firme de concreto, con el siguiente criterio, que los puntales y tirantes se definen iniciándolos en los puntos de aplicación de las cargas y dirigiéndolos hacia las columnas. Este criterio deja la libertad al ingeniero estructural de elegir las trayectorias de las cargas, desde su punto de aplicación hasta las columnas; es decir, se pueden elaborar varios modelos de puntal y tirante para el firme en estudio.

Para poder determinar la resistencia de dichos modelos; es decir, la resistencia del sistema de piso, es necesario elegir adecuadamente los anchos de los puntales y tirantes. [Rodríguez, 2007] recomienda tomar un ancho como del doble de la dimensión de la columna (ancho o diagonal de la columna, dependiendo de la inclinación de los puntales y tirantes) en edificios formados por marcos de concreto, como es el caso del espécimen en estudio. Adicionalmente en los puntales y tirantes que coinciden con la viga, se tomo como ancho del puntal o tirante, el ancho de la viga.

Además cualquier modelo de puntal y tirante que satisfaga las condiciones de equilibrio nos dará una resistencia del firme de concreto que estará del lado de la seguridad.

5.4.5. Empleo del método de los elementos finitos

Se realizó un análisis elástico por elementos finitos del firme de concreto con el programa *SAP2000* [Computers and Structures, 2002], con el objetivo de obtener las trayectorias de los esfuerzos principales elásticos en el firme. Para este análisis, el firme de concreto fue modelado como un elemento “shell” del tipo membrana, que considera solamente grados de libertad en el plano. El espesor del elemento “shell” fue tomado igual al espesor del firme (2cm). La malla de elementos finitos utilizada se muestra en la figura 5.7. La fuerza sísmica en el piso fue idealizada como en la sección 5.4.3. En este caso, para poder realizar el análisis por elementos finitos, las cargas P fueron consideradas igual a la unidad ($P = 1$). De esta manera, los esfuerzos principales en el firme de concreto resultan en función de P .

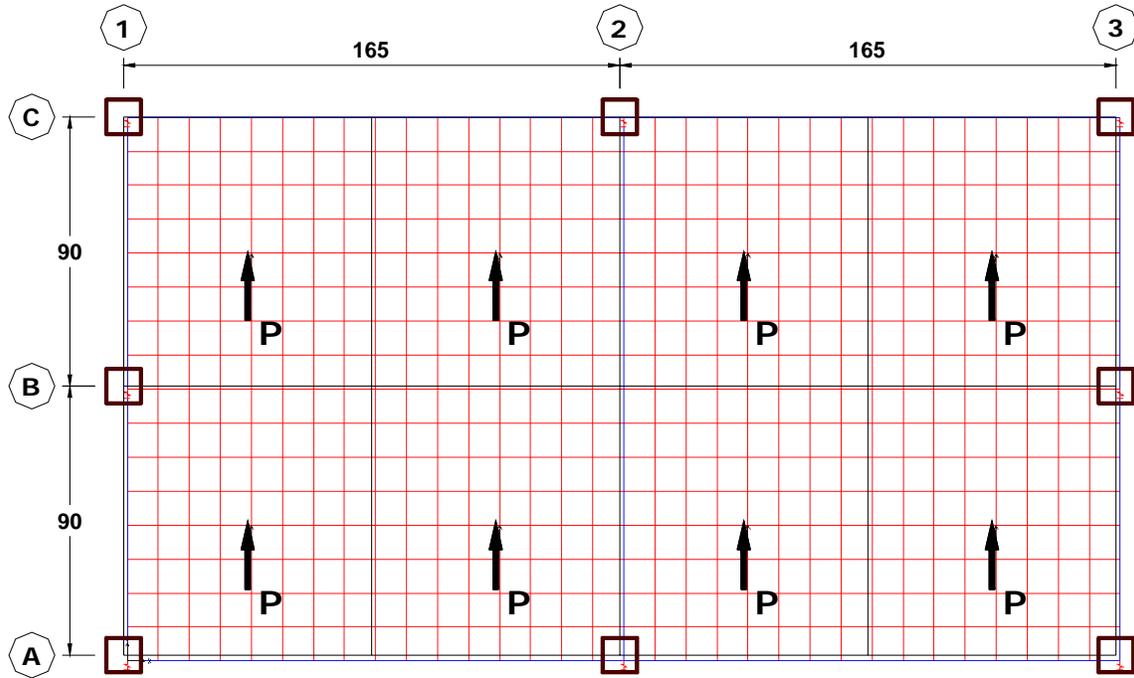


Fig. 5.7. Modelado del firme de concreto mediante elementos *shell* del tipo membrana, y fuerzas sísmicas actuantes

Como resultados se obtienen las trayectorias de los esfuerzos principales elásticos. Para una mejor visualización de estas trayectorias se usó el programa *GID* [CIMNE, 2004]. De esta manera se hallaron las trayectorias de esfuerzos mostrado en la figura 5.8, junto con la malla de elementos finitos usada para el análisis.

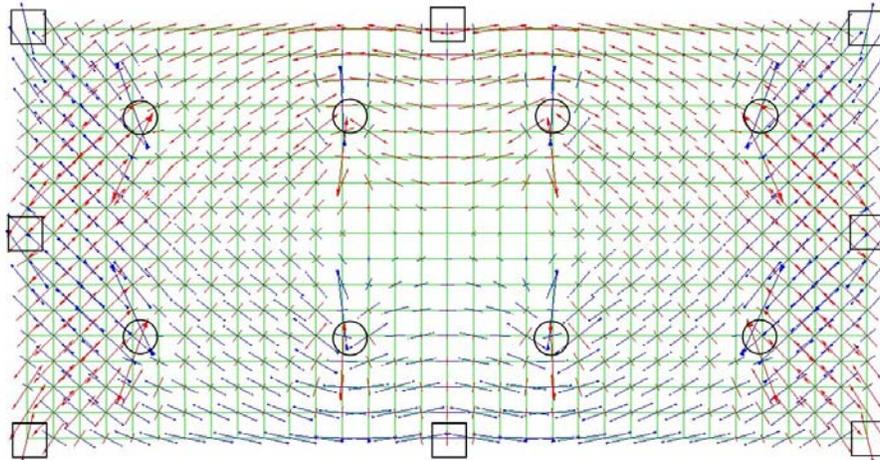
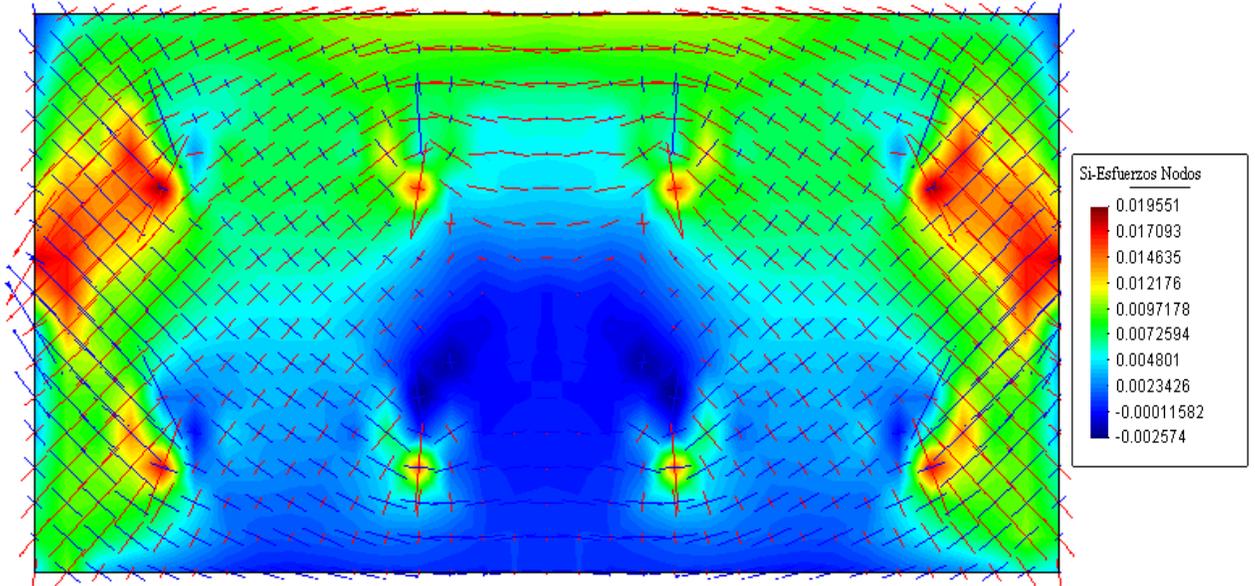


Fig. 5.8. Trayectoria de los esfuerzos principales en el firme y malla de elementos finitos. Los cuadrados representan a las columnas y los círculos los puntos de aplicación de las cargas *P*.

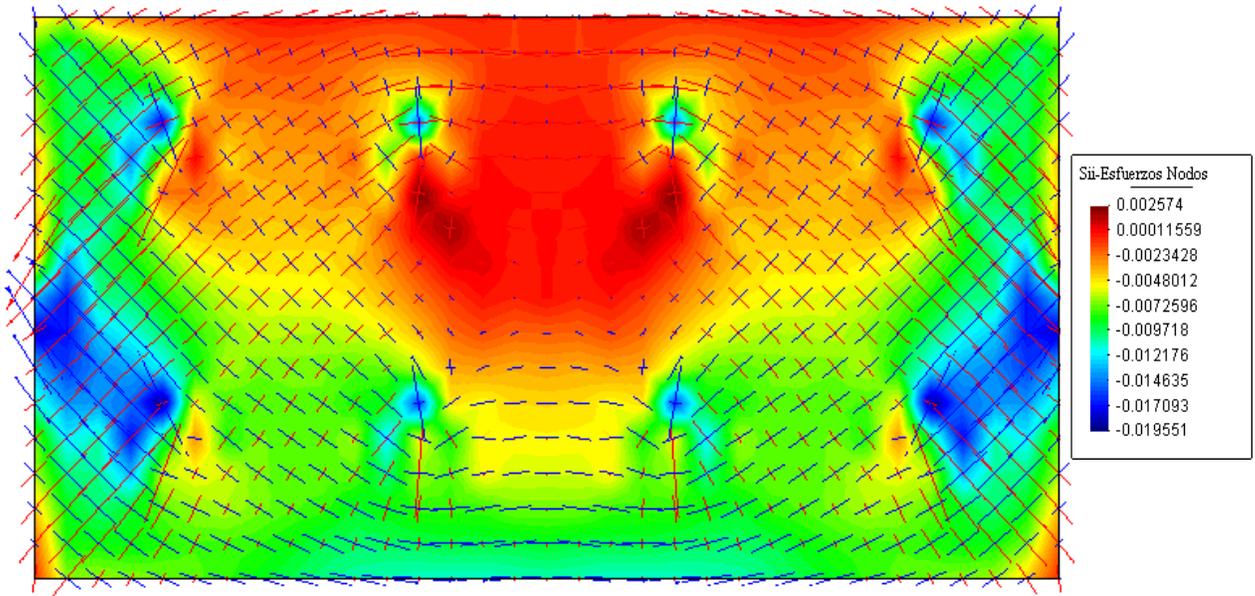
En la figura 5.8, las flechas de color rojo indican tensión, y las de color azul indican compresión. Las flechas grandes representan esfuerzos elevados y las pequeñas esfuerzos bajos. Se puede ver que esta figura es de gran ayuda para proponer un modelo de puntal y tirante; basta seguir la trayectoria de las flechas, mientras que los colores indican si se debe colocar un puntal (flechas de color azul) o un tirante (flechas de color rojo). Por otro lado, esta figura nos muestra que la trayectoria de los esfuerzos principales guarda doble simetría (con respecto a los ejes vertical y horizontal). En efecto, el presente edificio guarda simetría tanto en geometría, como en cargas, por lo que ésta es otro parámetro a tener en cuenta en la elaboración de modelos de puntal y tirante.

Para una visualización más clara de las zonas más esforzadas, en la figura 5.9 se presenta la trayectoria de esfuerzos principales teniendo como fondo a los contornos de esfuerzos principales máximos (σ_i) y mínimo (σ_{ii}), donde cada color está asociado a un valor de esfuerzo, el cual está presentado en kg/cm^2 y en función de P .

La figura 5.9 nos ayuda a ver dónde están concentrados los mayores esfuerzos. Por ejemplo, los campos en azul indican esfuerzos de compresión elevados, y los campos en rojo indican esfuerzos de tensión elevados.



a) Trayectoria de esfuerzos principales sobre el contorno del esfuerzo principal máximo σ_i , mayormente en tensión (positivo), valores en kg/cm^2 ($P=I$)

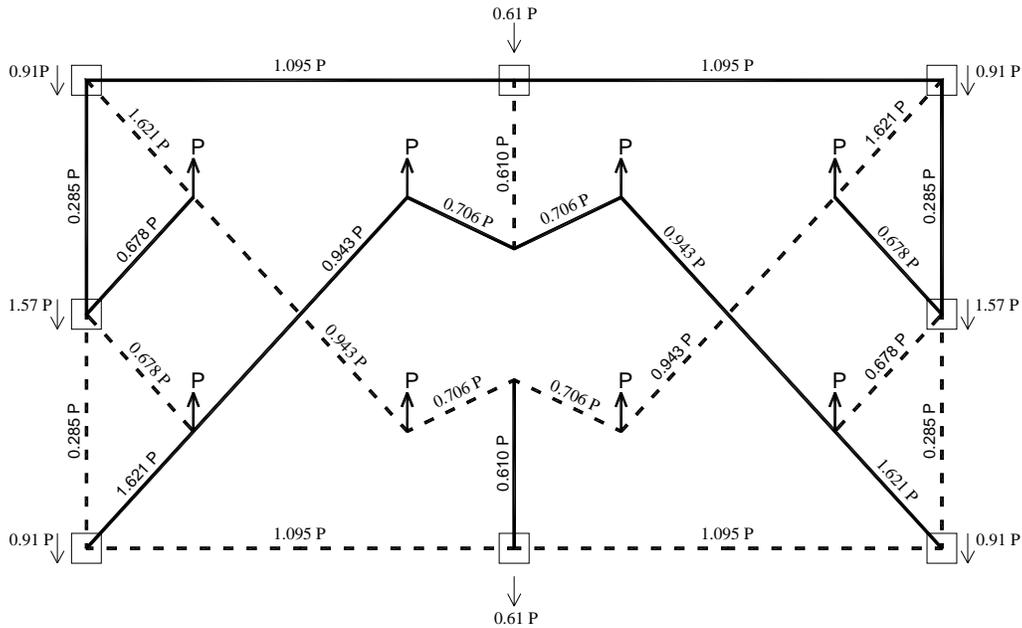


b) Trayectoria de esfuerzos principales sobre el contorno del esfuerzo principal mínimo σ_{ii} , mayormente en compresión (negativo), valores en kg/cm^2 ($P=I$)

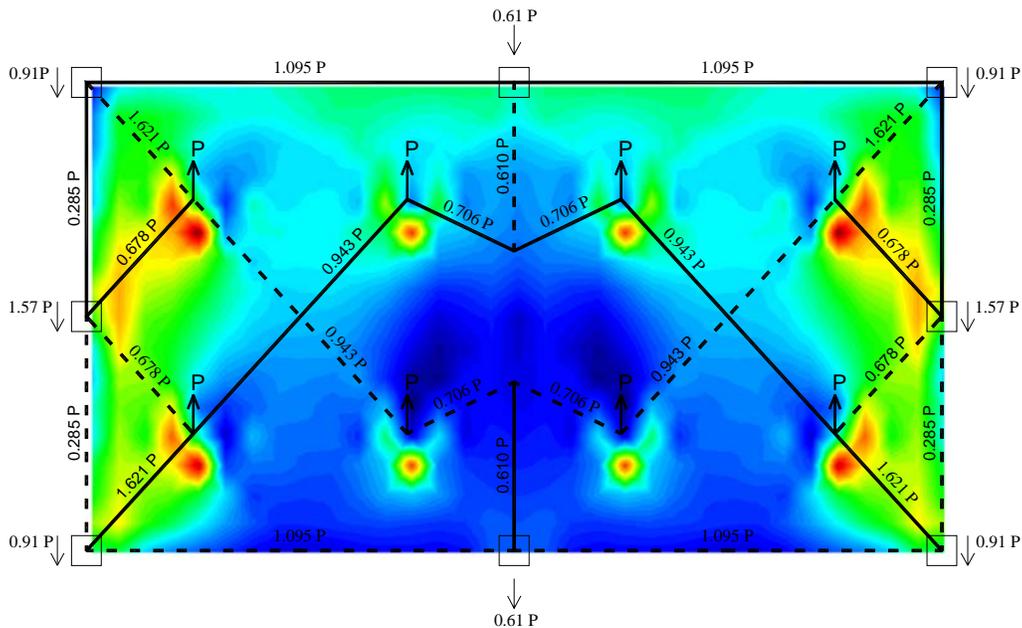
Fig. 5.9. Trayectoria y contorno de los esfuerzos principales en el firme de concreto

5. EVALUACION DE RESULTADOS EXPERIMENTALES

Como se indicó antes, se puede obtener un buen modelo de puntal y tirante si se sigue las trayectorias de los esfuerzos principales elásticos. Con base en esta recomendación se elaboró el modelo de puntal y tirante mostrado en la figura 5.10 tomando en cuenta las reacciones promedio (ver tabla 5.4). En la figura 5.10.b se presenta este modelo superpuesto con los contornos del esfuerzo principal máximo (σ_1).



a) Modelo de puntal y tirante

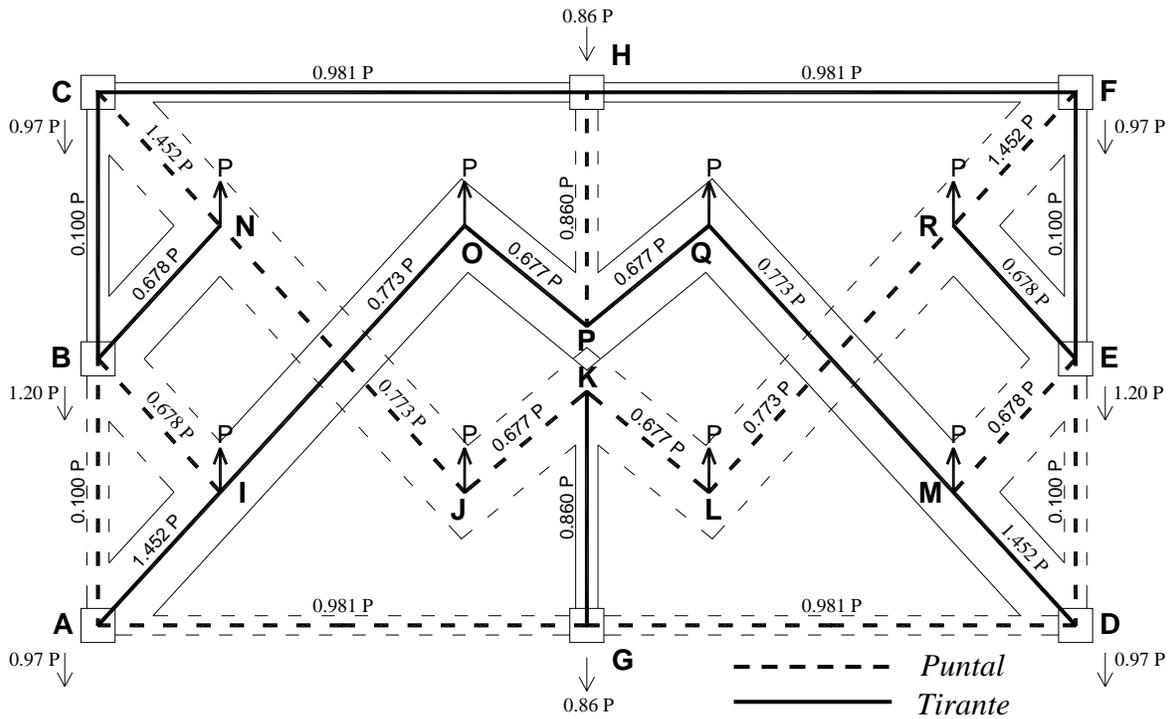


b) Modelo de puntal y tirante superpuesto con los contornos del esfuerzo principal máximo (σ_1)

Fig. 5.10. Modelo de puntal y tirante, con base a las trayectorias de esfuerzos principales (MEF)

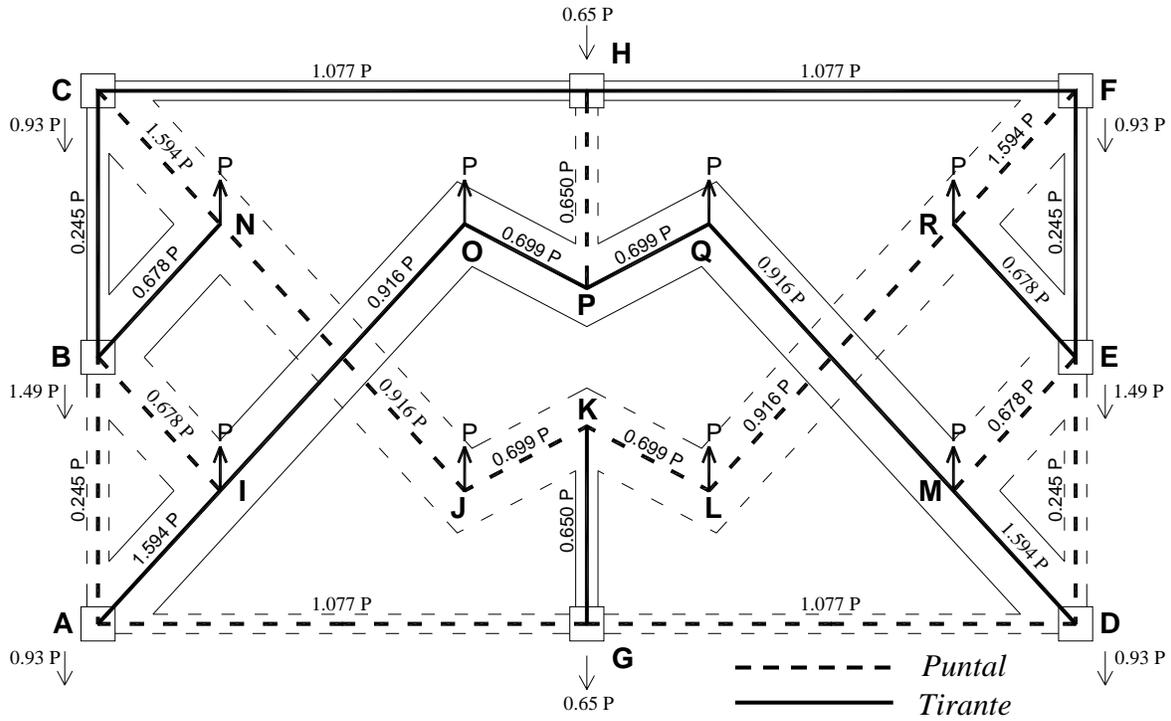
5.4.6. Resistencia del sistema de piso para fuerzas en su plano

A continuación se evalúan las resistencias del modelo de puntal y tirante para los tres niveles. Las dimensiones propuestas de los puntales y tirantes, se muestran en la figura 5.11. La resistencia del firme de concreto está dada por la menor resistencia del puntal o tirante críticos. Luego, con el elemento crítico y con el esfuerzo máximo arrojado por el análisis de elementos finitos se calcula también la resistencia del sistema de piso.

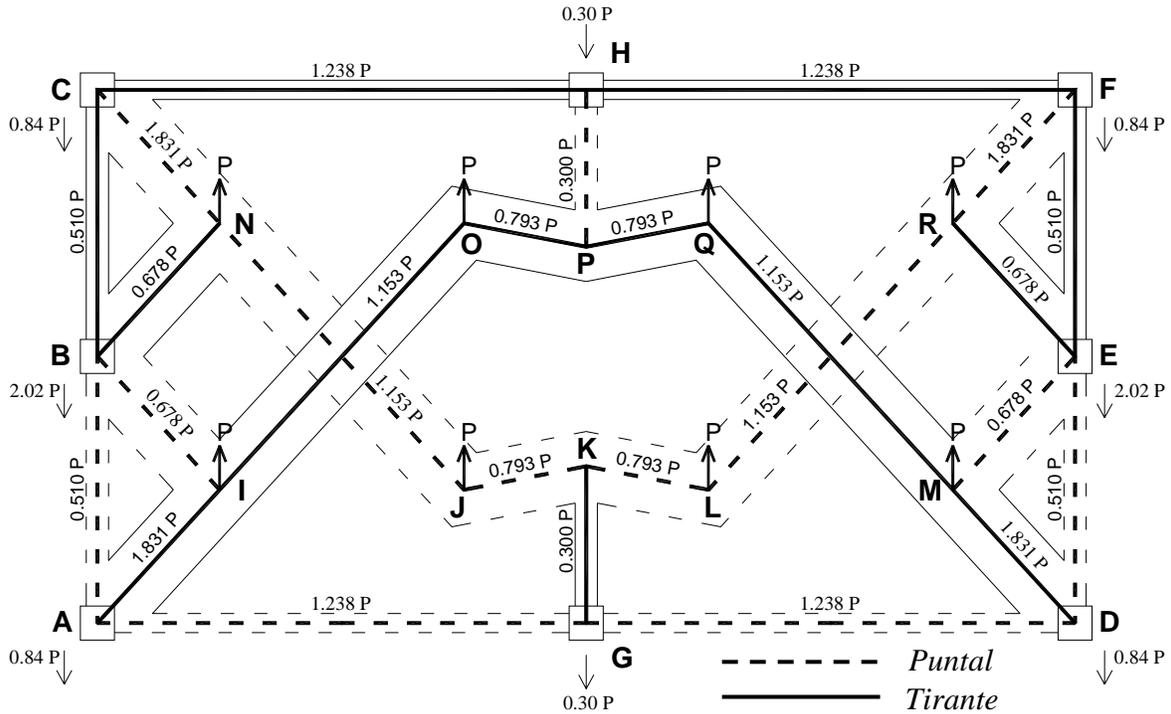


a) Modelo de puntal y tirante: Losa de primer nivel

Fig. 5.11. Modelos de puntal y tirante para los firmes en estudio



b) Modelo de puntal y tirante: Losa del segundo nivel



c) Modelo de puntal y tirante: Losa del tercer nivel

Fig. 5.11. Modelos de puntal y tirante para los firmes en estudio (continuación)

5.4.6.1. Resistencia del tirante crítico

El tirante crítico resulta ser el tirante AI (ver Fig. 5.12). Para calcular la resistencia a tensión de este tirante se desprecia la contribución del concreto, por lo que solamente se tiene en cuenta a la malla de refuerzo del firme. El área de acero de esta malla se calculó en la sección 3.3.2 y resultó ser $A_s = 0.341 \text{ cm}^2/\text{m}$. El esfuerzo de fluencia de dicha malla se obtuvo de ensayos en laboratorio (sección 3.4) de donde resultó ser $f_y = 4175 \text{ kg/cm}^2$.

La figura 5.12 muestra el tirante más cargado (tirante AI). La fuerza de este tirante se descompone tal como se indica en la figura. El ancho del tirante se tomó igual a dos veces la diagonal de la columna.

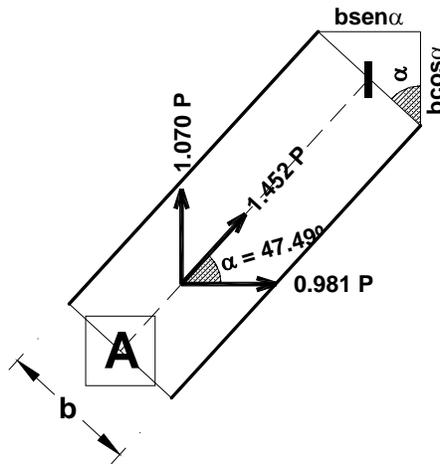


Fig. 5.12. Detalle del tirante crítico: Se muestran las proyecciones vertical y horizontal del ancho y de la fuerza del tirante

La tensión actuante de $1.452 P$ se descompone en una tensión en la dirección vertical y otra en la horizontal, las cuales actúan sobre los anchos proyectados del tirante, tal como muestra la figura 5.12.

- Ancho del tirante: $b = 2 \times 16.26 = 32.50\text{cm}$
- Inclinación del tirante con la horizontal: $\alpha = 47.50^\circ$
- Ancho proyectado horizontalmente: $b_h = b \times \cos \alpha = 22.0\text{cm}$
- Ancho proyectado verticalmente: $b_v = b \times \sin \alpha = 24.0\text{cm}$

5. EVALUACION DE RESULTADOS EXPERIMENTALES

De esta forma es posible hallar el área de acero de la malla de refuerzo que cruza cada ancho proyectado. De la figura 5.12, vemos que la mayor fuerza actuante en el tirante está en la dirección vertical, por lo que a continuación se calcula el área de acero en esa dirección:

$$A_{s_{vertical}} = A_s \times b \sin(\alpha) = 0.341 \frac{cm^2}{m} \times 0.24m = 0.082cm^2$$

Igualando la fuerza resistente a la actuante, hallamos el valor de P correspondiente a la falla del firme, para este caso:

$$A_{s_{vertical}} f_y = 1.070P \rightarrow P = 320kg$$

5.4.6.2. Resistencia del puntal crítico

A continuación se verifica la resistencia del puntal más crítico (puntal NJ, figura 5.11). Se presta atención a este puntal debido a que es atravesado por un tirante, y por tanto, se presentan tensiones transversales en el concreto, con lo cual su resistencia a la compresión disminuye drásticamente. Para este caso, varios reglamentos de diseño tienen recomendaciones para calcular la resistencia a la compresión del concreto. En el *Apéndice C* se calcula dicha resistencia con las recomendaciones de cuatro reglamentos de diseño diferentes. La resistencia del puntal NJ, se calcula con la menor resistencia del concreto obtenida.

Del *Apéndice C*, la menor resistencia del concreto con tensiones transversales es igual a:

$$f_{cd}^* = 0.34 f_c' = 0.34 \times 350 = 119 \frac{kg}{cm^2}$$

El ancho del puntal NJ puede ser considerado igual a 32.50cm (dos veces la diagonal de la columna). Igualando la fuerza resistente a la actuante, hallamos el valor de P correspondiente a la falla del firme, para este caso:

$$b \times e_{firme} \times f_{cd}^* = 32.50 \times 2.00 \times 119.00 = 0.773P \rightarrow P = 10007kg$$

5.4.6.3. Resistencia del sistema de piso

La fuerza resistente del sistema de piso se calcula con la menor fuerza P encontrada, la cual corresponde a la resistencia del tirante AI ($P=320kg$):

$$F_{R_{Piso}} = 8P = 8 \times 320 = 2560kg$$

Es decir, que cuando la fuerza sísmica actuante en alguna losa de piso del edificio sea mayor o igual a 2600kg, se iniciará el colapso del sistema de piso. Este resultado es conservador ya que es mucho menos a las fuerzas que se presentaron en los ensayos de intensidad alta (ver Fig. 5.5).

A continuación se calcula la resistencia del sistema de piso con base en el esfuerzo máximo hallado con el MEF y con la sección del tirante crítico (tirante AI, figura 5.12). Como puede verse de la figura 5.10, el esfuerzo principal máximo de tensión tiene la misma dirección que la del tirante crítico (tirante AI). Por lo tanto, igualando los esfuerzos actuante y resistente, hallamos el valor de P correspondiente a la falla del firme, para este caso:

$$0.018P = \frac{A_s \cdot fy}{b \cdot e_{\text{firme}}} = \rho \cdot fy$$

Donde:

A_s : área del acero de refuerzo en el ancho b del tirante

ρ : cuantía del acero de refuerzo, $\rho = 0.0017$ (sección 3.3.2)

Por consiguiente, se tiene:

$$0.018P = 0.0017 \times 4250 \rightarrow P = 401kg$$

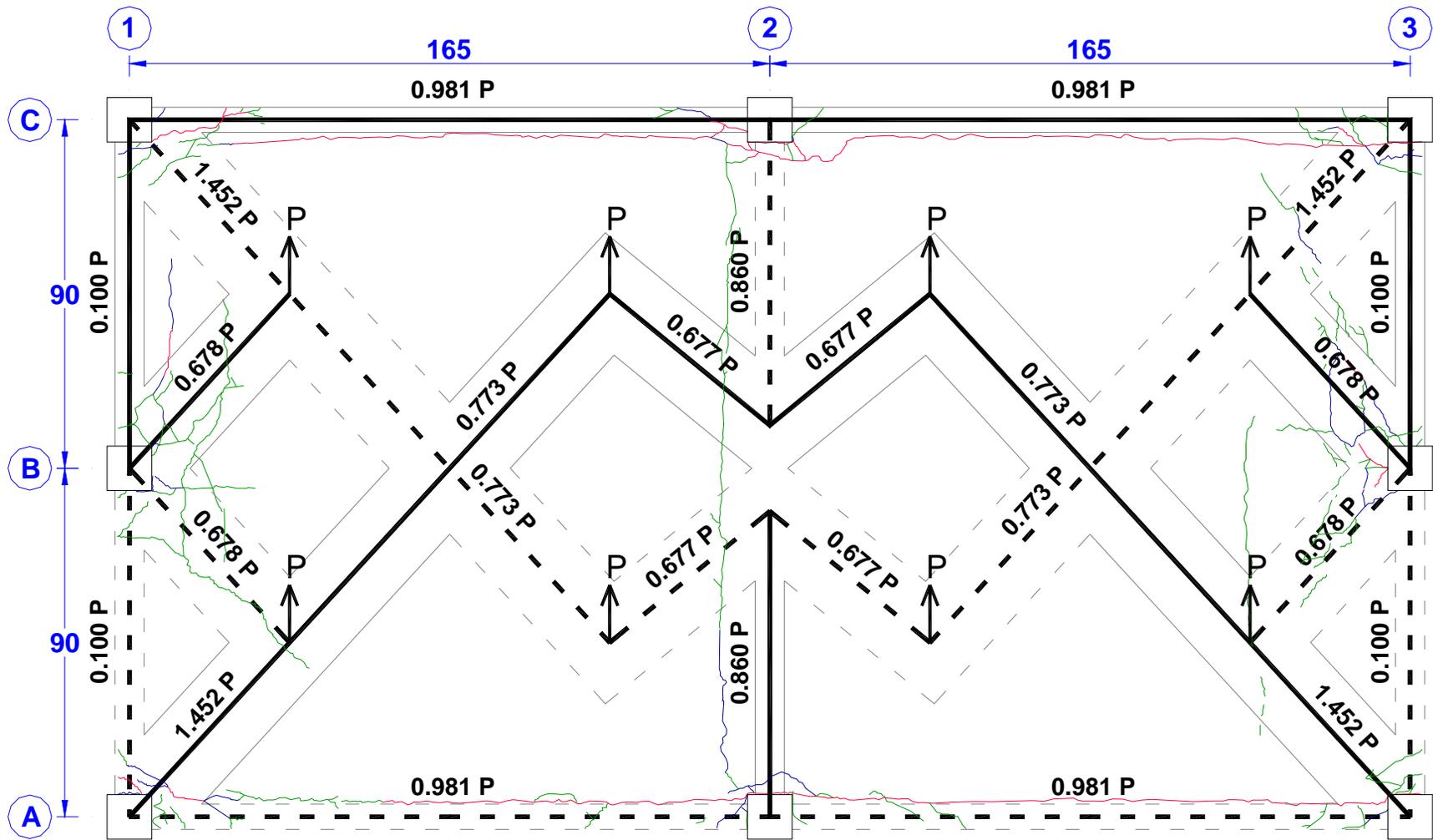
La resistencia del sistema de piso es:

$$F_{R \text{ Piso}} = 8P = 8 \times 401 = 3200kg$$

Este valor se acerca mucho mejor a los resultados experimentales mostrados que se mostraron en la figura 5.5. Por consiguiente es aceptable el uso del método de los elementos finitos para el diseño de los sistemas de piso ya arroja resultados que se aproximan bastante a los resultados experimentales.

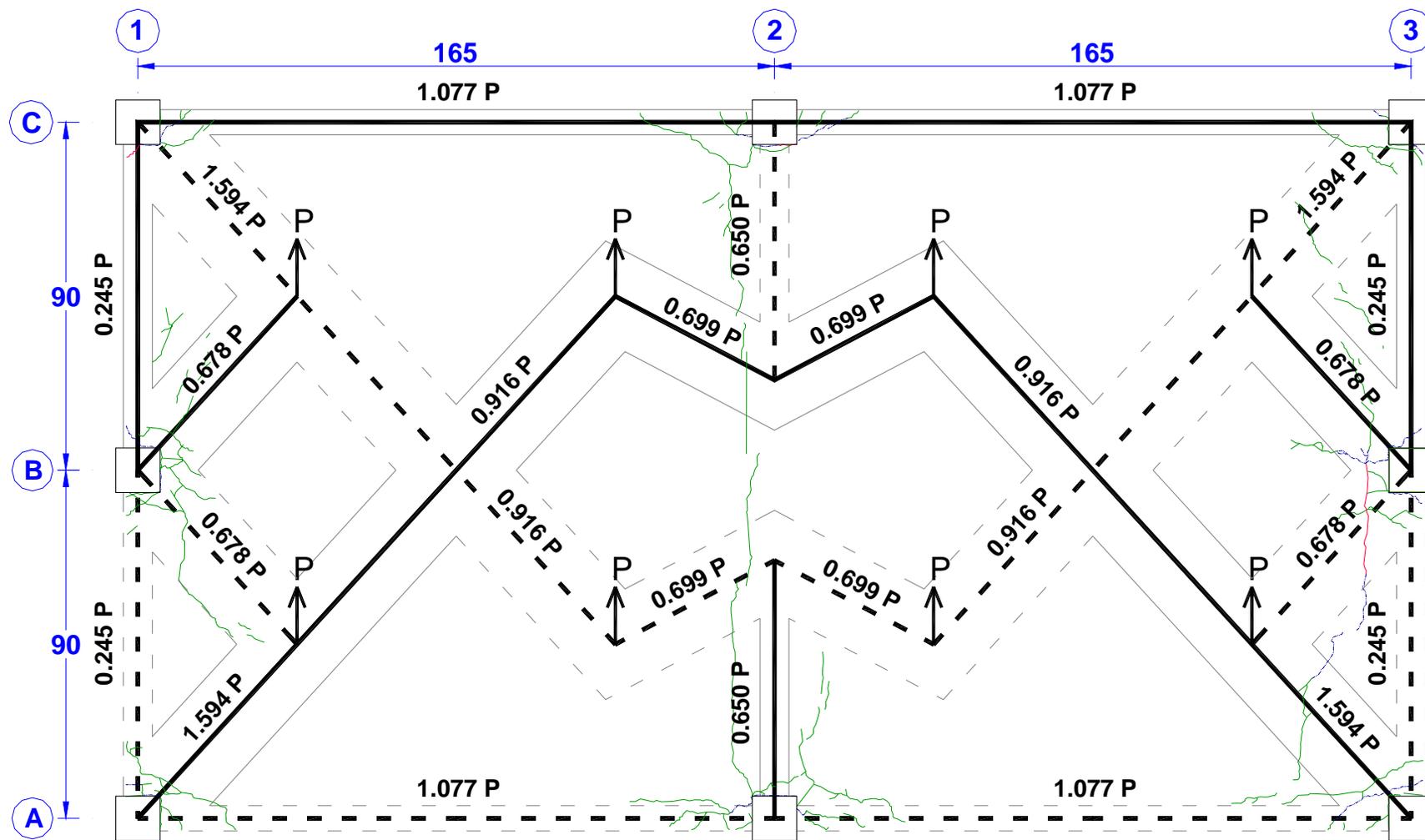
5.4.7. Superposición de modelos de puntal y tirante con el daño observado en los sistemas de piso

La figura 5.13 muestra la superposición del daño observado con el modelo de puntal y tirante de cada nivel, como puede observarse en las imágenes, la mayor concentración de grietas se da en la dirección de los puntales y tirantes, esto nos demuestra que este modelo fue el adecuado ya que se creó tomando en cuenta la distribución de los esfuerzos principales como se describió en la sección 5.4.5. Además esta es una herramienta simple que el ingeniero de la práctica puede utilizar y además nos proporciona información de las zonas donde podría producir concentración de esfuerzos, que otros métodos no muestran con excepción del método de los elementos finitos.



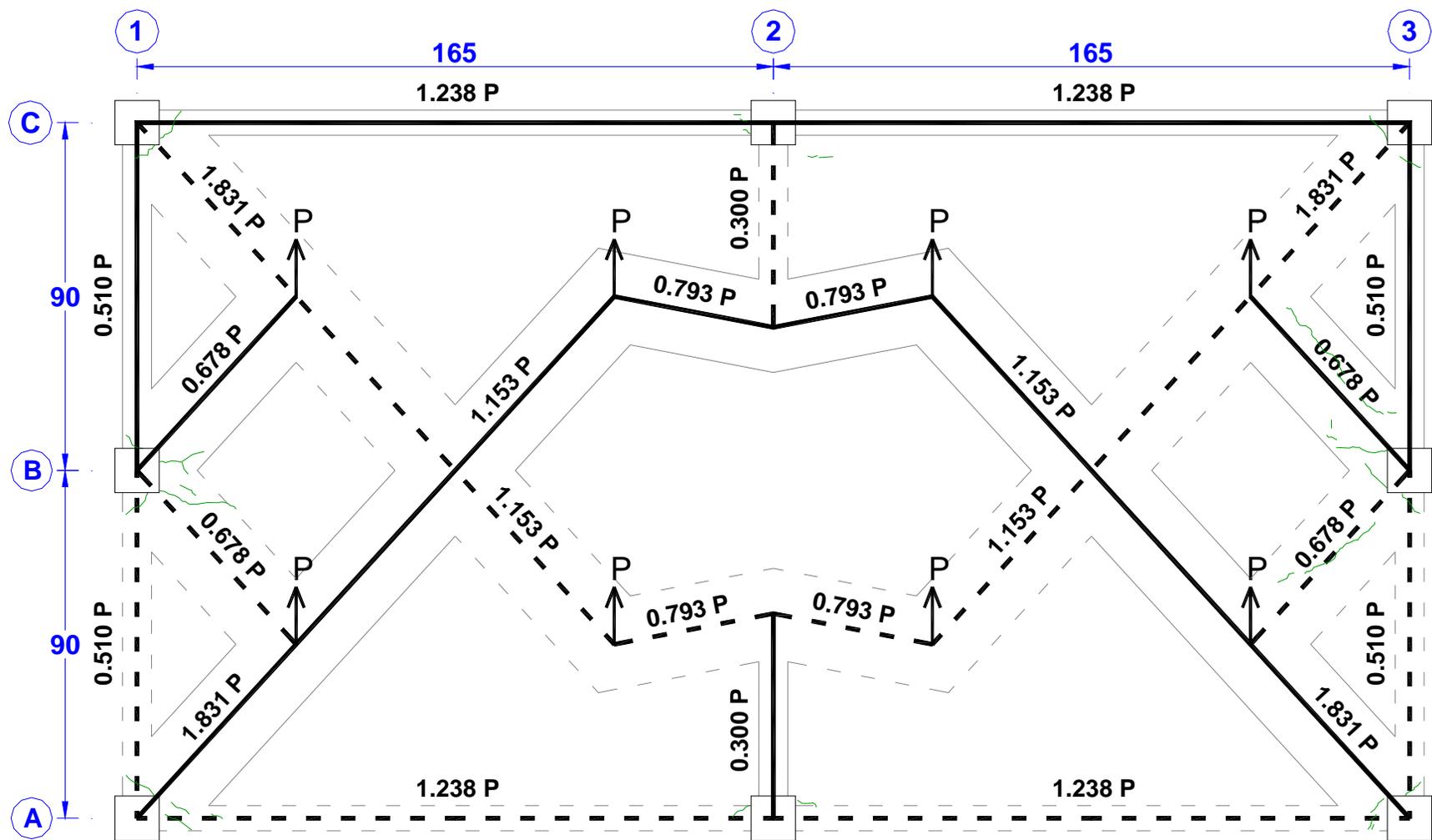
a) Primer nivel

Fig. 5.13. Superposición del daño observado con el modelo de puntal y tirante para el sismo Lollole 250%



b) Segundo Nivel

Fig. 5.13. Superposición del daño observado con el modelo de puntal y tirante para el sismo Lollole 250% (continuación)



c) Tercer Nivel

Fig. 5.13. Superposición del daño observado con el modelo de puntal y tirante para el sismo Lollole 250% (continuación)

5.5. Comportamiento de las conexiones

Uno de los objetivos de esta investigación fue estudiar de manera experimental el concepto de emulación de las conexiones prefabricadas. Como se mencionó en la sección 2.3, este sistema fue empleado por primera vez en México y se demostró en la sección 3.5 que su construcción no es complicada. Como era de esperarse esta conexión se comportó de forma adecuada en los sismos de intensidad alta, y las articulaciones de las vigas se formaron en los extremos de vigas y no en las conexiones y además presentaron una alta capacidad de deformación.

En general todas las conexiones del espécimen se comportaron adecuadamente y no presentaron daño considerable. Además, como era de esperarse las conexiones viga-columna donde se utilizó colado con concreto líquido (grout), éste emuló perfectamente a una conexión monolítica por lo cual se recomienda utilizar este tipo de conexiones en edificaciones prefabricadas localizadas en zonas de alta sismicidad.

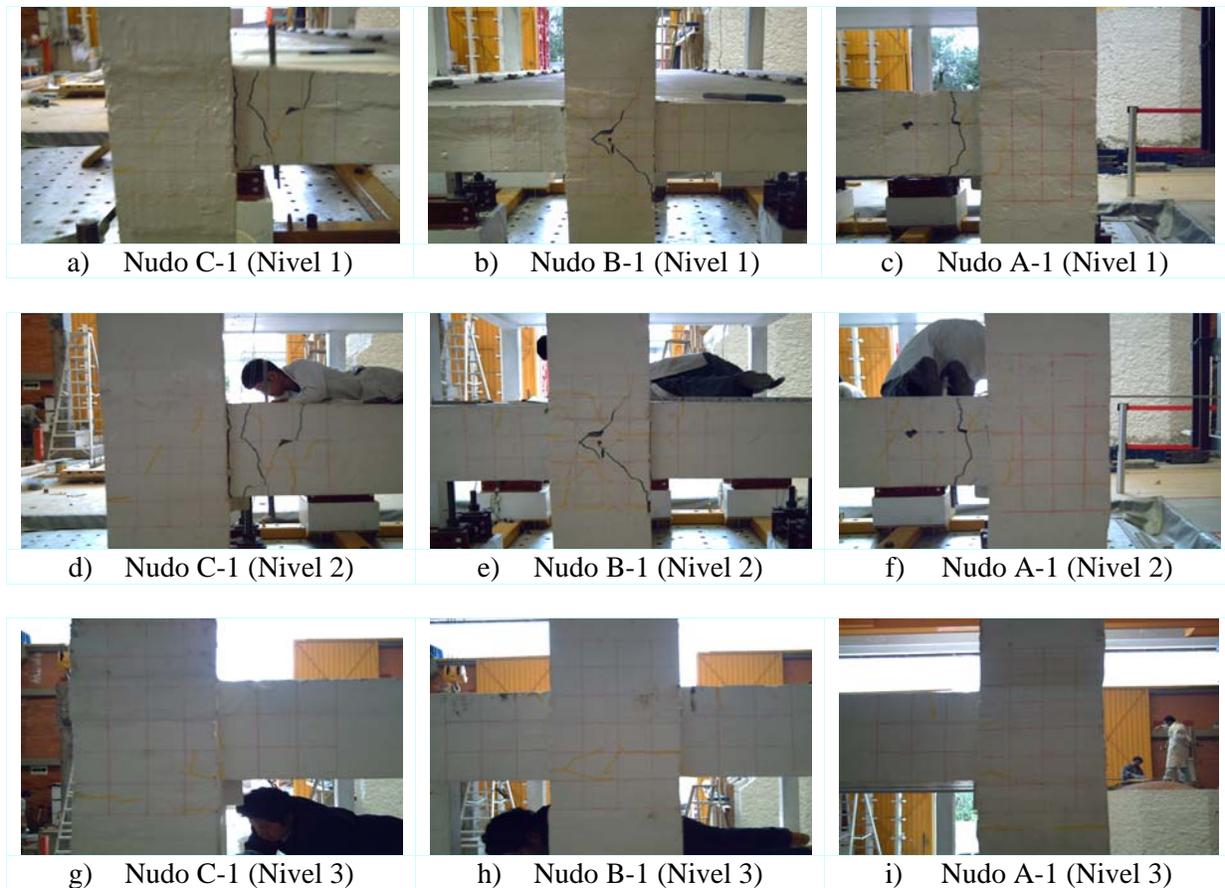


Fig. 5.14. Daño de las conexiones del Eje 1

5. EVALUACION DE RESULTADOS EXPERIMENTALES

Las figuras 5.14 y 5.15 muestran los daños de las uniones viga-columna después del último ensayo de intensidad alta (Lolleo 250%), como podrá observarse en ellas las conexiones del primer y segundo nivel fueron las más demandadas porque se observa mayor daño en las zonas de articulaciones plásticas, pero en algunos casos solo llegó a desprenderse el recubrimiento.

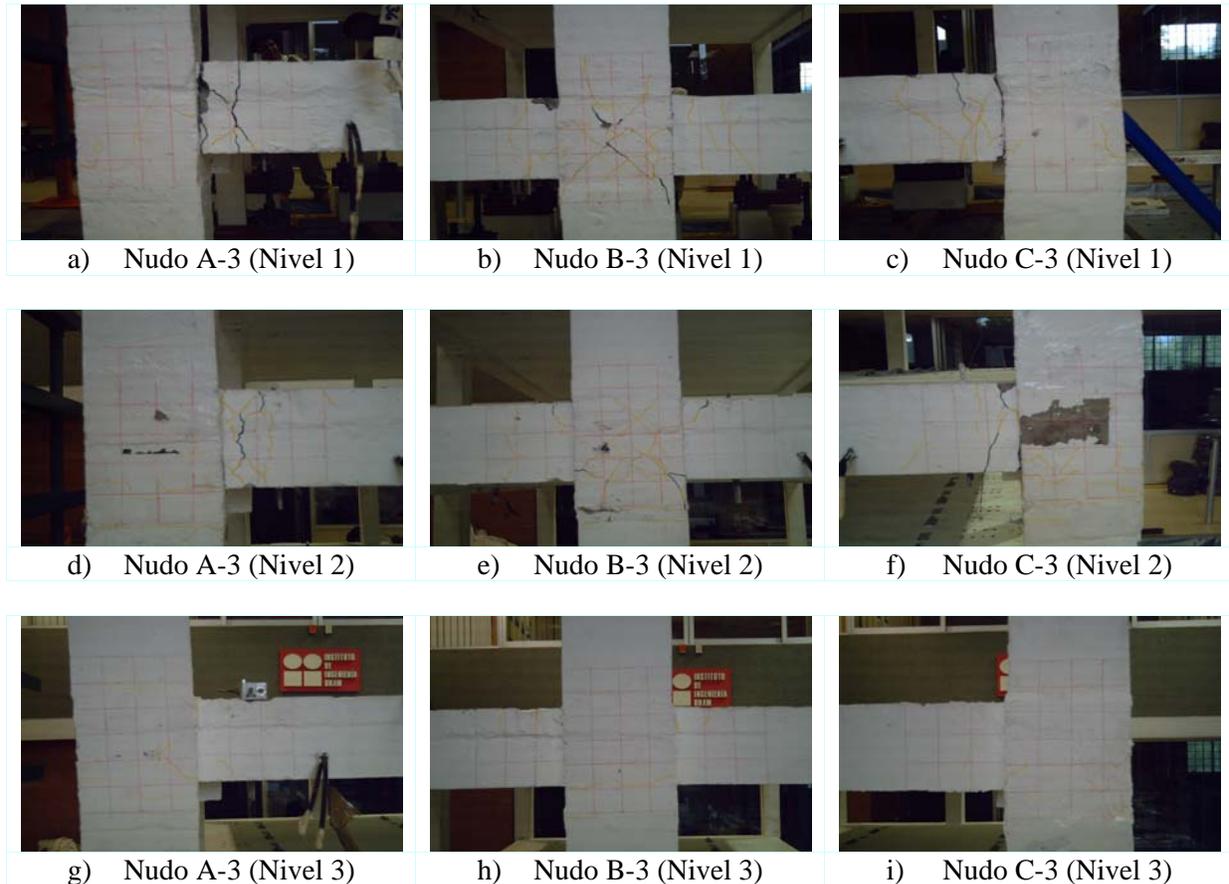


Fig. 5.15. Daño de las conexiones del Eje 3

6. PROPUESTA DE DISEÑO SISMICO DE SISTEMAS DE PISO

6.1. Reducción del primer modo (FMR)

En los capítulos anteriores se analizaron las aceleraciones de piso del espécimen para diferentes sismos que respondieron principalmente en el intervalo inelástico ante acciones sísmicas, y en donde se evaluaron las aceleraciones con diferentes procedimientos. Con estos resultados se define un procedimiento para describir la envolvente de las fuerzas de piso. Los resultados de aplicar este procedimiento se expresan en la ecuación 6.01 (en unidades de fracción de la aceleración de la gravedad, g) la cual representa una envolvente de aceleraciones con una distribución lineal. El procedimiento se basa en el empleo de dos valores de aceleraciones, un valor corresponde a la aceleración del terreno, a_0 , y el segundo valor corresponde a la aceleración absoluta del último nivel. La fuerza de piso del último nivel, F_{AZ} , se calcula con la ecuación 6.02 (en unidades de fracción de la aceleración de la gravedad, g) propuesto por Rodríguez et al., (2002) la cual mostró representar adecuadamente las fuerzas de piso en este nivel, dado que considera el comportamiento inelástico en la estructura.

$$\frac{F_i}{m_i \cdot g} = \left(\frac{F_{AZ}}{m_{AZ} \cdot g} - a_0 \right) \cdot \frac{h_i}{H} + a_0 \quad 6.01$$

$$\frac{F_{AZ}}{m_{AZ} \cdot g} = \sqrt{\left[\frac{\Gamma_1 \cdot \phi_{AZ}^1 \cdot S_a(T_1, \xi_1)}{R_M} \right]^2 + \sum_{i=2}^n \left[\Gamma_i \cdot \phi_{AZ}^i \cdot S_a(T_i, \xi_i) \right]^2} \quad 6.02$$

En las ecuaciones anteriores F_i corresponde a la fuerza del piso del nivel i a una altura de desplante h_i , el cual soporta una masa m_i . El parámetro H es la altura del edificio y m_{AZ} es la masa que soporta el último nivel. El parámetro Γ_i es el factor de participación del modo i . El parámetro $S_a(T_i, \xi_i)$, en fracción de g , es el valor de la aceleración para el periodo T_i en el espectro de respuesta propuesto para un amortiguamiento crítico igual a ξ_i , y el parámetro ϕ_j^i es el vector de formas modales. El valor del parámetro R_M corresponde al valor obtenido en los edificios analizados en el capítulo 4. En lo que sigue se evalúa la bondad del criterio propuesto de evaluación de fuerzas de piso para el espécimen analizado en los capítulos anteriores.

6.2. Simplificación de la reducción del primer modo (SFMR)

Con la finalidad de simplificar la ecuación 6.02, Rodriguez et al., (2002) proponen otras ecuaciones a partir de la ecuación 6.02 para que sea más fácil su uso por los ingenieros de la práctica y proponen dos modelos, un modelo utilizando una viga de corte y el otro utilizando una viga en flexión, las cuales se muestran en seguida.

6.2.1. Modelo de viga de corte

Para este modelo la aceleración de piso, c_{pn} , en fracción de la gravedad (g) correspondiente al último nivel del espécimen, se puede calcular con la siguiente expresión:

$$C_{pn} = \sqrt{\left[\frac{\eta_1 \cdot S_{a1}}{R_M} \right]^2 + \eta_2 \times \ln(n) \times (C_{h0})^2} \quad 6.03$$

Donde:

$$\eta_1 = 6/5$$

$$\eta_2 = 5/8$$

$$C_{h0} = a_0/g$$

n : es el número de niveles del espécimen

S_{a1} : es el valor de la aceleración para el primer modo del espécimen en fracción de g.

6.2.2. Modelo de flexión

Para este modelo la aceleración de piso, c_{pn} , en fracción de la gravedad (g) correspondiente al último nivel, se puede calcular con la siguiente expresión:

$$C_{pn} = \sqrt{\left[\frac{\eta_1 \cdot S_{a1}}{R_M} \right]^2 + \eta_2 \times \ln(n) \times (C_{h0})^2} \quad 6.04$$

Donde:

$$\eta_1 = 8-5$$

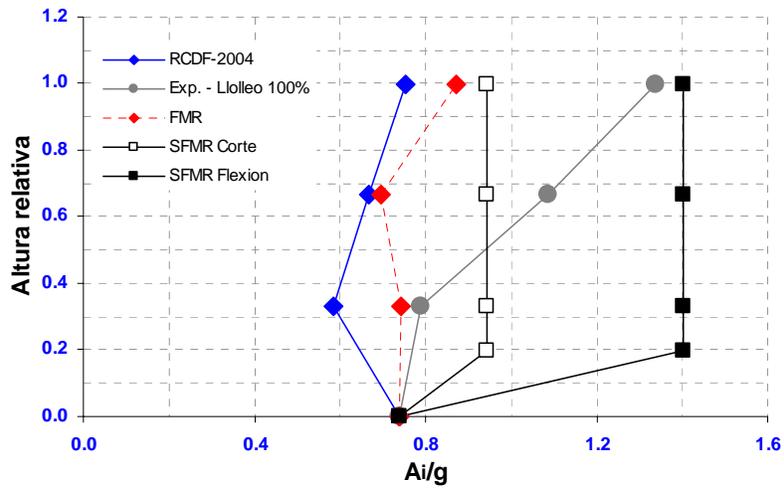
$$\eta_2 = 1.75$$

$$C_{h0} = a_0/g$$

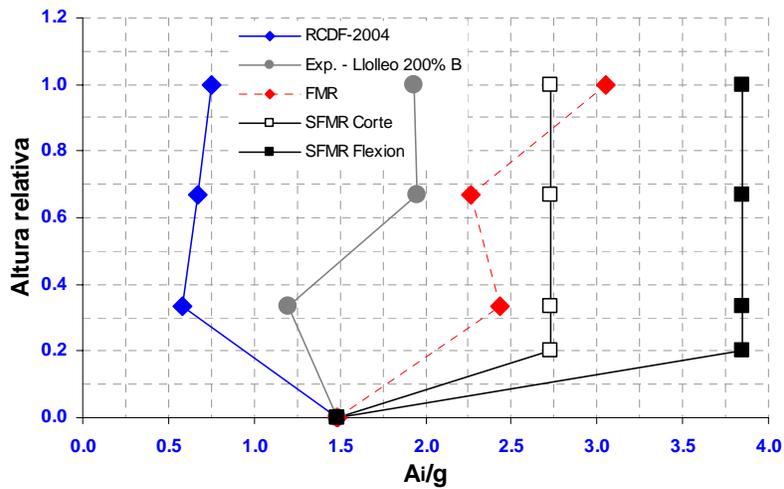
n : es el número de niveles del espécimen

S_{a1} : es el valor de la aceleración para el primer modo del espécimen en fracción de g

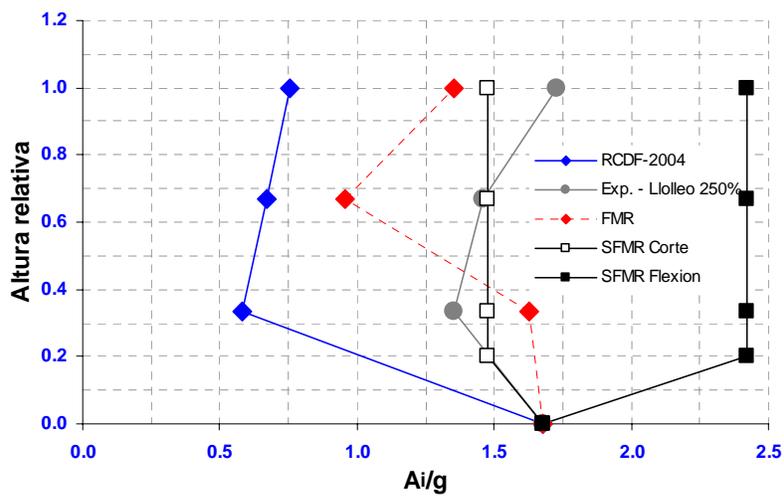
La figura 6.1 muestra las comparaciones de las aceleraciones de piso que propone el RCDF-2004 con los modelos propuestos por Rodríguez et al., y los resultados experimentales para los sismos de intensidad alta (Llolleo 100%, Llolleo 200% B y Llolleo 250%).



a) Lollo 100%



b) Lollo 200% B



c) Lollo 250%

Fig. 6.1. Aceleraciones de piso del espécimen

De los resultados de la figura 6.1 se puede afirmar que los resultados experimentales se encuentran dentro de los límites propuestos por Rodríguez et al., (2002). Además, los modelos de viga de flexión y cortante dan resultados mucho mayores a los especificados en el RNCDF-2004 y se acercan mucho más a los resultados experimentales.

7. CONCLUSIONES

En este trabajo se estudió el comportamiento sísmico de un edificio prefabricado de concreto de tres niveles a escala 1:4, el cual se ensayó en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería. El espécimen fue sometido a un sismo de intensidad baja y cuatro sismos de intensidad alta. De trabajos realizados anteriormente y de los ensayos realizados en el presente estudio, me permite afirmar lo siguiente:

1. Los reglamentos de diseño actuales para estructuras de concreto, no cuentan con un procedimiento racional de diseño de los sistemas de piso en edificios prefabricados de concreto reforzado. En este sentido, el *RCDF-2004* tiene muy pocas recomendaciones al respecto. Por otro lado, de acuerdo con la práctica mexicana, el diseño del firme de concreto en general considera solamente refuerzo mínimo por cambios volumétricos, lo cual no es suficiente para soportar a las fuerzas sísmicas en el piso, tal como se demostró en el presente trabajo (Capítulos 4 y 5).
2. La obtención de las fuerzas sísmicas de piso siguiendo las recomendaciones de algunos reglamentos de diseño como es el caso del *RCDF-2004*, puede estar del lado de la inseguridad. Como se mostró en el capítulo 6 (Fig. 6.1), las fuerzas sísmicas en el piso obtenidas mediante el procedimiento indicado por el *RCDF-2004*, resultaron ser mucho menores a las obtenidas de los ensayos experimentales, por lo que se sugiere revisar dicho procedimiento.
3. En vista de las limitaciones encontradas en los reglamentos de diseño, Rodríguez et al, (2002) proponen un procedimiento para el diseño sísmico de los sistemas de piso de edificios prefabricados. Este procedimiento consiste en reducir el primer modo de la respuesta y como se observó en el capítulo 6 del trabajo, el método da resultados del lado de la seguridad y se aproxima bastante a los resultados experimentales.

Del estudio experimental (ensayos antes sismos de intensidad baja y alta) realizado en el presente trabajo, se puede concluir lo siguiente:

4. Como se demostró en el capítulo 5, el modelo de puntal y tirante utilizado predijo de manera adecuada las grietas del sistema de piso. Por ello se sugiere emplear el Método del Puntal y Tirante (MPT) en la revisión de los sistema de piso y el Método de los Elementos Finitos (MEF), el cual ayuda a construir un modelo de puntal y tirante adecuado, ya que en la elaboración de un buen modelo se debe seguir la trayectoria de los esfuerzos principales.

7. CONCLUSIONES

5. Se concluye que la resistencia del sistema de piso del espécimen estudiado, el cual solamente tiene refuerzo por cambios volumétricos, es menor que la necesaria para resistir las fuerzas sísmicas actuantes. Así mismo, se muestra el carácter conservador del MPT, el cual siempre dará una resistencia que estará del lado de la seguridad, lo que lo hace un método apropiado para el diseño de sistemas de piso.
6. De acuerdo a los análisis estáticos no lineales se encontró que el espécimen tiene una sobrerresistencia de 4, debido principalmente a que el acero de refuerzo longitudinal colocado en las vigas, en varias secciones fue mucho mayor al requerido por las razones que se explicaron en la sección 3.2.2.
7. En cuanto al ensaye en mesa vibradora del espécimen, se encontró que mediante leyes de similitud es posible representar al edificio prototipo por un modelo a escala reducida, con la finalidad de poder realizar el ensaye dinámico en mesa vibradora sin complicaciones capacidad y peso. Además los patrones de daño del modelo a escala son similares al edificio prototipo.
8. Se encontró que durante el sismo de Lollole 100% el espécimen superó ligeramente su capacidad de fluencia, prueba de ello es el coeficiente sísmico alcanzado $c=0.77$, las fisuras en el sistema de piso y fisuras en las conexiones del espécimen. Además las uniones viga-columna donde se utilizó colado con concreto líquido (grout), las cuales se utilizaron por primera vez en la ciudad de México presentaron un comportamiento adecuado, razón por la cual se sugiere utilizar este tipo de conexiones y evitar la soldadura en estas zonas, que es práctica común de la ciudad de México.
9. Otro aspecto importante, es que durante estos ensayes se demostró que un edificio prefabricado puede ser diseñado para un factor de comportamiento sísmico igual a $Q=3$, si se garantiza que las uniones viga-columna y las conexiones entre vigas emulen a una conexión monolítica. Para ello las conexiones entre vigas se realizaron fuera de la zona de formación de articulaciones plásticas. Además durante estos ensayes las conexiones no presentaron ningún problema y como era de esperarse se formaron articulaciones plásticas en los extremos de viga, mas no en las conexiones entre vigas.
10. La falla del sistema de piso comenzó durante el ensaye Lollole 200% A, donde algunas de las losas alveolares se separaron de las vigas transversales. En cambio para la última señal Lollole 250% todas las losas alveolares se separaron de las vigas transversales y en algunos puntos se rompió la malla de refuerzo del sistema de piso. Como era de esperarse la falla del sistema de piso se produce por la colocación de refuerzo menor al requerido por las acciones sísmicas, razón por la cual es recomendable diseñar el sistema de piso para fuerzas mayores a las especificadas en el *RCDF-2004*, con la finalidad de evitar la falla del sistema de piso y por consiguiente la falla del edificio.

APENDICE A. DIAGRAMAS MOMENTO CURVATURA (M- ϕ) DEL ESPECIMEN

Aquí se muestra los diagramas momento curvatura (M- ϕ) de las vigas y columnas utilizadas para el análisis no lineal del modelo analítico. Para el desarrollo de los diagramas se ha utilizado el programa Biax [Wallace, 1989]. Además el diagrama de interacción de las columnas.

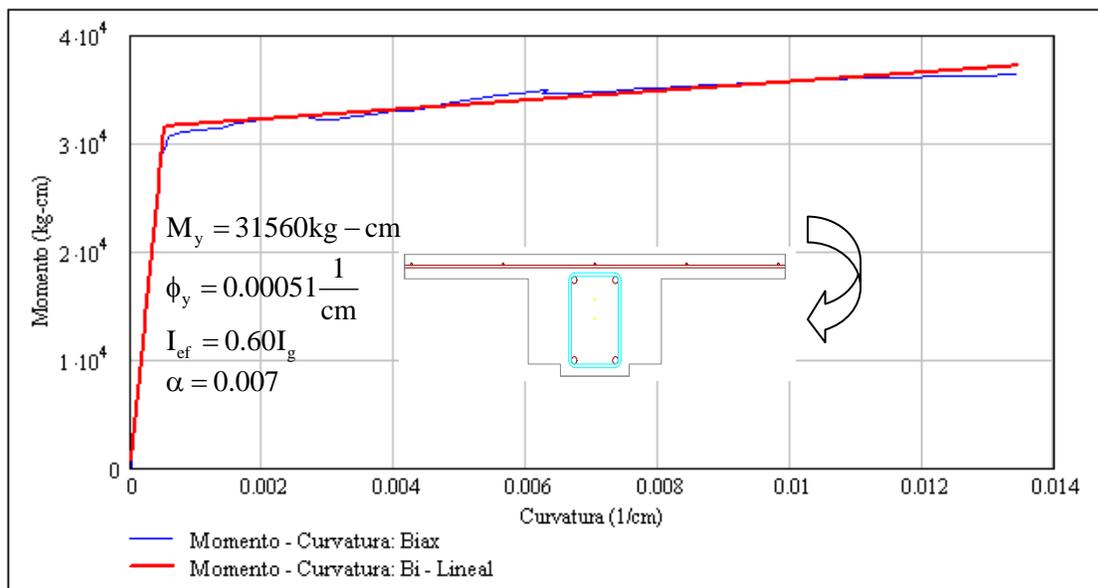
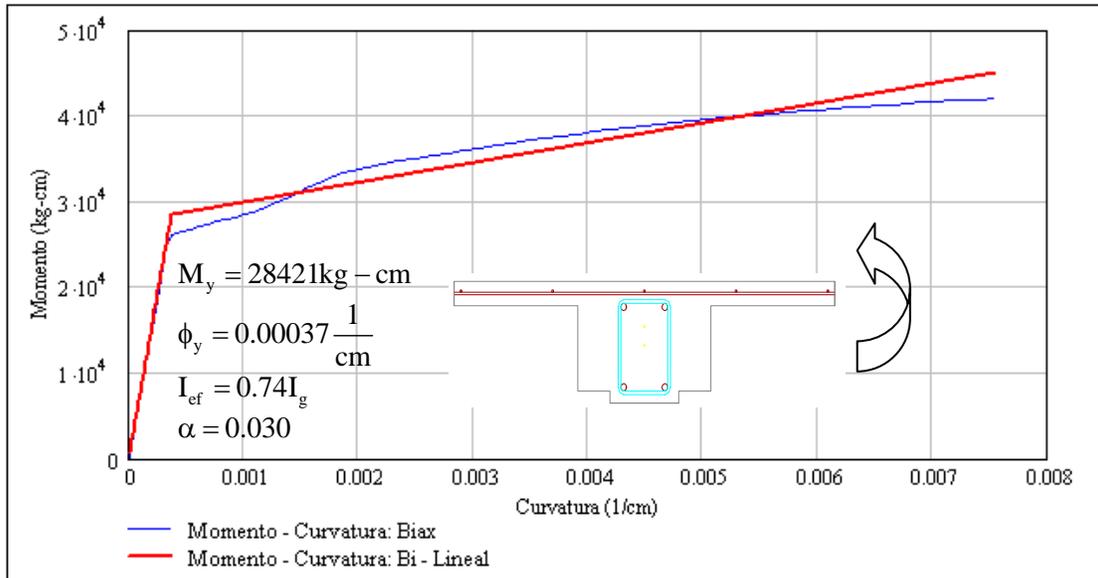
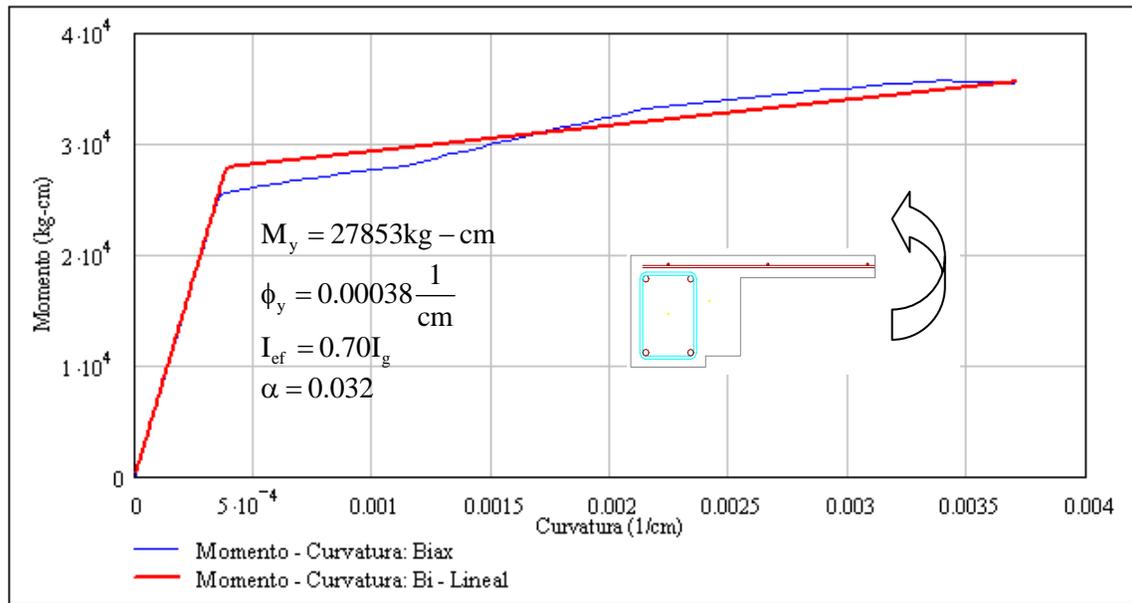
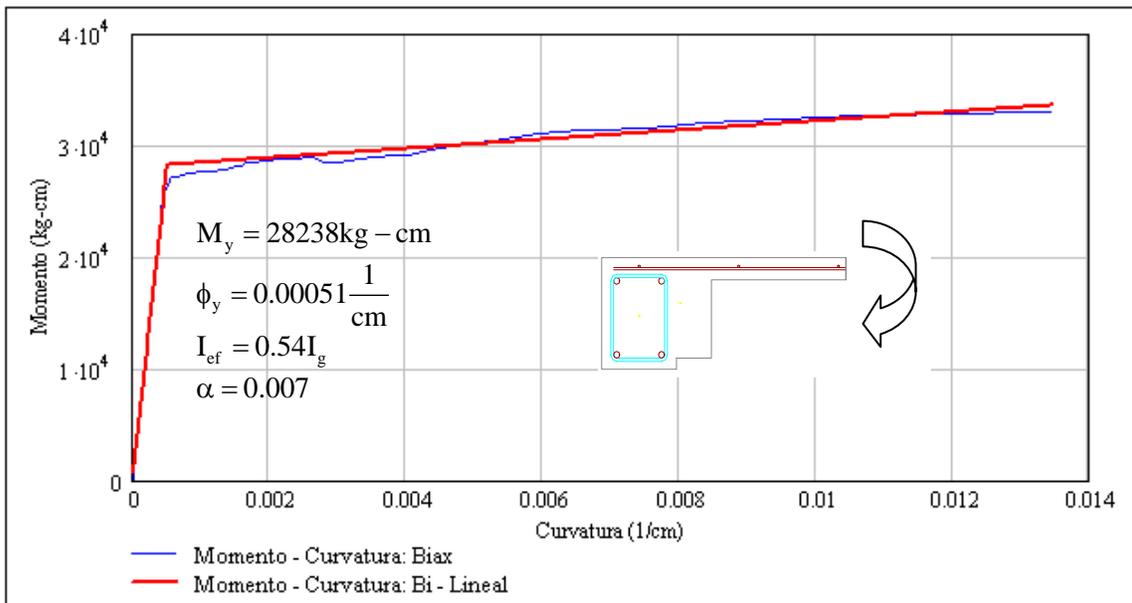


Fig. A.1. Diagrama M- ϕ de la viga V75x90 del Eje 2 (Niveles 1,2 y 3)



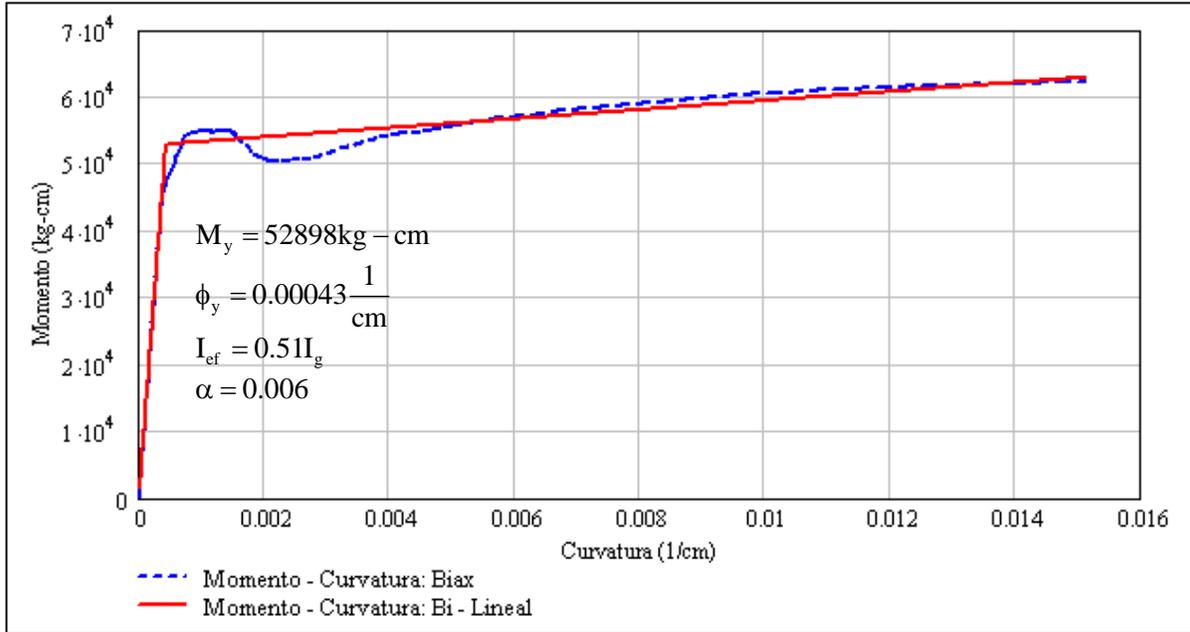
a) Momento Positivo



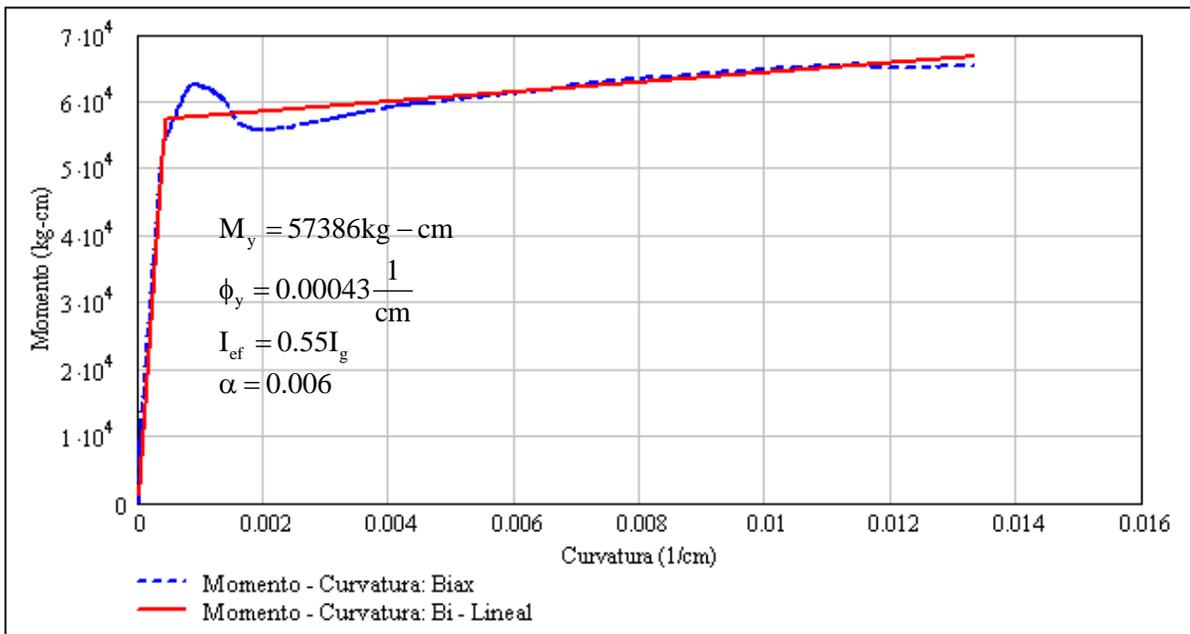
b) Momento Negativo

Fig. A.2. Diagrama M- ϕ de la viga V75x90 del Eje 1 y 3 (Niveles 1,2 y 3)

Como en el espécimen hay columnas que están sometidas a diferente nivel de carga axial, entonces se decidió realizar el diagrama M- ϕ para cada estado de carga de la columna, a pesar que este nivel de carga es bajo.

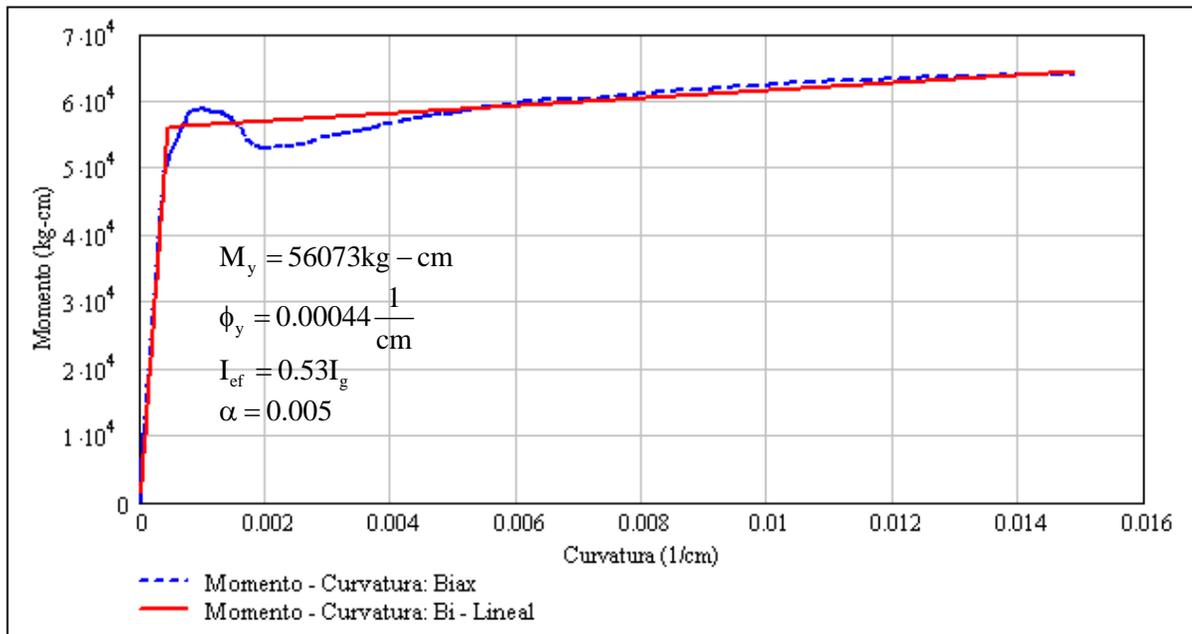


a) Columna con carga axial P=0kg



b) Columna con carga axial P=1950kg

Fig. A.3. Diagrama M- ϕ de la columna para diferente nivel de carga axial



c) Columna con carga axial P=975kg

Fig. A.3. Diagrama M- ϕ de la columna para diferente nivel de carga axial (continuación)

APENDICE B. DESCRIPCION DE CARGAS DEL MODELO

Aquí se muestra la bajada de cargas del edificio modelo, donde se muestran las dimensiones de los elementos, así como el peso sísmico de cada entrepiso que se utilizaron para el análisis no lineal del modelo analítico.

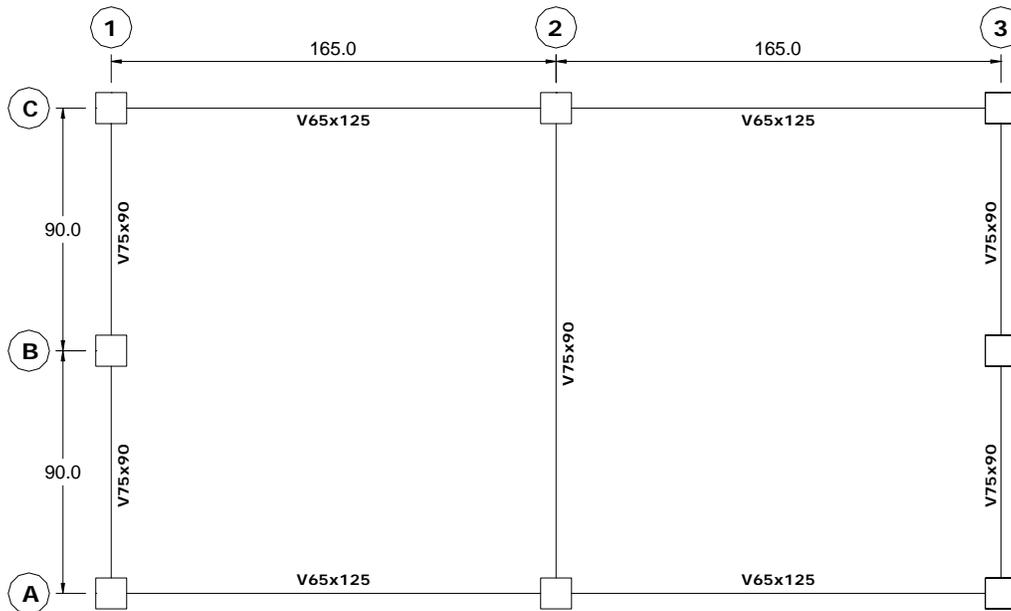


Fig. B.1. Planta del edificio modelo

Peso propio de los elementos: La viga V65x125 es una sección L, pero para fines prácticos de cálculo del peso propio se considera como rectangular.

Tabla B.1. Peso propio de los elementos

Pisos 1 y 2					
Elemento	b (m)	h (m)	L (m)	Cantidad	Peso (kg)
Columnas	0.115	0.115	0.750	8	190.44
V65x125	0.083	0.135	1.535	4	165.12
V75x90 (Ejes 1 y 3)	0.075	0.100	0.785	4	56.52
V75x90 (Eje 2)	0.075	0.100	1.685	1	30.33
Peso Propio Entrepiso					442.41

Tabla B.1. Peso propio de los elementos (continuación)

Piso 3					
Elemento	b (m)	h (m)	L (m)	Cantidad	Peso (kg)
Columnas	0.115	0.115	0.375	8	95.22
V65x125	0.083	0.135	1.535	4	165.12
V75x90 (Ejes 1 y 3)	0.075	0.100	0.785	4	56.52
V75x90 (Eje 2)	0.075	0.100	1.685	1	30.33
Peso Propio Azotea					347.19

Observaciones:

- Las vigas orientadas en la dirección Y se llaman vigas longitudinales (V75x90).
- Las vigas orientadas en la dirección X se llaman vigas transversales (V65x125).
- En el cálculo de la masa sísmica de la azotea se considera la mitad de la altura de las columnas.

Peso propio de la losa y firme: El peso propio por metro cuadrado considerado para la losa extruída fue de 131kg/m², el peso específico del firme y de los elementos de concreto fue de 2400kg/m³.

Tabla B.2. Peso propio de losa y firme

Elemento	b (m)	h (m)	L (m)	Cantidad	Peso (kg)
Losa Extruida	0.300	0.060	1.738	10	682.84
Firme	3.185	0.030	1.738	1	398.44
Total					1081.28

Dimensiones en planta: Para el cálculo del área y los momentos de inercia de la planta se consideran las dimensiones a ejes (ver Fig. B.1.).

$$Area = 3.30 \times 1.80 = 5.94m^2$$

$$I_x = \frac{1}{12} 3.30 \times 1.80^3 = 1.60m^4$$

$$I_y = \frac{1}{12} 1.80 \times 3.30^3 = 5.39m^4$$

Peso total del espécimen: Que es el peso total del modelo y resulta de la suma de la carga viva instantánea, peso propio de la losa y firme, peso propio de los elementos y carga muerta adicional para losas de acuerdo al RCDF Art. 197.

Tabla B.3. Peso total del espécimen

Nivel	Losa + Firme (Ton)	Peso Elementos (Ton)	Peso Disponibile (Ton)	Peso Lingotes (Ton)	Peso Total (Ton)
1 y 2	1.081	0.442	1.524	2.700	4.224
3	1.081	0.347	1.428	2.700	4.128
Peso total del espécimen					12.576

APENDICE C. CALCULO DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO CON TENSIONES TRANSVERSALES

Datos del concreto:

$$f'_c = 350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Resistencia especificada a la compresión del concreto})$$

$$E_c = 14000 \sqrt{f'_c} = 2.62 \times 10^5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Módulo de elasticidad del concreto})$$

a) Recomendaciones de las NTCDF-2004

No tiene recomendaciones para cuando el concreto presenta tensiones transversales. La resistencia a la compresión del concreto se puede estimar como su resistencia al aplastamiento.

$$\begin{aligned} f_c^* &= 0.80 f'_c \\ F_R &= 0.70 \\ f'_{cd} &= F_R f_c^* = 0.56 f'_c \end{aligned}$$

b) Recomendaciones del Reglamento Canadiense “Canadian Concrete Code, 1984” [Collins et al, 1986]

Este reglamento calcula la resistencia a la compresión del concreto en base a la deformación unitaria del tirante que cruza el puntal ε_1 . Esta deformación se supone en la fluencia:

$$\varepsilon_1 = \frac{f_y}{E_s} = \frac{4250}{2 \times 10^6} = 0.0021$$

La resistencia a la compresión del concreto con tensiones transversales es:

$$f_{ce} = \frac{\lambda \phi_c f'_c}{0.8 + 170 \varepsilon_1}$$

Donde:

$$\lambda = 1.0 \quad (\text{concreto de peso normal})$$

$$\phi_c = 0.6 \quad (\text{factor del material})$$

$$f_{ce} = \frac{1.0 \times 0.6 f'_c}{0.8 + 170 \times 0.0021} = 0.52 f'_c$$

c) Recomendaciones del Reglamento Europeo “CEB-FIP Model Code for Concrete Structures”
(Comité Euro International du Béton, 1978)

Resistencia de diseño a compresión del concreto:

$$f_{cd} = \frac{0.85 f_c'}{\gamma_c}$$

Donde:

$$\gamma_c = 1.5 \quad (\text{factor de seguridad parcial para concreto en compresión})$$

Resistencia de diseño a compresión del concreto, con agrietamiento y refuerzo inclinado:

$$f_{cd} = \frac{0.85 f_c'}{1.5} = 0.57 f_c'$$

Por consiguiente, se tiene:

$$f_{cd}^* = 0.60 f_{cd} = 0.60 \times 0.57 f_c' = 0.34 f_c'$$

d) Recomendaciones del ACI 318, Apéndice A [ACI 318, 2005]

La resistencia a la compresión del concreto, f_{cu} , es la menor de los valores siguientes:

d.1. Resistencia efectiva a compresión del concreto en puntal

$$\beta_s = 0.4 \quad (\text{para concreto con tensiones transversales})$$

$$f_{cu1} = 0.85 \times \beta_s \times f_c' = 0.85 \times 0.40 f_c' = 0.34 f_c'$$

d.2. Resistencia efectiva a compresión del concreto en la zona de nudo

$$\beta_\eta = 0.8 \quad (\text{en nudos donde se ancla un tirante})$$

$$f_{cu2} = 0.85 \times \beta_\eta \times f_c' = 0.85 \times 0.80 f_c' = 0.68 f_c'$$

Por consiguiente:

$$f_{cu} = 0.34 f_c'$$

8. REFERENCIAS

1. ACI Commite 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-05)". American Concrete Institutue, U.S.A, 2005.
2. Bathe, Klaus-Jurgen. "Finite Element Procedures in Engineering Analysis". Prentice Hall, New Jersey, USA, 1982.
3. BSSC, "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures", FEMA 368 y 369, Building Seismic Safety Council, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC. 2000.
4. Bull, D.K. "Diaphragms", Seismic Design of Reinforced Concrete Structures, Technical Report No. 20, New Zealand Concrete Society. Nueva Zelanda, 1997.
5. Bull, D. y Allington, C. "L, N and E Grade 500 Reinforcing Steel", Structural Engineering Society New Zealand, Journal 15, Vol.1, Abril, 2002.
6. Carr, A. "RUAUMOKO, Computer Program Library", University of Canterbury, Department of Civil Engineering. Nueva Zelanda, 1998.
7. Carranza R, R. Martínez y E. Reinoso. "Conexión trabe columna de elementos prefabricados sin pernos ni soldadura". Memorias del X Congreso de Ingeniería Estructural, volumen I. Mérida, Yucatán, 1997.
8. CIMNE, Internacional Center for Numerical Methods in Engineering. "GID, Pre and Postprocessor, Version 7.2". Barcelona, España, 2001.
9. Collins, M.P. y Mitchell, D. "A Rational Approach to Shear Design – The 1984 Canadian Code Provisions". ACI Journal. Noviembre-diciembre, 1986.
10. Computers and Structures, Inc. "SAP 2000, Estructural Analysis Program, Nonlinear Version 8.2.3". Berkeley, California, Julio 2002.
11. Computers and Structures, Inc. "ETABS 2000, Extended 3D Analysis of Building Systems, Nonlinear Version 7.10". Berkeley, California, 2001.
12. Clough, R.W. y Penzien, J. "Dynamics of Structures". Second Edition. McGraw-Hill, Nueva York, 1993.
13. Chopra, A. "Dynamic of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering", Second Edition, Prentice Hall, Inc, Upper Saddle River, New Jersey, USA, 2001.
14. EERI, 1994. "Northridge Earthquake, January 17, 1994, Preliminary Reconnaissance Report". Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA.
15. Fleischman, R.B. and Farrow, K.T. "Dynamic Response of Perimeter Lateral-System Structures with Flexible Diaphragms", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, V. 30, No. 5, Mayo 2001.

8. REFERENCIAS

16. Gates, W. E. "Seismic design considerations for untopped precast concrete floor and roof diaphragms". Proceedings, Workshop on Design of Prefabricated Concrete Buildings for Earthquake Loads, Applied Technology Council, 1981.
17. Guidelines for the Use of Structural Precast Concrete in Buildings. Report of a Study Group of the New Zealand Concrete Society and the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Center for Advanced Engineering, University of Canterbury Christchurch, Nueva Zelanda 1999.
18. Hernandez, O.; Meli, R.; Padilla, M.; Valencia, E. "Refuerzo de la Vivienda Económica en Zonas Sísmicas: Estudios Experimentales", Series del Instituto de Ingeniería, No. 441, Octubre 1981.
19. ICBO, "Uniform Building Code", 1997 Edition. International Conference of Building Officials. Whittier, California, Mayo de 1997.
20. Mahin, S. y Bertero, V. (1976) "Problems in Establishing and Predictivity Ductility in Structural Design", Proceedings of the international Symposium on Earthquake Structural Engineering, San Luis, Missouri
21. McSaveney, L.G. "Precast Concrete Flooring Systems Design and Detailing for Seismic Purposes". Conference Technical Papers (TR19). New Zealand Concrete Society, Pag. 14-26, Agosto de 1997.
22. Menegotto, M., "Precast floors under seismic action". Proceedings, The Second International Symposium on Prefabrication. Helsinki, Finlandia, Mayo 2000.
23. Meli, R. y Rodríguez, M. "Graficas para Diseñar Columnas de Concreto Reforzado", Reporte de Investigación 428, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1980.
24. Nakaki, S. D. "Design Guidelines for Precast and Cast-in-Place Concrete Diaphragms". Technical Report, EERI Professional Fellowship, Earthquake Engineering Research Institute, Abril del 2000.
25. NTC Guerrero, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, del Reglamento de Construcciones para los Municipios del Estado de Guerrero". Instituto de Ingeniería, UNAM, Noviembre de 1988.
26. NTCDS-96, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México DF, 1996.
27. NTCDS-04, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México DF, 2004.
28. NTCDF-2004, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal". México DF, 2004.
29. NZS 3101, Standards New Zealand, "Concrete Structures Standard – The Design of Concrete Structures" and "Commentary on the Design of Concrete Structures", Wellington, Nueva Zelanda, 1995.

8. REFERENCIAS

30. Ordaz, M y Montoya, C. “Degtra A4 versión 4.0.6”, programa de cómputo, Instituto de Ingeniería, Junio, 2006.
31. Park, R. y Paulay, T. “Estructuras de Concreto Reforzado”, Editorial Limusa, 8^{va} impresión, México, 1975.
32. Park, R. “A Perspective on the Seismic Design of Precast Concrete Structures in New Zealand”. PCI Journal, Mayo-Junio, 1995.
33. Pérez D, Carranza R, Martínez R, Alcocer S. “Comportamiento sísmico de un tipo de conexión viga columna de elementos prefabricados de concreto”, XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Monterrey, NL, México, Nov 1998.
34. RCDF-2004, “Reglamento de Construcciones del Distrito Federal”. Gaceta Oficial del Distrito Federal, México D.F, 2004.
35. Restrepo, J I, Park, R and Buchanan, A H. “Design of connections of earthquake resisting precast reinforced concrete perimeter frames of buildings”, Journal of the Prestressed/Precast Concrete Institute, Vol 40, Nro 5, Septiembre-Octubre 1995.
36. Rodríguez, M. y Blandon, J. “Ensayes ante Cargas Laterales Cíclicas Reversibles de una Estructura Prefabricada de Concreto Reforzado de dos Niveles”. Reporte de Investigación 627, Instituto de Ingeniería, UNAM, Marzo, 2002.
37. Rodriguez, M., Restrepo, J. y Carr, A. “Earthquake induced floor horizontal accelerations in buildings”, Earthquake Engineering - Structural Dynamics, 31, pp 693-718, 2002.
38. Rodríguez, M. y Blandon, J. “Estudio Analítico Experimental y Propuesta de Diseño Sísmico de Sistemas de Pisos Rígidos en Edificios”. Reporte de Investigación SID 656, Instituto de Ingeniería, UNAM, Septiembre, 2007.
39. Schlaich, J. “Toward a Consistent Design of Structural Concrete”. PCI Journal, May-June 1987.
40. Wallace J. (1989), “BIAX User Manual”, A Computer Program for the Analysis of Reinforced Concrete Sections, University of California.
41. Zermeño, M. “Comportamiento de Conexiones entre Elementos Prefabricados de Concreto ante Cargas Alternadas”. Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1992.

