



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS CON SISTEMAS
DUALES REGULARES**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

DOCTOR EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

ROQUE ALBERTO SÁNCHEZ MEZA

TUTOR:

DR. MARIO E. RODRÍGUEZ R.



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. LUIS ESTEVA MARABOTO
Secretario: DR. ROBERTO MELI PIRALLA
Vocal: DR. MARIO E. RODRÍGUEZ R.
1^{er}. Suplente: DR. EDUARDO REINOSO ANGULO
2^{do}. Suplente: DR. AMADOR TERÁN GILMORE

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. MARIO E. RODRÍGUEZ R.

A Dios, por haberme dado la vida

A mis padres, Roque y Dilma, por los años que no estuve a su lado

A mi esposa, Bertila, por su infinito amor y comprensión

A mi hijo, Leandro, y mi futuro heredero(a), por darme fuerzas para luchar

A mis hermanos, César y Mercedes, por su apoyo

A mi abuela, Cecilia, por su cariño

AGRADECIMIENTOS

La investigación que sirvió de base para esta tesis se realizó con el apoyo del Instituto de Ingeniería de la UNAM y el CONACYT.

Agradezco especialmente a mi tutor, Dr. Mario Rodríguez, por haberme dado la oportunidad de trabajar con él. A los miembros de mi jurado Dr. Luis Esteva, Dr. Roberto Meli, Dr. Eduardo Reinoso y Dr. Amador Terán, por su apoyo.

Mi gratitud a todas las personas involucradas en el desarrollo de los ensayos realizados en el Instituto de Ingeniería, en especial al Sr. R. Mondragón, jefe del laboratorio de estructuras.

RESUMEN

En el presente trabajo se proponen envolventes simplificadas de cortantes y momentos de volteo para el diseño de edificios con sistemas duales regulares, calibradas empleando los resultados de análisis dinámicos no lineales de modelos analíticos de edificios y de especímenes experimentales, estos últimos ensayados en mesa vibradora en diferentes universidades, incluyendo la UNAM. Las envolventes propuestas se construyen únicamente a partir de sus respectivos valores en la base y en el último nivel. El procedimiento se basa en obtener las envolventes para el sistema dual y luego, con base en éstos y el empleo de un único parámetro, calcular envolventes de cortantes para muros y marcos y de momentos de volteo para muros. Los elementos mecánicos en vigas y columnas se obtienen de manera aproximada empleando mecanismos de falla específicos y la propuesta de envolvente de cortantes para marcos.

Se presenta también un procedimiento para el control de desplazamientos en edificios, aplicándolo en los sistemas duales de los edificios estudiados en esta investigación. Además, se hacen comparaciones entre los resultados que se obtendría siguiendo los análisis convencionales realizados en la práctica y las envolventes propuestas.

ABSTRACT

This research studies RC building using dual systems as main lateral load resisting systems. The study proposes the use of shear and overturning moment envelopes for regular dual systems. These envelopments are calibrated with results of dynamic non linear analysis of some buildings and experimental specimens tested on shaking table at different universities. The procedure described here propose first envelopes for dual systems and these results are used to obtain shear envelopments for walls and frames and overturning moment envelopment for walls. Design forces for beams and columns are obtained employing shear envelopes for frames and using several failure mode mechanisms.

Additionally, a procedure for displacement control in dual systems is presented and it is used for the design of some buildings studied in this investigation. Some comparisons between design forces expected from conventional analysis and envelopes proposed here are performed.

ÍNDICE

RESUMEN	v
ABSTRACT	v
ÍNDICE	vii
LISTA DE TABLAS	xi
LISTA DE FIGURAS	xiii
LISTA DE SÍMBOLOS	xvii
CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 ANTECEDENTES.....	1
1.2 OBJETIVO Y ALCANCES.....	2
1.3 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	4
CAPÍTULO 2 PROPUESTA DE ENVOLVENTES DE CORTANTES Y MOMENTOS DE VOLTEO	7
2.1 PROPUESTA DE ENVOLVENTE DE CORTANTE Y MOMENTO DE VOLTEO PARA EL SISTEMA DUAL.....	7
2.1.1 Cortante en el último nivel.....	7
2.1.2 Cortante y momento de volteo en la base.....	9
2.1.3 Envolverte propuesta.....	14
2.2 PROPUESTA DE ENVOLVENTE DE CORTANTE Y MOMENTO DE VOLTEO PARA MUROS.....	14
2.3 PROPUESTA DE ENVOLVENTE DE CORTANTE Y DE DISEÑO PARA MARCOS ..	17
2.4 OBTENCIÓN DEL PARÁMETRO R_M EMPLEADO EN EL CÁLCULO DE LAS ENVOLVENTES PROPUESTAS.....	22
CAPÍTULO 3 ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS CON SISTEMAS ESTRUCTURALES DEL TIPO DUAL	23
3.1 MODELOS ANALÍTICOS DE EDIFICIOS.....	24
3.1.1 Descripción.....	24
3.1.2 Evaluación de la resistencia.....	27
3.1.3 Análisis dinámico no lineal.....	29
3.2 MODELOS EXPERIMENTALES.....	34
3.2.1 Especímenes ensayados en la Universidad de Illinois (1979-1989).....	34
3.2.1.1 Descripción.....	34
3.2.1.2 Respuesta calculada y medida.....	39
3.2.2 Especímen ensayado en la Universidad de California en San Diego (2006).....	45
3.2.2.1 Descripción.....	45
3.2.2.2 Respuesta medida y calculada.....	47
CAPÍTULO 4 ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN ESPÉCIMEN EN MINIATURA DEL TIPO DUAL ENSAYADO EN ESTA INVESTIGACIÓN	53
4.1 DESCRIPCIÓN DEL ESPÉCIMEN.....	53
4.1.1 Diseño del espécimen.....	55

4.1.2	Elementos empleados en el ensaye	57
4.1.3	Proceso constructivo del muro e instalación del espécimen sobre la mesa vibradora	59
4.1.4	Instrumentación del espécimen	62
4.2	MODELO MATEMÁTICO EMPLEADO EN EL ANÁLISIS NO LINEAL	64
4.2.1	Descripción del modelo.....	64
4.2.2	Propiedades de los fusibles	66
4.2.3	Propiedades del muro	68
4.3	RESISTENCIA DEL ESPÉCIMEN	69
4.4	ENSAYES REALIZADOS EN EL ESPÉCIMEN	70
4.4.1	Ensayes de Vibración Ambiental y Vibración Libre	70
4.4.2	Ensayes ante sismos	72
4.4.2.1	Registro sísmico empleado	72
4.4.2.2	Ensaye de Baja Intensidad	73
4.4.2.3	Ensaye de Alta Intensidad.....	74
4.5	RESULTADOS DE LOS ENSAYES REALIZADOS EN EL ESPÉCIMEN.....	76
4.5.1	Ensaye de Baja Intensidad	76
4.5.2	Ensaye de Alta Intensidad.....	82

CAPÍTULO 5 CALIBRACIÓN DE LAS ENVOLVENTES PROPUESTAS EN EL PRESENTE ESTUDIO, PROPUESTA DE DISEÑO Y COMPARACIONES..... 89

5.1	CALIBRACIÓN DE LA PROPUESTA DE ENVOLVENTE DE CORTANTE Y DE MOMENTO DE VOLTEO PARA EL SISTEMA DUAL	89
5.2	CALIBRACIÓN DE LA PROPUESTA DE ENVOLVENTE DE CORTANTE Y MOMENTO DE VOLTEO PARA LOS MUROS DE UN SISTEMA DUAL	93
5.3	CALIBRACIÓN DE LA PROPUESTA DE ENVOLVENTE DE CORTANTE PARA MARCOS.....	97
5.4	PROCEDIMIENTO PARA OBTENER LAS ENVOLVENTES EN LA INGENIERÍA PRÁCTICA	99
5.5	COMPARACIONES ENTRE LOS RESULTADOS DE ANÁLISIS CONVENCIONALES EMPLEADOS EN LA PRÁCTICA PROFESIONAL Y LAS ENVOLVENTES PROPUESTAS EN ESTE ESTUDIO.....	100

CAPÍTULO 6 CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS EN LOS SISTEMAS DUALES Y EJEMPLO DE DISEÑO SEGÚN LA PROPUESTA PLANTEADA 107

6.1	CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS EN SISTEMAS DUALES	107
6.2	CÁLCULO DE ENVOLVENTES DE CORTANTES Y MOMENTOS DE VOLTEO EN UN EDIFICIO ESTUDIADO (AC6n-06).....	110
6.2.1	Cálculo de los cortantes y momentos de volteo necesarios para obtener las envolventes propuestas.....	111
6.2.2	Construcción de las envolventes propuestas	112

CAPÍTULO 7 CONCLUSIONES..... 115

REFERENCIAS 117

APÉNDICE A. DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN LOS ELEMENTOS DE LOS MODELOS ANALÍTICOS DE EDIFICIOS..... 119

APÉNDICE B. APROXIMACIONES BILINEALES DE LOS DIAGRAMAS MOMENTO CURVATURA DE LOS ELEMENTOS DE LOS MODELOS ANALÍTICOS DE EDIFICIOS..... 123

APÉNDICE C. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LOS MATERIALES EMPLEADOS Y DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO EN LOS ELEMENTOS DEL EDIFICIO ENSAYADO EN LA UNIVERSIDAD DE CALIFORNIA EN SAN DIEGO 129

LISTA DE TABLAS

Tabla 3.1 Características de los modelos analíticos	26
Tabla 3.2 Valores empleados para definir la curva esfuerzo – deformación de los aceros mexicanos de diámetro grande (Adaptado de Rodríguez et al, 1996)	27
Tabla 3.3 Sobrerresistencia en los edificios analizados	29
Tabla 3.4 Resultados del análisis dinámico, estático y de diseño para los edificios	30
Tabla 3.5 Propiedades de los materiales empleados en los especímenes ES1, ES2 y FW4 (Adaptado de Eberhard y Sozen, 1989)	34
Tabla 4.1 Algunas características de la etapa de diseño del espécimen E-1	56
Tabla 4.2 Propiedades de los fusibles	67
Tabla 5.1 Valores empleados para obtener las envolventes propuestas	90
Tabla 5.2 Parámetros empleados para calcular las envolventes propuestas	101
Tabla 5.3 Resultados obtenidos empleando las expresiones aproximadas	101
Tabla A.1 Refuerzo en las columnas de los modelos analíticos de edificios	119
Tabla A.2 Refuerzo en las vigas de los modelos analíticos de edificios	120
Tabla A.3 Refuerzo en los muros de los modelos analíticos de edificios	121
Tabla B.1 Características de la aproximación bilineal del diagrama momento - curvatura de las secciones de las columnas de los modelos analíticos de edificios	124
Tabla B.2 Características de la aproximación bilineal del diagrama momento - curvatura de las secciones de las vigas de los modelos analíticos de edificios	126
Tabla B.3 Características de la aproximación bilineal del diagrama momento - curvatura de las secciones de los muros de los modelos analíticos de edificios	127
Tabla C.1 Características del concreto empleado en el espécimen UCSD (Adaptado de NEES-UCSD, 2006)	129
Tabla C.2 Características del refuerzo empleado en el espécimen de San Diego (Adaptado de NEES-UCSD, 2006)	129

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Sistemas muro, marco y dual.....	1
Figura 1.2 Cortante y momento actuantes en el muro.....	5
Figura 2.1 Correlación entre la contribución de los modos superiores (ms) y el parámetro r_w	9
Figura 2.2 Distribución de fuerzas en altura en un modelo simplificado.....	9
Figura 2.3 Parámetros asociados a un espectro elástico empleados para obtener la propuesta simplificada (Adaptado de Rodríguez et al., 2007).....	11
Figura 2.4 Variación de los parámetros χ_1 y χ_h^2 en función del número de niveles.....	12
Figura 2.5 Variación de los parámetros Θ_1 y Θ_h^2 en función del número de niveles.....	12
Figura 2.6 Representación gráfica de las envolventes propuestas para cortante y momento de volteo en sistemas duales.....	14
Figura 2.7 Correlación entre los parámetros α_{WB} , α_{WT} y r_w en los edificios analizados.....	15
Figura 2.8 Envolventes de cortantes y momentos de volteo propuestas para el diseño de muros en un sistema dual.....	16
Figura 2.9 Correlación entre los parámetros α_{FB} , α_{FT} y r_w en los edificios analizados.....	17
Figura 2.10 Variación entre los parámetros $(1+r_w)^2 \cdot (1-r_w)$ y r_w	18
Figura 2.11 Envolvente de cortantes propuesta para el diseño de marcos en un sistema dual.....	18
Figura 2.12 Mecanismo de falla viga débil – columna fuerte.....	19
Figura 2.13 Elementos mecánicos en un mecanismo de falla viga débil – columna fuerte.....	20
Figura 2.14 Mecanismo de falla viga fuerte – columna débil.....	21
Figura 3.1 Configuraciones estructurales empleadas en este estudio.....	23
Figura 3.2 Planta y elevación de los modelos analíticos.....	25
Figura 3.3 Espectro de diseño para el suelo tipo II del municipio de Acapulco.....	26
Figura 3.4 Resistencia lateral de los edificios analíticos obtenida del análisis pushover.....	28
Figura 3.5 Registro y espectro sísmico de Llolleo y espectro de diseño para el municipio de Acapulco.....	29
Figura 3.6 Espectros de LLO15 y coeficiente sísmico c_{MAX} de los edificios analíticos.....	31
Figura 3.7 Envolvente de desplazamientos y aceleraciones obtenida del análisis dinámico no lineal ..	31
Figura 3.8 Momento de volteo-distorsión global de los edificios y de los muros.....	32
Figura 3.9 Planta, elevación, secciones y detalles del refuerzo de los especímenes ES1 y ES2 (adaptado de Eberhard y Sozen, 1989).....	35
Figura 3.10 Planta, elevación, secciones y detalles del refuerzo del espécimen FW4 (adaptado de Abrams y Sozen, 1979).....	37
Figura 3.11 Acelerogramas registrados en la base durante los ensayos.....	39
Figura 3.12 Envolvente de aceleraciones y de desplazamientos del espécimen ES1.....	41
Figura 3.13 Envolvente de aceleraciones y de desplazamientos del espécimen ES2.....	42
Figura 3.14 Envolvente de aceleraciones y de desplazamientos del espécimen FW4.....	43
Figura 3.15 Diagramas de momento de volteo – distorsión global en el sistema dual y en los muros de los especímenes ES1, ES2 y FW4.....	44
Figura 3.16 Vistas del espécimen UCSD (Adaptado de NEES-UCSD, 2006).....	45
Figura 3.17 Acelerograma registrado en la base durante los ensayos del espécimen UCSD (Adaptado de NEES-UCSD, 2006).....	47
Figura 3.18 Comparación entre la envolvente de aceleraciones y de desplazamientos de las respuestas medida y calculada del espécimen UCSD.....	48
Figura 3.19 Comparación entre la envolvente de cortantes y de aceleraciones de las respuestas medida y calculada del espécimen UCSD.....	49
Figura 3.20 Momento de volteo en la base del sistema dual y del muro para el movimiento Eq4.....	51
Figura 4.1 Vistas en planta y elevación del espécimen E-1.....	54
Figura 4.2 Detalle de los fusibles en la unión viga - columna.....	55

Figura 4.3 Espectro de diseño para el municipio de Acapulco (Zona D) suelo tipo II	55
Figura 4.4 Dimensiones y refuerzo del muro (dimensiones en metros).....	57
Figura 4.5 Detalles de los elementos adicionales empleados para el ensaye del espécimen E-1	58
Figura 4.6 Proceso constructivo del muro y montaje del marco del espécimen E-1 sobre la MV.....	59
Figura 4.7 Traslado del muro hacia la MV	61
Figura 4.8 Vista del espécimen E-1 antes del ensaye.....	61
Figura 4.9 Instrumentación del espécimen E-1	62
Figura 4.10 Instrumentación empleada para la medición de la curvatura en el muro.....	64
Figura 4.11 Modelo matemático empleado en el análisis no lineal	65
Figura 4.12 Curva esfuerzo-deformación experimental del acero A-36 empleado en los fusibles.....	67
Figura 4.13 Ubicación y espesores de los fusibles empleados en los marcos longitudinales	68
Figura 4.14 Curva esfuerzo-deformación de las varillas de 6mm de diámetro fabricadas en Nueva Zelanda.....	69
Figura 4.15 Diagramas momento-curvatura de las secciones del muro.....	69
Figura 4.16 Resistencia lateral del espécimen E-1 obtenida del análisis tipo <i>pushover</i>	70
Figura 4.17 Frecuencia calculada y frecuencia medida obtenida del ensaye de vibración ambiental....	71
Figura 4.18 Frecuencias calculadas y frecuencias medidas obtenidas del ensaye de vibración libre	71
Figura 4.19 Historia de aceleraciones para el cálculo aproximado del amortiguamiento y el período del espécimen obtenidas del ensaye de vibración libre.....	72
Figura 4.20 Registro y espectro de resistencia de Llolleo y espectro de diseño	72
Figura 4.21 Registro de aceleraciones de la señal objetivo y de la señal medida en la mesa vibradora durante el ensaye de baja intensidad	73
Figura 4.22 Función de transferencia entre la señal objetivo y la señal medida durante en el ensaye de baja intensidad.....	74
Figura 4.23 Espectro de resistencias de la señal objetivo y la señal medida durante el ensaye de baja intensidad	74
Figura 4.24 Registro de aceleraciones de la señal objetivo y de la señal medida sobre la mesa vibradora durante el ensaye de alta intensidad	75
Figura 4.25 Función de transferencia entre la señal objetivo y la señal medida durante el ensaye de alta intensidad	75
Figura 4.26 Espectro de respuesta de la señal objetivo y de la señal medida sobre la mesa vibradora durante el ensaye de alta intensidad	76
Figura 4.27 Frecuencias calculadas y medidas del espécimen obtenidas durante el ensaye de baja intensidad	76
Figura 4.28 Formas de modo medidas y calculadas para el espécimen E-1	77
Figura 4.29 Amortiguamientos obtenidos para el espécimen E-1.....	79
Figura 4.30 Respuesta calculada y medida durante el sismo de baja intensidad.....	80
Figura 4.31 Historia de desplazamientos obtenida durante la fase intensa del sismo de baja intensidad	81
Figura 4.32 Historia de aceleraciones obtenida durante la fase intensa del sismo de baja intensidad ...	82
Figura 4.33 Respuesta calculada y medida durante el sismo de alta intensidad	83
Figura 4.34 Historia de desplazamientos durante el sismo de alta intensidad	84
Figura 4.35 Historia de aceleraciones obtenida durante la fase intensa del sismo de alta intensidad....	84
Figura 4.36 Espectro de pseudo aceleración del último nivel.....	85
Figura 4.37 Momento de volteo en la base del sistema dual y del muro	86
Figura 4.38 Levantamiento de grietas en el muro después del ensaye de alta intensidad.....	87
Figura 5.1 Envoltente propuesta y envoltente obtenida del análisis dinámico no lineal para el cortante en el sistema dual	90
Figura 5.2 Envoltente propuesta y envoltente obtenida del análisis dinámico no lineal para el momento de volteo en el sistema dual	92

Figura 5.3 Envolvente propuesta y envolvente obtenida del análisis dinámico no lineal para el cortante en el muro.....	94
Figura 5.4 Envolvente propuesta y envolvente obtenida del análisis dinámico no lineal para el momento de volteo en el muro.....	95
Figura 5.5 Envolvente propuesta y envolvente obtenida del análisis dinámico no lineal para el cortante en los marcos.....	97
Figura 5.6 Valores empleados para el cálculo de las envolventes de diseño	99
Figura 5.7 Correlación entre los parámetros r_W y r_{WE}	100
Figura 5.8 Comparación entre un análisis estático convencional y un modelo tipo cortante.....	102
Figura 5.9 Comparación entre el análisis convencional y las envolventes propuestas para el edificio AC6n-06.....	104
Figura 5.10 Comparación entre el análisis convencional y las envolventes propuestas para el edificio AC6n-12.....	105
Figura 5.11 Comparación entre el análisis convencional y las envolventes propuestas para el edificio AC15n-12.....	106
Figura 6.1 Perfil de desplazamientos en un sistema estructural.....	108
Figura 6.2 Desplazamiento de un sistema de un grado de libertad	108
Figura 6.3 Espectro de desplazamiento elástico del Municipio de Acapulco, suelo tipo II.....	109
Figura 6.4 Propuesta de envolventes de cortantes y momentos de volteo en el sistema dual.....	112
Figura 6.5 Propuesta de envolventes de cortantes y momentos de volteo en los muros	113
Figura 6.6 Propuesta de envolventes de cortantes en los marcos.....	113
Figura B.1 Aproximación bilineal de la curva momento - curvatura.....	123
Figura C.1 Tipos de concreto empleados en el espécimen UCSD (Adaptado de NEES-UCSD, 2006)	130
Figura C.2 Detalles del acero de refuerzo del espécimen UCSD (Adaptado de NEES-UCSD, 2006)	131

LISTA DE SÍMBOLOS

a : ordenada de los espectros de diseño

A : área de la sección de concreto

b : ancho de la sección del fusible

c_D : coeficiente sísmico reducido de diseño

C_{ho} : ordenada espectral para periodo cero

c_{MAX} : coeficiente sísmico máximo obtenido del análisis dinámico no lineal

c_y : coeficiente sísmico al inicio del comportamiento inelástico obtenido de una análisis estático no lineal

c_u : coeficiente sísmico de capacidad en la deformación máxima obtenido de una análisis estático no lineal

$[C]$: matriz de amortiguamiento

d_r : distorsión de entrepiso

d_{rC} : distorsión máxima de entrepiso obtenida en la etapa de diseño

d_{rD} : distorsión límite de entrepiso para diseño

d_{rMAX} : distorsión máxima de entrepiso obtenida en el análisis no lineal

D_r : distorsión global

D_{rC} : distorsión global máxima obtenida en la etapa de diseño

D_{rMAX} : distorsión global máxima obtenida en el análisis no lineal

D_{ry} : distorsión global al inicio del comportamiento no lineal

e : espesor de la sección del fusible

E_c : módulo de elasticidad del concreto

E_s : módulo de elasticidad del acero

f'_c : resistencia nominal a la compresión del concreto

f_{su} : resistencia última del acero de refuerzo

f_y : resistencia nominal del refuerzo a la fluencia

h : altura de entrepiso

h_i : altura del piso i medido desde la base del edificio

H : altura total del edificio

I : inercia efectiva de la sección de concreto

I_g : inercia bruta de la sección de concreto

I_{eff} : inercia efectiva de la sección del fusible

K_θ : rigidez efectiva del fusible a la flexión

$[K]$: matriz de rigidez

l_b : longitud de las vigas en un edificio

l_p : longitud de rótula plástica

l_w : longitud de un muro

L : longitud del fusible

L_o : dimensión total del edificio en la dirección del análisis

m : masa en un nivel

m_i : masa en el nivel i

m_n : masa en el último nivel

m_w : masa en el muro distribuida en su altura

M_b : momento resistente en la sección de la viga que concurre a un nudo

$M_{b,i}$: momento resistente negativo en la sección extrema de una viga en el nivel i

M_c : momento resistente en la sección de la columna que concurre a un nudo

$M_{c,i}$: momento resistente en la sección extrema de una columna en el nivel i

M_p : momento plástico de la sección del fusible

M_T : masa total en el sistema estructural

M_u : momento último de la sección del fusible

M_v : momento de volteo en la base del sistema dual

M_v^j : momento de volteo en la base para el modo j

M_{VD} : momento de volteo en la base obtenido empleando la metodología del primer modo reducido

M_{TH} : momento de volteo total del edificio obtenido del análisis dinámico no lineal

$M_{V_MAX_SD}$: momento de volteo máximo en la base del sistema dual obtenido del análisis convencional

$M_{V_MAX_W}$: momento de volteo máximo en la base de los muros obtenido del análisis convencional

M_w : momento de volteo en la base de los muros

M_{WTH} : momento de volteo máximo en la base del muro obtenido del análisis dinámico no lineal

M_y : momento a la fluencia de la sección de concreto obtenida de la aproximación bilineal

$[M]$: matriz de masas

n : número de niveles

n_c : número de columnas en un nivel

n_v : número de vigas en un nivel

n_w : número de muros en el sistema estructural

P : carga axial de diseño en la sección del elemento de concreto

$P_{c,i}$: carga axial sísmica en las columnas obtenida del mecanismo de falla viga débil – columna fuerte

Q : factor de comportamiento sísmico

$q_i(t)$: desplazamiento relativo a la base del i -ésimo grado de libertad

$\dot{q}_i(t)$: velocidad relativa a la base del i -ésimo grado de libertad

$\ddot{q}_i(t)$: aceleración relativa a la base del i -ésimo grado de libertad

$\ddot{q}_i^p(t)$: aceleración relativa a la base del i -ésimo grado de libertad obtenida de la respuesta analítica

$\ddot{q}_i^e(t)$: aceleración relativa a la base del i -ésimo grado de libertad obtenida de la respuesta experimental

Q : factor de comportamiento sísmico

r_w : valor del cociente entre el máximo momento de volteo en el muro y el máximo momento de volteo en el sistema dual, ambos en la base y obtenidos de un análisis dinámico no lineal

r_{wE} : valor del cociente entre el máximo momento de volteo en el muro y el máximo momento de volteo en el sistema dual, ambos en la base y obtenidos de un análisis dinámico lineal

R_f : relación entre los esfuerzos de fluencia y máximo del acero A-36

R_j : factor de reducción de la respuesta elástica para el modo j

R_M : cociente entre el momento de volteo máximo para la respuesta elástica del sistema dual y el máximo momento de volteo para la respuesta inelástica, ambos en la base

S : módulo de sección elástico

S_a : ordenada espectral del espectro de resistencias

S_d : ordenada espectral del espectro de desplazamientos

T_I : Período fundamental de un sistema estructural

T_{eff} : Período efectivo de un edificio

T_E : Período fundamental de un edificio obtenido en la etapa de diseño

T_g : Período fundamental de un edificio considerando que los elementos estructural están sin agrietarse

T_j : Período de vibración del modo j

T_P : Período de vibración más pequeño del sistema

T_{RMK} : Período fundamental obtenido del análisis inelástico

\ddot{U}_g : aceleración en la base del edificio

\ddot{U}_{gMAX} : aceleración máxima en la base del edificio

\ddot{U}_i : aceleración absoluta en el nivel i

\ddot{U}_{I_MAX} : aceleración máxima absoluta en el primer nivel

\ddot{U}_{U_MAX} : aceleración máxima absoluta en el último nivel

$\{ \mathbf{U}(t) \}$: vector de desplazamientos relativos con respecto a su base

$\{ \dot{\mathbf{U}}(t) \}$: vector de velocidades relativas con respecto a su base

$\{ \ddot{\mathbf{U}}(t) \}$: vector de aceleraciones relativas con respecto a su base

V_b : cortante basal obtenido en la etapa de diseño

V_B : cortante en la base del sistema dual

V_{BD} : cortante en la base del sistema dual obtenido empleando la metodología del primer modo reducido

$V_{b,i}$: cortante en una viga en el entrepiso i obtenido del mecanismo de falla: viga débil – columna fuerte

V_f : participación del marco al cortante en la base del sistema dual obtenido del análisis estático elástico

V_{FB} : cortante en la base de los marcos

V_{FT} : cortante en el último nivel de los marcos

$V_{i,c}$: cortante en el entrepiso i del marco, obtenido del mecanismo de falla: viga fuerte – columna débil

$V_{i,v}$: cortante en el entrepiso i del marco, obtenido del mecanismo de falla: viga débil – columna fuerte

V_{F_Max} : cortante máximo en la base del marco obtenido del análisis dinámico no lineal

V_m : participación del muro al cortante en la base del sistema dual obtenido del análisis estático elástico

V_{MAX_F} : cortante máximo en la base del marco obtenido del análisis convencional

V_{MAX_SD} : cortante máximo en la base del sistema dual obtenido del análisis convencional

V_{MAX_W} : cortante máximo en la base del muro obtenido del análisis convencional

V_T : cortante en el último nivel del sistema dual

V_{TH} : cortante máximo en la base del sistema dual obtenido del análisis dinámico no lineal

V_{WB} : cortante en la base de los muros

V_{WT} : cortante en el último nivel en los muros

V_{WTH} : cortante máximo en la base del muro obtenido del análisis dinámico no lineal

W_T : peso total del edificio

Z : módulo de sección plástico

α_{WB} : relación entre el máximo cortante en la base de los muros y el máximo cortante en la base del sistema dual

α_{WT} : relación entre el máximo cortante en el último nivel de los muros y el máximo cortante en el último nivel del sistema dual

α_{FB} : relación entre el máximo cortante en la base de los marcos y el máximo cortante en la base del sistema dual

α_{FT} : relación entre el máximo cortante en el último nivel de los marcos y el máximo cortante en el último nivel del sistema dual

δ : desplazamiento del último nivel del edificio

Δ_i : desplazamiento del nivel i relativo a la base

ξ : fracción del amortiguamiento crítico

ξ_j : fracción del amortiguamiento crítico del modo fundamental

ξ_j : fracción del amortiguamiento crítico del modo j

Γ_i : factor de participación del modo i

ε_u : deformación última del acero A-36

ε_{sh} : deformación al inicio del endurecimiento en el acero de refuerzo

ε_{su} : deformación última del acero de refuerzo

ϕ_i^j : amplitud del modo j en el nivel i

μ : ductilidad del sistema

μ_D : ductilidad de desplazamiento medido en el último nivel del sistema

Ω : sobrerresistencia de un edificio

η_1 : factor que define la participación del primer modo igual a 8/5

η_2 : factor que define la participación de los modos superiores igual a 1.75

θ_y : rotación de fluencia del fusible

θ_{sh} : rotación al inicio del endurecimiento en el fusible

θ_u : rotación última en el fusible

\mathcal{O}_l : factor que define la participación del primer modo al momento de volteo en la base

\mathcal{O}_h^2 : factor que define la participación de los modos superiores al momento de volteo en la base

χ_l : factor que define la participación del primer modo al cortante en la base

χ_h^2 : factor que define la participación de los modos superiores al cortante en la base

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

La combinación de muros y marcos en un sistema estructural se conoce también como sistema dual y se emplea de manera frecuente para edificios en muchas zonas sísmicas del mundo. En este tipo de sistema estructural, los muros reducen los desplazamientos y absorben la mayor parte de las acciones sísmicas concentrando el daño en su base. Este comportamiento reduce la demanda sísmica en los marcos, lo que lleva a requerir un menor detallado en las regiones donde se formarían las rótulas plásticas.

Ante una acción sísmica, el muro y el marco presentan deformadas similares a las mostradas en la figura 1.1, pero cuando estos sistemas se combinan se produce una interacción entre ambos, y se tendría una deformada que sería combinación de las correspondientes a los sistemas mencionados. En los niveles inferiores, los muros controlan el comportamiento del sistema dual, obligando al marco a deformarse, mientras que en los niveles superiores, el marco controla la acción sísmica y, por lo tanto, reduce los desplazamientos, siempre y cuando, exista un diafragma rígido en todos los niveles.

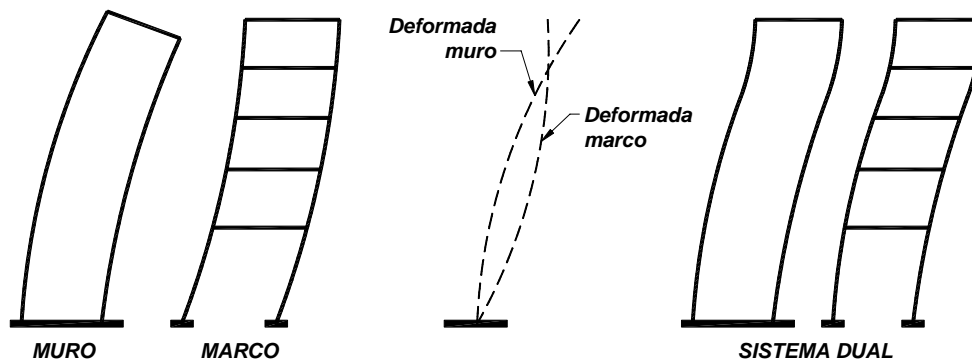


Figura 1.1 Sistemas muro, marco y dual

Existen diversas recomendaciones para el diseño de edificios a base de muros o de marcos, pero para el caso de los sistemas duales no existen procedimientos de diseño sencillos que tomen en consideración la interacción entre el muro y el marco. En consecuencia, es necesario el desarrollo de un mejor procedimiento para el diseño de edificios con sistemas duales.

Algunos investigadores han propuesto ciertas metodologías para el diseño de estos sistemas estructurales. Paulay y Priestley (1992) plantearon un procedimiento basado en el diseño por capacidad, que considera, inicialmente, el cálculo de las dimensiones y el refuerzo en las vigas y columnas del marco con base en los elementos mecánicos obtenidos de un análisis convencional con fuerzas laterales propuestas en los reglamentos. Para el diseño de los muros, proponen el empleo de envolventes de diseño de cortantes y momentos de volteo.

Paulay (2002) planteó el diseño de sistemas duales basados en una configuración del tipo estático incremental (*pushover*) enfocado en el control de desplazamientos. Para su planteamiento, condensa los diferentes marcos en un marco único y los muros en un solo muro, asignándole propiedades equivalentes. Este marco y este muro únicos se unen en cada nivel mediante elementos rígidos axialmente y con rótulas en sus extremos, con lo cual se intenta representar el diafragma rígido. La propuesta de Paulay (2002) considera sólo este tipo de configuración estructural; sin embargo, se

observa que es una práctica común que las vigas de los marcos lleguen a los muros, las cuales inducen momentos y cortantes en estos y modifican el comportamiento sísmico del sistema estructural. Más adelante, en el capítulo 3, se describirá con más detalle la influencia de las vigas en los muros.

Sullivan et al. (2006) han propuesto un procedimiento para el diseño de sistemas duales basado en el diseño por desplazamientos, para lo cual, proponen sustituir el sistema estructural de varios grados de libertad que representa al edificio, por un sistema de un grado de libertad (1GDL). Estos autores proponen distribuir el cortante basal entre el muro y el marco, luego, calcular las propiedades del sistema equivalente de 1GDL, como son: su masa equivalente, altura efectiva y desplazamiento efectivo, en función del perfil de desplazamientos máximo que esperan obtener en el edificio. Con base en la ductilidad del sistema, calculan el periodo del sistema equivalente de 1GDL y obtienen la fracción del amortiguamiento crítico para el muro y para el marco cada uno en función de su ductilidad y del periodo del sistema de 1GDL. Finalmente, obtienen un amortiguamiento equivalente del sistema de 1GDL basado en los momentos de volteo en el muro y marco, en seguida, calculan la rigidez del sistema de 1GDL y obtienen el cortante, que es distribuido entre el muro y el marco según lo establecido al inicio de su procedimiento. Sullivan et al. (2006), a diferencia de Paulay (2002), sí consideran en su propuesta la interacción de las vigas del marco que llegan al muro y propone ciertas aproximaciones que consideran dicha interacción. El procedimiento parece seguir una lógica coherente según los pasos descritos, sin embargo, en los ejemplos que estos autores muestran, los amortiguamientos equivalentes que calculan para el sistema de un grado de libertad alcanzan valores del orden de 13% (Sullivan et al., 2006) y 24% (Sullivan et al., 2005), que pueden considerarse como excesivos y que no correspondería a ningún sistema estructural construido con los materiales empleados en el práctica ingenieril, es decir, se pierde el significado físico del problema. Además, este procedimiento lleva al empleo de numerosas variables y necesita conocer las dimensiones de los elementos estructurales antes de iniciar cualquier cálculo.

1.2 OBJETIVO Y ALCANCES

En esta investigación se proponen procedimientos simplificados para el diseño de edificios de concreto reforzado que emplean sistemas estructurales regulares del tipo dual. La propuesta contempla el cálculo de las envolventes de cortantes y momentos de volteo para el sistema dual y, luego, con base en estos resultados y el empleo de un único parámetro, se obtiene las envolventes de diseño de cortantes para los muros y los marcos, y la envolvente de momentos de volteo para los muros. Con estas envolventes, se puede realizar el diseño de los muros tanto para momento flector como para cortante distribuyendo dichas acciones entre el número de muros que presenta la edificación. En los marcos, el cortante de entrepiso obtenido con la envolvente propuesta se distribuye entre las columnas y con base en mecanismos de falla de viga débil-columna fuerte y viga fuerte-columna débil se pueden obtener las demandas de elementos mecánicos en todos los elementos del marco. Mediante este procedimiento se puede realizar un diseño completo de un sistema estructural regular del tipo dual. Más adelante se muestra el desarrollo realizado así como un ejemplo del diseño de un sistema dual empleando las envolventes propuestas.

Las envolventes propuestas se calibran con los resultados de modelos analíticos representativos de edificios y de especímenes experimentales ensayados en mesa vibradora en diversas universidades. Tanto los modelos analíticos y los especímenes empleados en la calibración, corresponden a edificios representativos de sistemas duales regulares donde los muros mantienen su geometría en altura.

El estudio del comportamiento sísmico se realizó en una sola dirección, en el plano de los muros. No se consideró los efectos bi-direccionales del sismo ni los efectos de vigas perpendiculares a la dirección del análisis. Además, se supuso que en todos los niveles existe un diafragma rígido.

En la ingeniería actual, la metodología del diseño por fuerzas es aún empleada por la mayoría de los ingenieros de la práctica, por lo que, presentar un procedimiento para obtener los elementos mecánicos para el diseño del marco y del muro en un sistema dual, resulta atractivo. Sin embargo, las nuevas tendencias en el diseño sísmico se enfocan en el control de los desplazamientos, por lo que, en esta investigación, adicionalmente al cálculo de las envolventes propuestas para el diseño del sistema dual, se presenta el procedimiento que se utilizó para la revisión de los desplazamientos en los modelos analíticos de edificios.

El presente trabajo de investigación doctoral, se ha desarrollado en diferentes capítulos. En el capítulo dos, se muestra el desarrollo de las hipótesis y simplificaciones empleadas en la formulación de las envolventes de cortante y momento de volteo en el sistema dual, luego, se expone el procedimiento para la construcción de las envolventes en el muro y en el marco, con base en los resultados obtenidos del sistema dual y el empleo de un único parámetro y, finalmente, se expone la metodología para obtener los elementos mecánicos en columnas y vigas. En el tercer capítulo, se describen los modelos analíticos representativos de edificios y cuatro de los cinco especímenes experimentales empleados para calibrar las propuestas de envolventes del capítulo dos. Dichos modelos analíticos y especímenes se escogieron debido a la diversa participación de los muros en la respuesta sísmica. Los modelos analíticos desarrollados fueron tres y se analizaron y diseñaron con base en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS) del Reglamento de Construcciones para los municipios del Estado de Guerrero (1989) y en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC) para el Distrito Federal (2004). Los especímenes experimentales, descritos en este tercer capítulo, se ensayaron en mesa vibradora para diferentes sismos: tres especímenes en la Universidad de Illinois Urbana-Champaign entre los años 1979-1989 y un espécimen de la Universidad de California en San Diego el año 2006. En el capítulo cuatro, se describe el quinto espécimen experimental empleado en este trabajo, el cual fue ensayado para esta investigación en la Universidad Nacional Autónoma de México el año 2006. En dicho capítulo se describe el procedimiento de diseño del espécimen, se muestra las consideraciones empleadas en el modelo matemático, se describen los ensayos realizados y se muestran las comparaciones entre el comportamiento medido y los resultados del modelo matemático. En el capítulo cinco se realiza la calibración de las envolventes propuestas empleando los resultados sísmicos de los edificios descritos en el tercer y cuarto capítulo y, luego, se muestra el procedimiento para construir las envolventes en la ingeniería práctica, así como, una comparación entre estas envolventes propuestas y los resultados que se obtendría de un análisis convencional. En el sexto capítulo, se desarrolla el procedimiento empleado para el control de los desplazamientos en sistemas duales en el diseño de los modelos analíticos de edificios descritos en esta investigación y se muestra, mediante un ejemplo, los cálculos necesarios para obtener las envolventes propuestas de cortantes y momentos de volteo y los elementos mecánicos en los marcos. Finalmente, en el capítulo siete se exponen las conclusiones obtenidas de este estudio.

Es necesario indicar que la propuesta aquí planteada lleva a una gran fortaleza: simplicidad, ya que con el empleo de pocos parámetros es posible obtener envolventes de diseño de marcos y muros que están del lado de la seguridad.

1.3 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

El diseño sísmico de edificios propuestos en los reglamentos está basado comúnmente en procedimientos de análisis elásticos, que intentan reproducir el probable comportamiento inelástico del edificio ante un evento sísmico. Sin embargo, este tipo de análisis no siempre resulta exitoso debido a que, no necesariamente un análisis elástico captura las demandas en la estructura durante su respuesta inelástica. Para representar de manera más confiable la respuesta de un edificio ante un sismo, se puede emplear un análisis dinámico no lineal; sin embargo, éste se requiere un programa de cómputo y las características elásticas e inelásticas de las secciones de los elementos como son los diagramas momento – curvatura, las reglas de histéresis asociadas, las señales sísmicas históricas o sintéticas, etc. Además, este tipo de análisis es bastante elaborado, requiere de tiempo de preparación del modelo y revisión cuidadosa de los datos que se emplean, por lo que el empleo de un análisis dinámico no lineal no siempre es accesible al ingeniero de la práctica.

En esta investigación se propone el empleo de un procedimiento simplificado para obtener envolventes de cortante y momentos de volteo en el sistema dual y, posteriormente, calcular las envolventes en los muros y los marcos para efectos de diseño empleando sólo el parámetro r_w (Ec. 1.1). Este parámetro corresponde a la relación entre el máximo momento de volteo en los muros (M_w) y el máximo momento de volteo en el sistema dual (M_v), ambos en la base, obtenidos de un análisis dinámico no lineal. Posteriormente se muestra que dicho parámetro se puede también obtener de manera aproximada a partir de un análisis elástico convencional.

$$r_w = \frac{M_w}{M_v} \quad (1.1)$$

En la expresión anterior, el parámetro M_w se obtiene en la respuesta en el tiempo como la suma de los momentos de volteo en la base de todos los muros del edificio que se analiza.

Las envolventes para el sistema dual que se proponen se obtuvieron empleando el procedimiento simplificado del primer modo reducido (Rodríguez et al., 2007) y expresiones aproximadas desarrolladas a partir de los resultados de un análisis paramétrico de modelos simplificados de vigas con comportamiento tipo cortante (representativos de edificios a base de marcos) y vigas con comportamiento tipo flexión (representativos de edificios a base de muros). En estos modelos simplificados, se consideró que la masa era la misma en todos los niveles y estaba concentrada al nivel de la losa y además, la rigidez de entrepiso era constante en altura. El número de niveles se hizo variar de 1 a 30 pisos.

Con base en la propuesta de envolvente de cortantes y momento de volteo para el sistema dual y el empleo de un único parámetro r_w , se propone las envolventes de cortante para los muros y los marcos y de momento de volteo para los muros, las cuales intentan predecir la respuesta sísmica en un sistema dual. Se escogió emplear el momento de volteo en la base ya que es un parámetro más estable que el cortante. Esto se puede explicar con la ayuda de la figura 1.2, la que muestra un sistema estructural, representado de manera sencilla con un muro, el cual incursiona en su intervalo de comportamiento no lineal ante un evento sísmico intenso y alcanza su momento resistente (M_R) en la base, figura 1.2. Como se observa del equilibrio de fuerzas, el producto de la fuerza V , resultante de las fuerzas inerciales en el muro, y su ubicación h , está acotado por el momento resistente en el muro (M_R). Se deduce que si V incrementa dependiendo del perfil de desplazamientos laterales del edificio, h tiene que disminuir y viceversa. Por lo tanto, el cortante V es un parámetro con alta variación dependiendo de su posición, en consecuencia, se considera que más conveniente es emplear el momento de volteo en el muro como principal parámetro de respuesta del sistema estructural.

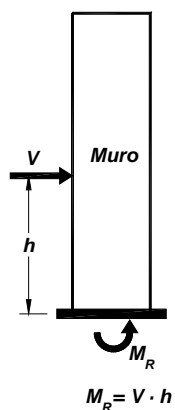


Figura 1.2 Cortante y momento actuantes en el muro

Como se mencionó, para la calibración de las envolventes propuestas se emplearon los resultados de ocho edificios representativos de sistemas duales, modelos analíticos y especímenes experimentales, que se escogieron debido a la variada participación de los muros al momento de volteo (r_w) que incluía casos con baja o alta participación. Además, se eligieron porque fueron diseñados para diferentes propósitos de estudio, con diferentes metodologías y para diferentes reglamentos sísmicos, por lo que, la propuesta de envolventes presentada se basa en el empleo de un espectro amplio de este tipo de sistema. Finalmente, los resultados de la calibración muestran que existe una correlación aceptable entre la respuesta sísmica y las envolventes propuestas para los diferentes edificios estudiados en esta investigación.

CAPÍTULO 2 PROPUESTA DE ENVOLVENTES DE CORTANTES Y MOMENTOS DE VOLTEO

Las envolventes de cortantes y momentos de volteo que se proponen en este trabajo, tanto para el sistema dual como para muros y marcos, se construyen únicamente con base en sus valores máximos en la base y en el último nivel. Estos valores se obtienen mediante relaciones simples y el empleo de parámetros de diseño sísmico que se utilizan comúnmente en la ingeniería práctica.

En la primera parte de este capítulo se presenta el procedimiento para calcular las envolventes para el sistema dual, posteriormente, con base en éstas, se obtienen las envolventes para diseño de muros y marcos empleando sólo el parámetro r_w , definido anteriormente. El empleo de este único parámetro para el cálculo de las envolventes hace de esta propuesta una herramienta útil para diseño.

Otra ventaja de este procedimiento y que lo hace atractivo para el diseñador, es que hace referencia principalmente a la longitud del muro (l_w), no se emplean otras dimensiones de elementos estructurales (vigas, columnas) ni la distribución del acero de refuerzo, por lo que el ingeniero de la práctica puede dimensionar dichos elementos luego de obtener sus demandas sísmicas con las envolventes propuestas.

En un sistema estructural del tipo dual, el control de los desplazamientos en el sistema estructural se rige principalmente por los muros que la conforman, es por esto que sólo las dimensiones del muro son necesarias para el desarrollo de la propuesta de envolventes que se plantea. En el capítulo 6, se presentará el procedimiento empleado para el cálculo de las dimensiones del muro en algunos edificios estudiados.

2.1 PROPUESTA DE ENVOLVENTE DE CORTANTE Y MOMENTO DE VOLTEO PARA EL SISTEMA DUAL

2.1.1 Cortante en el último nivel

El cálculo del cortante en el último nivel se basó en la propuesta simplificada del primer modo reducido para el cálculo de las aceleraciones de piso propuesta por Rodríguez et al. (2007). En esta propuesta, Rodríguez et al. (2007) proponen una envolvente con base únicamente en la aceleración en el último nivel (Ec. 2.1) la cual mantienen constante hasta alcanzar la altura de $0.2H$ y luego disminuye linealmente hasta unirse con la aceleración del terreno. En la Ec. 2.1, F_n/m_n , representa la aceleración del último nivel, m_n , es la masa del último nivel, R_M , es el factor de reducción de la respuesta elástica que se obtiene como el cociente entre el máximo momento de volteo para la respuesta elástica y el máximo momento de volteo para la respuesta inelástica, ambos en la base del sistema dual, $S_a(T_1, \xi_1)$, es la ordenada espectral para un amortiguamiento ξ_1 y correspondiente al periodo fundamental T_1 ; n , es el número de niveles, C_{ho} , es la ordenada espectral para periodo cero; η_1 y η_2 , son parámetros simplificados que corresponden a contribuciones del primer modo y de los modos superiores, respectivamente. Rodríguez et al. (2007) realizaron análisis de modelos simplificados de vigas con comportamiento a flexión y modelos de vigas con comportamiento a cortante, con rigideces de entrepiso iguales y masas concentradas constantes en cada nivel. Rodríguez et al. (2007) encontraron que las vigas con comportamiento a flexión producían resultados conservadores, es decir un límite superior, por lo que estos investigadores simplificaron su propuesta incluyendo los parámetros $\eta_1=8/5$ y $\eta_2=1.75$. Estos mismos valores se emplearán en la presente investigación.

$$\frac{F_n}{m_n} = \sqrt{\left[\frac{\eta_1 \cdot S_a(T_1, \xi_1)}{R_M} \right]^2 + \eta_2 \cdot \ln(n) C_{ho}^2} \quad (2.1)$$

De la expresión anterior, se puede obtener el cortante asociado al último nivel (V_T) que por equilibrio sería igual a la fuerza en el último nivel (F_n) calculada con la Ec. 2.1. Además, si la masa es constante en dicha ecuación, se puede reemplazar la masa del último nivel, m_n , por la masa de cualquier nivel, m .

La Ec. 2.1, propuesta Rodríguez et al. (2007), emplea los parámetros $\eta_1=8/5$ y $\eta_2=1.75$ y corresponde a un límite superior para un sistema estructural en general. En dicha expresión, el primer término corresponde a la contribución del primer modo, y el segundo término, a la contribución de los modos superiores. Sin embargo, en un sistema dual, donde existe interacción entre los marcos y los muros, al incrementarse r_w la contribución de los modos superiores disminuye. Por lo anterior, se propone modificar la propuesta simplificada del primero modo reducido introduciendo el factor $(1-r_w)$ sin variar los valores de los parámetros η_1 y η_2 propuestos por Rodríguez et al. (2007). Esto lleva a la siguiente expresión para calcular el cortante en el último nivel en el sistema dual (V_T)

$$V_T = m \sqrt{\left[\frac{\eta_1 \cdot S_a(T_1, \xi_1)}{R_M} \right]^2 + (1-r_w) \cdot \eta_2 \cdot \ln(n) C_{ho}^2} \quad (2.2)$$

La característica de que la contribución de los modos superiores (ms) tiende a disminuir con el aumento del parámetro r_w , se muestra en la figura 2.1. Esta figura muestra la correlación entre la contribución de los modos superiores (ms) para los edificios estudiados, que se describirán en los siguientes capítulos, y el parámetro r_w . La contribución de los modos superiores (ms) se obtuvo de la Ec. 2.1 reemplazando V_T por F_n y m por m_n , definidos anteriormente, y dividiéndola entre la masa total del edificio, M_T , que es igual a número de niveles, n , por la masa de un nivel, m .

$$\frac{V_T^2}{M_T^2} = \frac{V_T^2}{(m \cdot n)^2} = pm^2 + ms^2 \quad (2.3)$$

En la ecuación anterior, pm es la participación del primer modo y ms la contribución de los modos superiores. Luego ms será:

$$ms = \frac{\sqrt{\eta_2 \cdot \ln(n) C_{ho}^2}}{n} \quad (2.4)$$

En la figura 2.1 se graficó en el eje de las ordenadas el producto $ms \cdot \sqrt{1-r_w}$ y en el eje de las abscisas, el parámetro r_w . Se observa que dicho producto varía entre 0.25 y aproximadamente, 0.15, y podría considerarse de manera aproximada igual a 0.2, por lo tanto, independiente de cualquier otra variable. Entonces, se puede expresar que ms y $\sqrt{1-r_w}$ son inversamente proporcionales, es decir, si el parámetro $\sqrt{1-r_w}$ se incrementa, disminuye la contribución de los modos superiores y viceversa. Sin embargo, esto no indica que los factores ms y $\sqrt{1-r_w}$ estén relacionados con un constante, sino sólo muestra que, efectivamente, existe una tendencia inversa y lineal entre ellos.

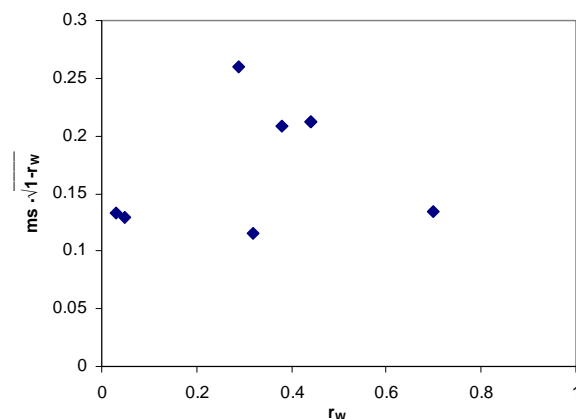


Figura 2.1 Correlación entre la contribución de los modos superiores (ms) y el parámetro r_w

2.1.2 Cortante y momento de volteo en la base

El desarrollo del procedimiento empleado para obtener el cortante y el momento de volteo en la base se basa también en el procedimiento del primer modo reducido (Rodríguez et al., 2002); sin embargo, los resultados encontrados en este estudio muestran que, para la base la contribución de los modos superiores es de poca importancia, por lo que, pudo haberse empleado el procedimiento usual de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS, por sus siglas en inglés), sin que esto afecte los resultados. A pesar de que finalmente no se considera la participación de los modos superiores en la propuesta de cortante y momento de volteo en la base, en el desarrollo seguido para obtener las expresiones del cortante y el momento de volteo en la base del sistema dual se emplean el procedimiento del primer modo reducido (Rodríguez et al., 2002), ya que ésta ayuda a entender las aproximaciones que se realizan.

Para el presente desarrollo, se empleó una distribución cualquiera de fuerzas, como las mostradas en la figura 2.2. En este modelo simplificado se considera que las masas son iguales y están concentradas en cada nivel, además, que las alturas de entrepiso y sus rigideces son iguales.

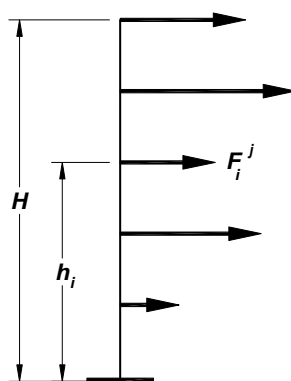


Figura 2.2 Distribución de fuerzas en altura en un modelo simplificado

De la figura 2.2, se observa que la fuerza en el nivel i para el modo j (F_i^j) se obtendría como

$$F_i^j = m_i \frac{S_a(T_j, \xi_j)}{R_j} \Gamma_j \phi_i^j \quad (2.5)$$

Donde m_i es la masa del nivel i , $S_a(T_j, \xi_j)$ es la ordenada espectral con amortiguamiento ξ_j para el periodo T_j , Γ_j es el factor de participación del modo j , ϕ_i^j es amplitud del modo j en el nivel i , R_j es el factor de reducción de la respuesta elástica para el modo j .

Entonces el cortante en la base para el modo j sería la suma de todas las fuerzas (F_i^j)

$$\sum_{i=1}^n F_i^j = m_i \frac{S_a(T_j, \xi_j)}{R_j} \Gamma_j (\phi_1^j + \phi_2^j + \dots + \phi_n^j) \quad (2.6)$$

Si esto se realiza para cada modo y se emplea la metodología del primer modo reducido, entonces se obtiene que el cortante en la base (V_{BD}) es

$$V_{BD} = m \sqrt{\left[\frac{\Gamma_1 \cdot \sum_{k=1}^n \phi_k^1 \cdot S_a(T_1, \xi_1)}{R_M} \right]^2 + \sum_{j=2}^n \left[\Gamma_j \cdot \sum_{k=1}^n \phi_k^j \cdot S_a(T_j, \xi_j) \right]^2} \quad (2.7)$$

donde n es el número de niveles, R_M es el factor de reducción de la respuesta sísmica para el primer modo y m_i se reemplazó por m ya que se considera que la masa es la misma en todos los niveles.

Si se introduce la expresión

$$\chi_j = \Gamma_j \sum_{k=1}^n \phi_k^j \quad (2.8)$$

la Ec. 2.7 se simplifica como sigue

$$V_{BD} = m \sqrt{\left[\frac{S_a(T_1, \xi_1)}{R_M} \cdot \chi_1 \right]^2 + \chi_h^2 \cdot (\omega \cdot C_{ho})^2} \quad (2.9)$$

Donde χ_1 y χ_h^2 representan las participaciones del primer modo y de los modos superiores, respectivamente y $S_a(T_1, \xi_1)$ es la ordenada espectral con amortiguamiento ξ_1 para el periodo T_1 . Al igual que en la propuesta de Rodríguez et al. (2007), se considera de manera conservadora que los periodos de los modos superiores se encuentran en el intervalo de máxima ordena espectral ($C_{h,max}$) por lo que

$$S_a(T_j, \xi_j) = \omega \cdot C_{ho} \quad (2.10)$$

Donde el coeficiente $\omega = C_{h,max} / C_{ho} = 2.5$, ver figura 2.3

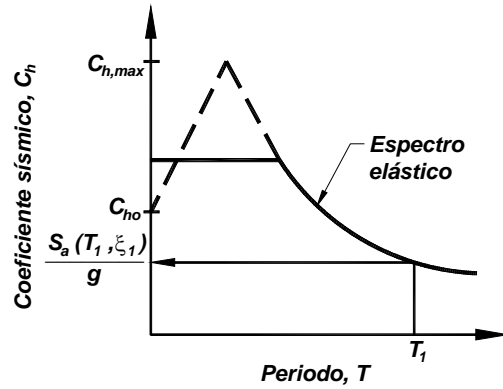


Figura 2.3 Parámetros asociados a un espectro elástico empleados para obtener la propuesta simplificada (Adaptado de Rodríguez et al., 2007)

Para calcular el momento de volteo en la base se emplean los momentos de las fuerzas con respecto a su base para el modo j , (M_V^j), obteniéndose

$$\sum_{i=1}^n M_V^j = S_a(T_j, \xi_j) \cdot \frac{H}{n} \Gamma_j \cdot m (\phi_1^j \cdot 1 + \phi_2^j \cdot 2 + \dots + \phi_n^j \cdot n) \quad (2.11)$$

donde H es la altura total del edificio y los otros parámetros se definieron anteriormente.

Para todos los modos, empleando el procedimiento del primer modo reducido se obtiene que el momento en la base (M_{VD}) sería

$$M_{VD} = \frac{H}{n} m \sqrt{\left[\frac{\Gamma_1 \cdot \sum_{k=1}^n (\phi_k^1 \cdot k) \cdot S_a(T_1, \xi_1)}{R_M} \right]^2 + \sum_{j=2}^n \left[\Gamma_j \cdot \sum_{k=1}^n (\phi_k^j \cdot k) \cdot S_a(T_j, \xi_j) \right]^2} \quad (2.12)$$

Si se reemplaza

$$\Theta_j = \Gamma_j \sum_{k=1}^n (\phi_k^j \cdot k) \quad (2.13)$$

la Ec. 2.12 se convierte en

$$M_{VD} = \frac{H}{n} m \sqrt{\left[\frac{S_a(T_1, \xi_1)}{R_M} \cdot \Theta_1 \right]^2 + \Theta_h^2 \cdot (\omega \cdot C_{ho})^2} \quad (2.14)$$

Donde Θ_1 y Θ_h^2 representan las participaciones del primer modo y de los modos superiores, respectivamente.

Para obtener una propuesta simplificada de las Ec. 2.9 y 2.14, se realizó un análisis paramétrico que consistió en el análisis modal de modelos matemáticos simplificados de vigas con comportamiento a flexión (que representa edificios a base de muros) y vigas con comportamiento a cortante (que representa edificios a base de marcos), considerando que las masas son iguales y se concentran en cada nivel y, además, que la rigidez y la altura de entrepiso es la misma. El número de niveles se hizo variar entre 1 a 30.

En las figuras 2.4 y 2.5 se muestra la variación de los parámetros χ_1 y χ_h^2 para el cortante en la base y Θ_1 y Θ_h^2 para el momento de volteo, en función del número de niveles.

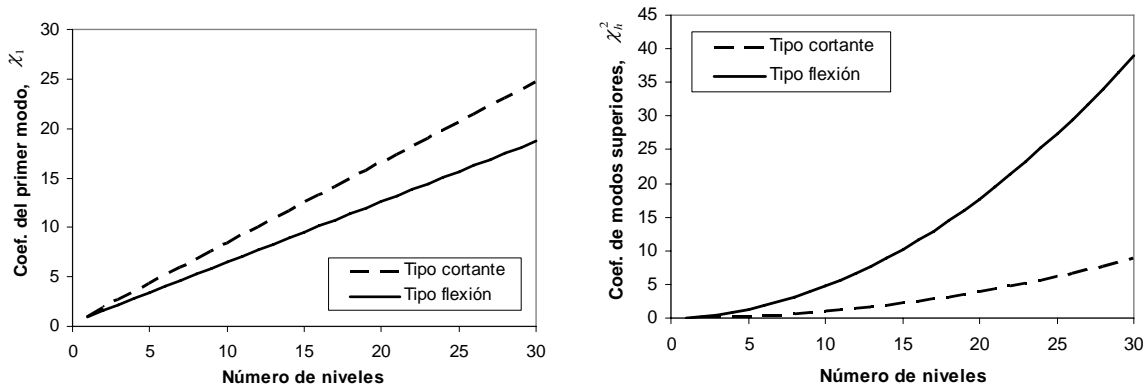


Figura 2.4 Variación de los parámetros χ_1 y χ_h^2 en función del número de niveles

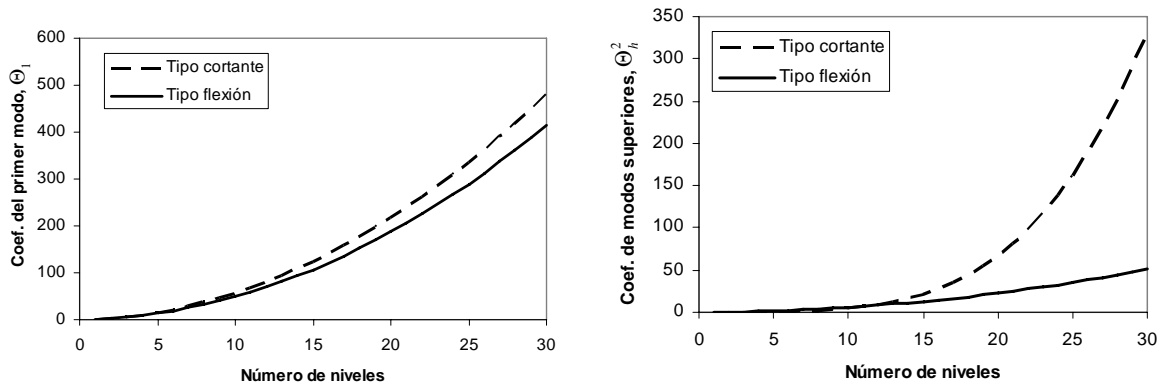


Figura 2.5 Variación de los parámetros Θ_1 y Θ_h^2 en función del número de niveles

Una aproximación de los parámetros para el cálculo del cortante obtenido de los modelos tipo cortante es

$$\chi_1 = n \tag{2.15}$$

$$\chi_h^2 = n^2/200 \tag{2.16}$$

y para los modelos tipo flexión es

$$\chi_1 = 17n/20 \quad (2.17)$$

$$\chi_h^2 = n^2/20 \quad (2.18)$$

Para el cálculo del momento de volteo se consideró emplear sólo una aproximación para ambos modelos, Ec. 2.19, y que corresponde a la de los modelos tipo cortante que, aunque son similares a los del modelo tipo flexión, son más conservadores, figura 2.5.

$$\Theta_1 = 3 \cdot n^2/5 \quad (2.19)$$

Por otro lado, la aproximación de los coeficientes de modos superiores para los modelos tipo cortante es

$$\Theta_h^2 = n^4/2500 \quad (2.20)$$

y para los modelos tipo flexión es

$$\Theta_h^2 = n^4/400 \quad (2.21)$$

De la inspección de las Ec. 2.15 a la 2.18, se observa que los parámetros χ_h^2 son pequeños comparados con los parámetros χ_1 para ambos modelos. Esto mismo sucede para el momento de volteo, donde la contribución de los modos superiores representado por los parámetros Θ_h^2 , (Ec. 2.20 y 2.21), es pequeña comparada con la contribución del primer modo representado por el parámetro Θ_1 , (Ec. 2.19). Por lo tanto, se concluye que se puede prescindir de los parámetros χ_h^2 y Θ_h^2 en la formulación de las expresiones para el cortante y el momento de volteo, respectivamente. Es decir, se puede expresar que los modos superiores no son importantes para el cálculo de dichos elementos mecánicos en la base, y que sólo el primer modo es relevante en la respuesta.

Finalmente, la formulación de las expresiones simplificadas para el cálculo del cortante (V_B) y del momento de volteo (M_V) en la base se basará únicamente en la participación del primer modo. En el caso del cortante en la base se empleará el parámetro χ_1 correspondiente a modelos tipo cortante y que representa un límite superior, como se aprecia de la comparación de las Ec. 2.15 y 2.17, para el caso del momento de volteo en la base, se empleará la Ec. 2.19.

Las expresiones simplificadas para el cálculo del cortante basal (V_B) y del momento de volteo en la base (M_V) en el sistema dual son

$$V_B = \frac{S_a(T_1, \xi_1)}{R_M} \cdot M_T \quad (2.22)$$

$$M_V = \frac{3}{5} H \frac{S_a(T_1, \xi_1)}{R_M} \cdot M_T \quad (2.23)$$

donde M_T es la masa total del sistema y los demás parámetros se definieron anteriormente. Nótese que la Ec. 2.22, obtenida con los parámetros de los modelos tipo cortante, es la misma empleada en la práctica ingenieril.

describen más adelante. El parámetro α_{WB} se evalúa en la base y se define como el cociente entre el máximo cortante en la base del muro, V_{WB} , y el máximo cortante en la base del sistema dual, V_B . El parámetro α_{WT} representa el cociente en el último nivel entre el máximo cortante en el muro, V_{WT} , y el máximo cortante del sistema dual, V_T . Estos parámetros se expresan mediante las Ec. 2.24 y 2.25, respectivamente. La figura 2.7 muestra los resultados obtenidos para los edificios considerados para la correlación entre α_{WB} y r_W (Fig. 2.7.a) y para la correlación entre α_{WB} y r_W (Fig. 2.7.b).

$$\alpha_{WB} = \frac{V_{WB}}{V_B} \quad (2.24)$$

$$\alpha_{WT} = \frac{V_{WT}}{V_T} \quad (2.25)$$

Para llevar a cabo los análisis dinámicos no lineales en este estudio se consideró la regla de histéresis de Takeda-Modificado (Carr, 1998) para los elementos de concreto reforzado, las masas del piso se concentraron al nivel de losa, se incluyeron los efectos P -Delta y se empleó el método de integración de Newmark ($\beta=0.25$) para integrar las ecuaciones del análisis dinámico. Se emplearon valores específicos para otros parámetros como el intervalo de integración, el porcentaje del amortiguamiento crítico, etc. los cuales se exponen más adelante cuando se describan cada uno de los edificios estudiados.

Como se indicó en el capítulo anterior, el objetivo de esta investigación es proponer un procedimiento simplificado para el diseño, que emplea un único parámetro (r_W) y, además, que esté del lado de la seguridad.

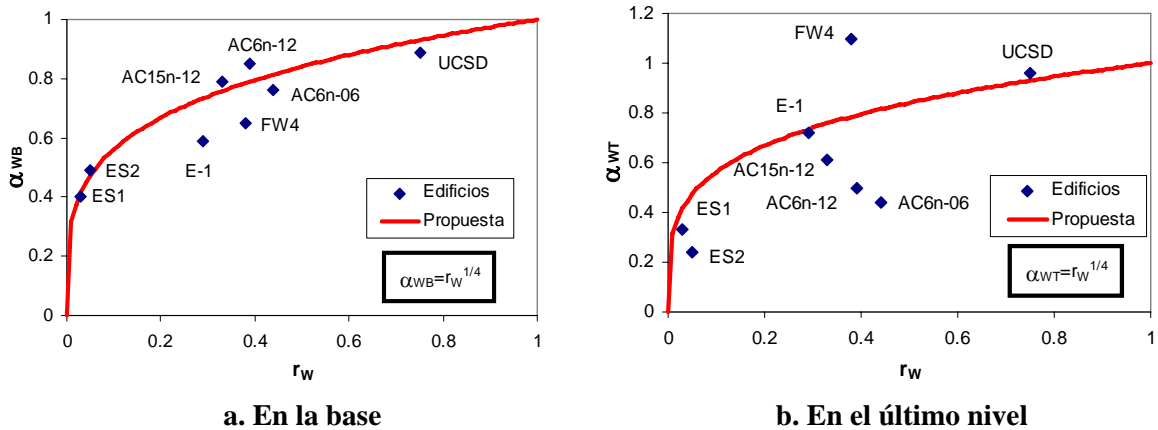


Figura 2.7 Correlación entre los parámetros α_{WB} , α_{WT} y r_W en los edificios analizados

De la figura 2.7, las aproximaciones propuestas para el cortante en la base del muro (V_{WB}) y el cortante en el último nivel del muro (V_{WT}) son

$$V_{WB} = r_W^{1/4} \cdot V_B \quad (2.26)$$

$$V_{WT} = r_W^{1/4} \cdot V_T \quad (2.27)$$

El momento de volteo en la base de los muros (M_W) se calculó mediante la Ec. 2.28 y resulta de multiplicar el momento de volteo del sistema dual (M_V), obtenido con la Ec. 2.23, y la participación de los muros al momento de volteo (r_W).

$$M_W = r_W \cdot M_V \quad (2.28)$$

Las expresiones 2.26, 2.27 y 2.28 muestran que para sistemas estructurales basados únicamente en marcos ($r_W=0$), el cortante en la base del muro (V_{WB}), el cortante en último nivel del muro (V_{WT}) y el momento de volteo en la base del muro (M_W) serían nulos porque sólo existen marcos. Por el contrario, si el sistema estructural emplea sólo muros ($r_W=1$) entonces los cortantes y el momento de volteo del sistema estructural deben ser resistidos íntegramente por los muros ($V_{WB}=V_B$, $V_{WT}=V_T$, $M_W=M_V$), lo que indica que las Ec. 2.26, 2.27 y 2.28 cumplen con los casos extremos en los que puede caer un sistema estructural del tipo dual.

La figura 2.8.a. muestra la envolvente propuesta para cortantes en los muros se considera que el cortante en la base es constante en la altura $0.25H$, para tomar en cuenta los efectos de modos superiores. La figura 2.8.b muestra la envolvente de momento de volteo propuesta en donde el valor del momento en la base se considera constante en una altura $l_W+0.25H$. Esta altura toma en cuenta la contribución de los modos superiores, como se verá más adelante cuando se calibren las envolventes propuestas con los resultados de los edificios analizados descritos posteriormente. También toma en cuenta la interacción entre flexión y cortante en muros, la cual requiere prolongar el diagrama de momentos en una longitud l_W y el momento en el último nivel resulta de mantener el momento en la base constante hasta una altura l_W , correspondiente a la longitud del muro y se hace variar linealmente con una pendiente paralela a la que resultaría de unir este valor de momento y H , hasta alcanzar la altura H (Paulay y Priestley, 1992).

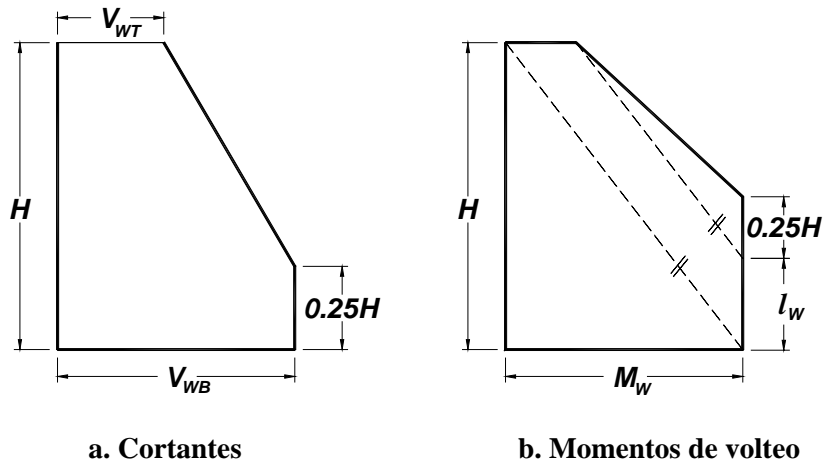


Figura 2.8 Envolventes de cortantes y momentos de volteo propuestas para el diseño de muros en un sistema dual

2.3 PROPUESTA DE ENVOLVENTE DE CORTANTE Y DE DISEÑO PARA MARCOS

Se procedió de manera similar a lo realizado para el sistema dual y para los muros, es decir, se obtuvieron expresiones aproximadas para calcular el cortante en la base y en el último nivel de los marcos.

Para obtener el cortante en la base y en el último nivel se emplearon los parámetros α_{FB} y α_{FT} , respectivamente, definidos en las Ec. 2.29 y 2.30, respectivamente, donde V_{FB} es el máximo cortante en la base de los marcos, V_{FT} es el máximo cortante en el último nivel de los marcos y los otros parámetros se definieron anteriormente en la sección 2.1.

$$\alpha_{FB} = \frac{V_{FB}}{V_B} \quad (2.29)$$

$$\alpha_{FT} = \frac{V_{FT}}{V_T} \quad (2.30)$$

El parámetro α_{FB} corresponde a la relación entre el máximo cortante en la base del marco y el máximo cortante en la base del sistema dual y el parámetro α_{FT} representa la relación, en el último nivel, entre el máximo cortante en el marco y el máximo cortante en el sistema dual.

Los resultados que se muestran en la Fig. 2.9 se obtuvieron de los análisis dinámicos no lineales de los edificios estudiados descritos posteriormente. A partir de estos resultados y de las Ec. 2.31 y 2.32, las aproximaciones propuestas para el cortante en la base (V_{FB}) y el cortante en el último nivel (V_{FT}) del marco son

$$V_{FB} = (1 - r_w)^{3/2} \cdot V_B \quad (2.31)$$

$$V_{FT} = (1 + r_w)^2 (1 - r_w) \cdot V_T \quad (2.32)$$

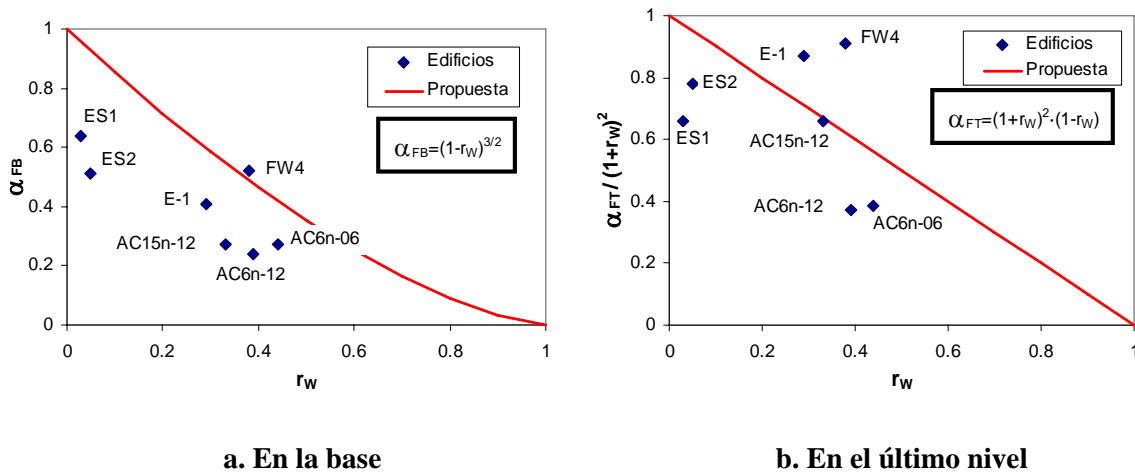


Figura 2.9 Correlación entre los parámetros α_{FB} , α_{FT} y r_w en los edificios analizados

Al igual que para los muros, las expresiones 2.31 y 2.32, indican que para un sistema estructural basado sólo en marcos ($r_w=0$) o en muros ($r_w=1$), el cortante del sistema estructural serán en su totalidad resistidos por los marcos o los muros, respectivamente. Además, nótese que la suma de los cortantes en la base, Ec. 2.26 y 2.31, o la suma de los cortantes en el último nivel, Ec. 2.27 y 2.32, de los componentes de un sistema dual no es igual al cortante en la base del sistema dual (V_B) ni al cortante en el último nivel (V_T), respectivamente. Esto se debe a que los valores de cortantes máximos en los muros y en los marcos no necesariamente ocurren al mismo tiempo.

La figura 2.10 muestra la variación del parámetro $(1+r_w)^2 \cdot (1-r_w)$ con respecto a r_w . Esta figura muestra que también se cumple con los límites de un sistema dual. Además, en algunos casos se obtendrían cortantes en los marcos mayores que el del último nivel del sistema dual (V_T), lo cual se debe a la interacción entre los muros y los marcos en este último nivel.

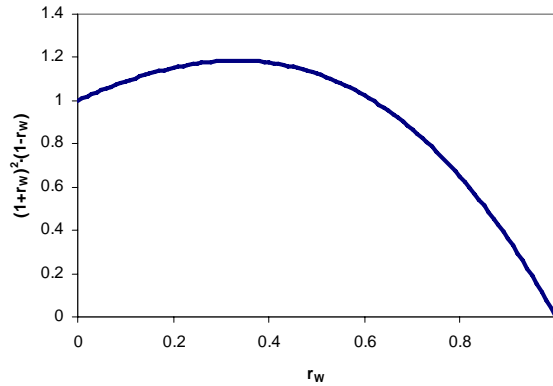


Figura 2.10 Variación entre los parámetros $(1+r_w)^2 \cdot (1-r_w)$ y r_w

En la figura 2.11 se muestra una representación gráfica de la envolvente propuesta para cortantes, en ésta, se mantiene constante el cortante en la base hasta la altura $0.25H$, la cual toma en cuenta los efectos de modos superiores, como se verá más adelante cuando se calibren las envolventes propuestas con los resultados de los edificios analizados descritos posteriormente.

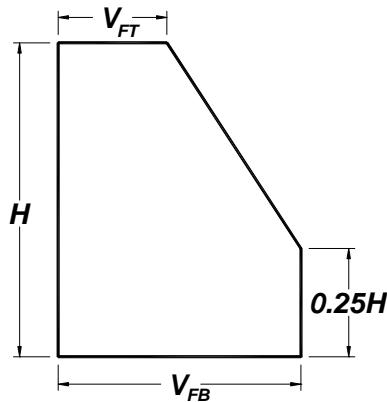


Figura 2.11 Envolvente de cortantes propuesta para el diseño de marcos en un sistema dual

Es necesario mencionar que no se propuso una envolvente de momentos de volteo para los marcos porque éstos comprenden la combinación de los momentos y la carga axial en las columnas y por lo tanto, su uso carecería de utilidad práctica para el diseño.

Para poder diseñar los marcos es necesario obtener los elementos mecánicos faltantes en las vigas y columnas, ya que el cortante en éstas últimas se puede obtener de la envolvente propuesta. Para esto, se presenta un procedimiento simplificado basado en el empleo de los mecanismos de falla: viga débil – columna fuerte y viga fuerte – columna débil y la envolvente de cortantes propuesta para marcos.

El cálculo de los elementos mecánicos en las vigas se obtiene empleando el mecanismo de falla deseado en un sistema estructural tipo marco: viga débil – columna fuerte, figura 2.12. En este mecanismo, todas las vigas alcanzan su momento resistente, se forma la rótula plástica en éstas y las columnas permanecen elásticas. Del equilibrio en el entrepiso i se puede obtener el cortante en dicho entrepiso ($V_{i,v}$) empleando la Ec. 2.33. En esta expresión, se ha considerado que el momento resistente positivo es aproximadamente la mitad del momento resistente negativo ($M_{b,i}$), esto debido a la interacción entre las cargas gravitacionales y las correspondientes al sismo, lo cual se encuentra comúnmente en los diseños de la práctica. En la Ec. 2.33, $M_{b,i}$, es el momento resistente negativo en una sección extrema de una viga del nivel i y, h , es la altura de entrepiso.

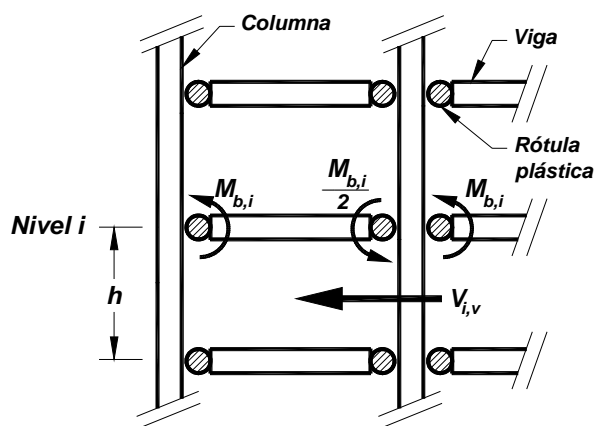


Figura 2.12 Mecanismo de falla viga débil – columna fuerte

$$V_{i,v} = \frac{\sum \left(M_{b,i} + \frac{1}{2} M_{b,i} \right)}{h} \quad (2.33)$$

El valor del parámetro $V_{i,v}$ se puede obtener de la envolvente de cortantes para marcos propuesta en esta investigación, con lo cual, conocida la altura de entrepiso h , se puede computar $\Sigma(M_{b,i} + 1/2 \cdot M_{b,i})$. Luego, para obtener el valor del momento resistente negativo en el extremo de una viga del nivel i ($M_{b,i}$), se divide $\Sigma(M_{b,i} + 1/2 \cdot M_{b,i})$ entre $1.5 \cdot n_v$, Ec. 2.34, donde n_v es el número de vigas en el piso i . Se ha supuesto para esta deducción, que la resistencia de las vigas es similar en todo un nivel, lo cual es compatible con los diseños encontrados en la ingeniería práctica.

$$M_{b,i} = \frac{V_{i,v} \cdot h}{1.5 \cdot n_v} \quad (2.34)$$

Sin embargo, para obtener el cortante en las vigas ($V_{b,i}$) del piso i , no podría considerarse lo expresado en el párrafo anterior con relación a los momentos, ya que si se calcula el cortante como la suma de los momentos resistentes en los extremos de la viga entre la longitud de la misma se podría alcanzar simultáneamente el mecanismo de formación de rótulas plásticas y el de falla por cortante, lo cual no es deseado. Por lo tanto, para evitar esto, en el cómputo del cortante en las vigas ($V_{b,i}$), Ec. 2.35, se supondrá que los momentos resistente en ambos extremos de las vigas son iguales al momento negativo ($M_{b,i}$), figura 2.13. En la expresión 2.35, l_b es la longitud de la viga.

$$V_{b,i} = \frac{2 \cdot M_{b,i}}{l_b} \quad (2.35)$$

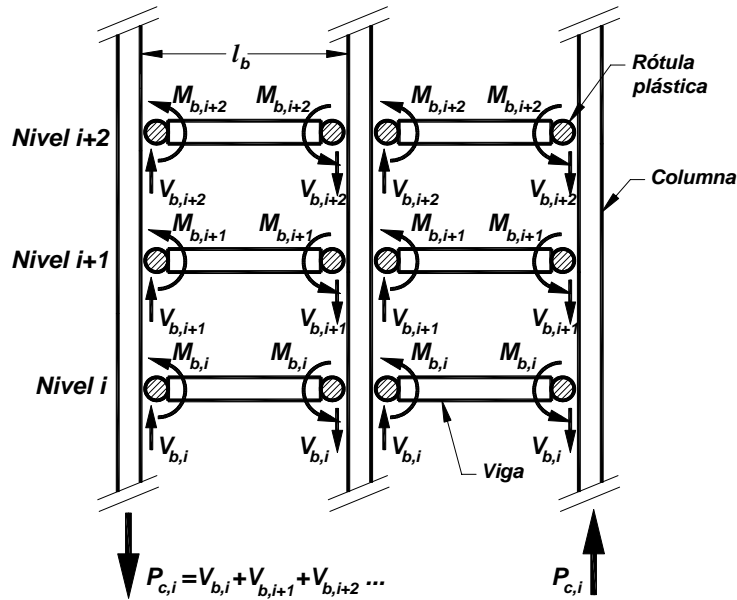


Figura 2.13 Elementos mecánicos en un mecanismo de falla viga débil – columna fuerte

Los momentos en las columnas se obtienen empleando el mecanismo de falla viga fuerte – columna débil. Para dicho mecanismo se puede calcular un cortante asociado al entrepiso i ($V_{i,c}$) del equilibrio de fuerzas de la figura 2.14 (Sánchez et al., 2006) mediante la Ec. 2.36, donde $M_{c,i}$ es el momento resistente de las columnas del entrepiso i y h se definió anteriormente. En este desarrollo se supone que todas las columnas de dicho entrepiso alcanzan su momento resistente, se forma la rótula plástica y las vigas permanecen elásticas.

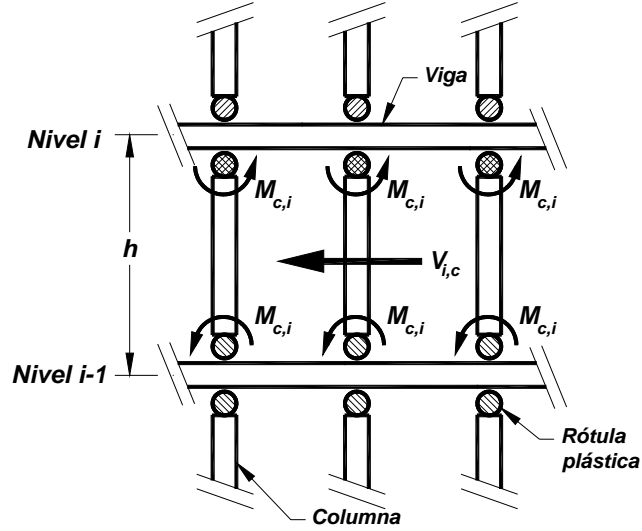


Figura 2.14 Mecanismo de falla viga fuerte – columna débil

$$V_{i,c} = \frac{2 \cdot \sum M_{c,i}}{h} \quad (2.36)$$

Para obtener el momento en una columna, al igual que para las vigas, se puede computar el momento actuante en todas las columnas del piso i despejando el parámetro $\sum M_{c,i}$ de la Ec. 2.36 y luego dividir éste entre el número de rótulas plásticas en las columnas que sería igual a $2 \cdot n_c$, Ec. 2.37. En esta expresión n_c , es el número de columnas en el entrepiso i .

$$M_{c,i} = \frac{V_{i,c} \cdot h}{2 \cdot n_c} \quad (2.37)$$

Lo único que se desconoce en la Ec. 2.37 es el valor de $V_{i,c}$ (cortante de entrepiso para el mecanismo viga fuerte – columna débil). Sin embargo, para que en un marco se desarrolle el mecanismo de falla deseable: viga débil – columna fuerte, se requiere cumplir con la Ec. 2.38:

$$V_{i,c} > V_{i,v} \quad (2.38)$$

Quedaría a criterio del ingeniero diseñador establecer cuánto mayor debería ser $V_{i,c}$ con respecto a $V_{i,v}$ con lo cual se obtendría el valor de $M_{c,i}$ de la Ec. 2.37. Adicionalmente a esto en un nudo se debe cumplir la Ec. 2.38, que diversos reglamentos exigen, donde $\sum M_c$ es la sumatoria de los momentos resistentes en las columnas y $\sum M_b$ es la sumatoria de los momentos resistentes de las vigas.

$$\sum M_c > \sum M_b \quad (2.39)$$

Para poder realizar el diseño de las columnas en el nivel i , aparte de los momentos ya obtenidos, hace falta la carga axial. Para esto se puede hacer un estimado de las máximas cargas sísmicas axiales tanto en compresión como en tensión que se considerará iguales para todas las columnas de un entrepiso. La carga axial debido a acciones sísmicas ($P_{c,i}$) se obtiene del mecanismo de falla viga débil – columna fuerte, figura 2.13, y se calcula como la suma de los cortantes de las vigas que actúan sobre una columna en el piso i y en los niveles superiores. Sin embargo, en dicha figura se considera que el

momento positivo y el momento negativo en la sección de la viga son iguales, lo cual conduciría a una sobreestimación de la carga axial sísmica ($P_{c,i}$), por lo que se incluyó a la sumatoria de los cortantes ($V_{b,i}$), el factor 0.75 (Ec. 2.40) para tomar en cuenta esta diferencia entre los momentos.

$$P_{c,i} = 0.75 \sum V_{b,i} \quad (2.40)$$

Con el procedimiento planteado se obtiene todos los elementos mecánicos para el diseño de los elementos del marco.

2.4 OBTENCIÓN DEL PARÁMETRO R_M EMPLEADO EN EL CÁLCULO DE LAS ENVOLVENTES PROPUESTAS

El parámetro R_M relaciona la respuesta elástica de un edificio con su respuesta inelástica y se obtiene como el cociente entre el máximo momento de volteo para la respuesta elástica del sistema dual (M_e) y el máximo momento de volteo para la respuesta inelástica (M_o), ambos en la base, obtenidos de un análisis dinámico que emplea una señal sísmica.

$$R_M = \frac{M_e}{M_o} \quad (2.41)$$

Nótese que el factor R_M tienen implícito los factores de sobrerresistencia (Ω), propio del edificio analizado, y de ductilidad del sistema (μ) ya que R_M se obtiene con base en la respuesta de edificios ante registros sísmicos. Las variables M_e y M_o se calculan mediante la expresión

$$M = \max \left[\sum_{i=1}^n \left[\ddot{U}_i(t) \cdot m_i \cdot h_i + m_i \cdot g \cdot \Delta_i(t) \right] \right] \quad (2.42)$$

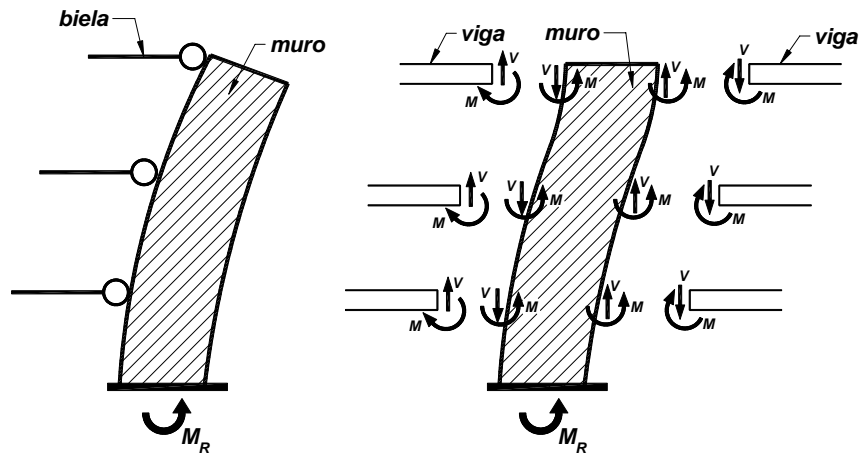
Donde $\ddot{U}_i(t)$ es la aceleración del piso i en el instante de tiempo t ; h_i , es la altura del nivel i , m_i , es la masa del nivel i , definida anteriormente. $\Delta_i(t)$ simboliza el desplazamiento relativo del piso i con respecto a su base.

CAPÍTULO 3 ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS CON SISTEMAS ESTRUCTURALES DEL TIPO DUAL

En este capítulo se describen tres modelos analíticos de edificios y cuatro de los cinco especímenes experimentales cuyos resultados se emplearon para calibrar las envolventes de cortante y momento de volteo para sistemas duales, muros y marcos propuestas en este trabajo.

Los edificios analizados tuvieron dos tipos de configuración estructural. En el primero, correspondiente a los edificios E-1 (descrito en el capítulo 4) y FW4, las vigas de los marcos no llegan al muro y la acción de diafragma rígido se representa mediante elementos rígidos axialmente y rotulados en sus extremos, denominados bielas, figura 3.1.a. En el segundo tipo de configuración, que corresponde a los edificios restantes, las vigas interactúan con el muro induciéndole momentos (M) y cortantes (V) en sus extremos, figura 3.1.b. En este segundo tipo, los elementos mecánicos inducidos en el muro hacen que el desplazamiento del sistema estructural, sea menor que si sólo llegaran bielas. En ambos casos, M_R , es el momento resistente del muro. Cabe mencionar que el edificio AC15n-12, presenta una configuración que se podría ubicar como intermedia entre las mencionadas, ya que las vigas de los marcos llegan sólo a un lado de los muros.

Los edificios estudiados tuvieron diversas características como son: participaciones de los muros al momento de volteo (r_w), número de niveles, registros sísmicos empleados, distorsiones de entrepiso de diseño y los distintos objetivos para los que fueron diseñados. Como se observa, el estudio de los edificios mencionados en este capítulo abarca una gran variedad de parámetros con lo cual se intenta cubrir la mayor parte de los posibles casos que se puede encontrar en la práctica. Esta diversidad hace que la propuesta que se planteó en el capítulo 2 y que se calibrará en el capítulo 5, pretende ser una herramienta general.



a. Bielas llegan al muro

b. Vigas llegan al muro

Figura 3.1 Configuraciones estructurales empleadas en este estudio

3.1 MODELOS ANALÍTICOS DE EDIFICIOS

3.1.1 Descripción

Se analizaron tres edificios con sistema estructural del tipo dual, dos de seis niveles y uno de quince niveles, con valores de distorsión límite de entrepiso de diseño, d_{rD} , iguales a 0.006 y 0.012, todos desplantados sobre suelo tipo II en el Municipio de Acapulco (Zona D) en el estado de Guerrero. Se empleó un factor de comportamiento sísmico, Q , igual a 2, valor comúnmente empleado en los despachos de diseño, y se consideró que el uso de los edificios sería de oficinas. Los edificios se analizaron y diseñaron con base en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS, 1989) del Estado de Guerrero y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC, 2004) del Distrito Federal. Para el diseño de los elementos se consideró una resistencia a la compresión del concreto, f'_c , igual a 34.3 MPa (350 kg/cm²) y una resistencia a la fluencia del acero de refuerzo, f_y , de 411.6 MPa (4200 kg/cm²). Para las cargas gravitacionales se emplearon los siguientes valores sin factores de carga:

Losa	2.55 KPa (260 kg/m ²)
Carga adicional	0.20 KPa (20 kg/m ²)
Acabados ¹	0.39 KPa (40 kg/m ²)
Muros divisorios ¹	0.98 KPa (100 kg/m ²)

¹ No se aplicó en el último nivel

Las figuras 3.2.a y 3.2.b muestran la configuración en planta y en elevación de los edificios estudiados. En la tabla 3.1 se muestra los valores empleados para el diseño, como son el número de niveles, n , el peso total del edificio, W_T , el coeficiente sísmico de diseño reducido, c_D , las dimensiones de las secciones de las vigas, columnas y muros. En la misma tabla se presenta el periodo de vibración del primer modo, T_E , considerando, según las NTCS (1989), para las vigas y los muros una inercia reducida igual a la mitad de la inercia bruta y para las columnas, la inercia total; la distorsión de entrepiso máxima, d_{rC} , y la distorsión global máxima D_{rC} , obtenidas del análisis elástico. Se define como distorsión global al cociente entre el desplazamiento lateral del último nivel del edificio y la altura total de éste. Para los edificios de 6 niveles se empleó el análisis sísmico estático y el análisis modal para el de 15 niveles. En este último se debieron incrementar en un 10% las fuerzas de diseño y desplazamiento laterales para cumplir con la revisión por cortante basal la cual indica que si la fuerza cortante basal, V_b , es menor de $0.8aW_T/Q$ se incrementarán todas las fuerzas de diseño y desplazamiento laterales en una porción tal que V_b iguale a este valor (NTCS, 1989), donde a es la ordenada espectral para el periodo fundamental.

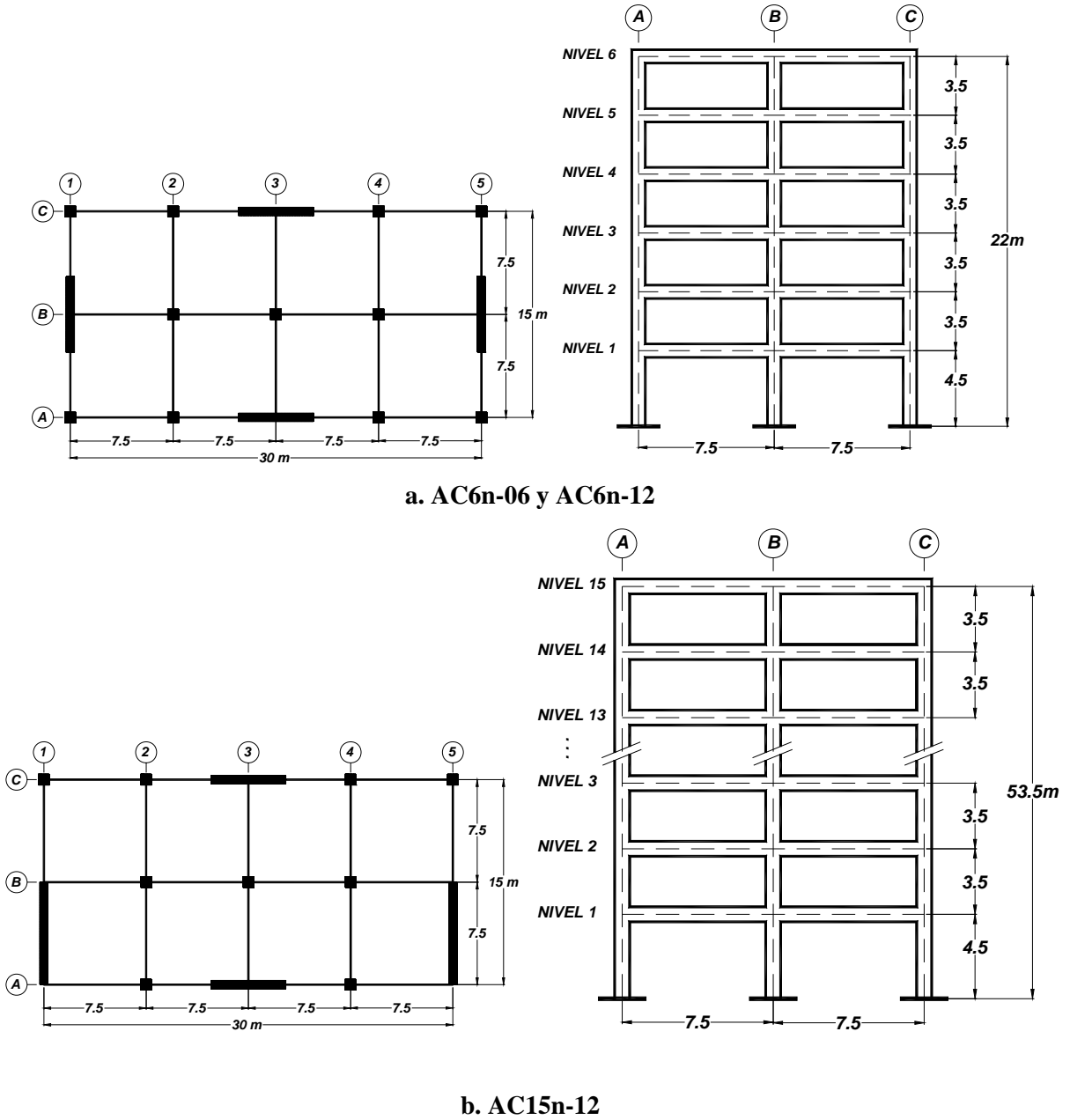


Figura 3.2 Planta y elevación de los modelos analíticos

Tabla 3.1 Características de los modelos analíticos

Identificación	AC6n-06	AC6n-12	AC15n-12
n	6	6	15
d_{rD}	0.006	0.012	0.012
W_T (kN)	21441	19060	68166
c_D	0.43	0.43	0.43
T_E (s)	0.5	0.8	1.2
d_{rC}	0.006	0.012	0.012
D_{rC}	0.005	0.010	0.009
Sección vigas ^(a)	0.3 x 0.7	0.3 x 0.6	0.4 x 1.0
Sección columnas ^(a)	0.8 x 0.8	0.6 x 0.6	1.0 x 1.0
Sección muros en ejes 1 y 5 ^(a)	0.3 x 5.5	0.3 x 4.0	0.4 x 7.5
Sección muros en ejes A y C ^(a)	0.3 x 5.5	0.3 x 4.0	0.4 x 4.5
Tipo de análisis	Estático	Estático	Modal

^(a) Dimensiones en metros

La figura 3.3 muestra el espectro de diseño elástico empleado, correspondiente al Municipio de Acapulco (zona D) en el Estado de Guerrero para un suelo tipo II, el espectro reducido por el factor de comportamiento sísmico ($Q=2$) y los periodos del primer modo calculados del análisis elástico, T_E , para cada edificio analizado. En el apéndice A se muestra la distribución del acero de refuerzo obtenidos del diseño en los diferentes elementos de cada edificio.

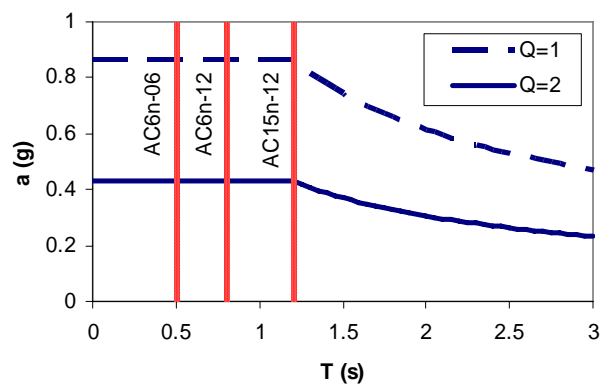


Figura 3.3 Espectro de diseño para el suelo tipo II del municipio de Acapulco

3.1.2 Evaluación de la resistencia

Para evaluar la resistencia de los edificios, se empleó el programa *Ruaumoko* (Carr, 1998) que se describe más adelante. Se realizó un análisis estático incremental no lineal denominado comúnmente: análisis tipo *pushover*, empleando para esto una distribución triangular de fuerzas, cuyos resultados se representan mediante diagramas distorsión global (D_r) – coeficiente sísmico, figura 3.4. Donde D_r está definido como el cociente entre el desplazamiento del último nivel del edificio (δ) entre la altura total (H); c_u , es la capacidad máxima del edificio cuando se alcanza una distorsión global igual a 0.05 en el análisis pushover, c_y , es el coeficiente sísmico al inicio del comportamiento inelástico y, c_D , se definió anteriormente.

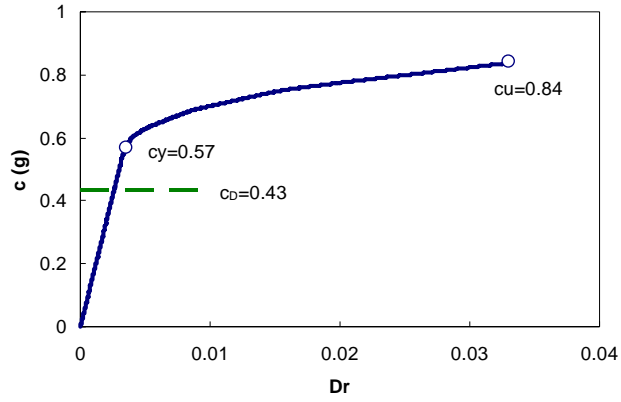
Debido a condicionamientos propios del programa de cómputo empleado, se debe ingresar las pendientes de una representación bilineal de aproximación del diagrama momento - curvatura de cada sección. Para obtener dicho diagrama se utilizó el programa *BIAX* (Wallace, 1989) y se consideró que el concreto estaba sin confinar y que la curva esfuerzo - deformación del refuerzo correspondía al promedio de los aceros mexicanos de diámetros grandes obtenida por Rodríguez et al. (1996), tabla 3.2, donde f_y es el esfuerzo de fluencia, ε_{sh} , es la deformación al inicio de endurecimiento, f_{su} , es el esfuerzo máximo y ε_{su} es la deformación máxima. En el apéndice B, se muestran las representaciones bilineales empleadas así como las inercias efectivas obtenidas.

Tabla 3.2 Valores empleados para definir la curva esfuerzo – deformación de los aceros mexicanos de diámetro grande (Adaptado de Rodríguez et al, 1996)

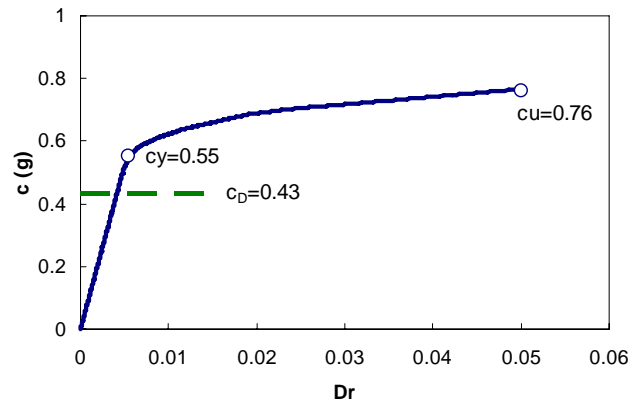
f_y (kg/cm ²)	ε_{sh}	f_{su} (kg/cm ²)	ε_{su}
4580	0.0088	7490	0.1171

Para el cálculo de las longitudes de rótula plástica en vigas y columnas se emplearon las recomendaciones de Paulay y Priestley (1992), mientras que para los muros, se consideró la mitad de su longitud, siendo este un valor correspondiente al intervalo $0.3 < l_p/l_w < 0.8$ que propone Paulay y Priestley (1992), donde l_p es la longitud de rótula plástica y l_w es la longitud del muro.

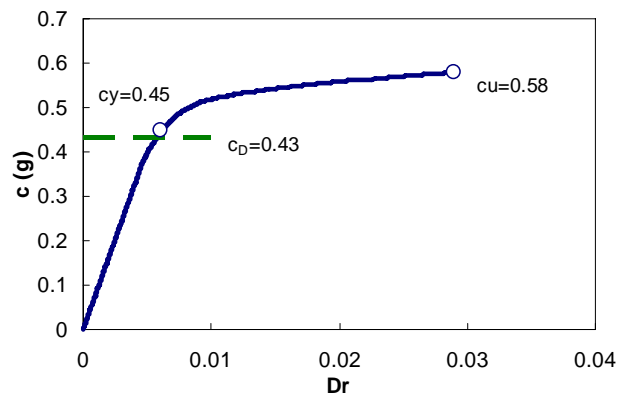
De los diagramas momento – curvatura se obtuvo que en el edificio AC6n-06, la reducción de la inercia total de los elementos estructurales osciló entre el 40% y 80% para las vigas, entre 22% y 43% para las columnas y entre 40% y 70% para los muros; en el edificio AC6n-12, dichas reducciones estuvieron entre 50% y 95% para las vigas, 30% y 60% para las columnas y 50% y 95% para los muros; y en el edificio AC15n-12, las reducciones en vigas estuvieron entre 50% y 100%, en columnas entre 15% y 100% y en muros entre 20% y 90%. Estas reducciones de las inercias difieren de lo planteado en las NTCS las cuales mencionan que los factores de reducción son de 50% en vigas y muros y sin reducción en columnas. En la tabla 3.3 se presenta la sobrerresistencia, Ω , que se calcula como el cociente la capacidad de deformación máxima del edificio, c_u , y el coeficiente sísmico elástico de diseño reducido por el factor de comportamiento sísmico, c_D . Para estos edificios se consideró que el coeficiente c_u corresponde a una distorsión global, D_r , igual a al 5%.



a. AC6n-06



b. AC6n-12



c. AC15n-12

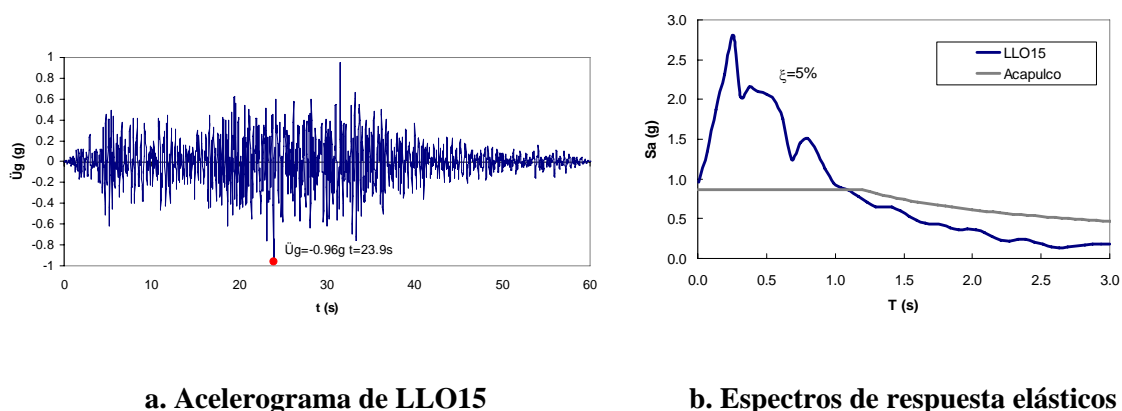
Figura 3.4 Resistencia lateral de los edificios analíticos obtenida del análisis pushover

Tabla 3.3 Sobrerresistencia en los edificios analizados

Edificio	Ω
AC6n-06	2.0
AC6n-12	1.8
AC15n-12	1.4

3.1.3 Análisis dinámico no lineal

Con el fin de estudiar el comportamiento sísmico, se realizó un análisis dinámico no lineal de los edificios estudiados empleándose el registro de aceleraciones correspondiente al sismo de Lollole incrementado en 1.5 veces su intensidad, a este nuevo registro se denominó LLO15. La figura 3.5 muestra el acelerograma de este nuevo registro y su espectro de respuesta elástico para una fracción del amortiguamiento crítico, ξ , igual a 5%. La selección de este registro se basó en el criterio de no emplear un sismo simulado, sino uno que produzca un espectro de respuesta comparable al de diseño en la zona de periodos de interés de los edificios estudiados, figura 3.5.b.



a. Acelerograma de LLO15

b. Espectros de respuesta elásticos

Figura 3.5 Registro y espectro sísmico de Lollole y espectro de diseño para el municipio de Acapulco

Para el análisis dinámico no lineal de los edificios se empleó el programa *Ruaumoko*. Se consideraron los efectos P -delta y una fracción del amortiguamiento crítico igual a 5% para todos los modos, valor empleado comúnmente para las estructuras de concreto. Se empleó la regla de histéresis de Takeda modificado para los elementos de concreto reforzado y por consideraciones del programa se concentró la masa a la altura de la losa de cada nivel. Se empleó el método de integración de Newmark ($\beta=0.25$) con un paso de integración de 0.0001s que garantiza la convergencia de la respuesta del modelo matemático, es decir, por ejemplo, que las aceleraciones y desplazamientos obtenidos en la iteración i fuesen similares a las de la iteración $i-1$. Inicialmente, se partió con el intervalo de integración recomendado por Bathe y Wilson (1976), que indica que se deben emplear valores menores a $0.1T_p$, donde T_p es el periodo de vibración más pequeño del sistema.

La tabla 3.4 muestra algunos resultados obtenidos del análisis dinámico, del análisis estático no lineal (*pushover*) y se repiten algunos valores empleados en el diseño para su comparación. En esta tabla se muestra el coeficiente sísmico de diseño reducido, c_D , el coeficiente sísmico al inicio de la fluencia, c_y ,

el coeficiente sísmico de capacidad en la deformación máxima, c_u , y el coeficiente sísmico máximo obtenido del análisis dinámico no lineal, c_{MAX} . Además se indican los periodos del primer modo calculados del análisis elástico, T_E , (empleando las inercias de vigas y muros reducidas conforme a las NTCS) y el obtenido del análisis dinámico no lineal, T_{RMK} , (empleando las inercias efectivas de las secciones obtenidas de los diagramas momento-curvatura). También se muestran otros resultados obtenidos del análisis dinámico no lineal como son la distorsión máxima de entrepiso, d_{rMAX} , la distorsión máxima global, D_{rMAX} , definida como el cociente entre el desplazamiento máximo en el último nivel y la altura total del edificio, la distorsión global en el inicio del comportamiento no lineal obtenida del análisis tipo *pushover*, D_{ry} , y la ductilidad de desplazamiento, μ_D , que es igual al cociente entre D_{rMAX} y D_{ry} . La tabla 3.4 muestra además valores del factor R_M , definido como el cociente entre el máximo momento de volteo dinámico elástico y el máximo momento de volteo dinámico inelástico, ambos en la base del edificio y que expresa la reducción de la respuesta sísmica elástica para obtener la respuesta sísmica inelástica en una estructura. También se muestra el momento de volteo en la base normalizado (M_{VTH}) con respecto a la relación $W_T L_o/2$, donde W_T es el peso total del edificio y L_o es la dimensión total del edificio en la dirección del análisis igual a 15m; las aceleraciones máximas en el primer piso, \ddot{U}_{I_MAX} , y del último nivel, \ddot{U}_{U_MAX} , ambas normalizadas con respecto a la aceleración máxima del terreno, \ddot{U}_{gMAX} , igual a 0.96g. En la figura 3.6 se muestra espectros de resistencia para diferentes niveles de ductilidad del registro sísmico LLO15 y se indica los coeficientes sísmicos c_{MAX} obtenidos del análisis dinámico no lineal, como se observa, los edificios AC6n-06 y AC6n-12 alcanzarán el comportamiento inelástico, mientras que el edificio AC15n-12 un comportamiento casi elástico.

Tabla 3.4 Resultados del análisis dinámico, estático y de diseño para los edificios

Edificio	AC6n-06	AC6n-12	AC15n-12
W_T (kN)	21.4	19.1	68.2
Q	2	2	2
T_E (s)	0.52	0.76	1.24
T_{RMK} (s)	0.53	0.67	1.20
c_D	0.43	0.43	0.43
c_y	0.57	0.55	0.45
c_u	0.84	0.76	0.58
c_{MAX}	0.83	0.75	0.51
d_{rMAX}	0.008	0.010	0.008
D_{ry}	0.004	0.006	0.006
D_{rMAX}	0.007	0.008	0.006
μ_D	2.0	1.5	1.0
R_M	2.4	1.6	1.3
$M_{VTH} / (W_T L_o/2)$	1.49	1.51	2.17
$\ddot{U}_{I_MAX} / \ddot{U}_{gMAX}$	0.94	0.91	0.95
$\ddot{U}_{U_MAX} / \ddot{U}_{gMAX}$	1.95	2.11	2.14

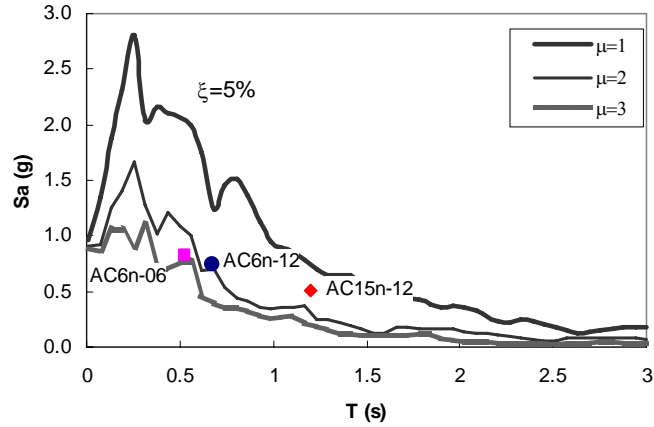
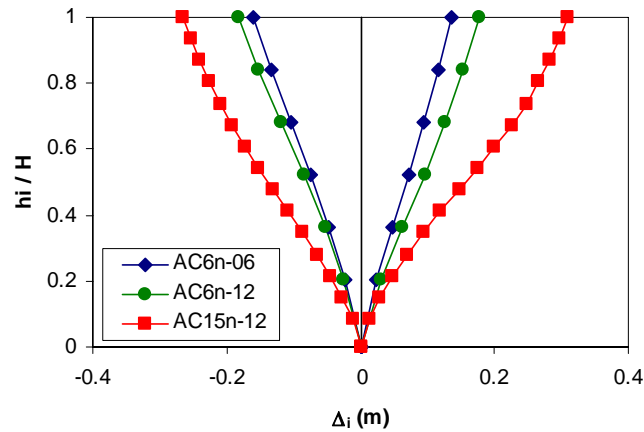


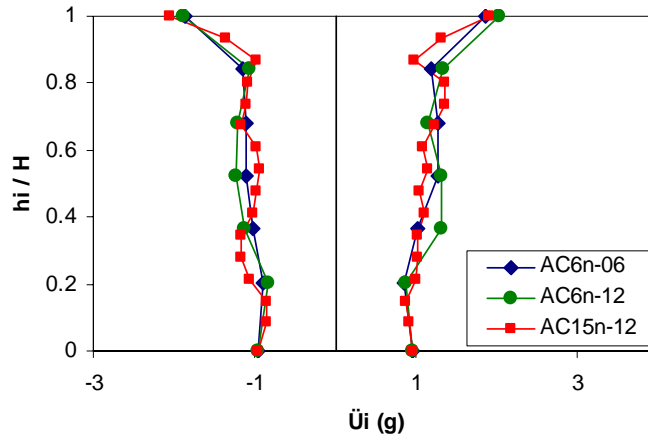
Figura 3.6 Espectros de LLO15 y coeficiente sísmico c_{MAX} de los edificios analíticos

En la figura 3.7 se muestra la envolvente de desplazamientos relativos a la base (Δ_i) y la envolvente de aceleraciones absoluta (\ddot{U}_i) a la altura relativa de cada piso, h_i / H , obtenidas del análisis dinámico no lineal.



a. Desplazamientos

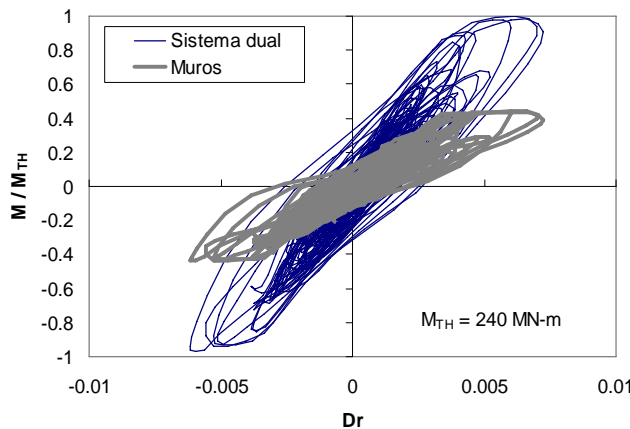
Figura 3.7 Envolvente de desplazamientos y aceleraciones obtenida del análisis dinámico no lineal



b. Aceleraciones

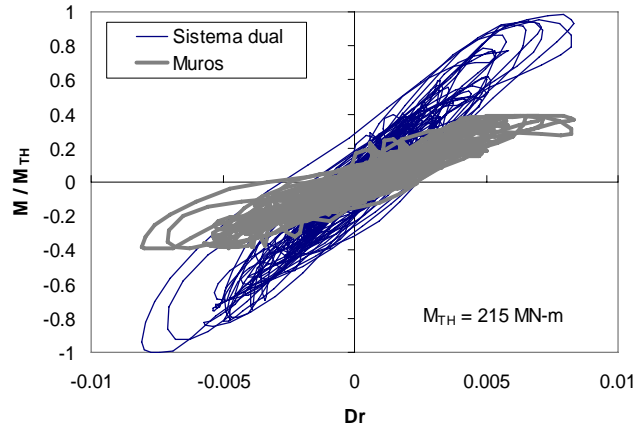
Figura 3.7 Envolvente de desplazamientos y aceleraciones obtenida del análisis dinámico no lineal (Continuación)

En la figuras 3.8 se muestran los diagramas momento de volteo en la base del sistema dual (identificado como *Sistema dual*) y de los muros (identificado como *Muros*) obtenidas de los análisis dinámicos no lineales normalizados con respecto al momento de volteo máximo del sistema dual en la base (M_{TH}). En estas figuras se observa que las máximas participaciones de los muros al momento de volteo (r_w) son 0.33, 0.39 y 0.44 para los edificios AC15n-12, AC6n-12 y AC6n-06, respectivamente. Estos valores se emplearán posteriormente para obtener las envolventes propuestas en este estudio.

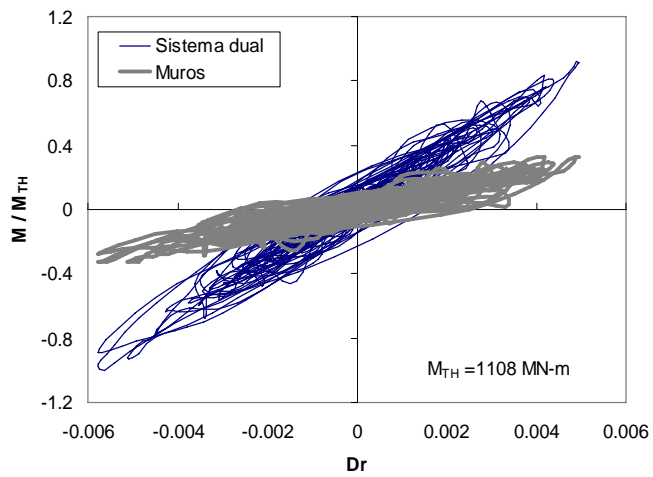


a. Edificio AC6n-06

Figura 3.8 Momento de volteo-distorsión global de los edificios y de los muros



b. Edificio AC6n-12



c. Edificio AC15n-12

Figura 3.8 Momento de volteo-distorsión global de los edificios y de los muros (Continuación)

3.2 MODELOS EXPERIMENTALES

3.2.1 Especímenes ensayados en la Universidad de Illinois (1979-1989)

3.2.1.1 Descripción

Se estudiaron los resultados obtenidos de tres especímenes, denominados ES1, ES2 (ambos de 9 niveles) y FW4 (10 niveles), representativos de sistemas duales. Estos especímenes fueron ensayados en mesa vibradora en la Universidad de Illinois entre los años 1979 y 1989 (Abrams y Sozen, 1979 y Eberhard y Sozen, 1989). En la tabla 3.5 se indican las propiedades de los materiales empleados en los diferentes especímenes como son la resistencia a la compresión del concreto, f'_c , la resistencia a la fluencia del refuerzo, f_y , y el diámetro del refuerzo. En las figuras 3.9 y 3.10, se muestran la planta y elevación así como los detalles del refuerzo de las secciones de los especímenes ES1, ES2 y FW4. Como se observa de dichas figuras, los especímenes están formados por dos marcos, regulares en su geometría y con masa iguales en todos los niveles. El peso total fue de 44.1 kN para los especímenes ES1 y ES2, y de 45.4 kN para el espécimen FW4.

Tabla 3.5 Propiedades de los materiales empleados en los especímenes ES1, ES2 y FW4 (Adaptado de Eberhard y Sozen, 1989)

Especímen	Concreto			Acero			
	f'_c (MPa)	Columnas		Vigas		Muros	
	f'_c	f_y (MPa)	refuerzo ⁽¹⁾	f_y (MPa)	refuerzo ⁽¹⁾	f_y (MPa)	refuerzo ⁽¹⁾
ES1	30	382	13g	400	7g	400	7g
ES2	33.1	382	13g	400	7g	400	7g
FW4	33	351	13g	351	13g	338	2g

⁽¹⁾ 2g representa un diámetro de 6.6 mm (0.26 in)

7g representa un diámetro de 4.5 mm (0.176 in)

13g representa un diámetro de 2.3 mm (0.092 in)

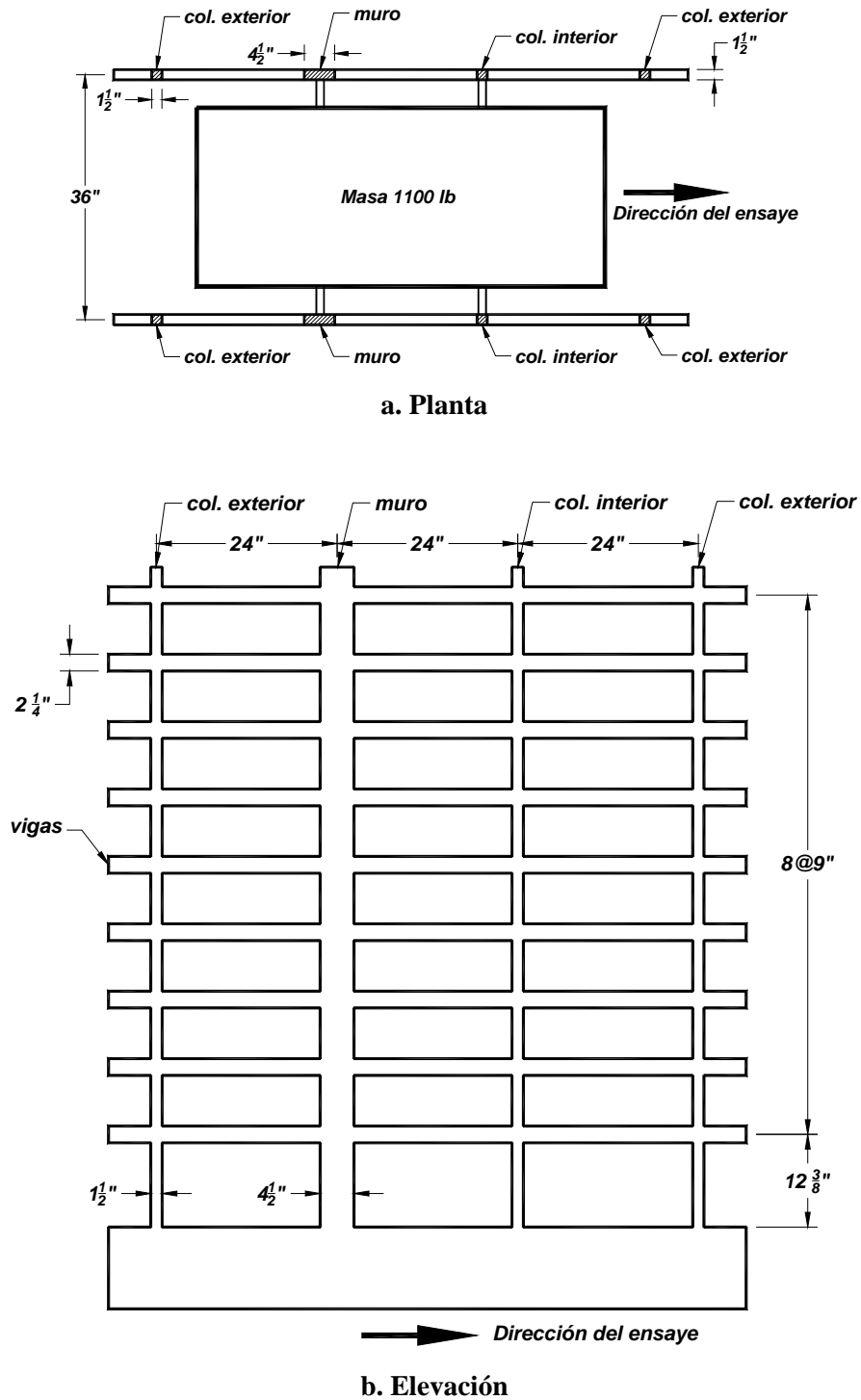
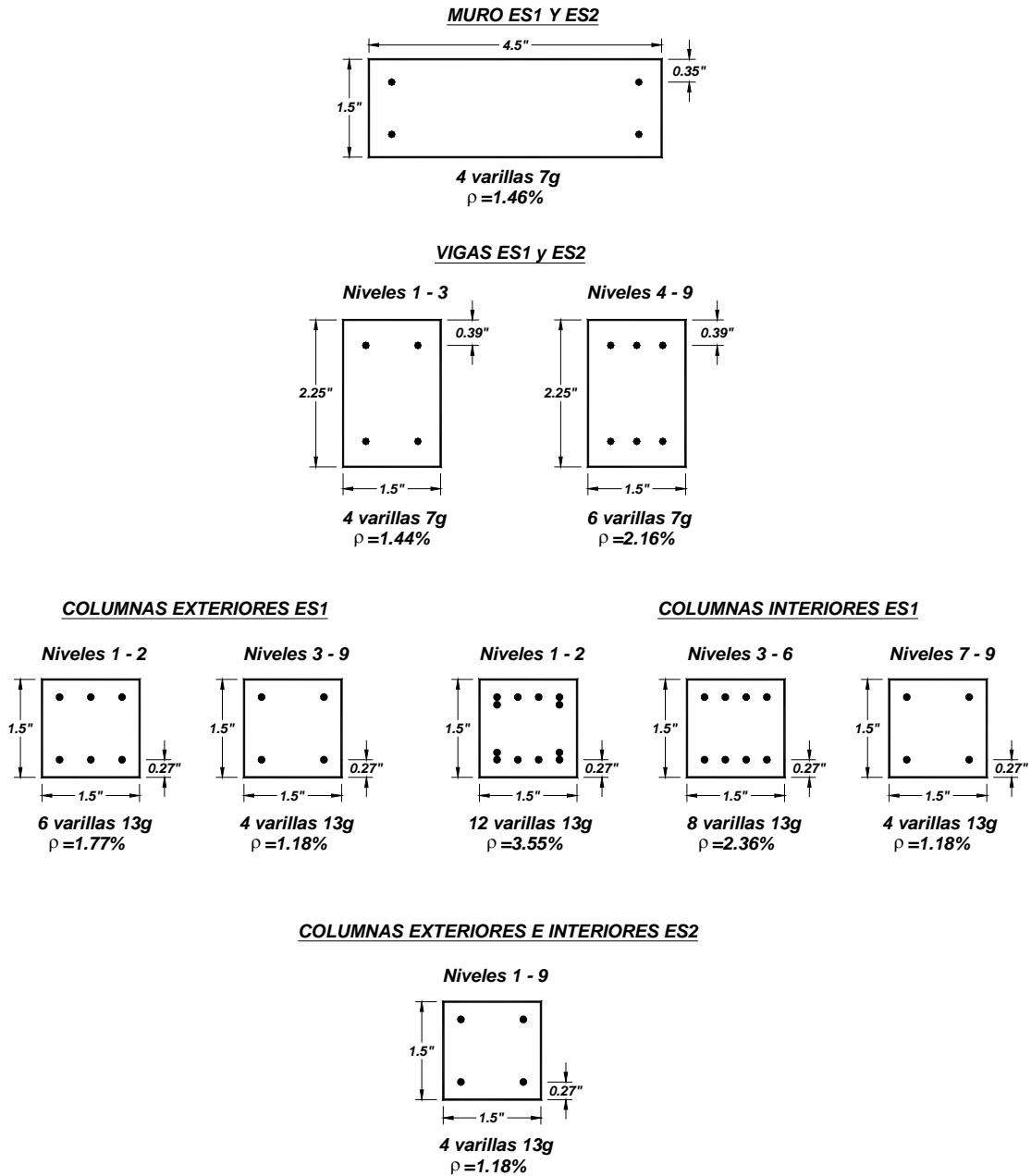
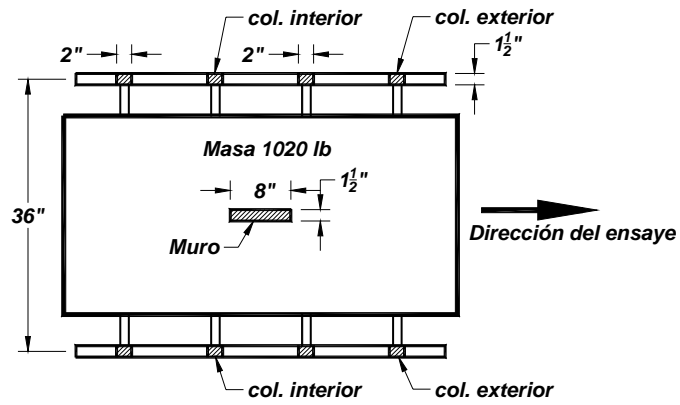


Figura 3.9 Planta, elevación, secciones y detalles del refuerzo de los especímenes ES1 y ES2
(adaptado de Eberhard y Sozen, 1989)

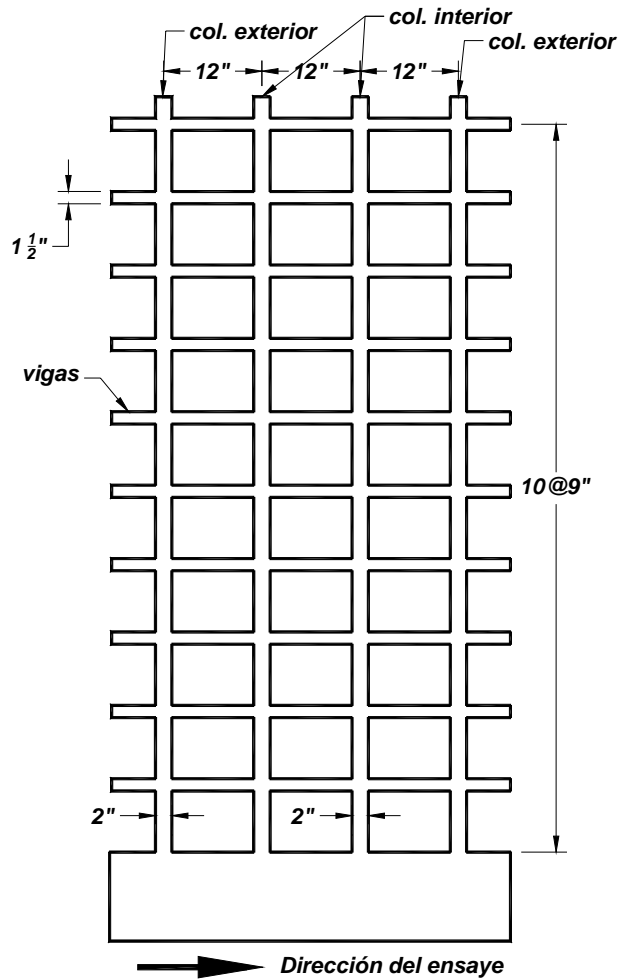


c. Secciones y detalles del refuerzo

Figura 3.9 Planta, elevación, secciones y detalles del refuerzo de los especímenes ES1 y ES2 (adaptado de Eberhard y Sozen, 1989) (Continuación)

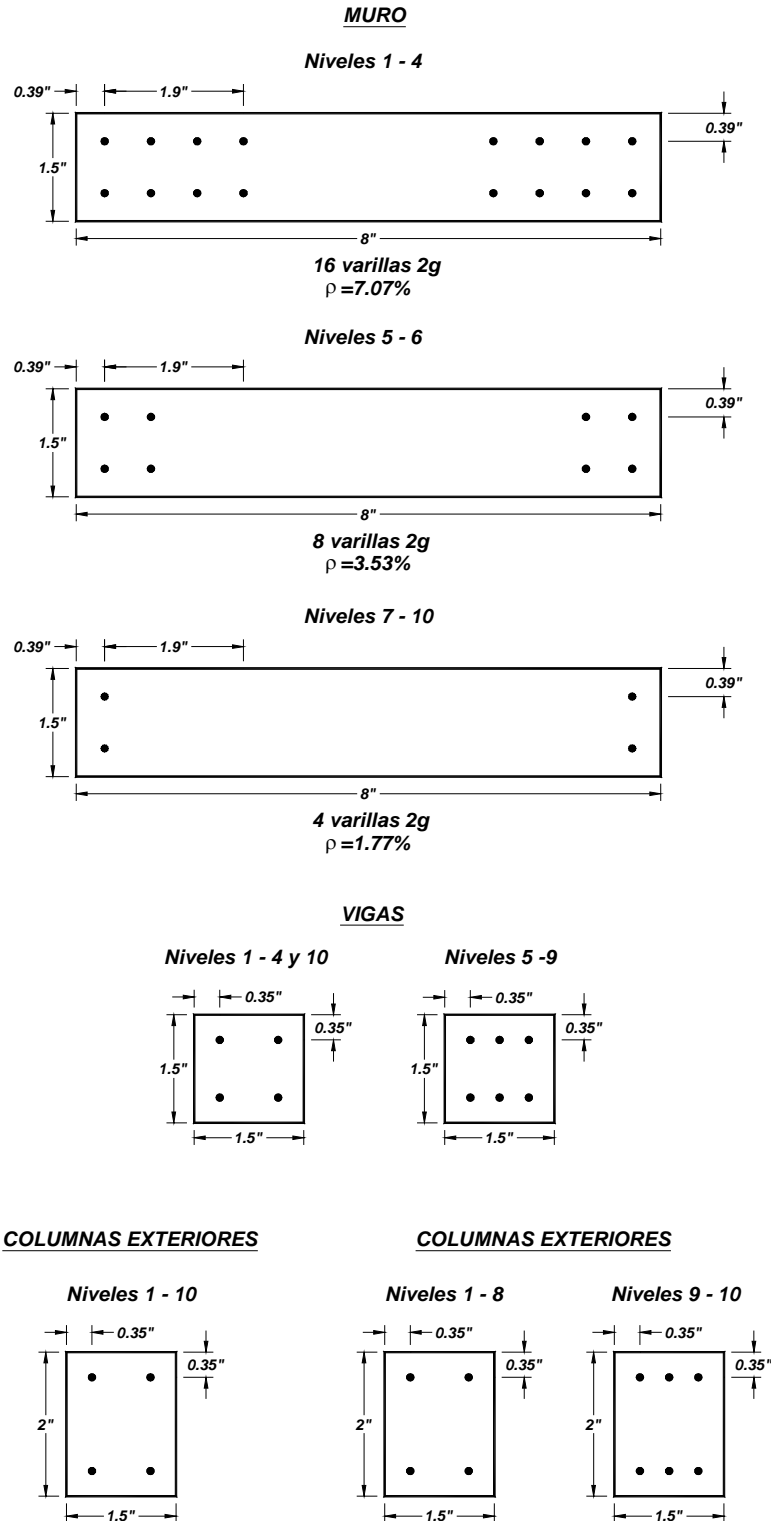


a. Planta



b. Elevación

Figura 3.10 Planta, elevación, secciones y detalles del refuerzo del espécimen FW4 (adaptado de Abrams y Sozen, 1979)



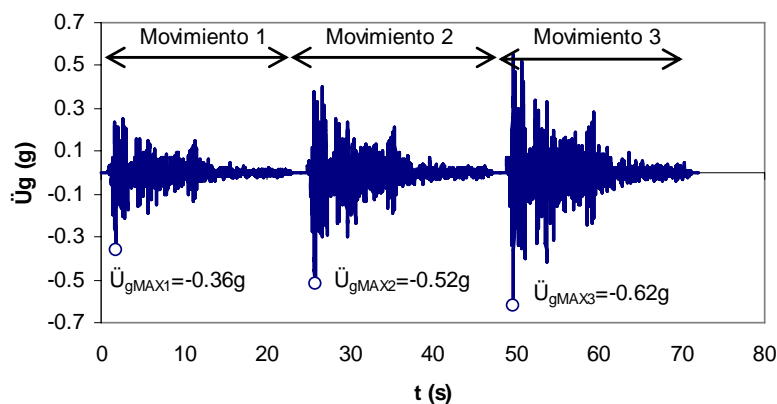
c. Secciones y detalles del refuerzo

Figura 3.10 Planta, elevación, secciones y detalles del refuerzo del espécimen FW4 (adaptado de Abrams y Sozen, 1979) (Continuación)

3.2.1.2 Respuesta calculada y medida

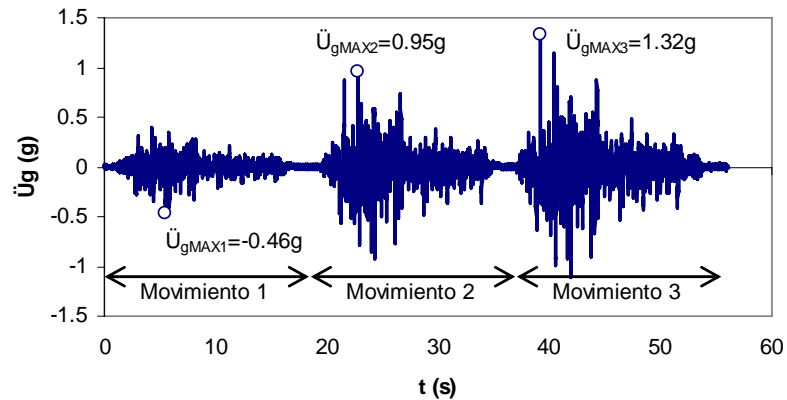
En la presente investigación, en los especímenes experimentales, a la respuesta obtenida mediante un modelo matemático se denomina respuesta calculada. Para obtener dicha respuesta se llevó a cabo el análisis dinámico no lineal de los especímenes empleándose el programa de cómputo *Ruaumoko* (Carr, 1998) y se consideró, debido a la simetría de los especímenes, emplear sólo modelos bidimensionales en el análisis. Los especímenes ES1 y ES2 se modelaron con sólo un marco y la mitad de la masa total, y para el espécimen FW4, debido a la geometría, se consideró modelar los dos marcos y el muro unidos en cada nivel mediante elementos rígidos que se encargarían de transmitir la fuerza inercial. Los modelos matemáticos para estos especímenes fueron similares a los empleados por Blandón (2007).

La señal empleada para el ensayo de los especímenes ES1 y ES2 consistió de tres movimientos consecutivos correspondiente a la componente N-S del sismo Imperial Valley registrado en la estación El Centro, California, en el año 1940, incrementados en sus aceleraciones con los factores 1, 1.49 y 1.77 (Eberhard y Sozen, 1989). Para el ensayo del espécimen FW4, se ingresaron, también, tres movimientos consecutivos de la componente N21E del sismo Tehachapi registrado en la estación Taft, California en el año 1952, incrementados en sus aceleraciones con los factores 3, 6 y 8.5 (Abrams y Sozen, 1979). En estos registros, el tiempo se escaló por un factor de 2.5 de modo que el contenido de frecuencias de cada movimiento abarque las frecuencias de los diversos modos de los especímenes (Abrams y Sozen, 1979). Las figuras 3.11.a y 3.11.b muestran los acelerogramas registrados durante los ensayos, así como sus valores máximos para cada movimiento.



a. Especímenes ES1 y ES2

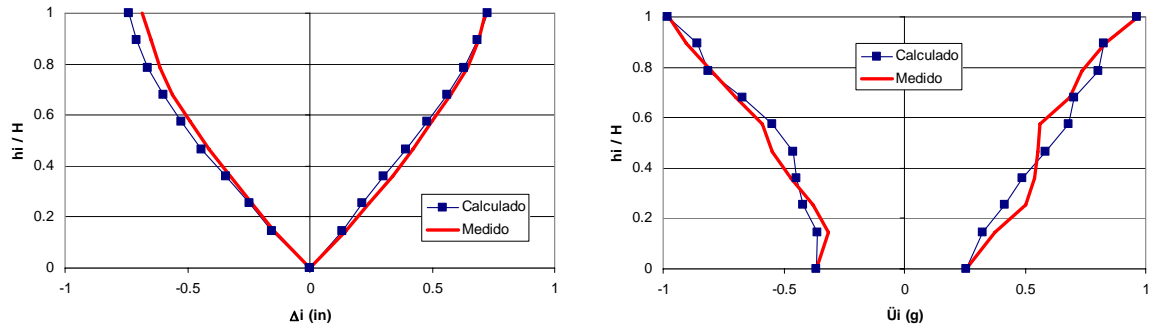
Figura 3.11 Acelerogramas registrados en la base durante los ensayos



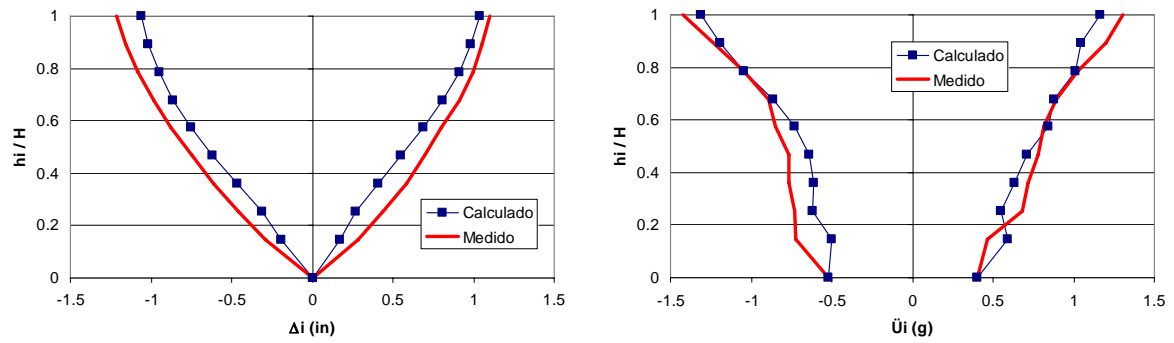
b. Espécimen FW4

Figura 3.11 Acelerogramas registrados en la base durante los ensayos (Continuación)

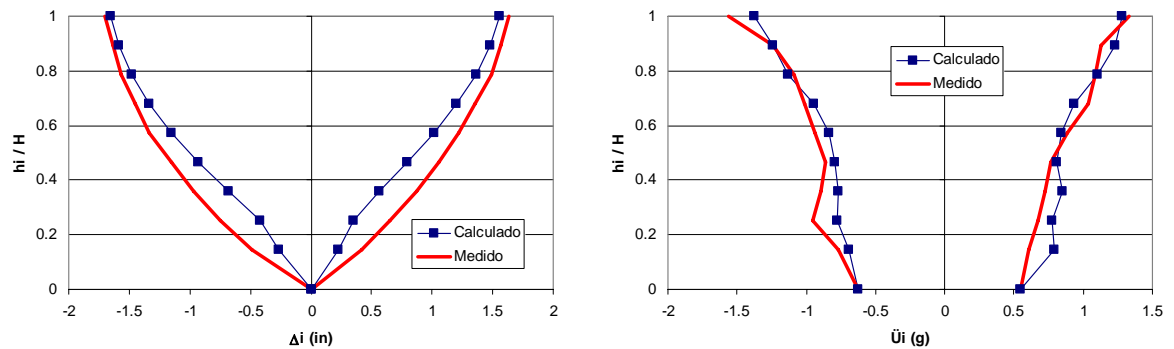
Para obtener la respuesta sísmica de los especímenes, se consideró emplear la regla de histéresis de Takeda-Modificado (Carr, 1998) para representar el comportamiento de los elementos de concreto reforzado. Además, se utilizó una fracción del amortiguamiento crítico del 3% para todos los modos, cabe indicar, que este amortiguamiento corresponde a un valor menor a los porcentajes que obtuvieron Abrahams y Sozen (1979) mediante ensayos de vibración forzada y Eberhard y Sozen (1989) en ensayos de vibración libre. En estos tipos de movimientos, debido a su baja amplitud (entendiéndose por amplitud el desplazamiento relativo del edificio con respecto a su base) es muy probable que las señales registradas puedan distorsionarse debido a factores externos y, además, los valores de amortiguamiento obtenidos mediante estos procedimientos, generalmente, son mayores a los que se calculan mediante ensayos de mayor amplitud, como se verá más adelante en el capítulo 4. Para la integración de las ecuaciones del análisis dinámico, se empleó el método de Newmark ($\beta=0.25$) con un intervalo de integración de 0.001s necesario para alcanzar la convergencia en aceleraciones y desplazamientos. En las figuras 3.12 a 3.14, se muestran las envolventes de desplazamiento relativos a la base (Δ_i) y las envolventes de aceleración absoluta (\ddot{U}_i) de las respuestas calculadas y medidas. De dicha figura se observa que existe una aceptable correlación entre ambas respuestas. En la figura 3.14.c, que muestra la envolvente de aceleraciones para el espécimen FW4 en el movimiento 3, se observa que existe una discrepancia principalmente en los primeros niveles que, según Abrams y Sozen (1979), corresponde a 'picos' en alta frecuencia que se registraron en la señal medida sobre la mesa vibradora y que distorsionaron la respuesta en dichos niveles. A pesar de estas discrepancias, el modelo matemático empleado para el espécimen FW4 se considera aceptable ya que reproduce bien las envolventes de desplazamientos y aceleraciones medidas en los otros movimientos.



a. Movimiento 1

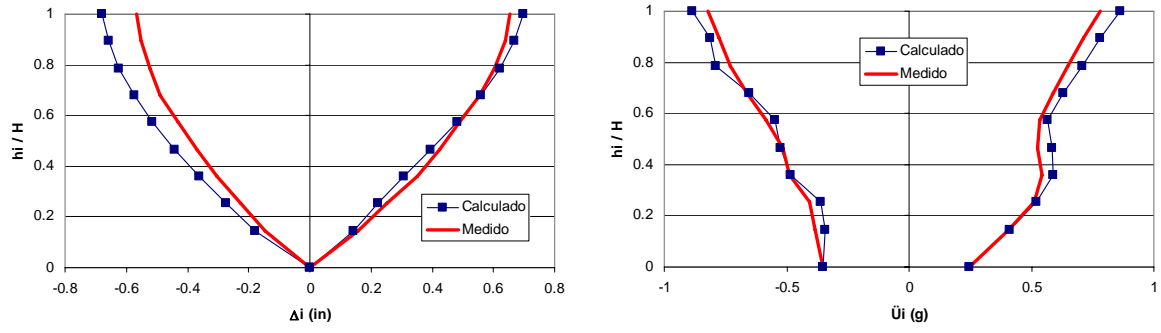


b. Movimiento 2

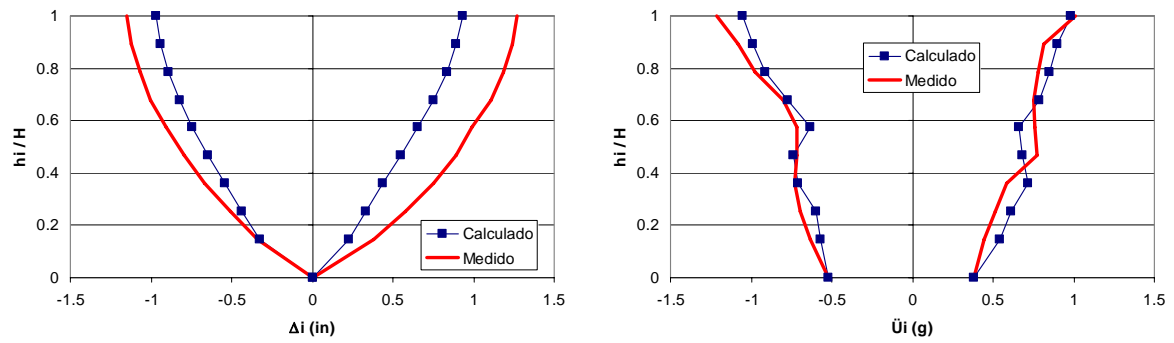


c. Movimiento 3

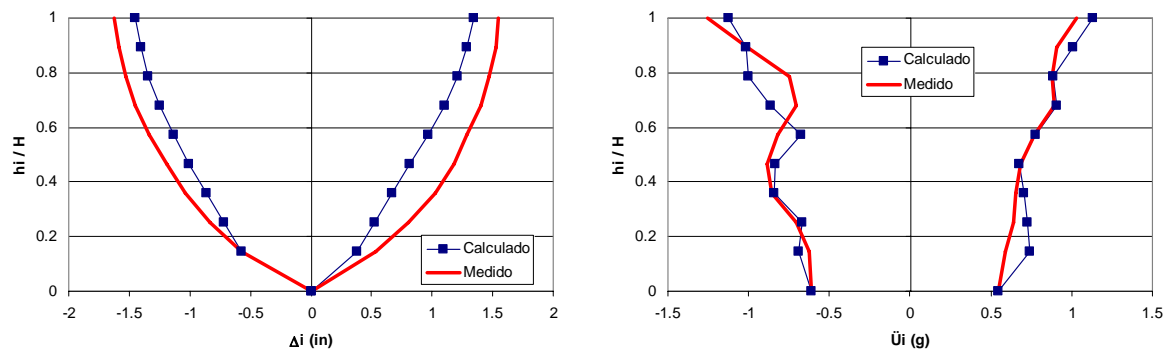
Figura 3.12 Envoltura de aceleraciones y de desplazamientos del espécimen ES1



a. Movimiento 1

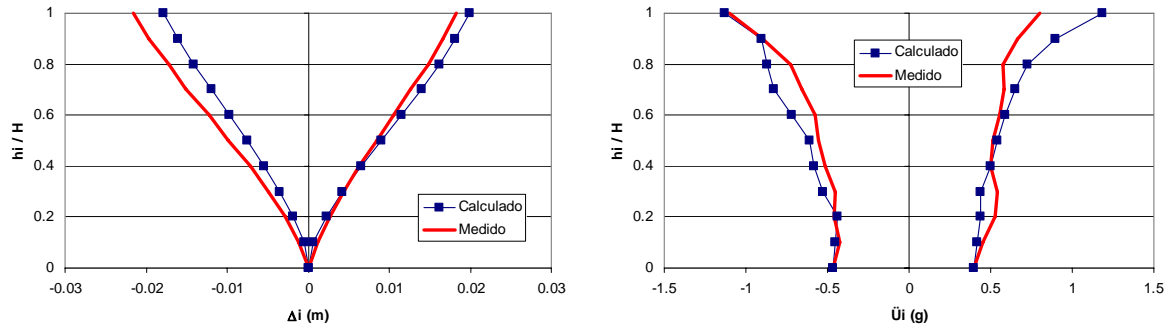


b. Movimiento 2

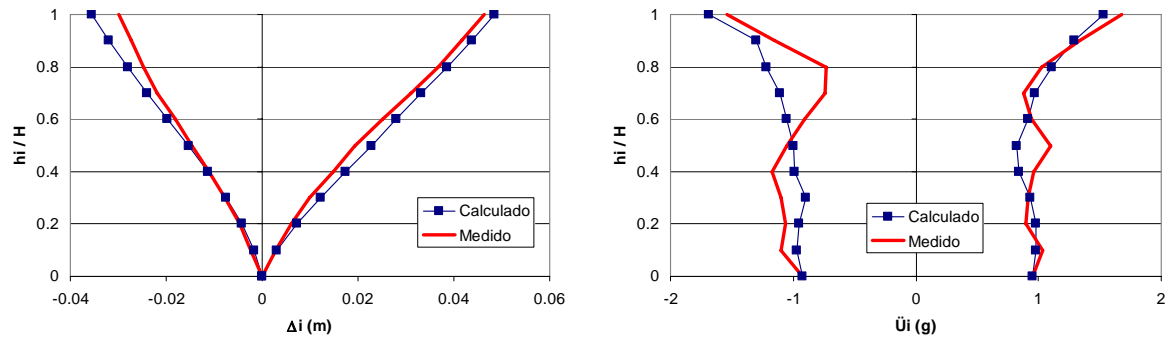


c. Movimiento 3

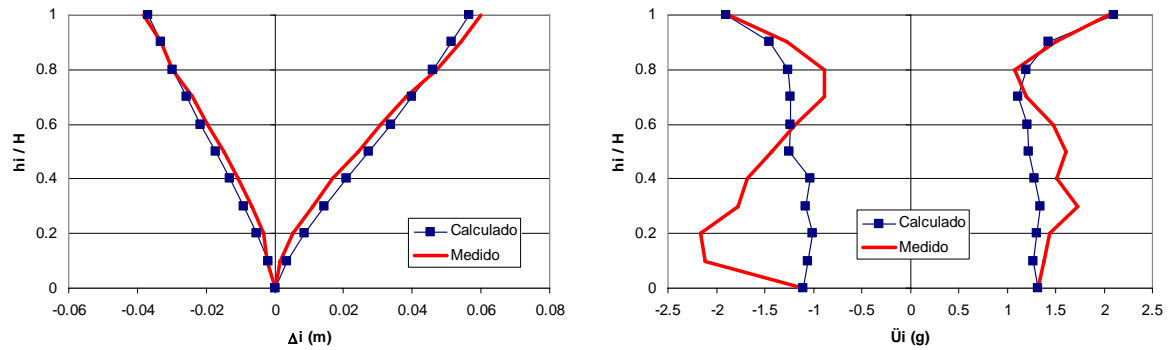
Figura 3.13 Envoltorio de aceleraciones y de desplazamientos del espécimen ES2



a. Movimiento 1



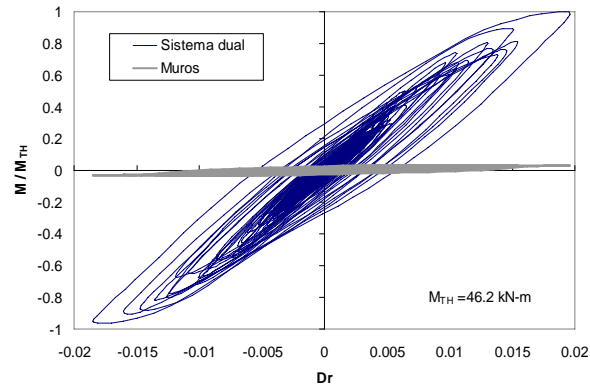
b. Movimiento 2



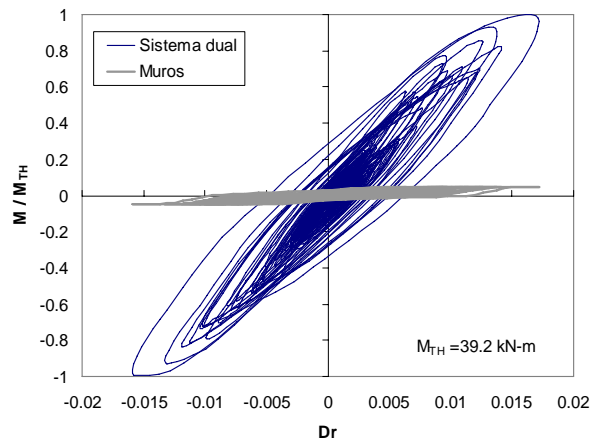
c. Movimiento 3

Figura 3.14 Envoltura de aceleraciones y de desplazamientos del espécimen FW4

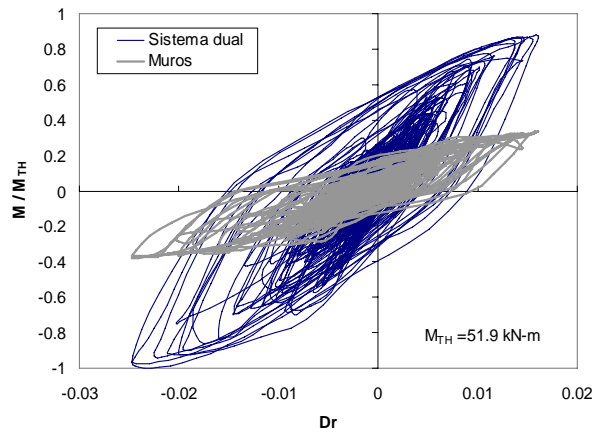
En la figura 3.15 se muestra los diagramas momento de volteo en la base – distorsión global del sistema dual (identificado como *Sistema dual*) y de los muros (identificado como *Muros*) obtenidos en los especímenes ES1, ES2 y FW4, normalizados con respecto al máximo momento de volteo en la base del sistema dual (M_{TH}) calculados del análisis dinámico no lineal para el movimiento 3. De dichas figuras se observa que la máxima participación de los muros al momento de volteo (r_w) de los especímenes ES1, ES2 y FW4 es igual a 0.03, 0.05 y 0.38, respectivamente. Estos valores se emplearán posteriormente para obtener las envolturas propuestas en este estudio. Nótese que los especímenes ES1 y ES2 tendrán un comportamiento muy cercano a un sistema a base de marcos ya que el parámetro r_w es bajo para éstos.



a. ES1



b. ES2



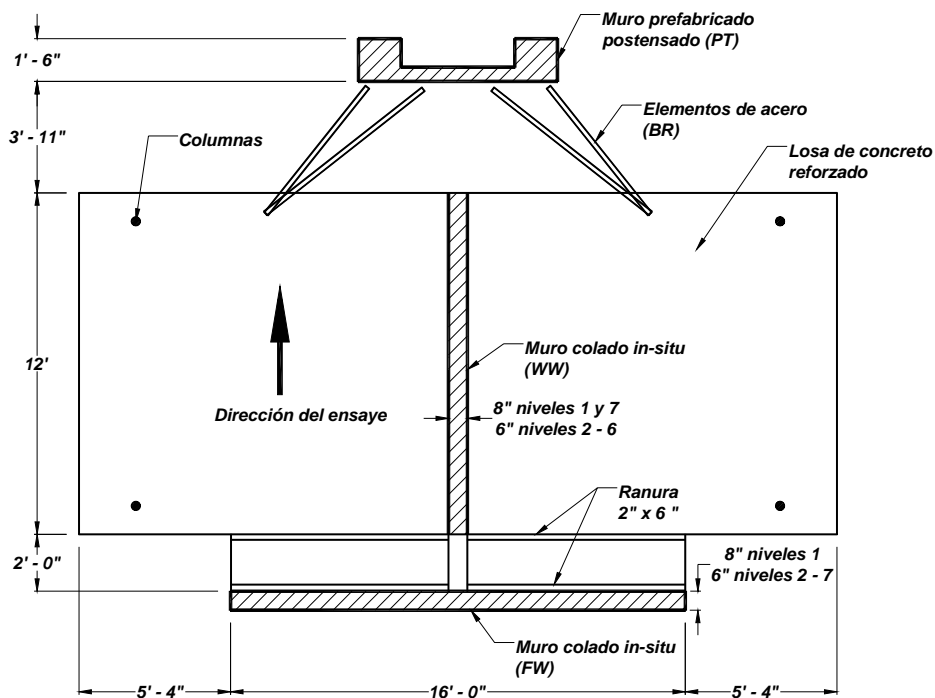
c. FW4

Figura 3.15 Diagramas de momento de volteo – distorsión global en el sistema dual y en los muros de los especímenes ES1, ES2 y FW4

3.2.2 Espécimen ensayado en la Universidad de California en San Diego (2006)

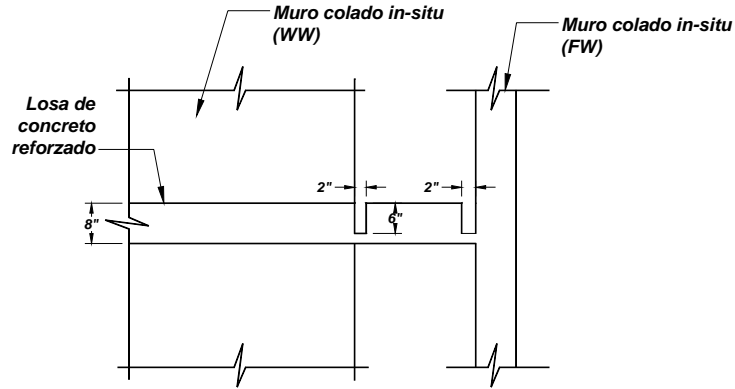
3.2.2.1 Descripción

Este espécimen corresponde a un modelo experimental de siete niveles a escala natural ensayado en la Universidad de California en San Diego el año 2006 (NEES-UCSD, 2006), que en esta investigación se denominará como UCSD. Este modelo representa una 'rebanada' de un edificio real y consistió de dos muros colados *in-situ*, el primero ubicado en la dirección del movimiento sísmico (*WW*) y el otro perpendicular al movimiento (*FW*), un muro prefabricado postensado (*PT*) y unas columnas mixtas para soportar la carga gravitacional de una losa de concreto reforzado. Para transmitir las fuerzas inerciales entre los diferentes elementos estructurales, el muro *WW* se unió al muro *PT* mediante unos elementos de acero (*BR*); de igual modo los muros *WW* y *FW* se conectaron mediante una losa con ranuras en sus extremos, figura 3.16. El peso total del edificio se calculó en 1879 kN. En el Apéndice C, se muestran las características mecánicas de los materiales empleados así como la distribución del acero de refuerzo en los diferentes elementos.

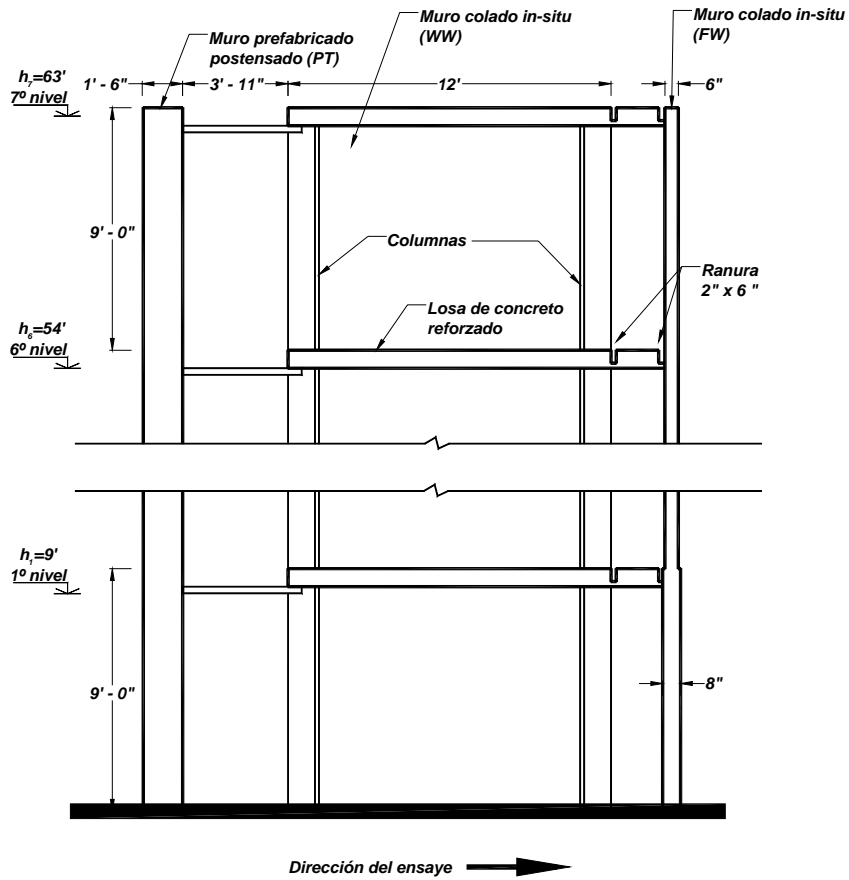


a. Planta

Figura 3.16 Vistas del espécimen UCSD (Adaptado de NEES-UCSD, 2006)



b. Unión de muros WW y FW



c. Elevación

Figura 3.16 Vistas del espécimen UCSD (Adaptado de NEES-UCSD, 2006) (Continuación)

3.2.2.2 Respuesta medida y calculada

A este espécimen se le aplicaron cuatro registros sísmicos; el primero y el segundo, denominados Eq1 y Eq2, correspondieron a la componente longitudinal y transversal, respectivamente, del sismo de San Fernando, California del año 1971 registrado en la estación de Van Nuys; y el tercero y el cuarto, denominados Eq3 y Eq4, a la componente longitudinal registrada en la estación de Oxnard Boulevard y la componente 360° registrada en la estación Sylmar, respectivamente, del sismo de Northridge, California en el año 1994. En la figura 3.17 se muestran de manera consecutiva las cuatro señales registradas en la base e ingresadas al modelo matemático y sus valores máximos.

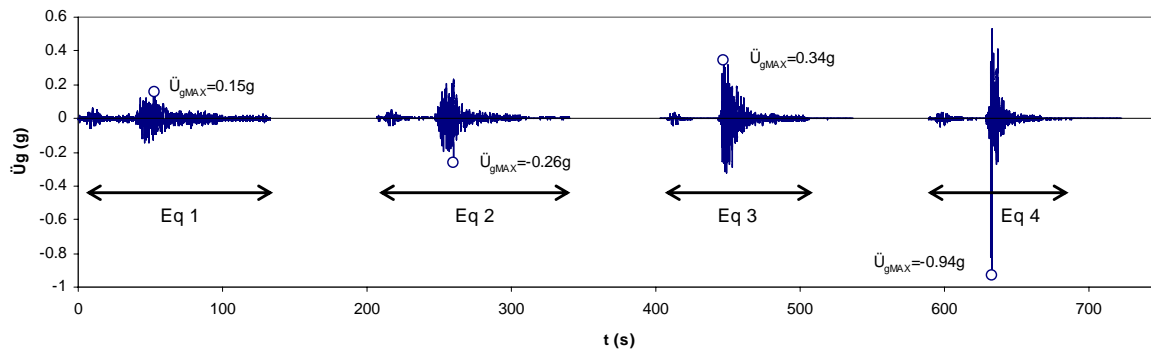
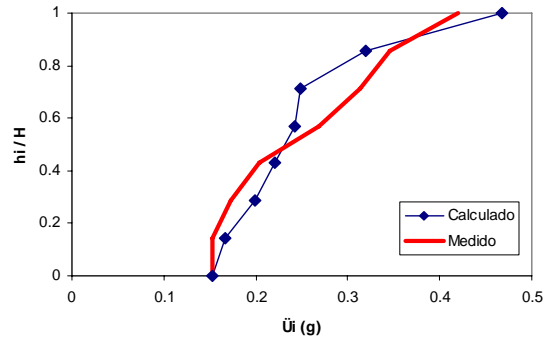
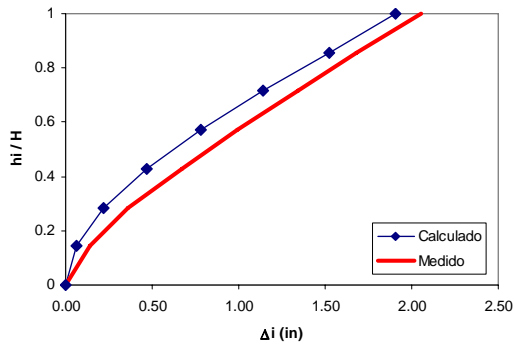


Figura 3.17 Acelerograma registrado en la base durante los ensayos del espécimen UCSD

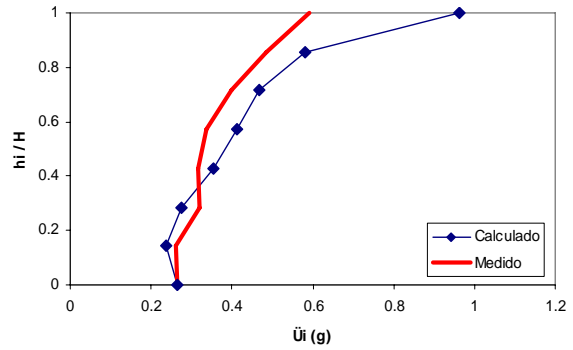
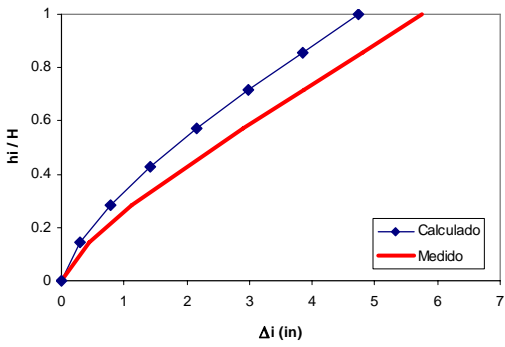
(Adaptado de NEES-UCSD, 2006)

Para obtener la respuesta medida, se calibró el modelo matemático empleando el programa de cómputo *Ruaumoko* (Carr, 1998). La fracción del amortiguamiento crítico se mantuvo constante e igual a 3% para todos los modos. Se empleó la regla de histeresis de Takeda-Modificado (Carr, 1998) para los elementos de concreto reforzado y de *Ring-Spring* (Carr, 1998) para representar el efecto de recentrado producto del postensado en el muro prefabricado. Se utilizaron elementos tipo *frame* (Carr, 1998) para los elementos continuos y elementos tipo *spring* (Carr, 1998) para la interfaz entre los muros prefabricados. Por consideraciones del programa de cómputo, las masas se concentraron en cada nivel. Además, para la integración de la ecuación dinámica del equilibrio se empleó el método Newmark ($\beta=0.25$), se consideró un intervalo de integración de 0.0001s para conseguir la convergencia en desplazamientos y aceleraciones, y se incluyeron los efectos *P-Delta*.

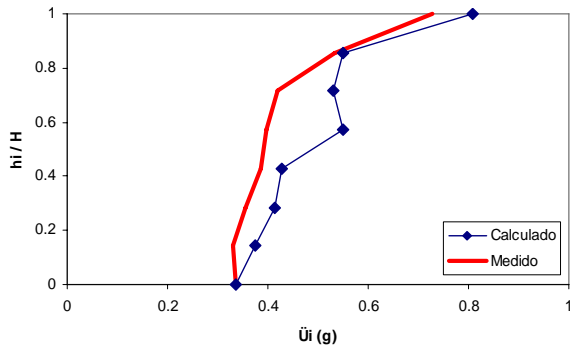
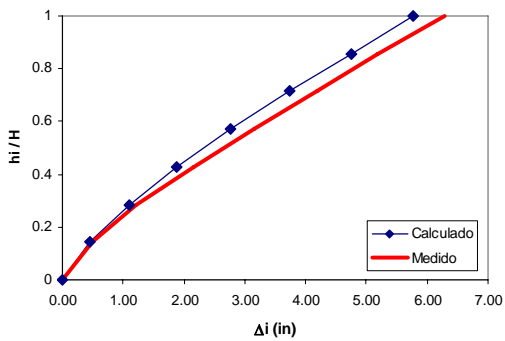
La comparación de la respuesta medida y calculada para los tres movimientos se muestra en la figura 3.18 como envolventes de desplazamientos relativos a la base (Δ_i) y de aceleraciones absolutas (\ddot{U}_i); mientras que en la figura 3.19 como envolventes de cortantes y momentos de volteo normalizados con respecto al máximo cortante medido en la base del edificio ($V_{BASE\ MEDIDO}$) y al máximo momento de volteo medido en la base del espécimen ($M_{V\ BASE\ MEDIDO}$), respectivamente. A pesar que en la figura 3.19.a, correspondiente a la envolvente de cortantes, se observa que existe una diferencia mayor del 20% en la base y que disminuye conforme la altura, el modelo matemático empleado se consideró aceptable.



a. Eq1

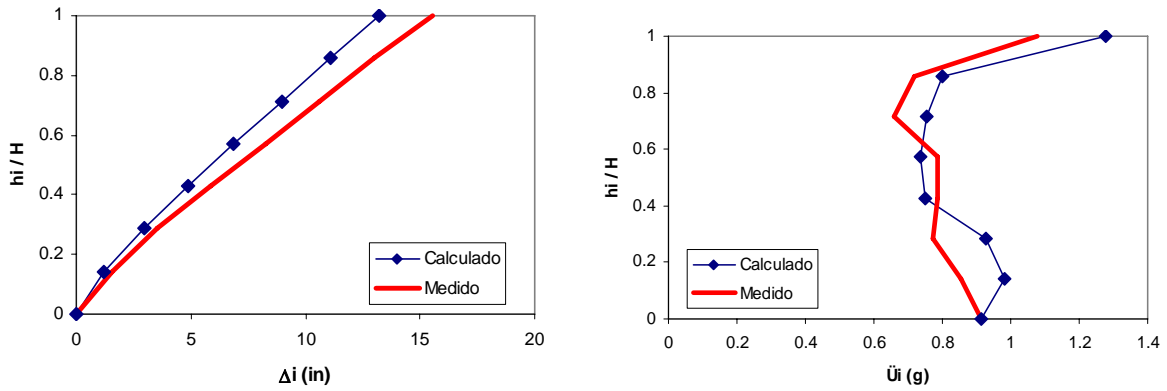


b. Eq2



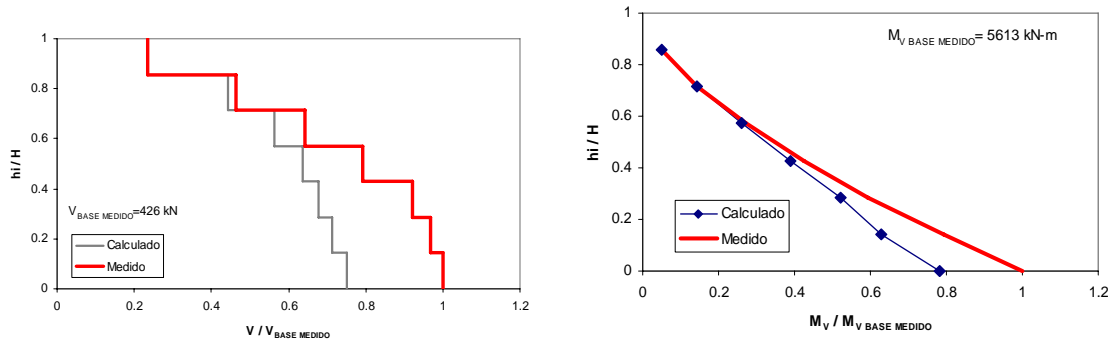
c. Eq3

Figura 3.18 Comparación entre la envolvente de aceleraciones y de desplazamientos de las respuestas medida y calculada del espécimen UCSD

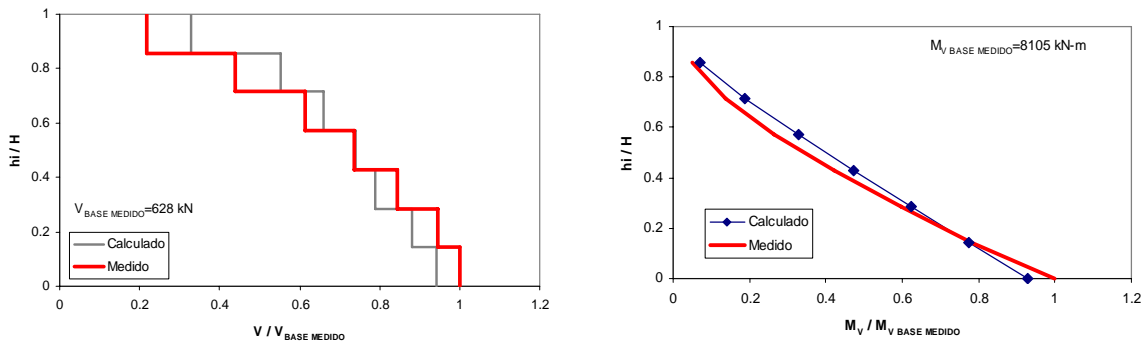


d. Eq4

Figura 3.18 Comparación entre la envolvente de aceleraciones y de desplazamientos de las respuestas medida y calculada del espécimen UCSD (Continuación)

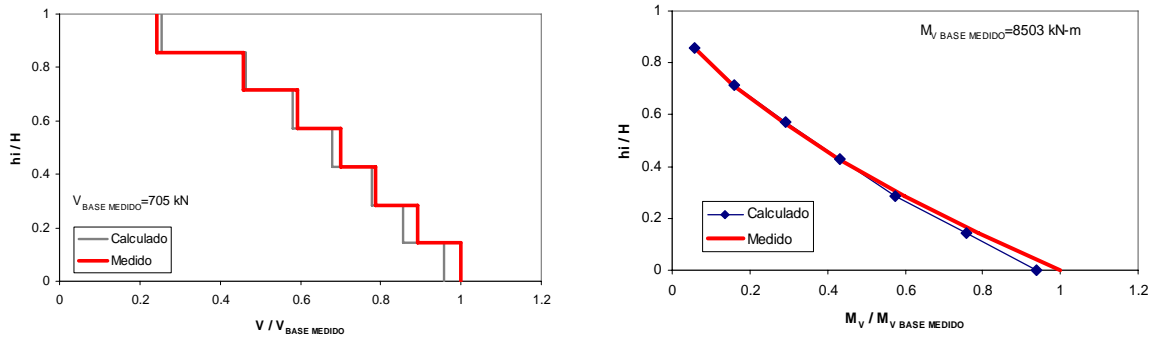


a. Eq1

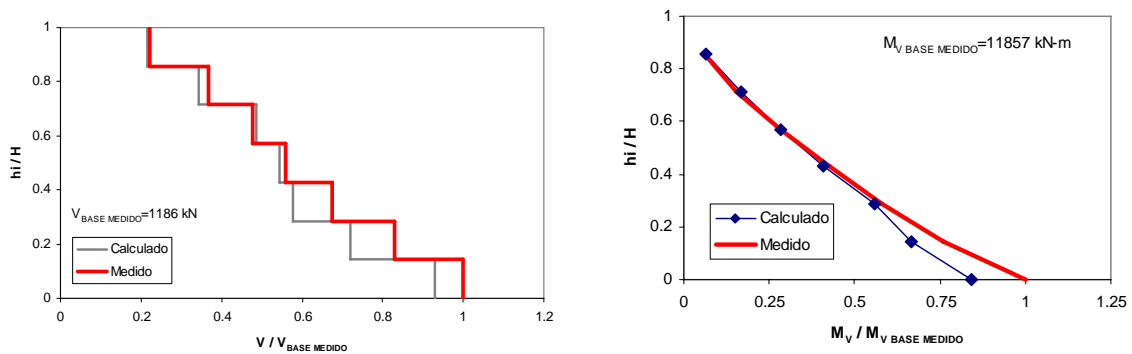


b. Eq2

Figura 3.19 Comparación entre la envolvente de cortantes y de aceleraciones de las respuestas medida y calculada del espécimen UCSD



c. Eq3



d. Eq4

Figura 3.19 Comparación entre la envolvente de cortantes y de aceleraciones de las respuestas medida y calculada del espécimen UCSD (Continuación)

La participación máxima de los muros al momento de volteo en la base (r_w) para este espécimen fue 0.75, figura 3.20, y se obtuvo del análisis dinámico no lineal. En esta figura se muestra el momento de volteo del sistema dual (identificado como *Sistema dual*) y del muro (identificado como *Muro*), ambos en la base, para el movimiento Eq4 normalizado con respecto al máximo momento de volteo en la base en el edificio (M_{TH}). Este valor del parámetro r_w se empleará posteriormente para obtener las envolventes propuestas en este estudio.

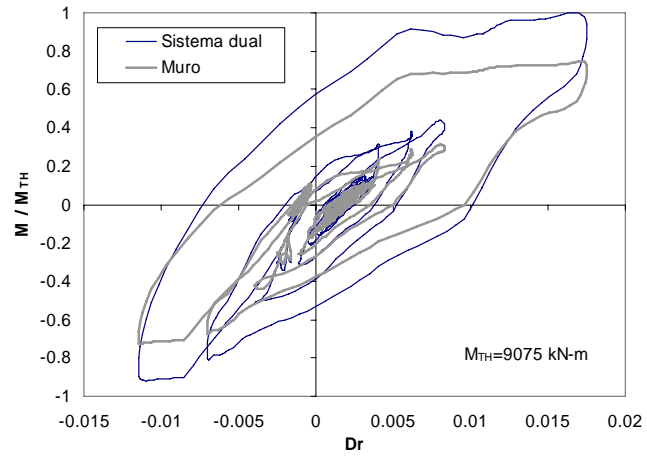


Figura 3.20 Momento de volteo en la base del sistema dual y del muro para el movimiento Eq4

CAPÍTULO 4 ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN ESPÉCIMEN EN MINIATURA DEL TIPO DUAL ENSAYADO EN ESTA INVESTIGACIÓN

4.1 DESCRIPCIÓN DEL ESPÉCIMEN

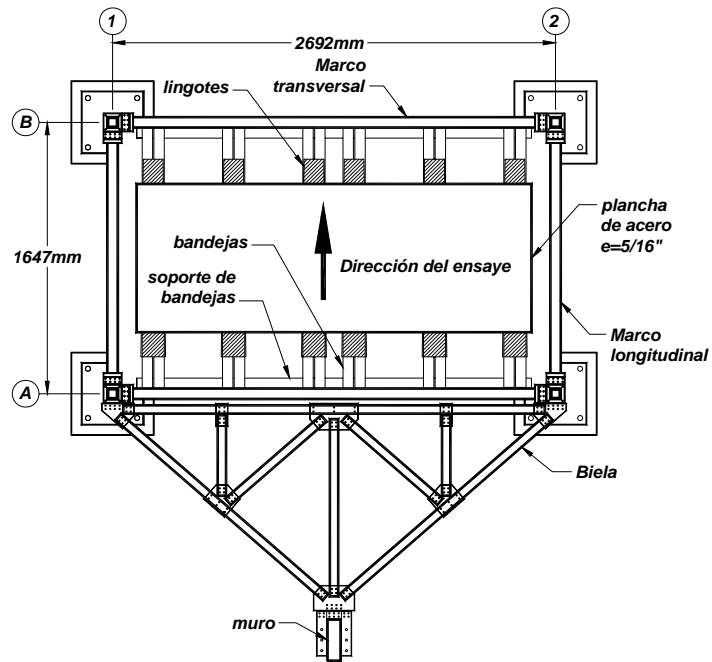
La parte experimental de la presente investigación consistió en el ensaye en mesa vibradora (MV) de un espécimen en miniatura de cinco niveles, denominado E-1, representativo de un sistema dual y que se puede considerar que corresponde a una escala aproximadamente igual a 1:4. Por tratarse de un espécimen en miniatura no se empleó leyes de similitud ni se escaló el registro sísmico utilizado en el ensaye.

El espécimen E-1 estuvo formado por un marco de acero y un muro de concreto reforzado que se unieron mediante elementos rígidos en cada nivel, denominados bielas, encargados de transmitir las fuerzas inerciales. Se instalaron seis lingotes de acero sobre perfiles metálicos en cada nivel, representando la masa del edificio y se unieron mediante una plancha de acero para formar un diafragma rígido, figura 4.1.a.

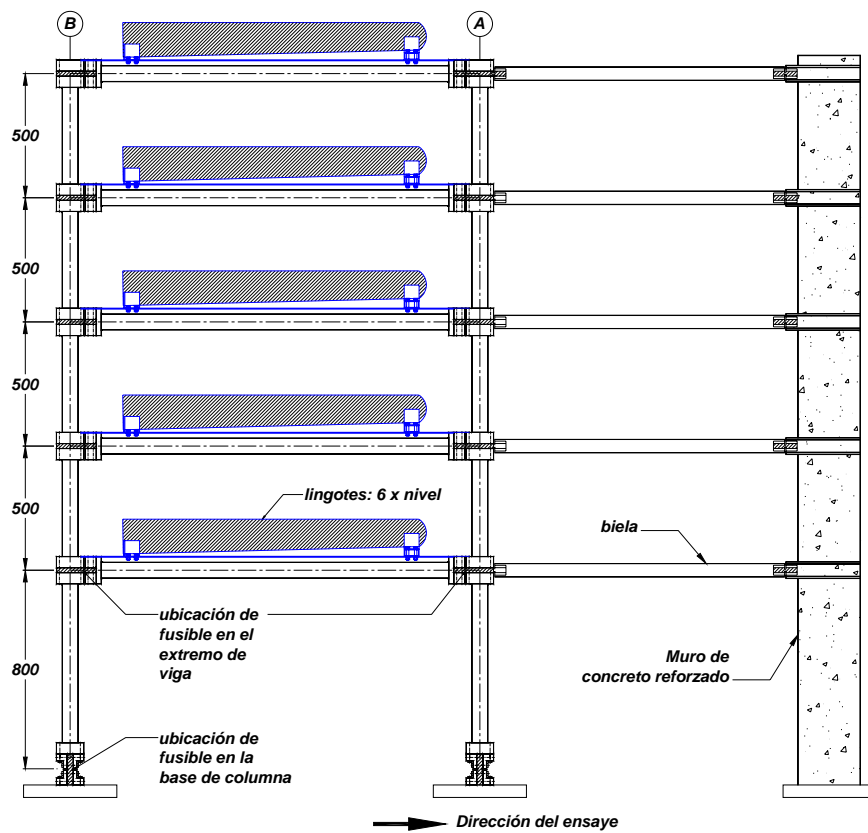
Los denominados marcos longitudinales, en la dirección del ensaye, fueron los encargados de resistir la acción sísmica; mientras que los marcos transversales, soportaron, principalmente, la carga vertical de los lingotes, figura 4.1.a. La característica principal de estos marcos longitudinales radicó en el empleo de unas piezas de acero intercambiables denominadas fusibles, que se ubican en los extremos de las vigas y base de las columnas, donde se concentra las acciones sísmicas y se forman las rótulas plásticas. Luego de un ensaye dichos fusibles son reemplazados y se recuperan las vigas, columnas, lingotes y demás elementos que conforman el marco, con el consiguiente ahorro de material y mano de obra. La idea de este marco de acero con piezas reemplazables se tomó del ensaye experimental realizado por Kao (1998) en la Universidad de Canterbury en Nueva Zelanda, para mayores referencias sobre este ensaye, el lector puede referirse al trabajo realizado por Rodríguez et al. (2006).

En la figura 4.1.b, se muestra, en elevación, la ubicación de los fusibles en el marco longitudinal y en la figura 4.2, un detalle de dichos fusibles en una unión viga-columna. En este espécimen los pesos sísmicos fueron 13.7 kN para el primer nivel; 13.6 kN para los niveles 2, 3 y 4; y 13.4 kN para el quinto nivel.

Como se indicó, el muro y el marco se unieron en cada nivel mediante un elemento rígido que se denominó biela. Dicho elemento biela se concibió como un sistema axialmente rígido con articulaciones en sus extremos y con una frecuencia de vibrar que no distorsione la respuesta del espécimen. Se proyectó que la biela tenga la forma de un triángulo y en cada una de sus esquinas se ubique una articulación. Dos de los vértices de la biela se apoyaron sobre el marco y el tercero sobre el muro, figura 4.1.a. Para representar estas articulaciones, se emplearon fusibles de un espesor menor que los empleados en el marco, con el propósito de minimizar su participación en rigidez y momento resistente a la flexión reduciendo de esta manera su contribución a la respuesta sísmica, además se garantizó que estos fusibles no fallen debido a valores máximos de fuerza axial y cortante.



a. Planta



b. Elevación

Figura 4.1 Vistas en planta y elevación del espécimen E-1

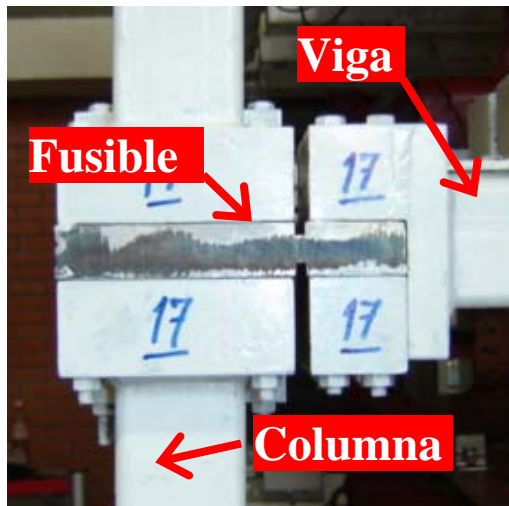


Figura 4.2 Detalle de los fusibles en la unión viga - columna

4.1.1 Diseño del espécimen

El espécimen E-1 se diseñó con base en las NTCS (1989) de Acapulco y las NTCC (2004) del Distrito Federal. Se empleó un factor de comportamiento sísmico, Q , igual a dos y una distorsión límite de entrepiso para diseño, d_{rD} , de 0.012. En la figura 4.3 se muestra el espectro de diseño sísmico elástico empleado, basado en las NTCS, que corresponde a un suelo tipo I para la zona de Acapulco (Zona D) y para edificaciones del grupo B.

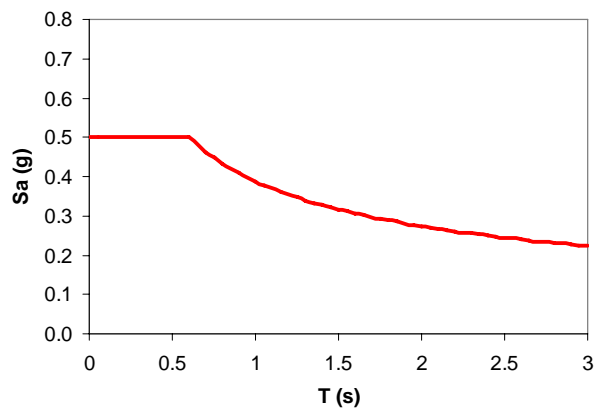


Figura 4.3 Espectro de diseño para el municipio de Acapulco (Zona D) suelo tipo II

Para el diseño del muro se empleó un concreto con resistencia nominal a la compresión, f'_c , de 34.3 MPa (350kg/cm^2) y un esfuerzo nominal de fluencia, f_y , de 480.2 MPa (4900kg/cm^2) para el acero de refuerzo. Los fusibles del marco se diseñaron para un acero A-36.

En la tabla 4.1 se muestra el peso total del espécimen, W_T , el coeficiente sísmico de diseño reducido, c_D , y algunos resultados del análisis estático elástico, como el período fundamental del espécimen, T_E .

la distorsión de entrepiso máxima, d_{rC} , definida como el cociente entre el desplazamiento relativo del entrepiso y su altura, la distorsión global, D_{rC} , la participación de los marcos, V_f , y de los muros, V_m , al cortante en la base (V_b), así como, las dimensiones del muro y los espesores de los fusibles. Se define como distorsión global al cociente entre el desplazamiento lateral del último nivel del edificio y la altura total de éste. Para el análisis elástico se consideró reducir las inercias totales de las secciones, conforme a las NTCS (1989), en 50% para las vigas (fusibles) y el muro y sin variación en las columnas (fusibles). Para el diseño sísmico del espécimen E-1 se empleó un cortante basal, V_b , igual a $V_b = a/Q \cdot W_T = 0.5/2 \cdot 67.9 = 17\text{kN}(1733\text{kg})$.

Tabla 4.1 Algunas características de la etapa de diseño del espécimen E-1

W_T (kN)	67.9
c_D (g)	0.25
T_E (s)	0.33
d_{rC}	0.009
D_{rC}	0.007
Q	2
Muro (m x m)	0.08 x 0.25
Espesor de fusible en vigas (mm)	13
Espesor de fusible en columnas (mm)	14
V_f (%)	40
V_m (%)	60
Tipo de análisis	Estático

De acuerdo con el diseño, se obtuvo una sección de muro de 0.08 x 0.25 m cuya distribución de refuerzo se muestra en la figura 4.4. El refuerzo empleado en este modelo correspondió a varillas de 6mm de diámetro fabricadas en Nueva Zelanda cuya curva-esfuerzo deformación es similar a las obtenidas en aceros mexicanos, más adelante se mostrará dicha curva.

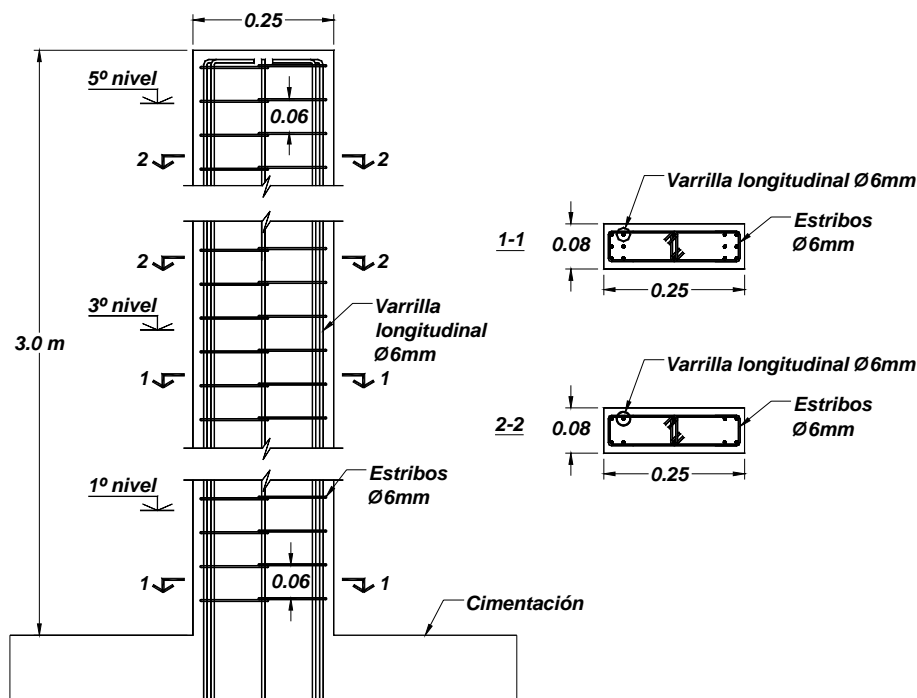


Figura 4.4 Dimensiones y refuerzo del muro (dimensiones en metros)

4.1.2 Elementos empleados en el ensaye

Bielas

Para unir el marco y el muro se emplearon unos sistemas denominados bielas, figura 4.5. Estas bielas se concibieron como elementos triangulares, rígidos axialmente y rotulados en sus vértices donde se unen al muro y al marco. Su peso debería el menor posible, de modo que introduzca los menores momentos flectores y cortantes en los fusibles que se instalaron en sus esquinas; además, su período fundamental debería ser mayor al período más pequeño del espécimen para evitar que su respuesta afecte al modelo experimental.

Con el fin de conseguir las rótulas en los vértices de la biela, se instalaron fusibles de 3mm de espesor, cuya rigidez y resistencia fueron menores al 1% de la rigidez y resistencia de los fusibles de los marcos. Para minimizar el peso de las bielas se emplearon elementos de aluminio, en su mayoría, y de acero, estos últimos se ubicaron sólo donde la capacidad de los elementos de aluminio no fue suficiente. Finalmente, la biela se construyó a base de tubos cuadrados huecos de aluminio de 2"x1/16" y de acero de 2"x3.2mm, figura 4.5.a.

Cimentación

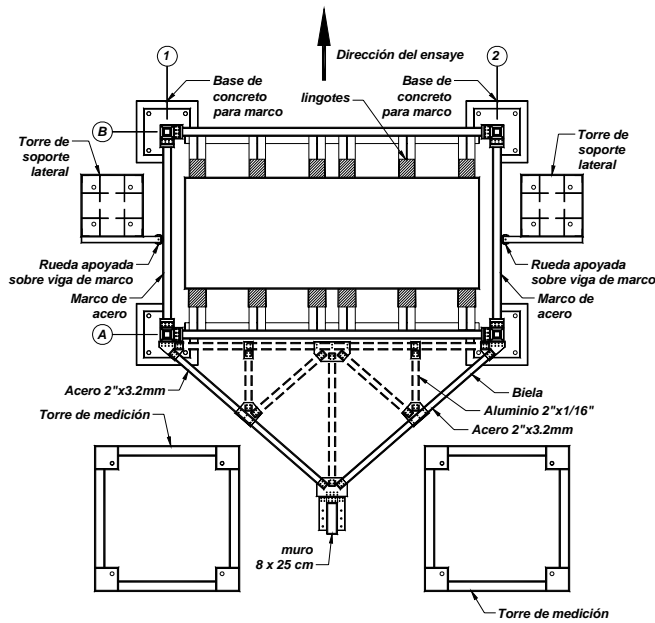
La cimentación del muro se diseñó empleando las recomendaciones del ACI (2002) con respecto al diseño de elementos puntal y tirante. La altura de la cimentación para el muro fue de 0.40 m, con lo cual se obligó a construir bases de concreto reforzado de 35cm de alto para instalarlas bajo las columnas del marco y alcanzar el nivel del muro, figura 4.5.b.

Torres de soporte lateral

Para garantizar que el espécimen E-1, concebido como un sistema regular, únicamente se desplace en la dirección del ensaye y evitar posibles efectos de torsión, fue necesario diseñar y fabricar, exclusivamente para este ensaye, dos torres denominadas de soporte lateral que se ubicaron junto a los marcos longitudinales, figura 4.5.a. De cada torre salían dos brazos con una rueda en su extremo y que se apoyaban en las vigas del marco longitudinal, lo que restringía el posible desplazamiento en el sentido transversal del ensaye. Cada torre estaba compuesta de tres cuerpos desmontables de 1 m de altura cada uno y de 0.5 x 0.5 m de sección.

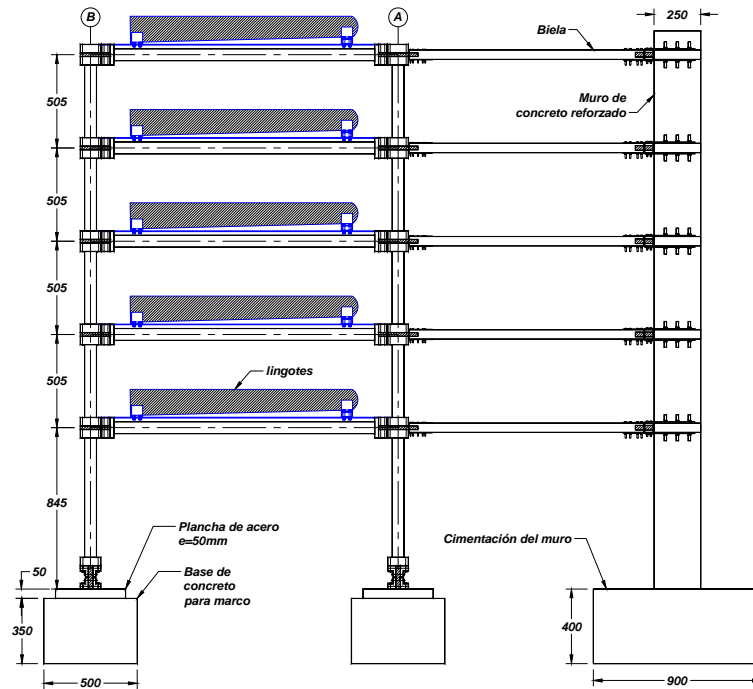
Torres de medición

Para medir el desplazamiento relativo del espécimen con respecto a su base, se incluyeron en el ensaye dos torres de medición rígidas, figura 4.5.a. Dichas torres fueron diseñadas para permanecer rígidamente unidas a la mesa vibradora.



a. Planta

Figura 4.5 Detalles de los elementos adicionales empleados para el ensaye del espécimen E-1

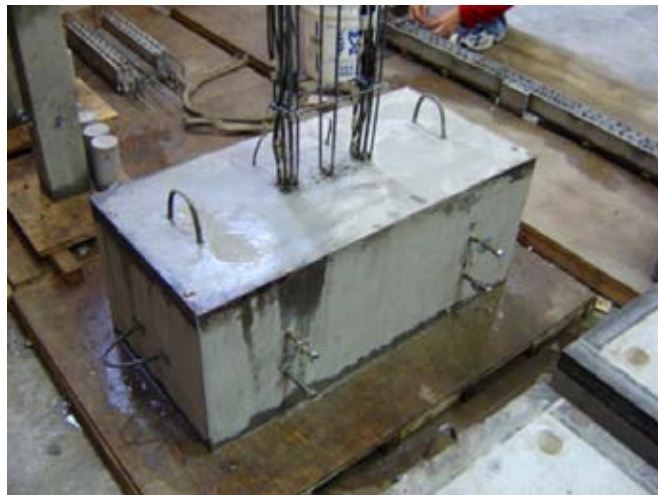


b. Elevación

Figura 4.5 Detalles de los elementos adicionales empleados para el ensaye del espécimen E-1 (Continuación)

4.1.3 Proceso constructivo del muro e instalación del espécimen sobre la mesa vibradora

En la figura 4.6 se muestran fotos del proceso constructivo del muro y del montaje del marco sobre la MV.



a. Cimentación del muro

Figura 4.6 Proceso constructivo del muro y montaje del marco del espécimen E-1 sobre la MV



b. Muro colado



c. Instalación del marco de acero sobre la MV

**Figura 4.6 Proceso constructivo del muro e instalación del marco del espécimen E-1 sobre la MV
(Continuación)**

Como el muro se construyó fuera la MV, para instalarlo sobre ésta se construyó un sistema a base de ángulos ranurados, figura 4.7, con la finalidad de que el muro no sufra algún movimiento inesperado que pueda afectar su integridad.



Figura 4.7 Traslado del muro hacia la MV

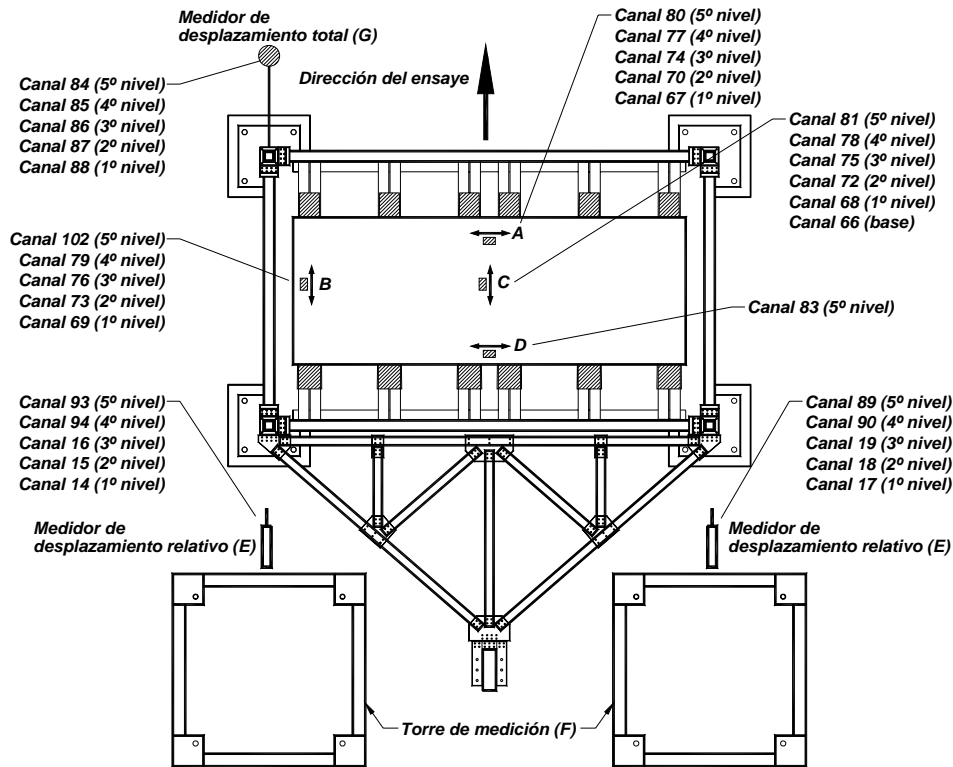
En la figura 4.8 se muestra una vista del espécimen E-1 antes del ensaye con todos los elementos empleados, así como, la instrumentación utilizada que se describirá en la siguiente sección.



Figura 4.8 Vista del espécimen E-1 antes del ensaye

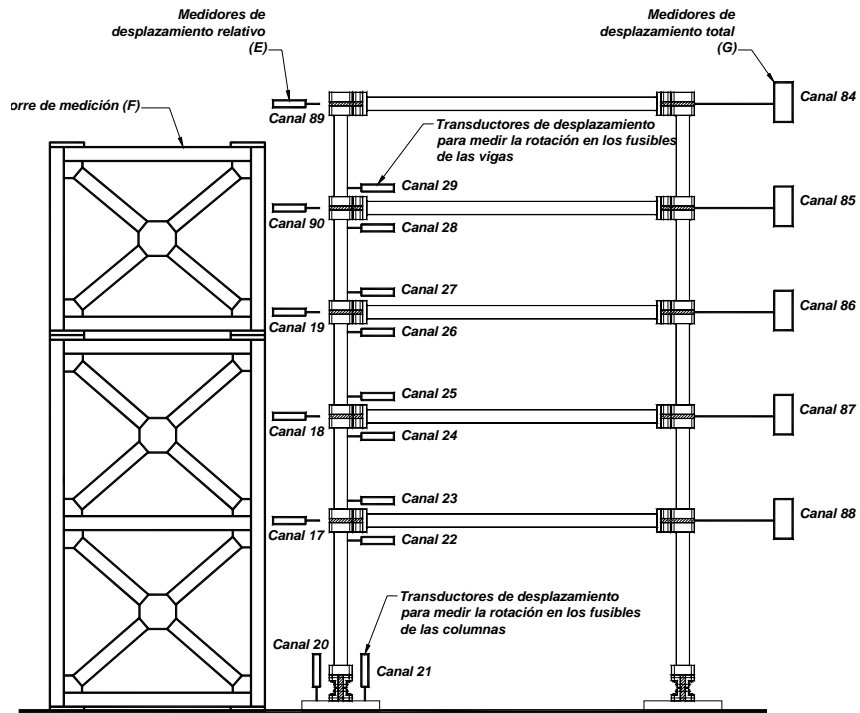
4.1.4 Instrumentación del espécimen

En la figura 4.9.a, se presenta la planta típica del espécimen E-1 correspondiente a la ubicación y sentido de medición de los acelerómetros instalados, que se identifican con las letras A, B, C y D. En el último nivel se colocaron los acelerómetros identificados como A, B, C y D; mientras que en los demás niveles, sólo los acelerómetros A, B y C. En esta misma figura se observan los transductores de desplazamiento, indicados con la letra E, ubicados sobre las torres de medición (F), que sirvieron para medir el desplazamiento relativo de la estructura con respecto a su base. Estos transductores fueron en total 10, dos en cada nivel. Además, se adicionaron cinco transductores de desplazamiento (identificados con la letra G), uno en cada nivel, ubicados fuera de la mesa vibratoria y que midieron el desplazamiento absoluto del espécimen. En la figura 4.9.b, se muestra en elevación la posición de los transductores de desplazamiento relativo (E) empleados en este ensaye. Adicionalmente a los transductores mencionados, se instalaron otros dos transductores en cada nudo y en la base de las columnas del marco para medir la rotación en los fusibles, figura 4.9.b.

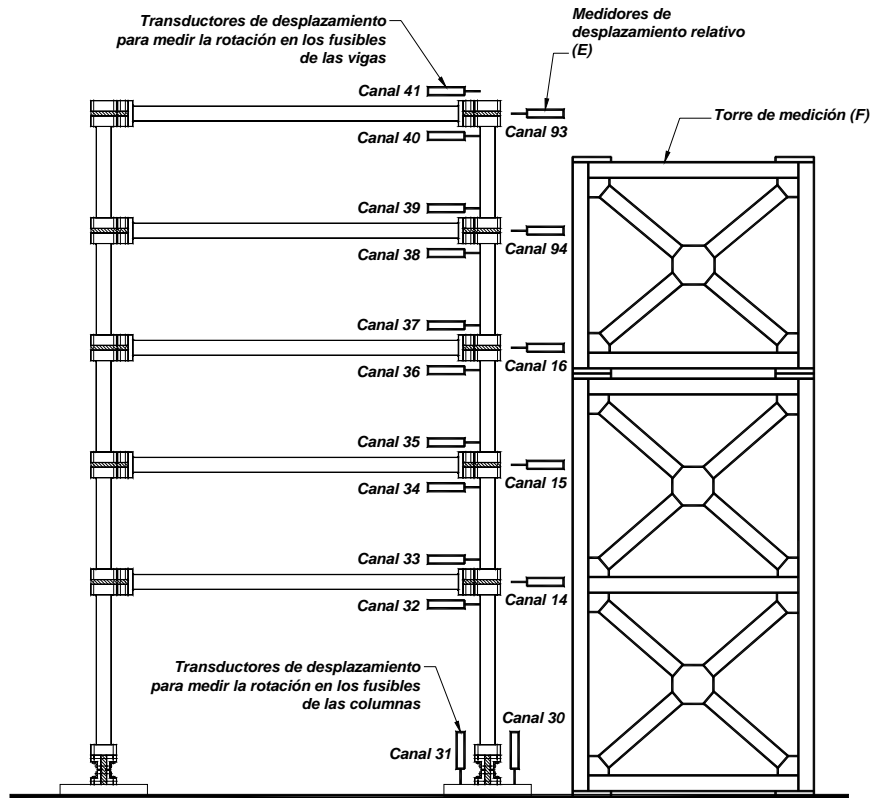


a. Planta

Figura 4.9 Instrumentación del espécimen E-1



b. Elevación – Vista Este



c. Elevación – Vista Oeste

Figura 4.9 Instrumentación del espécimen E-1 (Continuación)

En la figura 4.10 se muestra la instrumentación empleada para medir la curvatura en la base del muro y que consistió en transductores de desplazamiento y deformímetros adheridos a las varillas de refuerzo.

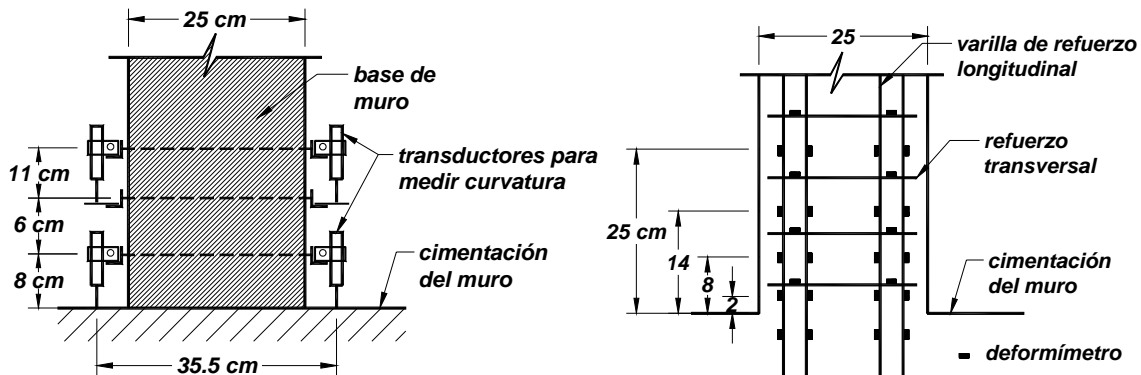
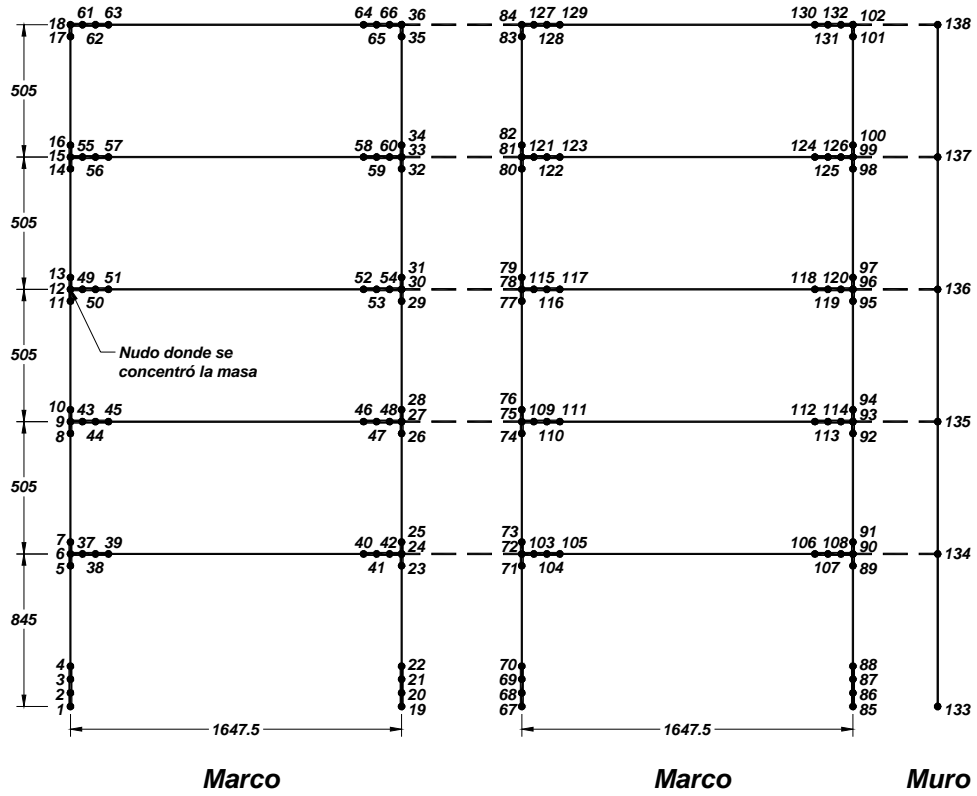


Figura 4.10 Instrumentación empleada para la medición de la curvatura en el muro

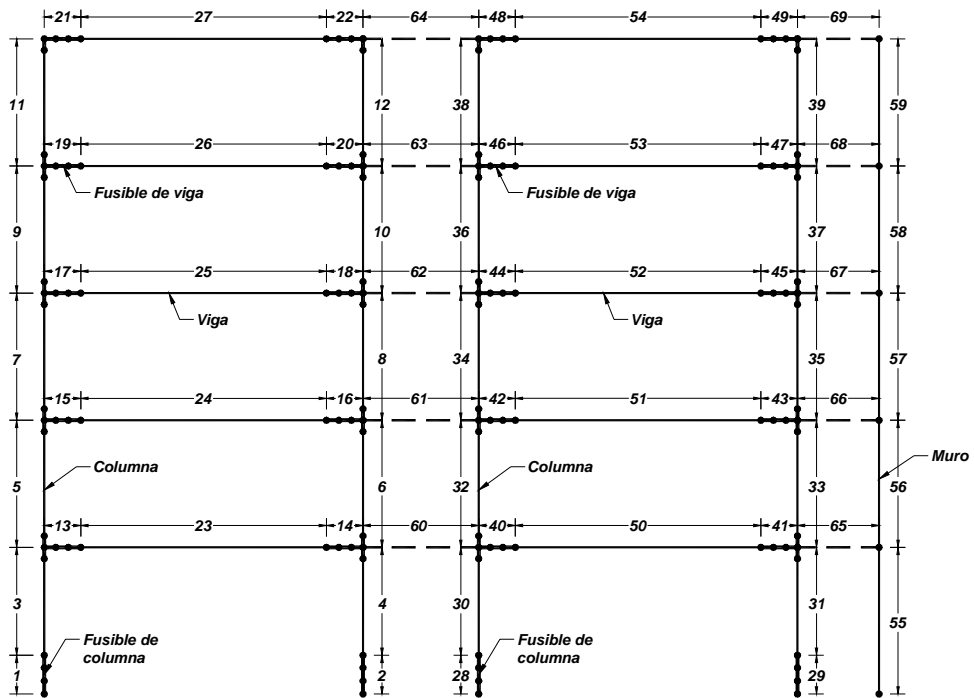
4.2 MODELO MATEMÁTICO EMPLEADO EN EL ANÁLISIS NO LINEAL

4.2.1 Descripción del modelo

Para evaluar la respuesta analítica no lineal del espécimen se empleó el programa *Ruaumoko* (Carr, 1998). Debido a la simetría del espécimen y a que es un sistema en el cual no se consideraron relevantes las acciones sísmicas perpendiculares al sentido del ensaye, se planteó un modelo bidimensional como se muestra en la figura 4.11. Debido a consideraciones propias del programa de cómputo empleado, se concentró la masa en un nudo maestro de cada nivel y se ligaron los desplazamientos horizontales a dicho nudo para representar la acción de diafragma rígido. El modelo matemático estuvo conformado por 138 nudos y 69 elementos, y se consideró que las bases del marco y del muro se encontraban empotradas.



a. Numeración de los nudos.



b. Numeración de los elementos.

Figura 4.11 Modelo matemático empleado en el análisis no lineal

En el programa de cómputo empleado, los elementos se representan mediante cuatro nudos que determinan la conectividad y que a su vez definen tres segmentos continuos, aunque puede darse la opción de emplear elementos de dos nudos, en los cuales los nudos intermedios colapsan con los de los extremos. En los elementos de cuatro nudos, los segmentos extremos representan uniones rígidas y es en el segmento intermedio donde se le asignan las propiedades de rigidez y resistencia. Los elementos de dos nudos no consideran dichas uniones rígidas.

En el modelo se emplearon elementos tipo *spring* (Carr, 1998) y *frame* (Carr, 1998). A los elementos tipo *spring* se les asigna propiedades de rigidez al cortante y a la rotación así como su momento resistente, y a los elementos *frame*, el módulo de elasticidad y de cortante del material empleado, el área e inercia de la sección, la longitud de rótula plástica y su momento resistente. En el marco, los fusibles se modelaron como elementos tipo *spring* (Carr, 1998) de cuatro nudos y las vigas y columnas como tipo *frame* (Carr, 1998) de dos nudos. En los fusibles se emplearon elementos de cuatro nudos con segmentos rígidos para representar los bloques macizos que sirvieron para fijar los fusibles en la unión viga-columna y en la base de las columnas. Para las vigas y las columnas se utilizaron elementos de dos nudos puesto que la zona rígida ya se consideró en los fusibles. Debido a que la acción sísmica se concentra en los fusibles, las vigas y columnas se consideraron que permanecerían elásticas. Las bielas, que unieron el muro y el marco, fueron representadas mediante los elementos 60 al 69 empleándose para ellos elementos tipo *spring* de dos nudos, rígidas axialmente y sin rigidez a la rotación.

Se empleó la regla de histéresis de Takeda-Modificado (Carr, 1998) para los elementos de concreto reforzado y la regla de histéresis de Dodd-Restrepo (Dodd y Restrepo, 1995) para los fusibles de acero. Para las vigas y columnas de acero del marco se empleó la regla de histéresis Elástica-Lineal (Carr, 1998).

En los análisis no lineales se consideraron los efectos *P*-delta e, inicialmente, un amortiguamiento crítico de 3% igual para todos los modos, valor que se revisará más adelante con base en los ensayos que se realicen. Para la integración de la ecuación dinámica de equilibrio se empleó el método de aceleración constante de Newmark ($\beta=0.25$). El intervalo de integración empleado en este procedimiento debería de ser menor a $0.1T_p$, donde T_p es el periodo de vibración más pequeño del sistema (Bathe y Wilson, 1976). Para el caso estudiado se debió emplear un intervalo de integración de 0.0001s para que los desplazamientos y aceleraciones alcancen la convergencia.

4.2.2 Propiedades de los fusibles

Las propiedades de rigidez y resistencia de los fusibles necesarias para describir la regla de histéresis de Dodd-Restrepo (1995) en el programa *Ruaumoko*, se obtuvieron empleando las Ec. 4.1 a 4.8. De dichas expresiones, se obtuvieron el módulo de sección elástico, S , y plástico, Z , para una sección rectangular. Además, se calculó el momento para el cual se plastifica la sección del fusible, M_p , y el momento último, M_u . Se computaron, además, la rigidez efectiva a la flexión, K_θ , la rotación a la fluencia, θ_y , la rotación al inicio del endurecimiento, θ_{sh} , y la rotación última, θ_u , que corresponde al momento último.

$$S = \frac{b \times e^2}{6} \quad (4.1)$$

$$Z = 1.5 S \quad (4.2)$$

$$M_p = Z \times f_y \quad (4.3)$$

$$M_u = R_f \times M_p \quad (4.4)$$

$$K_\theta = \frac{E_s \times I_{eff}}{L} \quad (4.5)$$

$$\theta_y = \frac{M_p}{K_\theta} \quad (4.6)$$

$$\theta_{sh} = 1.16\theta_y \quad (4.7)$$

$$\theta_u = \frac{2 \times \varepsilon_u}{e} L \quad (4.8)$$

En las expresiones anteriores, b es el ancho del fusible, e su espesor y L su longitud, además, I_{eff} es la inercia efectiva que se consideró igual al 30% de la inercia total, R_f es la relación entre los esfuerzos de fluencia y máximo del acero A-36, que se consideró igual a 1.5 de acuerdo a ensayos experimentales, y ε_u es la deformación última del acero.

Los fusibles se fabricaron con acero A-36 y de ensayos se obtuvo la curva esfuerzo-deformación, figura 4.12, de la cual se consideró emplear un valor promedio del esfuerzo de fluencia, f_y , de 307.7 MPa (3140 kg/cm²) y el módulo de elasticidad del acero, E_s , se tomó igual 196x10³ MPa (2·10⁶ kg/cm²). Las ecuaciones 4.1 a 4.8 así como el porcentaje de la inercia efectiva se obtuvieron con base en ensayos experimentales anteriores. En la tabla 4.2 se resumen las propiedades de los fusibles empleados y en la figura 4.13 la ubicación de estos en el marco longitudinal.

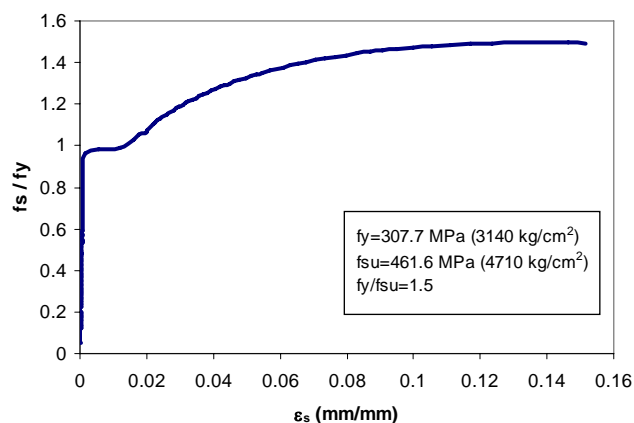


Figura 4.12 Curva esfuerzo-deformación experimental del acero A-36 empleado en los fusibles

Tabla 4.2 Propiedades de los fusibles

Espesor del fusible (mm)	K_θ (kN-m/rad)	θ_{sh}	θ_u	M_p (kN-m)	M_u (kN-m)
13	236.9	0.0070	0.1262	1.43	2.15
14	295.8	0.0065	0.1171	1.66	2.49

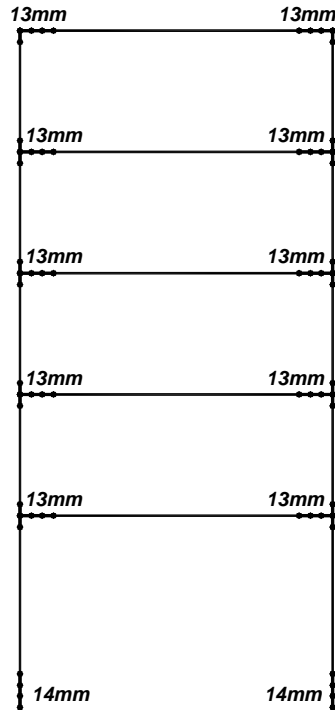


Figura 4.13 Ubicación y espesores de los fusibles empleados en los marcos longitudinales

4.2.3 Propiedades del muro

Para representar el muro se emplearon elementos tipo *frame* de dos nudos y, como se indicó, se empleó la regla de histéresis de Takeda-Modificado (Carr, 1998). Para esto, se construyeron modelos bilineales aproximados a partir de los diagramas momento-curvatura de las secciones del muro obtenidos con el programa BIAX (Wallace, 1989). Se consideró que el concreto no estaba confinado y se empleó la curva esfuerzo-deformación de las varillas de 6mm de diámetro fabricadas en Nueva Zelanda, figura 4.14, obtenida de ensayos anteriores. Debido a lo reducido de las dimensiones del muro, el concreto a emplearse debía ser fluido y con un agregado grueso pequeño. Se planteó inicialmente emplear el denominado microconcreto, pero luego se descartó pues la granulometría era difícil de conseguir, por lo que, finalmente, se optó por emplear un concreto con agregado grueso de dimensiones reducidas, denominado granzón y, además, para que la mezcla sea fluida se utilizó un aditivo plastificante (Glenium 3200 HES). De los ensayos a compresión de probetas de concreto de 15cm x 7.5cm se obtuvo una resistencia a los 28 días de 43.5 MPa (444 kg/cm²) y en el día del ensaye de 47.1 kN (481 kg/cm²). Se realizaron también ensayos para obtener el módulo elástico (E_c) del concreto obteniéndose un valor promedio de $7670\sqrt{f_c}$.

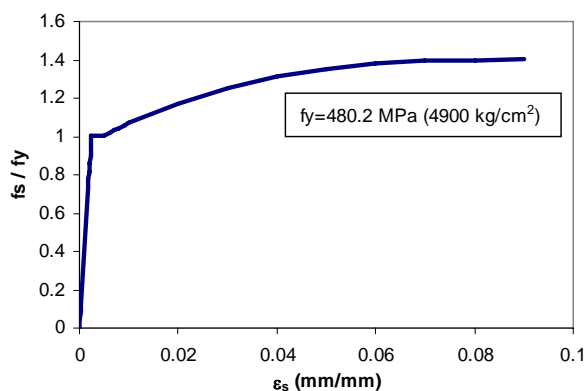
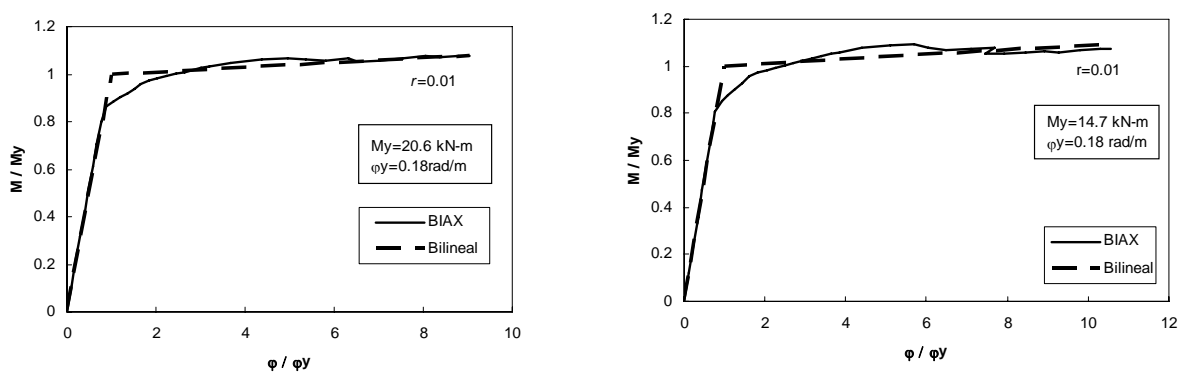


Figura 4.14 Curva esfuerzo-deformación de las varillas de 6mm de diámetro fabricadas en Nueva Zelanda

En las figuras 4.15.a y 4.15.b se muestran los diagramas momento-curvatura de las secciones 1-1 y 2-2 del muro, respectivamente, que se mostraron en la figura 4.4. De estos diagramas, mediante una aproximación bilineal, se obtuvo la inercia efectiva de la sección del muro que correspondió al 40% de la inercia total para la sección 1-1 y de 30%, para la sección 2-2. La longitud de rótula plástica en el muro se consideró igual al 75% de su longitud, siendo este un valor correspondiente al intervalo $0.3 < l_p / l_w < 0.8$ que propone Paulay y Priestley (1992), donde l_p es la longitud de rótula plástica y l_w la longitud del muro.



a. Sección 1-1

b. Sección 2-2

Figura 4.15 Diagramas momento-curvatura de las secciones del muro

4.3 RESISTENCIA DEL ESPÉCIMEN

Para evaluar la resistencia lateral del espécimen E-1, se realizó un análisis estático inelástico incremental denominado *pushover* con una distribución triangular de fuerzas. Con base en el resultado de dicho análisis, se elaboró el diagrama coeficiente sísmico-distorsión global (definidos como el cociente entre el cortante en la base y el peso del edificio, y el desplazamiento de la azotea entre la altura total, respectivamente) mostrado en la figura 4.16. De esta gráfica, se obtuvo el coeficiente sísmico a la fluencia del edificio, c_y , y el coeficiente sísmico último, c_u , este último definido como el

punto en la curva coeficiente sísmico-distorsión global para el cual la deformación de la varilla más tensionada alcanza la mitad de la deformación última (ϵ_{su}), figura 4.14. Se emplea este valor como un límite para evitar el pandeo de la varilla.

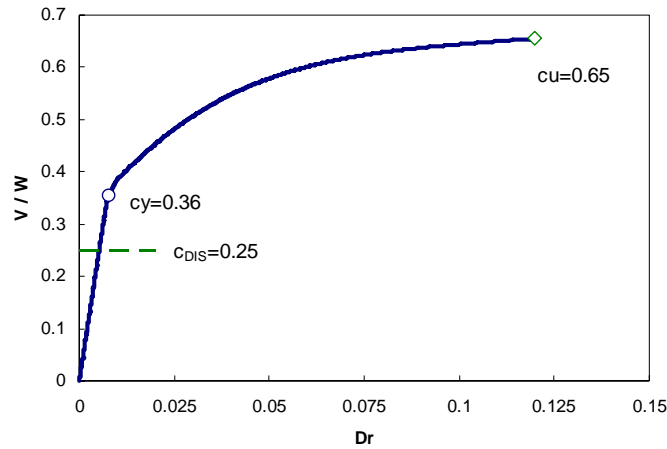


Figura 4.16 Resistencia lateral del espécimen E-1 obtenida del análisis tipo *pushover*

4.4 ENSAYES REALIZADOS EN EL ESPÉCIMEN

4.4.1 Ensayes de Vibración Ambiental y Vibración Libre

Los ensayos de vibración ambiental y de vibración libre, son ensayos que se emplean para verificar algunas características del espécimen en el intervalo elástico. En el ensayo de vibración ambiental se tomaron lecturas de los acelerómetros sin aplicársele ninguna fuerza al modelo. En el ensayo de vibración libre se impuso una fuerza de 0.49 kN (50 kg) en el último nivel que correspondió al 3% del cortante basal de diseño, con lo cual se garantizó que el espécimen permanezca en el intervalo elástico.

En la figura 4.17 se muestra, en la forma de una cresta, la frecuencia fundamental medida en el espécimen, obtenida del ensayo de vibración ambiental, y la frecuencia calculada. En la figura 4.18, se observa con líneas verticales las frecuencias calculadas y mediante picos las frecuencias medidas obtenidas del ensayo de vibración libre, obtenidas empleando el espectro de Fourier del programa *Deotra* (Ordaz, 2003). Se observa de ambas figuras que las frecuencias fundamentales medidas y calculadas son similares.

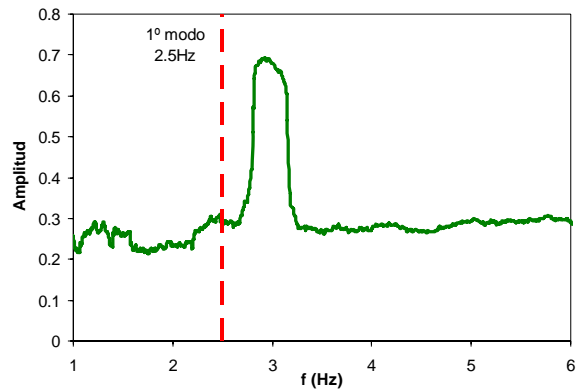


Figura 4.17 Frecuencia calculada y frecuencia medida obtenida del ensayo de vibración ambiental

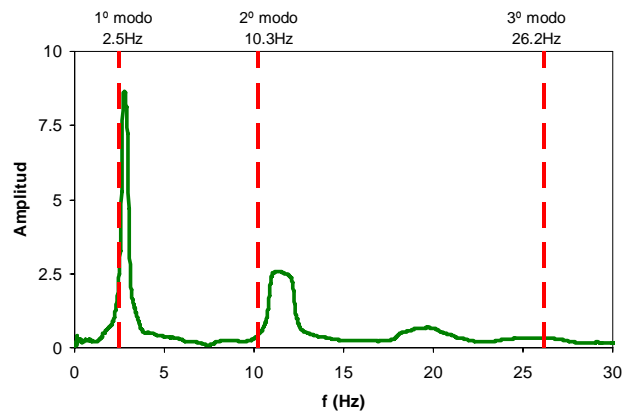


Figura 4.18 Frecuencias calculadas y frecuencias medidas obtenidas del ensayo de vibración libre

Para una primera aproximación del amortiguamiento del espécimen E-1 se empleó el método del decremento logarítmico, válida para sistemas ligeramente amortiguados, empleando para ello valores de aceleraciones medidas (Chopra, 2001) en el ensayo de vibración libre. Se calculó, además, el período aproximado del sistema como el cociente entre el tiempo requerido para completar un número de ciclos de vibración entre este mismo número de ciclos. En la figura 4.19 se muestra una ventana de la historia de aceleraciones registrada durante el ensayo de vibración libre. De dicha figura, se obtuvo que el período del espécimen fue 0.36s y que la fracción del amortiguamiento crítico fue igual a 1.8%. Más adelante, mediante procedimientos más elaborados (Rodríguez et al. 2006) se obtendrán los porcentajes de amortiguamiento de los otros modos.

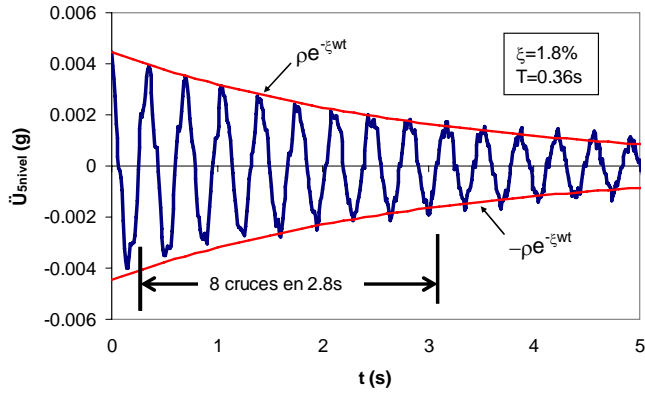
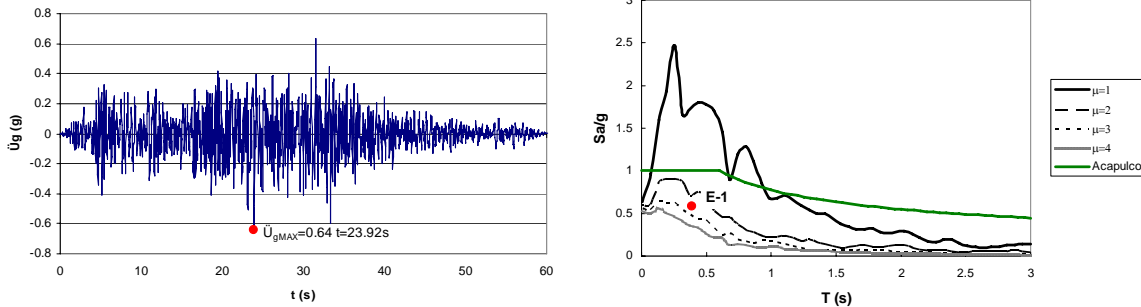


Figura 4.19 Historia de aceleraciones para el cálculo aproximado del amortiguamiento y el período del espécimen obtenidas del ensaye de vibración libre

4.4.2 Ensayes ante sismos

4.4.2.1 Registro sísmico empleado

Para el ensaye se consideró emplear un acelerograma de un sismo intenso, dominante en períodos cortos y que induzca comportamiento inelástico importante en el espécimen E-1. Además, que su espectro elástico sea comparable con el espectro de diseño de la zona de Acapulco (zona D) y tipo de terreno I, multiplicado por dos para tomar en cuenta la sobrerresistencia que considera el reglamento sísmico de Guerrero. Otra consideración importante fue la limitación de desplazamiento de la mesa vibradora. En consecuencia, para cumplir los requisitos mencionados, se escogió emplear el acelerograma registrado en la estación Llolleo, el 3 de marzo de 1985 en Chile, ya que ningún registro mexicano cumplía con las condiciones mencionadas. Además, este registro sísmico de Llolleo se produjo por una falla tipo de subducción, similar a los que suceden en las costas de México. En la figura 4.20.a se muestra el registro sísmico de Llolleo y se indica la aceleración máxima registrada, \ddot{U}_{gMAX} . En la figura 4.20.b se compara el espectro elástico de resistencia del sismo de Llolleo con un amortiguamiento crítico del 3% para diferentes ductilidades y el espectro de diseño para la zona de Acapulco afectado por un factor de dos que considera la sobrerresistencia; además, se muestra el valor del coeficiente sísmico de capacidad en la deformación máxima del espécimen, c_u , que se ubica entre una ductilidad de desplazamiento de 2 y 3 lo cual indica que el espécimen alcanzará el intervalo de comportamiento inelástico.



a. Acelerograma de Llolleo.

b. Espectros de respuesta

Figura 4.20 Registro y espectro de resistencia de Llolleo y espectro de diseño

4.4.2.2 Ensayo de Baja Intensidad

Este ensayo se realiza con la finalidad de comprobar las propiedades dinámicas del espécimen E-1 obtenidas en los ensayos de Vibración Ambiental y de Vibración Libre; además de verificar el funcionamiento de los aparatos de medición (acelerómetros, transductores de desplazamiento y deformímetros).

En este ensayo se pretende mantener a la estructura en su intervalo elástico, para esto se empleó un registro sísmico reducido correspondiente al 10% de la intensidad del sismo de Lolleo empleado en el ensayo final. En la figura 4.21 se muestra el registro sísmico y los valores máximos de la señal impuesta a la mesa vibradora (señal objetivo) y la señal registrada en un acelerómetro instalado sobre la mesa vibradora (señal medida) durante el ensayo de baja intensidad. La velocidad de muestreo de la señal medida fue de 100 muestras por segundo. En la figura 4.22 se observa la función de transferencia entre la señal objetivo y la señal medida que se obtiene como el cociente entre los Espectros de Fourier de las señales mencionadas. Se advierte de la figura 4.22 que la mesa vibradora distorsiona la señal objetivo a partir de 15 Hz lo que podría afectar la captura del tercer modo de vibración cuya frecuencia calculada se encuentra en aproximadamente 26Hz.

En la figura 4.23 se observa el espectro elástico de resistencia de la señal objetivo y de la señal medida ambos para un amortiguamiento crítico del 3% y para una pendiente postfluencia de 0.11 de la pendiente elástica obtenida del análisis tipo *pushover*. Se observa, además, que el coeficiente sísmico correspondiente al inicio de la fluencia, c_y , se encuentra por encima de los espectros de resistencia lo que indica que el espécimen permanecerá en el intervalo de comportamiento elástico durante el ensayo de baja intensidad. Se aprecia, también, en la figura 4.23, que la diferencia entre los espectros de resistencia ocurre en la zona de periodos cortos (altas frecuencias), esto se debe a que la señal medida se empieza a distorsionar para frecuencias mayores a 15Hz, figura 4.22.

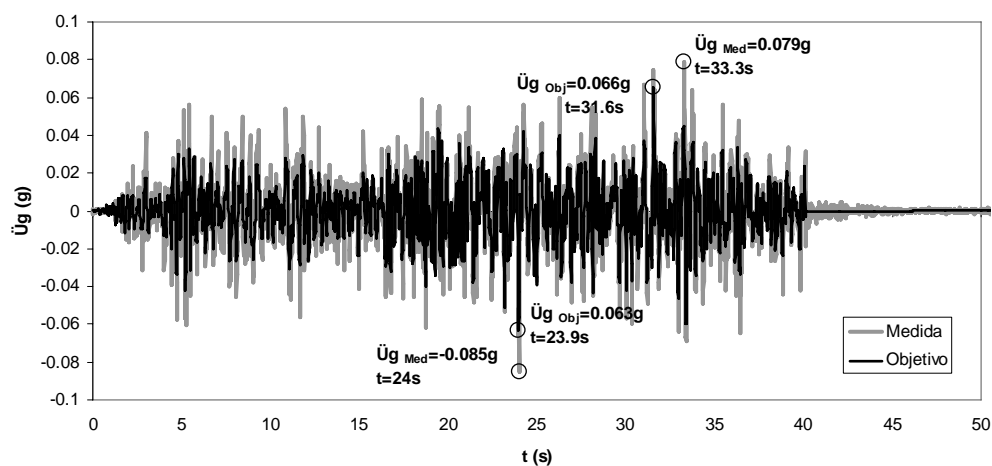


Figura 4.21 Registro de aceleraciones de la señal objetivo y de la señal medida en la mesa vibradora durante el ensayo de baja intensidad

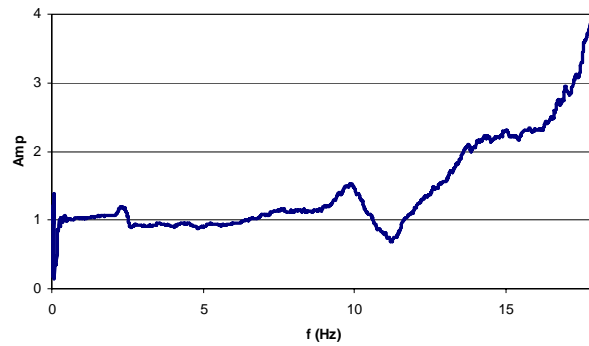


Figura 4.22 Función de transferencia entre la señal objetivo y la señal medida durante en el ensayo de baja intensidad

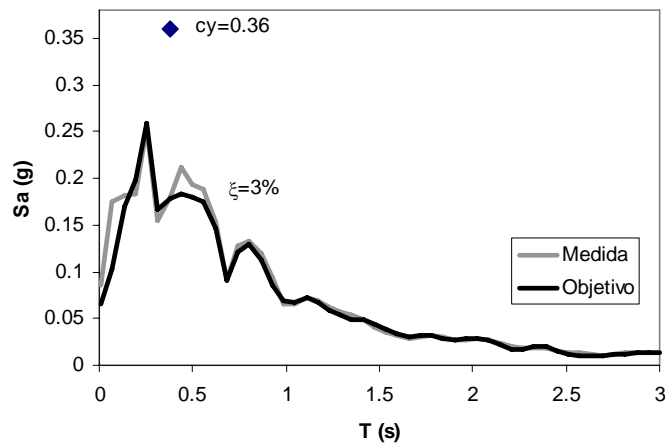


Figura 4.23 Espectro de resistencias de la señal objetivo y la señal medida durante el ensayo de baja intensidad

4.4.2.3 Ensayo de Alta Intensidad

Para este ensayo se empleó la señal del registro sísmico de Llolleo sin escalar con la finalidad que el espécimen incurriera en el intervalo de comportamiento inelástico. En la figura 4.24 se muestra el registro sísmico ingresado a la mesa vibratoria (señal objetivo) y la señal medida en un acelerómetro instalado sobre la mesa vibratoria (señal medida) durante este ensayo, resaltándose los valores máximos. Al igual que en el ensayo de Baja Intensidad, la velocidad de muestreo de la señal medida fue de 100 muestras por segundo. Como se observa, existen diferencias entre las aceleraciones máximas medidas y las aceleraciones máximas objetivo, lo cual se explica con la figura 4.25, donde se muestra la función de transferencia entre la señal objetivo y la señal medida. De esta figura se observa que para este ensayo la mesa vibratoria distorsiona la señal ingresada entre 15 Hz y 25 Hz, introduciendo altas frecuencias en la señal medida lo que se tradujo en el incremento de las aceleraciones. Sin embargo, se considera que esto no afectó el comportamiento del espécimen ya que sus tres primeras frecuencias están fuera del intervalo donde se produce la distorsión. En la figura 4.26 se muestra el espectro elástico de resistencia de la señal objetivo y de la señal medida ambos para una

fracción del amortiguamiento crítico igual a 3% y para una pendiente postfluencia de 0.11 de la pendiente elástica, como se aprecia los espectros obtenidos son muy similares.

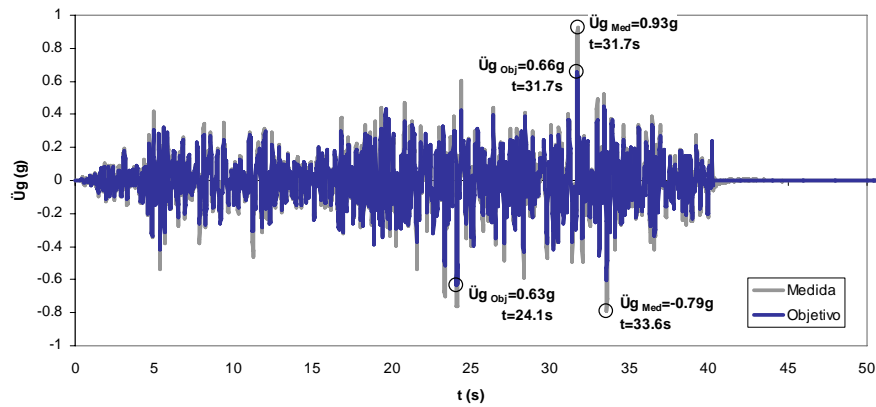


Figura 4.24 Registro de aceleraciones de la señal objetivo y de la señal medida sobre la mesa vibratoria durante el ensaye de alta intensidad

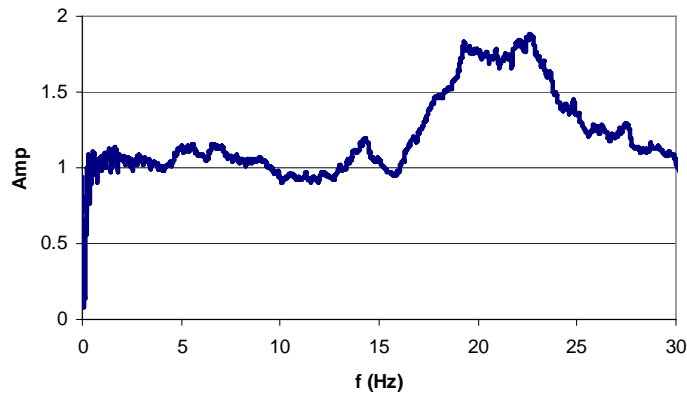


Figura 4.25 Función de transferencia entre la señal objetivo y la señal medida durante el ensaye de alta intensidad

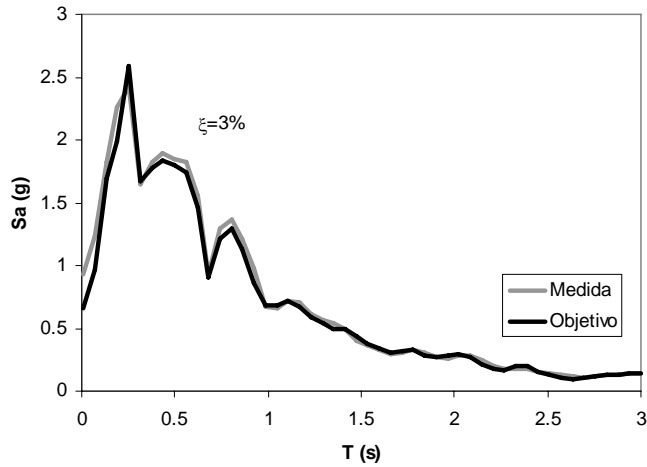


Figura 4.26 Espectro de respuesta de la señal objetivo y de la señal medida sobre la mesa vibratora durante el ensaye de alta intensidad

4.5 RESULTADOS DE LOS ENSAYES REALIZADOS EN EL ESPÉCIMEN

4.5.1 Ensaye de Baja Intensidad

El ensaye de baja intensidad sirvió para identificar las frecuencias medidas del espécimen, figura 4.27. Dicha figura se obtuvo de la función de transferencia calculada con el programa *Degtra* (Ordaz, 2003) entre la señal registrada en el último nivel con respecto a la base. Con líneas verticales discontinuas se indican las frecuencias calculadas del espécimen. Como se puede apreciar, los resultados calculados coinciden con los medidos de manera aceptable; además, estos resultados medidos son similares a los obtenidos en el ensaye de vibración libre. Lo que también se observa de la figura 4.27 es que no se llega a apreciar el tercer modo, esto se debe, como se explicó, a la distorsión que sufre la señal medida para frecuencias mayores a 15 Hz.

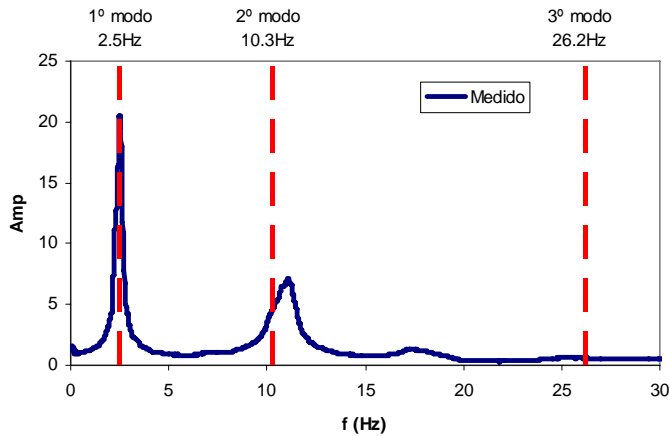


Figura 4.27 Frecuencias calculadas y medidas del espécimen obtenidas durante el ensaye de baja intensidad

Para obtener las formas de modo medidas se empleó el procedimiento planteado por Elgamal (2005) el cual indica que se debe calcular las funciones de transferencia para las aceleraciones registradas en cada nivel respecto a la señal registrada en la base durante el ensaye de baja intensidad y luego emplear el valor de la amplitud y la fase para determinar el signo en cada una de las frecuencias identificadas. Para este fin se empleó el programa de cómputo *Series* (Jaramillo, 2000). La figura 4.28 muestra las formas modales medidas y calculadas, que, como se aprecian, son muy similares, esto indica que el modelo matemático empleado representa adecuadamente la respuesta elástica del espécimen.

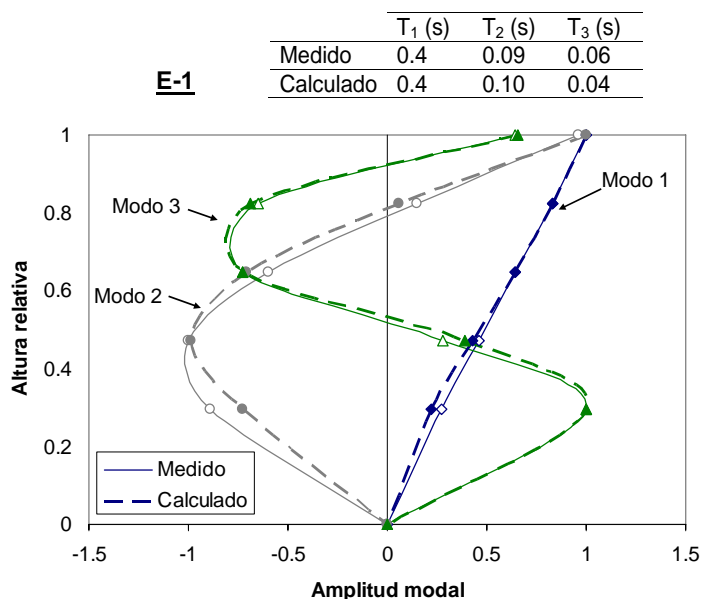


Figura 4.28 Formas de modo medidas y calculadas para el espécimen E-1

Identificación de las fracciones de amortiguamiento

Para obtener los porcentajes de amortiguamiento crítico, ξ , para los modos de vibrar se empleó el procedimiento propuesto por Rodríguez et al. (2006) que plantea que, para un modo dado, se debe comparar el error producido entre la respuesta teórica de sistemas de un grado de libertad (gdl), para varios niveles de amortiguamiento, y la respuesta experimental de un sistema de un gdl. El valor de amortiguamiento correspondiente al menor error será el amortiguamiento para ese modo. A continuación se describe el planteamiento del procedimiento.

Sea la ecuación diferencial del movimiento para un sistema de n grados de libertad:

$$[M]\{\ddot{U}(t)\} + [C]\{\dot{U}(t)\} + [K]\{U(t)\} = -[M]\{1\}\ddot{u}_g(t) \quad (4.9)$$

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 aceleración relativos medidos con respecto a la base, $\ddot{u}_g(t)$ es la aceleración en la base del espécimen y $\{1\}$ es un vector columna con todos sus elementos iguales a 1.

La ecuación 4.9 se puede desacoplar en n ecuaciones diferenciales, Ec. 4.10, correspondientes a n grados de libertad (Chopra, 2001), dichos grados de libertad están asociados al número de niveles del espécimen:

$$\ddot{q}_i(t) + 2\xi_i\omega_i\dot{q}_i(t) + \omega_i^2q_i(t) = -\gamma_i\ddot{u}_g(t) \quad (4.10)$$

donde $q_i(t)$, $\dot{q}_i(t)$ y $\ddot{q}_i(t)$ es el desplazamiento, velocidad y aceleración, respectivamente, relativos con respecto a la base del i -ésimo grado de libertad; además, ξ_i es el amortiguamiento crítico de este i -ésimo grado de libertad y ω_i su frecuencia asociada. γ_i es el factor de participación del i -ésimo grado de libertad.

El vector de aceleración $\{\ddot{U}(t)\}$ de la ecuación 4.9 se puede representar como:

$$\{\ddot{U}(t)\} = [\phi]\{\ddot{q}(t)\} \quad (4.11)$$

donde $[\phi]$ es la matriz que agrupa las formas de modo del sistema de n grados de libertad que se obtiene del modelo matemático y $\{\ddot{q}(t)\}$ es el vector de aceleraciones de los n grados de libertad desacoplados. El procedimiento plantea que este último vector se puede obtener empleando la ecuación 4.11, donde la matriz $\{\ddot{U}(t)\}$ representa las aceleraciones relativas medidas durante el ensayo y el vector $\{\ddot{q}(t)\}$ se reemplaza de denominación por $\{\ddot{q}^e(t)\}$ que representa las aceleraciones relativas experimentales de los n grados de libertad desacoplados, por lo que de la ecuación 4.11 se obtiene:

$$\{\ddot{q}^e(t)\} = [\phi]^{-1}\{\ddot{U}(t)\} \quad (4.12)$$

Por otro lado, se realizan análisis de modelos de un grado de libertad basadas en la Ec. 4.10, imponiéndoles el registro de aceleraciones medido en la base multiplicado por el factor de participación, $\gamma_i\ddot{u}_g(t)$ y para diversos valores de amortiguamiento. La solución de la ecuación 4.10 para el i -ésimo grado de libertad se denomina aceleración analítica, $\ddot{q}_i^p(t)$. Finalmente se evalúa la diferencia entre la respuesta analítico, $\ddot{q}_i^p(t)$, y la experimental, $\ddot{q}_i^e(t)$, mediante la fórmula denominada $Error_i(t)$, Ec. 4.13, para los diversos valores de amortiguamiento analizados. El menor error corresponderá al amortiguamiento que se considerará para el modo i .

$$Error_i(t) = \left| \frac{\sqrt{\sum_{\tau=t-T_i}^{\tau=t+T_i} (\ddot{q}_i^p(t))^2}}{\sqrt{\sum_{\tau=t-T_i}^{\tau=t+T_i} (\ddot{q}_i^e(t))^2}} - 1 \right| \times 100 \quad (4.13)$$

Esta ecuación es válida para el intervalo $T_i \leq t \leq t_f - T_i$, donde t_f es la duración del movimiento y T_i es el periodo del modo i . En las figuras 4.29 se muestran la distribución del error para los tres primeros modos del espécimen E-1 mediante dos tipos de gráficas, la primera corresponde a una vista tridimensional y la segunda, a curvas de nivel, ambas en la ventana de tiempo donde se presentó la

máxima aceleración en el espécimen durante el ensaye de baja intensidad. En dichas figuras se representa con color oscuro las zonas donde el error es cero, identificándose un amortiguamiento crítico de 1.5% para el primer modo y de 3% para el segundo y tercer modo, aunque este último no logran identificarse claramente. Cabe indicar que el amortiguamiento del primer modo obtenido mediante este procedimiento es similar al calculado de manera aproximada en el ensaye de vibración libre ($\zeta=1.8\%$).

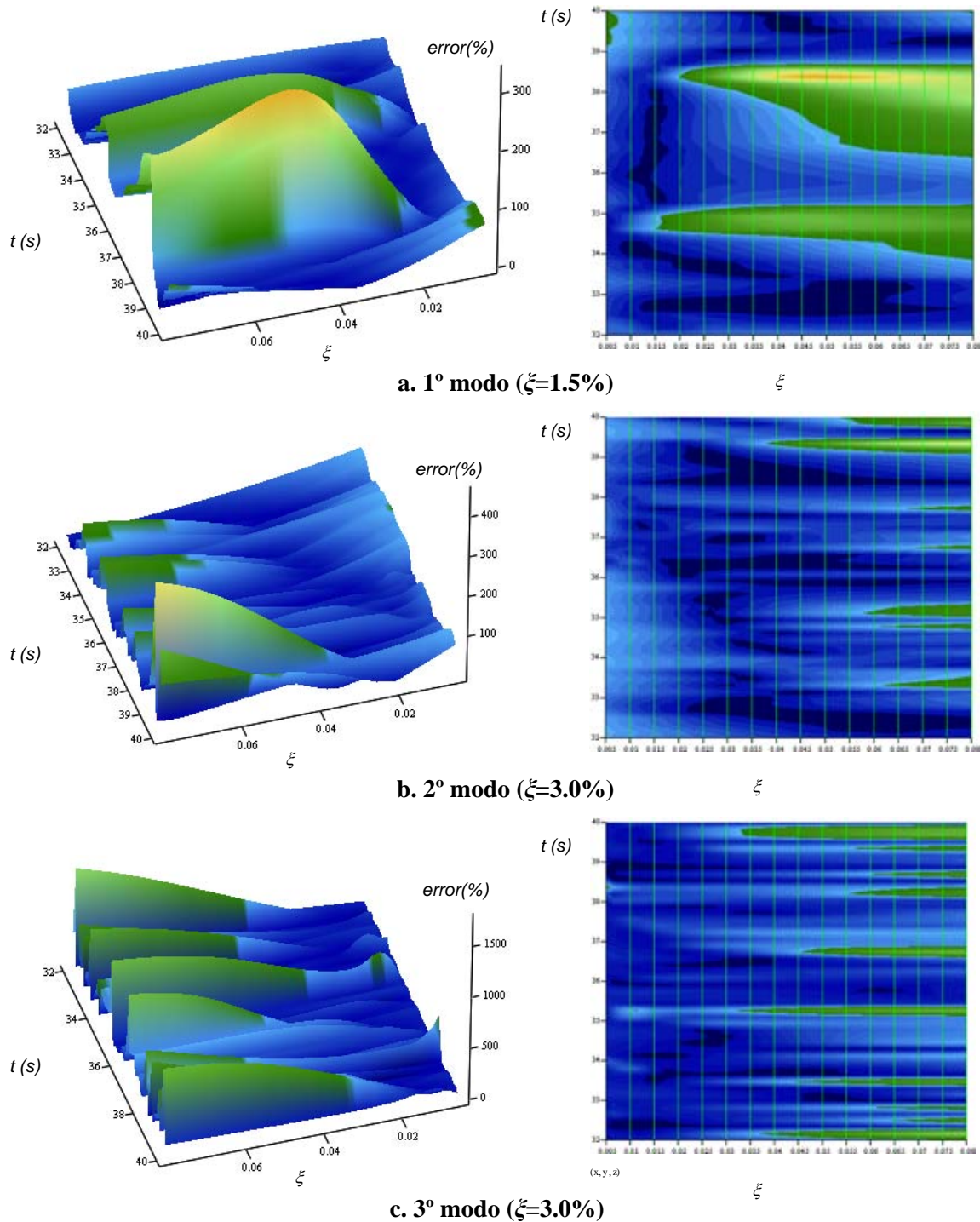
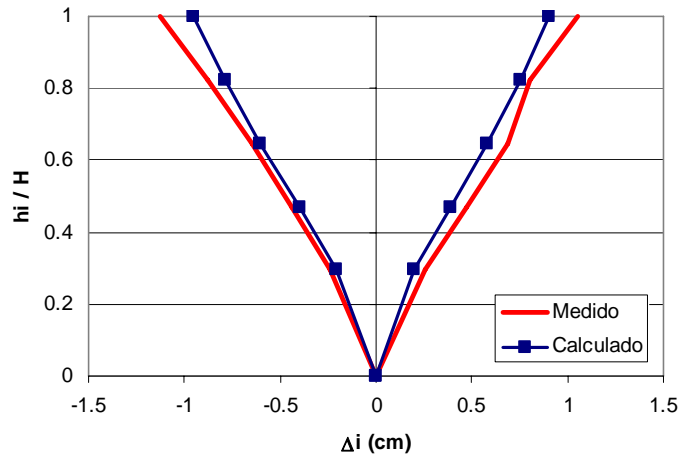
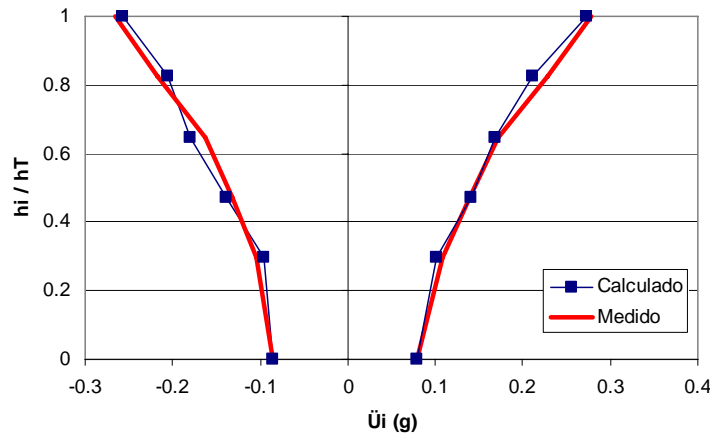


Figura 4.29 Amortiguamientos obtenidos para el espécimen E-1

En la figura 4.30 se muestra las envolventes de desplazamiento relativo a la base (Δ_i) y aceleración absoluta (\ddot{U}_i), medidas y calculadas, durante el ensaye de baja intensidad. En las figuras 4.31 y 4.32 se presenta la historia de desplazamientos relativos a la base (Δ) y la historia de aceleraciones absoluta (\ddot{U}), respectivamente, del 1er nivel y del 5to nivel ambos para la ventana de tiempo de la fase intensa del movimiento. Como se observa, los resultados obtenidos con el modelo matemático son similares a los registrados en el ensaye de baja intensidad, por lo que se puede concluir que el modelo matemático empleado representa de manera aceptable el comportamiento del espécimen.

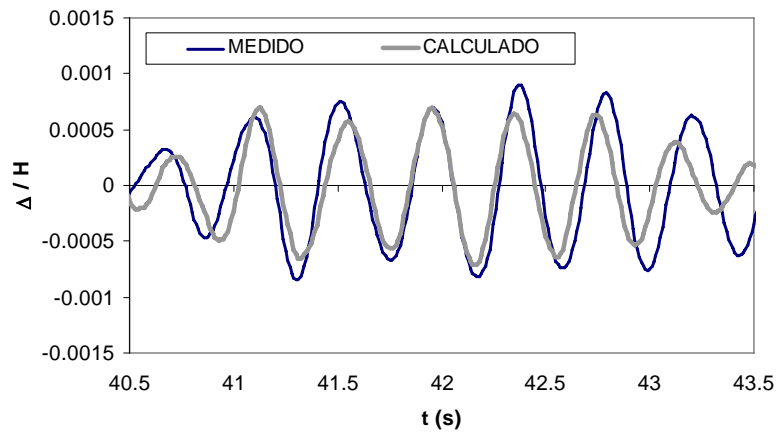


a. Envolvente de desplazamientos

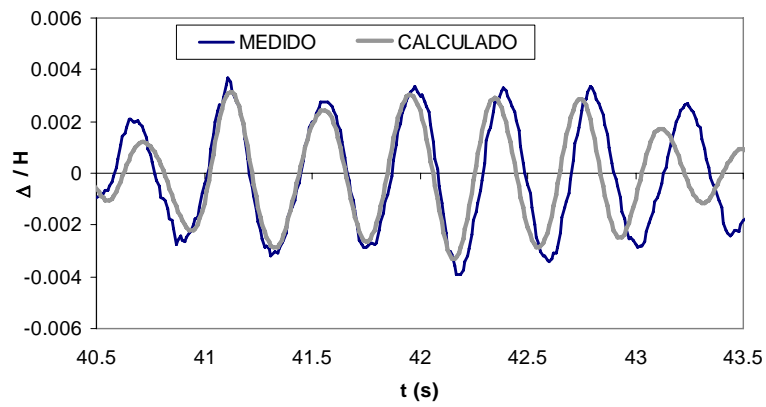


b. Envolvente de aceleraciones

Figura 4.30 Respuesta calculada y medida durante el sismo de baja intensidad

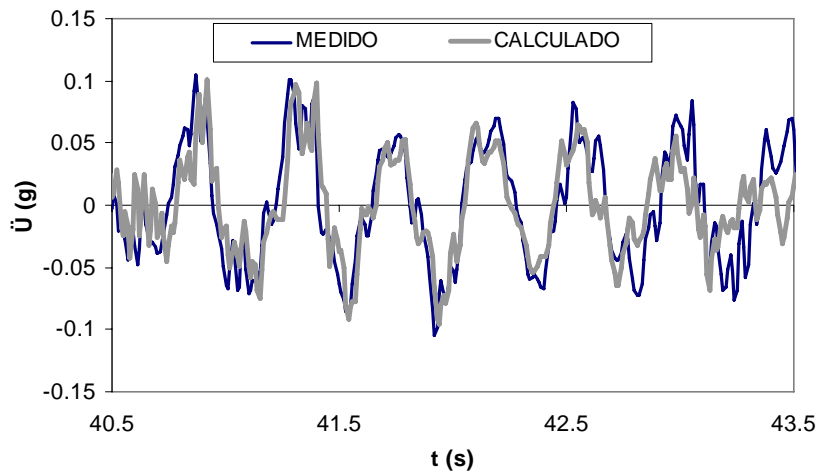


a. 1er nivel

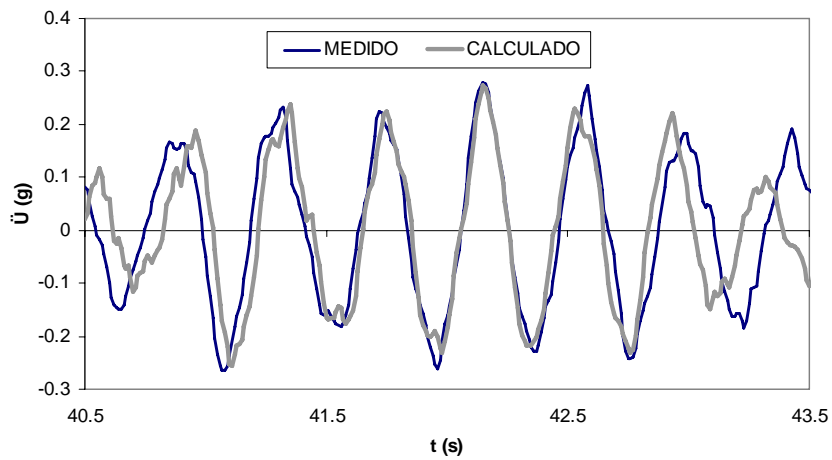


b. 5to nivel

Figura 4.31 Historia de desplazamientos obtenida durante la fase intensa del sismo de baja intensidad



a. 1er nivel

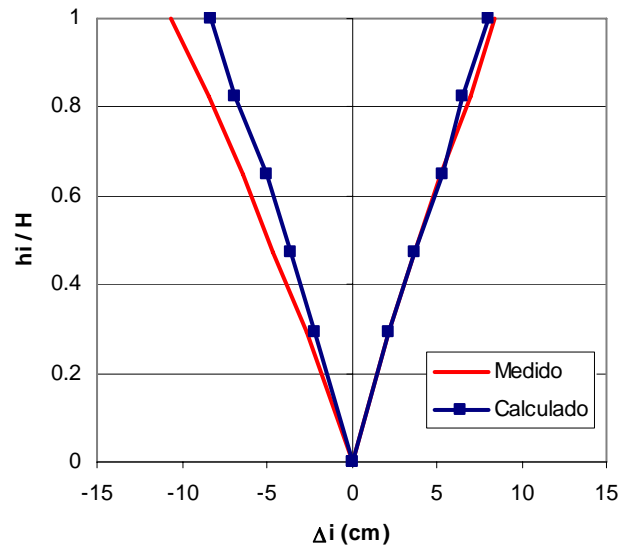


b. 5to nivel

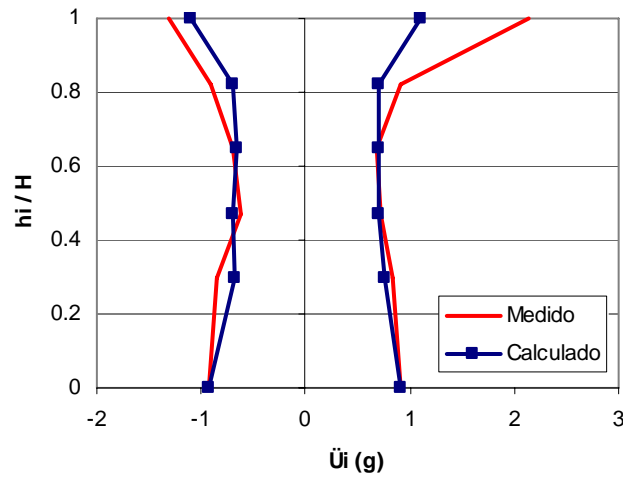
Figura 4.32 Historia de aceleraciones obtenida durante la fase intensa del sismo de baja intensidad

4.5.2 Ensaye de Alta Intensidad

En la figura 4.33 se muestra las envolventes de desplazamiento y aceleración calculadas con el modelo matemático y las medidas durante el ensaye. En dichas figuras, Δ_i , es el desplazamiento del piso i relativo a la base, \ddot{U}_i es la aceleración absoluta del nivel i y h_i / H es la altura relativa del piso i con respecto a su base. En la figura 4.34 se presentan la historia de desplazamientos relativos a la base (Δ) del 1er nivel y del 5to nivel normalizadas con respecto a la altura total del espécimen (H), y en la figura 4.35, la historia de aceleraciones absolutas (\ddot{U}) en la fase intensa del movimiento. Como se observa de las gráficas, el modelo analítico representa de manera aceptable el comportamiento inelástico del espécimen.

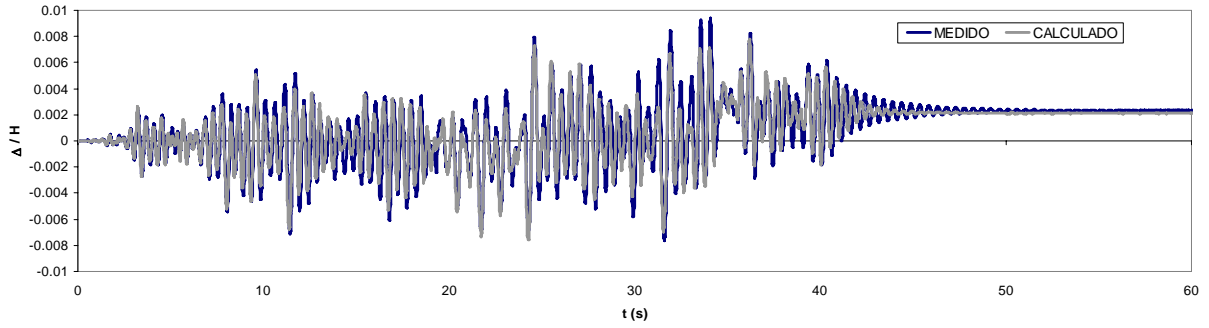


a. Envolverte de desplazamientos

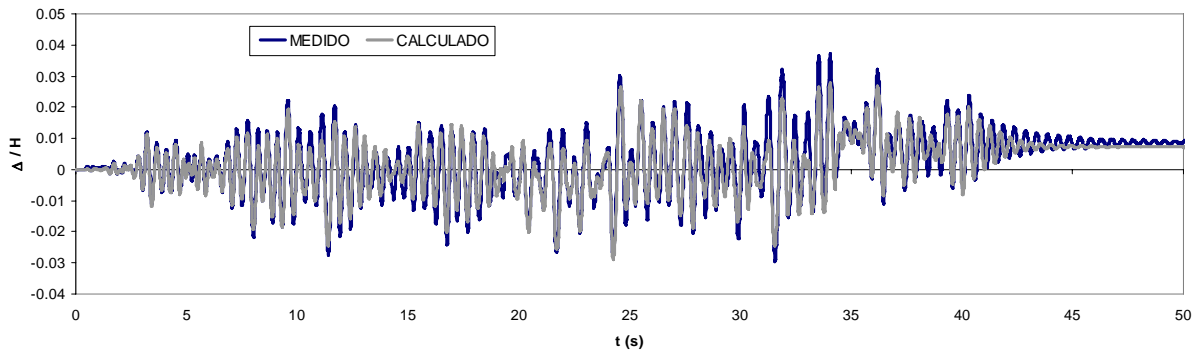


b. Envolverte de aceleraciones

Figura 4.33 Respuesta calculada y medida durante el sismo de alta intensidad

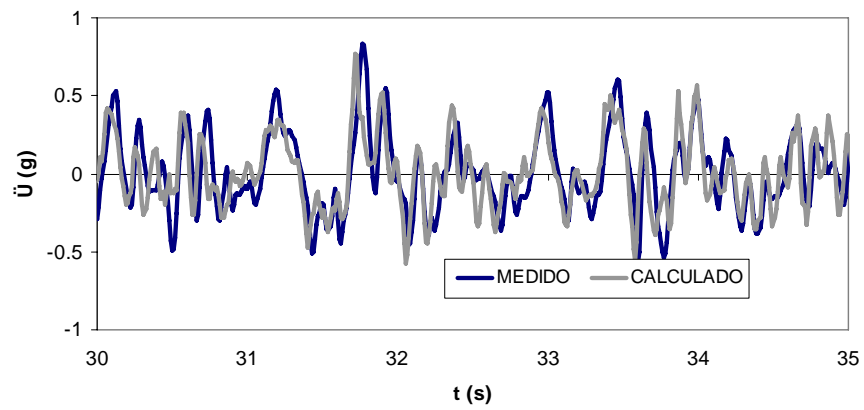


a. 1er nivel



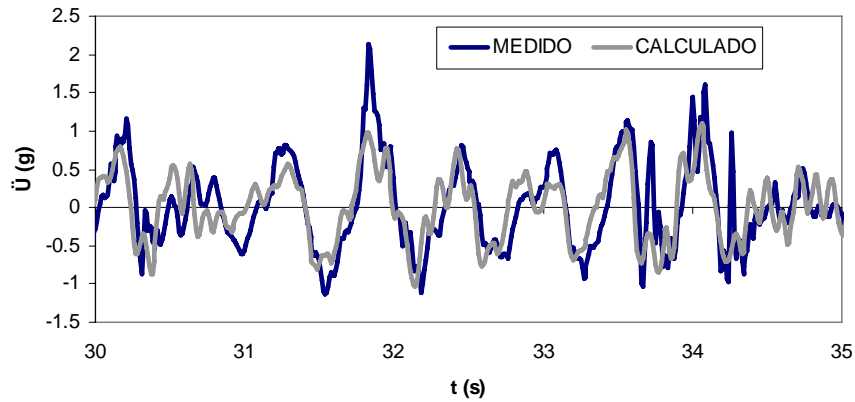
b. 5to nivel

Figura 4.34 Historia de desplazamientos durante el sismo de alta intensidad



a. 1er nivel

Figura 4.35 Historia de aceleraciones obtenida durante la fase intensa del sismo de alta intensidad



b. 5to nivel

Figura 4.35 Historia de aceleraciones obtenida durante la fase intensa del sismo de alta intensidad (Continuación)

En esta sección se incluye además, el espectro de pseudo-aceleraciones del último nivel (PSA) normalizado con respecto a la aceleración máxima del terreno (PGA) obtenido con base en la historia de aceleraciones calculada empleando la respuesta del modelo matemático del espécimen E-1 obtenida del *Ruaumoko* para los sismos de baja (elástico) y alta (inelástico) intensidad, figura 4.36. En esta figura se observa que la reducción de la respuesta elástica ocurre cerca a los periodos de la estructura, mostrados con líneas verticales discontinuas, siendo más importante la que sucede en la vecindad del primer modo alcanzando un valor de aproximadamente 3, mientras que para el segundo modo la respuesta elástica es sólo un 50% mayor que la inelástica. Esto valida las consideraciones empleadas en la propuesta simplificada del primer modo reducido (Rodríguez et al., 2007) y que se emplea en esta investigación para obtener el cortante en el último nivel (sección 2.1.1).

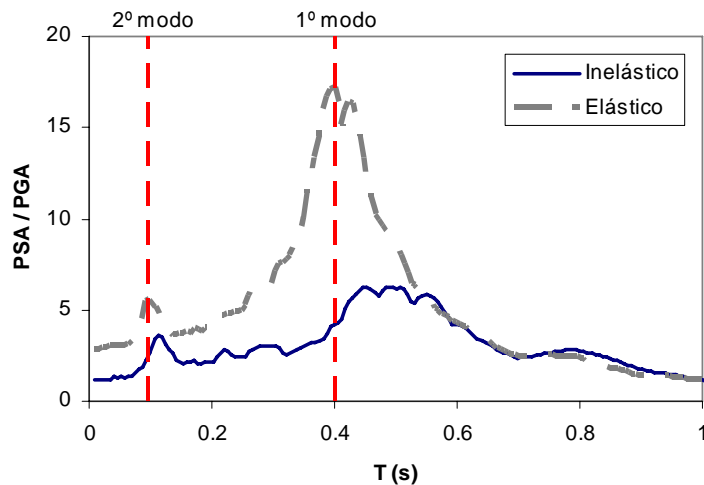


Figura 4.36 Espectro de pseudo aceleración del último nivel

En la figura 4.37 se muestra el momento de volteo en la base del sistema dual (identificado como *Sistema dual*) y del muro (identificado como *Muro*), ambas normalizadas con respecto al momento de volteo máximo (M_{TH}) obtenidas del análisis dinámico no lineal. De esta figura se obtiene que la máxima participación de los muros al momento de volteo en la base (r_w) fue 0.29. Este valor se empleará posteriormente para obtener las envolventes propuestas en este estudio.

Finalmente, en la figura 4.38 se muestra el levantamiento de grietas, después del ensaye de alta intensidad, correspondiente a las cuatro caras del muro. Se observa que la mayor cantidad de grietas se concentran en la parte inferior hasta una altura aproximada de 0.65m lo que equivale a 0.75 de la altura del primer nivel ó 2.5 veces la longitud del muro. En la base del muro, el promedio del ancho de las grietas fue 0.5mm y en los otros niveles, 0.15mm.

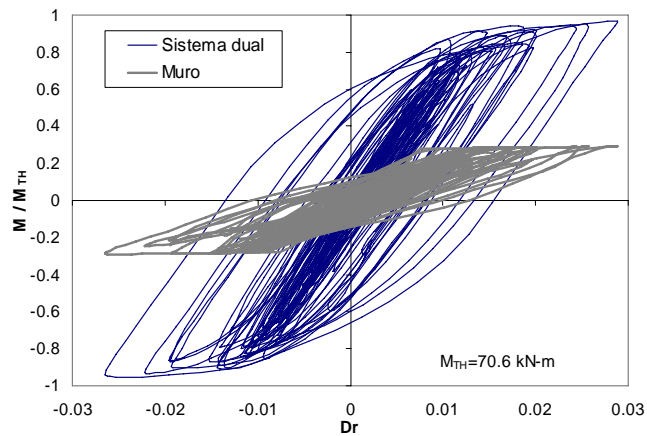


Figura 4.37 Momento de volteo en la base del sistema dual y del muro

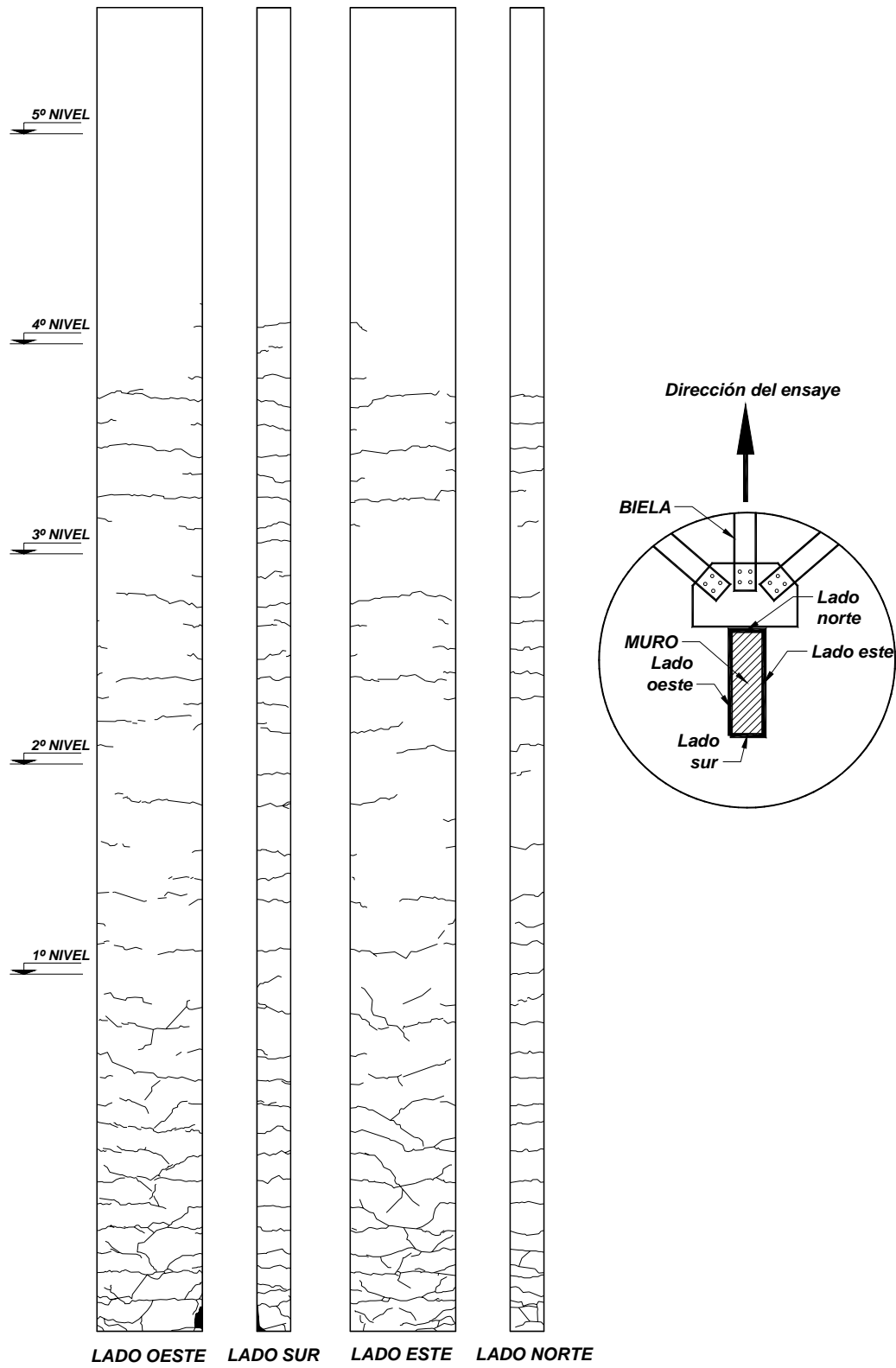


Figura 4.38 Levantamiento de grietas en el muro después del ensaye de alta intensidad

CAPÍTULO 5 CALIBRACIÓN DE LAS ENVOLVENTES PROPUESTAS EN EL PRESENTE ESTUDIO, PROPUESTA DE DISEÑO Y COMPARACIONES

En este capítulo se calibrarán las envolventes de cortantes y momentos de volteo propuestas en esta investigación para los sistemas duales, los muros y los marcos, con los resultados de los análisis dinámicos no lineales de los edificios descritos en los capítulos 3 y 4. En el caso de los especímenes experimentales, se emplearon los resultados de los modelos matemáticos calibrados con su respuesta experimental ya que no fue posible obtener de manera experimental durante el ensaye algunos parámetros como por ejemplo el momento de volteo en el muro, es por esto que es conveniente emplear un modelo matemático calibrado a partir del cual puede obtenerse toda la información necesaria. Para esta calibración se empleó la respuesta de los edificios AC6n-06, AC6n-12 y AC15n-12 ante el registro sísmico LLO15, la respuesta del espécimen E-1 ante el registro sísmico de Llolleo obtenido del ensaye de alta intensidad, la respuesta de los especímenes ES1, ES2 y FW4 ante el movimiento 3 y para el espécimen UCSD su respuesta ante el movimiento Eq4. En el análisis dinámico no lineal de los edificios analizados se consideró que el comportamiento de los elementos de concreto reforzado se representó mediante la regla de histéresis de Takeda-Modificado (Carr, 1998), se concentró la masa del piso al nivel de losa, se incluyeron los efectos P -Delta y se empleó el método de integración de Newmark ($\beta=0.25$) para integrar las ecuaciones del análisis dinámico. Otros parámetros como el intervalo de integración, el porcentaje del amortiguamiento crítico, etc., se consideraron distintos en cada modelo matemático y se describieron en los capítulos 3 y 4.

Finalmente en este capítulo, se expondrá la metodología para obtener dichas envolventes en la ingeniería práctica, así como algunas comparaciones entre los resultados que se obtendrían mediante procedimientos de análisis convencionales y las envolventes propuestas.

5.1 CALIBRACIÓN DE LA PROPUESTA DE ENVOLVENTE DE CORTANTE Y DE MOMENTO DE VOLTEO PARA EL SISTEMA DUAL

Primero, se obtuvieron las envolventes de cortante y momento de volteo propuestas para los edificios estudiados empleando los valores de la tabla 5.1. En esta tabla, C_{ho} , es la ordenada espectral del registro sísmico empleado en cada edificio para el período cero; $m \cdot g$, es el peso de un nivel cualquiera puesto que se consideró que todos los niveles presentaban la misma masa; n , es el número de niveles; S_a , es la ordenada espectral del periodo del primer modo del registro sísmico empleado; R_M , es el factor por el cual se reduce de la respuesta elástica; ζ_1 , es el amortiguamiento asociado al primer modo; y, r_w , es la máxima participación de los muros al momento de volteo en la base obtenido del análisis dinámico no lineal. Es necesario indicar que el espectro de resistencias empleado para los especímenes ensayados se construyó a partir de la señal sísmica registrada en la mesa vibradora y que el período fundamental se obtuvo del modelo matemático que proporcionó la respuesta calculada.

Tabla 5.1 Valores empleados para obtener las envolventes propuestas

Edificio	C_{ho} (g)	$m \cdot g$ (kN)	n	S_a (g)	R_M	ξ_l (%)	r_w
ES1	0.62	4.9	9	1.6	1.85	3	0.03
ES2	0.61	4.9	9	1.6	2.2	3	0.05
E-1	0.92	13.6	5	2.5	3.5	1.5	0.29
AC15n-12	0.96	4606	15	0.8	1.3	5	0.33
FW4	1.32	4.5	10	3.2	3.8	3	0.38
AC6n-12	0.96	3332	6	1.3	1.6	5	0.39
AC6n-06	0.96	3724	6	2.0	2.4	5	0.44
UCSD	0.93	276	7	1.3	2.4	3	0.75

Las figuras 5.1 y 5.2 muestran para cada edificio estudiado, las envolventes de cortantes y momentos de volteo construidas con base en la propuesta que se propone en esta investigación que se identificarán en este estudio como *Propuesta* y las obtenidas del análisis dinámico no lineal que se identificarán como *THA sistema dual*. Los cortantes y momentos de volteo en las figuras 5.1 y 5.2 se encuentran normalizados con respecto al máximo cortante en la base (V_{TH}) y al máximo momento de volteo en la base (M_{TH}), obtenidos, también, del análisis dinámico no lineal. Con respecto a las envolventes de cortantes, figura 5.1, se observa que la propuesta se encuentra razonablemente del lado de la seguridad en los niveles inferiores y subestima la respuesta al algunos pisos superiores; sin embargo, no son significativas (11% en el edificio ES1, 13% en ES2 y FW4, y 15% en AC15n-12). Por otro lado, en las envolventes de momentos de volteo, figura 5.2, la propuesta lleva a resultados razonablemente del lado de la seguridad.

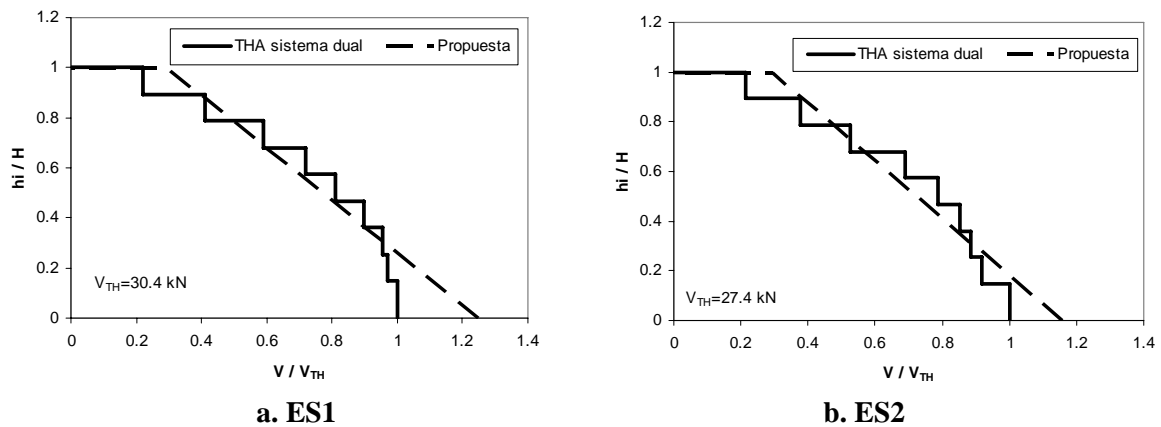
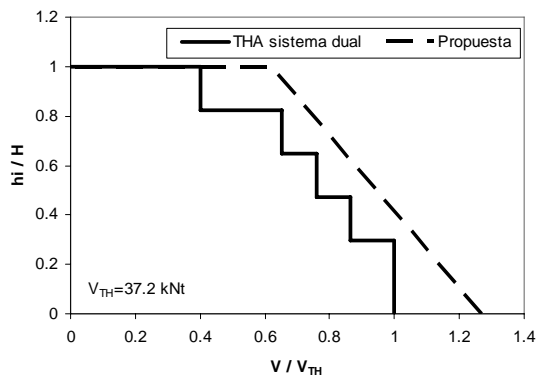
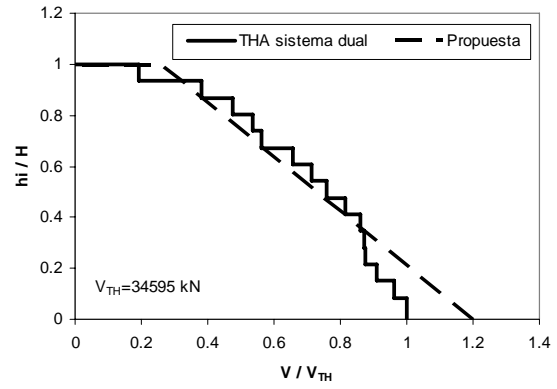


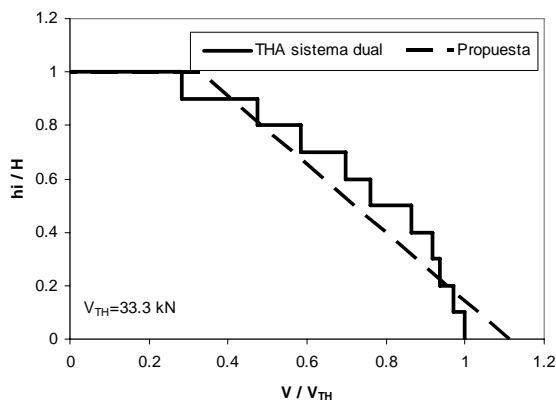
Figura 5.1 Envolvente propuesta y envolvente obtenida del análisis dinámico no lineal para el cortante en el sistema dual



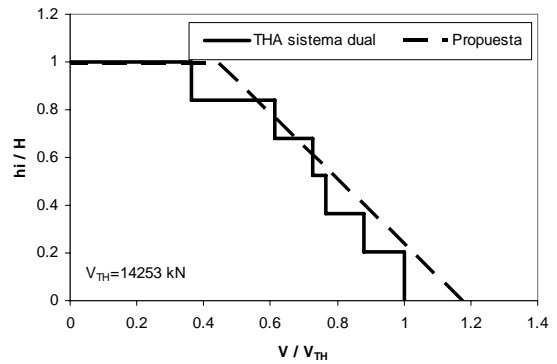
c. E-1



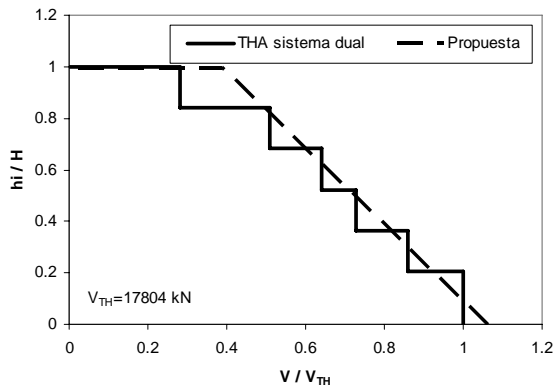
d. AC15n-12



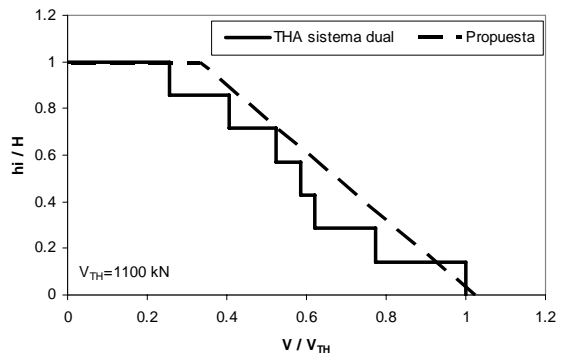
e. FW4



f. AC6n-12

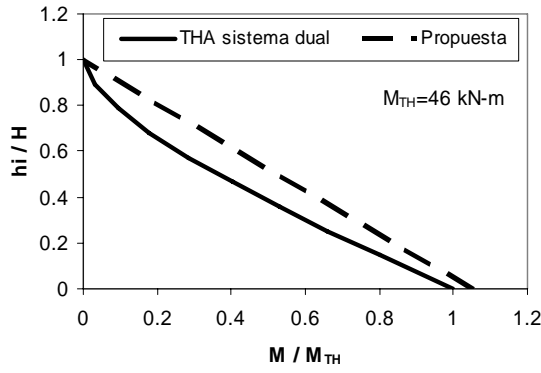


g. AC6n-06

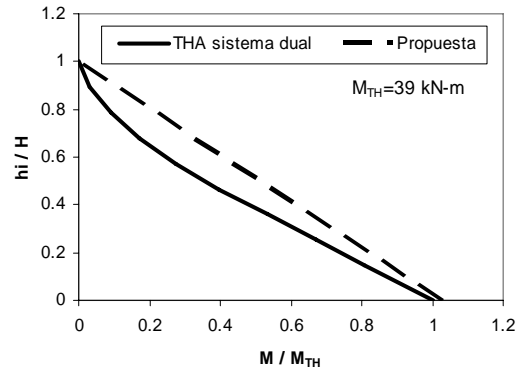


h. UCSD

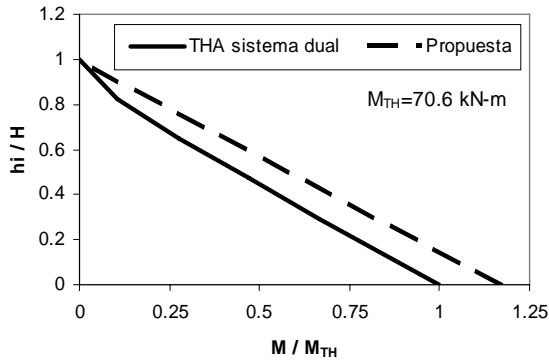
Figura 5.1 Envolvente propuesta y envolvente obtenida del análisis dinámico no lineal para el cortante en el sistema dual (Continuación)



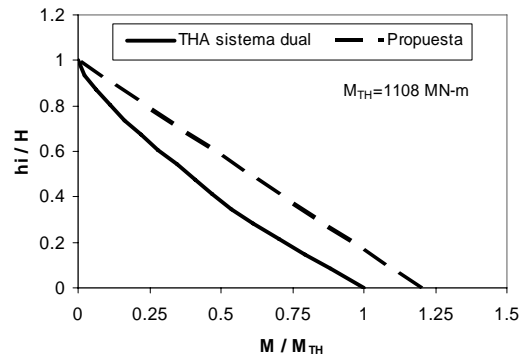
a. ES1



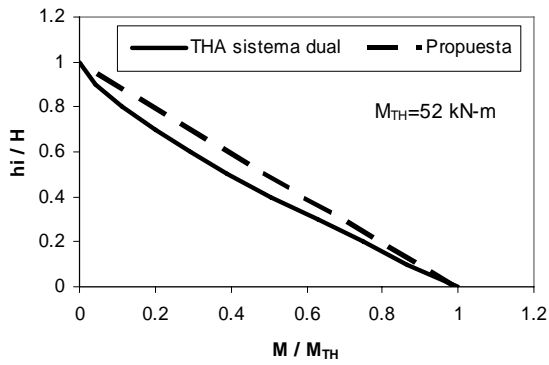
b. ES2



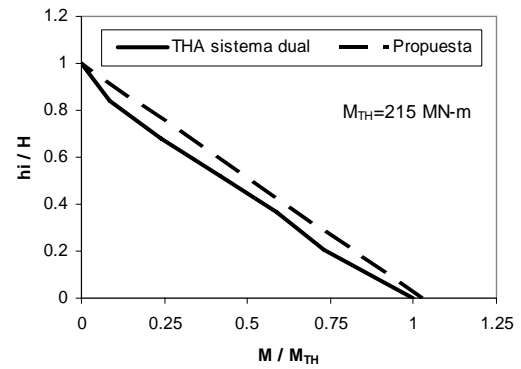
c. E-1



d. AC15n-12



e. FW4



f. AC6n-12

Figura 5.2 Envolvente propuesta y envolvente obtenida del análisis dinámico no lineal para el momento de volteo en el sistema dual

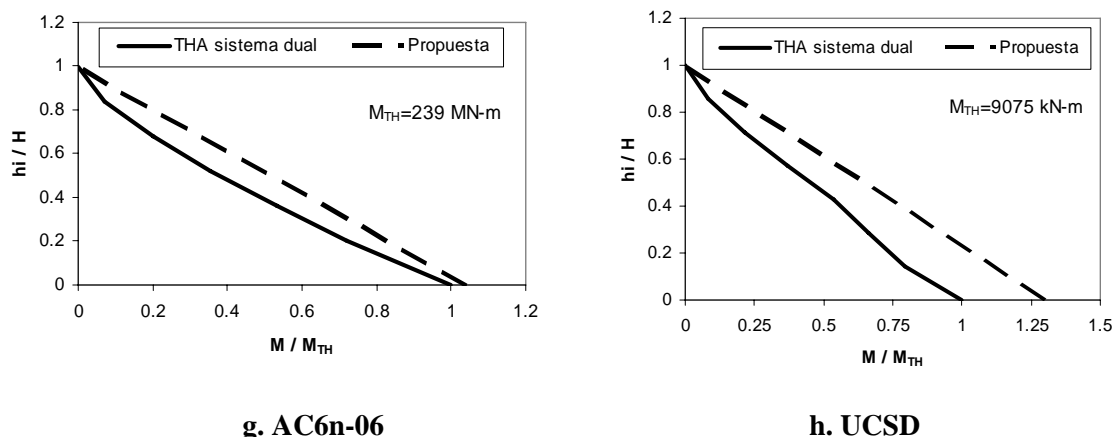


Figura 5.2 Envolvente propuesta y envolvente obtenida del análisis dinámico no lineal para el momento de volteo en el sistema dual (Continuación)

5.2 CALIBRACIÓN DE LA PROPUESTA DE ENVOLVENTE DE CORTANTE Y MOMENTO DE VOLTEO PARA LOS MUROS DE UN SISTEMA DUAL

Las figuras 5.3 y 5.4 muestran las envolventes propuestas de cortantes y momentos de volteo (identificadas como *Propuesta*) y las envolventes obtenidas del análisis dinámico no lineal (identificadas como *THA muro*), ambas para los muros de cada espécimen estudiado, normalizados en cada caso con respecto al máximo cortante en la base del muro (V_{WTH}) y al máximo momento de volteo en la base del muro (M_{WTH}), obtenidos de análisis mencionado.

Se observa que la envolvente propuesta de cortantes para muros se encuentra razonablemente del lado de la seguridad en la mayoría de los casos, subestimando la respuesta sólo en un nivel del edificio ES1, figura 5.3.a. Esto indica que la envolvente propuesta captura la contribución de los modos superiores en el comportamiento dinámico no lineal de los muros en sistemas duales. Además, la diferencia encontrada en el edificio ES1 no es relevante debido a que los muros presentan una baja participación en la respuesta sísmica del sistema estructural ($r_w=0.03$, sección 3) y, en consecuencia, los marcos son el principal sistema resistente a las acciones sísmicas.

En los especímenes E-1 y FW4, figuras 5.3.c y 5.3.e, la envolvente de cortantes obtenida del análisis dinámico no lineal, muestra que el cortante en el último nivel del muro no corresponde a la tendencia de los niveles inferiores, por el contrario se incrementa. Esto se debe al tipo de configuración estructural que presentan dichos especímenes que corresponde a muros que se conectan al marco con bielas. Para este tipo de configuración estructural, la propuesta de envolvente de cortantes sobreestima la respuesta no lineal principalmente en los pisos intermedios, ya que la propuesta se construye a partir de los cortantes en la base y el último nivel. Sin embargo, la propuesta de envolventes de cortantes para muros a pesar de estar sobreestimada se considera aceptable, ya que los muros representan el principal sistema resistente a los sismos en estos especímenes ($r_w=0.29$ para E-1, sección 4.5.2, y $r_w=0.38$ para FW4, sección 3.2.1.2) por lo que se debe evitar su falla por cortante. En los otros edificios, la sobreestimación en los niveles intermedios es menor, sin embargo, las envolventes propuestas están siempre del lado de la seguridad.

La figura 5.4 muestra resultados de envolventes de momentos de volteo, para los casos de la propuesta y análisis dinámicos no lineales. Se observa que los resultados obtenidos con la propuesta están del lado de la seguridad con respecto a los resultados dinámicos no lineales para la mayoría de los edificios analizados, a excepción del espécimen ES1, figura 5.4.a, en el cual se observa que se subestima la respuesta dinámica no lineal en algunos pisos intermedios. Sin embargo, la propuesta de envolvente de momentos de volteo se considera aceptable, debido a que en este espécimen los muros presentan una baja participación en la respuesta sísmica del espécimen ($r_w=0.03$, sección 3) y, en consecuencia, los marcos son el principal sistema resistente a las acciones sísmicas. Al igual que en los cortantes, la envolvente propuesta representa de manera razonable la contribución de los modos superiores. En algunos especímenes parecería que la propuesta sobreestima la respuesta dinámica no lineal. Sin embargo, estas diferencias se deben interpretar considerando que la altura mencionada corresponde a la combinación del efecto de modos superiores y de la altura adicional requerida para tomar en cuenta la interacción entre el cortante y la flexión en la base del muro.

Finalmente, con base en los argumentos anteriores, para propósitos de diseño se recomienda emplear para muros de un sistema dual, la envolvente para cortantes y momentos de volteo en muros propuesta en esta investigación.

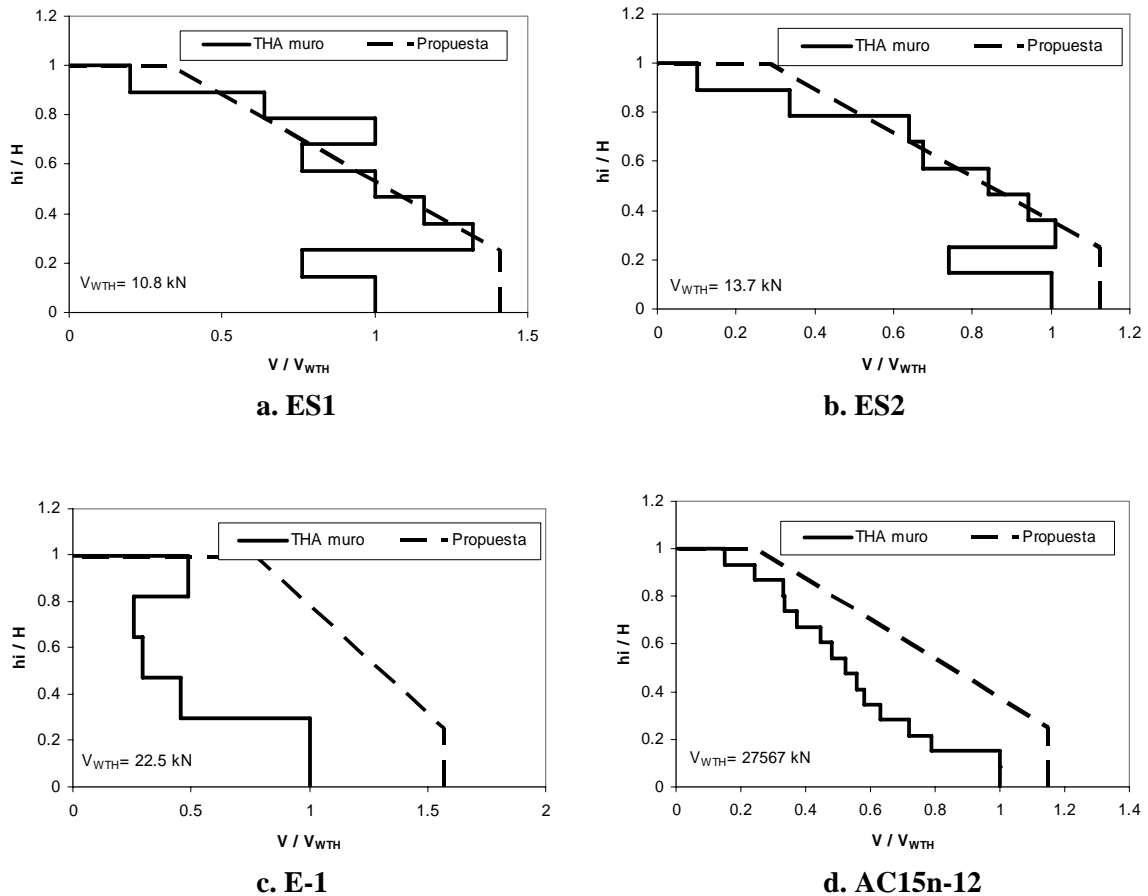


Figura 5.3 Envolvente propuesta y envolvente obtenida del análisis dinámico no lineal para el cortante en el muro

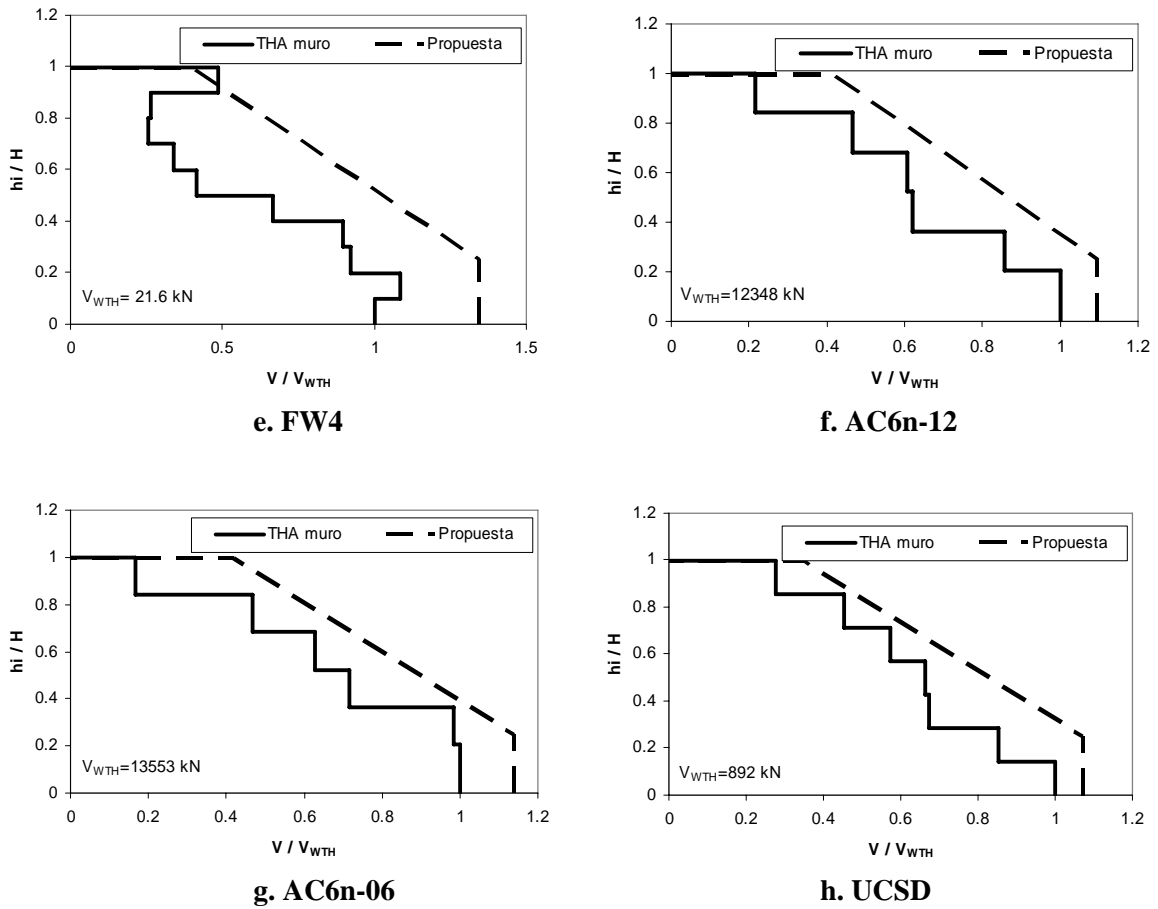


Figura 5.3 Envolvente propuesta y envolvente obtenida del análisis dinámico no lineal para el cortante en el muro (Continuación)

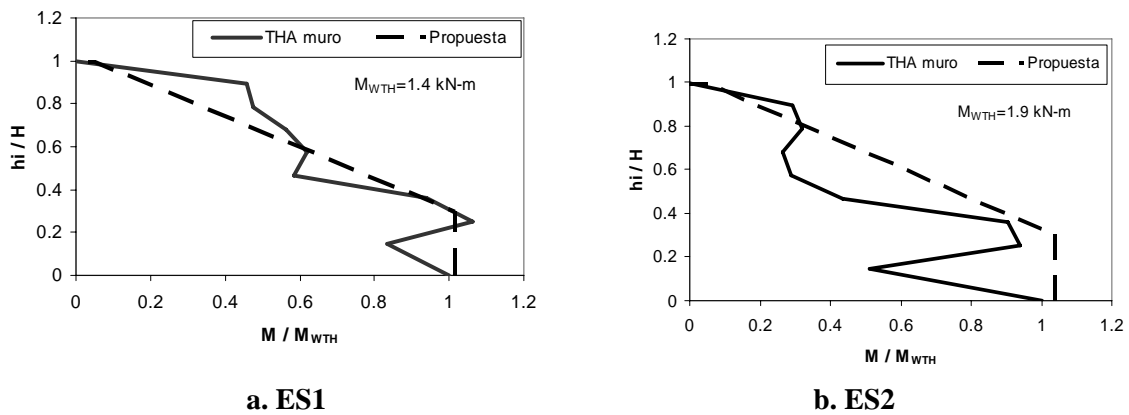
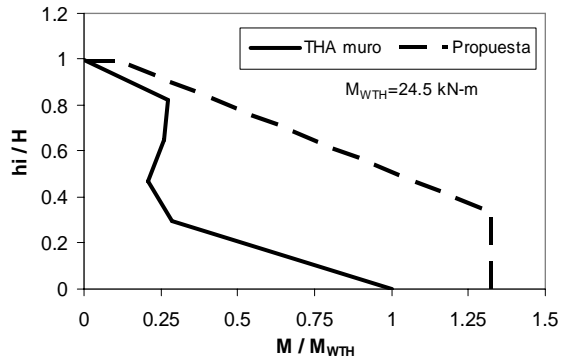
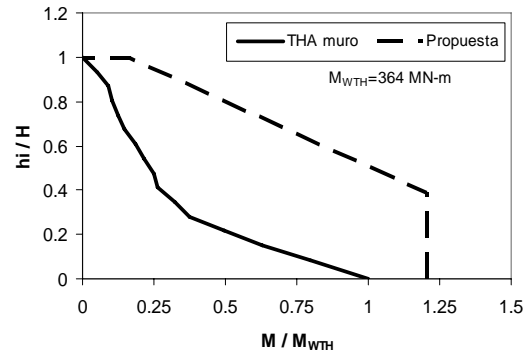


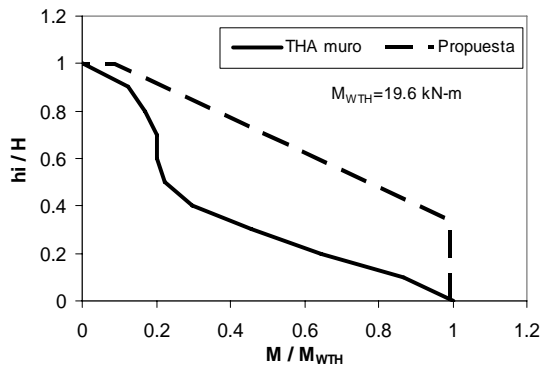
Figura 5.4 Envolvente propuesta y envolvente obtenida del análisis dinámico no lineal para el momento de volteo en el muro



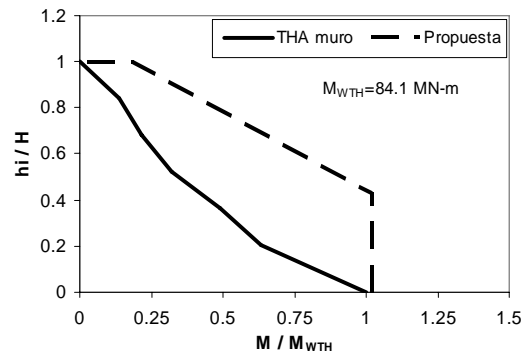
c. E-1



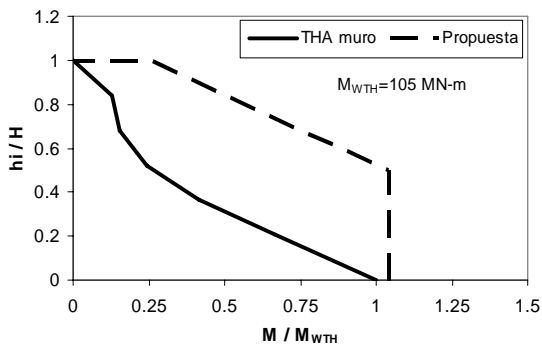
d. AC15n-12



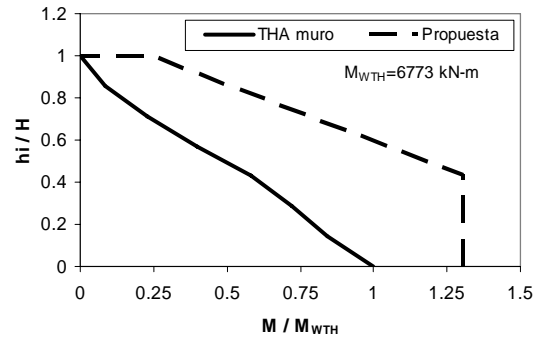
e. FW4



f. AC6n-12



g. AC6n-06



h. UCSD

Figura 5.4 Envolvente propuesta y envolvente obtenida del análisis dinámico no lineal para el momento de volteo en el muro (Continuación)

5.3 CALIBRACIÓN DE LA PROPUESTA DE ENVOLVENTE DE CORTANTE PARA MARCOS

La figura 5.5 muestra la propuesta de envolvente de cortantes (identificadas como *Propuesta*) y la obtenida del análisis dinámico no lineal (identificadas en los gráficos como *THA marco*), ambas para los marcos de cada espécimen estudiado, normalizados con respecto al máximo cortante en la base del marco (V_{FTH}), obtenidos de análisis mencionado. Cabe mencionar que como el espécimen UCSD no tiene marcos, sus resultados no se incluyen en este capítulo.

En la figura 5.5 se observa que la envolvente propuesta está del lado de la seguridad para la mayoría de los casos estudiados, a excepción del espécimen FW4, figura 5.5.e. En este espécimen, aunque la propuesta de envolvente de cortantes subestima la respuesta en algunos niveles (aproximadamente 25% en el último nivel y 5%, en promedio, en el resto) se puede considerar la propuesta como aceptable ya que para este caso el comportamiento sísmico de este espécimen está regido principalmente por los muros ($r_w=0.38$).

En los otros edificios, parecería que se sobreestima la respuesta dinámica no lineal, sin embargo, es necesario recordar, que la correlación realizada para los cortantes en los marcos, tanto para la base como para el último nivel, se basó en expresiones simplificadas cuyo objetivo era cubrir la mayor cantidad de los edificios estudiados, por lo que, en algunos casos se esperaba que la propuesta sobreestime la respuesta dinámica no lineal. Además, en un sistema estructural del tipo dual donde la participación de muros es relevante, son éstos los que controlan la respuesta sísmica, mientras que los marcos son elementos que, principalmente, resistirán las cargas gravitacionales. Esto no significa que en un sistema dual su diseño sísmico carezca de importancia, sino que es menos relevante en este caso que el correspondiente a los muros del sistema dual.

Finalmente, se puede considerar que la envolvente propuesta para cortantes en marcos es factible de ser empleada para propósitos de diseño.

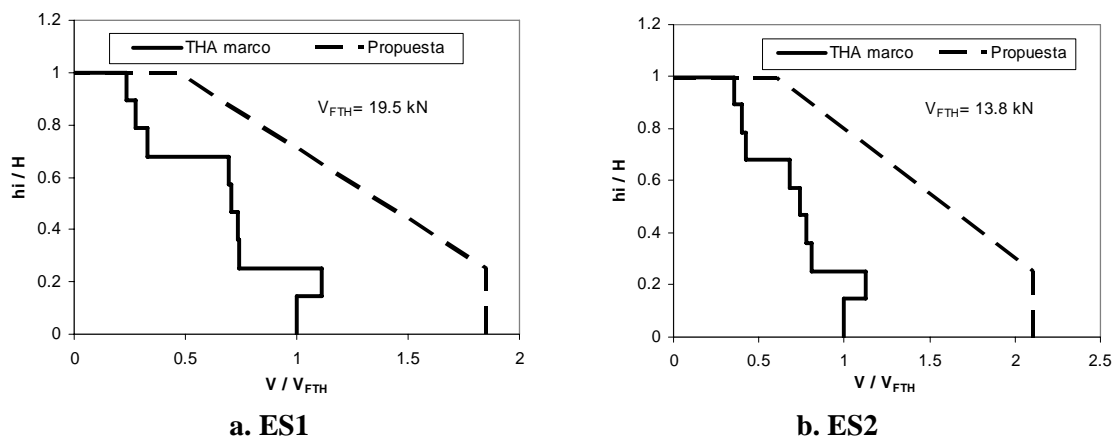
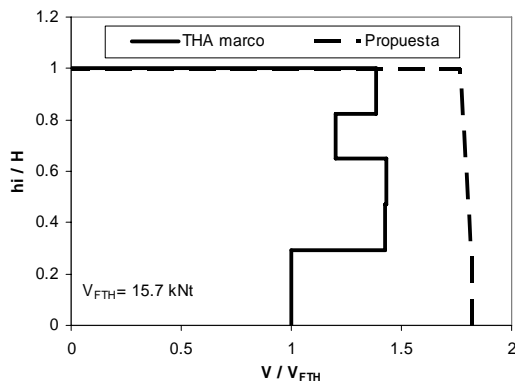
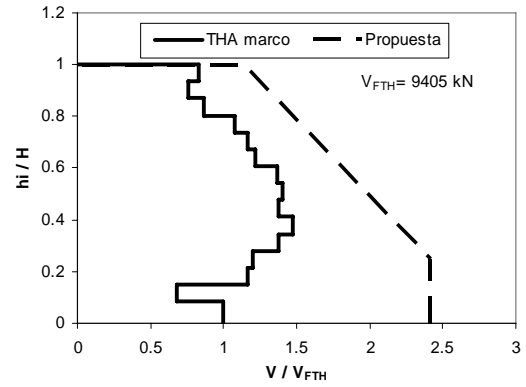


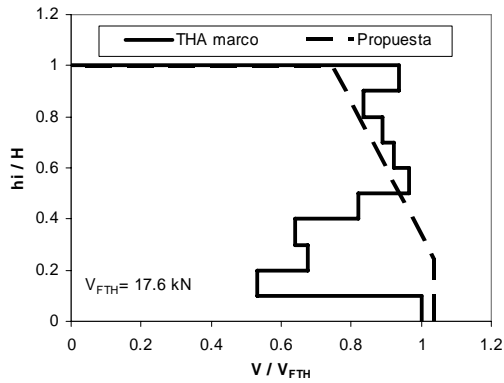
Figura 5.5 Envolvente propuesta y envolvente obtenida del análisis dinámico no lineal para el cortante en los marcos



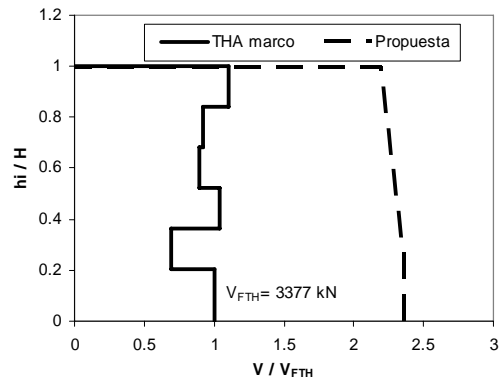
c. E-1



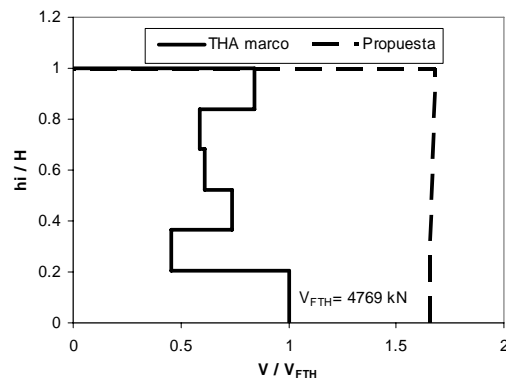
d. AC15n-12



e. FW4



f. AC6n-12



g. AC6n-06

Figura 5.5 Envolvente propuesta y envolvente obtenida del análisis dinámico no lineal para el cortante en los marcos (Continuación)

5.4 PROCEDIMIENTO PARA OBTENER LAS ENVOLVENTES EN LA INGENIERÍA PRÁCTICA

Las calibraciones efectuadas entre las envolventes propuestas y la respuesta dinámica no lineal de los edificios estudiados se realizaron empleando parámetros obtenidos de este último análisis y del registro sísmico empleado.

Para propósitos de aplicación en la ingeniería práctica, se deben plantear las equivalencias necesarias para hacerlos compatibles con los del diseño común y de esta manera poder calcular las envolventes que se plantean en esta investigación.

Para esto se emplea el espectro elástico de diseño (*ED*), figura 5.6, en lugar del espectro de respuesta de una señal sísmica. Dicho espectro de diseño es el propuesto por los reglamentos de diseño sísmico y que, comúnmente, está calculado para una fracción del amortiguamiento crítico de 5%. De este espectro de diseño se obtienen los valores de S_a y C_{ho} . El valor de S_a se calcula con base en un período fundamental aproximado (T_1) y C_{ho} es la ordena espectral para periodo cero.

El parámetro R_M , que relaciona la respuesta elástica e inelástica, es en este caso el factor por el cual se reduce el espectro elástico de diseño (figura 5.6) y el valor del parámetro r_w , que representa la participación de los muros al momento de volteo en la base, se definirá con base en el comportamiento deseado para el edificio ya que es este parámetro el que controla la respuesta sísmica.

Es necesario indicar que el factor R_M expresa la reducción del espectro elástico de diseño con objeto de obtener un comportamiento inelástico en un edificio e involucra implícitamente los factores de sobrerresistencia (Ω) y ductilidad (μ). Para el caso de México, donde los espectros de diseño de las NTCS para el Estado de Guerrero y para la ciudad de México ya están reducidos por el factor de sobrerresistencia, el factor R_M empleado en este estudio se reemplazará por el factor de comportamiento sísmico, Q , empleado en estos reglamentos.

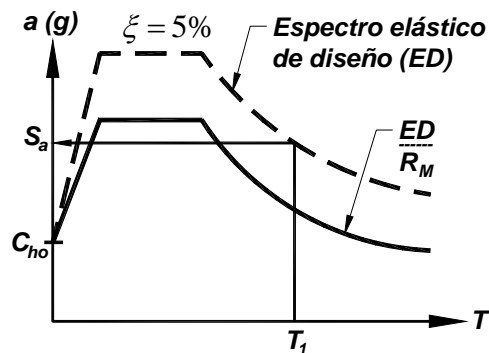


Figura 5.6 Valores empleados para el cálculo de las envolventes de diseño

5.5 COMPARACIONES ENTRE LOS RESULTADOS DE ANÁLISIS CONVENCIONALES EMPLEADOS EN LA PRÁCTICA PROFESIONAL Y LAS ENVOLVENTES PROPUESTAS EN ESTE ESTUDIO

En esta sección se evalúan las diferencias entre las envolventes propuestas y los resultados de los análisis convencionales para los modelos analíticos de edificios (AC6n-06, AC6n-12 y AC6n-15) diseñados con base en las NTCS (1989) del Estado de Guerrero. Además, para conocer si estas diferencias están o no del lado de la seguridad, se compararán con las diferencias obtenidas de las calibraciones realizadas en las secciones 5.1, 5.2 y 5.3.

Los análisis elásticos convencionales se realizaron empleando el programa de cómputo ETABS (Computer and Structures, Inc., 2003), con las consideraciones expuestas en las NTCS (1989). Las envolventes propuestas se construyeron a partir del espectro de diseño elástico del Municipio de Acapulco (Zona D) del Estado de Guerrero, suelo tipo II, figura 3.3, utilizado en el diseño sísmico de los edificios mencionados. Como se observa de la figura 3.3, el espectro de diseño presenta una zona plana entre los periodos cero y 1.2s, por lo que, para calcular el valor C_{ho} correspondiente a periodo cero y hacer compatible la propuesta de envolventes con este tipo de espectros, se consideró que el parámetro C_{ho} es igual a la ordenada espectral dividida entre 2.5, según lo indicado en la sección 2.1.2 de esta investigación.

La tabla 5.2 muestra los datos necesarios para calcular las envolventes propuestas. En esta tabla, T_1 , es el período fundamental del edificio obtenido con el programa ETABS (Computer and Structures, Inc., 2003), H , es la altura total del edificio y los otros parámetros se definieron anteriormente. Además, se consideraron los parámetros $\eta_1=8/5$ y $\eta_2=1.75$ (Rodríguez et al., 2007).

Es necesario indicar que el parámetro r_w empleado en la propuesta de envolventes se obtuvo de un análisis dinámico no lineal y dado que los análisis empleados mediante procedimientos convencionales son lineales, su cálculo puede llevar a confusión. Sin embargo, de la correlación de los parámetros r_w , definido anteriormente, y r_{WE} , que corresponde a la participación de los muros obtenido de un análisis dinámico elástico, figura 5.7, se puede observa que el parámetro r_{WE} es similar al r_w , por lo tanto, se puede emplear este último en un análisis convencional que emplea procedimientos elásticos. En dicha figura se muestra la recta de aproximación propuesta que corresponde a la relación $r_w=r_{WE}$.

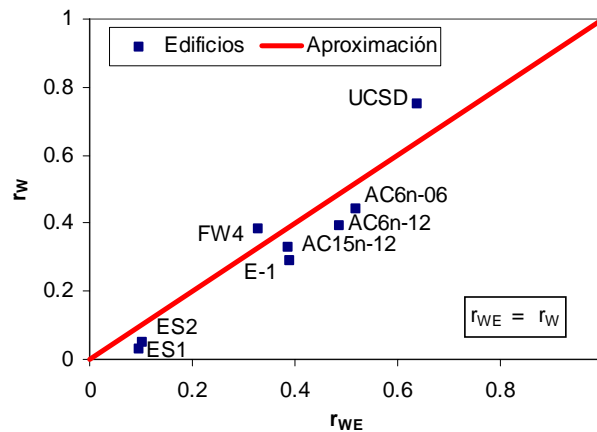


Figura 5.7 Correlación entre los parámetros r_w y r_{WE}

Para el caso de las comparaciones realizadas en esta sección, se ha obtenido el parámetro r_w y el periodo T_I del análisis realizado empleando el programa ETABS (Computer and Structures, Inc., 2003). Se observa que los valores del parámetro r_w mostrados en la tabla 5.1 y del parámetro r_{WE} de la tabla 5.2 obtenidos del análisis dinámico no lineal y del análisis convencional, respectivamente, son similares, encontrándose diferencias de 2%, 13% y 14%, para los edificios AC6n-06, AC6n-12 y AC15n-12, respectivamente.

Tabla 5.2 Parámetros empleados para calcular las envolventes propuestas

Edificio	C_{ho} (g)	T_I (s)	$m \cdot g$ (kN)	n	S_a (g)	Q	H (m)	r_{WE}
AC6n-06	0.344	0.52	3724	6	0.86	2	22	0.45
AC6n-12	0.344	0.77	3332	6	0.86	2	22	0.44
AC15n-12	0.344	1.24	4606	15	0.86	2	53.5	0.29

En la tabla 5.3 se muestran los valores de cortantes y momentos de volteo necesarios para construir las envolventes propuestas obtenidos empleando los parámetros de la tabla 5.2. Los parámetros indicados en la tabla 5.3 se definieron en el capítulo 2.

Tabla 5.3 Resultados obtenidos empleando las expresiones aproximadas

Edificio	V_T (kN)	V_B (kN)	M_V (MN-m)	V_{WT} (kN)	V_{WB} (kN)	M_W (MN-m)	V_{FT} (kN)	V_{FB} (kN)
AC6n-06	3065	9608	126.8	2510	7868	57.1	3545	3919
AC6n-12	2750	8597	113.5	2239	7001	49.9	3193	3602
AC15n-12	4300	29709	953.6	3155	21802	276.6	5080	17773

Para los edificios estudiados en esta sección, se muestran en las figuras 5.9, 5.10 y 5.11 las envolventes propuestas de cortantes y momentos de volteo (identificadas como *Propuesta*) y las envolventes obtenidas del análisis convencional (identificadas como *ETABS*), normalizadas con respecto a V_{MAX_SD} (cortante máximo en la base del sistema dual), $M_{V_MAX_SD}$ (momento de volteo máximo en la base del sistema dual), V_{MAX_W} (cortante máximo en la base del muro), $M_{V_MAX_W}$ (momento de volteo máximo en la base del muro obtenido) y V_{MAX_F} (cortante máximo en la base del marco obtenido), según sea el caso, todas obtenidas del análisis convencional.

Para el sistema dual se observa que la propuesta de envolvente de cortantes subestima la respuesta del análisis convencional en menos del 14% para los edificios AC6n-06 y AC6n-12, lo cual puede considerarse como aceptable. Sin embargo, en el edificio AC15n-12, la propuesta sobreestima al análisis convencional en los niveles inferiores (figura 5.11.a), alcanzando una diferencia del 40% en la base. Sin embargo, la comparación de resultados de la propuesta y del análisis dinámico no lineal (figura 5.1.d) indica que esta sobreestimación en la base no supera el 20%. Lo cual sugiere que la propuesta está más cercana al comportamiento dinámico no lineal que un análisis convencional.

Con respecto a la envolvente de momentos de volteo propuesta y la obtenida del análisis convencional en el sistema dual, se aprecia que se subestima la respuesta en aproximadamente 10% en los pisos inferiores para los edificios AC6n-06 y AC6n-12, figuras 5.9.a y 5.10.a, respectivamente. Esta subestimación se explica mediante la figura 5.8, donde se muestran las fuerzas (F) aplicadas a un edificio en un análisis estático convencional (figura 5.8.a) y las que se emplearon para desarrollar la propuesta de envolvente de cortante en la base en el análisis paramétrico del capítulo 2 según los modelos simplificados tipo cortante, figura 5.8.b. En las figuras mencionadas, V , es la resultante de las fuerzas (F) y se ubica a una altura $2 \cdot H/3$ en el caso del análisis estático convencional y a una altura

menor (H_o) en el modelo simplificado con comportamiento tipo cortante. Como se observa, el momento de volteo en la base para el caso de la figura 5.8.b es menor que para el de la figura 5.8.a. Es por este motivo, que los momentos de volteo en la base de los edificios AC6n-06 y AC6n-12, que fueron analizados empleando un análisis estático convencional, son ligeramente mayores que los obtenidos mediante la propuesta. Sin embargo, de la calibración mostrada en secciones anteriores de este mismo capítulo, se observa que la propuesta está siempre del lado de la seguridad, por lo que se consideró mantener la propuesta simplificada para el cálculo del momento de volteo en la base según la Ec. 2.23.

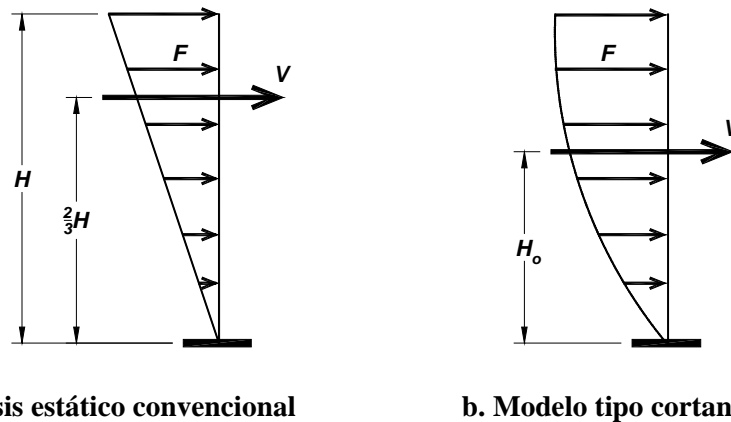


Figura 5.8 Comparación entre un análisis estático convencional y un modelo tipo cortante

En muros, como el caso de los cortantes en el sistema dual, las envolventes propuestas de cortantes son similares a las obtenidas del análisis convencional, a excepción del edificio AC15n-12, figura 5.11.a, donde se observa que la propuesta sobreestima al análisis convencional. Esta diferencia no se refleja en la calibración realizada en la sección 5.2, figura 5.3.d, donde las envolventes de la propuesta y del análisis dinámico no lineal son similares. Esta comparación sugiere que si el diseño por cortante del muro con el procedimiento convencional estaría del lado de la inseguridad, ya que los muros podrían fallar por cortante.

Para las envolventes de momentos de volteo en los muros, la situación parece más crítica, ya que de la comparación entre las figuras 5.9.b, 5.10.b y 5.11.b con sus correspondientes en la figura 5.4, se observa que el análisis convencional subestima la respuesta principalmente en los niveles intermedios. Por ejemplo, en el caso del edificio AC15n-12, a una altura relativa (h/H) de 0.6 se observa que la envolvente propuesta sobreestima el análisis convencional en aproximadamente 5 veces, figura 5.11.b, mientras que la envolvente propuesta sobreestima en 3 veces el análisis dinámico no lineal, figura 5.4.f. Esto indica que los resultados del análisis dinámico no lineal son 1.7 veces mayores que los del análisis convencional. En los otros edificios AC6n-06 y AC6n-12, la propuesta de envolventes para momentos de volteo están del lado de la seguridad en todos los niveles a excepción de la base, esto debido a que en estos edificios se empleó un análisis estático que, como se explicó en párrafos anteriores en esta sección, produce un cortante basal mayor que la propuesta.

Con respecto a la propuesta de envolvente de cortantes en marcos se observa que, al igual que para el sistema dual y los muros, los cortantes obtenidos del análisis convencional subestiman la respuesta dinámica no lineal. Esto se concluye al observar que la sobrestimación de la propuesta con respecto al análisis convencional, figuras 5.9.c, 5.10.c y 5.11.c, es mayor que la obtenida con respecto al análisis dinámico no lineal, figuras 5.5.g, 5.5.f y 5.5d, respectivamente. Por ejemplo, en el edificio AC6n-06, la propuesta sobreestima la respuesta en cortantes con respecto al análisis convencional en 2.8 veces en la

base y 2.3 veces en el último nivel (figura 5.9.c) mientras que en la calibración de la sección 5.3 se encuentran diferencias de aproximadamente 1.7 veces para la base y 2.2 veces en el último nivel, figura 5.5.g, lo que significa que se estaría subestimando la respuesta inelástica en 65% en la base y 5% en el último nivel. Esto sugiere que a pesar que la envolvente propuesta sobreestima la respuesta de los cortantes en marcos, se puede emplear dicha envolvente propuesta porque representa de manera más confiable el comportamiento no lineal que un análisis convencional. Además, como se indicó anteriormente, la sobreestimación de los marcos no es tan relevante ya que en un sistema dual, el control de la respuesta sísmica lo llevan a cabo los muros.

Finalmente, se puede concluir de lo expuesto, que las envolventes propuestas, aunque son conservadoras, pueden predecir con éxito el comportamiento sísmico de los edificios mostrados, algo que el análisis convencional no puede representar.

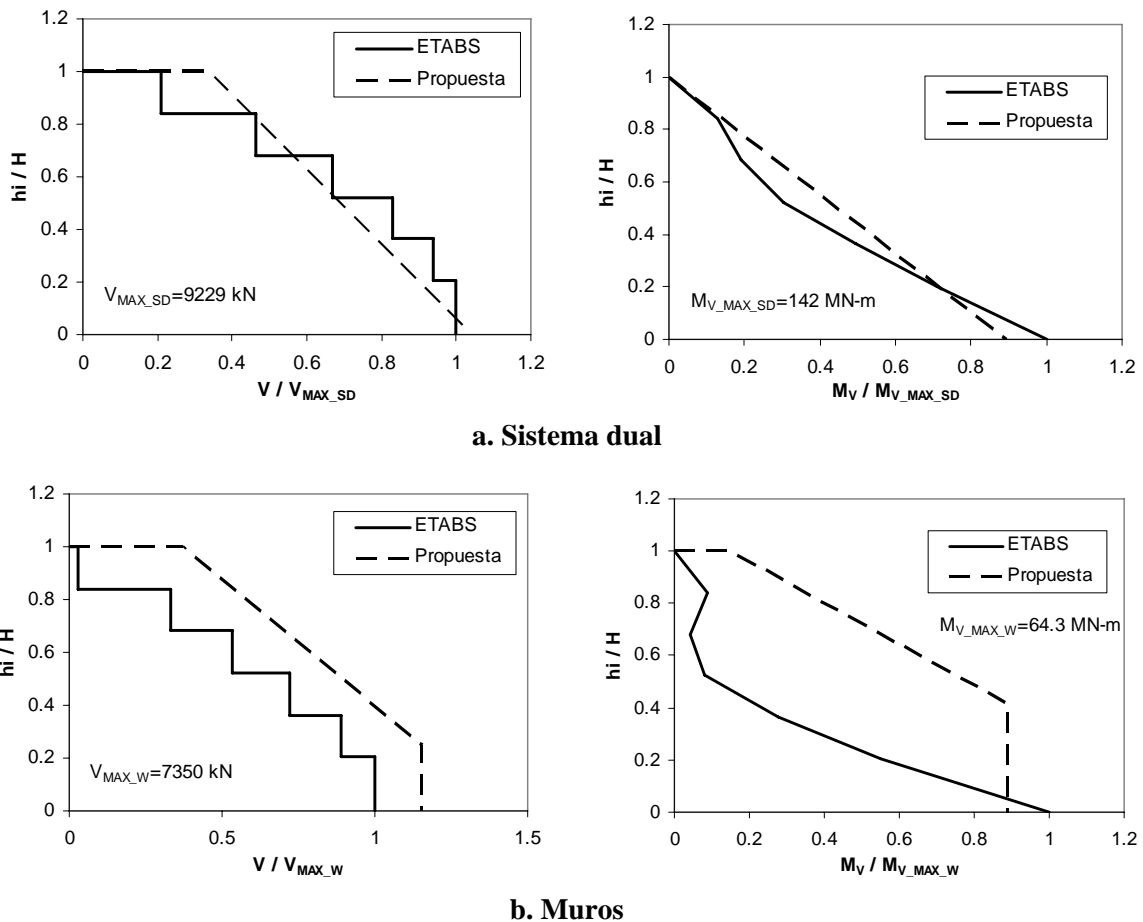
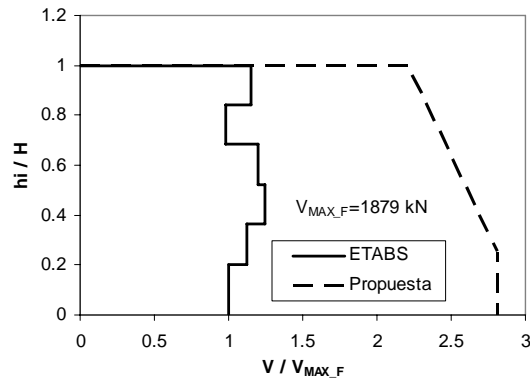
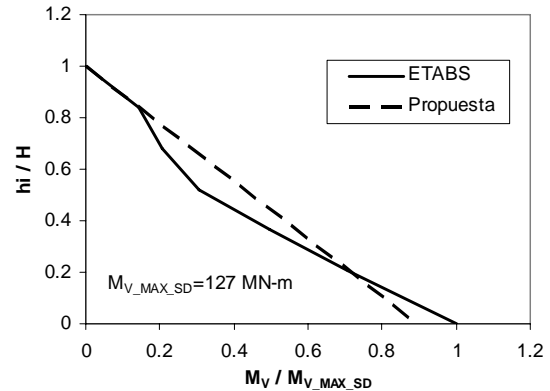
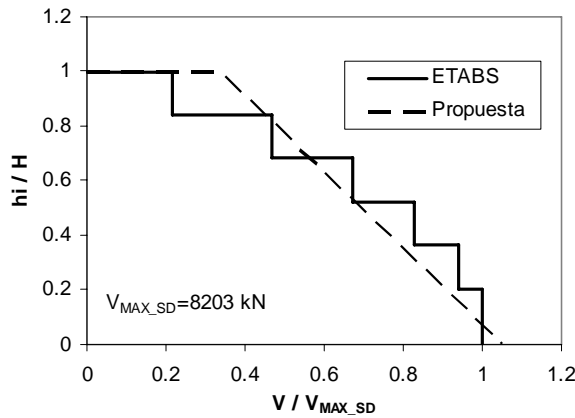


Figura 5.9 Comparación entre el análisis convencional y las envolventes propuestas para el edificio AC6n-06

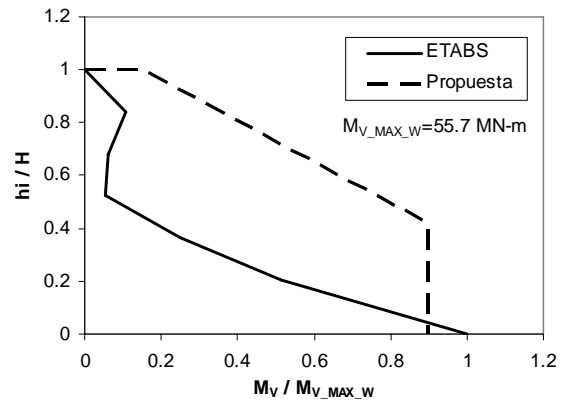
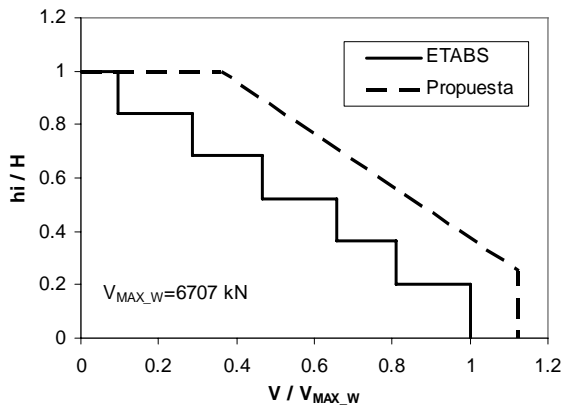


c. Marcos

Figura 5.9 Comparación entre el análisis convencional y las envolventes propuestas para el edificio AC6n-06 (Continuación)

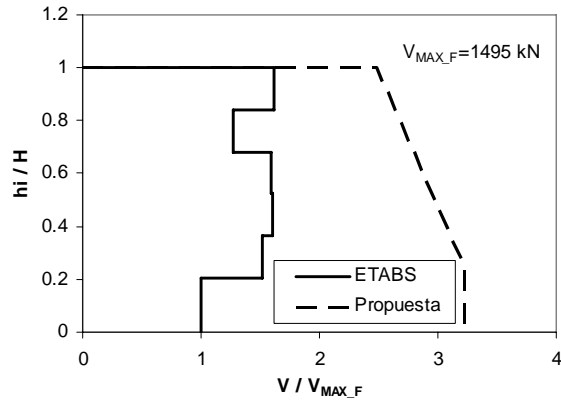


a. Sistema dual



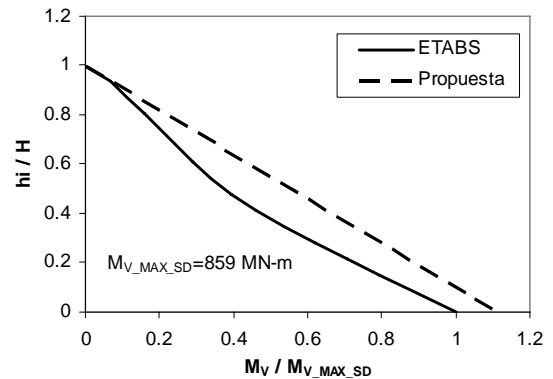
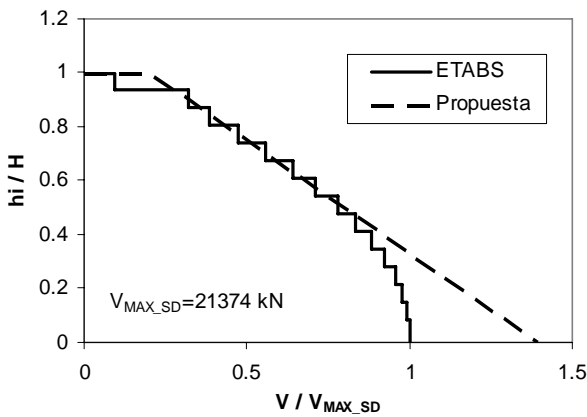
b. Muros

Figura 5.10 Comparación entre el análisis convencional y las envolventes propuestas para el edificio AC6n-12

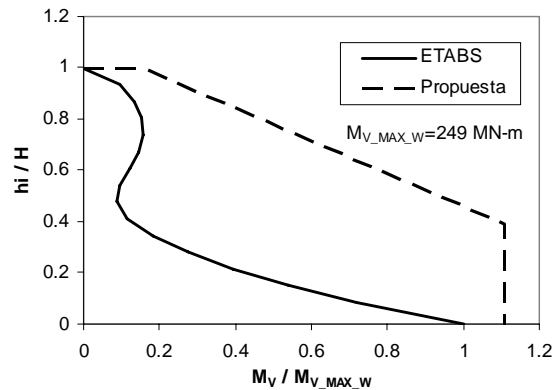
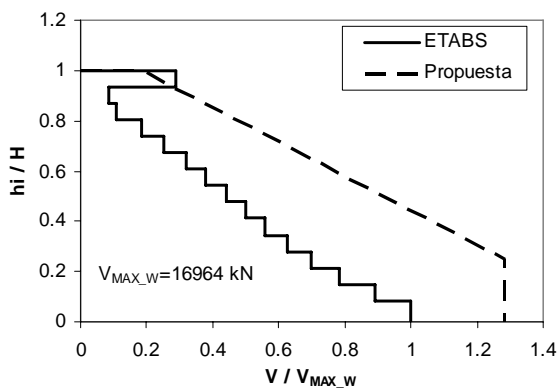


c. Marcos

Figura 5.10 Comparación entre el análisis convencional y las envolventes propuestas para el edificio AC6n-12 (Continuación)

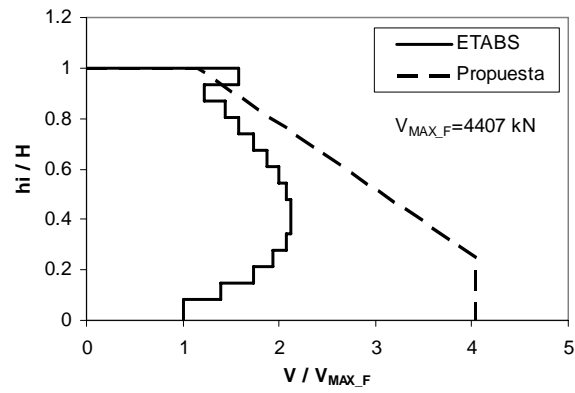


a. Sistema dual



b. Muros

Figura 5.11 Comparación entre el análisis convencional y las envolventes propuestas para el edificio AC15n-12



c. Marcos

Figura 5.11 Comparación entre el análisis convencional y las envolventes propuestas para el edificio AC15n-12 (Continuación)

CAPÍTULO 6 CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS EN LOS SISTEMAS DUALES Y EJEMPLO DE DISEÑO SEGÚN LA PROPUESTA PLANTEADA

En este capítulo se muestra el procedimiento que se sugiere emplear para el control de desplazamientos en un edificio con sistema estructural del tipo dual, así como un ejemplo de diseño donde se muestra cómo obtener las envolventes de diseño de cortantes y momentos de volteo en uno de los edificios estudiados en esta investigación.

6.1 CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS EN SISTEMAS DUALES

En el presente trabajo se hace énfasis en el cálculo de los elementos mecánicos para el diseño de los marcos y los muros en un sistema estructural del tipo dual regular, sin embargo, según las nuevas tendencias en el diseño sísmico de estructuras, es necesario considerar el control de los desplazamientos, el cual debiera ser un paso inicial en el diseño de edificios.

En un sistema dual los desplazamientos se logra con los muros, por lo que, en esta sección se mostrará el procedimiento que se empleó para obtener las dimensiones de los muros en los edificios AC6n-06 y AC6n-12, estudiados en esta investigación, y que controlaron las distorsiones de entrepiso de diseño ($d_{r,D}$) de 0.006 y 0.012, respectivamente.

El procedimiento descrito se emplea para edificios que presentan un sistema estructural del tipo dual por las suposiciones que más adelante se explicarán. Para el desarrollo del ejemplo, se escogieron los edificios AC6n-06 y AC6n-12 cuya participación de los muros al momento de volteo (r_w) fue de 0.44.

El procedimiento empleado inicia con la suposición simplista de que en un sistema dual la distorsión de entrepiso (d_r) es aproximadamente igual en todos los niveles y, por lo tanto, la distorsión global (D_r) sería, también, igual a d_r (Ec. 6.1):

$$d_r = D_r \quad (6.1)$$

En la figura 6.1 se muestra el perfil de desplazamientos de un sistema estructural a base de muros y otro a base de marcos, además, una aproximación para un sistema dual que sería un caso intermedio y corresponde a una línea recta. Este perfil de desplazamientos supuesto para el sistema dual se verifica si se observa la figura 3.7.a (correspondiente a los modelos analíticos representativos de los edificios AC6n-06, AC6n-12, AC15n-12), la figura 3.14 (perteneciente al espécimen FW4) y las figuras 4.30.a y 4.33.a (espécimen E-1). En dichas figuras, el perfil de desplazamientos es cercano al de una línea recta, lo que apoya la hipótesis empleada del perfil de desplazamientos en un sistema dual. Los edificios que no se mencionan en esta sección y considerados en esta investigación, presentan una participación al momento de volteo (r_w) baja (especímenes ES1 y ES2) o alta (UCSD), por lo que, éstos casos se pueden considerar como casos extremos de los sistemas duales y su tratamiento escapa al desarrollo del procedimiento para el control de desplazamientos presentado en este capítulo.

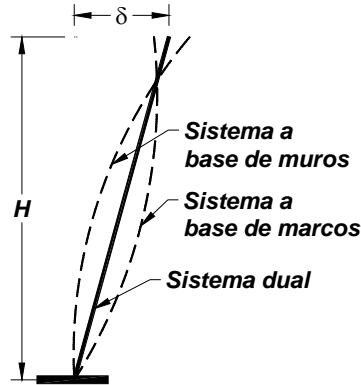


Figura 6.1 Perfil de desplazamientos en un sistema estructural

Los edificios AC6n-06 y AC6n-12, se diseñaron con base en las NTCS (1989). Dicho reglamento sísmico permite diseñar edificios para dos distorsiones límites de entrepiso (d_{rD}) iguales a 0.006 y 0.012. Empleando la Ec. 6.1 y suponiendo que $\delta=1.5 \cdot S_d$ (Rodríguez et al., 1999) se obtiene:

$$d_r = D_r = \frac{\delta}{H} = \frac{1.5 \cdot S_d}{H} \quad (6.2)$$

donde δ es el desplazamiento del último nivel del edificio; H , es la altura total; S_d , es el desplazamiento de un sistema de un grado de libertad representativo del edificio estudiado (figura 6.2) y que se puede obtener del espectro de desplazamiento.

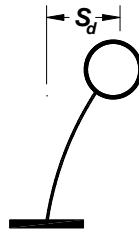


Figura 6.2 Desplazamiento de un sistema de un grado de libertad

Despejando el parámetro S_d de la Ec. 6.2 se obtiene

$$S_d = \frac{d_r \cdot H}{1.5} \quad (6.3)$$

Para los edificios AC6n-06 ($d_{rD}=0.006$) y AC6n-12 ($d_{rD}=0.012$), los valores de S_d son, respectivamente:

$$\begin{aligned} S_{d[AC6n-06]} &= \frac{d_r \cdot H}{1.5} = \frac{0.006 \cdot 22m}{1.5} \cong 9cm \\ S_{d[AC6n-12]} &= \frac{d_r \cdot H}{1.5} = \frac{0.012 \cdot 22m}{1.5} \cong 18cm \end{aligned} \quad (6.4)$$

Ingresando al espectro de desplazamientos elástico del Municipio de Acapulco (Zona D) para un suelo tipo II (figura 6.3) con los valores de S_d de la Ec. 6.4, se obtiene que los periodos efectivos, T_{eff} , de dichos edificios son:

$$\begin{aligned} T_{eff[AC6n-06]} &= 0.65s \\ T_{eff[AC6n-12]} &= 0.93s \end{aligned} \quad (6.5)$$

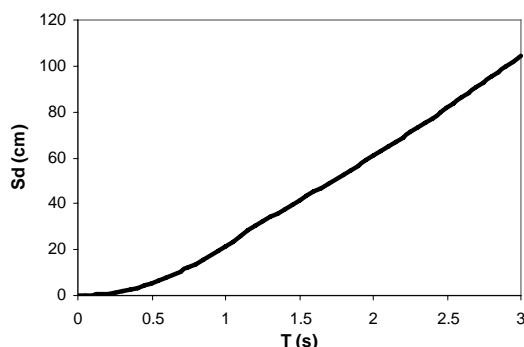


Figura 6.3 Espectro de desplazamiento elástico del Municipio de Acapulco, suelo tipo II

El periodo efectivo, T_{eff} , considera que la sección de los elementos estructurales se encuentra agrietada, sin embargo, para el desarrollo del procedimiento que aquí se plantea, es necesario calcular el periodo del sistema estructural sin agrietar, T_g . En la literatura se considera que dichos periodos se encuentran relacionados de la siguiente manera (Rodríguez et al., 1999):

$$T_{eff} = \sqrt{2} \cdot T_g \quad (6.6)$$

Por lo tanto, los periodos de la estructura sin agrietamiento de los elementos estructurales, son:

$$\begin{aligned} T_{g[AC6n-06]} &= 0.5s \\ T_{g[AC6n-12]} &= 0.7s \end{aligned} \quad (6.7)$$

Se observa que si se obtienen las dimensiones de los muros que cumplan dichos periodos sin agrietar, T_g , se estará respetando, simultáneamente, con las distorsiones límites de entrepiso para el diseño (d_{rD}).

La respuesta sísmica en un sistema dual está influenciada principalmente por los muros, por lo que, para continuar con el desarrollo del procedimiento, se supondrá de manera simplista que los marcos del sistema dual no contribuyen a la rigidez lateral, que la masa total del edificio es soportada por los muros y que la sección de éstos es constante y se encuentra sin agrietar. El cálculo del periodo sin agrietamiento del edificio, T_g , se realizará con base en el periodo fundamental de un solo muro representativo del edificio con masa sísmica igual a la que le correspondería según el número de muros en el edificio suponiendo que no existiesen los marcos y repartida uniformemente en su altura. Para obtener el periodo fundamental de este muro se empleó la Ec. 6.8, que corresponde a un muro en voladizo, empotrado en su base y libre en la parte superior, con masa distribuida y de sección constante (Chopra, 2001). Como se observa de la Ec. 6.8, el cálculo del periodo T_g se basa sólo en las propiedades del muro.

$$T_g = \frac{2\pi}{3.5 \cdot \sqrt{\frac{E_c \cdot I_g}{m_w \cdot H^4}}} \quad (6.8)$$

En la expresión anterior, E_c , es el módulo de elasticidad del concreto, I_g , es el momento de inercia de la sección bruta del muro; m_w , es la masa correspondiente a un muro; y H es la altura total del edificio. El parámetro m_w , que se obtiene mediante la expresión 6.9, representa a un muro con su correspondiente masa sísmica distribuida en altura, según las suposiciones empleadas en este procedimiento. En la Ec. 6.9, W_T , es el peso total del edificio, g , la gravedad, n_w , el número de muros en el sistema estructural y H se definió anteriormente.

$$m_w = \frac{W_T}{g \cdot n_w \cdot H} \quad (6.9)$$

Con el empleo de las Ec. 6.8 y 6.9 se obtuvo que la longitud de los muros, l_w , sería igual a 6.0m y 4.7m para los edificios AC6n-06 y AC6n-12, respectivamente, ambos con un espesor de 30cm. Las dimensiones obtenidas con este pre-diseño son cercanas a los valores finales empleados en los edificios de este estudio, que fueron 5.5m de para la longitud de muro del edificio AC6n-06 y 4.0m en el edificio AC6n-12, tabla 3.1. Esta diferencia en las longitudes se debe a las suposiciones realizadas en el desarrollo del procedimiento, siendo la principal, la que considera que los marcos no participan en la respuesta, por lo que, las dimensiones de los muros deberían ser un poco menores a las calculadas con este procedimiento aproximado dado que los marcos sí contribuyen en la respuesta sísmica aunque en menor escala.

De los análisis realizados de los edificios AC6n-06 y AC6n-12 se observa que, a pesar que se emplearon dimensiones un poco menores a las calculadas según el procedimiento descrito en esta sección, se cumplió con el objetivo inicial de controlar la distorsión límite de entrepiso (d_{rD}), tabla 3.1.

Luego de haber obtenido las dimensiones del muro y en consecuencia haber controlado los desplazamientos en el edificio, el siguiente paso es proporcionar las resistencias necesarias a los elementos estructurales empleando las envolventes propuestas de cortantes y momentos de volteo y las simplificaciones descritas en esta investigación.

6.2 CÁLCULO DE ENVOLVENTES DE CORTANTES Y MOMENTOS DE VOLTEO EN UN EDIFICIO ESTUDIADO (AC6n-06)

Esta sección muestra el procedimiento empleado para la construcción de las envolventes de cortantes y momentos de volteo para el edificio AC6n-06. Para este edificio, en el capítulo 5 se mostraron los valores de los parámetros empleados (tabla 5.2) y los cortantes y momentos de volteo obtenidos a partir de dichos valores (tabla 5.3) necesarios para construir las envolventes propuestas, sin embargo, no se mostraron, en detalle, las ecuaciones empleadas, ni cómo calcular los momentos en las vigas ni las columnas del marco. En esta sección se desarrollará un ejemplo completo para el edificio AC6n-06, como continuación de la parte de control de desplazamientos mostrado en la sección 6.1 donde ya se verificó que se cumple con la distorsión máxima de entrepiso (d_{rD}) y se obtuvo la longitud de sus muros.

6.2.1 Cálculo de los cortantes y momentos de volteo necesarios para obtener las envolventes propuestas

En esta sección se muestra el procedimiento para obtener las envolventes propuestas en la ingeniería práctica.

Datos:

$r_w=0.45$ (valor considerado por el ingeniero diseñador)

$m=380$ t-s²/m (masa típica de un nivel)

$n=6$ (número de niveles del edificio)

$S_a(T_1, \xi_1)=0.86$ (Espectro de diseño de la zona de Acapulco, suelo tipo II, figura 3.3)

$T_1=0.5$ s (periodo fundamental aproximado del sistema obtenido según el criterio del diseñador)

$R_M=2$ (relación entre la respuesta elástica e inelástica, para el caso de México igual a Q)

$\eta_1=8/5$ (parámetro propuesto por Rodríguez et al., 2007)

$\eta_2=1.75$ (parámetro propuesto por Rodríguez et al., 2007)

$C_{ho}=0.86/2.5=0.344$ (Coeficiente sísmico para periodo cero)

$H=22$ m (altura total del edificio)

$l_w=5.5$ m (longitud considerada del muro)

Cortantes en el sistema dual

$$\begin{aligned} \text{Último nivel: } V_T &= m \sqrt{\left[\frac{\eta_1 \cdot S_a(T_1, \xi_1)}{R_M} \right]^2 + (1 - r_w) \cdot \eta_2 \cdot \ln(n) C_{ho}^2} \\ V_T &= 380 \sqrt{\left[\frac{8/5 \cdot 0.86}{2} \right]^2 + (1 - 0.45) \cdot 1.75 \cdot \ln(6) \cdot 0.344^2} = 313t \end{aligned}$$

$$\text{Base: } V_B = \frac{S_a(T_1, \xi_1)}{R_M} \cdot M_T = \frac{0.86}{2} \cdot 6 \cdot 380 = 980t$$

Momentos de volteo en el sistema dual

$$\text{Base: } M_V = \frac{3}{5} H \frac{S_a(T_1, \xi_1)}{R_M} \cdot M_T = \frac{3}{5} \cdot 22 \cdot \frac{0.86}{2} \cdot 6 \cdot 380 = 12941t - m$$

Cortantes en los muros

$$\text{Último nivel: } V_{WT} = r_w^{1/4} \cdot V_T = 0.45^{1/4} \cdot 313 = 256t$$

$$\text{Base: } V_{WB} = r_w^{1/4} \cdot V_B = 0.45^{1/4} \cdot 980 = 803t$$

Momento de volteo en los muros

Base: $M_W = r_W \cdot M_V = 0.45 \cdot 12941 = 5824t - m$

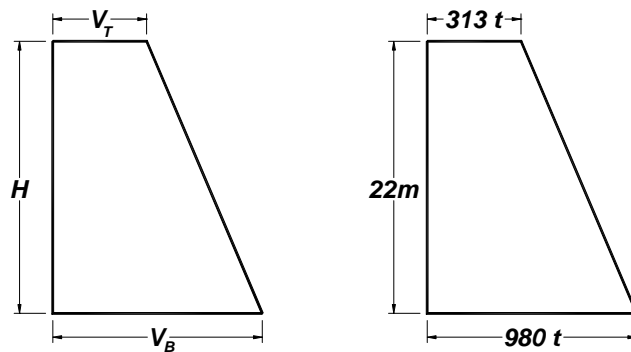
Cortantes en los marcos

Último nivel: $V_{FT} = (1 + r_W)^2 \cdot (1 - r_W) \cdot V_T = 1.45^2 \cdot 0.55 \cdot 313 = 362t$

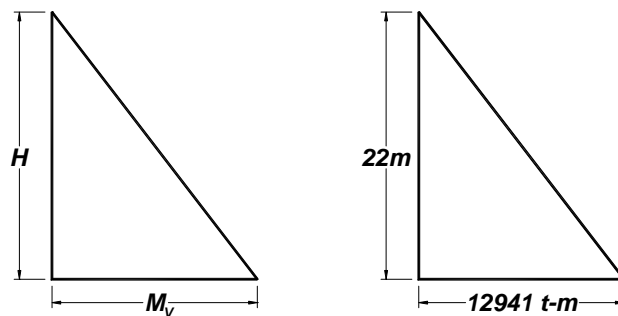
Base: $V_{FB} = (1 - r_W)^{3/2} \cdot V_B = 0.55^{3/2} \cdot 980 = 400t$

6.2.2 Construcción de las envolventes propuestas

En el sistema dual



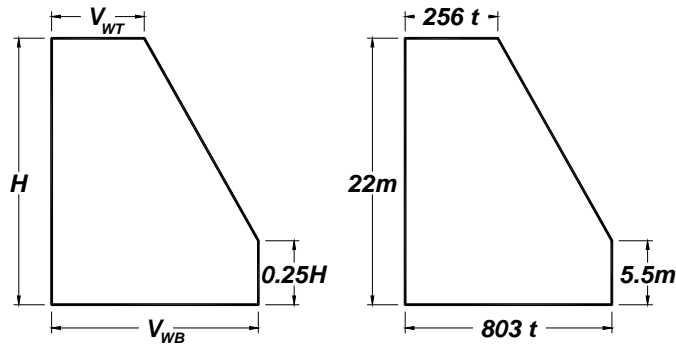
a. Envolvente de cortantes



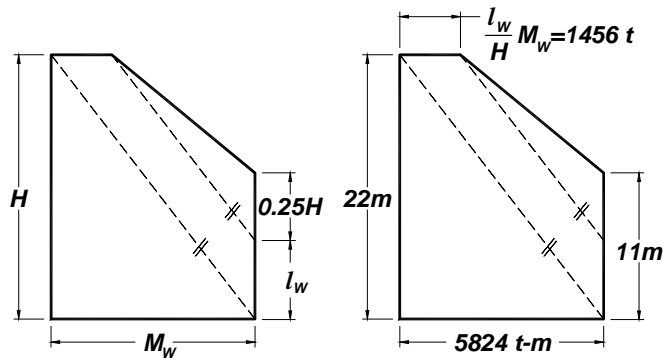
b. Envolvente de momentos de volteo

Figura 6.4 Propuesta de envolventes de cortantes y momentos de volteo en el sistema dual

En los muros



a. Envolvente de cortantes



b. Envolvente de momentos de volteo

Figura 6.5 Propuesta de envolventes de cortantes y momentos de volteo en los muros

En los marcos

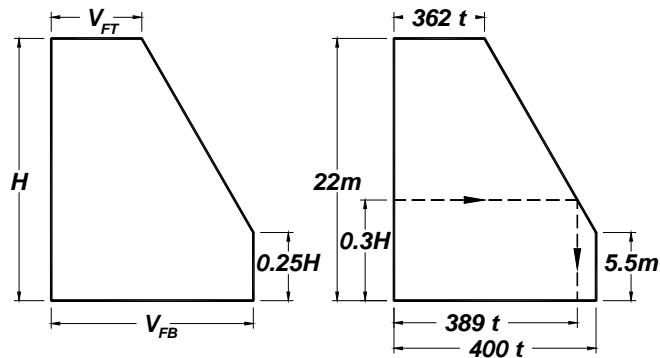


Figura 6.6 Propuesta de envolventes de cortantes en los marcos

Para propósitos ilustrativos, se obtendrá la demanda de momento negativo en las vigas de los marcos ($M_{b,i}$) para el nivel correspondiente a una altura de $0.3H$ empleando la Ec. 2.34. En esta ecuación h , es la altura de entrepiso igual a $22m/6=3.67m$, n_v , es el número de vigas en dicho nivel igual a 10, figura 3.2.a, y $V_{i,v}$ es el cortante en los marcos a una altura de $0.3H$ igual a $389t$ obtenida de la figura 6.6.

Como se indicó en la sección 2.3, se considera que el momento positivo y el momento negativo ($M_{b,i}$) en una viga están relacionados por un factor de 0.5.

$$M_{b,i} = \frac{V_{i,v} \cdot h}{1.5 \cdot n_v} = \frac{389t \cdot 3.67m}{1.5 \cdot 10} = 95.2t - m$$

Para que el marco desarrolle el mecanismo de falla deseado: viga débil – columnas fuerte, el cortante $V_{i,c}$ del entrepiso i asociado a la formación de rótulas plásticas en los extremos de las columnas debe ser mayor que el cortante $V_{i,v}$ asociado a la formación de rótulas plásticas en vigas. Para el ejemplo presentado aquí, se supondrá que dichos cortantes se relación como:

$$\frac{V_{i,c}}{V_{i,v}} > 1.5$$

En el presente ejemplo se utilizó un coeficiente de 1.5, este valor queda a criterio del diseñador. Por lo tanto, el cortante $V_{i,c}$ resulta:

$$V_{i,c} = 1.5 \cdot 389t = 584t$$

Empleando la Ec. 2.37 y considerando que el número de columnas (n_c) es 11 columnas, ver figura 3.2.a, se obtiene el momento en los extremos de las columnas ($M_{c,i}$):

$$M_{c,i} = \frac{V_{i,c} \cdot h}{2 \cdot n_c} = \frac{584t \cdot 3.67m}{2 \cdot 11} = 97.4t - m$$

Para la carga sísmica axial en las columnas, $P_{c,i}$, se emplearon las Ec. 2.35 y 2.40. En este ejemplo se calculó la carga axial para el primer nivel de la columna ubicada entre los ejes 2 y C, ver figura 3.2.a, donde $V_{b,i}$ es el cortante para diseño de las vigas, l_b es la longitud de éstas y n es el número de niveles del edificio, definido anteriormente.

$$V_{b,i} = \frac{2 \cdot M_{b,i}}{l_b} = \frac{2 \cdot 95.2t - m}{7.5m} = 25.4t$$

$$P_{c,i} = 0.75 \cdot n \cdot V_{b,i} = 0.75 \cdot 6 \cdot 25.4t = 114.3t$$

Con estos resultados el edificio AC6n-06 con sistema estructural del tipo dual, puede ser diseñado.

CAPÍTULO 7 CONCLUSIONES

En la presente investigación se ha propuesto un procedimiento de diseño sísmico de edificios con sistemas duales regulares de concreto reforzado, el cual emplea envolventes de cortantes y momentos de volteo, las que se construyen a partir únicamente de sus respectivos valores en la base y en el último nivel. Dichas envolventes se calibraron con resultados de modelos analíticos de edificios y especímenes experimentales ensayados en diferentes universidades. La calibración mostró que las envolventes propuestas están, en la mayoría de los casos, del lado de la seguridad.

El procedimiento planteado, propone que se construyan primero las envolventes de cortantes y momentos de volteo para el sistema dual, luego, con base en éstas y el empleo de un único parámetro, se obtienen las envolventes de cortantes para los muros y los marcos, y la envolvente de momentos de volteo para los muros. Con base en estas envolventes se puede realizar el diseño de los muros distribuyendo las acciones entre los elementos existentes. En los marcos, los elementos mecánicos en vigas y columnas son obtenidos mediante aproximaciones para los mecanismos de falla viga débil – columna fuerte, viga fuerte – columna débil y empleando la propuesta de envolvente de cortantes para marcos. Con esto el diseño de un sistema dual puede ser realizado.

A pesar que el presente trabajo se enfoca en obtener las fuerzas de diseño en un sistema dual, no ignora el control de los desplazamientos. En este estudio se presentó el procedimiento empleado para dicho control en los modelos analíticos de edificios estudiados en esta investigación.

Se realizaron algunas comparaciones entre los resultados que obtendría el ingeniero de la práctica que emplea procedimientos convencionales de análisis con las envolventes propuestas y finalmente, un ejemplo práctico donde se explica en detalles el procedimiento para obtener las envolventes propuestas y los elementos mecánicos en vigas y columnas.

Las conclusiones que se obtuvieron de este trabajo son:

1. Las envolventes de cortantes y momentos de volteo propuestas en este trabajo para sistemas duales llevan a resultados del lado de la seguridad para los edificios estudiados. Esto lo convierte en una herramienta simple que emplea sólo algunos parámetros para su cálculo.
2. El procedimiento simplificado del primer modo reducido planteado por Rodríguez et al. (2007) fue modificado para incluir el parámetro $(1-r_w)$. Este procedimiento produjo resultados aceptables para el cálculo de la cortante en el último nivel del sistema dual.
3. En las propuestas simplificadas de cortantes y momentos de volteo en la base del sistema dual, luego de realizar el análisis paramétrico, se observó que la participación de los modos superiores no fue importante, por lo que sólo se utilizó la contribución del primer modo.
4. En el procedimiento propuesto en esta investigación para calcular los cortantes y momentos de volteo en la base y el cortante en el último nivel, tanto en muros como en marcos, sólo emplea el parámetro r_w . Se observó que los resultados obtenidos con este procedimiento correlacionan de manera aceptable con los resultados de los análisis dinámicos no lineales de los modelos analíticos empleados.
5. La calibración de las envolventes propuestas de cortantes en muros con los resultados de los análisis dinámicos no lineales mostró que la propuesta está del lado de la seguridad, a

excepción de los especímenes ES1 y ES2. Sin embargo, esto no afecta la bondad de la propuesta ya que los muros en estos especímenes no son relevantes debido a su baja participación en la respuesta sísmica. En estos casos los marcos son los que controlan, principalmente, el comportamiento sísmico.

6. La propuesta de envolvente de momento de volteo del muro está del lado de la seguridad en la mayoría de los edificios, a excepción de los especímenes ES1 y ES2. No obstante, en estos especímenes, la participación del muro es reducida por lo que su contribución a la respuesta sísmica no es tan relevante como la de los marcos.
7. De la comparación entre las envolventes propuestas, las obtenidas del análisis dinámico no lineal y las del análisis convencional, realizada en la sección 5.5, para cortantes y momentos de volteo en el sistema dual, los muros y los marcos, se concluye que la respuesta del análisis convencional subestima el probable comportamiento inelástico de un edificio ante una acción sísmica y que la envolvente propuesta sí captura el comportamiento inelástico. Esto se basa en que las diferencias encontradas entre las envolventes propuestas y las del análisis dinámico no lineal fueron menores a las observadas entre la propuesta y el análisis convencional.
8. El procedimiento mostrado para el control de los desplazamientos en los sistemas duales produjo resultados aceptables de las dimensiones del muro y, por lo tanto, por su sencillez puede emplearse para la etapa de diseño inicial de edificios.

REFERENCIAS

1. Abrams, D., and Sozen, M. (1979) “Experiments Study of Frame-Wall interaction in Reinforced Concrete Structures Subjected to Strong Earthquake Motions”, Structural Research Series No. 460, A Report to the National Science Foundation. University of Illinois at Urbana-Champaign.
2. ACI Committee 318 (2002) “Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-02)”, American Concrete Institute, USA.
3. Bathe, K. y Wilson, E. (1976) “Numerical methods in finite element analysis”, Prentice-Hall, New Jersey, USA.
4. Blandón, J. y Rodríguez, M. (2007), “Estudio analítico – experimental y propuesta de diseño sísmico de sistema de pisos rígidos en edificios”, Publicación SID-656, Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
5. Carr, A. (1998), “Ruaumoko, Computer Program Library”, University of Canterbury, Department of Civil Engineering.
6. Chopra, A. (2001), “Dynamics of structures”, Prentice-Hall, New Jersey, USA.
7. Computer and Structures, Inc. (2003), “ETABS, extended 3D analysis of buildings systems, Non linear version”.
8. Dodd, L. y Restrepo, J., (1995), “Model for predicting cyclic behaviour of reinforcing steel”, Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 3, Marzo 1995, pp. 433-445.
9. Eberhard, M., and Sozen, M. (1989) “Experiments and Analysis to Study the Seismic Response of Reinforced Concrete Frame-Wall Structures with Yielding Columns”, Structural Research Series No. 548, A Report to the National Science Foundation. University of Illinois at Urbana-Champaign.
10. Elgamal, A. (2005) web page <http://webshaker.ucsd.edu/homework/CrossbowDataLogger.pdf>
11. Jaramillo, J. (2000), “Series, Programa de cómputo”
12. Kao, G. (1998), “Design and Shake-Table Test of a Four Storey Miniature Structure Built with Replaceable Plastic Hinges”, M.E. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch.
13. Network for Earthquake Engineering Simulation (NEES) – University of California at San Diego (2006) “Seven Story Building Slice Prediction Contest”, <http://nees.ucsd.edu/7Story.html>
14. NTCC (2004), “Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto”, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, México.
15. NTCS (1989), “Normas técnicas complementarias para diseño por sismo”, Reglamento de Construcciones para los Municipios de Guerrero, México.

-
16. Ordaz, M. y Montoya, C. (2003), "Degtra", Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
 17. Paulay, T. y Priestley, M. N. J. (1992), "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", John Wiley and Sons Inc., USA.
 18. Paulay, T. (2002), "A displacement-focused seismic design of mixed buildings systems", *Earthquake Spectra*, Vol. 18, No. 4, pp. 689-718.
 19. Rodríguez, M. y Botero J. (1996), "Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México", Series del Instituto de Ingeniería, N° 575, UNAM, México D.F.
 20. Rodríguez, M. y Aristizabal J. (1999), "Evaluation of a seismic damage parameter", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 28, pp. 463-477.
 21. Rodríguez, M., Restrepo, J. y Carr, A., (2002), "Earthquake induced horizontal floor accelerations in buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, pp. 693-718.
 22. Rodríguez, M., Restrepo, J. y Blandón, J., (2006), "Shaking table test of a four-story miniature steel building-model validation", *Earthquake Spectra*, Vol. 22, No. 3, pp. 755-780.
 23. Rodríguez, M., Restrepo, J. y Blandón, J., (2007) "Seismic design forces for rigid floor diaphragms in precast concrete buildings structures", *Journal of Structural Engineering* , Vol. 133, No. 11, pp. 1604-1615.
 24. Sánchez, R., Rodríguez, M., (2006) "Estudio analítico de la respuesta sísmica de edificios de concreto reforzado estructurados a base de la combinación de muros y marcos", Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Memorias del XV Congreso de Ingeniería Estructural, Puerto Vallarta, México.
 25. Sullivan T., Priestley M.N.J., Calvi G., (2005) "Development of a innovative seismic design procedure for frame-wall structures", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 9, Special Issue 2, pp. 279-307.
 26. Sullivan T., Priestley M.N.J., Calvi G., (2006) "Direct displacement-based design of frame-wall structures", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 10, Special Issue 1, pp. 91-124.
 27. Wallace, J. (1989), "BIAX user manual", A Computer program for the Analysis of Reinforced Concrete Sections, University of California at Berkeley.

APÉNDICE A. DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN LOS ELEMENTOS DE LOS MODELOS ANALÍTICOS DE EDIFICIOS

En los modelos analíticos de edificios se diseñaron sólo los elementos ubicados en los ejes con números, ver figura 3.2. Debido a la simetría de la estructura, los ejes 1 y 5 y los ejes 2 y 4 poseen los mismos armados. En las tablas A.1 a A.3 se muestran la distribución del acero de refuerzo en las columnas, vigas y muros en los edificios analíticos

Tabla A.1 Refuerzo en las columnas de los modelos analíticos de edificios

Edificio	Refuerzo total	Cuantía (*)	Ejes 1 y 5 (Nivel)	Ejes 2 y 4 (Nivel)	Eje 3 (Nivel)
AC6n-06	40-3/4"	1.8	1 – 3	1 – 3 ^(e)	
	20-3/4"	0.9	4 – 6	4 – 6 ^(e)	
	20-5/8"	0.6		1 – 6 ⁽ⁱ⁾	1 – 6
AC6n-12	20-1"	2.8	1 – 3	1 – 3 ^(e)	
	24-3/4"	1.9	4 – 6		
	28-3/4"	2.2		4 – 6 ^(e)	
	12-1"	1.7		1 – 3 ⁽ⁱ⁾	1 – 3
	12-3/4"	1.0		4 – 6 ⁽ⁱ⁾	4 – 6
AC15n-12	52-1.1/2"	5.9	1 – 3	1 – 3 ^(e)	
	36-1.1/2"	4.1	4 – 6	4 – 6 ^(e)	1 – 3
	36-1.1/4"	2.9	7 – 9	7 – 9 ^(e)	
	28-1.1/4"	2.2	10 – 12	10 – 12 ^(e)	
	28-1"	1.4	13 – 15	13 – 15 ^(e)	
	44-1.1/2"	5.0		1 – 3 ⁽ⁱ⁾	
	32-1"	1.6		4 – 6 ⁽ⁱ⁾	4 – 6
	24-1"	1.2		7 – 15 ⁽ⁱ⁾	
	12-1"	0.6			7 – 15

(*) relación entre el refuerzo total y el área de la sección, expresado en porcentaje

(e) columna exterior

(i) columna interior

Tabla A.2 Refuerzo en las vigas de los modelos analíticos de edificios

Edificio	Refuerzo inferior	Refuerzo superior	Cuantía (*)	Ejes 1 y 5 (Nivel)	Ejes 2 y 4 (Nivel)	Eje 3 (Nivel)
AC6n-06	8-1"	8-1"	2.2	2 – 6		
	5-1"	5-1"	1.3	1		
	2-1"	5-1"	0.5		1 – 6	
	2-1"	4-1"	0.5			1 – 6
AC6n-12	9-1"	10-1"	2.9	2 – 6		
	5-1"	7-1"	1.6	1		
	3-1"	7-1"	1.0		2 – 6	2 – 6
	2-1"	5-1"	0.6		1	1
AC15n-12	6-1.1/2"	7-1.1/2"	1.9	14 – 15	2 – 3 12 – 13	2 – 3 12 – 13
	7-1.1/2"	8-1.1/2"	2.2	12 – 13		4 – 11
	10-1.1/2"	11-1.1/2"	3.1	4 – 11		
	8-1.1/2"	8-1.1/2"	2.6	2 – 3		
	4-1.1/2"	5-1.1/2"	1.2	1		
	5-1.1/2"	6-1.1/2"	1.6		14 – 15	14 – 15
	8-1.1/2"	10-1.1/2"	2.6		4 – 11	
3-1.1/2"	4-1.1/2"	0.9		1	1	

(*) relación entre el refuerzo a tensión y el área efectiva de la sección, expresado en porcentaje

Tabla A.3 Refuerzo en los muros de los modelos analíticos de edificios

Edificio	Refuerzo en los extremos	Refuerzo en la zona intermedia	Cuantía (*)	Ejes 1 y 5 (Nivel)	Eje 3 (Nivel)
AC6n-06	36-1"	22-1"	2.9	1 – 3	1 – 3
	18-1"	22-1"	1.8	4 – 6	4 – 6
AC6n-12	52-1"	14-1"	5.0	1 – 3	1 – 3
	26-1"	14-1"	2.8	4 – 6	4 – 6
AC15n-12	68-1.1/4"	30-1"	4.1	1 – 5	
	34-1.1/4"	30-1"	2.3	6 – 10	
	18-1"	30-1"	1.1	11 – 15	
	44-1"	18-1"	1.8		1 – 5
	22-1"	18-1"	1.0		6 – 10
	12-1"	18-1"	0.7		11 – 15

(*) relación entre el refuerzo total y el área total de la sección, expresado en porcentaje

APÉNDICE B. APROXIMACIONES BILINEALES DE LOS DIAGRAMAS MOMENTO CURVATURA DE LOS ELEMENTOS DE LOS MODELOS ANALÍTICOS DE EDIFICIOS

Debido a las características del programa de cómputo empleado para el análisis no lineal (*Ruaumoko*, 1998) y la regla de histéresis empleada (Takeda-Modificado) se obtuvieron aproximaciones bilineales del diagrama momento curvatura obtenido con el programa BIAX (Wallace, 1989) de las secciones de los elementos de los modelos analíticos de edificios, figura B.1. Esta aproximación se realizó con base en igualar las áreas bajo la curva del diagrama momento-curvatura y de la curva bilineal de aproximación. En esta curva bilineal de aproximación, M_y , es el momento de fluencia de la sección; $E_c I$, es la pendiente elástica; $r E_c I$, es la pendiente postfluencia; r , es una fracción menor a 1; y E_c , es el módulo de elasticidad del concreto. En las tablas B.1, B.2 y B.3, se muestran los valores de los parámetros antes mencionados, además de otros parámetros como el área de la sección, A , la inercia efectiva, I , la inercia total, I_g , y la carga axial, P .

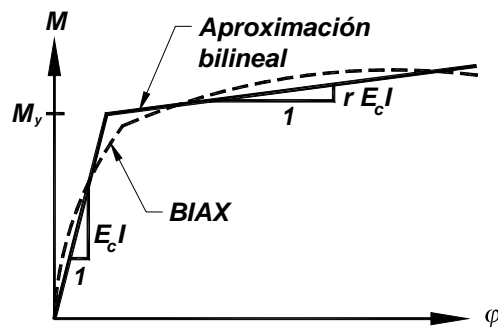


Figura B.1 Aproximación bilineal de la curva momento - curvatura

Tabla B.1 Características de la aproximación bilineal del diagrama momento - curvatura de las secciones de las columnas de los modelos analíticos de edificios

Edificio	Eje 1 y 5 (Nivel)	Eje 2 y 4 (Nivel)	Eje 3 (Nivel)	A (m ²)	I (m ⁴)	I/I_g	r	M_y (kN-m)	P (kN)
AC6n-06	1 – 3			0.64	0.0137	0.40	0.02	1764	666
	4 – 6			0.64	0.0077	0.23	0.02	980	304
		1 – 3 ^(e)		0.64	0.0147	0.43	0.02	1911	1127
		4 – 6 ^(e)		0.64	0.0091	0.27	0.02	1176	1000
		1 – 3 ⁽ⁱ⁾	1 – 3	0.64	0.0110	0.32	0.02	1254	2127
		4 – 6 ⁽ⁱ⁾	4 – 6	0.64	0.0075	0.22	0.02	941	1000
AC6n-12	1 – 3			0.36	0.0059	0.55	0.02	1058	568
	4 – 6			0.36	0.0042	0.39	0.02	735	265
		1 – 3 ^(e)		0.36	0.0065	0.60	0.02	1147	1029
		4 – 6 ^(e)		0.36	0.0049	0.46	0.02	882	480
		1 – 3 ⁽ⁱ⁾	1 – 3	0.36	0.0068	0.63	0.02	951	1970
		4 – 6 ⁽ⁱ⁾	4 – 6	0.36	0.0035	0.32	0.02	588	921

^(e) columna exterior

⁽ⁱ⁾ columna interior

Tabla B.1 Características de la aproximación bilineal del diagrama momento - curvatura de las secciones de las columnas de los modelos analíticos de edificios (Continuación)

Edificio	Eje 1 y 5 (Nivel)	Eje 2 y 4 (Nivel)	Eje 3 (Nivel)	A (m ²)	I (m ⁴)	I/I_g	r	M_y (kN-m)	P (kN)	
AC15n-12	1 – 3			1.0	0.0884	1.06	0.02	9506	3038	
	4 – 6			1.0	0.0662	0.79	0.02	7056	2450	
	7 – 9			1.0	0.0502	0.60	0.02	5488	1833	
	10 – 12			1.0	0.0401	0.48	0.02	4214	1196	
	13 – 15			1.0	0.0273	0.33	0.02	2940	559	
		1 – 3 ^(e)			1.0	0.0915	1.10	0.02	9604	4038
		4 – 6 ^(e)			1.0	0.0689	0.83	0.02	7056	3234
		7 – 9 ^(e)			1.0	0.0544	0.65	0.02	5194	2411
		10 – 12 ^(e)			1.0	0.0414	0.50	0.02	4410	1578
		13 – 15 ^(e)			1.0	0.0347	0.42	0.02	2940	745
		1 – 3 ⁽ⁱ⁾			1.0	0.0904	1.08	0.02	9212	6223
		4 – 6 ⁽ⁱ⁾			1.0	0.0497	0.60	0.02	4410	4831
		7 – 9 ⁽ⁱ⁾			1.0	0.0370	0.44	0.02	3430	3528
		10 – 12 ⁽ⁱ⁾			1.0	0.0306	0.37	0.02	3136	2274
		13 – 15 ⁽ⁱ⁾			1.0	0.0259	0.31	0.02	2744	1058
				1 – 3	1.0	0.0806	0.97	0.02	7448	6086
				4 – 6	1.0	0.0492	0.59	0.02	4410	4753
				7 – 9	1.0	0.0280	0.34	0.02	2548	3479
				10 – 12	1.0	0.0210	0.25	0.02	2107	2254
				13 – 15	1.0	0.0126	0.15	0.02	1764	1049

^(e) columna exterior⁽ⁱ⁾ columna interior

Tabla B.2 Características de la aproximación bilineal del diagrama momento - curvatura de las secciones de las vigas de los modelos analíticos de edificios

Edificio	Eje 1 y 5 (Nivel)	Eje 2 y 4 (Nivel)	Eje 3 (Nivel)	A (m ²)	I (m ⁴)	I/I _g	r	M _y ⁺ (kN-m)	M _y ⁻ (kN-m)
AC6n-06	2 - 6			0.21	0.0070	0.82	0.01	1127	1127
	1			0.21	0.0052	0.60	0.01	774	774
	1 - 6			0.21	0.0037	0.43	0.01	304	725
	1 - 6			0.21	0.0033	0.38	0.01	314	608
AC6n-12	2 - 6			0.18	0.0053	0.98	0.01	1058	1058
	1			0.18	0.0040	0.73	0.01	657	676
	2 - 6	2 - 6	2 - 6	0.18	0.0033	0.60	0.01	392	784
	1	1	1	0.18	0.0025	0.47	0.01	255	598
AC15n-12	14 - 15	2 - 3 12 - 13	2 - 3 12 - 13	0.4	0.0261	0.78	0.01	2842	2852
	12 - 13	4 - 11		0.4	0.0288	0.86	0.01	3244	3244
	4 - 11			0.4	0.0343	1.00	0.01	4165	4204
	2 - 3			0.4	0.0301	0.90	0.01	3528	3528
	1			0.4	0.0200	0.60	0.01	1989	2019
		14 - 15	14 - 15	0.4	0.0228	0.68	0.01	2372	2401
		4 - 11		0.4	0.0317	0.95	0.01	3636	3665
		1	1	0.4	0.0169	0.51	0.01	1519	1901

Tabla B.3 Características de la aproximación bilineal del diagrama momento - curvatura de las secciones de los muros de los modelos analíticos de edificios

Edificio	Eje 1 y 5 (Nivel)	Eje 3 (Nivel)	A (m ²)	I (m ⁴)	I/I_g	r	M_y (MN-m)	P (kN)
AC6n-06	1 – 3		1.65	2.75	0.66	0.02	50.8	1950
	4 – 6		1.65	1.64	0.39	0.02	30.8	882
		1 – 3	1.65	0.0058	0.47	0.02	2.2	1989
		4 – 6	1.65	0.0043	0.34	0.02	1.35	911
AC6n-12	1 – 3		1.20	1.53	0.95	0.01	41.2	1666
	4 – 6		1.20	0.89	0.56	0.01	22.4	764
		1 – 3	1.20	0.0061	0.67	0.01	2.6	1686
		4 – 6	1.20	0.0044	0.48	0.01	1.6	931
AC15n-12	1 – 5		3.0	13.2	0.94	0.02	179.5	7938
	6 – 10		3.0	7.7	0.55	0.02	102.8	4126
	11 – 15		3.0	3.29	0.23	0.02	52.3	1921
		1 – 5	1.8	0.0162	0.68	0.02	4.2	6674
		6 – 10	1.8	0.0111	0.46	0.02	2.6	4047
		11 – 15	1.8	0.0075	0.31	0.02	1.8	2185

APÉNDICE C. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LOS MATERIALES EMPLEADOS Y DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO EN LOS ELEMENTOS DEL EDIFICIO ENSAYADO EN LA UNIVERSIDAD DE CALIFORNIA EN SAN DIEGO

Tabla C.1 Características del concreto empleado en el espécimen UCSD (Adaptado de NEES-UCSD, 2006)

Concreto (Tipo)	f'_c (MPa)	E_c (MPa)	ϵ_{cu}	Muro <i>PT</i> (Nivel)	Muro <i>WW</i> (Nivel)	Muro <i>WF</i> (Nivel)
C1	37.5	24504	0.00269		1	1
C2	39.4	26037	0.00229		2	2
C3	42.2	34889	0.00214		3	3
C4	41.6	30242	0.00236		4	4
C5	40.0	28937	0.00225		5	5
C6	39.9	32182	0.00233		6	6
C7	43.2	33584	0.00210		7	7
C8	38.8	28958	0.00234	1 – 5		
C9	37.6	30366	0.00220	6 – 7		

Tabla C.2 Características del refuerzo empleado en el espécimen de San Diego (Adaptado de NEES-UCSD, 2006)

Refuerzo (Tipo)	f_y (MPa)	f_{su} (MPa)	ϵ_{sh}	ϵ_{su}
R1	450.2	751.9	0.0054	0.1009
R2	435.7	711.2	0.0074	0.1096
R3	455.0	697.4	0.0078	0.1128
R4	447.1	767.1	0.0079	0.1117
R5	458.5	720.8	0.0054	0.0836
R6	438.4	705.0	0.0087	0.1098

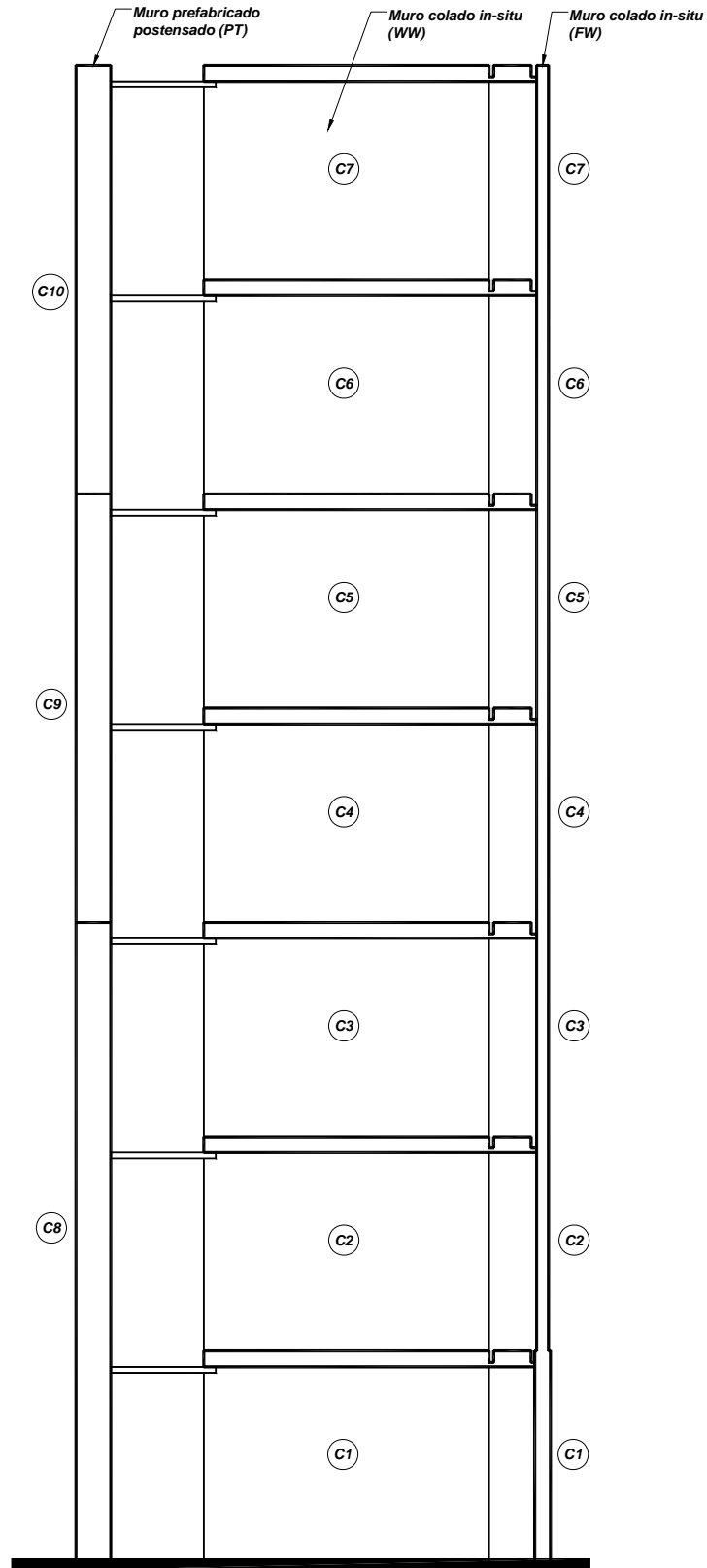
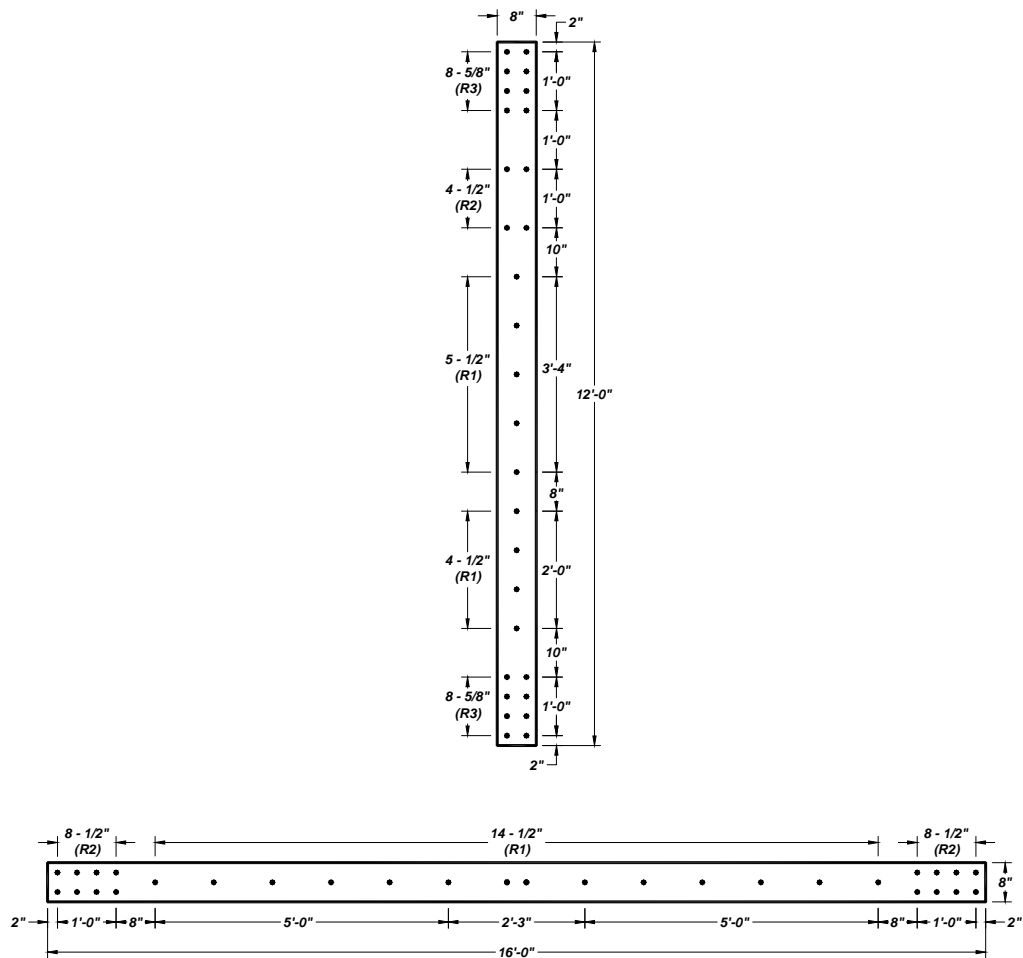
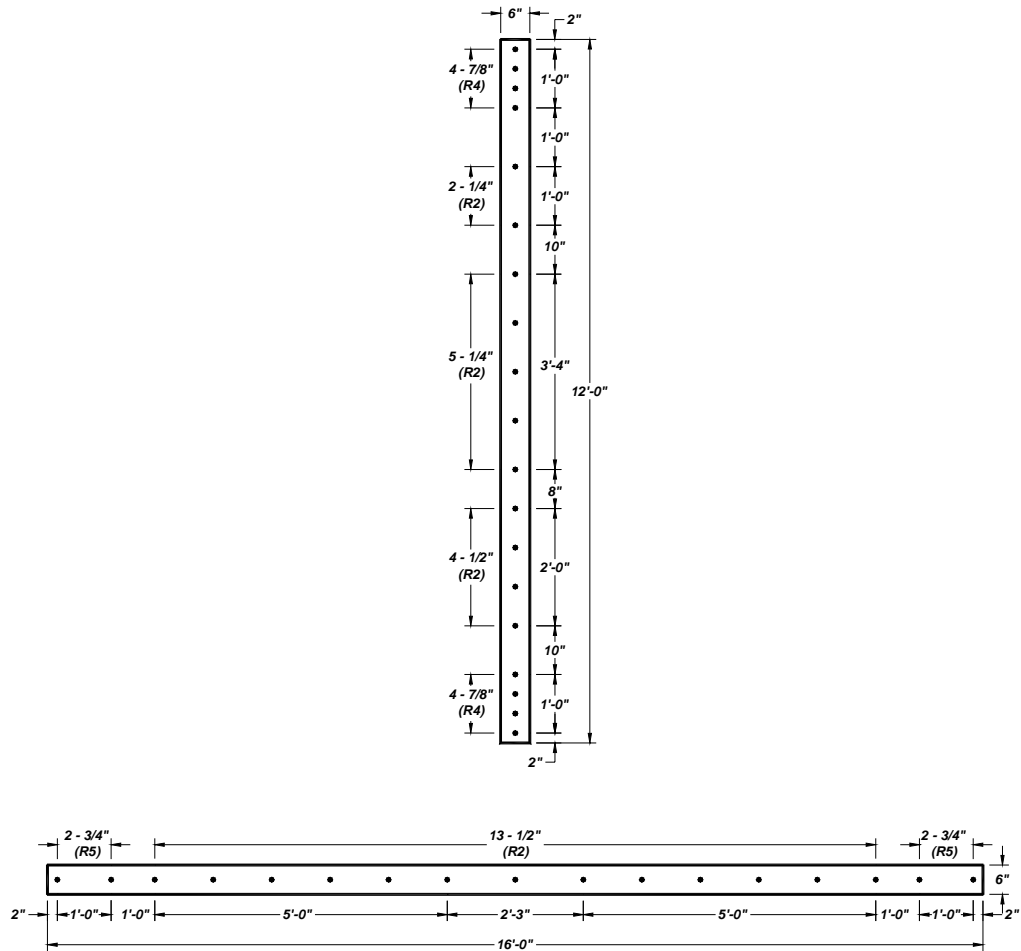


Figura C.1 Tipos de concreto empleados en el espécimen UCSD (Adaptado de NEES-UCSD, 2006)



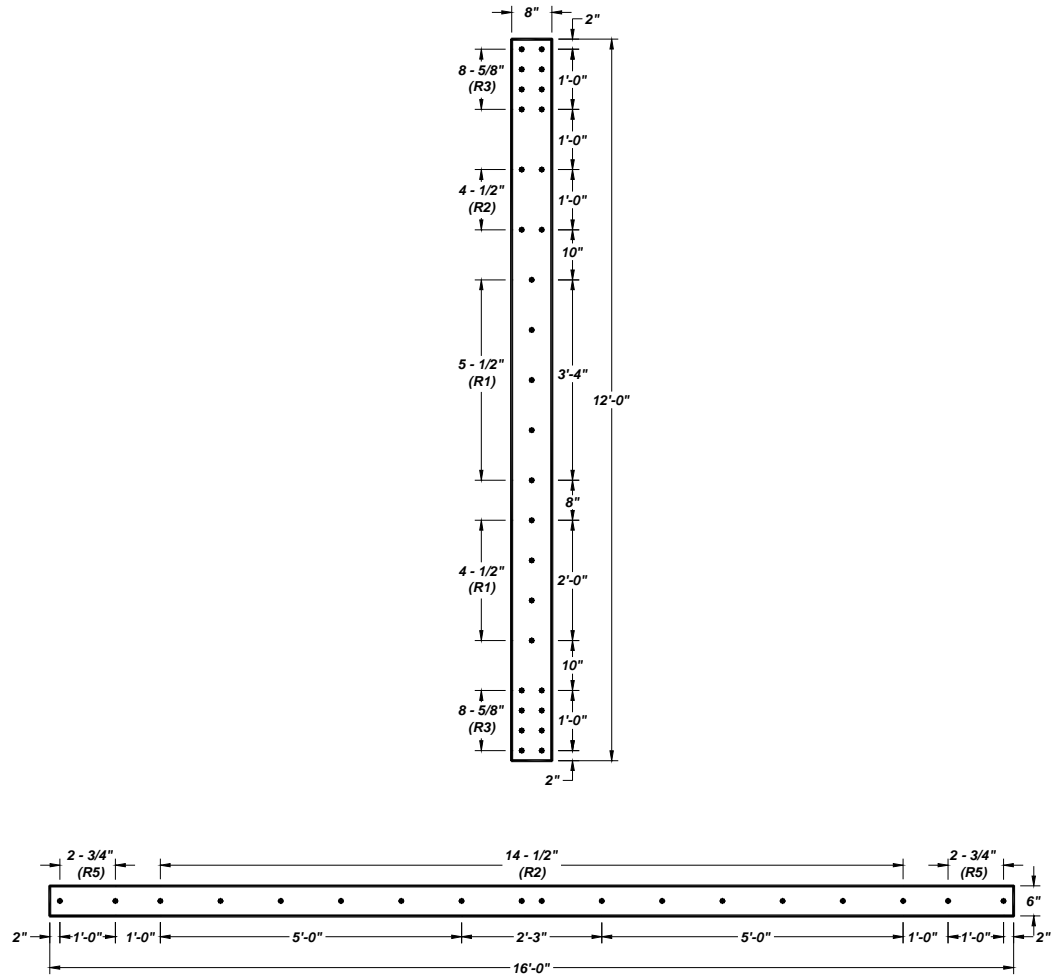
a. Nivel 1

Figura C.2 Detalles del acero de refuerzo del espécimen UCSD (Adaptado de NEES-UCSD, 2006)



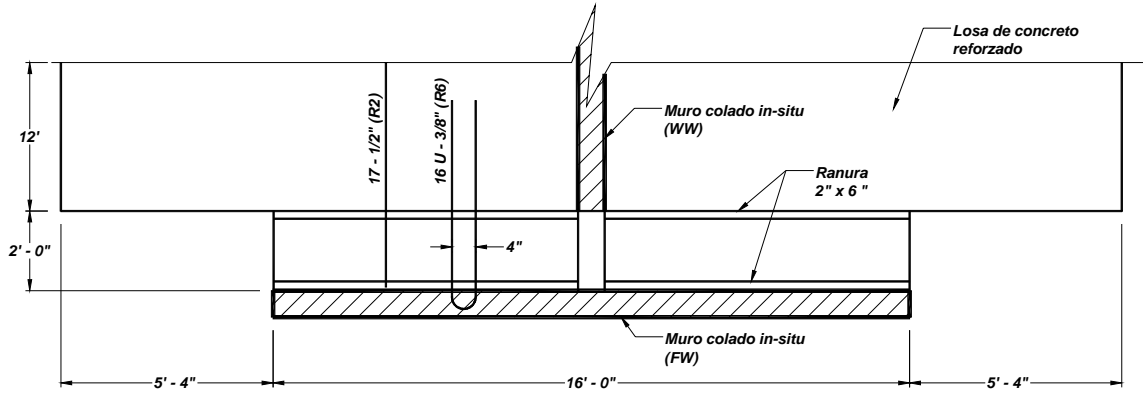
b. Nivel 2 - 6

Figura C.2 Detalles del acero de refuerzo del espécimen UCSD (Adaptado de NEES-UCSD, 2006)
(Continuación)

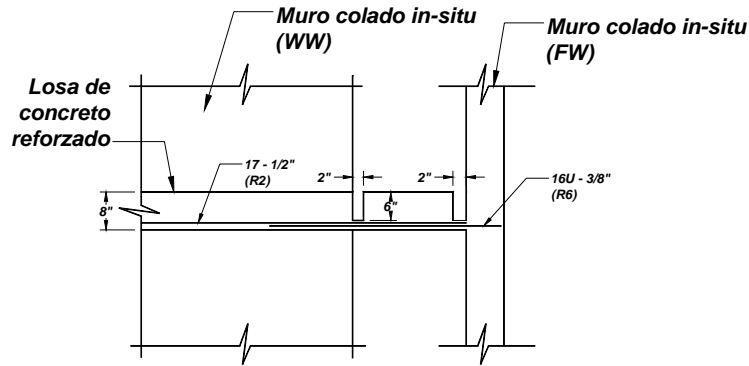


c. Nivel 7

Figura C.2 Detalles del acero de refuerzo del espécimen UCSD (Adaptado de NEES-UCSD, 2006)
(Continuación)



d. Refuerzo en ranuras (planta)



e. Refuerzo en ranuras (elevación)

Figura C.2 Detalles del acero de refuerzo del espécimen UCSD (Adaptado de NEES-UCSD, 2006)

(Continuación)