



UNIVERSIDAD MICHUACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

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

**"EVALUACIÓN DE LAS CAPACIDADES Y DEMANDAS DE
DEFORMACIÓN LATERAL DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA
EN ZONAS SÍSMICAS"**

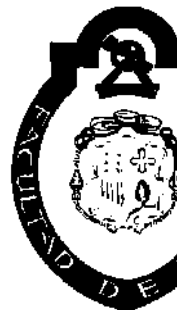
PRESENTADA POR:

MIGUEL NEGRETE PADILLA

***PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)***

DIRIGIDA POR:

DR. JORGE RUIZ GARCÍA



CIUDAD UNIVERSITARIA, MORELIA, MICHUACÁN, MÉXICO AGOSTO 2006

Índice

LISTA DE FIGURAS.....	V
------------------------------	----------

LISTA DE TABLAS.....	XI
-----------------------------	-----------

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación.....	1
1.2 Objetivos y alcance.....	2
1.3 Organización de la tesis.....	3

CAPÍTULO 2. METODOLOGÍAS PARA LA EVALUACIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

2.1 Introducción.....	6
2.2 Método basado en la modificación del desplazamiento máximo elástico.....	6
2.2.1 Recomendaciones ATC-40 (1996), FEMA 273/274 (1997) y FEMA 356 (2000).....	7
2.2.2 Recomendaciones ATC-55 (2005) y FEMA 440 (2005).....	10
2.3 Rodríguez (2004).....	12
2.4 Zúñiga y Terán (2005).....	17
2.5 Consideraciones para una evaluación simplificada de estructuras de mampostería basada en desplazamiento lateral.....	21
2.5.1 Evaluación de la capacidad de desplazamiento lateral.....	22
2.5.2 Evaluación de la demanda de desplazamiento lateral.....	23
2.5.3 Limitaciones.....	24

CAPÍTULO 3. EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO LATERAL EN ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

3.1 Introducción.....	25
-----------------------	----

3.2	Comportamiento experimental de estructuras de mampostería.....	26
3.2.1	Modos de falla en muros de mampostería confinada.....	26
3.2.2	Comportamiento hysterético	29
3.2.3	Factores que influyen en el comportamiento hysterético	32
3.3	Límites de deformación lateral asociados a diferentes niveles de daño.....	35
3.3.1	Ruiz García (2005).....	35
3.3.2	Reyes y Meli (1999).....	36
3.3.3	Rodríguez (2004).....	37
3.3.4	Astroza y Schmidt (2004).....	38
3.3.5	Normas Técnicas Complementarias (2004).....	41
3.3.6	Alcocer, Arias y Flores (2005).....	42
3.4	Estadísticas de la capacidad de desplazamiento lateral en estructuras de mampostería.....	43
3.4.1	Estados límite considerados en este estudio.....	43
3.4.2	Base de datos.....	44
3.4.3	Estadísticas de D_{agr} y D_{max}	51
3.5	Evaluación probabilista de la capacidad de deformación lateral en muros de mampostería.....	54
3.5.1	Distribución de probabilidad empírica de D_{agr} y D_{max}	54
3.5.2	Distribución de probabilidad paramétrica de D_{agr} y D_{max}	56
3.6	Revisión de límites propuestos de la capacidad de desplazamiento lateral para estructuras de mampostería.....	64

CAPÍTULO 4. EVALUACIÓN DE LAS DEMANDAS DE DESPLAZAMIENTO MÁXIMO INELÁSTICO EN SISTEMAS REPRESENTATIVOS DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

4.1	Introducción.....	68
4.2	Revisión de estudios previos.....	70
4.2.1	Cocientes de desplazamiento inelástico para sistemas elastoplásticos.....	70
4.2.2	Cocientes de desplazamientos inelástico para sistemas con degradación.....	72
4.3	Definición del cociente de desplazamiento inelástico.....	73

4.4	Catálogo de registros sísmicos empleados en este estudio.....	75
4.5	Simulación del comportamiento histerético.....	76
4.6	Resultados del estudio estadístico para sistemas elastoplásticos.....	79
4.6.1	Tendencia central.....	79
4.6.2	Dispersión.....	84
4.7	Resultados del estudio estadístico para sistemas con degradación estructural.....	85
4.7.1	Tendencia central.....	85
4.7.2	Dispersión.....	90

CAPÍTULO 5. ESTIMACIÓN APROXIMADA DE DEMANDAS DE DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO EN ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

5.1	Introducción.....	92
5.2	Ecuación simplificada para estimar C_1	92
5.2.1	Comportamiento elastoplástico.....	93
5.2.2	Comportamiento con degradación.....	97
5.3	Ecuación simplificada para estimar C_2	99

CAPÍTULO 6. RESUMEN Y CONCLUSIONES

6.1	Resumen.....	102
6.2	Conclusiones.....	103
6.3	Investigaciones sugeridas.....	104

APÉNDICE A

A.1	Medidas de tendencia central.....	106
A.2	Medidas de dispersión.....	107

APÉNDICE B

B.1	Distribuciones porcentuales.....	108
-----	----------------------------------	-----

B.2	Funciones de distribución de probabilidad.....	113
APÉNDICE C		
C.1	Introducción.....	130
LISTA DE REFERENCIAS.....		133

Lista de Figuras

2.1	Niveles de desempeño estructural asociados a límites de desplazamiento global, incluidos en las recomendaciones ATC-40 (1996), FEMA 273/274 (1997) y FEMA 356 (2000).....	7
2.2	Curva de cortante basal-desplazamiento de azotea obtenida de un análisis estático no-lineal incremental (FEMA 356, 2000).....	9
2.3	Coefficiente C_1 propuesto en las recomendaciones FEMA 273/274 (FEMA, 1997).....	9
2.4	Comparación del coeficiente C_1 propuesto en las recomendaciones FEMA 440 (2005) y el coeficiente C_1 sugerido en las recomendaciones FEMA 356 (2000).....	11
2.5	Comparación del coeficiente C_2 propuesto en las recomendaciones FEMA 440 (2005) y el coeficiente C_2 sugerido en las recomendaciones FEMA 356 (2000).....	12
2.6	Demandas de comportamiento y deformación en estructuras de mampostería.....	13
2.7	Demandas inelásticas ($\mu=2$) de deformación relativa global máxima en edificaciones de mampostería (Rodríguez, 2004).....	15
2.8	Modo de falla del tipo "piso débil" en una estructura de varios niveles supuesta por Rodríguez (2004).....	16
2.9	Demandas inelásticas ($\mu=2$) de deformación relativa de entrepiso en edificaciones de mampostería (Rodríguez, 2004).....	16
2.10	Metodología propuesta por Zúñiga y Terán (2005) para evaluar el desempeño sísmico de edificaciones de mampostería.....	18
2.11	Modelo de la columna ancha (Zúñiga y Terán, 2005).....	19
2.12	Concepto de rigidez secante (Zúñiga y Terán, 2005).....	19
2.13	Comparación de la degradación de rigidez a corte experimental y analítica, Zúñiga y Terán (2005).....	20
2.14	Evolución del grado de daño en estructuras de mampostería en función del nivel de distorsión lateral (Zúñiga y Terán, 2005).....	20
3.1	Falla por compresión diagonal (Zúñiga y Terán, 2005).....	27
3.2	Puntal de compresión (Zúñiga y Terán, 2005).....	28
3.3	Patrón de agrietamiento ocasionado por esfuerzos de tensión diagonal: a) agrietamiento diagonal, y b) agrietamiento y corte escalonado.....	28
3.4	Falla por tensión perpendicular a las juntas (Zúñiga y Terán, 2005).....	29
3.5	Falla por deslizamiento (Zúñiga y Terán, 2005).....	29
3.6	Comportamiento histerético del modelo 3D (Ruiz García, 1995).....	30
3.7	Relación idealizada carga lateral-distorsión lateral en muros de mampostería confinada (Zúñiga y Terán, 2005).....	31
3.8	Relación entre degradación de rigidez y estado de daño en muros de mampostería (Ruiz-García <i>et al.</i> , 1999).....	32
3.9	Distorsiones laterales medidas en el nivel de prevención de colapso (σ = desviación estándar) (Rodríguez, 2004).....	38
3.10	Identificación gráfica de los estados límite en muros de mampostería confinada (Astroza y Schmidt, 2004).....	39

3.11	Identificación de los estados límite en una curva típica de histéresis de un muro de mampostería confinada (Astroza y Schmidt, 2004).....	40
3.12	Estados límite para muros de mampostería confinada.....	43
3.13	Tipos de especímenes considerados en la base de datos: a) muros aislados, b) muros con acoplamiento, y c) sistema tridimensional. (Astroza y Schmidt, 2004).....	45
3.14	Distribución porcentual de la base de datos según el tipo de pieza.....	49
3.15	Distribución porcentual de la base de datos según la esbeltez de los muros.....	49
3.16	Distribución porcentual de la base de datos según el porcentaje de refuerzo horizontal.....	50
3.17	Distribución porcentual de la base de datos según el nivel de carga axial.....	50
3.18	Distribución porcentual de la base de datos según el tipo de pieza (i.e. hueca o sólida).....	50
3.19	Distribución empírica de probabilidad: a) D_{agr} , y b) D_{max}	55
3.20	Distribución empírica de probabilidad obtenida de piezas sólidas para: a) D_{agr} , y b) D_{max}	56
3.21	Distribución empírica de probabilidad obtenida de piezas huecas para: a) D_{agr} , y b) D_{max}	56
3.22	Ajuste y bondad de ajuste de la distribución empírica con las distribuciones Lognormal y Weibull para: a) D_{agr} , y b) D_{max}	58
3.23	Ajuste de distribuciones para D_{agr} y D_{max} , por tipo de unidad: a) Tabique de arcilla artesanal, b) tabique de arcilla extruída, c) bloque de concreto, y d) tabicón de concreto.....	59
3.24	Comparación de la distribución paramétrica ajustada para los subgrupos divididos por tipo de unidad: a) D_{agr} , y b) D_{max}	60
3.25	Comparación de la distribución paramétrica ajustada para los subgrupos divididos por tipo de pieza: a) D_{agr} , y b) D_{max}	61
3.26	Comparación de la distribución paramétrica lognormal ajustada para los subgrupos divididos por porcentaje de refuerzo horizontal: a) D_{agr} , y b) D_{max}	62
3.27	Comparación de la distribución paramétrica lognormal ajustada para el subgrupo de piezas de tabique artesanal divididos por porcentaje de refuerzo horizontal: a) D_{agr}	62
3.28	Comparación de la distribución paramétrica lognormal ajustada para los subgrupos divididos por su relación de esbeltez: a) D_{agr} , y b) D_{max}	63
3.29	Comparación de la distribución paramétrica lognormal ajustada para los subgrupos divididos por su nivel de carga axial: a) D_{agr} , y b) D_{max}	63
4.1	Efecto de los <i>tres parámetros</i> en la respuesta analítica (Kunnath, 2003).....	77
4.2	Comparación entre la respuesta experimental y analítica del modelo M-1/4-E6 (Ruiz García y Miranda, 2003).....	77
4.3	Comparación entre la respuesta experimental y analítica del modelo 3D.....	78
4.4	Comparación de la historia de desplazamientos experimental y analítica en el primer nivel del modelo 3D.....	78
4.5	Comparativa de los cocientes de desplazamiento inelástico calculados para diferentes medidas de tendencia central ($R=4$).....	80
4.6	Promedio de los cocientes de desplazamiento inelástico de resistencia constante correspondiente a los 60 registros sísmicos, variando R	82
4.7	Mediana de los cocientes de desplazamiento inelástico de resistencia constante correspondiente a los 60 registros sísmicos, variando R	82

4.8	Media geométrica de los cocientes de desplazamiento inelástico de resistencia constante correspondiente a los 60 registros sísmicos, variando R	83
4.9	Dispersión en la estimación de C_R para sistemas elastoplásticos: a) Coeficiente de variación, y b) desviación estándar del logaritmo natural.....	84
4.10	Cocientes de desplazamiento inelástico correspondientes a cinco percentiles para: a) $R=2$, b) $R=4$, y c) $R=6$	85
4.11	Cocientes de desplazamiento inelástico para sistemas con degradación de rigidez.....	86
4.12	Tendencia central de los cocientes de desplazamiento máximo inelástico, $\Delta_{i_{CD}} / \Delta_{i_{EP}}$: a) Promedio, b) mediana, y c) media geométrica.....	87
4.13	Tendencia central del cociente de desplazamiento para sistemas con degradación estructural: a) Promedio, b) mediana, y c) media geométrica.....	88
4.14	Cocientes de desplazamiento máximo inelástico $\Delta_{i_{CDE}} / \Delta_{i_{EP}}$: a) Promedio, b) mediana, y c) media geométrica.....	89
4.15	Desviación estándar del logaritmo natural de los datos para: a) Comportamiento CD, y b) comportamiento CDE.....	90
4.16	Desviación estándar del logaritmo natural de los datos para: a) Cociente $\Delta_{i_{CD}} / \Delta_{i_{EP}}$, y b) cociente $\Delta_{i_{CDE}} / \Delta_{i_{EP}}$	91
5.1	Estimación del promedio de C_R calculado con la Ec. 5.1 y los parámetros dados en la Tabla 5.1.....	94
5.2	Comparación del promedio muestral de C_R con el promedio de C_R estimado con la Ec. 5.1 para: a) $R=2$ y $R=4$, y b) $R=3$ y $R=5$	95
5.3	Intervalos de confianza de la estimación del promedio de C_R empleando la Ec. 5.1 para: a) $R=3$, y b) $R=5$	95
5.4	Estimación del promedio de C_R empleando: a) parámetros sugeridos en FEMA 440 (2005), y b) parámetros obtenidos en este estudio.....	96
5.5	Comparación del promedio muestral de C_R con la mediana de C_R estimado con la Ec. 5.1 para el comportamiento CD y: a) $R = 2$ y $R = 4$, y b) $R = 3$, y $R = 5$	98
5.6	Comparación del promedio muestral de C_R con la mediana de C_R estimado con la Ec. 5.1 para el comportamiento CDE y: a) $R = 2$ y $R = 4$, y b) $R = 3$, y $R = 5$	99
5.7	Comparación del cociente $\Delta_{i_{CDE}} / \Delta_{i_{EP}}$, calculado para sistemas con comportamiento CDE, y el coeficiente C_2 sugerido en FEMA 440 (2005).....	100
5.8	Comparación de la mediana muestral de $\Delta_{i_{CDE}} / \Delta_{i_{EP}}$ con la mediana de C_2 estimado con la Ec. 5.2 para: a) $R = 2$ y $R = 4$, y b) $R = 3$, y $R = 5$	101
B.1	Subgrupo 1, muros de piezas sólidas, todos los materiales.....	108
B.2	Subgrupo 2, muros de piezas huecas, todos los materiales.....	109
B.3	Subgrupo 3, muros de ladrillo de arcilla artesanal.....	109
B.4	Subgrupo 4, muros de ladrillo de arcilla extruída.....	110
B.5	Subgrupo 5, muros de ladrillo de arcilla extruída sólida.....	110
B.6	Subgrupo 6, muros de ladrillo de arcilla extruída hueca.....	111
B.7	Subgrupo 7, muros de bloque de concreto.....	111
B.8	Subgrupo 8, muros de bloque de concreto piezas sólidas.....	112
B.9	Subgrupo 9, muros de bloque de concreto piezas huecas.....	112

B.10	Subgrupo 10, muros de tabicón de concreto.....	113
B.11	Distribución lognormal y Weibull subconjunto de muros construidos con piezas sólidas, todos los materiales.....	113
B.12	Distribución lognormal y Weibull subconjunto de muros construidos con piezas huecas, todos los materiales.....	114
B.13	Distribución lognormal y Weibull de la relación de aspecto para el subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla artesanal (ELS).....	114
B.14	Distribución lognormal y Weibull de la relación de aspecto para el subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla artesanal (ELR).....	115
B.15	Distribución lognormal y Weibull del porcentaje de refuerzo horizontal para el subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla artesanal (ELS).....	115
B.16	Distribución lognormal y Weibull del porcentaje de refuerzo horizontal para el subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla artesanal (ELR).....	116
B.17	Distribución lognormal y Weibull del nivel de carga axial para el subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla artesanal (ELS).....	116
B.18	Distribución lognormal y Weibull del nivel de carga axial para el subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla artesanal (ELR).....	117
B.19	Distribución lognormal y Weibull de la relación de aspecto para el subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla extruída (ELS).....	117
B.20	Distribución lognormal y Weibull de la relación de aspecto para el subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla extruída (ELR).....	117
B.21	Distribución lognormal y Weibull del porcentaje de refuerzo horizontal para el subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla extruída (ELS).....	118
B.22	Distribución lognormal y Weibull del porcentaje de refuerzo horizontal para el subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla extruída (ELR).....	118
B.23	Distribución lognormal y Weibull del nivel de carga axial para el subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla extruída (ELS).....	118
B.24	Distribución lognormal y Weibull del nivel de carga axial para el subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla extruída (ELS).....	119
B.25	Distribución lognormal y Weibull de la relación de aspecto para el subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla extruída hueca (ELS).....	119
B.26	Distribución lognormal y Weibull de la relación de aspecto para el subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla extruída hueca (ELR).....	119
B.27	Distribución lognormal y Weibull de la relación de aspecto para el subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla extruída sólida (ELS).....	120
B.28	Distribución lognormal y Weibull de la relación de aspecto para el subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla extruída sólida (ELR).....	120
B.29	Distribución lognormal y Weibull del nivel de carga axial para el subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla extruída sólida (ELS).....	120
B.30	Distribución lognormal y Weibull del nivel de carga axial para el subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla extruída sólida (ELR).....	121

B.31	Distribución lognormal y Weibull del porcentaje de refuerzo horizontal para el subconjunto de muros contruidos con tabique de arcilla extruída sólida (ELS).....	121
B.32	Distribución lognormal y Weibull del porcentaje de refuerzo horizontal para el subconjunto de muros contruidos con tabique de arcilla extruída sólida (ELR).....	121
B.33	Distribución lognormal y Weibull de la relación de aspecto para el subconjunto de muros contruidos con bloque de concreto (ELS).....	122
B.34	Distribución lognormal y Weibull de la relación de aspecto para el subconjunto de muros contruidos con bloque de concreto (ELR).....	122
B.35	Distribución lognormal y Weibull del porcentaje de refuerzo horizontal para el subconjunto de muros contruidos con bloque de concreto (ELS).....	122
B.36	Distribución lognormal y Weibull del porcentaje de refuerzo horizontal para el subconjunto de muros contruidos con bloque de concreto (ELR).....	123
B.37	Distribución lognormal y Weibull del nivel de carga axial para el subconjunto de muros contruidos con bloque de concreto (ELS).....	123
B.38	Distribución lognormal y Weibull del nivel de carga axial para el subconjunto de muros contruidos con bloque de concreto (ELR).....	123
B.39	Distribución lognormal y Weibull de la relación de aspecto para el subconjunto de muros contruidos con bloques huecos de concreto (ELS).....	124
B.40	Distribución lognormal y Weibull de la relación de aspecto para el subconjunto de muros contruidos con bloques huecos de concreto (ELR).....	124
B.41	Distribución lognormal y Weibull del porcentaje de refuerzo horizontal para el subconjunto de muros contruidos con bloques huecos de concreto (ELS).....	124
B.42	Distribución lognormal y Weibull del porcentaje de refuerzo horizontal para el subconjunto de muros contruidos con bloques huecos de concreto (ELR).....	125
B.43	Distribución lognormal y Weibull del porcentaje de refuerzo horizontal para el subconjunto de muros contruidos con bloques sólidos de concreto (ELS).....	125
B.44	Distribución lognormal y Weibull del porcentaje de refuerzo horizontal para el subconjunto de muros contruidos con bloques sólidos de concreto (ELR).....	125
B.45	Distribución lognormal y Weibull del nivel de carga axial para el subconjunto de muros contruidos con bloques huecos de concreto (ELS).....	126
B.46	Distribución lognormal y Weibull del nivel de carga axial para el subconjunto de muros contruidos con bloques huecos de concreto (ELR).....	126
B.47	Distribución lognormal y Weibull del nivel de carga axial para el subconjunto de muros contruidos con bloques sólidos de concreto (ELS).....	126
B.48	Distribución lognormal y Weibull del nivel de carga axial para el subconjunto de muros contruidos con bloques sólidos de concreto (ELR).....	127
B.49	Distribución lognormal y Weibull de la relación de aspecto para el subconjunto de muros contruidos con tabicón de concreto (ELS).....	127
B.50	Distribución lognormal y Weibull de la relación de aspecto para el subconjunto de muros contruidos con tabicón de concreto (ELR).....	127
B.51	Distribución lognormal y Weibull del porcentaje de refuerzo horizontal para el subconjunto de muros contruidos con tabicón de concreto (ELS).....	128
B.52	Distribución lognormal y Weibull del porcentaje de refuerzo horizontal para el subconjunto de muros contruidos con tabicón de concreto (ELR).....	128
B.53	Distribución lognormal y Weibull del nivel de carga axial para el subconjunto de muros contruidos con tabicón de concreto (ELS).....	128

B.54	Distribución lognormal y Weibull del nivel de carga axial para el subconjunto de muros construidos con tabicón de concreto (ELR).....	129
C.1	Distribución magnitud-distancia epicentral para los 60 registros.....	131
C.2	Distribución aceleración máxima del terreno-distancia epicentral para los 60 registros empleados.....	131
C.3	Distribución aceleración máxima del magnitud-aceleración máxima del terreno para los 60 registros empleados.....	132

Lista de Tablas

3.1	Grado de daño en muros de mampostería confinada (Ruiz García, 1995).....	36
3.2	Distorsiones asociadas a dos estados de daño en muros de mampostería confinada (Reyes y Meli, 1999).....	37
3.3	Estados límite de distorsión para muros de mampostería confinada (Astroza y Schmidt, 2004).....	40
3.4	Estados límite de distorsión para muros de mampostería confinada establecidos en el código chileno (Astroza y Schmidt, 2004).....	41
3.5	Distorsiones permisibles de entrepiso para muros de carga de mampostería recomendados en la normatividad mexicana (Gobierno del D.F., 2004b).....	42
3.6	Estados límite y distorsiones para muros de carga de mampostería contruidos con piezas sólidas del tipo artesanal propuestos por Alcocer y colaboradores (2005).....	42
3.7	Estados de daño observado y estados límite considerados en este estudio.....	44
3.8	Muros ensayados en México y el extranjero.....	46
3.9	Medidas de tendencia central obtenidas del conjunto de 176 muros de mampostería confinada.....	51
3.10	Medidas de dispersión del conjunto de 176 muros de mampostería confinada.....	51
3.11	Valores estadísticos para el conjunto de 176 muros de mampostería confinada, divididos en piezas sólidas y huecas.....	52
3.12	Valores estadísticos para ensayos del conjunto de 176 muros de mampostería confinada, divididos en piezas sólidas y huecas.....	52
3.13	Medidas estadísticas obtenidas de subgrupos de mampostería confinada de acuerdo al tipo de pieza.....	53
3.14	Distorsiones asociadas a los estados límite considerados en este estudio.....	65

3.15	Distorsiones asociadas a los subgrupos considerados en este estudio.....	65
4.1	Parámetros propuestos por Ruiz-García y Miranda (2003) para reproducir el comportamiento histerético de muros de mampostería.....	79
4.2	Parámetros empleados en éste estudio.....	79
5.1	Parámetros estimados para emplearse en la Ec. 5.1 correspondiente a tres diferentes medidas de tendencia central de sistemas elastoplásticos, así como sus respectivos intervalos de confianza.....	94
5.2	Medida de error estándar usando la Ec. 5.1 y los parámetros estimados de la Tabla 5.1.....	96
5.3	Parámetros estimados para emplearse en la Ec. 5.1 correspondiente a tres diferentes medidas de tendencia central de sistemas con degradación, así como sus respectivos intervalos de confianza.....	97
5.4	Medida de error estándar usando parámetros estimados con la Tabla 5.1 y Ec. 5.1.....	98
5.5	Parámetros estimados para emplearse en la Ec. 5.2 correspondiente a dos diferentes medidas de tendencia central de sistemas con degradación, así como sus respectivos intervalos de confianza.....	100
C.1	Registros sísmicos empleados en el estudio.....	130

INTRODUCCIÓN

1.1 MOTIVACIÓN

Eventos sísmicos recientes han evidenciado la alta vulnerabilidad de edificaciones destinadas a vivienda, principalmente en aquellas ubicadas en regiones cercanas a la fuente sísmica (Ruiz García *et al.*, 1999). Por ejemplo, de una población censada de 1 170 viviendas unifamiliares de mampostería confinada, construidas con tabique de barro rojo recocido, en el municipio de Caleta de Campos se registró que alrededor del 20% de las edificaciones sufrió daño considerado como reparable y sólo el 2% exhibió daño severo a consecuencia del terremoto ocurrido el 11 de enero de 1997 frente a las costas del estado de Michoacán ($M_s=7.3$). Asimismo, en la ciudad de Arteaga, ubicada a 55 Km. de la estación Caleta de Campos, alrededor del 30% de edificaciones con similares características sufrieron daño severo o derrumbe total (Rodríguez *et al.*, 1998). Es por ello que resultan de gran utilidad metodologías encaminadas a evaluar la vulnerabilidad de edificaciones de mampostería en zonas sísmicas, las cuáles permitan implementar medidas preventivas ante la eventualidad de eventos sísmicos futuros.

Actualmente existe un consenso entre la comunidad enfocada a la ingeniería sísmica de que el daño en elementos estructurales, y en algunos elementos no estructurales, es consecuencia de las demandas de desplazamiento lateral inducidas a la estructura cuando es expuesta a excitaciones sísmicas. En consecuencia, recientes metodologías para el diseño de nuevas estructuras y para la evaluación de estructuras existentes basadas en conceptos de

desempeño se fundamentan en una estimación de las demandas máximas de desplazamiento lateral.

1.2 OBJETIVOS Y ALCANCE

El principal objetivo de esta tesis consiste en evaluar las demandas y capacidades de deformación lateral (e.g. distorsión lateral de entrepiso) de estructuras de mampostería sujetas a excitaciones sísmicas. Esta información es muy valiosa para la implementación de una metodología simplificada encaminada a evaluar la vulnerabilidad de edificaciones de mampostería en zonas sísmicas con base en una consideración explícita de su demanda y capacidad de desplazamiento lateral. En particular, este trabajo pone atención especial en la estimación y consideración de la incertidumbre. A continuación se describen los objetivos particulares de esta tesis:

1. Realizar un estudio estadístico de la respuesta experimental de especímenes de mampostería ensayados en laboratorio ante cargas cíclicas reversibles (i.e. del tipo sísmico) para estimar la tendencia central y dispersión de las capacidades de desplazamiento lateral asociadas a dos niveles de daño observado: a) primer agrietamiento diagonal, y b) formación completa del agrietamiento diagonal en la superficie de los muros, la cuál esta asociada a su resistencia lateral.
2. Con base en el estudio estadístico, obtener funciones de fragilidad basadas en desplazamiento para muros de mampostería confinada asociadas a dos estados de daño, considerando diferentes parámetros (tipo de pieza, relación de esbeltez, nivel de carga axial, cuantía de refuerzo horizontal).
3. Evaluar las demandas máximas de desplazamiento lateral inelástico en estructuras existentes de mampostería. Para tal fin, se realizan análisis dinámicos no lineales en sistemas de un grado de libertad (S1GL), que consideran la degradación estructural (i.e. combinación del deterioro de rigidez y degradación de resistencia), como la que exhiben las estructuras de mampostería, al ser

sometidos a 60 registros sísmicos capturados en estaciones ubicadas en la zona de subducción del pacífico mexicano.

4. Proponer ecuaciones simplificadas para evaluar las demandas máximas de desplazamiento inelástico a partir de una estimación de la demanda máxima de desplazamiento elástico.

Debe mencionarse que la información generada en esta tesis resulta de gran utilidad en la implementación de una metodología simplificada para la evaluación sísmica de edificaciones de mampostería que satisfacen los requisitos normativos vigentes (e.g. que no presentan irregularidades tanto en planta como en elevación). Sin embargo, debe tenerse en cuenta que la información vertida sólo es aplicable para edificaciones que se encuentran ubicadas en terreno firme o roca, en las cuáles los efectos de la interacción suelo-estructura no son importantes.

1.3 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

En esta tesis se presenta una evaluación de las capacidades y demandas de deformación lateral de estructuras de mampostería. Para tal fin, se llevaron a cabo diversas etapas de investigación. En principio, se revisaron algunas metodologías que han sido propuestas recientemente para la evaluación de estructuras de mampostería basadas explícitamente en desplazamiento. Posteriormente, se realizó un estudio estadístico, a partir de resultados experimentales obtenidos del ensaye de muros de mampostería sometidos ante cargas cíclicas reversibles, para evaluar su capacidad de desplazamiento lateral asociada a dos estados de daño estructural. A continuación, se evaluaron las demandas de desplazamiento máximo inelástico en SIGL elastoplásticos y con degradación estructural. Dada la alta incertidumbre inherente en la estimación de las capacidades de desplazamiento lateral, se incluyó un enfoque probabilista para sugerir límites de las capacidades de desplazamiento lateral en edificaciones de mampostería. A continuación se presenta una descripción detallada del contenido de esta tesis:

En el **Capítulo 2** se presenta una revisión de la literatura más reciente en la que se proponen metodologías para la evaluación sísmica de estructuras de mampostería, basadas en desplazamiento. En este capítulo se bosqueja una metodología simplificada que puede implementarse con la información generada en esta tesis.

En el **Capítulo 3** se evalúa la capacidad de deformación lateral en muros de mampostería. Para tal fin, se emplea una base de datos que incluye resultados experimentales en términos de las distorsiones asociadas al primer agrietamiento diagonal, D_{agr} , y a la resistencia lateral, D_{max} , registradas en especímenes de mampostería ensayados ante cargas laterales cíclicas reversibles. Además, la base de datos incluye información sobre el tipo de pieza, el nivel de carga axial aplicado durante la prueba, la relación de esbeltez del espécimen y el porcentaje de refuerzo horizontal. Posteriormente, se describe un estudio estadístico para obtener la tendencia central y dispersión de D_{agr} y D_{max} . Finalmente, se presenta un enfoque probabilista para sugerir valores límite de la capacidad de desplazamiento lateral asociados a dos estados de daño.

En el **Capítulo 4** se presentan los resultados de un estudio estadístico encaminado a evaluar las demandas máximas de desplazamiento inelástico en SIGL representativos de estructuras de mampostería. Dichas demandas son expresadas en términos del cociente de desplazamiento inelástico, C_R . Este cociente permite estimar la demanda máxima de desplazamiento inelástico a partir de la demanda máxima de desplazamiento elástico, la cuál puede obtenerse a partir de un espectro de diseño, para un sistema con periodo de vibración y resistencia lateral dada. En particular, se examina la influencia del periodo de vibración, del nivel de resistencia lateral relativa y del comportamiento histerético en C_R . Se presta especial atención a la dispersión asociada con la estimación de tendencias central.

En el **Capítulo 5** se verifica la aplicabilidad de una ecuación simplificada para estimar la tendencia central de C_R , para sistemas elastoplásticos y con degradación estructural. Para tal fin, se presentan los resultados de un análisis de regresión no lineal para ajustar los

coeficientes de la ecuación simplificada a las curvas de C_R obtenidas del estudio estadístico presentado en el Capítulo 4.

Finalmente, en el **Capítulo 6**, se resumen las principales observaciones de este estudio. Asimismo, se comentan estudios adicionales que permitan implementar una metodología simplificada para evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de mampostería basada en una estimación explícita de sus demandas y capacidades de deformación lateral.

Esta tesis incluye tres apéndices. En el **Apéndice A** se presenta la definición de las medidas de tendencia central y dispersión empleadas en este estudio. En el **Apéndice B** se muestran las distribuciones porcentuales para los subgrupos de ensayos de muros de mampostería confinada, así como el ajuste de su distribución empírica con la distribución de probabilidad paramétrica. Finalmente, el **Apéndice C** contiene la lista del conjunto de acelerogramas empleados en esta investigación.

METODOLOGÍAS PARA LA EVALUACIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

2.1 INTRODUCCIÓN

Dada la alta vulnerabilidad de las edificaciones de mampostería en zonas sísmicas, es necesario contar con metodologías que permitan evaluarla a fin de implementar medidas preventivas ante la eventualidad de futuros escenarios sísmicos. Diversas metodologías han sido propuestas en la literatura para la evaluación sísmica, principalmente de estructuras de concreto reforzado, las cuáles se basan comúnmente en una evaluación de la capacidad ante cargas laterales en términos de parámetros de resistencia.

En este capítulo se presenta una revisión de algunas metodologías propuestas recientemente para la evaluación sísmica de estructuras existentes basadas en la estimación del desplazamiento lateral y que pueden emplearse para la valoración del comportamiento sísmico de estructuras de mampostería. Posteriormente, se sugiere una metodología simplificada para la evaluación de edificaciones regulares de mampostería ubicadas en zonas sísmicas, que consiste en comparar su capacidad de desplazamiento lateral, la cuál está ligada a varios niveles de desempeño estructural, con la demanda de desplazamiento máximo inelástico a que puede estar sujeta una estructura de mampostería.

2.2 MÉTODO BASADO EN LA MODIFICACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO MÁXIMO ELÁSTICO

2.2.1 Recomendaciones ATC-40 (1996), FEMA 273/274 (1997) y FEMA-356 (2000)

Las recomendaciones ATC-40 (1996), en los Estados Unidos, fueron las primeras recomendaciones a nivel mundial en incorporar métodos simplificados para la evaluación del comportamiento inelástico de edificios de concreto reforzado para fines de rehabilitación sísmica. Estos métodos se basan en la estimación explícita de la demanda máxima de desplazamiento lateral en la estructura (i.e. procedimientos basados en desplazamiento), la cuál puede asociarse a diversos niveles de desempeño estructural. Por ejemplo, en la Figura 2.1 se presenta la curva idealizada cortante-desplazamiento lateral global de una estructura. De forma conceptual, también se ilustran tres niveles de desempeño (Ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención del colapso) asociados a límites de desplazamiento lateral en la estructura.

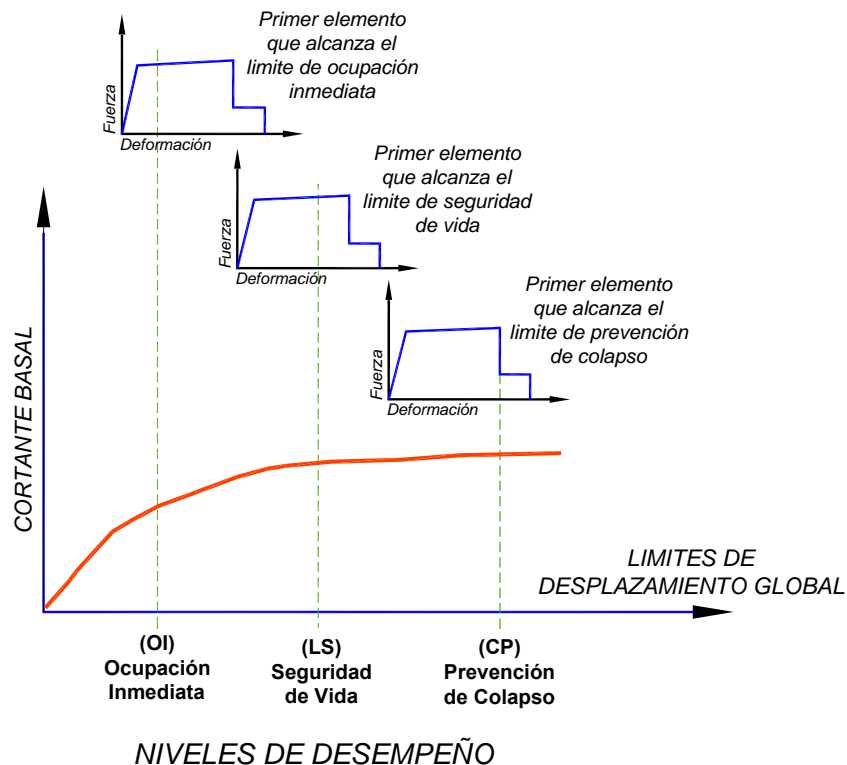


Figura 2.1. Niveles de desempeño estructural asociados a límites de desplazamiento global incluidos en las recomendaciones ATC-40 (1996), FEMA 273/274 (1997) y FEMA 356 (2000).

Para evaluar la demanda de desplazamiento global de estructuras de concreto reforzado e, implícitamente, el nivel de desempeño esperado en las recomendaciones ATC-40 (1996) se propusieron dos métodos simplificados, denominados: a) *método del espectro de capacidad*¹, y b) *método de los coeficientes de desplazamiento*². Ambos métodos se basan en evaluar el desempeño sísmico por medio de un análisis estático no-lineal de la estructura ante cargas laterales incrementales, denominado *pushover* en la literatura inglesa, pero difieren en el proceso para estimar el desplazamiento máximo inelástico al que se verá sometida la estructura. El *método del espectro de capacidad* estima el desplazamiento máximo inelástico a partir de la respuesta sísmica de un sistema de un grado de libertad (S1GL) con rigidez y cociente de amortiguamiento equivalentes, los cuáles son función del nivel de ductilidad de desplazamiento esperado en la estructura, mientras que el *método de los coeficientes de desplazamiento* consiste en modificar el desplazamiento máximo elástico por medio de coeficientes para estimar el desplazamiento máximo inelástico. Cabe mencionar que ambos procedimientos simplificados fueron posteriormente incorporados en las recomendaciones FEMA 273/274 (1997) y FEMA 356 (2000). A continuación, se comentará con mayor detalle el *método de los coeficientes de desplazamiento*.

El *método de los coeficientes de desplazamiento* fue propuesto originalmente por Seneviratna y Krawinkler (1997) para evaluar de manera aproximada las demandas de deformación lateral en estructuras a base de marcos y muros. Posteriormente, el método fue adaptado en las recomendaciones ATC-40 (1996), FEMA 273/274 (1997) y FEMA 356 (2000) para evaluar la demanda máxima de desplazamiento lateral inelástico en la azotea, δ_t , a que se vería sometida una estructura. En este método, δ_t se puede estimar como:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.1)$$

donde C_0 es un factor de modificación para relacionar los desplazamientos espectrales de un S1GL equivalente con el desplazamiento de azotea de un edificio de múltiples grados de

¹ Denominado *Capacity spectrum method* en la literatura inglesa.

² Llamado *Displacement-coefficient method* en la literatura inglesa.

libertad (SMGL), C_1 es un factor de modificación para relacionar el desplazamiento máximo esperado de un SIGL inelástico con comportamiento histerético elastoplástico perfecto con el desplazamiento máximo calculado en el mismo sistema con respuesta elástica lineal, C_2 es un factor de modificación para considerar el efecto de la forma histerética de adelgazamiento de los lazos de histéresis cerca del origen y el deterioro de resistencia en la respuesta de desplazamiento máximo, C_3 es un factor de modificación que considera el incremento en el desplazamiento lateral debido a los efectos $P-\Delta$ dinámicos, T_e es el periodo efectivo del edificio, S_a es la pseudo-aceleración espectral elástica correspondiente al periodo efectivo del edificio y g es la aceleración de la gravedad. El periodo efectivo del edificio se calcula a partir de la curva cortante basal-distorsión de azotea obtenida de un análisis estático no-lineal incremental, como se ilustra en la Figura 2.2.

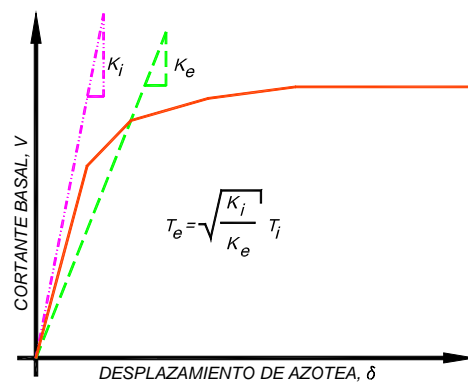


Figura 2.2. Curva de cortante basal-desplazamiento de azotea obtenida de un análisis estático no-lineal incremental (FEMA 356, 2000).

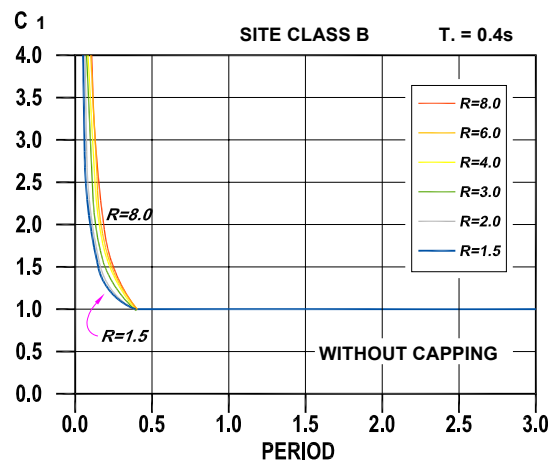


Figura 2.3. Coeficiente C_1 propuesto en las recomendaciones FEMA 273/274 (FEMA, 1997).

En la Figura 2.3 se ilustra el coeficiente C_I propuesto originalmente en las recomendaciones FEMA 273/274 (1997).

2.2.2 Recomendaciones ATC-55 (2005) y FEMA 440 (2005)

Estudios posteriores a la publicación de las recomendaciones FEMA 273/274 (1997) realizados por varios investigadores evidenciaron que los métodos *del espectro de capacidad y de los coeficientes* conducían a resultados diferentes para el mismo edificio estudiado (e.g. Chopra y Goel, 2000). Debido a estas discrepancias, se propuso llevar a cabo un nuevo estudio denominado proyecto ATC-55 (2005) para mejorar los métodos simplificados para la predicción de respuesta estructural inelástica de edificios ante acciones sísmicas. Los estudios y resultados derivados del proyecto ATC-55 (2005) fueron recientemente publicados en el reporte FEMA 440 (2005). Las principales modificaciones realizadas a las recomendaciones FEMA 273/274 (1997) relativas al *método de los coeficientes de desplazamiento* son las siguientes:

- Se sugiere sustituir el coeficiente C_I dado en la Ec. 2.2 por la siguiente expresión simplificada:

$$C_I = 1 + \frac{R-1}{aT_e^2} \quad (2.2)$$

donde R es la resistencia lateral relativa. La constante a es igual a 130, 90 y 60 para terrenos tipo B, C y D, respectivamente, de acuerdo a la clasificación FEMA-356 (2000). En la Figura 2.4 se ilustra el coeficiente C_I calculado con la Ec. 2.2 y el coeficiente C_I calculado con la Ec. 2.1.

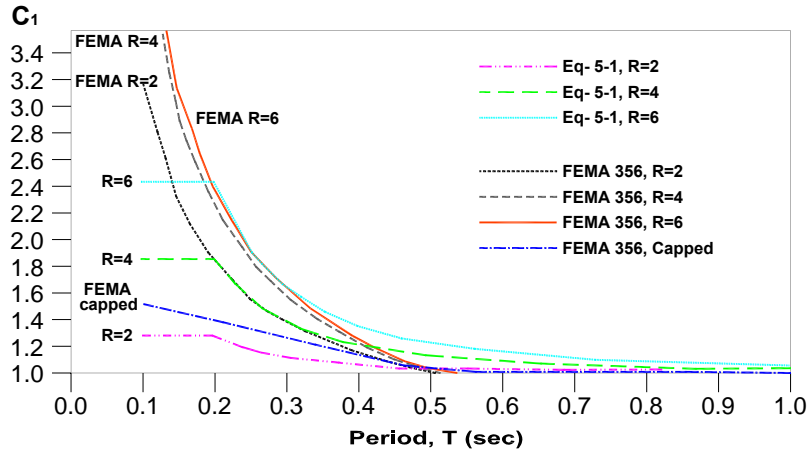


Figura 2.4. Comparación del coeficiente C_1 propuesto en las recomendaciones FEMA 440 (2005) y el coeficiente C_1 sugerido en las recomendaciones FEMA 356 (2000).

- Se sugiere que el coeficiente C_2 sea también función de la resistencia lateral relativa y no sólo del periodo de vibración. Para ello, se propuso la siguiente expresión simplificada:

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{R-1}{T} \right)^2 \quad (2.3)$$

Para periodos menores que 0.2 seg, el valor del coeficiente C_2 puede considerarse igual al valor obtenido para 0.2 seg. Para periodos mayores que 0.7 seg., C_2 puede asumirse igual a 1.0. Sin embargo, el coeficiente C_2 debe emplearse únicamente en estructuras que exhiben degradación de rigidez y/o resistencia significativa. En la Figura 2.5 se ilustra el coeficiente C_2 calculado con la Ec. 2.3, así como el mismo coeficiente propuesto en las especificaciones FEMA 273/274 (1997).

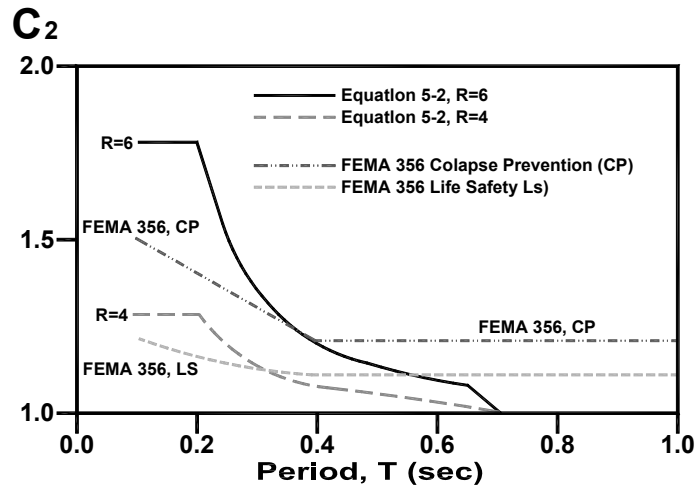


Figura 2.5. Comparación del coeficiente C_2 propuesto en las recomendaciones FEMA 440 (2005) y el coeficiente C_2 sugerido en las recomendaciones FEMA 356 (2000).

- Se sugiere que el coeficiente C_3 sea eliminado y se reemplace por un límite de la resistencia mínima requerida (i.e. valor máximo de R) para evitar la inestabilidad dinámica.

2.3 Rodríguez (2004)

Con la finalidad de evaluar el comportamiento sísmico de edificaciones de mampostería en regiones sísmicas, Rodríguez (2004) propuso una metodología basada en comparar la estimación aproximada de la demanda de desplazamiento lateral impuesto a la estructura con su capacidad de deformación lateral. De manera similar al enfoque establecido en las recomendaciones FEMA 273-274 (1997), el autor plantea asociar la demanda de desplazamiento lateral con diferentes niveles de daño en las edificaciones de mampostería como se ilustra en la Figura 2.6. El autor sugiere utilizar sólo los niveles de comportamiento de seguridad de vida y de prevención de colapso para evaluar el desempeño de las edificaciones de mampostería. El nivel de seguridad de vida depende en realidad de la cantidad de daño estructural y no estructural en la edificación que podría ser aceptado. El nivel de prevención de colapso se define como el nivel de respuesta de la estructura en el que la capacidad lateral se reduce un 20%.

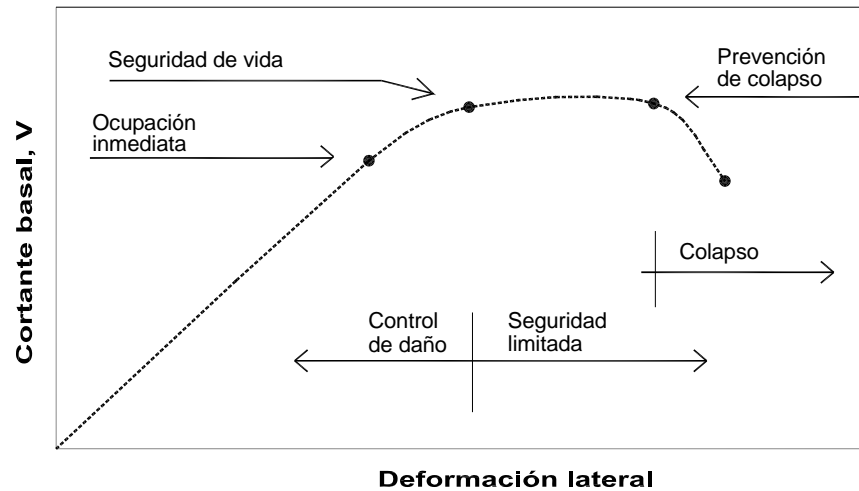


Figura 2.6. Demandas de comportamiento y deformación en estructuras de mampostería.

En principio, para evaluar las demandas de deformación lateral, Rodríguez (2004) empleó registros de aceleraciones del terreno obtenidos durante eventos sísmicos en México, Perú y Chile en los que se observaron daños significativos, e inclusive colapsos, en edificaciones de mampostería. El autor, consideró como medida global de la demanda de deformación de las edificaciones de mampostería al desplazamiento lateral del último nivel de la edificación, δ , en particular empleando el llamado desplazamiento relativo global, D_{rm} .

Para evaluar D_{rm} empleó la siguiente expresión:

$$D_{rm} = \frac{\delta_m}{H} \quad (2.4)$$

donde δ_m es el valor máximo de δ , y H es la altura del edificio. Asimismo, el parámetro δ_m se puede evaluar como:

$$\delta_m = \gamma \cdot S_d \quad (2.5)$$

donde γ es igual a 1 para sistemas de un grado de libertad y 1.3 para edificaciones regulares de hasta cinco niveles, mientras que S_d es el desplazamiento espectral. Finalmente, para tomar en cuenta el periodo fundamental de vibración de la estructura, T , el autor propone la siguiente expresión:

$$D_{rm} = \frac{\gamma \cdot S_d}{\lambda \cdot h \cdot T} \quad (2.6)$$

donde λ es un parámetro igual a 20 para estructuras de mampostería, y h es la altura de entrespacio de la edificación.

Debe notarse que en la metodología propuesta, Rodríguez (2004) asumió que el comportamiento de un S1GL es equivalente al de un SMGL, aceptando algunas simplificaciones que pueden ser razonables si las estructuras son regulares. De esta manera, para el conjunto de acelerogramas seleccionados, el autor obtuvo espectros de D_{rm} (i.e. desplazamiento relativo global) a partir de la respuesta inelástica de S1GL considerando degradación de rigidez y sujetos a una ductilidad de desplazamiento prefijada de dos ($\mu=2$).

Los resultados se reproducen en la Figura 2.7. De la figura puede observarse que las demandas de D_{rm} se incrementan significativamente para algunos de los registros (e.g. LLO y KOB) y que edificaciones de más de tres niveles experimentarían deformaciones inelásticas asociadas a niveles de daño no reparables sometidas a la excitación de estos registros, mientras que para el resto se tendrían daños reparables. El autor considera, de acuerdo a observaciones experimentales, como intervalo de valores de D_{rm} donde se advertirían daños reparables, 0.0015 a 0.0025.

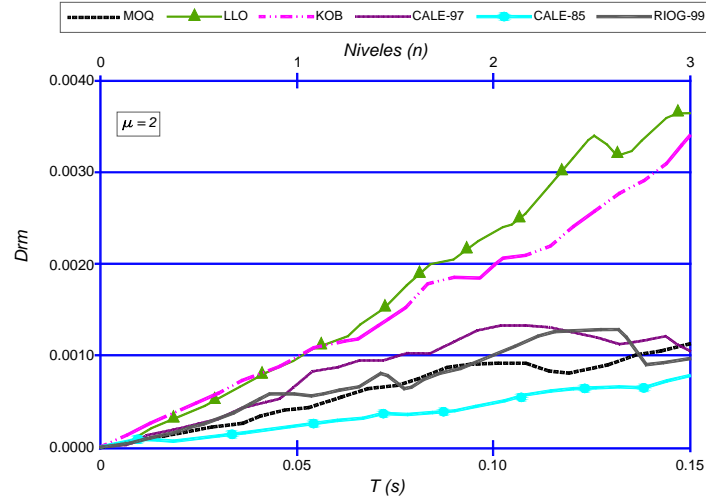


Figura 2.7. Demandas inelásticas ($\mu=2$) de deformación relativa global máxima en edificaciones de mampostería (Rodríguez, 2004).

Por otra parte, para estimar la capacidad de deformación se empleó el parámetro D_{rd} , el cuál se define como el desplazamiento global relativo en la edificación, asociado a daños sísmicos que se pueden considerar reparables.

Para establecer niveles de daño estructural asociados a la capacidad de deformación lateral, Rodríguez (2004) inspeccionó los resultados experimentales de nueve especímenes de mampostería confinada ensayados ante cargas laterales cíclicas reversibles. Así, se consideró un intervalo entre 0.0015 y 0.0025 para el parámetro D_{rd} , análogamente que para D_{rm} . Adicionalmente, el autor consideró que en el caso de edificaciones de mampostería es posible asumir que la respuesta sísmica se concentra en el primer nivel. Es decir, estas edificaciones experimentan un modo de falla del tipo “piso débil” (Figura 2.8).

Con esta simplificación, es posible relacionar la deformación relativa global con la deformación relativa de entrepiso, d_{rm} . Esta relación puede expresarse como:

$$d_{rm} = n \cdot D_{rm} \quad (2.7)$$

donde n es el número de niveles en la edificación.

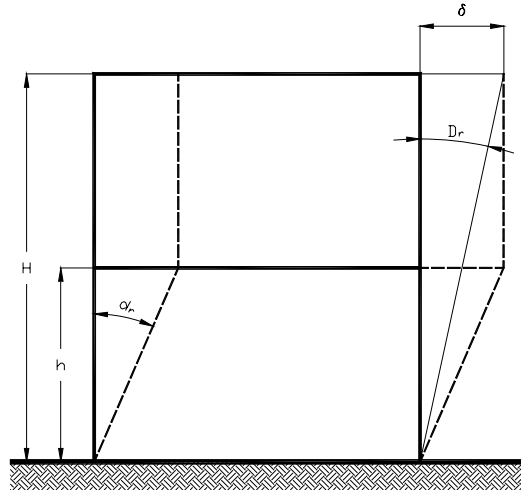


Figura 2.8. Modo de falla del tipo “piso débil” en una estructura de varios niveles supuesta por Rodríguez (2004).

En la Figura 2.9 se reproducen los espectros de d_{rm} para el mismo conjunto de acelerogramas y la misma ductilidad de desplazamiento considerada en su estudio. Nuevamente, puede verse que edificaciones de tres, o más niveles, pueden experimentar demandas de d_{rm} excesivas para permitir su reparación estructural.

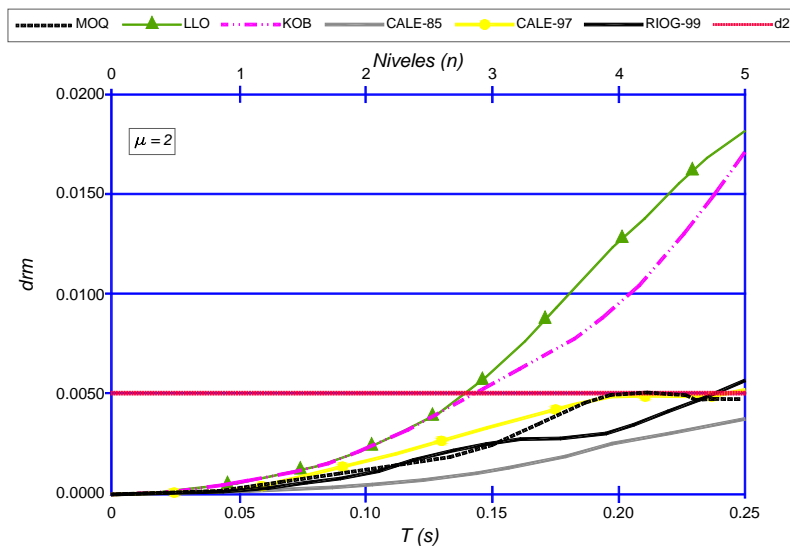


Figura 2.9. Demandas inelásticas ($\mu=2$) de deformación relativa de entrepiso en edificaciones de mampostería (Rodríguez, 2004).

2.4 Zúñiga y Terán (2005)

Recientemente, Zúñiga y Terán (2005) propusieron una metodología para estimar la demanda máxima de deformación inelástica en estructuras de mampostería confinada y, de esta manera, ayudar en la predicción del estado de daño que guardarían estas estructuras después de ser sujetas a una excitación sísmica severa.

En la Figura 2.10 se ilustra la metodología sugerida por Zúñiga y Terán (2005). La metodología propuesta consiste de tres etapas. La primera incluye el modelado de la estructura de mampostería por medio de columnas anchas equivalentes. La segunda considera un análisis estático no lineal ante cargas laterales incrementales del modelo analítico para obtener la curva de comportamiento global, cortante basal-deformación de azotea, así como sus propiedades dinámicas. Finalmente, en la tercera etapa se obtiene la respuesta sísmica, en términos del desplazamiento máximo inelástico, de un S1GL con propiedades dinámicas equivalentes a la estructura en estudio (i.e. periodo fundamental de vibración) y considerando un comportamiento histerético que incluye degradación estructural (i.e. deterioro de rigidez, degradación de resistencia y adelgazamiento de los lazos de histéresis). Debe notarse que en su metodología se consideran las siguientes suposiciones: a) análisis en el plano (i.e. bidimensional), b) los sistemas de pisos como diafragmas rígidos, c) las deformaciones de la mampostería en el rango de comportamiento no lineal están regidas por corte, y d) el daño se concentra en los muros de mampostería de la planta baja.

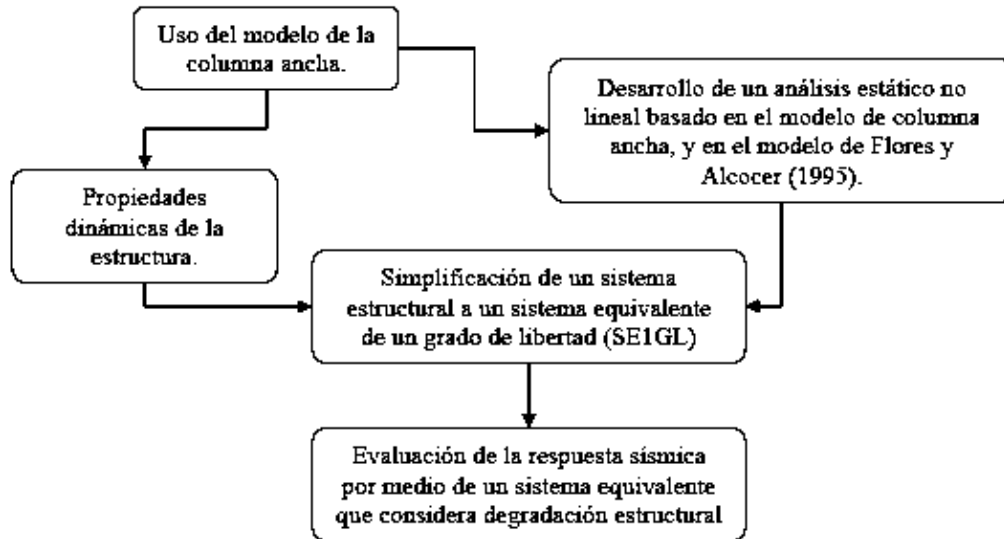


Figura 2.10. Metodología propuesta por Zúñiga y Terán (2005) para evaluar el desempeño sísmico de edificaciones de mampostería.

En principio, la metodología propuesta sugiere modelar los muros de mampostería por medio del criterio de la *columna ancha*, pero considerando la degradación de rigidez lateral ante cargas cíclicas (Figura 2.11). De esta manera, la rigidez lateral en cualquier muro de mampostería modelado como una *columna ancha* está dada por la expresión:

$$K_T = \left(\frac{h^3}{\beta EI} + \frac{h}{GA \left(\frac{K}{K_o} \right)} \right)^{-1} \quad (2.8)$$

donde K_T es la rigidez lateral secante del muro de mampostería asociado a una distorsión de entrepiso dada, h es la altura del muro, A es el área de corte de la sección del muro, I es el momento de inercia de la sección del muro, E es el módulo de elasticidad de la mampostería, G es el módulo de elasticidad al corte, B es un factor de condiciones de apoyo, y K/K_o es un cociente entre rigidez lateral secante y la rigidez elástica inicial del muro de mampostería para una distorsión de entrepiso dada (Figura 2.12), el cuál mide la

degradación de rigidez. La variación del cociente K/K_0 con la distorsión de entrepiso se ilustra en la Figura 2.13.

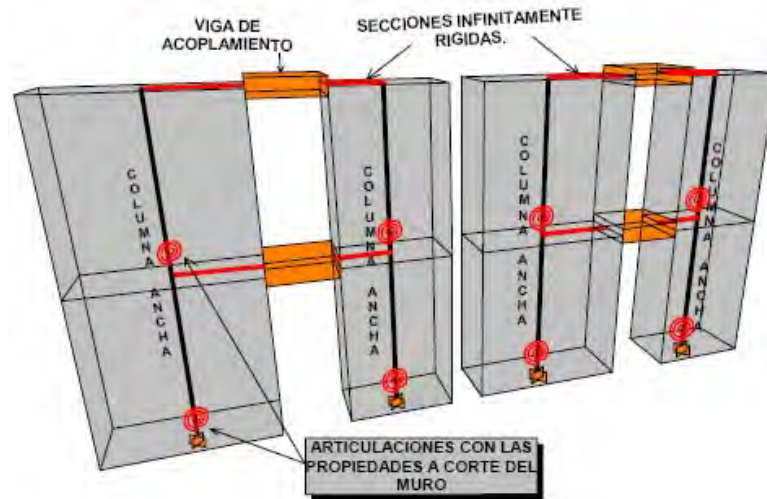


Figura 2.11. Modelo de la columna ancha (Zúñiga y Terán, 2005).

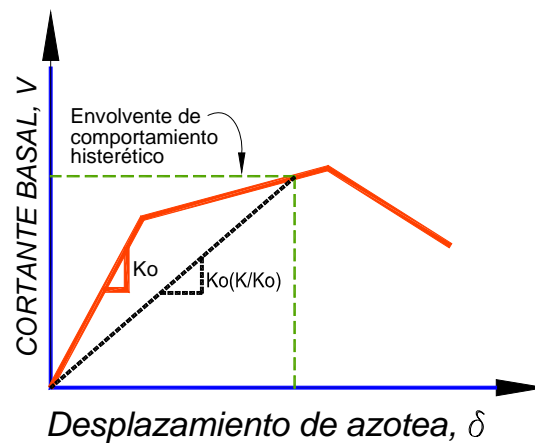


Figura 2.12. Concepto de rigidez secante (Zúñiga y Terán, 2005).

En la siguiente etapa, se sugiere desarrollar un análisis estático no-lineal del modelo analítico considerando cargas laterales incrementales. Este tipo de análisis permite obtener la respuesta global cortante basal-desplazamiento lateral de azotea para la estructura de mampostería en estudio.

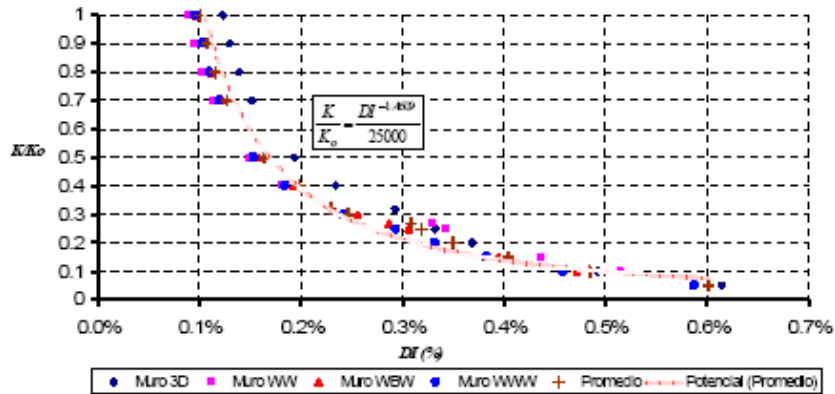


Figura 2.13. Comparación de la degradación de rigidez a corte experimental y analítica, Zúñiga y Terán (2005).

Posteriormente, la curva cortante basal-desplazamiento lateral de azotea se utiliza para establecer las propiedades de un S1GL con propiedades equivalentes a la edificación (i.e. rigidez lateral y amortiguamiento crítico), que considera la degradación estructural en su comportamiento histerético. De esta manera, es posible obtener su respuesta sísmica, en términos de la demanda máxima de desplazamiento lateral, al excitar al S1GL equivalente con una historia de aceleración del terreno representativa del peligro sísmico. Así, es posible estimar el probable grado de daño que pudiera experimentar la estructura de mampostería en estudio al comparar la demanda con estados límite de desplazamiento lateral. Por ejemplo, en la Figura 2.14 ilustra la relación entre la distorsión lateral en una edificación de mampostería y la escala de grado de daño propuesta por Ruiz García *et al* (1998).

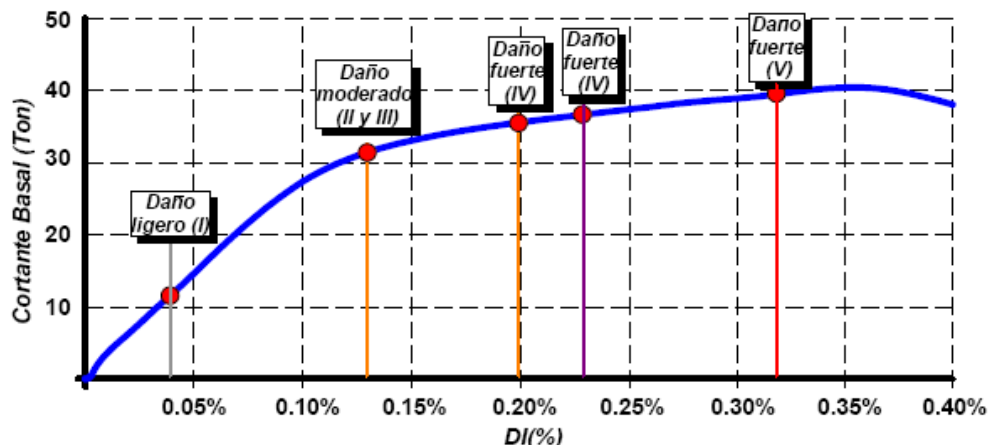


Figura 2.14. Evolución del grado de daño en estructuras de mampostería en función del nivel de distorsión lateral (Zúñiga y Terán, 2005).

2.5 CONSIDERACIONES PARA UNA E VALUACIÓN SIMPLIFICADA DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA BASADA EN DES PLAZAMIENTO LATERAL

Como el lector ha podido notar, recientemente se han propuesto metodologías para la evaluación del comportamiento sísmico de estructuras de mampostería, basadas explícitamente en una estimación de su capacidad de deformación lateral y de la demanda de desplazamiento lateral. Con base en esta filosofía, el desempeño sísmico de una estructura de mampostería confinada se espera que sea satisfactorio si cumple con la siguiente desigualdad:

$$\text{Capacidad} \geq \text{Demanda}$$

$$\textit{Capacidad de deformación lateral} \geq \textit{Demanda de desplazamiento lateral} \quad (2.9)$$

Por ello, es de suma importancia evaluar, de manera razonable tanto la capacidad de deformación lateral asociada a niveles de desempeño estructural como la demanda máxima de desplazamiento inelástico a que se espera en estructuras de mampostería ante un eventual escenario sísmico.

Para fines de evaluación sísmica, son deseables procedimientos simplificados que permitan estimar ambos lados de la Ec. 2.9. A continuación, se describen consideraciones que permitan estimar de manera simplificada la capacidad y demanda de desplazamiento lateral en estructuras de mampostería.

2.5.1 Evaluación de la capacidad de desplazamiento lateral

En principio, es necesario establecer los estados límite que se desea evaluar (e.g. estado límite de servicio, estado límite de prevención del colapso, etc.). Estos estados límite deberán estar íntimamente ligados al estado de daño observado en la superficie de los muros de mampostería y, en consecuencia, a niveles de desempeño estructural. Así, resulta conveniente establecer niveles de desplazamiento lateral (e.g. en términos de la distorsión lateral) para poder cuantificar la evolución de un estado límite a otro. Por ello, resulta necesario evaluar las capacidades de desplazamiento asociadas con estados de daño observado en estructuras de mampostería. Por ejemplo, la distorsión lateral asociada a la aparición del primer agrietamiento diagonal en el centro del panel de mampostería, D_{agr} , o bien la distorsión lateral asociada a la formación completa de grietas diagonales en la superficie del muro (la cuál está asociada a la capacidad máxima ante cargas laterales), D_{max} .

Dada la incertidumbre inherente en la estimación de la capacidad de deformación lateral en muros de mampostería, es conveniente adoptar un enfoque probabilista que permita considerar la probabilidad de exceder un nivel de desplazamiento dado, o bien evaluar desplazamientos laterales asociados a ciertas probabilidades de excedencia prefijadas. Esto se logra a través de *funciones de fragilidad*³ derivadas para diferentes estados límite. Para derivar dichas *funciones de fragilidad* para estructuras de mampostería se sugiere conducir un estudio estadístico de la capacidad de deformación lateral, asociada a estados de daño preseleccionados, empleando los resultados experimentales provenientes del ensaye destructivo de muros de mampostería sujetos ante cargas laterales cíclicas reversibles (i.e. del tipo sísmico). Para tal fin, se requiere recopilar y ensamblar una base de datos que condense los resultados experimentales, así como describa las características relevantes de los especímenes (e.g. tipo de unidad, tipo de pieza, relación de esbeltez, nivel de carga axial aplicada durante el ensaye, cuantía del refuerzo horizontal, etc.).

³ También denominadas *curvas de vulnerabilidad*.

2.5.2 Evaluación de la demanda de desplazamiento lateral

Para evaluar la demanda máxima de desplazamiento lateral en estructuras de mampostería es deseable contar con métodos simplificados de análisis. Por ello, el *método de los coeficientes*, descrito en la Sección 2.2.1, resulta una opción atractiva. Para estructuras de mampostería, pueden considerarse las siguientes simplificaciones:

- El coeficiente C_0 puede considerarse igual a la unidad (i.e. $C_0 = 1.0$). Ello se debe a que las edificaciones regulares de mampostería son estructuras rígidas y dominadas por el primer modo de vibración. Asimismo, se ha observado que el daño estructural después de la ocurrencia de sismos moderados e intensos tiende a concentrarse en la planta baja, asociado a un mecanismo de falla de planta baja débil. Por ello, es razonable suponer que su respuesta puede ser caracterizada por la respuesta sísmica de un S1GL, sin considerar los efectos de SMGL
- El coeficiente C_3 puede suponerse igual a la unidad (i.e. $C_3 = 1.0$). Puede asumirse conservadoramente que las edificaciones regulares de mampostería son de baja altura (con un número máximo de cinco niveles), por lo que los efectos dinámicos $P-\Delta$ no suelen ser de consideración.

Con base en las suposiciones anteriores, la Ec. 2.1 se puede adoptar la siguiente forma simplificada:

$$\delta_r = C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.10)$$

donde S_a se puede obtener de un espectro de diseño propuesto en la normatividad mexicana (e.g. los espectros de diseño establecidos en el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 1993)), o bien de un estudio de peligro sísmico para una región específica. Sin embargo, debe notarse que los coeficientes C_1 (Ec. 2.2) y C_2 (Ec. 2.3) fueron obtenidos a partir de un estudio estadístico que consideró acelerogramas registrados

en California, Estados Unidos (Ruiz-García, 2004; FEMA 440, 2005). Por ello, es necesario conducir estudios estadísticos para evaluar la validez de las Ecs. 2.2 y 2.3 considerando las condiciones de sismicidad locales (i.e. tipo de terreno, contenido de frecuencia de la excitación, etc.).

2.5.3 Limitaciones

La evaluación simplificada de las capacidades y demandas de desplazamiento lateral sugerida en ésta tesis solo se limita a edificaciones de mampostería que cumplan con: a) las condiciones de regularidad establecidas en las normatividad mexicana (Gobierno del D.F. 2004a), b) en edificaciones en las que los efectos $P-\Delta$ no son significativos, c) edificaciones donde la interacción suelo-estructura es despreciable. |

EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO LATERAL EN ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

3.1 INTRODUCCIÓN

Con la finalidad de implementar una metodología de diseño para nuevas estructuras y de evaluación para estructuras existentes basada en el control de los desplazamiento laterales en edificaciones de mampostería, y a fin de limitar los estados de daño, se requiere una estimación tanto de las demandas inelásticas de desplazamiento lateral, como de la capacidad de deformación lateral (Ruiz García *et al.*, 1999). Por ello, es necesario conocer la capacidad de deformación lateral en muros de mampostería asociada a diferentes estados límite.

El objetivo de este capítulo consiste en evaluar la capacidad de deformación lateral de muros de mampostería confinada asociada a diferentes estados de daño estructural. Para tal fin, se recopiló una base de datos que contiene información de las distorsiones laterales (i.e. desplazamiento lateral normalizado con respecto a la altura del muro) asociadas al primer agrietamiento diagonal y a la resistencia lateral medida en especímenes de mampostería confinada. Estos especímenes fueron ensayados ante cargas laterales cíclicas reversibles durante diversos estudios experimentales realizados tanto en México como en tres países latinoamericanos. En la base de datos también se incluyó información sobre el tipo de unidad empleada en la construcción de los muros, el nivel de carga axial aplicado durante el ensaye, la relación de esbeltez (i.e. relación altura a longitud de la base H/L) y el porcentaje de acero de refuerzo horizontal. Esta base de datos permitió obtener información

estadística (e.g. tendencia central y dispersión) de la capacidad de deformación lateral en muros de mampostería, tanto para el grupo completo de resultados experimentales como para subgrupos asociados a diferentes categorías (e.g. por tipo de pieza, por nivel de carga axial, etc.). Finalmente, este capítulo presenta un enfoque probabilista para evaluar la capacidad de deformación lateral en muros de mampostería.

3.2 COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

3.2.1 Modos de falla en muros de mampostería confinada

Cuando los muros de mampostería están sujetos a deformaciones laterales ocasionadas por la aplicación de cargas laterales cíclicas reversibles (e.g. del tipo sísmico), se generan esfuerzos de compresión, tensión y corte. Dependiendo de su configuración, pueden presentarse distintos modos de falla, los cuáles se describen brevemente a continuación:

Falla por compresión diagonal. Las estructuras de mampostería se caracterizan por tener gran densidad de muros en planta. Si se cumple con una altura límite, plantas simétricas y de buena rigidez torsional, con regularidad en elevación y garantizando la acción del diafragma rígido, se obtendrá una buena transmisión y distribución de las fuerzas laterales cíclicas reversibles. Debe existir una densidad de muros adecuada en la edificación, misma que obligadamente será mayor en la medida en que la zona tenga un mayor peligro sísmico. Esto asegurará que la construcción tenga resistencia lateral suficiente y presente un comportamiento satisfactorio en sismos intensos. Bajo el efecto de dichas cargas laterales, el marco de concreto confinante tiende a desprenderse del panel de mampostería en las esquinas donde no se aplican cargas (Meli y Salgado, 1969), dando lugar a concentraciones de esfuerzos en áreas específicas de la mampostería que pueden sobrepasar la resistencia a la compresión de la misma. En consecuencia, se producirá aplastamiento de las piezas y no será posible formarse un puntal de compresión. Se muestra esquemáticamente en la Figura 3.1.

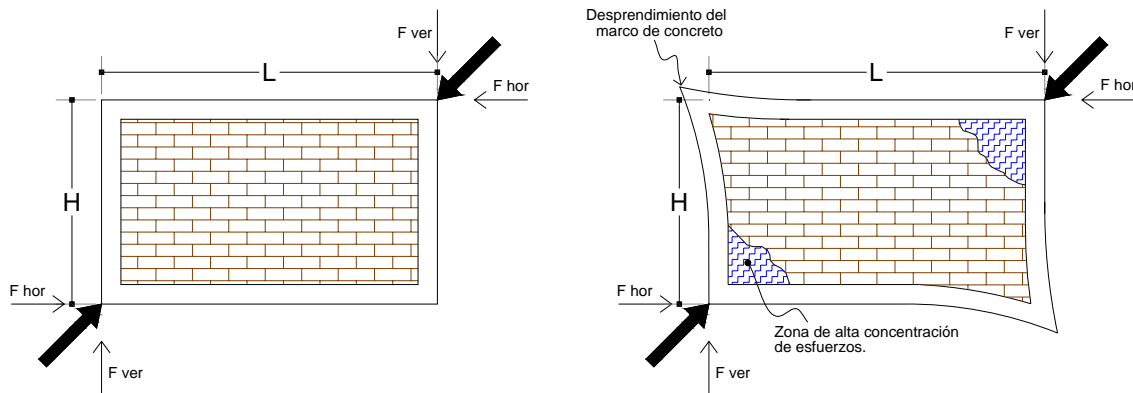


Figura 3.1. Falla por compresión diagonal (Zúñiga y Terán, 2005).

Falla por tensión diagonal. Esta falla se debe a la presencia de esfuerzos de tensión que actúan perpendiculares a los esfuerzos de compresión, cuando actúan cargas laterales en el muro de mampostería como se ilustra en la Figura 3.2. La presencia de esfuerzos de tensión diagonal es una de las principales causas por la que los muros de mampostería fallan, debido a su baja resistencia para soportar dichos esfuerzos. Dependiendo de la configuración de agrietamiento en la superficie del muro de mampostería, se pueden identificar dos tipos de falla ocasionados por la tensión diagonal:

- a) La grieta diagonal atraviesa indistintamente las juntas y piezas del muro. Este modo de falla tiende a formarse en muros donde la adherencia entre las piezas de mampostería y el mortero es adecuada (Figura 3.3a).
- b) Las grietas se generan a través de las juntas de mortero, este modo de falla en forma escalonada se presenta en muros donde la resistencia de las piezas es mayor con respecto a la del mortero, o bien, cuando no se tiene una muy buena adherencia entre piezas y mortero (Figura 3.3b).

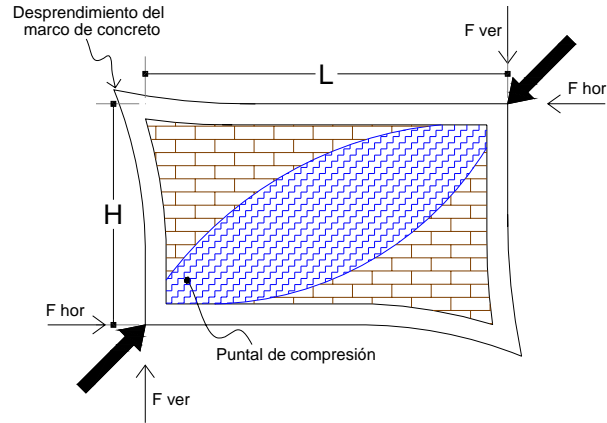


Figura 3.2. Puntal de compresión (Zúñiga y Terán, 2005).

Debe notarse que la presencia de carga vertical puede incrementar notablemente la resistencia por tensión diagonal en los muros de mampostería confinada.

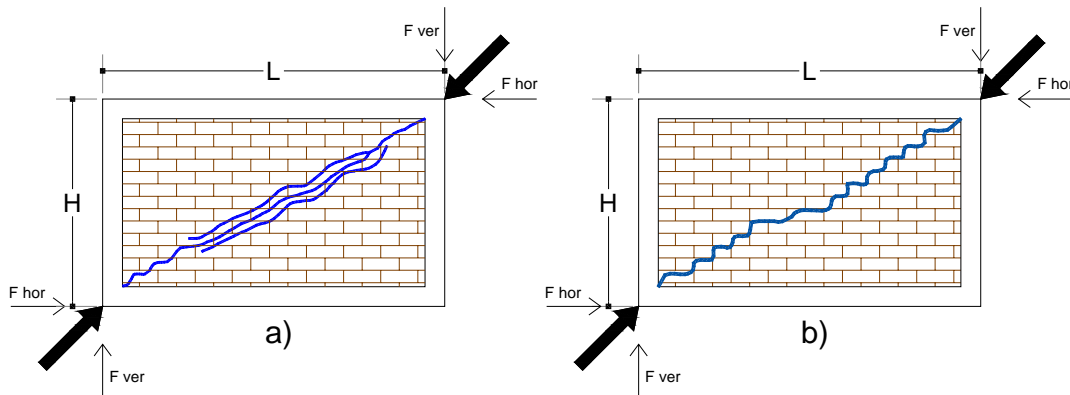


Figura 3.3. Patrón de agrietamiento ocasionado por esfuerzos de tensión diagonal: a) agrietamiento diagonal, y b) agrietamiento y corte escalonado.

Falla por tensión perpendicular a las juntas. Este tipo de falla se presenta en muros esbeltos de mampostería con relaciones de esbeltez mayores a la unidad ($H/L > 1$). Esta configuración de falla se genera cuando se inducen esfuerzos de tensión en la base del muro, debido a momentos de volteo ocasionados por la acción de cargas laterales, las cuales rebasan la capacidad máxima de adherencia entre las unidades de mampostería y el mortero. Gráficamente se ilustra en la Figura 3.4.

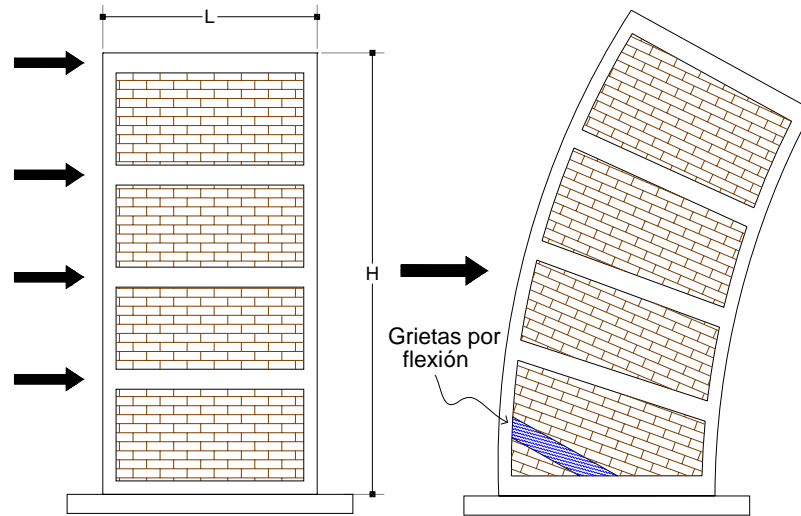


Figura 3.4. Falla por tensión perpendicular a las juntas (Zúñiga y Terán, 2005).

Falla por deslizamiento. Este modo de falla se presenta en muros robustos (i.e. $H/L < 1$), debido a su gran resistencia ante esfuerzos de corte o flexión, donde la fuerza lateral aplicada excede la fuerza resistente de fricción que el muro es capaz de desarrollar entre las piezas y mortero de las juntas (Figura 3.5).

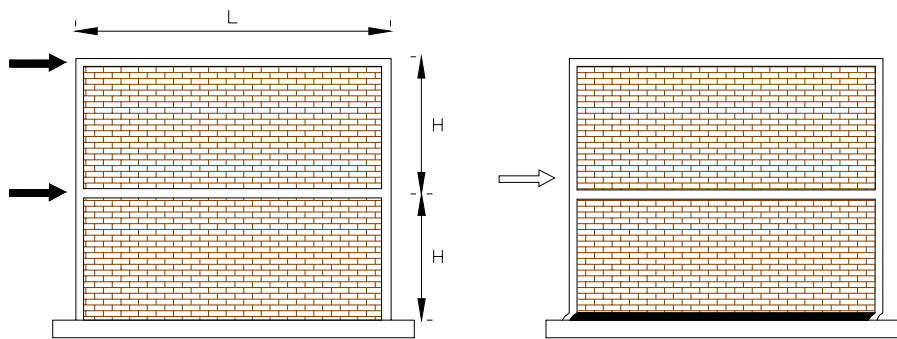


Figura 3.5. Falla por deslizamiento (Zúñiga y Terán, 2005).

3.2.2 Comportamiento histerético

El comportamiento de muros de mampostería y en general, de mampostería confinada ante cargas laterales cíclicas reversibles, del tipo sísmico, comúnmente se evalúa a partir de su respuesta histerética. Dicha respuesta se expresa en una grafica carga lateral-deformación

lateral. Por ejemplo, en la Figura 3.6 se muestra la respuesta histerética de un modelo tridimensional, a escala natural, de mampostería confinada ensayado ante cargas laterales alternadas (Ruiz García, 1995).

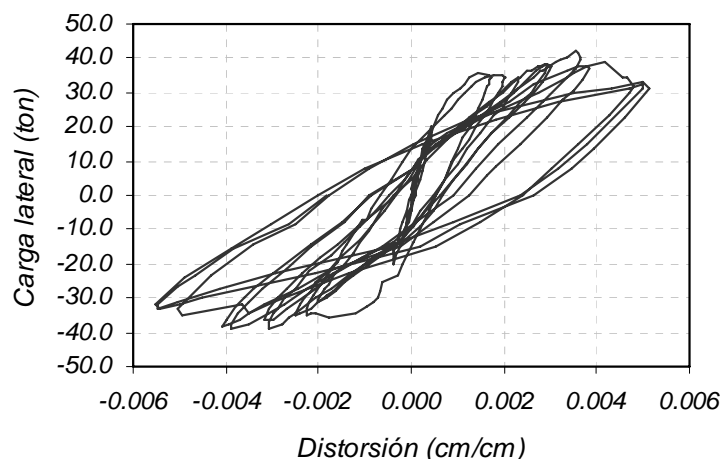


Figura 3.6. Comportamiento histerético del modelo 3D (Ruiz García, 1995).

A partir de la respuesta histerética observada en especímenes de mampostería confinada se puede identificar una envolvente caracterizada por tres etapas de comportamiento. Por ejemplo, en la Figura 3.7 se muestra una envolvente idealizada de una estructura de mampostería confinada sujeta a cargas cíclicas reversibles. La primera etapa se puede idealizar como una rama ascendente, asociada a una rigidez elástica inicial K_o , hasta que ocurre el primer agrietamiento inclinado (i.e. en el punto $V_{agr} - D_{agr}$) y continúa con una menor pendiente, debido a la propagación del agrietamiento inclinado en la superficie de la mampostería, hasta que alcanza su capacidad máxima ante cargas laterales (resistencia), V_{max} . A partir de este punto se puede observar un deterioro en la resistencia asociado al daño progresivo en los extremos de los castillos, entre otros factores. Debe mencionarse que la apertura y el cierre de grietas diagonales ante acciones alternadas provocan un estrechamiento de los lazos histeréticos cerca del origen, limitando la capacidad de disipación de energía (i.e. área bajo la curva de histéresis). Por otra parte, en especímenes con refuerzo horizontal interior (i.e. varillas de alta resistencia colocadas entre las hiladas de los tabiques) y con refuerzo exterior (e.g. malla de alambre adosada en la superficie del muro), se ha observado un incremento en la resistencia ante carga lateral y en su capacidad de deformación respecto a los especímenes de mampostería confinada. Este

incremento depende, principalmente, de la cuantía y el detallado del refuerzo empleado. Finalmente, la participación del refuerzo provoca una disminución de la tasa de deterioro de resistencia, en comparación con la observada en especímenes de mampostería confinada.

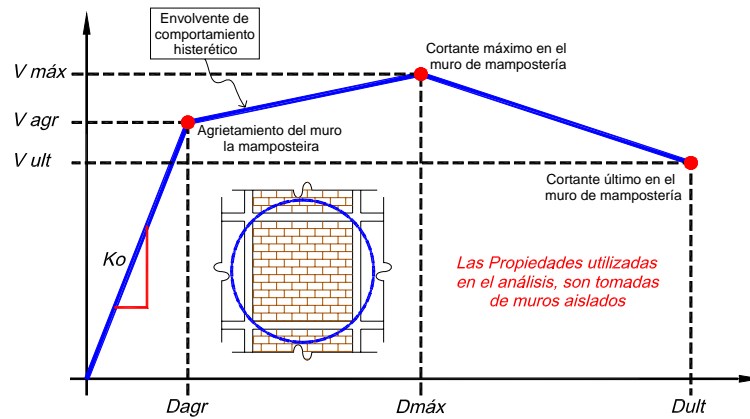


Figura 3.7. Relación idealizada carga lateral-distorsión lateral en muros de mampostería confinada (Zúñiga y Terán, 2005).

Finalmente, el desempeño experimental de muros aislados y sistemas acoplados, a escala natural, de mampostería sometidos a cargas laterales cíclicas reversibles ha mostrado que la rigidez inicial K_o sufre una disminución progresiva cuya tasa de deterioro no-lineal depende, principalmente, del nivel de deformación lateral (e.g. Alcocer y Meli, 1995; Ruiz García *et al.*, 1999). En especímenes de mampostería confinada, el deterioro inicial de la rigidez lateral se debe al fisuramiento horizontal, por flexión, de los castillos exteriores así como al reacomodo de los tabiques. La tasa de deterioro aumenta al agrietarse diagonalmente la mampostería y sufre una disminución brusca cuando las grietas diagonales penetran a los extremos de los castillos. Una tasa de deterioro similar ha sido observada en especímenes con refuerzo horizontal interior y con refuerzo exterior (Aguilar *et al.*, 1996; Alcocer *et al.*, 1996). A fin de estimar el nivel de degradación de rigidez, el cuál puede asociarse a un estado de daño, en función de la distorsión lateral, δ , Ruiz García *et al.* (1999) propusieron la siguiente ecuación simplificada:

$$\frac{K}{K_o} = \frac{1}{(1 + a \cdot \delta^b)} \quad (3.1)$$

donde $a = 530$ y $b = 1.2$ para muros de mampostería confinada. En la Figura 3.8 se ilustra el deterioro de rigidez calculado con la Ec. 3.1, así como el estado de daño que se observaría en la superficie de la mampostería.

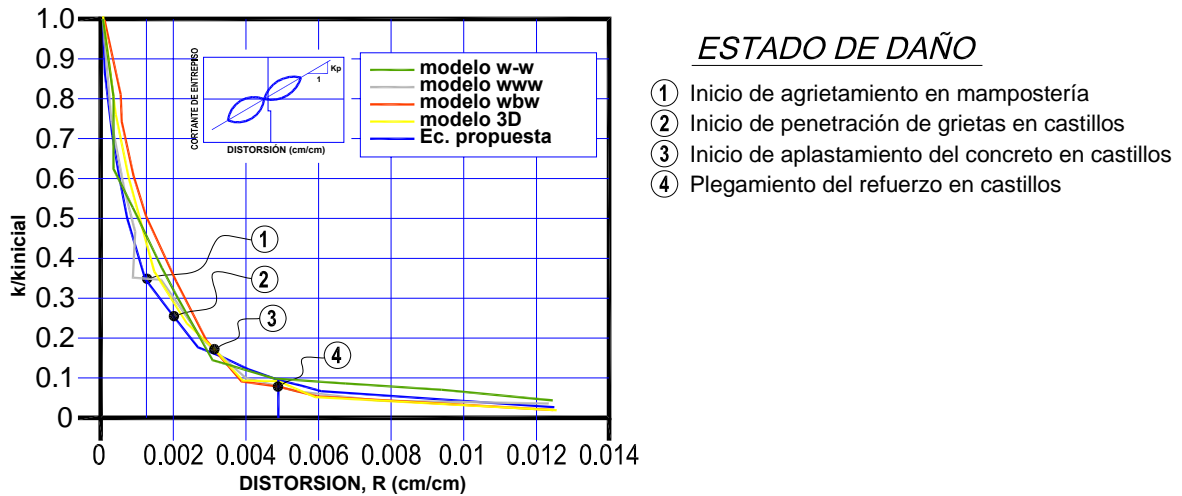


Figura 3.8. Relación entre degradación de rigidez y estado de daño en muros de mampostería (Ruiz-García *et al.*, 1999).

3.2.3 Factores que influyen en el comportamiento histerético

Diversas investigaciones experimentales realizadas tanto en México como en el extranjero han evidenciado que el comportamiento histerético de muros de mampostería ensayados ante cargas laterales alternadas depende, entre otros factores, de:

- El tipo de pieza que se use.
- La calidad del mortero.
- El tipo de confinamiento.
- La cuantía de refuerzo horizontal.
- El nivel de carga axial que actúa sobre el muro.
- La relación de esbeltez del muro.

- Las aberturas.

A continuación se describe brevemente el efecto que tienen los factores anteriores en el comportamiento de muros de mampostería confinada:

Influencia del tipo de pieza y calidad del mortero. Tienen influencia en la resistencia y capacidad de deformación, ya que cuando se tienen piezas con buena resistencia y morteros que presentan adherencia y deformabilidad satisfactoria, se obtienen elementos de mampostería con características adecuadas. El parámetro más importante de una pieza es su resistencia a compresión, que determina la resistencia global a compresión del elemento de mampostería. Con excepción de morteros extremadamente débiles, las propiedades mecánicas del mortero que más influyen en el comportamiento estructural de un elemento de mampostería, son su deformabilidad y adherencia con las piezas. De la deformabilidad dependen en gran parte las deformaciones totales del muro de mampostería y en menor medida depende de ésta la resistencia a carga vertical del elemento de mampostería. La adherencia entre el mortero y las piezas incide en la resistencia por cortante del elemento, sobre todo en aquellas en que las piezas son muy resistentes.

Influencia del confinamiento. La contribución de los elementos confinantes (i.e., dalas y castillos) de concreto reforzado es muy importante en cuanto a que provee al panel de mampostería de una mayor capacidad de deformación lateral, así como de una liga muy efectiva con los elementos adyacentes (i.e. muros perpendiculares) y con el sistema de piso. En cuanto a su comportamiento ante cargas laterales, los elementos de confinamiento evitan la falla frágil del muro, pero no evitan el inicio del agrietamiento diagonal; es decir, la resistencia a tensión diagonal de la mampostería no se incrementa apreciablemente por la presencia de dalas y castillos (Sánchez, 1988). A partir de la evidencia experimental, se ha observado que el deterioro de la capacidad ante cargas laterales depende de la evolución en el daño de los castillos y la falla coincide con el cizallamiento de los mismos. La importancia de los castillos radica en el confinamiento que proporcionan a los muros de mampostería ya que funcionan como un zuncho, evitando que los muros, al agrietarse queden totalmente sueltos. Adicionalmente, con una adecuada cantidad y distribución del

refuerzo permiten un aumento en la capacidad ante cargas laterales de los muros y la disminución del deterioro de rigidez y resistencia (Ruiz García *et al.*, 1999)

Influencia del refuerzo horizontal. El efecto principal del refuerzo horizontal en muros de mampostería es evitar un modo de falla frágil una vez que inicia el agrietamiento diagonal. El refuerzo horizontal toma las tensiones que se generan por efecto del momento de volteo en el muro ante la aplicación de cargas laterales. En particular, el refuerzo horizontal no influye en la distorsión lateral que produce el primer agrietamiento diagonal, pero sí controla el modo de falla de los muros e incrementa su capacidad de deformación lateral antes de la falla (i.e. deformación última).

Influencia de las aberturas. El primer efecto de la presencia de aberturas en los muros es disminuir su rigidez lateral, por lo que la resistencia a la deformación lateral será menor y por tanto los desplazamientos laterales serán mayores. Además, la presencia de aberturas en los muros de mampostería implica una reducción del área transversal disponible para resistir fuerzas horizontales, lo cual conduce a un incremento de esfuerzos cortantes en los muros. Debe notarse que las deformaciones de flexión en los muretes no son despreciables y puede provocar variaciones en la rigidez lateral de los muretes y por tanto en la distribución de fuerzas laterales que debe resistir cada murete. Por otro lado, la presencia de aberturas cuadradas o rectangulares provoca importantes concentraciones de esfuerzos de tensión en las esquinas de las aberturas (Ruiz García *et al.*, 1999).

Influencia de la relación de esbeltez (H/L). Una inspección de la evidencia experimental ha mostrado que la rigidez lateral, capacidad ante cargas laterales y de deformación lateral se modifican al variar la relación de esbeltez en muros aislados de mampostería (Álvarez y Alcocer, 1994). En particular, la resistencia a esfuerzo cortante decrece conforme se incrementa la relación de esbeltez (i.e. la altura del muro es sensiblemente mayor a su longitud). Además, la rigidez lateral asociada al primer agrietamiento disminuye conforme se incrementa la relación de esbeltez. Finalmente,

muros con relación de esbeltez menor a 2 tienden a tener una mejor capacidad de deformación asociada al primer agrietamiento diagonal.

Influencia del nivel de carga axial. Resultados experimentales han demostrado que en tanto crece el nivel de carga axial en el muro, se incrementa su resistencia y rigidez, así como retarda la aparición de la primera grieta diagonal (León y López-Bátiz, 2004).

Estos factores principalmente, deben considerarse para realizar una evaluación adecuada de la capacidad de desplazamiento lateral de muros de mampostería.

3.3 LÍMITES DE DEFORMACIÓN LATERAL ASOCIADOS A DIFERENTES NIVELES DE DAÑO

Para fines de evaluación sísmica de estructuras de mampostería basada en la consideración explícita de su capacidad de deformación lateral y de las demandas de desplazamiento lateral a que se verá sometida, es necesario conocer límites de deformación lateral asociados a niveles de daño estructural.

3.3.1 Ruiz García (2005)

Como parte de un programa experimental encaminado a evaluar la factibilidad técnica del uso de malla de alambre y recubrimiento de mortero para la rehabilitación sísmica de estructuras de mampostería, Ruiz García (2005) presentó una tabla que asocia el estado de daño en la superficie de muros de mampostería con el nivel de distorsión lateral y el deterioro de rigidez lateral. La información proporcionada por el autor se reproduce en la Tabla 3.1. El lector puede notar que cuando inicia el agrietamiento diagonal en la superficie del panel de mampostería la rigidez lateral ha disminuido considerablemente, del orden de 65%, con respecto a la rigidez inicial. Asimismo, puede observarse que al alcanzar una distorsión lateral del orden de 0.23% el muro de mampostería alcanzaría un grado de daño fuerte (i.e. no reparable) con agrietamiento inclinado en toda la superficie de los paneles.

Para este nivel de distorsión, su rigidez lateral habrá disminuido en un 76%. De ésta manera, con base en la información proporcionada en la Tabla 3.1 y en la inspección de diversos resultados experimentales, el autor recomendó limitar la distorsión de entrepiso a un valor máximo de 0.30%, para evitar un rápido deterioro de la rigidez lateral asociado a un daño grave en los muros de mampostería y la posibilidad de formar un *piso suave* en la estructura.

Tabla 3.1. Grado de daño en muros de mampostería confinada (Ruiz García, 1995).

Estado de daño observado	K/K_i	Distorsión %	Grado de daño
Fisuras horizontales, por flexión. Fisuras verticales, por flexión, cercanas al paño de los castillos.	0.8	0.04	Ligero (I)
Primer agrietamiento de la mampostería, por tensión diagonal o cortante.	0.35	0.13	Moderado (II y III)
Inicio de la penetración del fisuramiento inclinado en los extremos de los castillos.	0.27	0.2	Fuerte (IV)
Agrietamiento en forma de "X" en todos los paneles de la mampostería.	0.24	0.23	Fuerte (IV)
Aplastamiento del concreto, agrietamiento horizontal distribuido en la altura de los castillos.	0.18	0.32	Fuerte (V)
Concentración de grietas diagonales en los extremos de concreto.	0.13	0.42	Grave
Concentración de daño en los extremos inferiores de los castillos. Plegamiento del refuerzo longitudinal (deformación en "S")	0.10	0.5	Grave (No se clasifica)

3.3.2 Reyes y Meli (1999)

Posteriormente, Reyes y Meli (1999) propusieron valores de distorsión lateral asociados a dos niveles de daño en muros de mampostería. Después de examinar diversos resultados experimentales, ellos identificaron la distorsión lateral que inicia el daño en muros de mampostería (i.e. que causa la aparición de la primera grieta diagonal) y aquella que pudiera ocasionar el daño total (i.e. distorsión para la cuál se inicia del deterioro del castillo). En la Tabla 3.2 se presentan los valores sugeridos por Reyes y Meli (1999) para

los dos niveles de daño. Los autores aclaran que los valores propuestos fueron obtenidos de pruebas destructivas efectuadas en muros con relación de esbeltez de uno, sin carga axial durante la prueba. Proponen que los mismos valores sean considerados para muros con relaciones de esbeltez mayores, pero sugieren modificar las distorsiones multiplicándolas por el siguiente factor correctivo cuando se considere que actúan cargas axiales elevadas en los muros de mampostería:

$$1 + \frac{\sigma}{E\gamma_T} \quad (3.2)$$

donde σ es el esfuerzo por carga vertical que actúa sobre el muro, E es el módulo de elasticidad de la mampostería y γ_T es la distorsión que provoca la primera grieta diagonal.

Tabla 3.2. Distorsiones asociadas a dos estados de daño en muros de mampostería confinada (Reyes y Meli, 1999).

Muros de mampostería	Distorsión Inicio del daño (%)	Distorsión Daño total (%)
Piezas macizas	0.10	0.60
Piezas tipo panal	0.10	0.60
Muros confinados de piezas huecas con refuerzo interior.	-	0.60
Muros sin confinar de piezas huecas con refuerzo interior.	0.07	0.60
Muros confinados de bloques de concreto.	0.05	0.30
Muros sin confinar de piezas huecas pegadas con mortero pobre.	0.05	0.05
Muros sin confinar de piezas huecas silico-calcareas.	0.03	0.30

3.3.3 Rodríguez (2004)

Recientemente, Rodríguez (2004) evaluó las capacidades de deformación lateral a partir de los resultados experimentales de nueve especímenes de muros de mampostería confinada,

construidos con ladrillos sólidos de arcilla y tres diferentes relaciones de esbeltez, para definir niveles de deformación lateral asociados a estados límite de servicio y prevención de colapso. Para el estado límite de servicio, el autor consideró la distorsión lateral asociada a daños sísmicos que se pueden considerar reparables, sugiriendo un intervalo de valores entre 0.15 y 0.25% los cuáles corresponden a una reducción de la rigidez inicial del 50% y a la penetración de las grietas inclinadas de la mampostería en los castillos, respectivamente. Por otra parte, definió el nivel de deformación asociada al estado límite de prevención de colapso como la distorsión de entrepiso asociada a una disminución del 20% de capacidad ante cargas laterales del espécimen, el cuál esta coligado con niveles de daño no reparables en muros de mampostería. Al examinar los datos experimentales disponibles, obtuvo una media igual a 0.52% con un coeficiente de variación de 0.08. En la Figura 3.9 se reproducen los resultados experimentales examinados por Rodríguez (2004).

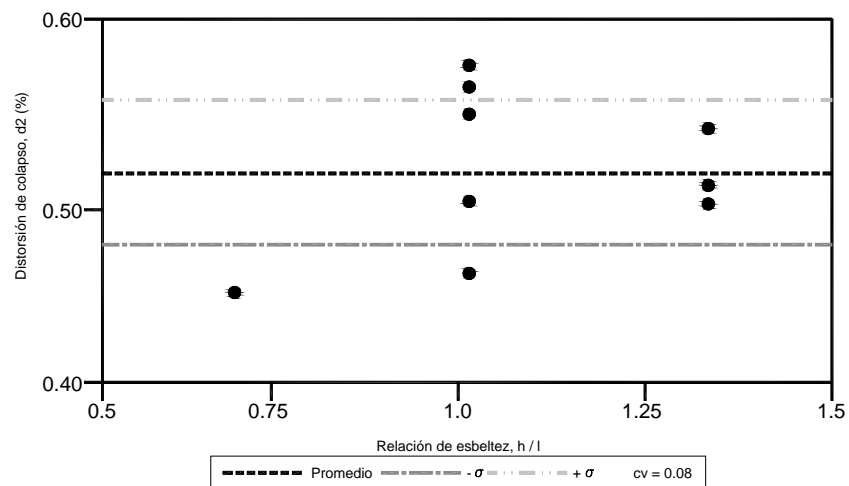


Figura 3.9. Distorsiones laterales medidas en el nivel de prevención de colapso (σ = desviación estándar) (Rodríguez, 2004).

3.3.4 Astroza y Schmidt (2004)

Más recientemente, Astroza y Schmidt (2004) revisaron las capacidades de deformación lateral de 52 especímenes de mampostería ensayados en Chile, México y Venezuela. Los autores realizaron un estudio estadístico con la finalidad de evaluar la capacidad de

deformación lateral en muros de mampostería relacionados a cinco diferentes estados límite asociados a daño observado en la superficie de la mampostería. A continuación se describen dichos estados límite:

Daño observado	Comportamiento histerético	Estado Limite
Se presenta el inicio de agrietamiento visible del muro.	Se produce el término del rango elástico de respuesta del muro.	Servicio (ELS)
El daño del muro es muy limitado. Se exhibe el inicio del agrietamiento diagonal, pero no representa riesgo para los ocupantes.	Conserva toda su capacidad resistente y parte de su rigidez.	Operacional (ELO)
Se presenta la formación de un padrón estable de agrietamiento diagonal.	Conserva toda su capacidad resistente y parte importante de su rigidez.	Daño controlado (ELDC)
Presenta un daño importante pero tiene un margen razonable de seguridad contra el colapso parcial o total. Es posible repararlo en tiempo razonable. No existe riesgo para los ocupantes y contenidos.	El muro alcanza la máxima capacidad de carga.	Resistencia (ELR)
Estado más allá del cual no queda asegurado que no se producirá el colapso. los daños del muro son apreciables, observándose grietas de gran ancho (10 mm o más) y difíciles de reparar.	Además de la degradación de la resistencia (20%) se presenta un importante deterioro de la rigidez.	Ultimo nominal (ELU)

Para fines de ilustración, en la Figura 3.10 se representan gráficamente los estados límite y correspondientes patrones de daño para muros de mampostería confinada identificados por Astroza y Schmidt (2004).

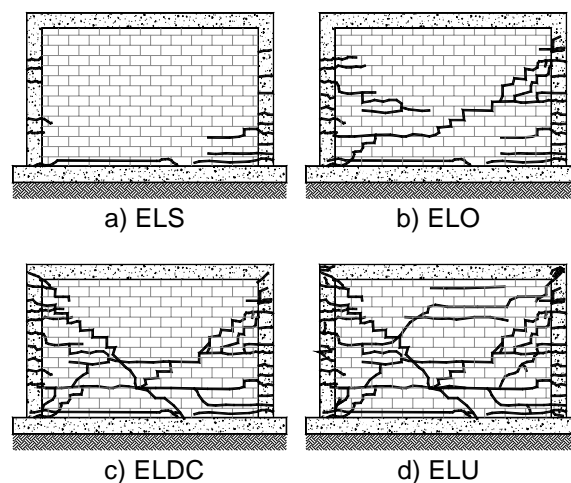


Figura 3.10. Identificación gráfica de los estados límites en muros de mampostería confinada (Astroza y Schmidt, 2004).

Asimismo, en la Figura 3.11 se ilustran los estados límite en una curva típica carga lateral-deformación lateral (i.e. curva de histéresis) de un muro de mampostería confinado construido con tabique extruído y ensayado ante cargas laterales pseudoestáticas.

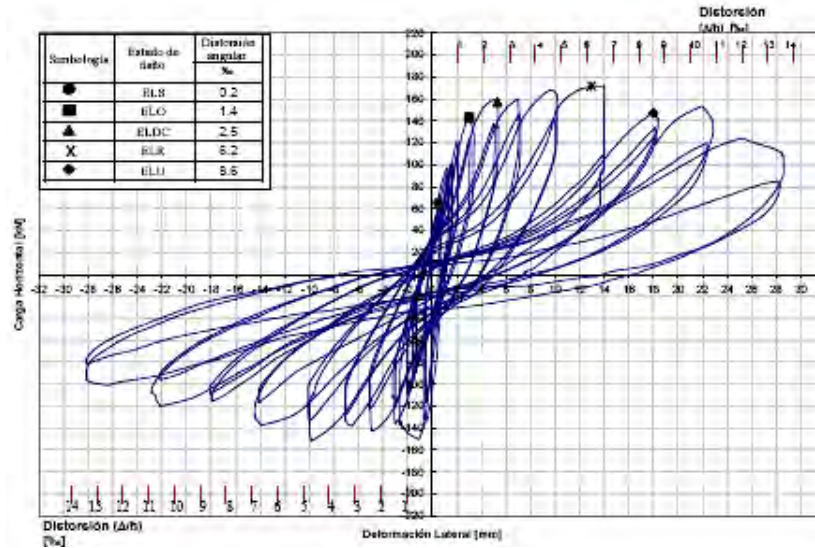


Figura 3.11. Identificación de los estados límites en una curva típica de histéresis de un muro de mampostería confinada (Astroza y Schmidt, 2004).

En su estudio, los autores desarrollaron un análisis estadístico de las capacidades de deformación lateral correspondientes a los estados límite establecidos. Considerando la función empírica de distribución acumulada de las distorsiones laterales para cada estado límite, los autores sugirieron los valores dados en la Tabla 3.3 correspondientes a probabilidades de no excedencia del 10%, 20% y 50%.

Tabla 3.3. Estados límite de distorsión para muros de mampostería confinada (Astroza y Schmidt, 2004)

Estado límite	Distorsión %		
	10	20	50
Servicio (ELS)	0.04	0.05	0.09
Operacional (ELO)	0.09	0.10	0.13
Daño controlado (ELDC)	0.14	0.17	0.26
Resistencia (ELR)	0.16	0.22	0.4
Último (ELU)	0.33	0.44	0.73

En su informe, Astroza y Schmidt (2004) presentan una evaluación a los valores de distorsión asociados a estados límite incluidos en el código de diseño sísmico de edificios de Chile. Una descripción completa se muestra en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4. Estados límite de distorsión para muros de mampostería confinada establecidos en el código chileno (Astroza y Schmidt, 2004)

Estado límite	Definición del estado límite	Daño asociado a muros de mampostería reforzada	Distorsión (%)
Servicio (PL1)	Tratar de dejar la respuesta lejos del punto de fluencia y controlar las deformaciones para evitar daños no estructurales.	Despreciable. Aparecen primeras grietas apreciables a simple vista Grietas diagonales delgadas; de fácil reparación Grietas menores que 3mm; no hay deformaciones fuera del plano.	0.04-0.18
Operacional (PL2)	Define una respuesta dentro del intervalo lineal, o con pequeñas incursiones no lineales.	Lesiones apreciables y algunos deslizamientos en las juntas; reparables.	0.62
Daño controlado (PL3)	Es un estado difícil de evaluar actualmente, pero se espera que los daños sean bastante considerables, con grietas visibles y algunos daños difícil de reparar.	Grietas extensas (< 6mm) distribuidas a través del muro; aplastamiento aislado. Lesiones considerables y deslizamientos; roturas locales; reparables con cierta dificultad.	1.00
Último (PL4)	En este estado se asegura que no se producirá el colapso para el sismo considerado, por lo que no interesa el nivel de daño ni la magnitud de las deformaciones.	Aplastamiento; grietas extensas; daño alrededor de aberturas y esquinas; caída de algunas unidades. Pérdida notable de integridad; reparación imposible.	< 2.50

3.3.5 Normas Técnicas Complementarias (2004)

Finalmente, en la normatividad mexicana (Gobierno del D.F., 2004b) se han propuesto distorsiones laterales permisibles de entrepiso para diferentes sistemas estructurales con la finalidad de evitar el colapso. En particular, la norma incluye cuatro distorsiones permisibles de entrepiso para un mismo número de sistemas a base de muros de carga, construidas con piezas macizas o huecas, así como con refuerzo horizontal o sin él. En la Tabla 3.5 se reproducen las distorsiones permisibles de entrepiso.

Tabla 3.5. Distorsiones permisibles de entrepiso para muros de carga de mampostería recomendados en la normatividad mexicana (Gobierno del D.F., 2004b)

Sistema Estructural	Distorsión (%)
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla.	0.50
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla.	0.40
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior.	0.20
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente.	0.15

3.3.6 Alcocer, Arias y Flores (2005)

Finalmente, Alcocer *et al.* (2005) propusieron valores de distorsión permisible asociados a tres estados límite (i.e. servicio, reparabilidad y seguridad) para estructuras de mampostería confinada construida con piezas macizas del tipo artesanal. En particular, los autores se basaron en la factibilidad de reparación de los muros de mampostería para establecer los estados límite propuestos y correspondientes distorsiones admisibles. En la Tabla 3.6 se presentan las distorsiones permisibles propuestas.

Tabla 3.6. Estados límite y distorsiones permisibles para muros de carga de mampostería construidos con piezas sólidas del tipo artesanal propuestos por Alcocer y colaboradores (2005).

Estado límite	Estado de daño	Distorsión (%)
Servicio	Inicio del agrietamiento inclinado de la mampostería (resistencia al agrietamiento)	0.15
Reparabilidad	Formación completa del agrietamiento inclinado en la superficie de la mampostería; inicio de la penetración de grietas en los castillos; inicio del aplastamiento de la mampostería.	0.25
Seguridad	Resistencia a cortante del muro; agrietamiento diagonal penetra en los extremos de los castillos; fluencia del acero de refuerzo longitudinal en los castillos; inicio del aplastamiento del concreto en los castillos.	0.40

Tabla 3.7. Estados de daño observado y estados limite considerados en este estudio.

Estado de daño	Estado límite	Reparabilidad	Grado de daño
Primer agrietamiento de la mampostería, por tensión diagonal o cortante.	Servicio	Relleno de las grietas.	Moderado
Agrietamiento en forma de "X" en la superficie de todos los paneles; aplastamiento del concreto de los castillos; agrietamiento horizontal distribuido en los extremos de los castillos.	Resistencia	Relleno de las grietas, restitución de piezas agrietadas y del concreto de los castillos.	Fuerte

3.4.2 Base de datos

Con la finalidad de evaluar la capacidad de deformación lateral en estructuras de mampostería, en este estudio se recopiló una base de datos consistente en resultados experimentales provenientes de 176 especímenes de mampostería confinada ensayados ante cargas laterales cíclicas alternadas (i.e. del tipo sísmico) de acuerdo con un protocolo de desplazamientos laterales. La base de datos incluye información de la distorsión (deformación lateral normalizada con respecto a la altura del espécimen) asociada al primer agrietamiento diagonal, D_{agr} , y la correspondiente a la capacidad máxima ante cargas laterales (i.e. resistencia lateral), D_{max} , registrada durante los ciclos positivo y negativo. Los resultados experimentales fueron obtenidos de ensayos realizados en muros aislados, muros dobles con distintos grados de acoplamiento y sistemas tridimensionales a escala natural (ver Figura 3.13). Los ensayos fueron realizados tanto en México como en Perú, Chile y Venezuela. Para realizar un estudio estadístico completo, en la base de datos también se identifican las características de los muros ensayados, tales como el tipo de pieza, la relación de esbeltez (i.e. relación altura a longitud de la base), el porcentaje de refuerzo horizontal y el nivel de carga axial aplicado durante el ensayo. La base de datos considerada en ésta investigación se presenta en la Tabla 3.8.

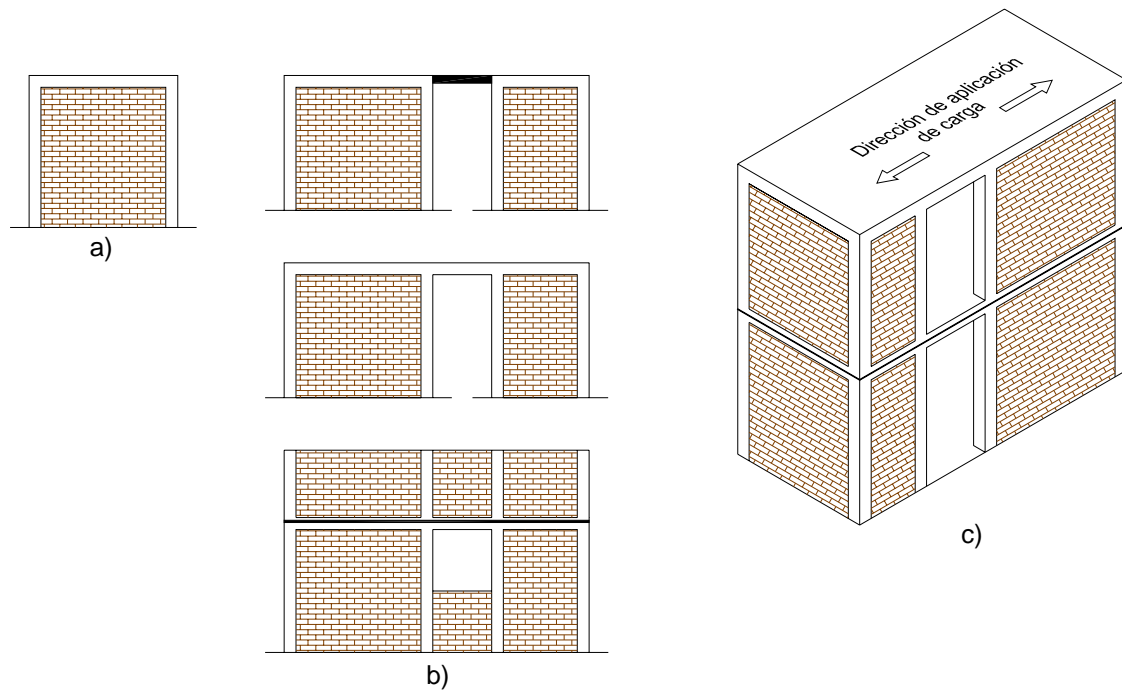


Figura 3.13. Tipos de especímenes considerados en la base de datos: a) muros aislados, b) muros con acoplamiento, y c) sistema tridimensional (Astroza y Schmidt, 2004).

En particular, la base de datos incluye especímenes de mampostería construidos con cuatro diferentes tipos de pieza: a) maciza del tipo artesanal, b) tabique extruído; c) bloque de concreto, y d) tabicón de concreto. En la Figura 3.14 se ilustra la distribución porcentual de acuerdo al tipo de pieza del total de la muestra. Se puede observar que la mayor parte de datos corresponde a muros construidos con bloque de concreto (47%), mientras que la menor cantidad de muestras es la del grupo de tabicón de concreto (7%).

Tabla 3.8. Muros ensayados en México y el extranjero.

Número	Nombre	Piezas	Material	Esbeltez	ρ_h %	σ_{vert} kg/cm ²	Dagr(+) mm/mm	Dmax(+) mm/mm	Dagr(-) mm/mm	Dmax(-) mm/mm	Referencia
1	1	sólida	arcilla artesanal	0.90	-	-	0.00165	-	-	-	Meli R. et. al. , (1975)
2	2	sólida	arcilla artesanal	0.80	-	-	0.00110	-	-	-	Meli R. et. al. , (1975)
3	8	sólida	arcilla artesanal	0.90	-	-	0.00060	-	-	-	Meli R. et. al. , (1975)
4	14	sólida	arcilla artesanal	0.90	-	-	0.00050	-	-	-	Meli R. et. al. , (1975)
5	3D	sólida	arcilla artesanal	3.20	-	5.00	0.00127	0.00307	0.00080	0.00307	Sánchez et. al. (1988)
6	3D-R	sólida	arcilla artesanal	3.20	0.0493	5.00	0.00203	0.00806	0.00240	0.00806	Zepeda et. al. (1996)
7	B11	sólida	arcilla artesanal	1.00	-	2.35	0.00060	0.00100	0.00070	0.00260	Herrera E., (1992)
8	B12	sólida	arcilla artesanal	1.00	-	2.35	0.00150	0.00280	0.00240	0.00360	Herrera E., (1992)
9	B13	sólida	arcilla artesanal	1.00	-	2.35	0.00120	0.00180	0.00130	0.00190	Herrera E., (1992)
10	B14	sólida	arcilla artesanal	1.00	-	2.35	0.00110	0.00460	0.00110	0.00500	Herrera E., (1992)
11	B2	sólida	arcilla artesanal	1.00	-	2.35	0.00240	0.00460	0.00240	0.00620	Herrera E., (1992)
12	M-072	sólida	arcilla artesanal	1.00	0.0986	5.00	0.00200	0.00602	0.00107	0.00602	Pineda J.A. (1996)
13	M-0-E6	sólida	arcilla artesanal	1.00	-	5.00	0.00134	0.00415	0.00100	0.00415	Aguilar et. al. (2001)
14	M-1/4-E6	sólida	arcilla artesanal	1.00	0.1771	5.00	0.00118	0.00598	0.00163	0.00598	Aguilar et. al. (2001)
15	M-147	sólida	arcilla artesanal	1.00	0.1995	5.00	0.00180	0.00370	0.00163	0.00370	Pineda J.A. (1996)
16	M-147R	sólida	arcilla artesanal	1.00	0.1995	5.00	0.00185	0.00800	0.00177	0.00800	Pineda J.A. (1996)
17	M-211	sólida	arcilla artesanal	1.00	0.3307	5.00	0.00200	0.00600	0.00200	0.00600	Pineda J.A. (1996)
18	M-3/8-Z6	sólida	arcilla artesanal	1.00	0.2029	5.00	0.00221	0.00581	0.00185	0.00581	Aguilar et. al. (2001)
19	M-5/32-E20	sólida	arcilla artesanal	1.00	0.0707	5.00	0.00168	0.00544	0.00167	0.00544	Aguilar et. al. (2001)
20	Muro 1	sólida	arcilla artesanal	0.71	-	6.61	0.00070	0.00080	0.00080	0.00080	Carrillo V., (1997)
21	Muro 10	sólida	arcilla artesanal	0.95	-	6.61	0.00050	0.00560	0.00170	0.00730	Carrillo V., (1997)
22	Muro 2	sólida	arcilla artesanal	0.71	-	6.61	0.00050	0.00280	0.00050	0.00290	Carrillo V., (1997)
23	Muro 3	sólida	arcilla artesanal	0.71	-	6.61	0.00070	0.00090	0.00080	0.00110	Carrillo V., (1997)
24	Muro 4	sólida	arcilla artesanal	1.13	-	6.61	0.00070	0.00460	0.00070	0.00130	Carrillo V., (1997)
25	Muro 5	sólida	arcilla artesanal	1.13	-	6.61	0.00070	0.00730	0.00070	0.00730	Carrillo V., (1997)
26	Muro 6	sólida	arcilla artesanal	1.13	-	6.61	0.00070	0.00150	0.00040	0.00290	Carrillo V., (1997)
27	Muro 7	sólida	arcilla artesanal	0.95	-	6.61	0.00070	0.00360	0.00070	0.00440	Carrillo V., (1997)
28	Muro 8	sólida	arcilla artesanal	0.95	-	6.61	0.00070	0.00140	0.00070	0.00220	Carrillo V., (1997)
29	Muro 9	sólida	arcilla artesanal	0.95	-	6.61	0.00060	0.00870	0.00150	0.00650	Carrillo V., (1997)
30	WBW	sólida	arcilla artesanal	1.67	-	5.00	0.00120	0.00153	0.00120	0.00153	Sánchez et. al. (1991)
31	WBW-B	sólida	arcilla artesanal	1.60	0.0943	5.00	0.00190	0.00588	0.00099	0.00588	Sánchez et. al. (1992)
32	WBW-E	sólida	arcilla artesanal	1.60	0.1056	5.00	0.00108	0.00500	0.00141	0.00500	Sánchez et. al. (1992)
33	W-W	sólida	arcilla artesanal	1.67	-	5.00	0.00074	0.00540	0.00081	0.00540	Sánchez et. al. (1991)
34	WWW	sólida	arcilla artesanal	1.67	-	5.00	0.00071	0.00031	0.00053	0.00031	Sánchez et. al. (1991)
35	1	hueca	arcilla extruida o prensada	1.00	-	-	0.00100	-	-	-	Hernández O. et. al. (1976)
36	2	hueca	arcilla extruida o prensada	1.00	0.0589	-	0.00065	-	-	-	Hernández O. et. al. (1976)
37	3	hueca	arcilla extruida o prensada	0.98	-	-	0.00064	-	-	-	Meli R. et. al. , (1975)
38	3	hueca	arcilla extruida o prensada	1.00	0.0589	-	0.00070	-	-	-	Hernández O. et. al. (1976)
39	4	hueca	arcilla extruida o prensada	0.90	-	-	0.00032	-	-	-	Meli R. et. al. , (1975)
40	4	hueca	arcilla extruida o prensada	1.00	0.0589	-	0.00055	-	-	-	Hernández O. et. al. (1976)
41	5	hueca	arcilla extruida o prensada	0.90	-	-	0.00058	-	-	-	Meli R. et. al. , (1975)
42	5	hueca	arcilla extruida o prensada	1.00	0.0982	-	0.00040	-	-	-	Hernández O. et. al. (1976)
43	6	hueca	arcilla extruida o prensada	0.90	-	-	0.00127	-	-	-	Meli R. et. al. , (1975)
44	6	hueca	arcilla extruida o prensada	1.00	0.0589	-	0.00065	-	-	-	Hernández O. et. al. (1976)
45	7	hueca	arcilla extruida o prensada	0.98	-	-	0.00138	-	-	-	Meli R. et. al. , (1975)
46	7	hueca	arcilla extruida o prensada	1.00	-	-	0.00073	-	-	-	Hernández O. et. al. (1976)
47	8	hueca	arcilla extruida o prensada	1.00	0.0491	-	0.00035	-	-	-	Hernández O. et. al. (1976)
48	9	hueca	arcilla extruida o prensada	0.90	-	-	0.00055	-	-	-	Meli R. et. al. , (1975)
49	10	hueca	arcilla extruida o prensada	0.90	-	-	0.00090	-	-	-	Meli R. et. al. , (1975)
50	11	hueca	arcilla extruida o prensada	0.90	-	-	0.00031	-	-	-	Meli R. et. al. , (1975)
51	13	hueca	arcilla extruida o prensada	0.98	-	-	0.00039	-	-	-	Meli R. et. al. , (1975)
52	15	hueca	arcilla extruida o prensada	0.90	-	-	0.00130	-	-	-	Meli R. et. al. , (1975)
53	18	hueca	arcilla extruida o prensada	0.90	-	-	0.00029	-	-	-	Meli R. et. al. , (1975)
54	19	hueca	arcilla extruida o prensada	0.90	-	-	0.00051	-	-	-	Meli R. et. al. , (1975)
55	20	hueca	arcilla extruida o prensada	0.90	-	7.80	0.00094	-	-	-	Meli R. et. al. , (1975)
56	21	hueca	arcilla extruida o prensada	0.90	-	-	0.00118	-	-	-	Meli R. et. al. , (1975)
57	22	hueca	arcilla extruida o prensada	0.90	-	3.60	0.00103	-	-	-	Meli R. et. al. , (1975)

Tabla 3.8 (Cont.) Muros ensayados en México y el extranjero.

Número	Nombre	Piezas	Material	Esbeltez	ρ_h %	σ_{vert} kg/cm ²	Dagr(+) mm/mm	Dmax(+) mm/mm	Dagr(-) mm/mm	Dmax(-) mm/mm	Referencia
58	23	hueca	arcilla extruida o prensada	0.90	-	-	0.00098	-	-	-	Meli R. et. al. , (1975)
59	24	hueca	arcilla extruida o prensada	0.90	-	3.70	0.00199	-	-	-	Meli R. et. al. , (1975)
60	25	hueca	arcilla extruida o prensada	0.90	-	-	0.00173	-	-	-	Meli R. et. al. , (1975)
61	26	hueca	arcilla extruida o prensada	0.90	-	-	0.00083	-	-	-	Meli R. et. al. , (1975)
62	701	hueca	arcilla extruida o prensada	1.00	-	-	0.00138	-	-	-	Meli R. et. al. , (1969)
63	702	hueca	arcilla extruida o prensada	1.00	-	-	0.00053	-	-	-	Meli R. et. al. , (1969)
64	703	hueca	arcilla extruida o prensada	1.00	-	-	0.00107	-	-	-	Meli R. et. al. , (1969)
65	704	hueca	arcilla extruida o prensada	1.00	-	6.25	0.00160	-	-	-	Meli R. et. al. , (1969)
66	705	hueca	arcilla extruida o prensada	1.00	-	12.50	0.00160	-	-	-	Meli R. et. al. , (1969)
67	706	hueca	arcilla extruida o prensada	1.00	-	-	0.00212	-	-	-	Meli R. et. al. , (1969)
68	707	hueca	arcilla extruida o prensada	1.00	-	6.25	0.00274	-	-	-	Meli R. et. al. , (1969)
69	708	hueca	arcilla extruida o prensada	1.00	-	-	0.00157	-	-	-	Meli R. et. al. , (1969)
70	709	hueca	arcilla extruida o prensada	1.00	-	2.92	0.00144	-	-	-	Meli R. et. al. , (1969)
71	710	hueca	arcilla extruida o prensada	1.00	-	-	0.00122	-	-	-	Meli R. et. al. , (1969)
72	801	sólida	arcilla extruida o prensada	1.00	-	-	0.00295	-	-	-	Meli R. et. al. , (1969)
73	802	sólida	arcilla extruida o prensada	1.00	-	2.92	0.00234	-	-	-	Meli R. et. al. , (1969)
74	803	sólida	arcilla extruida o prensada	1.00	-	-	0.00111	-	-	-	Meli R. et. al. , (1969)
75	804	sólida	arcilla extruida o prensada	1.00	-	-	0.00246	-	-	-	Meli R. et. al. , (1969)
76	901	sólida	arcilla extruida o prensada	0.96	-	-	0.00085	0.00059	0.00192	0.00059	Meli R. et. al. , (1969)
77	902	sólida	arcilla extruida o prensada	0.96	-	4.81	0.00395	0.00740	0.00443	0.00740	Meli R. et. al. , (1969)
78	305	hueca	arcilla extruida o prensada	1.18	0.0164	-	0.00080	-	-	-	Meli R. et. al. , (1968)
79	306	hueca	arcilla extruida o prensada	1.18	0.0205	5.13	0.00080	-	-	-	Meli R. et. al. , (1968)
80	A11	sólida	arcilla extruida o prensada	1.00	-	8.00	0.00090	0.00210	0.00100	0.00360	Herrera E., (1992)
81	A12	sólida	arcilla extruida o prensada	1.00	-	8.00	0.00350	0.00350	0.00330	0.00420	Herrera E., (1992)
82	A13	sólida	arcilla extruida o prensada	1.00	-	8.00	0.00180	0.00180	0.00190	0.00190	Herrera E., (1992)
83	A14	sólida	arcilla extruida o prensada	1.00	-	8.00	0.00050	0.00210	0.00060	0.00160	Herrera E., (1992)
84	A2	sólida	arcilla extruida o prensada	1.00	-	8.00	0.00160	0.00160	0.00130	0.00130	Herrera E., (1992)
85	MRE 1	sólida	arcilla extruida o prensada	2.00	-	10.56	0.00090	0.00300	0.00030	0.01170	Diez J., (1987)
86	MRE2	sólida	arcilla extruida o prensada	2.00	-	10.56	0.00070	0.00990	0.00100	0.00960	Diez J., (1987)
87	MRG 1	sólida	arcilla extruida o prensada	1.00	-	10.56	0.00040	0.00260	0.00050	0.00320	Diez J., (1987)
88	MRG 2	sólida	arcilla extruida o prensada	1.00	-	10.56	0.00030	0.00730	0.00010	0.00290	Diez J., (1987)
89	N1	hueca	arcilla extruida o prensada	1.00	-	4.00	0.00097	0.00229	0.00091	0.00229	Zepeda et. al., (2001)
90	N2	hueca	arcilla extruida o prensada	1.00	0.0491	4.00	0.00081	0.00500	0.00081	0.00500	Zepeda et. al., (2001)
91	N3	hueca	arcilla extruida o prensada	1.00	0.0491	4.00	0.00081	0.00354	0.00070	0.00354	Zepeda et. al., (2001)
92	N4	hueca	arcilla extruida o prensada	1.00	0.1845	4.00	0.00100	0.00601	0.00100	0.00601	Zepeda et. al., (2001)
93	MT-1 (T0)	hueca	concreto (bloque)	1.02	-	-	0.00030	0.00607	0.00100	0.00607	Flores L.E. (2003)
94	9	hueca	concreto (bloque)	1.00	0.0412	-	0.00030	-	-	-	Hernández O. et. al. (1976)
95	10	hueca	concreto (bloque)	1.00	-	-	0.00046	-	-	-	Hernández O. et. al. (1976)
96	11	hueca	concreto (bloque)	1.00	-	-	0.00086	-	-	-	Hernández O. et. al. (1976)
97	12	hueca	concreto (bloque)	1.00	-	-	0.00045	-	-	-	Hernández O. et. al. (1976)
98	13	hueca	concreto (bloque)	1.00	-	-	0.00080	-	-	-	Hernández O. et. al. (1976)
99	14	hueca	concreto (bloque)	1.00	0.0412	-	0.00028	-	-	-	Hernández O. et. al. (1976)
100	15	hueca	concreto (bloque)	1.00	-	-	0.00040	-	-	-	Hernández O. et. al. (1976)
101	401	hueca	concreto (bloque)	1.04	0.0164	-	0.00221	0.00435	0.00228	0.00435	Meli R. et. al. , (1969)
102	402	hueca	concreto (bloque)	1.04	-	2.38	0.00050	0.00239	0.00106	0.00239	Meli R. et. al. , (1969)
103	403	hueca	concreto (bloque)	1.04	-	-	0.00150	0.00401	0.00187	0.00401	Meli R. et. al. , (1969)
104	404	hueca	concreto (bloque)	1.04	-	-	0.00202	0.00515	0.00283	0.00515	Meli R. et. al. , (1969)
105	405	hueca	concreto (bloque)	1.04	-	-	0.00172	0.00164	0.00285	0.00164	Meli R. et. al. , (1969)
106	406	hueca	concreto (bloque)	1.04	-	3.57	0.00191	0.00544	0.00298	0.00544	Meli R. et. al. , (1969)
107	407	hueca	concreto (bloque)	1.04	-	-	0.00072	0.00240	0.00156	0.00240	Meli R. et. al. , (1969)
108	408	hueca	concreto (bloque)	1.04	-	3.57	0.00177	0.00366	0.00256	0.00366	Meli R. et. al. , (1969)
109	409	hueca	concreto (bloque)	1.04	-	-	0.00137	0.00164	0.00044	0.00164	Meli R. et. al. , (1969)
110	410	hueca	concreto (bloque)	1.04	-	7.14	0.00760	0.00127	0.00123	0.00127	Meli R. et. al. , (1969)
111	421	hueca	concreto (bloque)	1.02	-	5.50	0.00080	-	-	-	Treviño E., et. al. (2004)
112	422	hueca	concreto (bloque)	1.02	-	5.50	0.00100	-	-	-	Treviño E., et. al. (2004)
113	423	hueca	concreto (bloque)	1.02	-	5.50	0.00080	-	-	-	Treviño E., et. al. (2004)
114	424	hueca	concreto (bloque)	1.02	-	5.50	0.00070	-	-	-	Treviño E., et. al. (2004)
115	501	hueca	concreto (bloque)	1.00	-	-	0.00118	-	-	-	Meli R. et. al. , (1969)
116	502	hueca	concreto (bloque)	1.00	-	-	0.00347	-	-	-	Meli R. et. al. , (1969)
117	503	hueca	concreto (bloque)	1.00	-	-	0.00174	-	-	-	Meli R. et. al. , (1969)
118	504	hueca	concreto (bloque)	1.00	-	1.67	0.00089	-	-	-	Meli R. et. al. , (1969)
119	505	hueca	concreto (bloque)	1.00	-	3.33	0.00186	-	-	-	Meli R. et. al. , (1969)

Tabla 3.8 (Cont.) Muros ensayados en México y el extranjero.

Número	Nombre	Piezas	Material	Esbeltez	ρ_h %	σ_{vert} kg/cm ²	Dagr(+) mm/mm	Dmax(+) mm/mm	Dagr(-) mm/mm	Dmax(-) mm/mm	Referencia
120	506	hueca	concreto (bloque)	1.00	-	6.67	0.00215	-	-	-	Meli R. et. al., (1969)
121	507	hueca	concreto (bloque)	1.00	-	-	0.00203	-	-	-	Meli R. et. al., (1969)
122	508	hueca	concreto (bloque)	1.00	-	-	0.00119	-	-	-	Meli R. et. al., (1969)
123	509	hueca	concreto (bloque)	1.00	-	-	0.00219	-	-	-	Meli R. et. al., (1969)
124	510	hueca	concreto (bloque)	1.00	-	10.00	0.00238	-	-	-	Meli R. et. al., (1969)
125	511	hueca	concreto (bloque)	1.00	-	10.00	0.00147	-	-	-	Meli R. et. al., (1969)
126	512	hueca	concreto (bloque)	1.00	-	3.33	0.00375	-	-	-	Meli R. et. al., (1969)
127	513	hueca	concreto (bloque)	1.00	-	6.67	0.00402	-	-	-	Meli R. et. al., (1969)
128	514	hueca	concreto (bloque)	1.00	-	10.00	0.00228	-	-	-	Meli R. et. al., (1969)
129	515	hueca	concreto (bloque)	1.00	-	-	0.00154	-	-	-	Meli R. et. al., (1969)
130	516	hueca	concreto (bloque)	1.00	-	-	0.00246	-	-	-	Meli R. et. al., (1969)
131	517	hueca	concreto (bloque)	1.00	-	-	0.00165	-	-	-	Meli R. et. al., (1969)
132	518	hueca	concreto (bloque)	1.00	-	-	0.00318	-	-	-	Meli R. et. al., (1969)
133	519	hueca	concreto (bloque)	1.00	-	-	0.00148	-	-	-	Meli R. et. al., (1969)
134	601	hueca	concreto (bloque)	1.02	-	5.50	0.00100	-	-	-	Treviño E., et. al. (2004)
135	602	hueca	concreto (bloque)	1.02	-	5.50	0.00150	-	-	-	Treviño E., et. al. (2004)
136	603	hueca	concreto (bloque)	1.02	-	5.50	0.00070	-	-	-	Treviño E., et. al. (2004)
137	604	hueca	concreto (bloque)	1.02	-	5.50	0.00110	-	-	-	Treviño E., et. al. (2004)
138	301	hueca	concreto (bloque)	1.18	-	-	0.00060	-	-	-	Meli R. et. al., (1968)
139	302	hueca	concreto (bloque)	1.18	-	-	0.00090	-	-	-	Meli R. et. al., (1968)
140	303	hueca	concreto (bloque)	1.18	-	-	0.00080	-	-	-	Meli R. et. al., (1968)
141	304	hueca	concreto (bloque)	1.18	0.2367	-	0.00100	-	-	-	Meli R. et. al., (1968)
142	307	hueca	concreto (bloque)	1.18	0.0205	-	0.00100	-	-	-	Meli R. et. al., (1968)
143	308	hueca	concreto (bloque)	1.18	0.0164	4.10	0.00040	-	-	-	Meli R. et. al., (1968)
144	309	hueca	concreto (bloque)	1.18	0.0164	-	0.00160	-	-	-	Meli R. et. al., (1968)
145	310	hueca	concreto (bloque)	1.18	0.0164	4.10	0.00190	-	-	-	Meli R. et. al., (1968)
146	311	hueca	concreto (bloque)	1.18	0.0164	2.05	0.00220	-	-	-	Meli R. et. al., (1968)
147	312	hueca	concreto (bloque)	1.18	0.0164	-	0.00300	-	-	-	Meli R. et. al., (1968)
148	313	hueca	concreto (bloque)	1.18	0.0164	-	0.00230	-	-	-	Meli R. et. al., (1968)
149	314	hueca	concreto (bloque)	1.18	0.0164	2.05	0.00160	-	-	-	Meli R. et. al., (1968)
150	315	hueca	concreto (bloque)	1.18	-	-	0.00100	-	-	-	Meli R. et. al., (1968)
151	316	hueca	concreto (bloque)	1.18	-	4.10	0.00210	-	-	-	Meli R. et. al., (1968)
152	317	hueca	concreto (bloque)	1.18	0.0164	-	0.00260	-	-	-	Meli R. et. al., (1968)
153	318	hueca	concreto (bloque)	1.18	0.0164	-	0.00090	-	-	-	Meli R. et. al., (1968)
154	C 11	sólida	concreto (bloque)	1.00	-	7.10	0.00140	0.00510	0.00230	0.00500	Muñoz W., (1992)
155	C 12	sólida	concreto (bloque)	1.00	-	7.07	0.00130	0.00390	0.00230	0.00610	Muñoz W., (1992)
156	C 13	sólida	concreto (bloque)	1.00	-	7.10	0.00140	0.00380	0.00140	0.00430	Muñoz W., (1992)
157	C 14	sólida	concreto (bloque)	1.00	-	7.10	0.00120	0.00620	0.00120	0.00500	Muñoz W., (1992)
158	Muro 1	sólida	concreto (bloque)	0.97	-	7.64	0.00160	0.00390	0.00050	0.00460	Castilla C., (1998)
159	Muro 2	sólida	concreto (bloque)	0.97	-	7.64	0.00100	0.00380	0.00040	0.00430	Castilla C., (1998)
160	Muro 3	sólida	concreto (bloque)	0.97	-	7.64	0.00130	0.00680	0.00040	0.00670	Castilla C., (1998)
161	Muro 4	sólida	concreto (bloque)	0.74	-	7.64	0.00060	0.00310	0.00060	0.00310	Castilla C., (1998)
162	Muro 5	sólida	concreto (bloque)	0.74	-	7.64	0.00040	0.00170	0.00040	0.00210	Castilla C., (1998)
163	Muro 6	sólida	concreto (bloque)	0.74	-	7.64	0.00020	0.00250	0.00020	0.00350	Castilla C., (1998)
164	Muro 7	sólida	concreto (bloque)	1.26	-	7.64	0.00130	0.00670	0.00250	0.00700	Castilla C., (1998)
165	Muro 8	sólida	concreto (bloque)	1.26	-	7.64	0.00030	0.00830	0.00060	0.00830	Castilla C., (1998)
166	Muro 9	sólida	concreto (bloque)	1.26	-	7.64	0.00030	0.00750	0.00080	0.00710	Castilla C., (1998)
167	111	sólida	concreto (tabicón)	1.00	-	3.68	0.00179	0.00349	0.00049	0.00349	Ursúa D.A. (1999)
168	121	sólida	concreto (tabicón)	1.00	-	3.68	0.00160	0.00190	0.00190	0.00190	Ursúa D.A. (1999)
169	211	sólida	concreto (tabicón)	1.00	-	3.68	0.00166	0.00440	0.00117	0.00440	Ursúa D.A. (1999)
170	221	sólida	concreto (tabicón)	1.00	-	3.68	0.00223	0.00521	0.00182	0.00521	Ursúa D.A. (1999)
171	M221C	sólida	concreto (tabicón)	0.32	-	2.50	0.00288	0.00328	0.00286	0.00328	Cosío C.O. (2001)
172	M221L	sólida	concreto (tabicón)	0.48	-	2.50	0.00103	0.00204	0.00107	0.00204	Cosío C.O. (2001)
173	M222C	sólida	concreto (tabicón)	0.32	-	5.00	0.00200	0.00690	0.00206	0.00690	Cosío C.O. (2001)
174	M222L	sólida	concreto (tabicón)	0.48	-	5.00	0.00105	0.00601	0.00123	0.00601	Cosío C.O. (2001)
175	M223C	sólida	concreto (tabicón)	0.32	-	1.25	0.00077	0.00270	0.00156	0.00270	Cosío C.O. (2001)
176	M223L	sólida	concreto (tabicón)	0.48	-	1.25	0.00103	0.00793	0.00110	0.00793	Cosío C.O. (2001)

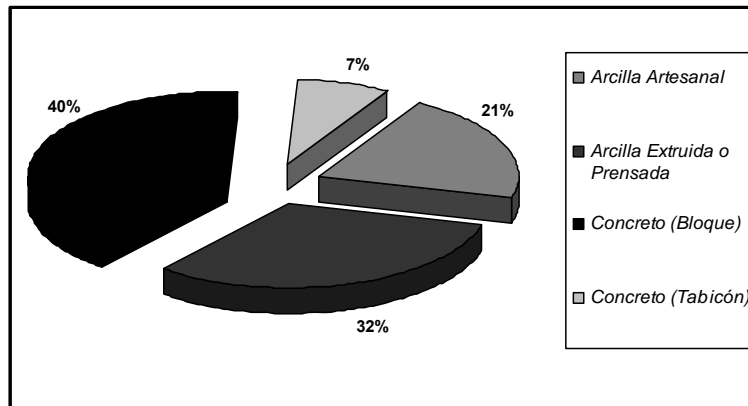


Figura 3.14. Distribución porcentual de la base de datos según el tipo de pieza.

En la Figura 3.15 se presenta la distribución de la muestra total considerando la relación de esbeltez de los muros ensayados. Se observa que el valor de relación de esbeltez más usado en los ensayos fluctúa entre 0.75 y 1.0 (63%).

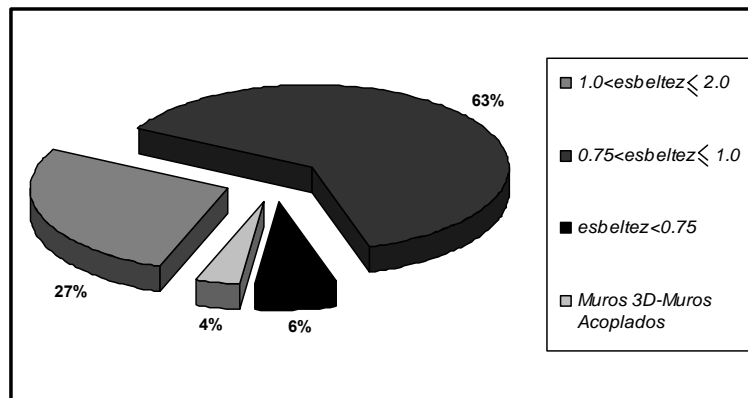


Figura 3.15. Distribución porcentual de la base de datos según la esbeltez de los muros.

Por otra parte, en la Figura 3.16 se presenta la distribución porcentual de la muestra total considerando la cuantía de refuerzo horizontal en las juntas de la pieza. Se puede observar que la mayor cantidad de ensayos considerados en la base de datos no incluyen refuerzo horizontal (78%). Asimismo, en la Figura 3.17 se ilustra el porcentaje de especímenes de acuerdo al nivel de carga axial considerado durante el ensayo destructivo. Puede verse que 59% de los especímenes considerados fueron ensayados con carga axial y que el 48% restante incluían niveles de carga axial semejante a la encontrada en muros de planta baja de edificaciones de 3 o 4 niveles (mayor que 3.0 kg/cm^2).

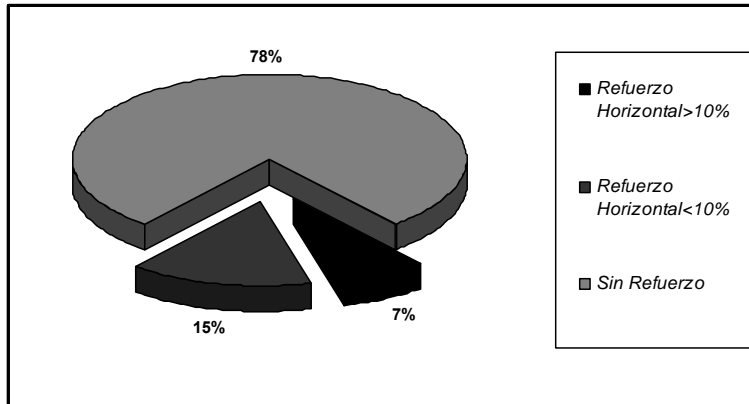


Figura 3.16. Distribución porcentual de la base de datos según el porcentaje de refuerzo horizontal.

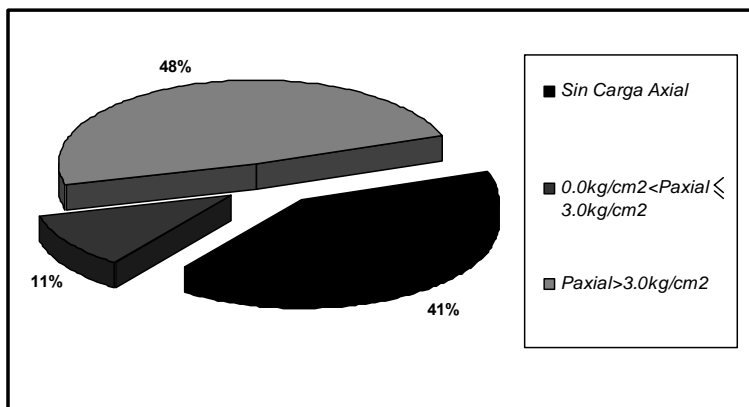


Figura 3.17. Distribución porcentual de la base de datos según el nivel de carga axial.

Profundizando en la exploración de la base de datos recopilada, en la Figura 3.18 se presenta la distribución de la muestra total considerando el tipo de pieza, sólida o hueca, sin hacer distinción del material con que fue elaborada. Se observa que del total de los 176 ensayos la mayoría de ellos fueron realizados en muros con piezas huecas (59%).

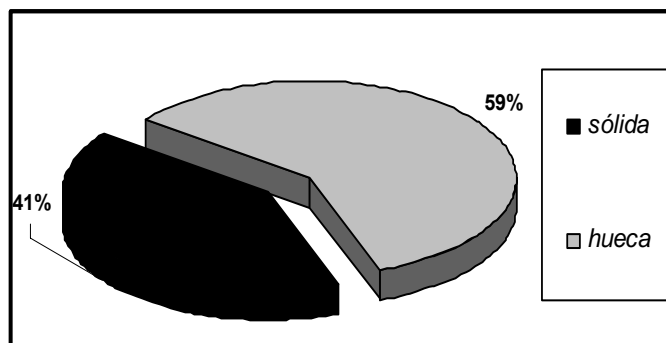


Figura 3.18. Distribución porcentual de la base de datos según el tipo de pieza (i.e. hueca o sólida).

En el Apéndice B se presentan las distribuciones porcentuales para la división en tipo de pieza hueca y sólida, considerando relación de aspecto, porcentaje de refuerzo horizontal y nivel de carga axial.

3.4.3 Estadísticas de D_{agr} y D_{max}

Posteriormente, se procedió a procesar estadísticamente todos los valores de D_{agr} y D_{max} , obtenidos en ciclos positivos y negativos, incluidos en la base de datos para obtener su tendencia central y dispersión. Como medidas de tendencia central se consideró el promedio, la mediana y la media geométrica, mientras que el coeficiente de variación y la desviación estándar del logaritmo de los datos, $\sigma_{\ln x}$, se emplearon como medidas de dispersión. Una definición de estas medidas estadísticas puede encontrarse en el Apéndice A. De ésta manera, en las Tablas 3.9 y 3.10 se presentan las estadísticas obtenidas para la muestra total de 176 especímenes. Es importante notar el alto valor en la dispersión en la estimación de D_{agr} y D_{max} , del orden de 68% y 75% respectivamente cuando se emplea $\sigma_{\ln x}$. Estos valores de dispersión pueden atribuirse a la heterogeneidad de las características de la muestra.

Tabla 3.9. Medidas de tendencia central obtenidas del conjunto de 176 muros de mampostería confinada.

Medida estadística	Dagr(+) mm/mm	Dmax(+) mm/mm	Dagr(-) mm/mm	Dmax(-) mm/mm
Promedio	0.001	0.003	0.001	0.003
Mediana	0.001	0.002	0.001	0.003
Media Geométrica	-	0.004	0.001	0.004

Tabla 3.10. Medidas de dispersión del conjunto de 176 muros de mampostería confinada.

Medida estadística	Dagr(+)	Dmax(+)	Dagr(-)	Dmax(-)
Coficiente de Variación	0.700	0.938	1.088	0.930
Desviación estandar del \ln de los datos	0.651	0.671	0.745	0.656

Asimismo, en las Tablas 3.11 y 3.12 se presentan las estadísticas obtenidas para la subdivisión en tipo de piezas sólidas y huecas de la muestra total de 176 especímenes. Se aprecian igualmente, altos valores en la dispersión en la estimación de D_{agr} y D_{max} , del orden de 51% y 71% respectivamente cuando se emplea $\sigma_{ln x}$.

Tabla 3.11. Valores estadísticos para ensayos del conjunto de 176 muros de mampostería confinada, divididos en piezas sólidas y huecas.

Medida estadística	Dagr(+) mm/mm	Dmax(+) mm/mm	Dagr(-) mm/mm	Dmax(-) mm/mm
<i>Sólidas (72 ensayos)</i>				
Promedio	0.0013	0.0043	0.0013	0.0045
Mediana	0.0011	0.0039	0.0011	0.0044
Media Geométrica	0.0011	0.0035	0.0010	0.0038
<i>Huecas (104 ensayos)</i>				
Promedio	0.0013	0.0037	0.0016	0.0037
Mediana	0.0010	0.0037	0.0012	0.0037
Media Geométrica	-	0.0033	0.0014	0.0033

Tabla 3.12. Valores estadísticos para ensayos del conjunto de 176 muros de mampostería confinada, divididos en piezas sólidas y huecas.

Medida estadística	Dagr(+)	Dmax(+)	Dagr(-)	Dmax(-)
<i>Sólidas (72 ensayos)</i>				
Coefficiente de Variación	0.595	0.546	0.635	0.530
Desviación estandar del ln de los datos	0.628	0.714	0.703	0.697
<i>Huecas (104 ensayos)</i>				
Coefficiente de Variación	0.744	0.451	0.548	0.451
Desviación estandar del ln de los datos	0.662	0.515	0.590	0.515

Como se discutió en la Sección 3.2, la capacidad de deformación lateral en muros de mampostería depende de varios factores, entre ellos la esbeltez del espécimen, el nivel de carga axial durante el ensayo y la cantidad de refuerzo horizontal. Es por ello que resulta importante considerar estos factores para evaluar las medidas estadísticas de D_{agr} y D_{max} .

Por ello, se procedió inicialmente a dividir la muestra de 176 especímenes en cuatro subgrupos, considerando el tipo de pieza con que fueron construidos los muros. Posteriormente, para cada subgrupo se obtuvo su distribución porcentual de acuerdo a la relación de aspecto, al porcentaje de refuerzo horizontal y al nivel de carga axial. Las distribuciones porcentuales para los subgrupos en que fue dividido el conjunto total de ensayos se encuentran graficados en el Apéndice B.

En la Tabla 3.13 se muestran los valores de los datos estadísticos obtenidos para los subgrupos distinguidos por el tipo de pieza. Como una primera apreciación, se esperaría que la menor dispersión se obtuviera del grupo de arcilla extruída por ser de fabricación industrial con condiciones controladas de producción. Sin embargo, de la tabla se observa que los subgrupos que presentan mayor dispersión en los resultados son los de arcilla extruída y bloque de concreto.

Tabla 3.13. Medidas estadísticas obtenidas de subgrupos de mampostería confinada de acuerdo al tipo de pieza.

Medida estadística	Dagr(+) mm/mm	Dmax(+) mm/mm	Dagr(-) mm/mm	Dmax(-) mm/mm
<i>Tabique artesanal de arcilla (34 muestras)</i>				
Promedio	0.001	0.004	0.001	0.004
Mediana	0.001	0.005	0.001	0.005
Media Geométrica	0.001	0.003	0.001	0.004
Coefficiente de Variación	0.490	0.561	0.479	0.516
<i>Tabique extruído de arcilla (58 muestras)</i>				
Promedio	0.001	0.004	0.001	0.004
Mediana	0.001	0.003	0.001	0.004
Media Geométrica	0.001	0.003	0.001	0.003
Coefficiente de Variación	0.685	0.676	0.886	0.732
<i>Bloque de concreto (74 muestras)</i>				
Promedio	0.001	0.004	0.001	0.004
Mediana	0.001	0.004	0.001	0.004
Media Geométrica	0.001	0.004	0.001	0.004
Coefficiente de Variación	0.748	0.471	0.653	0.437
<i>Tabicón de concreto (10 muestras)</i>				
Promedio	0.002	0.004	0.002	0.004
Mediana	0.002	0.004	0.001	0.004
Media Geométrica	0.001	0.004	0.001	0.004
Coefficiente de Variación	0.409	0.473	0.435	0.473

3.5 EVALUACIÓN PROBABILISTA DE LA CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN LATERAL EN MUROS DE MAMPOSTERÍA

Como pudo apreciarse en la sección anterior, existe una alta variabilidad en la estimación de D_{agr} y D_{max} . Por ello, la variabilidad en la estimación de la tendencia central debería considerarse explícitamente para poder evaluar la capacidad de deformación lateral de muros de mampostería y, de ésta manera, sugerir límites adecuados de deformación permisible asociados a diferentes estados de daño. Dicha evaluación requiere un enfoque probabilista. Es decir, resulta de interés conocer la probabilidad condicional de que un nivel de deformación lateral asociado a cierto estado de daño o estado límite (e.g. D_{agr} para el estado límite de servicio y D_{max} para el estado límite de prevención del colapso) sea mayor a cierto valor de deformación lateral, δ , lo cuál puede expresarse matemáticamente como $P[D_{agr} > \delta | ELS]$ o bien $P[D_{max} > \delta | ELR]$. Por ello, para poder evaluar las probabilidades condicionales anteriores, es necesario conocer la función de distribución de probabilidad acumulada de D_{agr} y D_{max} .

3.5.1 Distribución de probabilidad empírica para D_{agr} y D_{max}

La distribución acumulada de probabilidades empírica de D_{agr} y D_{max} se obtuvo a partir de la muestra total de valores dada en la Tabla 3.8. De esta manera, D_{agr} y D_{max} se consideraron como variables aleatorias y cada valor se consideró como un dato muestral independiente e idénticamente distribuido. En principio, todos los datos muestrales correspondientes a D_{agr} o D_{max} se ordenaron en forma ascendente. Finalmente, a cada dato i se le asignó una probabilidad igual a $i/(n+1)$, siendo n el número total de datos muestrales (Benjamin y Cornell, 1970). Para fines de éste estudio, las distorsiones de los ciclos positivos y negativos se consideran como datos independientes para cada estado límite. Cabe notar que la evaluación probabilista de D_{agr} y D_{max} se realizó en dos etapas. En la primera etapa se consideraron los datos muestrales provenientes de todos los muros sin hacer distinción de ningún tipo, mientras que en la segunda etapa se consideraron los

subgrupos descritos en la Sección 3.4. A continuación se presentan algunos ejemplos de las distribuciones empíricas.

En la Figura 3.19a se muestra la distribución empírica de D_{agr} considerando la totalidad de la muestra (i.e. considerando 255 datos muestrales), mientras que en la Figura 3.19b se presenta una representación similar para D_{max} (i.e. considerando 158 datos muestrales). En general, en ambas figuras puede observarse que la distribución empírica no es simétrica con respecto a la mediana (i.e. percentil 50) y que la cola de la derecha se encuentra sesgada hacia valores grandes de probabilidad.

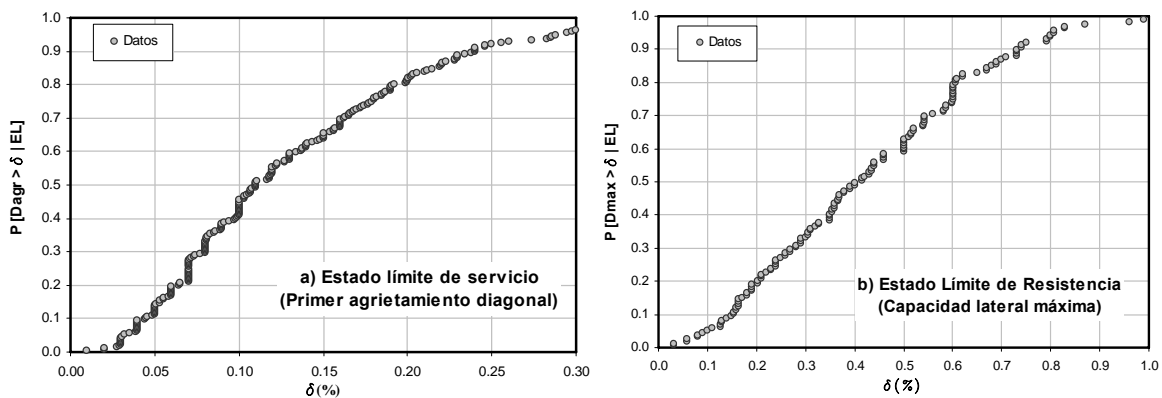


Figura 3.19. Distribución empírica de probabilidad: a) D_{agr} , y b) D_{max} .

A continuación, en la Figura 3.20 se presentan las distribuciones empíricas de D_{agr} y D_{max} obtenidas para el subgrupo de muros de mampostería confinada construidos con piezas sólidas, mientras que una gráfica similar para muros construidos con piezas huecas se presenta en la Figura 3.21. Al comparar gráficas similares puede verse que el tipo de pieza tiene influencia en la distribución empírica de probabilidades. Por ejemplo, para D_{max} puede verse que existe un 40% de probabilidad de exceder una distorsión de 0.5% cuando se emplean piezas sólidas, mientras que existe un 30% de exceder el mismo nivel de distorsión cuando se emplean piezas huecas. Sin embargo, cabe recordar que los muros construidos con piezas huecas tenían refuerzo horizontal.

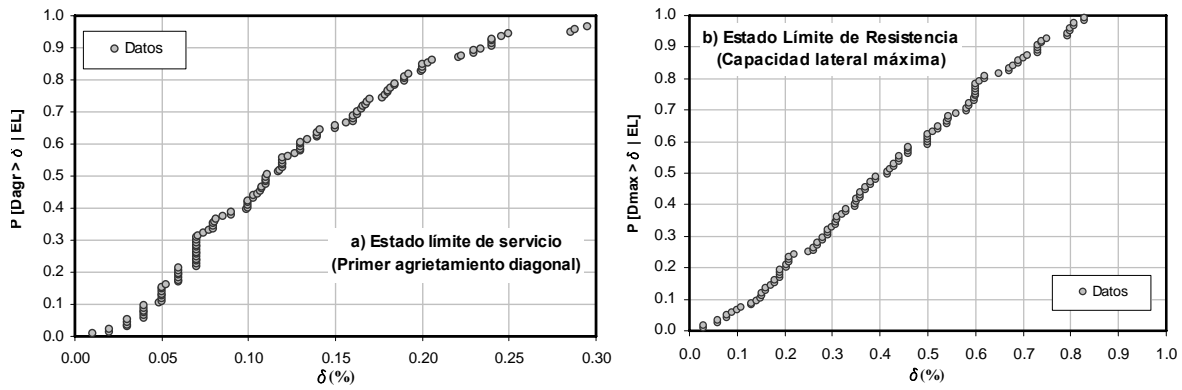


Figura 3.20. Distribución empírica de probabilidad obtenida de piezas sólidas:

a) D_{agr} , y b) D_{max} .

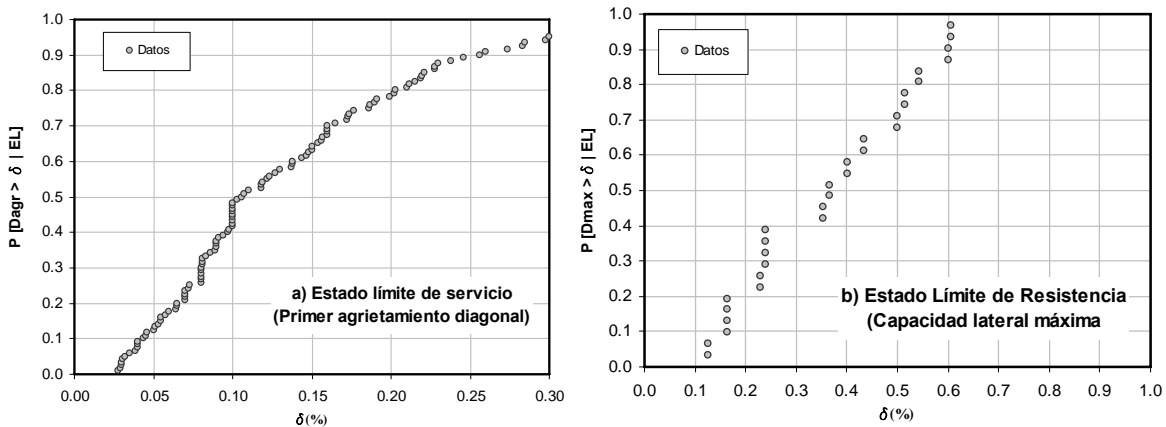


Figura 3.21. Distribución empírica de probabilidad obtenida de piezas huecas:

a) D_{agr} , y b) D_{max} .

Gráficas similares se obtuvieron para los subgrupos restantes de acuerdo al tipo de pieza, así como a las subdivisiones considerando los factores que influyen en su comportamiento (Apéndice B).

3.5.2 Distribución de probabilidad paramétrica de D_{agr} y D_{max}

En la sección previa se pudo observar que la distribución acumulada de probabilidades empírica de D_{agr} y D_{max} tiene una tendencia sesgada hacia la derecha con una cola orientada a valores altos de probabilidad. De esta manera, distribuciones paramétricas de probabilidad como las del tipo lognormal, Gamma, Gumbel, Weibull o Rayleigh pueden ser adecuadas para representar la distribución empírica de probabilidades (Benjamin y Cornell,

1970). En ésta investigación se evaluaron las funciones de distribución acumulada de probabilidad del tipo lognormal y Weibull. La función de distribución acumulada de probabilidad del tipo lognormal se define como:

$$F_X(x) = \Phi\left(\frac{\ln(x) - \mu_{\ln X}}{\sigma_{\ln X}}\right) \quad (3.3)$$

donde Φ es la función de distribución de probabilidad acumulada estándar normal, mientras que $\mu_{\ln X}$ y $\sigma_{\ln X}$ son la tendencia central y la dispersión de la distribución de probabilidad, respectivamente. Por otra parte, la función de probabilidad del tipo Weibull se define como:

$$F_X(x) = 1 - \exp(-\alpha \cdot x^\beta) \quad (3.4)$$

donde α y β son los parámetros que deben ajustarse a los datos muestrales.

En particular, la distribución tipo lognormal fue la principal candidata dado que requiere explícitamente un parámetro de tendencia central (e.g. mediana o media geométrica) y otro de dispersión (e.g. COV o la desviación estándar del logaritmo de los datos), que pueden encontrarse de un análisis estadístico, mientras que la distribución tipo Weibull requiere encontrar sus parámetros para un conjunto de datos específico. Para evaluar la bondad del ajuste se empleó la prueba de contraste *Kolmogorov-Smirnov* considerando un 10% de nivel de significancia (i.e. 90% de confianza) (Benjamin y Cornell, 1970). Por ejemplo, en la Figura 3.22 se ilustra el ajuste de las distribuciones empíricas de D_{agr} y D_{max} con las distribuciones paramétricas del tipo lognormal y Weibull considerando todos los datos muestrales de la Tabla 3.8 (i.e. sin hacer distinción de los factores que afectan la capacidad de deformación lateral de los muros de mampostería). Asimismo, en la figura también se incluye una representación gráfica del límite superior e inferior de la distribución lognormal considerando el contraste *Kolmogorov-Smirnov*. Puede verse que para D_{agr} la distribución lognormal es adecuada para representar la distribución

empírica, mientras que para D_{max} la distribución de Weibull proporciona el mejor ajuste de los datos. En las gráficas también se incluyen los parámetros empleados para la distribución que proporcionó el mejor ajuste.

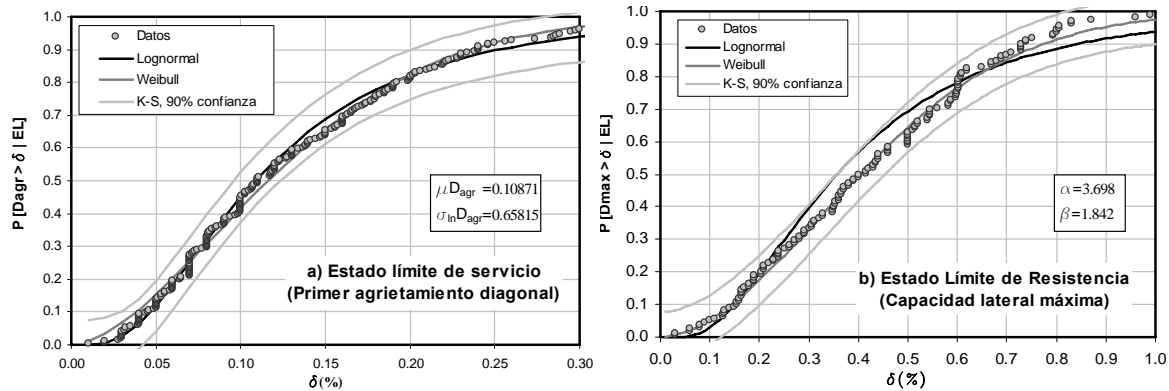


Figura 3.22. Ajuste y bondad de ajuste de la distribución empírica con las distribuciones Lognormal y Weibull para: a) D_{agr} , y b) D_{max} .

Cabe aclarar que sólo se ajustaron las distribuciones empíricas de subgrupos que contenían más de seis datos muestrales. Sin embargo, debe mencionarse que para ciertos subgrupos no se tuvo un ajuste adecuado con ninguna de las distribuciones consideradas en éste estudio. Por ejemplo, en la Figura 3.23 se muestra el ajuste de las distribuciones empíricas para cuatro subgrupos distinguidos de acuerdo al tipo de pieza. En la gráfica puede observarse que, en general, ambas distribuciones proporcionan un ajuste adecuado, desde el punto de vista estadístico, con excepción de los muros construidos con tabique de arcilla artesanal y tabicón de concreto. Sin embargo, puede considerarse que las distribuciones paramétricas proporcionan un razonable ajuste.

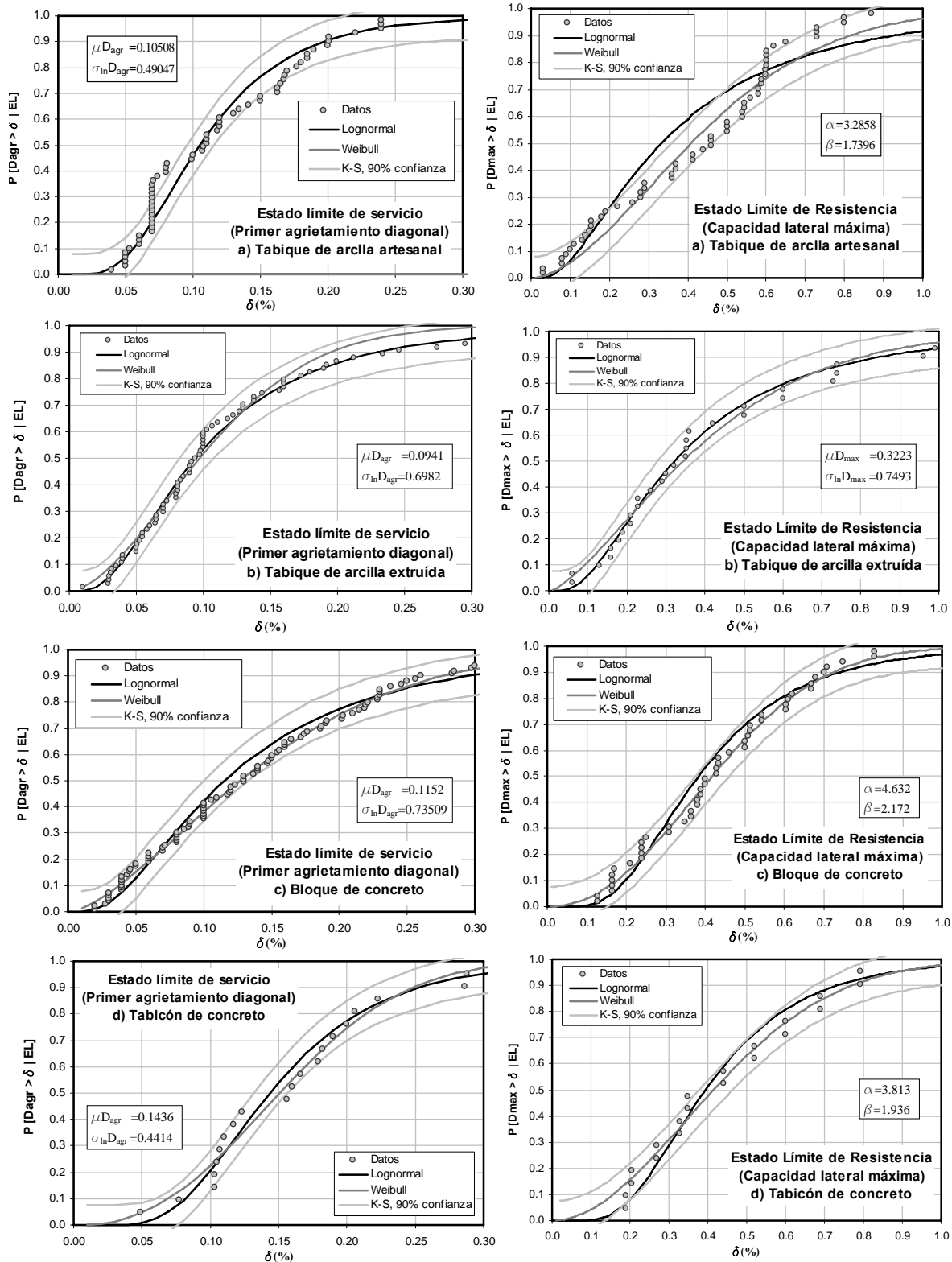


Figura 3.23. Ajuste de distribuciones para D_{agr} y D_{max} , por tipo de unidad: a) Tabique de arcilla artesanal, b) tabique de arcilla extruída, c) bloque de concreto, y d) tabicón de concreto.

A continuación, en la Figura 3.24 se presenta una comparación de las distribuciones ajustadas para D_{agr} y D_{max} correspondientes a los subgrupos distinguidos por el tipo de pieza. A partir de la figuras, puede verse que el tipo de pieza tiene una influencia significativa en la distribución paramétrica, principalmente para D_{agr} . Por ejemplo, existe un 58% de probabilidad de exceder una distorsión de agrietamiento de 0.10% cuando se emplea bloque de concreto, mientras que existe un 55% de probabilidad de exceder el mismo nivel de deformación cuando se utiliza tabique artesanal.

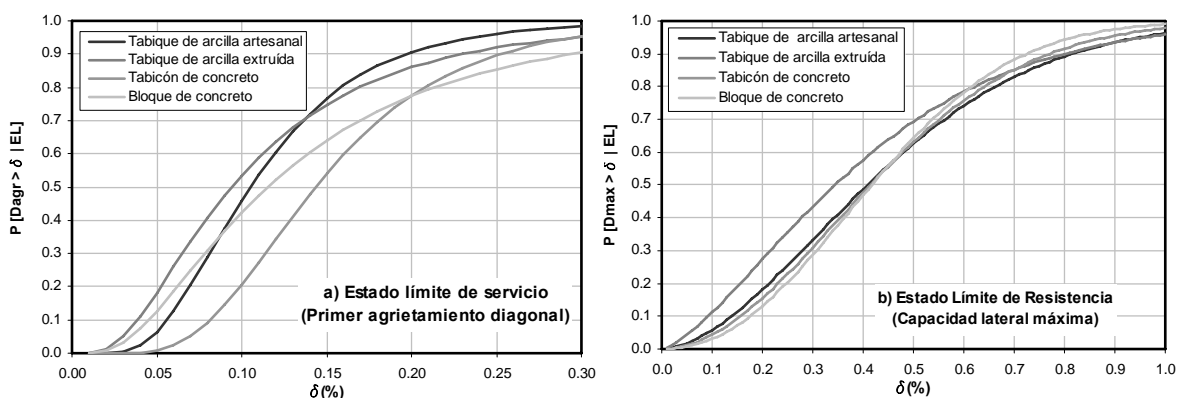


Figura 3.24. Comparación de la distribución paramétrica ajustada para los subgrupos divididos por tipo de unidad: a) D_{agr} , y b) D_{max} .

En la Figura 3.25 se muestran las distribuciones paramétricas para muestras agrupadas de acuerdo al tipo de pieza (i.e. sólidas y huecas). Se puede observar que no existe una diferencia significativa en la distribución de D_{agr} para ambos tipos de piezas. Sin embargo, en la Figura 3.25b se puede observar que la distribución de probabilidad de D_{max} si está influenciada por el tipo de pieza. Por ejemplo, existe un 52% de probabilidad de que D_{max} exceda un nivel de distorsión de 0.40% cuando se emplean piezas macizas, mientras que dicha probabilidad disminuye a 40% cuando se emplean piezas huecas. Lo anterior se explica dado que los muros construidos con piezas huecas incluían refuerzo horizontal. Por ello, resulta de interés investigar la influencia de la cuantía de refuerzo horizontal en la distribución de probabilidades.

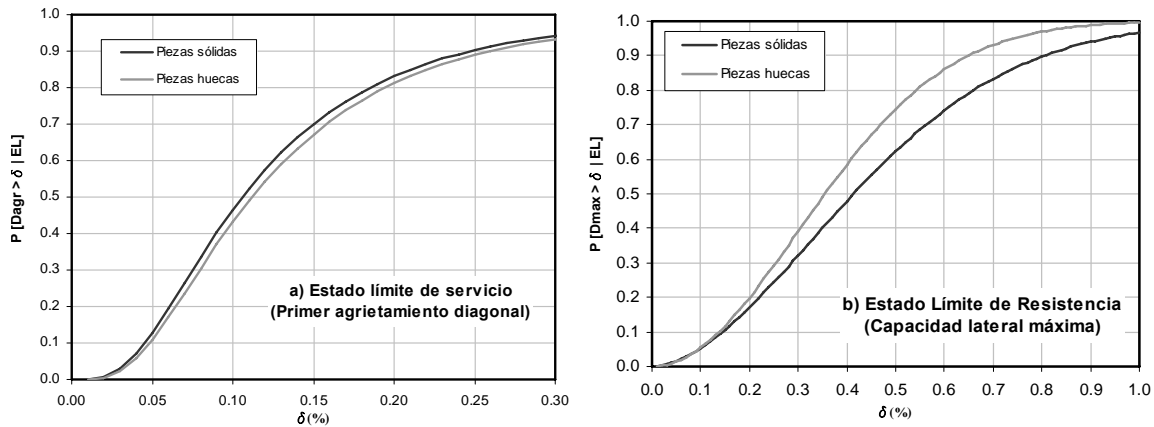


Figura 3.25. Comparación de la distribución paramétrica ajustada para los subgrupos divididos por tipo de pieza: a) D_{agr} , y b) D_{max} .

En las Figuras 3.26a y 3.26b se presentan las distribuciones de probabilidad tipo lognormal y Weibull obtenidas de la muestra agrupada de acuerdo al nivel de refuerzo horizontal, sin hacer distinción del tipo de pieza o unidad, para D_{agr} y D_{max} . Puede verse que la distribución de probabilidad de D_{agr} no cambia significativamente cuando los muros no cuentan con refuerzo horizontal, o bien, la cuantía es menor al 10%. Sin embargo, una tendencia distinta se puede observar cuando la cuantía es mayor al 10%. Por otra parte, en la Figura 3.26b se puede apreciar que la distribución de probabilidad de D_{max} depende del nivel de refuerzo horizontal. Por ejemplo, cuando no se cuenta con refuerzo horizontal existe aproximadamente un 40% de probabilidad de que la distorsión asociada a la resistencia del muro exceda una distorsión de 0.40%, mientras que existe 83% y 85% de probabilidad de que D_{max} pueda exceder el mismo nivel de distorsión cuando el muro tiene cuantías de refuerzo horizontal menores y mayores al 10%. Lo anterior es consistente con el comportamiento experimental, dado que muros con altas cuantías de refuerzo horizontal exhiben mucho mayor capacidad de deformación lateral que muros con escaso o nulo refuerzo horizontal.

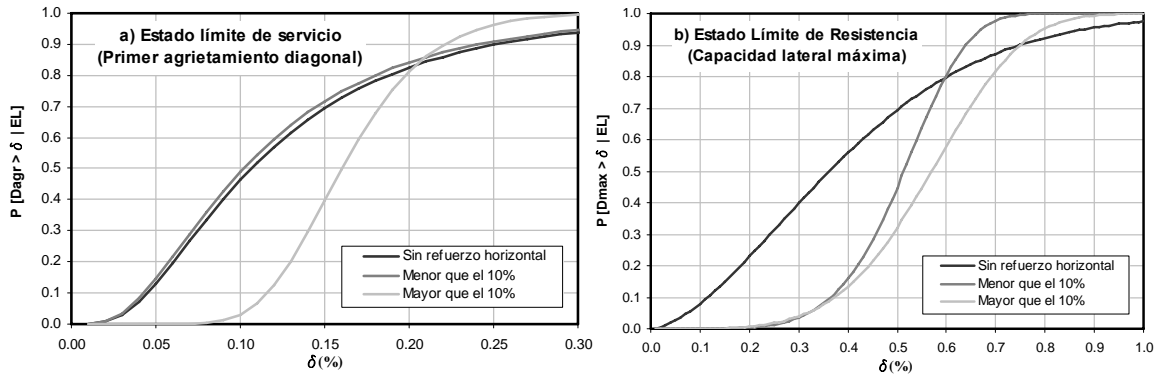


Figura 3.26. Comparación de la distribución paramétrica lognormal ajustada para los subgrupos divididos por porcentaje de refuerzo horizontal: a) D_{agr} , y b) D_{max} .

Profundizando en el punto anterior, en la Figura 3.27 se muestran los resultados de la variación de la cuantía de refuerzo horizontal para especímenes construidos con tabique artesanal. Se observa una clara tendencia hacia valores superiores de capacidad de deformación, asociada al incremento en la cuantía de refuerzo horizontal.

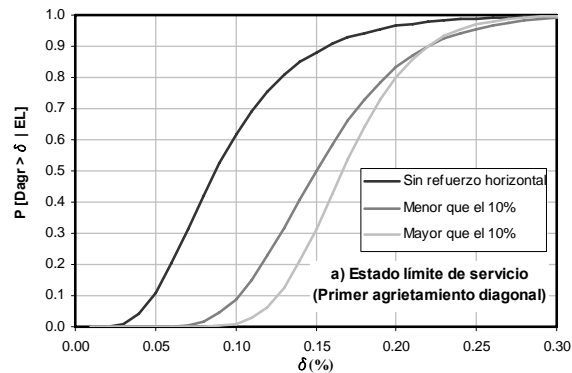


Figura 3.27. Comparación de la distribución paramétrica lognormal ajustada para el subgrupo de piezas de tabique artesanal divididos por porcentaje de refuerzo horizontal: a) D_{agr} .

Gráficas similares obtenidas de tres subgrupos correspondientes a tres intervalos de relación de esbeltez en los muros se muestra en las Figuras 3.28a y 3.28b. A partir de las figuras, puede verse que la distribución de probabilidad depende de si los muros son robustos ($H/L < 0.75$) o esbeltos ($H/L > 1.0$). Por ejemplo, existe un 30% de probabilidad de que D_{max} exceda un nivel de distorsión de 0.40% cuando se trata de muros robustos, mientras que dicha probabilidad aumenta a 42% cuando se trata de muros esbeltos. Lo

anterior es consistente con la evidencia experimental ya que los muros esbeltos exhiben mayor capacidad de deformación lateral que los muros robustos, con menor rigidez lateral.

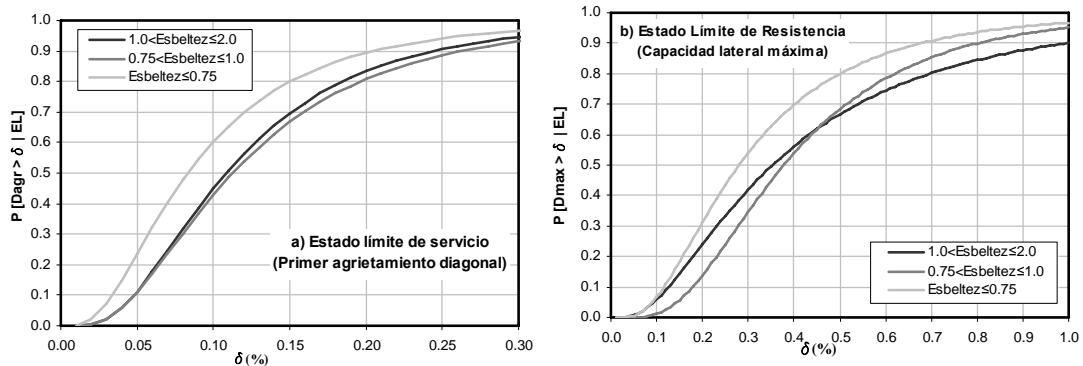


Figura 3.28. Comparación de la distribución paramétrica lognormal ajustada para los subgrupos divididos por su relación de esbeltez: a) D_{agr} , y b) D_{max} .

Considerando tres niveles de carga axial en los especímenes, en las Figuras 3.29a y 3.29b se muestra la distribución lognormal para D_{agr} y D_{max} . Puede apreciarse que la distribución de probabilidad depende del nivel de carga axial en los muros. Por ejemplo, a partir de la Figura 3.29b, puede observarse que existe un 29% de probabilidad de que D_{max} exceda un nivel de distorsión de 0.40% cuando se trata de muros sin carga axial, mientras que dicha probabilidad aumenta a 48% cuando se trata de muros con carga axial mayor a 3 kg/cm^2 . Nuevamente, lo anterior es consistente con la evidencia experimental ya que los muros con mayor nivel de carga axial exhiben mayor capacidad de deformación lateral que los muros con bajo o nulo nivel de carga axial.

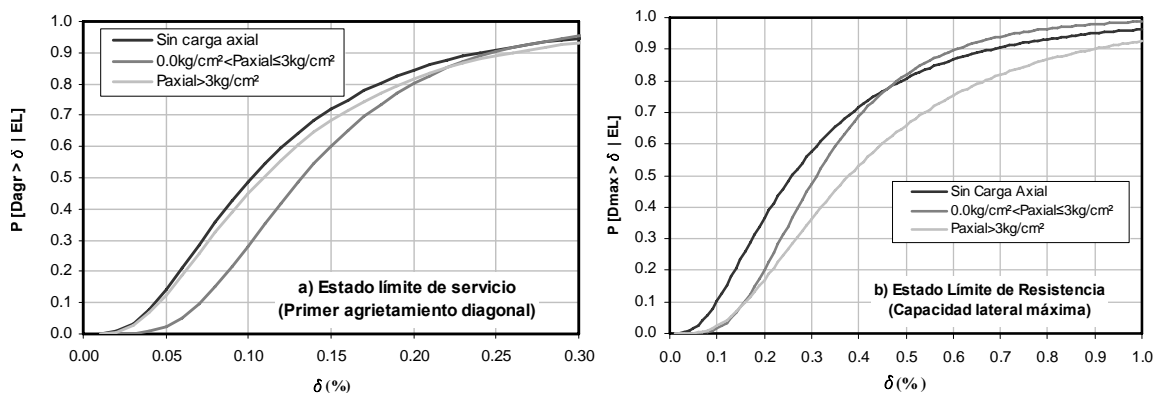


Figura 3.29. Comparación de la distribución paramétrica lognormal ajustada para los subgrupos divididos por su nivel de carga axial: a) D_{agr} , y b) D_{max} .

Finalmente, en el Apéndice B se presentan ajustes similares para los restantes subgrupos, considerando subdivisiones de acuerdo a la relación de aspecto, el porcentaje de refuerzo horizontal y el nivel de carga axial.

3.6 REVISIÓN DE LÍMITES PROPUESTOS DE LA CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO LATERAL PARA ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

Una vez obtenida la distribución paramétrica que mejor ajusta la distribución empírica de D_{agr} y D_{max} , es posible revisar la capacidad de desplazamiento lateral para muros de mampostería asociada a niveles de probabilidad de excedencia prefijados. Por ello, en la Tabla 3.14 se presentan los valores de distorsión para D_{agr} y D_{max} correspondientes a los percentiles 16 (i.e. promedio menos una desviación estándar), 20 y 50 (i.e. mediana) obtenidos de las distribuciones paramétricas que mejor ajustaban la muestra completa como a los subgrupos que consideran el tipo de pieza. De manera similar, en la Tabla 3.15 se presentan los valores de distorsión lateral asociados a los subgrupos clasificados anteriormente. Al examinar la tabla puede observarse que, en general, la mayor capacidad de deformación de los muros de mampostería ocurre cuando los especímenes son esbeltos (i.e. con relación de esbeltez es mayor que 1.0), cuando la carga axial es alta (i.e. $P_{axial} > 3.0$ kg/cm²) y cuando existe una alta cuantía de refuerzo horizontal (i.e. $\rho_{hor} > 10\%$), lo cual es consistente con la evidencia experimental.

Tabla 3.14. Distorsiones asociadas a los estados límite considerados en este estudio.

Clasificación	Distorsión (%) percentil 16		Distorsión (%) percentil 20		Distorsión (%) percentil 50	
	ELS	ELR	ELS	ELR	ELS	ELR
<i>Conjunto 176 Ensayes</i>	0.055	0.330	0.062	0.420	0.107	0.490
<i>Tabique artesanal de arcilla</i>	0.060	0.210	0.062	0.240	0.100	0.440
<i>Tabique extruído de arcilla</i>	0.045	0.140	0.055	0.170	0.100	0.360
<i>Bloque de Concreto</i>	0.055	0.225	0.060	0.255	0.130	0.430
<i>Tabicón de concreto</i>	0.060	0.200	0.077	0.230	0.135	0.420

Tabla 3.15. Distorsiones asociadas a los subgrupos considerados en este estudio.

Clasificación	Distorsión (%) percentil 16		Distorsión (%) percentil 20		Distorsión (%) percentil 50	
	ELS	ELR	ELS	ELR	ELS	ELR
Pieza sólida todos materiales	0.053	0.190	0.060	0.220	0.110	0.420
Pieza hueca todos materiales	0.055	0.180	0.065	0.200	0.110	0.360
<i>Tabique artesanal de arcilla</i>						
Relación de esbeltez ≤ 0.75	0.052	0.070	0.054	0.080	0.063	0.130
$0.75 < \text{Relación de esbeltez} \leq 1.0$	0.080	0.160	0.090	0.280	0.130	0.430
$1.0 < \text{Relación de esbeltez} \leq 2.0$	0.054	0.095	0.060	0.110	0.090	0.280
Sin carga axial	-	-	-	-	-	-
$0.0\text{kg/cm}^2 < \text{Paxial} \leq 3.0\text{kg/cm}^2$	0.080	0.170	0.090	0.180	0.140	0.300
$\text{Paxial} > 3.0\text{kg/cm}^2$	0.060	0.160	0.070	0.180	0.110	0.360
Sin Refuerzo	0.055	0.110	0.060	0.130	0.090	0.260
Refuerzo Horizontal $< 10\%$	0.110	0.550	0.125	0.560	0.150	0.580
Refuerzo Horizontal $> 10\%$	0.120	0.430	0.140	0.450	0.170	0.560
<i>Tabique extruído de arcilla</i>						
Relación de esbeltez ≤ 0.75	-	-	-	-	-	-
$0.75 < \text{Relación de esbeltez} \leq 1.0$	0.050	0.145	0.055	0.160	0.100	0.290
$1.0 < \text{Relación de esbeltez} \leq 2.0$	0.048	-	0.050	-	0.070	-
Sin carga axial	0.045	-	0.050	-	0.090	-
$0.0\text{kg/cm}^2 < \text{Paxial} \leq 3.0\text{kg/cm}^2$	-	-	-	-	-	-
$\text{Paxial} > 3.0\text{kg/cm}^2$	0.045	0.205	0.053	0.220	0.110	0.370
Sin Refuerzo	0.050	0.130	0.055	0.150	0.100	0.300
Refuerzo Horizontal $< 10\%$	0.047	-	0.052	-	0.070	-
Refuerzo Horizontal $> 10\%$	-	-	-	-	-	-

Tabla 3.15 (Cont.). Distorsiones asociadas a los subgrupos considerados en este estudio.

Clasificación	Distorsión (%) percentil 16		Distorsión (%) percentil 20		Distorsión (%) percentil 50	
	ELS	ELR	ELS	ELR	ELS	ELR
Tabique extruido de arcilla pieza hueca						
Relación de esbeltez ≤ 0.75	0.050	0.230	0.055	0.260	0.085	0.420
Tabique extruido de arcilla pieza sólida						
Relación de esbeltez ≤ 0.75	0.040	0.130	0.050	0.150	0.110	0.300
Sin carga axial	0.040	-	0.050	-	0.080	-
Paxial $> 3.0 \text{ kg/cm}^2$	0.045	0.200	0.050	0.220	0.100	0.370
Sin Refuerzo	0.040	0.130	0.050	0.150	0.100	0.300
Bloque de Concreto						
Relación de esbeltez ≤ 0.75	-	-	-	-	-	-
$0.75 < \text{Relación de esbeltez} \leq 1.0$	0.065	0.395	0.070	0.405	0.127	0.485
$1.0 < \text{Relación de esbeltez} \leq 2.0$	0.065	0.210	0.070	0.235	0.130	0.390
Sin carga axial	0.060	0.190	0.070	0.210	0.130	0.320
$0.0 \text{ kg/cm}^2 < \text{Paxial} \leq 3.0 \text{ kg/cm}^2$	-	-	-	-	-	-
Paxial $> 3.0 \text{ kg/cm}^2$	0.050	0.260	0.060	0.280	0.110	0.430
Sin Refuerzo	0.060	0.225	0.065	0.250	0.120	0.380
Refuerzo Horizontal $< 10\%$	0.060	-	0.070	-	0.130	-
Refuerzo Horizontal $> 10\%$	-	-	-	-	-	-
Bloque de Concreto hueco						
$0.75 < \text{Relación de esbeltez} \leq 1.0$	0.065	0.400	0.070	0.410	0.130	0.490
$1.0 < \text{Relación de esbeltez} \leq 2.0$	0.070	0.180	0.080	0.210	0.130	0.310
Sin Refuerzo	0.070	0.170	0.080	0.190	0.140	0.290
Bloque de Concreto sólido						
Paxial $> 3.0 \text{ kg/cm}^2$	0.035	0.280	0.045	0.310	0.080	0.465
Sin Refuerzo	0.035	0.300	0.042	0.330	0.080	0.460
Tabicón de concreto						
Relación de esbeltez ≤ 0.75	0.090	0.250	0.100	0.270	0.140	0.430
$0.75 < \text{Relación de esbeltez} \leq 1.0$	0.090	0.240	0.100	0.250	0.145	0.350
$1.0 < \text{Relación de esbeltez} \leq 2.0$	-	-	-	-	-	-
Sin carga axial	-	-	-	-	-	-
$0.0 \text{ kg/cm}^2 < \text{Paxial} \leq 3.0 \text{ kg/cm}^2$	0.080	0.205	0.090	0.220	0.140	0.350
Paxial $> 3.0 \text{ kg/cm}^2$	0.090	0.270	0.110	0.300	0.150	0.430
Sin Refuerzo	0.090	0.245	0.100	0.260	0.140	0.390
Refuerzo Horizontal $< 10\%$	-	-	-	-	-	-
Refuerzo Horizontal $> 10\%$	-	-	-	-	-	-

Finalmente, al comparar los valores de distorsión citados en las Tablas 3.14 y 3.15 con los estipulados en la norma vigente (Gobierno del D.F., 2004b), se derivan los siguientes comentarios para cada una de las clasificaciones presentadas en la norma:

- En la norma vigente (Gobierno del D.F., 2004b) se mencionan *Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla* y se les asigna un valor de distorsión de entrepiso para evitar el colapso de 0.50%. Cabe notar que la norma no especifica el material del que está hecha la pieza (e.g. arcilla, concreto, etc.) ni la cuantía de refuerzo horizontal. Con base en la información obtenida en el presente estudio, se aprecia que para lograr un 50% de probabilidad (percentil 50) de exceder una distorsión de 0.58% un muro construido con piezas sólidas de arcilla artesanal debe tener una cuantía de refuerzo horizontal mayor al 10%. Desafortunadamente, no se cuenta con información para evaluar el segundo tipo de muros de carga.
- Se fija un valor de 0.40% para *Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla*. En la presente investigación se obtuvo que para muros de mampostería construidos con piezas sólidas existe un 50% de probabilidad de que D_{max} exceda 0.42%. Por ello, el valor propuesto en la norma resulta razonable.
- Queda fuera de los alcances de ésta tesis la última clasificación de la norma que refiere a muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente.
- Cabe notar que en la norma vigente (Gobierno del D.F., 2004b) que rige el diseño general por sismo, no se presentan limitaciones de distorsión que incluyan la relación de esbeltez, nivel de carga axial, cuantía de refuerzo horizontal ni tampoco limitaciones de distorsión que distingan el material de origen de la pieza utilizada en los muros de mampostería. En el presente documento se incluyen todos los rubros mencionados anteriormente. Los resultados obtenidos en ésta tesis han sido calculados cuidadosamente y representan la base para una nueva clasificación, por lo que resulta necesario, ampliar la base de datos a partir de la cuál se generan los límites de distorsión recomendados, a fin de poder generalizarlos.

EVALUACIÓN DE LAS DEMANDAS DE DESPLAZAMIENTO MÁXIMO INELÁSTICO EN SISTEMAS REPRESENTATIVOS DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

4.1 INTRODUCCIÓN

Recientemente se han propuesto criterios de diseño sísmico basados en la evaluación de las demandas laterales de deformación (i.e. desplazamientos laterales de azotea, desplazamiento lateral de entrepiso, etc.) para controlar el daño estructural durante el diseño de nuevas estructuras, así como para la rehabilitación de estructuras existentes¹. Sin embargo, la implementación de criterios de diseño sísmico basados en desplazamiento en la ingeniería de la práctica requiere de procedimientos simplificados de análisis para estimar las demandas de desplazamiento inelástico en estructuras sometidas a excitaciones sísmicas donde se espera que la estructura se comporte no linealmente. Esto es particularmente importante cuando no se cuenta con historias de aceleración del sitio y el peligro sísmico para el que se especifica el diseño es un espectro de diseño.

En los Estados Unidos, se han propuesto recomendaciones para la evaluación y rehabilitación de estructuras existentes basadas en métodos simplificados de análisis en los cuales se usan sistemas de un grado de libertad (S1GL) equivalente para estimar las demandas globales de desplazamiento inelástico de la estructura. Dichos métodos simplificados se encuentran en los lineamientos ATC-40 (ATC, 1996), FEMA 273/274

¹ Denominado *displacement-based design* en la literatura inglesa

(FEMA, 1997), FEMA 356 (FEMA, 2000) y en las nuevas recomendaciones FEMA 440 (2005). En particular, en el *método de los coeficientes*², descrito en el Capítulo 2, las demandas globales de desplazamiento de la estructura se calculan mediante el cociente de la demanda máxima de desplazamiento inelástico y la demanda máxima de desplazamiento elástico de S1GL (i.e. coeficiente C_I en FEMA 440). De éste modo, existe un renovado interés en métodos aproximados para estimar las demandas máximas de desplazamiento en S1GL inelásticos.

En la evaluación de estructuras existentes, el principal interés es determinar las deformaciones globales y locales que una estructura con resistencia lateral conocida puede experimentar cuando sea sujeta a sismos de diferentes intensidades. Así, los cocientes de desplazamiento inelástico correspondientes a sistemas con igual resistencia lateral relativa (resistencia lateral de fluencia relativa a la resistencia lateral requerida para mantener el sistema elástico) son particularmente útiles cuando se evalúan estructuras existentes.

El objetivo de este capítulo consiste en presentar los resultados de un estudio estadístico encaminado a evaluar las demandas máximas de desplazamiento inelástico en S1GL representativos de estructuras de mampostería al ser sometidos a un conjunto de 60 acelerogramas registrados en México y, particularmente, en regiones epicentrales. Para tal fin, este estudio se dividió en dos etapas. En la primera etapa se obtuvo información estadística del cociente de la demanda máxima de desplazamiento inelástico y la demanda máxima de desplazamiento elástico obtenido de S1GL con comportamiento elastoplástico perfecto (i.e. sin degradación estructural), denominado C_R en la literatura (Ruiz-García y Miranda, 2003). En la segunda etapa se estudió el cociente de la demanda máxima de desplazamiento inelástico en sistemas con comportamiento histerético que exhiben degradación estructural, como el observado en estructuras de mampostería, y la demanda máxima de desplazamiento inelástico en sistemas sin degradación estructural (i.e. elastoplástico). Cabe notar que dichos cocientes son similares a la definición de los coeficientes C_1 y C_2 en las recomendaciones FEMA 440 (2005).

² Denominado *displacement coefficient method* en la literatura inglesa.

Debe mencionarse que ésta investigación está limitada a S1GL sometidos a historias de aceleración registradas en estaciones ubicadas sobre roca y terrenos relativamente firmes que presentan velocidades de ondas de cortante mayores que 180 m/s en los 30 m cercanos a la superficie. Asimismo, se considera que la interacción suelo-estructura en la respuesta de los S1GL es despreciable.

4.2 REVISIÓN DE ESTUDIOS PREVIOS

En ésta sección se presenta una breve revisión de estudios que se enfocaron explícitamente a evaluar cocientes de desplazamiento inelástico, desde la perspectiva S1GL con resistencia lateral constante. Para ello, la revisión se dividió en dos partes. En la primera parte se presentan las principales observaciones provenientes de investigaciones que consideraron S1GL con comportamiento elastoplástico y bilineal. En la segunda se presentan observaciones relevantes de estudios que consideraron la degradación estructural en el comportamiento inelástico de los S1GL.

4.2.1 Cocientes de desplazamiento inelástico para sistemas elastoplásticos

El primer estudio que investigó la relación entre las deformaciones máximas de SIGL elásticos e inelásticos fue realizado por Veletsos y Newmark (1960, 1965) quienes estudiaron S1GL con un comportamiento histerético del tipo elastoplástico sujeto a pulsos simples y a tres registros sísmicos. Ellos observaron que en la región de frecuencias bajas, la máxima deformación de los sistemas elásticos e inelásticos era aproximadamente la misma. Ésta observación dio lugar a la denominada *regla de iguales desplazamientos* (i.e. desplazamiento máximo inelástico es igual al desplazamiento máximo elástico). El estudio también concluyó que, en la región de altas frecuencias, los desplazamientos inelásticos eran significativamente mayores que su contraparte elástica. En un estudio posterior, (Veletsos y Vann, 1971) recomendaron también la *regla de iguales desplazamientos* para la región de frecuencias intermedias. Posteriormente, Shimazaki y Sozen (1984) notaron que, en la región de frecuencias cortas, el cociente de la demanda máxima de desplazamiento

inelástico y la demanda máxima de desplazamiento elástico depende críticamente de la resistencia lateral de la estructura, relativa a la demanda de resistencia elástica, y que la estimación de las demandas máximas de desplazamiento inelástico estaba más allá de ser un proceso simple. Estas observaciones fueron confirmadas por Qi y Moehle (1991), quienes usaron S1GL equivalentes con periodo corto y sujetos a tres registros sísmicos.

Con el objetivo de evaluar el procedimiento estático no lineal de las recomendaciones FEMA 237/274 (FEMA, 1997) para la rehabilitación sísmica de edificios en los Estados Unidos, Whittaker *et al.* (1998) condujo un estudio del cociente de desplazamiento máximo inelástico a elástico. En particular, ellos presentaron los resultados del cociente del promedio de desplazamiento máximo inelástico entre el promedio de los desplazamientos máximos elásticos correspondientes a 20 componentes horizontales de 10 sismos registrados en terreno firme y roca suave. El estudio concluyó que para periodos menores o cercanos a 1.0 seg, el promedio de desplazamientos inelásticos excedían el promedio de los desplazamientos elásticos. Además, se concluyó que para sistemas con resistencias laterales menores que el 20% de la resistencia requerida para mantener al sistema elástico, el promedio de los desplazamientos inelásticos sistemáticamente excedía el promedio de los desplazamientos elásticos, sugiriendo que la *regla de iguales desplazamientos* no era aplicable en estas situaciones.

Motivado por el mejoramiento de las recomendaciones sísmicas para el diseño de nuevos edificios que incorporan disipadores de energía del tipo pasivo, Ramírez *et al.* (2002) condujeron un estudio analítico en S1GL inelásticos con comportamiento bilineal, considerando cuatro niveles de rigidez post-fluencia positiva y tres niveles del cociente de amortiguamiento viscoso ($\zeta=0.05, 0.20$ y 0.35), los cuáles consideraban el incremento en amortiguamiento viscoso proporcionado por los disipadores. Los sistemas fueron sujetos a un conjunto de 20 registros sísmicos escalados para igualar, en promedio, un espectro de diseño para una región de alta sismicidad localizada en terreno firme. Los autores encontraron que, en el rango del 5 al 30%, el efecto del cociente de amortiguamiento

viscoso en los cocientes de desplazamiento inelástico calculados para sistemas bilineales no es significativo.

Más recientemente, Ruiz-García y Miranda (2003) publicaron un estudio estadístico de cocientes de desplazamientos inelástico para S1GL elastoplásticos con resistencia constante, los cuáles fueron sujetos a un ensamble de 216 registros. Entre otras conclusiones, sugirieron que la magnitud y la distancia epicentral no tienen una influencia significativa en los cocientes de desplazamiento inelástico para sistemas con periodos de vibración en el intervalo medio y largo, con resistencia lateral relativa menor a 4. Los autores propusieron una ecuación simplificada para estimar el promedio del cociente de desplazamiento inelástico en sistemas elastoplásticos. Sus resultados han sido confirmados recientemente por Chopra y Chintanapakdee (2004).

Debe notarse que las investigaciones previas han proporcionado información invaluable concerniente a la tendencia central de cocientes de desplazamiento inelástico para S1GL con resistencia lateral constante. Sin embargo, pocos han aportado información acerca de la dispersión de éste cociente debido, principalmente, al número limitado de movimientos sísmicos.

4.2.2 Cocientes de desplazamientos inelástico para sistemas con degradación

El efecto del comportamiento histerético en la respuesta sísmica de S1GL ha merecido mucha atención de los investigadores en las últimas dos décadas. En particular, la influencia del comportamiento histerético ha sido estudiada en las demandas de resistencia lateral para sistemas con valores específicos de ductilidad (i.e. para construir espectros inelásticos de demandas de resistencia lateral, con niveles de ductilidad constante). Sin embargo, muy pocos investigadores han estudiado su efecto en los cocientes de desplazamiento inelástico para sistemas con resistencia lateral constante (Gupta y Krawinkler, 1999; Song y Pincheira, 2000; Pekoz y Pincheira, 2004; Ruiz-García y

Miranda, 2006). De estos estudios previos, Gupta y Kunnath (1998) notaron que los cocientes de desplazamiento inelástico eran afectados en forma importante por el tipo de comportamiento hysterético adoptado para calcular la respuesta de SIGL. Particularmente, Gupta y Krawinkler (1999) mostraron que los osciladores no lineales de 1GDL teniendo un comportamiento hysterético con degradación de rigidez y estrechamiento de los lazos de histéresis cerca del origen conducen a desplazamientos máximos inelásticos mayores que los sistemas que exhibían solamente degradación de rigidez. Recientemente, Pincheira y sus colaboradores (Song y Pincheira, 2000; Pekoz y Pincheira, 2004) han desarrollado algunos de los estudios más completos sobre el efecto del deterioro estructural en las demandas de desplazamiento inelástico. En particular, ellos reportaron que el desplazamiento máximo inelástico para sistemas con degradación estructural era mayor que aquél para sistemas sin degradación cuando el periodo de vibración es mas corto que el periodo predominante del sismo (definido como el pico en el espectro de energía de entrada del sistema elástico de 1GDL).

4.3 DEFINICIÓN DEL COCIENTE DE DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO

En éste estudio, el cociente de desplazamiento inelástico, C_R , se define como la demanda máxima de desplazamiento lateral inelástico, Δ_i , dividida entre la demanda máxima de desplazamiento lateral elástico, S_d , en SIGL con la misma rigidez inicial (i.e. mismo periodo fundamental de vibración) y sujetos al mismo evento sísmico. En ambos casos los desplazamientos laterales son relativos al suelo. Matemáticamente, C_R se puede expresar como:

$$C_R = \frac{\Delta_i}{S_d} \quad (4.1)$$

En la ecuación anterior, Δ_i se calcula en SIGL con resistencia de fluencia constante, relativa a la resistencia requerida para mantener el sistema elástico (i.e.

resistencia lateral relativa). En éste estudio, la resistencia lateral relativa es medida por el cociente de resistencia lateral relativa, R , el cuál se define como:

$$R = \frac{mS_a}{F_y} \quad (4.2)$$

donde m es la masa del sistema, S_a es ordenada de aceleración espectral y F_y es la resistencia lateral de fluencia del sistema. El numerador en la Ec. 4.2 representa la resistencia lateral requerida para mantener el sistema elástico, la cuál es también llamada demanda de resistencia elástica.

Debe notarse que la nomenclatura en la Ec. 4.1 es consistente con la empleada en las publicaciones FEMA 356 (FEMA, 2000) y FEMA 440 (FEMA, 2005), en las cuáles la letra C se usa como un factor que modifica los desplazamientos elásticos. Asimismo, también es consistente con la nomenclatura sugerida por Miranda (2000) y Ruiz-García y Miranda (2003), en la cuál el subíndice en el cociente de desplazamiento representa el parámetro que permanece constante. Así, los cocientes de desplazamiento inelástico de ductilidad constante se representan como C_{μ} , y los cocientes de desplazamientos de resistencia lateral constante (o cocientes de resistencia constante) se representan por C_R . Ambos tipos de cocientes de desplazamiento inelástico permiten la estimación de las demandas de desplazamiento inelástico máximo a partir de las demandas de desplazamiento elástico máximo. Sin embargo, a diferencia de C_{μ} que debe ser calculado a través de iteraciones en la resistencia lateral hasta que la demanda de desplazamiento por ductilidad calculada, con una cierta tolerancia, iguale al cociente de ductilidad inicial, C_R puede calcularse sin ninguna iteración y así, para un acelerograma dado el proceso es significativamente mas rápido.

En ésta investigación se calcularon cocientes de desplazamiento inelástico para S1GL considerando un cociente de amortiguamiento viscoso del 5% y 6 niveles de resistencia lateral relativa ($R=1.5, 2, 3, 4, 5$ y 6). Para cada registro sísmico y para cada

cociente de resistencia lateral relativa, se calcularon 20 cocientes de desplazamiento que cubrían un intervalo de entre 0.05 y 1.0 seg. Cabe mencionar que el intervalo de periodos naturales de vibración en estructuras de mampostería es mas estrecho (menor a 0.5 seg.) según se ha evidenciado a partir de pruebas de vibración ambiental (Muria-Vila *et al.*, 1989). Sin embargo, en éste estudio se decidió utilizar un intervalo espectral más amplio y, de ésta manera, poder identificar alguna tendencia significativa de C_R .

4.4 CATÁLOGO DE REGISTROS SÍSMICOS EMPLEADOS EN ÉSTE ESTUDIO

En éste estudio se empleó un total de 60 acelerogramas registrados en estaciones ubicadas en terreno libre, localizadas principalmente en la zona de subducción del pacífico mexicano, durante 18 eventos sísmicos históricos. Los sismos considerados tuvieron magnitud sísmica (M_s) de entre 5.4 y 8.1. Se seleccionó un número relativamente grande de registros sísmicos para evaluar cuidadosamente la dispersión de los cocientes de desplazamiento inelástico y para permitir obtener cocientes de desplazamiento inelásticos correspondientes a diferentes percentiles. Debe mencionarse que el catalogo inicial considero 100 registros, mismo que fue depurándose al eliminar los acelerogramas registrados en edificios, en cortinas de presas, así como los de baja calidad hasta reunir un total de 60 historias. Todos los registros sísmicos seleccionados reúnen las siguientes características: (1) grabados en estaciones acelerográficas donde existe suficiente información de las condiciones geológicas y geotécnicas; (2) grabados en sitios de roca o terreno firme; (3) grabados en estaciones ubicadas en terreno libre; (4) grabados de sismos con magnitudes de ondas superficiales (M_s) mayores que 5.4; y (5) registros en los cuáles al menos una de las dos componentes horizontales tiene una aceleración máxima del suelo mayor que 100cm/s^2 . En el Apéndice C se muestra una lista completa de los registros sísmicos empleados en éste estudio, incluyendo aceleración máxima del terreno, magnitud del temblor, duración total del registro y distancia de la proyección horizontal al foco de ruptura.

4.5 SIMULACIÓN DEL COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO

La mayoría de los estudios previos que han investigado la respuesta inelástica de S1GL sujetos a movimientos sísmicos han considerado un comportamiento histerético elastoplástico perfecto (EPP). Sin embargo, es claro que éste modelo no representa adecuadamente el comportamiento histerético de los elementos estructurales o de estructuras que exhiben degradación estructural (i.e. combinación de degradación de rigidez, deterioro de resistencia, estrechamiento de los lazos histeréticos, etc.), tal como ocurre en la mayoría de las estructuras de concreto reforzado y mampostería sometidas a excitaciones sísmicas.

En ésta investigación se empleó una versión modificada del *modelo de los tres parámetros* para reproducir la respuesta global no lineal de sistemas con degradación estructural (Cheok *et al.*, 1998). Originalmente, éste modelo analítico fue propuesto para simular varios tipos de comportamiento histerético observados en elementos de concreto reforzado a través de una selección adecuada de cuatro parámetros. Cada parámetro controla el nivel de degradación de rigidez (parámetro PARAM1), el nivel de degradación de resistencia (parámetros PARAM2 y PARAM3) y el estrechamiento de los lazos de histéresis (parámetro PARAM4). En particular, la versión modificada permite la degradación estructural bajo cargas cíclicas como una función de la energía histerética acumulada (parámetro PARAM2) y la ductilidad de desplazamiento (parámetro PARAM3) alcanzado en cada medio ciclo previo. Se puede encontrar mayor información acerca del modelo analítico en la referencia (Cheok *et al.*, 1998; Kunnath, 2003). Sin embargo, debe notarse, que el tipo de degradación de resistencia que éste modelo captura solo incluye degradación cíclica en la cuál la deformación pico en un cierto punto en la historia de carga sólo afectará la resistencia y rigidez de futuros ciclos o de futuros medios ciclos de deformación, pero no decrecerá la resistencia lateral durante el medio ciclo de deformación corriente. La reducción en la resistencia lateral durante medios ciclos ha sido recientemente definida como *post-capping behavior* (Ibarra, 2004).

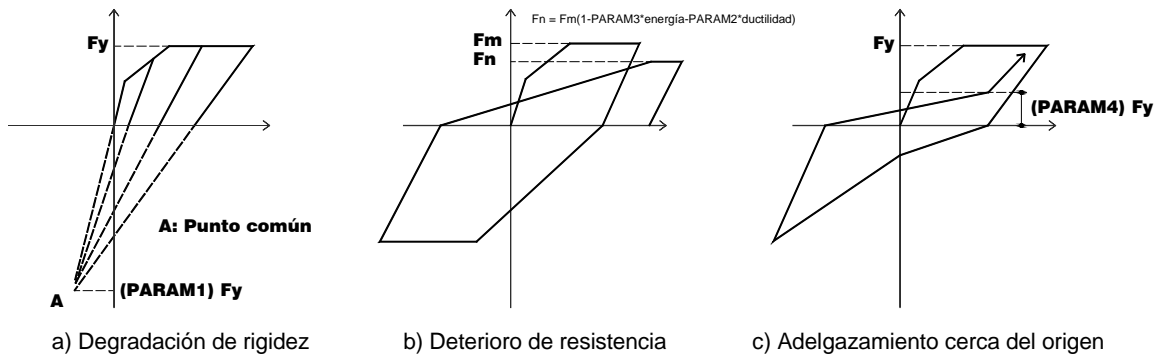


Figura 4.1. Efecto de los tres parámetros en la respuesta analítica (Kunnath, 2003).

En un estudio previo, Ruiz-García y Miranda (2003) demostraron que el *modelo de los tres parámetros* era adecuado para reproducir el comportamiento histerético de muros de mampostería con diferentes modalidades de refuerzo. Por ejemplo, en la Figura 4.2 se reproduce la comparación de la respuesta experimental y analítica proporcionada por el *modelo de los tres parámetros* del espécimen M-1/4-E6, construido con piezas macizas del tipo artesanal con refuerzo horizontal en las juntas, ensayado por Aguilar y colaboradores (1996).

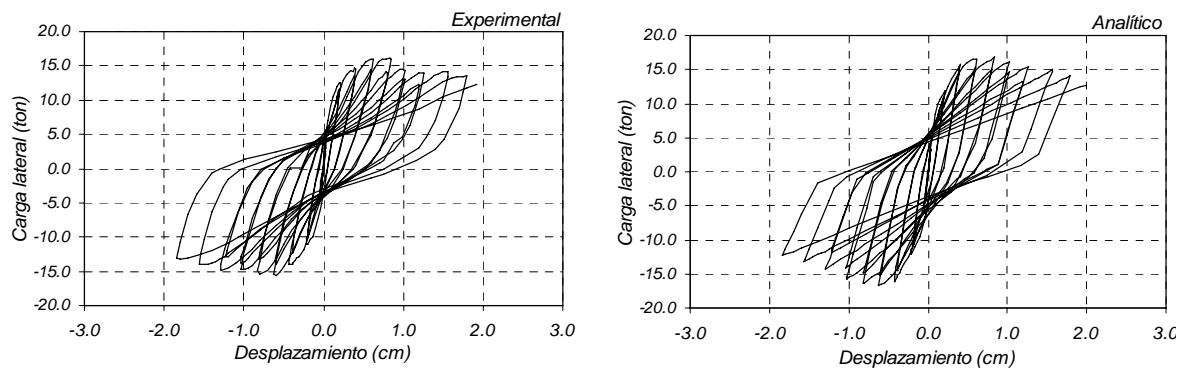


Figura 4.2. Comparación entre la respuesta experimental y analítica del modelo M-1/4-E6 (Ruiz-García y Miranda, 2003).

Por ello, empleando el *modelo de los tres parámetros*, en éste estudio se consideraron dos tipos de comportamiento histerético: a) con degradación de rigidez a la recarga de los lazos de histéresis, denominado CD, y b) con degradación estructural (i.e. combinación de deterioro de resistencia, degradación de rigidez y adelgazamiento de los lazos de histéresis), similar a la observada en muros de mampostería ensayados ante cargas

laterales cíclicas reversibles, nombrado CDE. Cabe mencionar que el comportamiento CD es idéntico al descrito por el modelo Takeda (Takeda *et al.*, 1970), mientras que el comportamiento CDE reproduce la respuesta histerética de un modelo tridimensional de dos niveles, a escala natural, de mampostería confinada ensayado ante cargas laterales alternadas, denominado modelo 3D (Ruiz, 1995). En la Figura 4.3 se presenta una comparación de la respuesta histerética experimental y analítica del modelo 3D, mientras que en la Figura 4.4 se muestra una comparación de la historia de desplazamientos experimental y analítica en el primer nivel del modelo 3D. Finalmente, en la Tabla 4.1 se presentan los parámetros sugeridos en el estudio de Ruiz-García y Miranda (2003), para obtener la respuesta analítica de estructuras de mampostería, mientras que en la Tabla 4.2 se muestran los parámetros específicos para reproducir la respuesta histerética del modelo 3D empleado en éste estudio. La nomenclatura de los parámetros es consistente con la adoptada por Kunnath (2003).

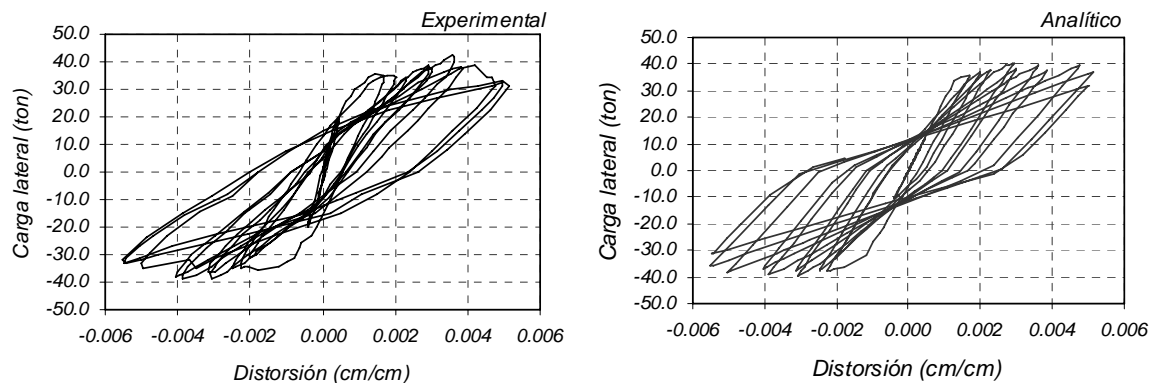


Figura 4.3. Comparación entre la respuesta histerética experimental y analítica del modelo 3D.



Figura 4.4. Comparación de la historia de desplazamientos experimental y analítica en el primer nivel del modelo 3D.

Tabla 4.1. Parámetros propuestos por Ruiz-García y Miranda (2003) para reproducir el comportamiento histerético de muros de mampostería.

Tipo de mampostería	Parámetros del modelo analítico			
	PARAM1	PARAM2	PARAM3	PARAM4
Mampostería confinada	3.500	0.060	0.060	0.985
Mampostería con refuerzo interior	3.000	0.025	0.025	0.985
Mampostería con refuerzo exterior	2.400	0.040	0.040	0.970

Tabla 4.2. Parámetros empleados en éste estudio.

Tipo de comportamiento	Parámetros del modelo analítico			
	PARAM1	PARAM2	PARAM3	PARAM4
Comportamiento CD	1.500	0.000	0.000	0.000
Comportamiento CDE	2.500	0.020	0.040	0.990

4.6 RESULTADOS DEL ESTUDIO ESTADÍSTICO PARA SISTEMAS ELASTOPLÁSTICOS

Una primera ronda de resultados incluye un total de 7,200 cocientes de desplazamiento inelástico (correspondientes a 60 registros sísmicos, 20 periodos de vibración y 6 niveles de resistencia relativa) calculados de la respuesta no lineal de S1GL con comportamiento histerético elastoplástico perfecto. El propósito principal del primer ensamble de resultados fue examinar la influencia del periodo de vibración y de la resistencia lateral relativa en C_R . La influencia del comportamiento histerético en sistemas con degradación estructural, representativos del comportamiento de estructuras de mampostería ante cargas cíclicas reversibles, componen un nuevo conjunto de resultados que se describen en la sección 4.7.

4.6.1 Tendencia central de C_R para sistemas elastoplásticos

Usualmente, los estudios estadísticos previos enfocados a evaluar demandas de desplazamientos inelásticos tradicionalmente han utilizado el promedio muestral como una

medida de tendencia central. Sin embargo, resulta de utilidad emplear medidas estadísticas alternativas para caracterizar la tendencia central de los cocientes de desplazamiento inelástico. Por ejemplo, la mediana y la media geométrica (i.e. valor esperado del logaritmo de la muestra) son medidas estadísticas que también proveen información acerca de valores centrales (Benjamin y Cornell, 1970). Particularmente, la mediana tiene la ventaja de ser menos sensible a *outliers* (i.e. observaciones individuales en el conjunto de datos que son inusualmente mayores o inusualmente menores comparados con el resto de la muestra) que el promedio muestral. Por otro lado, la media geométrica es un estimador lógico de la tendencia central cuando la muestra de datos aproximadamente sigue una distribución lognormal. En éste estudio, se calcularon tres medidas de tendencia central: promedio muestral, mediana y media geométrica. La definición de éstas medidas de tendencia central se presenta en el apéndice A. De ésta forma, los resultados fueron estadísticamente organizados para cada periodo y para cada cociente de resistencia lateral correspondiente a cada medida de tendencia central de C_R .

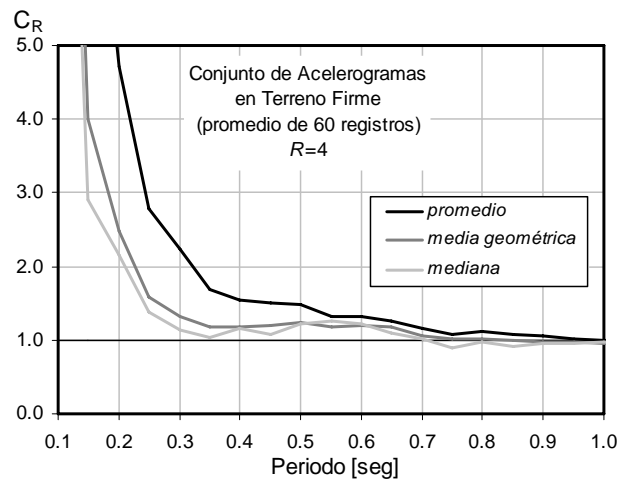


Figura 4.5. Comparativa de los cocientes de desplazamiento inelástico calculados para diferentes medidas de tendencia central ($R=4$).

En la Figura 4.5 se presenta un comparativo de las medidas de tendencia central de C_R calculadas para un cociente de resistencia lateral igual a 4 considerando los 60 registros. Se puede ver que los cocientes de desplazamiento inelástico siguen una tendencia similar sin importar la medida de tendencia central. Debe notarse que, para un periodo de vibración

dado, las ordenadas de C_R son mayores cuando el promedio se usa como medida estadística que cuando se usa la media geométrica y la mediana, principalmente para periodos de vibración menores que alrededor de 0.55 seg. Una primera observación interesante es que el desplazamiento máximo inelástico se convierte en menor que los desplazamientos elásticos máximos para periodos mayores que 0.80 seg. cuando la mediana es usada como medida de tendencia central, lo que significa que la *aproximación de iguales desplazamientos* puede ser adecuada solamente para valores dados promedio. De ésta manera, en las siguientes secciones se reportará el promedio de C_R pero se harán notar relevantes observaciones derivadas de las otras medidas de tendencia central.

En la Figura 4.6 se muestra el promedio de los cocientes de desplazamiento inelástico obtenido de los 60 registros sísmicos considerados en ésta investigación. Los cocientes mostrados en ésta figura representan, en promedio, lo que puede esperarse para estructuras existentes construidas en terreno firme. Puede observarse que en la región de periodos cortos, la tendencia de C_R depende fuertemente del nivel de resistencia relativa del sistema. Además, en ésta región de periodos, la *regla de iguales desplazamientos* puede resultar en subestimaciones significativas de la demanda máxima de desplazamientos inelásticos.

En la Figura 4.7 se muestra la mediana de C_R . De ésta figura, es interesante notar que la *regla de iguales desplazamientos* tampoco es aplicable en la región de periodos cortos e intermedios. Se aprecia una amplificación en la región de periodos medios (0.5 seg.). Esta amplificación se detectó en algunos de los espectros de C_R calculados individualmente (un solo registro), usados para verificar la calidad particular de cada acelerograma. Recordando que la mediana está dada por el valor intermedio en una lista ordenada de datos, donde se toma el valor del medio si n es impar, o el promedio de los dos valores del medio si n es par (Benjamin *et. al.*, 1970), al aumentar la cantidad de acelerogramas empleados (100 en un principio) los valores máximos de la amplificación se veían disminuidos, pero al depurar el conjunto y cerrarlo en 60 acelerogramas la

amplificación se vuelve más evidente, por lo que se tomarán las curvas dadas para valores promedio en el ajuste de las ecuaciones, ya que muestran una tendencia mas suavizada.

Finalmente, la media geométrica de C_R se muestra en la Figura 4.8. Se puede observar que a partir de periodos de 0.8 seg., la tendencia del valor de C_R es hacia uno, sin importar la variación en el cociente de resistencia lateral R , por lo que puede concluirse que la regla de iguales desplazamientos es válida cuando se evalúa la media geométrica de C_R , para las regiones espectrales mencionadas.

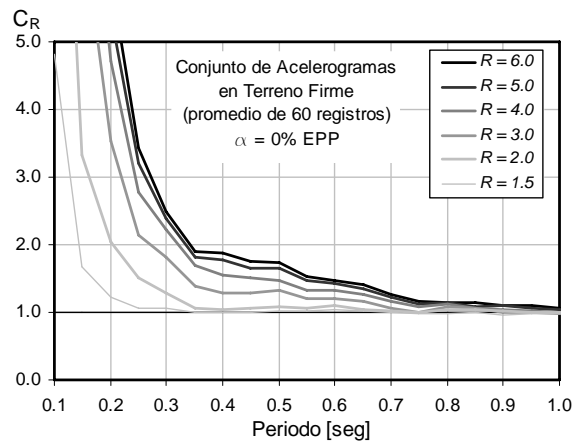


Figura 4.6. Promedio de los cocientes de desplazamiento inelástico de resistencia constante correspondiente a los 60 registros sísmicos, variando R .

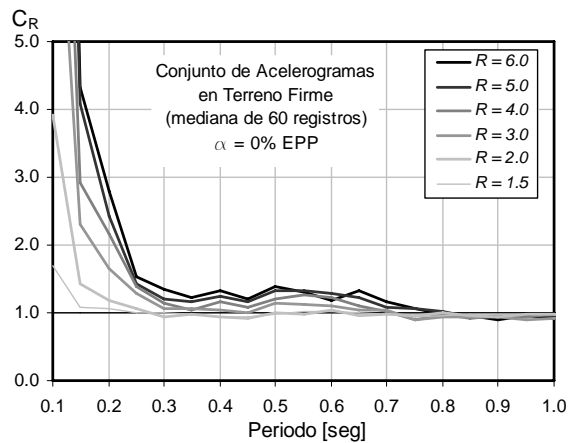


Figura 4.7. Mediana de los cocientes de desplazamiento inelástico de resistencia constante correspondiente a los 60 registros sísmicos, variando R .

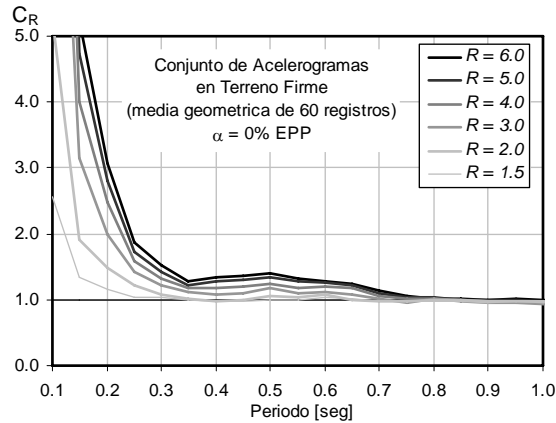


Figura 4.8. Media geométrica de los cocientes de desplazamiento inelástico de resistencia constante correspondiente a los 60 registros sísmicos, variando R .

4.6.2 Dispersión

Así como es importante conocer la tendencia central de los cocientes de desplazamiento inelástico, debido a que representa el primer momento de la distribución de probabilidad, es también muy importante cuantificar el nivel de dispersión inherente a la estimación estadística de C_R . Una medida común y efectiva para cuantificar la dispersión es el coeficiente de variación (COV), el cuál se define como el cociente de la desviación estándar entre el promedio. La utilidad de COV radica en que podemos determinar que tanta variabilidad existe entre dos muestras en las que, inclusive, la información no tiene las mismas unidades o se trata de datos diferentes. Sin embargo, esta medida presenta sensibilidad ante datos muestrales muy alejados de los valores promedio³, aunque éstos se presenten en pocas ocasiones. La sensibilidad de ésta medida radica en la inclusión en su cálculo de la media aritmética, ya que cuando se presentan valores muestrales muy dispersos respecto al valor medio del resto de la muestra, el valor del promedio tiende hacia los puntos extremos y el COV se incrementa en éstos puntos. El COV representa una medida normalizada (adimensional) de la dispersión.

Asimismo, la desviación estándar del logaritmo natural de C_R , $\sigma_{\ln C_R}$, también provee información acerca de la variabilidad en la estimación de C_R , especialmente cuando los

³ Denominados *outliers* en la literatura inglesa.

datos están distribuidos lognormalmente. Es una medida del grado de dispersión de los datos respecto al valor promedio, una vez que éstos han sido normalizados con logaritmos naturales, lo que hace ésta medida menos sensible a valores dispersos del grueso de la muestra. Debe notarse que información sobre la variabilidad de C_R es de singular importancia en la evaluación probabilista de demandas máximas de desplazamiento inelástico.

En la Figura 4.9a se muestra el espectro de COV de los cocientes de desplazamiento inelástico. De la figura se puede apreciar que el COV tiende a incrementarse conforme se incrementa el nivel de resistencia lateral relativa, pero tiende a saturarse para valores grandes de resistencia relativa. Para periodos de vibración entre 0.3 y 0.7 seg., el COV aumenta significativamente al disminuir el periodo de vibración. Se observa además que existe un pico para $T=0.25$ seg, debido a la sensibilidad de la medida de dispersión. Por otra parte, en la figura 4.9b se ilustra el espectro de $\sigma_{\ln C_R}$. Puede verse que los niveles de dispersión son menores que los obtenidos para COV , aún cuando siguen considerándose altos para el intervalo de periodos estimados para estructuras de mampostería (i.e. $T < 0.5$ seg).

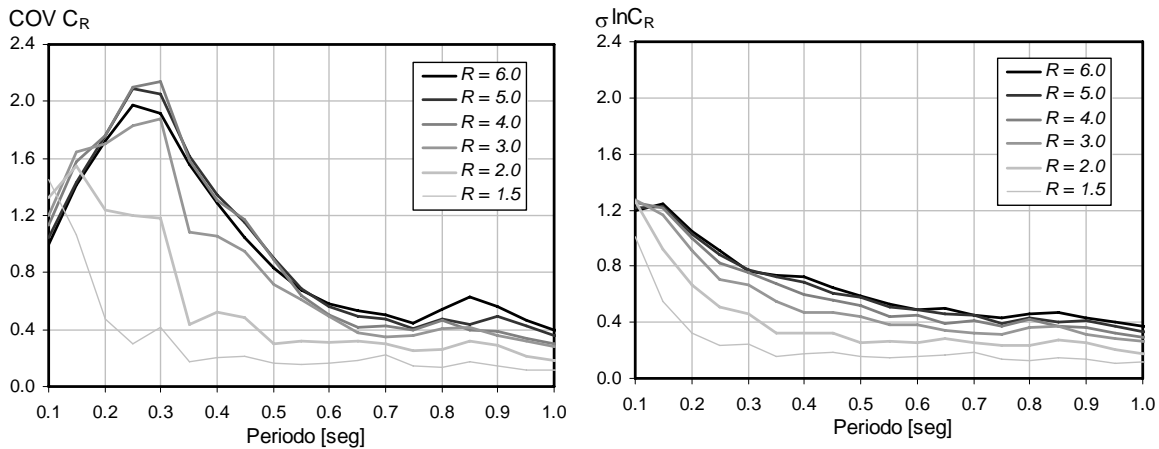


Figura 4.9. Dispersión en la estimación de C_R para sistemas elastoplásticos: a) Coeficiente de variación, y b) desviación estándar del logaritmo natural

Otra alternativa para proveer información acerca de la dispersión de C_R es calculando el cociente de desplazamiento inelástico correspondiente a diferentes percentiles. Para ello, se calcularon percentiles muestrales con los datos dispuestos en orden

ascendente, como se describe en Benjamin y Cornell (1970). En la Figura 4.10 se muestran espectros de C_R correspondientes a percentiles de 10%, 30%, 50% (i.e. mediana), 70% y 90% para $R = 2, 4$ y 6 . Por ejemplo, para $R = 2$ y $T = 0.3$ seg, se puede observar que aunque la mediana de C_R es aproximadamente uno, existe un 80% de probabilidad de que C_R varíe aproximadamente entre 0.78 y 1.86. Por otro lado, para un sistema con $R = 6$ y periodo de vibración cercano a 0.40 seg, existe un 80% de probabilidad de que la máxima demanda de desplazamiento inelástico sea aproximadamente entre 0.50 y 3.50 veces la máxima demanda de desplazamiento elástico.

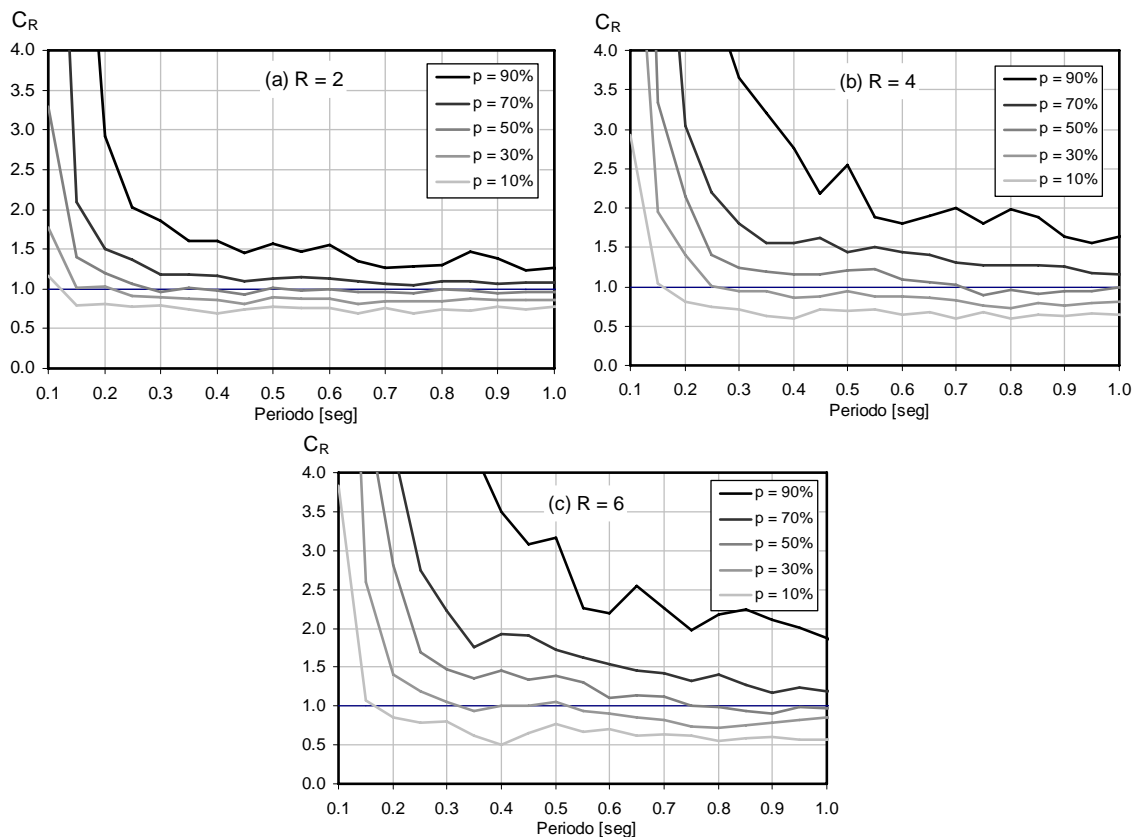


Figura 4.10. Cocientes de desplazamiento inelástico correspondientes a cinco percentiles para: a) $R=2$, b) $R=4$, y c) $R=6$.

4.7 RESULTADOS DEL ESTUDIO ESTADÍSTICO PARA SISTEMAS CON DEGRADACIÓN ESTRUCTURAL

4.7.1 Tendencia central

En la Figura 4.11 se presenta el promedio de los cocientes de desplazamiento inelástico considerando el modelo con degradación de rigidez (CD). Como puede observarse, el promedio de C_R tiene una tendencia similar a la observada para sistemas elastoplásticos (Figura 4.6). Sin embargo, puede verse que la amplitud de C_R es diferente cuando se considera la degradación de rigidez en la respuesta inelástica del S1GL. Nuevamente, debe enfatizarse que la *regla de iguales desplazamientos* no es válida cuando se consideran sistemas con degradación de rigidez.

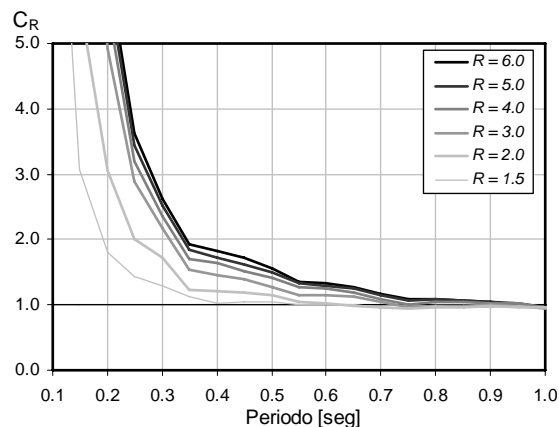


Figura 4.11. Cocientes de desplazamiento inelástico para sistemas con degradación de rigidez.

Para profundizar en el estudio del efecto de la degradación de rigidez en las demandas máximas de desplazamiento inelástico, se calcularon los cocientes de las deformaciones máximas inelásticas de sistemas con degradación de rigidez entre las deformaciones máximas inelásticas para sistemas elastoplásticos. Estos cocientes proveen una medida cuantitativa de que tan mayores o menores son las demandas de desplazamiento inelástico en sistemas con degradación de rigidez, $\Delta_{i_{CD}}$, comparadas con las de los sistemas elastoplásticos, $\Delta_{i_{EP}}$. Estos cocientes se obtuvieron para cada periodo de vibración, cada nivel de resistencia relativa y cada registro. Cabe recordar que este cociente es conceptualmente similar al coeficiente C_2 en el método de los coeficientes propuesto en FEMA 440 (2005). Así, en la Figura 4.12 se muestra el promedio, la mediana y la media geométrica de los cocientes $\Delta_{i_{CD}}/\Delta_{i_{EP}}$.

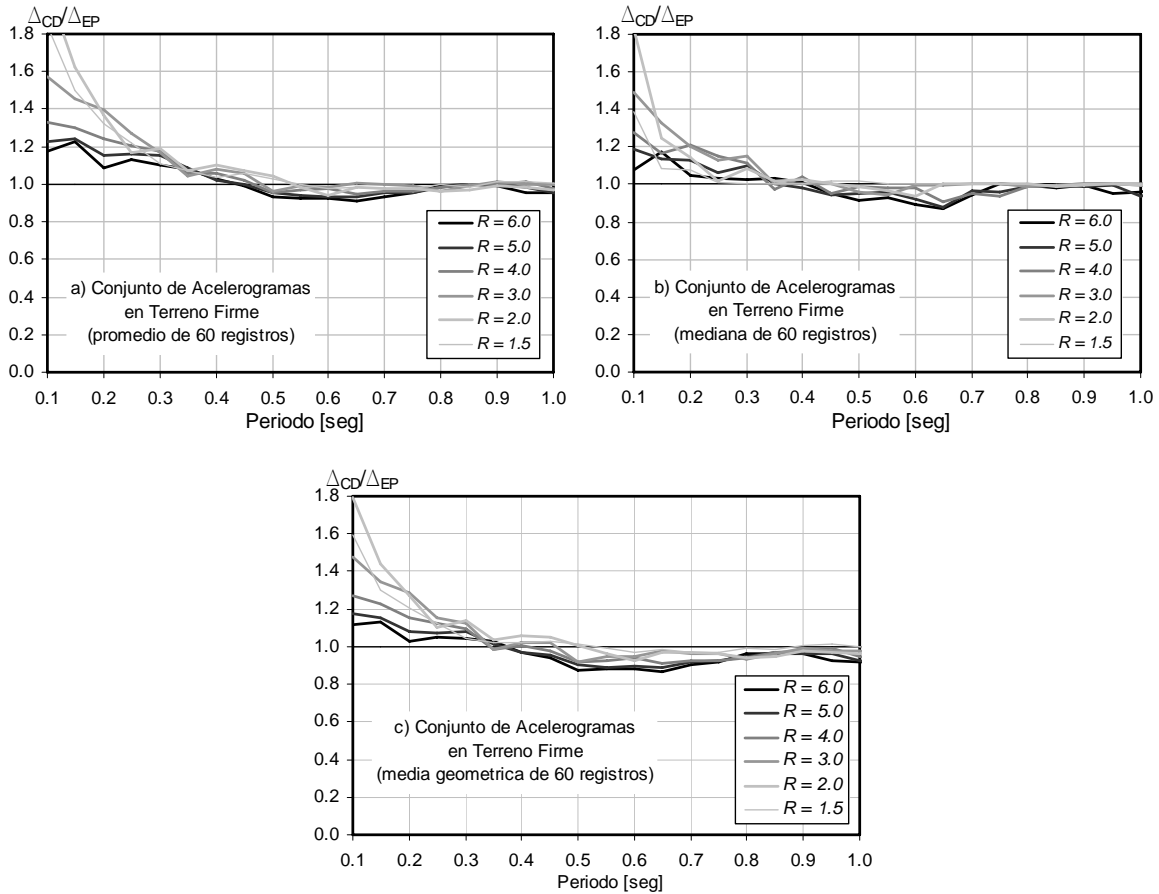


Figura 4.12. Tendencia central de los cocientes de desplazamiento máximo inelástico, $\Delta_{i_{CD}}/\Delta_{i_{EP}}$:
a) Promedio, b) mediana, y c) media geométrica.

En la Figura 4.12a, se puede observar que para periodos de vibración menores de 0.50 seg. las demandas de desplazamiento inelástico considerando un comportamiento histerético con degradación de rigidez son, en promedio, mayores que las calculadas con el sistema elastoplástico. Para periodos entre 0.15 y 0.50 seg., el incremento de la demanda máxima de desplazamiento inelástico causado por la degradación de rigidez aumenta conforme la resistencia lateral relativa aumenta, lo cuál significa que sistemas *fuertes* con respecto a la intensidad del movimiento son susceptibles a experimentar mayores demandas máximas de desplazamiento inelástico que sistemas *débiles*. Una tendencia similar puede observarse cuando se considera la mediana y la media geométrica como tendencia central.

En la Figura 4.13 se muestran las tendencias centrales del cociente de desplazamiento inelástico calculadas para el sistema con degradación estructural. En general, la mediana y la media geométrica de C_R tienen una tendencia similar a la observada en las Figuras 4.6 y 4.11. Sin embargo, el promedio de C_R no tiene una tendencia suavizada. Ello se debe a que la respuesta inelástica de S1GL con periodos menores a 0.5 seg era muy sensible al comportamiento histerético y, en particular, a la degradación de resistencia. Esta sensibilidad ocasionó valores de C_R excesivamente altos para algunos registros específicos.

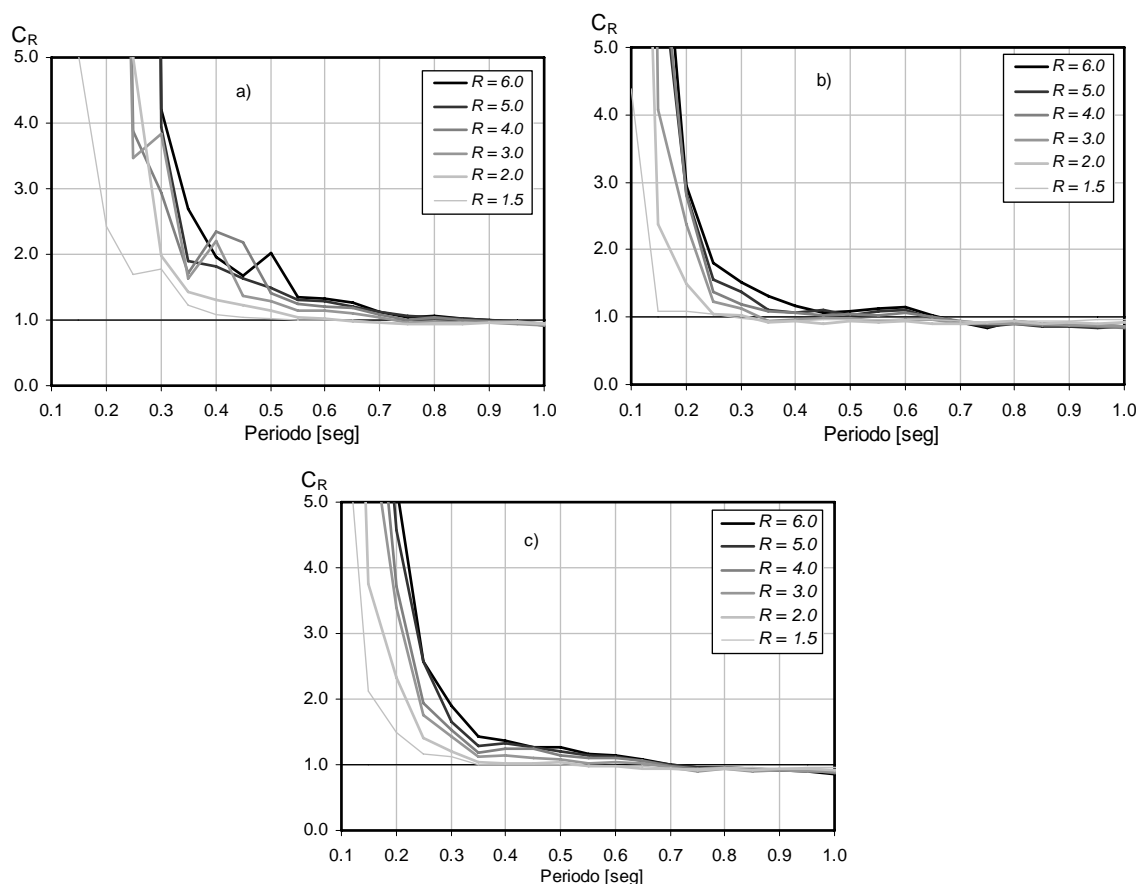


Figura 4.13. Tendencia central del cociente de desplazamiento para sistemas con degradación estructural: a) Promedio, b) mediana, y c) media geométrica.

Nuevamente se calculó el cociente de C_R para sistemas con degradación estructural y el C_R para sistemas elasto-plásticos, $\Delta_{i,CDE} / \Delta_{i,EP}$. En la Figura 4.14 se muestran las tendencias centrales de los cocientes $\Delta_{i,CDE} / \Delta_{i,EP}$. Se puede observar que los periodos

límites que dividen la región donde no es *conservador* despreciar los efectos de la degradación estructural de las regiones espectrales donde si es conservador despreciar los efectos de la degradación estructural (i.e. regiones en donde la degradación estructural conduce a menores demandas de desplazamiento inelástico que las de sistemas sin degradación) son muy similares para las tres tendencias centrales. Como puede observarse, estos periodos límite son cercanos a 0.50 seg para el promedio y a 0.4 seg para la mediana y la media geométrica. Cabe notar que para sistemas con periodos de vibración menores que 0.50 seg, las demandas máximas de desplazamiento inelástico en SIGL con degradación estructural pueden ser significativamente mayores que las demandas exhibidas por sistemas con comportamiento elastoplástico. La amplificación en las demandas de desplazamiento inelástico tiende a aumentar conforme se acorta el periodo de vibración del sistema. En esta región espectral, con excepción del promedio, la tendencia central del cociente $\Delta_{i,CDE} / \Delta_{i,EP}$ tiende a saturarse conforme se incrementa la resistencia lateral relativa.

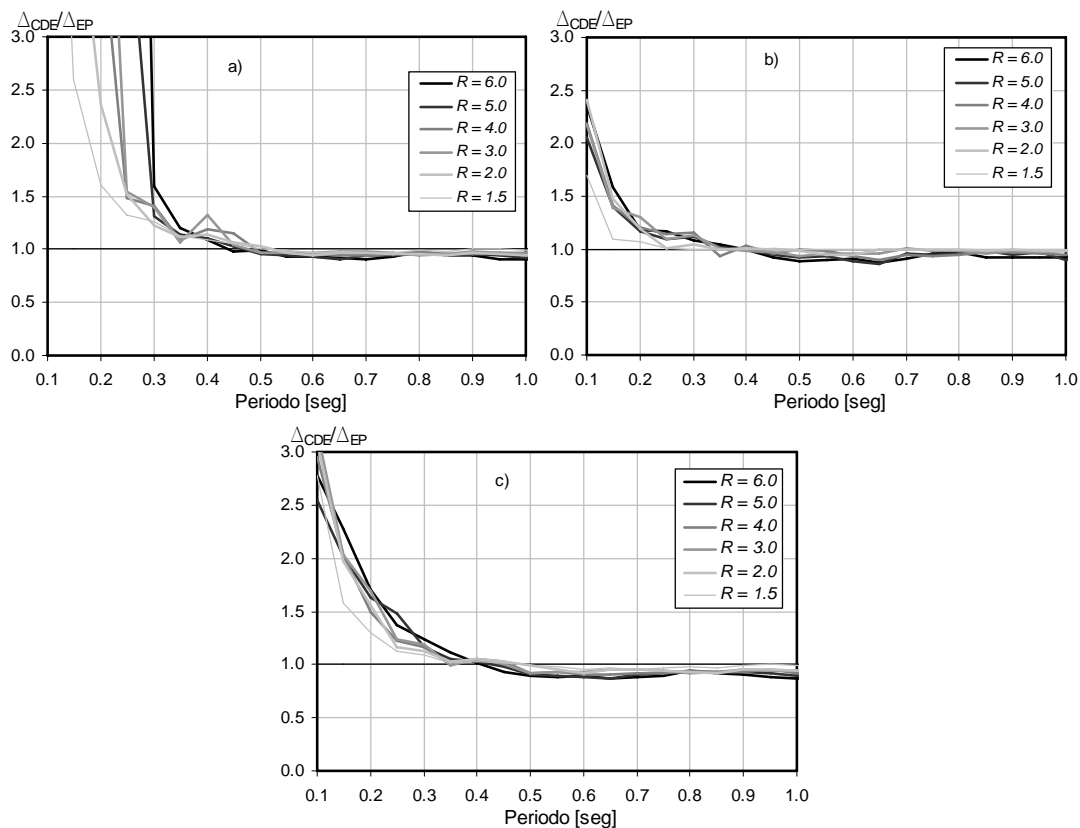


Figura 4.14. Cocientes de desplazamiento máximo inelástico, $\Delta_{i,CDE} / \Delta_{i,EP}$:
a) Promedio, b) mediana, y c) media geométrica.

4.7.2 Dispersión

Enseguida se presenta la dispersión en la estimación de C_R para los sistemas con deterioro de rigidez y degradación estructural. En la Figura 4.19 se muestran los espectros de $\sigma_{\ln C_R}$ para ambos sistemas.

Al comparar la Figura 4.15a con la Figura 4.9b, se puede observar que los niveles de dispersión de C_R al considerar un comportamiento con deterioro de rigidez son muy similares que los obtenidos considerando un comportamiento elastoplástico. Sin embargo, al incorporar la degradación de rigidez y resistencia en el comportamiento hysterético, la variabilidad en la estimación crece significativamente, para cualquier nivel de resistencia lateral. En general, puede decirse que existe una gran dispersión en la estimación de las demandas de desplazamiento inelástico para estructuras con degradación estructural, la cuál debe incluirse explícitamente en una metodología simplificada basada en desplazamiento.

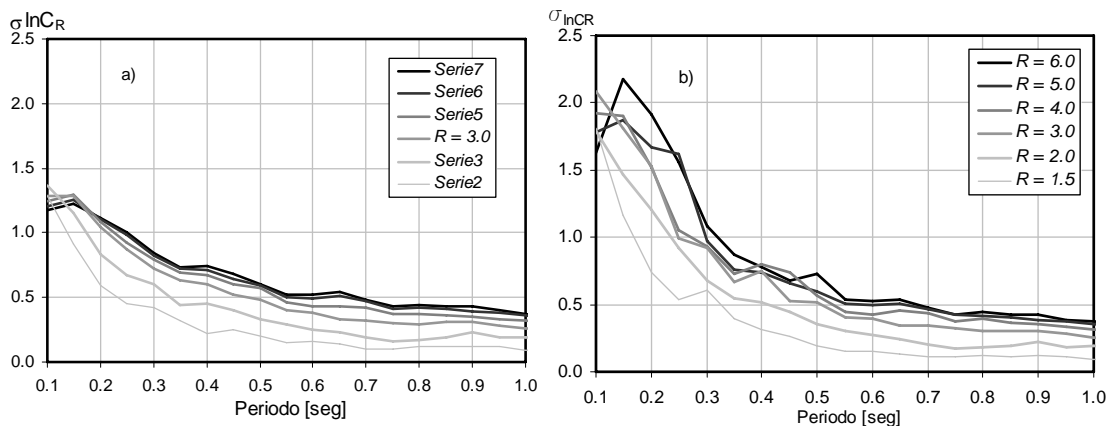


Figura 4.15. Desviación estándar del logaritmo natural de los datos para:
a) comportamiento CD, y b) comportamiento CDE.

El alto valor de la dispersión de C_R cuando se considera el comportamiento CDE puede atribuirse a la gran variabilidad registro-a-registro de C_R debida a la sensibilidad en la respuesta ante algunos acelerogramas. Debe notarse que la variabilidad en la respuesta del sistema depende de las características del acelerograma empleado (e.g. duración,

contenido de frecuencias, aceleración máxima, etc.), lo que provoca que la respuesta del sistema pueda ser radicalmente diferente de registro a registro.

Finalmente, en la Figura 4.16, se presenta la dispersión en la estimación de los cocientes $\Delta_{i_{CD}} / \Delta_{i_{EP}}$ y $\Delta_{i_{CDE}} / \Delta_{i_{EP}}$.

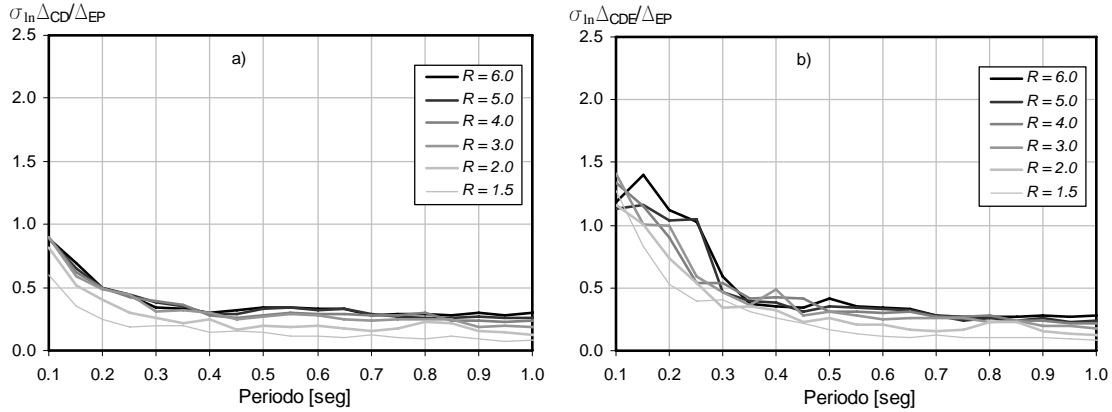


Figura 4.16. Desviación estándar del logaritmo natural de los datos para: a) cociente $\Delta_{i_{CD}} / \Delta_{i_{EP}}$, y b) cociente $\Delta_{i_{CDE}} / \Delta_{i_{EP}}$.

Comparando la Figura 4.16 con la Figura 4.15, se puede observar que los niveles de dispersión de los cocientes de $\Delta_{i_{CD}} / \Delta_{i_{EP}}$ y $\Delta_{i_{CDE}} / \Delta_{i_{EP}}$ son menores que los de C_R para la zona de periodos cortos (i.e. $T < 0.4$ seg.). Sin embargo, dichos cocientes mantienen la misma tendencia que sus similares cocientes de C_R . La variabilidad en la estimación crece igualmente para cualquier nivel de resistencia lateral. Además, existe una gran dispersión en la estimación de los cocientes de $\Delta_{i_{CD}} / \Delta_{i_{EP}}$ y $\Delta_{i_{CDE}} / \Delta_{i_{EP}}$, la cuál, análogamente que para los cocientes de C_R , debe considerarse explícitamente en una metodología simplificada basada en desplazamiento.

ESTIMACIÓN APROXIMADA DE DEMANDAS DE DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO EN ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

5.1 INTRODUCCIÓN

Para fines de una metodología de diseño basado en desplazamientos y, en general, para metodologías de diseño sismorresistente es deseable tener una expresión simplificada que permita estimar la tendencia central de C_R y, de ésta manera, poder estimar demandas máximas de desplazamiento inelástico a partir de las demandas máximas de desplazamiento elástico para estructuras donde se conoce, aproximadamente, la resistencia lateral.

En este capítulo se evalúa una ecuación simplificada para estimar C_R propuesta en un estudio previo (Ruiz García, 2004) e incorporada en el documento FEMA 440 (2005) como coeficiente C_I . Para ello, se calibran los parámetros de la ecuación con los resultados de los estudios estadísticos presentados en el Capítulo 4 del presente documento.

5.2 Ecuación simplificada para estimar C_I

Recientemente se han publicado en la literatura varias ecuaciones para estimar la tendencia central de C_R (Ruiz-García, 2004), o C_I de acuerdo a la nomenclatura dada en FEMA 440 (2005). Para fines prácticos, es deseable que una ecuación que pretenda ser empleada en la práctica ingenieril tenga una forma funcional simplificada (i.e. con el menor número de parámetros), pero que siga siendo adecuada para estimar la tendencia central de C_R . Por

ello, en esta tesis se evalúa la siguiente forma funcional para estimar la tendencia central del cociente de desplazamiento inelástico (Ruiz-García, 2004):

$$\tilde{C}_R = 1 + \frac{R - 1}{\theta_1 \cdot T^{\theta_2}} \quad (5.1)$$

donde θ_1 y θ_2 son los parámetros, R es la resistencia lateral relativa definida en la Sección 4.3 y T es el periodo fundamental de vibración. Como se comentó en el Capítulo 2, la forma funcional de la Ec. 5.1 ha sido recientemente incorporada en el *método de los coeficientes de desplazamiento* sugerido en las recomendaciones FEMA 440 (2005) para la evaluación de estructuras existentes en los Estados Unidos.

En esta investigación, se realizó un análisis de regresión no-lineal usando el algoritmo de Gauss-Newton, con las modificaciones del método *Levenberg-Marquardt* (Bates y Watts, 1988), para obtener una estimación de los parámetros estimados θ_1 y θ_2 (i.e. $\hat{\theta}_1$ y $\hat{\theta}_2$) a partir de los datos estadísticos presentados en el Capítulo 4. Debe notarse que los valores estimados $\hat{\theta}_1$ y $\hat{\theta}_2$ se pueden encontrar para ajustar cualquier medida estadística de tendencia central (e.g. promedio, mediana, media geométrica) de C_R .

Asimismo, dada la similitud en la tendencia de C_R observada tanto para sistemas elastoplásticos como para sistemas que exhiben degradación estructural, la forma funcional de la Ec. 5.1 puede emplearse directamente para estimar demandas máximas de desplazamiento inelástico en sistemas que exhiben degradación en su comportamiento histerético.

5.2.1 Comportamiento elastoplástico

En principio, en la Tabla 5.1 se reportan los parámetros $\hat{\theta}_1$ y $\hat{\theta}_2$ obtenidos del análisis de regresión no-lineal empleando los resultados estadísticos de las tres medidas de tendencia

central de C_R descritas en el Capítulo 4 para sistemas con comportamiento elastoplástico. Asimismo, en la misma tabla se presentan los intervalos de confianza de cada parámetro correspondientes a un 5% de nivel de significancia.

Tabla 5.1 Parámetros estimados para emplearse en la Ec. 5.1 correspondiente a tres diferentes medidas de tendencia central de sistemas elastoplásticos, así como sus respectivos intervalos de confianza.

Medida de tendencia central	$\hat{\theta}_1$	$\hat{\theta}_2$	$i.c.(\hat{\theta}_1)$	$i.c.(\hat{\theta}_2)$
Promedio	35.67	1.89	29.01, 42.33	1.83, 1.96
Mediana	415.09	2.48	336.87, 493.33	2.42, 2.55
Media geométrica	158.41	2.17	132.93, 184.96	2.12, 2.23

Cabe mencionar que la Ec. 5.1 corresponde una superficie en el espacio de $C_R - R - T$ y, como se ilustra en la Figura 5.1, y puede proveer estimaciones de la tendencia central de C_R como una función de R y T .

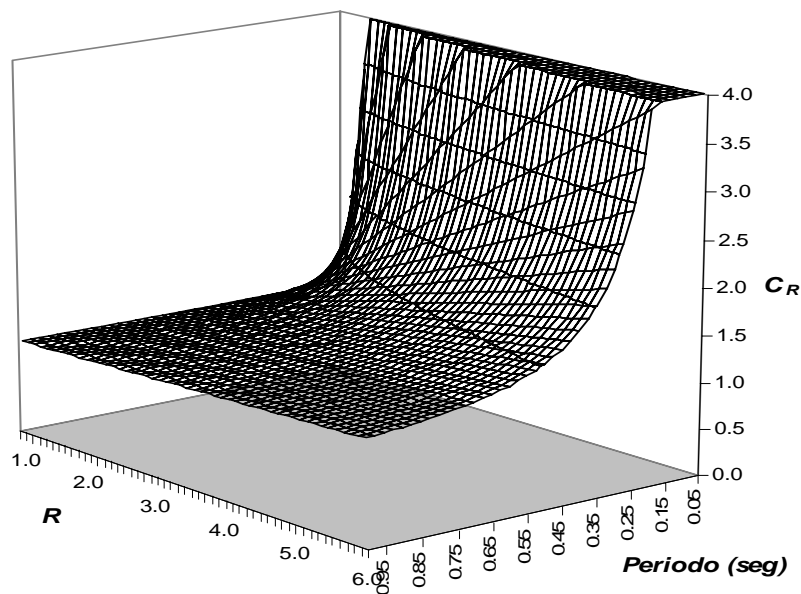


Figura 5.1. Estimación del promedio de C_R calculado con la Ec. 5.1 y los parámetros dados en la Tabla 5.1.

En la Figura 5.2 se muestra una comparación del promedio muestral de C_R con la estimación del promedio de C_R empleando la Ec. 5.1 para cuatro valores de R . Se puede observar que, en general, la expresión analítica provee muy buenos resultados y es capaz de capturar la variación de C_R con cambios en R y T . Asimismo, en la Figura 5.3 se ilustra el promedio de C_R estimado con la Ec. 5.1, así como sus respectivos intervalos de confianza para dos niveles de resistencia lateral. Finalmente, en la Tabla 5.2 se presenta el error estándar que representa una medida del error que se comete en la estimación de C_R con respecto a los datos estadísticos.

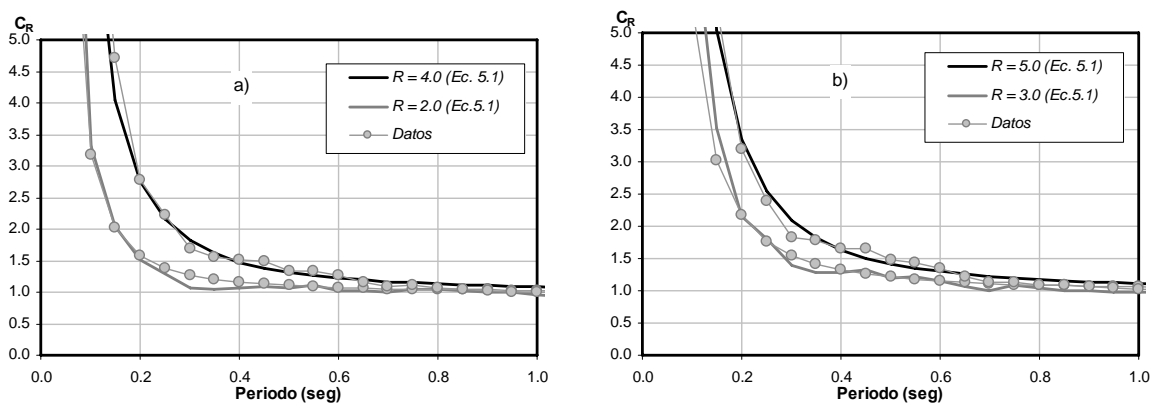


Figura 5.2. Comparación del promedio muestral de C_R con el promedio de C_R estimado con la Ec. 5.1 para: a) $R = 2$ y $R = 4$, y b) $R = 3$, y $R = 5$.

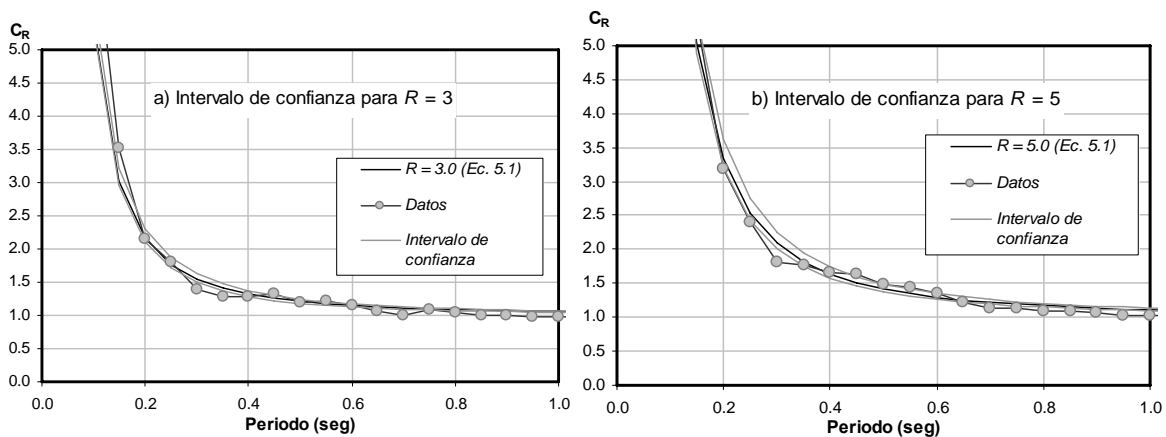


Figura 5.3. Intervalos de confianza de la estimación del promedio de C_R empleando la Ec. 5.1 para: a) $R = 3$, y b) $R = 5$.

Tabla 5.2. Medida del error estándar usando la Ec. 5.1 y los parámetros estimados de la Tabla 5.1.

Medida de tendencia central	R = 1.5	R = 2.0	R = 3.0	R = 4.0	R = 5.0	R = 6.0
Promedio	0.066	0.072	0.067	0.062	0.089	0.140
Mediana	0.067	0.041	0.063	0.098	0.102	0.131
Media geométrica	0.027	0.033	0.032	0.055	0.073	0.092

En la Figura 5.4a se muestra la estimación del C_R (i.e. coeficiente C_I) calculada con los parámetros $\theta_1=130$ y $\theta_2=2.0$ sugeridos en las recomendaciones FEMA 440 (2005) para terreno tipo B, mientras que en la Figura 5.4b se presenta una gráfica similar de la estimación del promedio de C_R con parámetros estimados en éste estudio. Al comparar ambas figuras se puede observar que, para un periodo de vibración y resistencia lateral dada, la amplitud de C_R calculada con los parámetros sugeridos en FEMA 440 (2005) difiere significativamente de la amplitud estimada de C_R calculada con los parámetros obtenidos en este estudio, lo que implicaría que utilizar los parámetros recomendados en FEMA 440 (2005) conduciría a subestimaciones en la evaluación de las demandas máximas de desplazamiento inelástico.

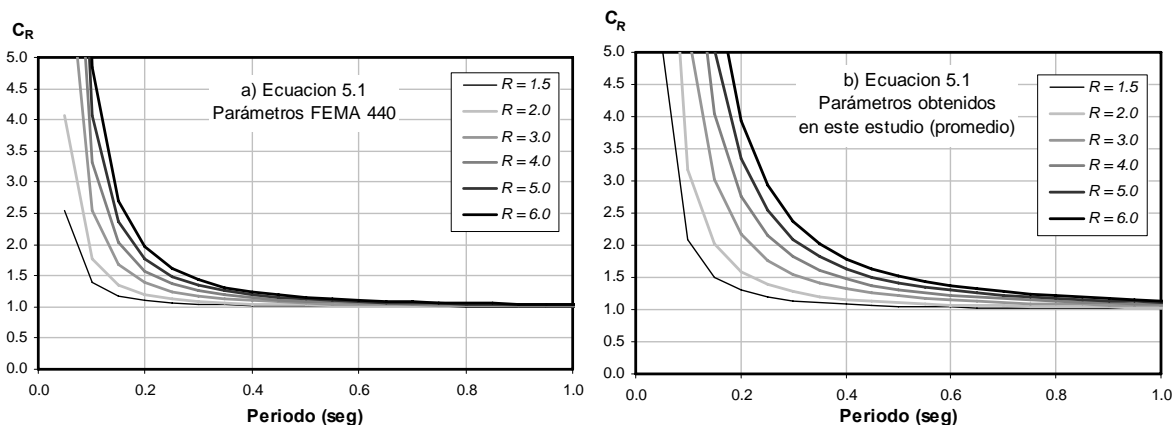


Figura 5.4. Estimación del promedio de C_R empleando: a) parámetros sugeridos en FEMA 440 (2005), y b) parámetros obtenidos en este estudio.

5.2.2 Comportamiento con degradación

En la Tabla 5.3 se presentan los parámetros estimados θ_1 y θ_2 obtenidos del análisis de regresión no lineal para estimar las tendencias centrales de C_R para sistemas con degradación de rigidez (modelo CD) y con degradación estructural (modelo CDE). Asimismo, en la misma tabla se incluyen los intervalos correspondientes al 95% de confianza para cada uno de los parámetros.

Tabla 5.3. Parámetros estimados para emplearse en la Ec. 5.1 correspondiente a tres diferentes medidas de tendencia central de sistemas con degradación, así como sus respectivos intervalos de confianza.

Medida de tendencia central	$\hat{\theta}_1$	$\hat{\theta}_2$	$i.c.(\hat{\theta}_1)$	$i.c.(\hat{\theta}_2)$
Modelo CD				
<i>Promedio</i>	30.88	1.90	20.54, 41.23	1.79, 2.02
<i>Mediana</i>	396.51	2.54	205.61, 587.40	2.38, 2.70
<i>Media geométrica</i>	140.63	2.20	89.99, 191.28	2.08, 2.32
Modelo CDE				
<i>Promedio</i>	1.14	1.46	0.65, 1.625	1.31, 1.61
<i>Mediana</i>	619.43	2.97	317.84, 921.02	2.80, 3.13
<i>Media geométrica</i>	129.70	2.46	85.07, 174.32	2.35, 2.58

Igualmente, en la Tabla 5.4 se presenta el error estándar, que representa una medida del error que se comete en la estimación de C_R con respecto a los datos estadísticos para ambos tipos de comportamiento. Cabe aclarar que no se presentan valores para el error estándar correspondiente al promedio en el modelo de mampostería, ya que el ajuste no fue de buena calidad debido a la alta variabilidad de los resultados.

Tabla 5.4. Medida de error estándar usando parámetros estimados con la Tabla 5.1 y Ec. 5.1.

Medida de tendencia central	R = 1.5	R = 2.0	R = 3.0	R = 4.0	R = 5.0	R = 6.0
Modelo CD						
Promedio	0.027	0.042	0.068	0.116	0.136	0.172
Mediana	0.044	0.054	0.053	0.107	0.107	0.117
Media geométrica	0.029	0.023	0.036	0.057	0.076	0.108
Modelo CDE						
Promedio	-	-	-	-	-	-
Mediana	0.076	0.046	0.110	0.178	0.115	0.085
Media geométrica	0.028	0.048	0.088	0.108	0.137	0.190

En la Figura 5.5 se muestra una comparación del promedio muestral de C_R con la estimación de la mediana de C_R empleando la Ec. 5.1 para cuatro valores de R y los parámetros calculados para el comportamiento CD. De igual manera, en la Figura 5.6 se muestra una comparación del promedio muestral de C_R con la estimación de la mediana de C_R empleando la misma Ec. 5.1, cuatro valores de R y los parámetros obtenidos para el comportamiento CDE. Se puede observar que, en general, la expresión analítica provee muy buenos resultados y es capaz de capturar la variación de C_R con cambios en R y T .

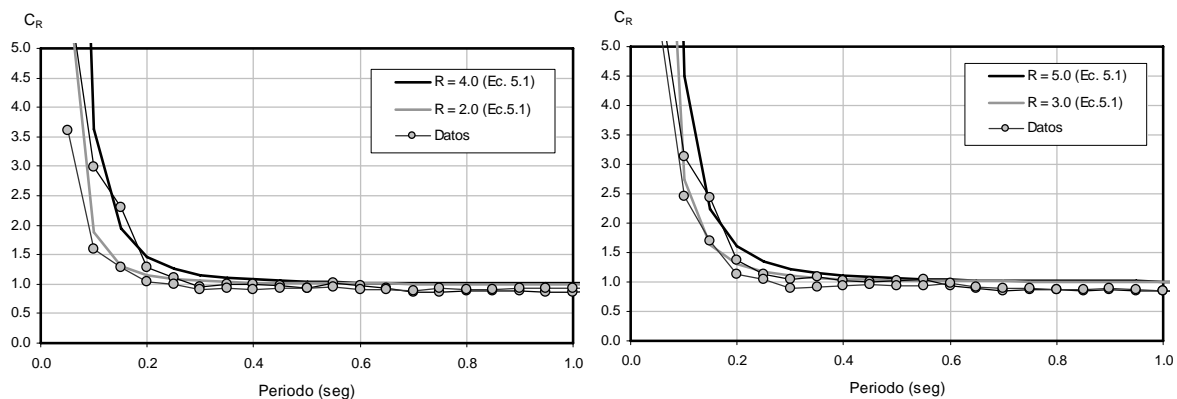


Figura 5.5. Comparación del promedio muestral de C_R con la mediana de C_R estimado con la Ec. 5.1 para el comportamiento CD y: a) $R = 2$ y $R = 4$, y b) $R = 3$, y $R = 5$.

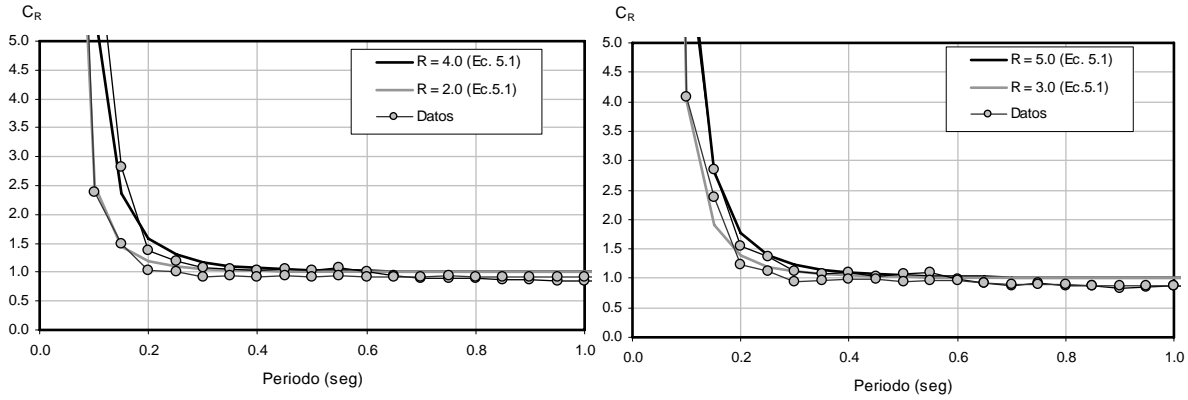


Figura 5.6. Comparación del promedio muestral de C_R con la mediana de C_R estimado con la Ec. 5.1 para el comportamiento CDE y: a) $R = 2$ y $R = 4$, y b) $R = 3$, y $R = 5$.

5.3 Ecuación simplificada para estimar C_2

En las recomendaciones FEMA 440 (2005) se propone la siguiente forma funcional para evaluar el cociente de la demanda máxima de desplazamiento inelástico de sistemas con degradación y la demanda máxima de desplazamiento inelástico de sistemas sin degradación (i.e. elastoplástico), $\Delta_{i,CDE} / \Delta_{i,EP}$:

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{R-1}{T} \right)^2 \quad (5.2)$$

Cabe recordar que en la Figura 2.5 se ilustró el coeficiente C_2 (con parámetros $\beta_1 = 800$ y $\beta_2 = 2.0$) implementado en las recomendaciones FEMA 440 (2005).

En la Figura 5.7 se muestra una comparación del cociente $\Delta_{i,CDE} / \Delta_{i,EP}$, calculado para sistemas con comportamiento CDE, y el coeficiente C_2 sugerido en FEMA 440 (2005). Como puede verse en la figura, el coeficiente C_2 sobrestima el cociente $\Delta_{i,CDE} / \Delta_{i,EP}$ para sistemas con periodos de vibración mayores a 0.1 seg.

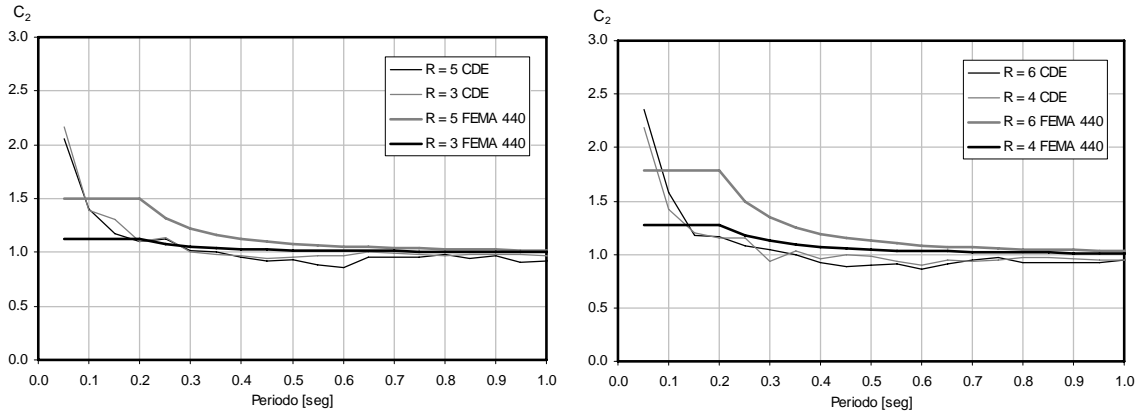


Figura 5.7. Comparación del cociente $\Delta_{i,CDE} / \Delta_{i,EP}$, calculado para sistemas con comportamiento CDE, y el coeficiente C2 sugerido en FEMA 440 (2005).

Con base en los resultados estadísticos descritos en la Sección 4.7, se procedió a evaluar la forma funcional de la Ec. 5.2 empleando el mismo procedimiento descrito en la sección anterior. Así, en la Tabla 5.5 se reportan los parámetros $\hat{\beta}_1$ y $\hat{\beta}_2$ obtenidos del análisis de regresión no-lineal empleando los resultados estadísticos de la mediana y media geométrica de $\Delta_{i,CDE} / \Delta_{i,EP}$ descritas en el Capítulo 4. Asimismo, en la misma tabla se presentan los intervalos de confianza de cada parámetro correspondientes a un 5% de nivel de significancia.

Tabla 5.5. Parámetros estimados para emplearse en la Ec. 5.2 correspondiente a dos diferentes medidas de tendencia central de sistemas con degradación, así como sus respectivos intervalos de confianza.

Medida de tendencia central	$\hat{\beta}_1$	$\hat{\beta}_2$	<i>i.c.</i> ($\hat{\beta}_1$)	<i>i.c.</i> ($\hat{\beta}_2$)
Modelo CDE				
<i>Promedio</i>	-	-	-	-
<i>Mediana</i>	297.50	1.34	96.01, 465.78	1.17, 1.48
<i>Media geométrica</i>	87.85	1.17	33.75, 141.96	1.02, 1.32

En la Figura 5.8 se muestra una comparación de la mediana muestral de $\Delta_{i,CDE} / \Delta_{i,EP}$ con la estimación de la mediana de C_2 empleando la Ec. 5.2 para cuatro valores de R . Se puede observar que, la expresión analítica provee resultados razonables para $R = 5$ y 6. Sin embargo, puede observarse que tiende a subestimar la amplitud del cociente para resistencias laterales relativas menores que 5. Dado que el cociente $\Delta_{i,CDE} / \Delta_{i,EP}$ tiende a saturarse conforme se incrementa el nivel de resistencia lateral relativa, al contrario de la tendencia de la forma funcional de la Ec. 5.2, es conservador emplear la estimación de C_2 para $R=6$. Es decir, se sugiere considerar dicha predicción como límite superior para evaluar la demanda máxima de desplazamiento inelástico de sistemas con degradación a partir de la demanda máxima de desplazamiento inelástico de sistemas sin degradación (i.e. elastoplástico).

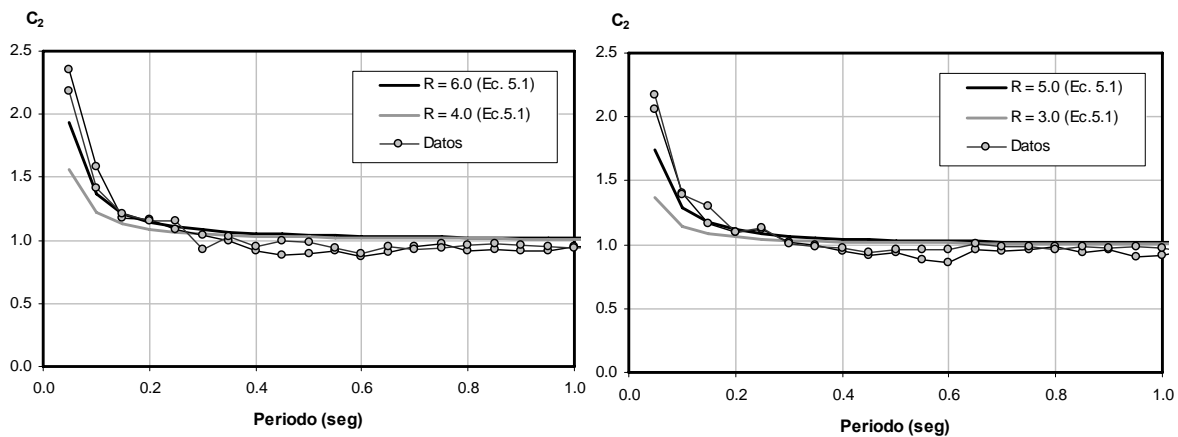


Figura 5.8. Comparación de la mediana muestral de $\Delta_{i,CDE} / \Delta_{i,EP}$ con la mediana de C_2 estimado con la Ec. 5.2 para: a) $R = 2$ y $R = 4$, y b) $R = 3$, y $R = 5$.

RESUMEN Y CONCLUSIONES

6.1 RESUMEN

En esta tesis se presentó una investigación orientada a evaluar las demandas y capacidades de deformación lateral de estructuras de mampostería sometidas a excitaciones sísmicas. La información generada en este trabajo es de gran utilidad para la implementación de una metodología simplificada encaminada a evaluar la vulnerabilidad sísmica de estructuras existentes de mampostería basada en la consideración explícita de su demanda y capacidad de deformación lateral.

Para tal fin, esta investigación se dividió en dos etapas. En la primera etapa, se evaluó estadísticamente la capacidad de desplazamiento lateral de muros de mampostería ensayados en diferentes programas de investigación experimental asociada a dos diferentes estados de daño: a) primer agrietamiento diagonal, y b) formación completa del agrietamiento diagonal en la superficie del muro, el cuál esta asociado, aproximadamente, a la carga lateral máxima que puede resistir el muro de mampostería (i.e. resistencia lateral). En la segunda etapa, se evaluaron las demandas máximas de desplazamiento inelástico en sistemas de un grado de libertad, considerando la degradación estructural (i.e. combinación de la degradación de rigidez, deterioro de resistencia y adelgazamiento de los lazos de histéresis) en su respuesta histerética, al ser sometidos a 60 historias de aceleración registradas en estaciones ubicadas en sitios de terreno firme de la zona de subducción del pacífico mexicano.

6.2 CONCLUSIONES

Con base en los resultados y observaciones presentados en este estudio, se ofrecen las siguientes conclusiones:

1. Existe una gran dispersión en la estimación de las capacidades de deformación lateral asociadas al primer agrietamiento diagonal de la mampostería, D_{agr} , y a aquella asociada a la resistencia ante cargas laterales, D_{max} . Por ello, para establecer deformaciones laterales permisibles (i.e. distorsiones de entrepiso permisibles) debe considerarse esta incertidumbre por medio de un enfoque probabilista.
2. Se verificó que en un gran número de casos las funciones de distribución de probabilidad del tipo lognormal y Weibull son adecuadas para modelar la distribución acumulada de probabilidades empírica de D_{agr} y D_{max} . Cuando se consideraron subgrupos, se pudo apreciar que la distribución de probabilidad de D_{agr} y D_{max} está influenciada por la relación de esbeltez de los muros, el nivel de carga axial y la cuantía de refuerzo horizontal. Por ello, Para establecer límites adecuados de deformación permisible, asociados a estados de daño en la superficie de muros de mampostería, deben tomarse en cuenta estos factores.
3. Al observar la variación de los valores de distorsión lateral D_{max} obtenidos en el presente estudio, se concluye que es deseable enriquecer la clasificación estipulada en la normatividad (Gobierno del D.F., 2004b) para distorsiones permisibles para evitar el colapso en estructuras de mampostería, incluyendo la distinción por tipo de pieza y unidad, relación de esbeltez, nivel de carga axial y cuantía de refuerzo horizontal.
4. A partir del estudio analítico, se comprobó que la *regla de iguales desplazamientos* (i.e. el desplazamiento máximo inelástico es igual al desplazamiento máximo elástico) no es adecuada para estimar la demanda máxima de desplazamiento

inelástico. La *regla de iguales desplazamientos* conduce a subestimaciones de los desplazamientos inelásticos, que dependen del periodo de vibración y de la resistencia lateral relativa del sistema.

5. Al considerar un comportamiento histerético que reproduce la respuesta experimental registrada en especímenes de mampostería confinada se observó que, en general, las demandas de desplazamiento máximo inelástico pueden ser significativamente mayores que las calculadas con sistemas que no consideran degradación estructural. Por ello, no es recomendable, en ninguna región espectral, despreciar los efectos de degradación estructural en muros de mampostería confinada.
6. Se verificó que la ecuación simplificada propuesta por Ruiz-García (2004), y adoptada en FEMA 440 (2005), es adecuada para estimar la tendencia central de C_R . A partir de un análisis de regresión no-lineal, se obtuvieron los parámetros estadísticos que permitieran el mejor ajuste con la tendencia estadística, tanto para sistemas elastoplásticos como sistemas que exhiben deterioro en su respuesta histerética.
7. Para un periodo de vibración y resistencia lateral dada, la amplitud de C_R calculada con los parámetros sugeridos en FEMA 440 (2005) difiere significativamente de la amplitud estimada de C_R calculada con los parámetros obtenidos en este estudio, lo que implicaría que utilizar en México los parámetros recomendados en FEMA 440 (2005) conduciría a subestimaciones en la evaluación de las demandas máximas de desplazamiento inelástico.

6.3 INVESTIGACIONES SUGERIDAS

Esta tesis presentó valiosa información encaminada a implementar una metodología simplificada para la evaluación sísmica de estructuras de mampostería basada explícitamente en la evaluación de la capacidad y demanda de desplazamiento lateral. Sin

embargo, varios aspectos deberían de continuar investigándose. A continuación se mencionan algunos de ellos:

1. El catálogo de resultados experimentales mostrado en las Tablas 3.14 y 3.15 (Capítulo 3) proporciona información de los valores de distorsión lateral asociados a dos niveles de daño. Esta información debería incrementarse conforme se dispongan de más ensayos de laboratorio.
2. Para aplicar el *método de los coeficientes* en la estimación de demandas máximas de desplazamiento inelástico de estructuras de mampostería, resulta conveniente verificar que el coeficiente C_0 es igual a la unidad, dada la suposición de que las estructuras de mampostería se pueden considerar como estructuras con un comportamiento similar al de S1GL.
3. Es necesario revisar la influencia de los efectos $P-\Delta$ en estructuras de mampostería para evaluar de que magnitud son los incrementos en los desplazamientos laterales debidos a este efecto, en particular cuando se forma el mecanismo de planta baja débil. Este efecto es tomado en cuenta por el coeficiente C_3 .

Apéndice A

A lo largo de esta investigación, han sido empleadas diferentes medidas estadísticas de tendencia central y dispersión. Las medidas estadísticas incluidas son: promedio simple, mediana y media geométrica. Las medidas de dispersión alrededor de las tendencias centrales consideradas en ésta tesis incluyen: coeficiente de variación y desviación estándar del logaritmo natural de los datos. Enseguida, se provee una definición de cada medida estadística.

A.1 Medidas de tendencia central

Promedio

La medida de tendencia central más ampliamente usada es el promedio simple de los datos, que se define como:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (\text{A.1})$$

donde n es el número total de observaciones y x_i es una observación individual.

Mediana

La mediana se obtiene ordenando en forma ascendente los valores calculados individuales (e.g., cocientes de desplazamiento inelástico de los 60 análisis tiempo-historia de S1GDL inelásticos). Así, la mediana se define por:

$$\bar{x} = \frac{1}{2} \left[x_{i\frac{n}{2}} + x_{i\frac{n}{2}+1} \right] \quad (\text{A.2})$$

Media geométrica

La media geométrica es un estimador lógico de la mediana real, especialmente para los datos que siguen una distribución paramétrica lognormal, se define:

$$\bar{x} = \exp \left[\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln x_i \right] \quad (\text{A.3})$$

A.2 Medidas de dispersión

Desviación estándar

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (\text{A.4})$$

Coefficiente de variación

$$COV_x = \frac{\sigma_x}{\bar{x}_x} \quad (\text{A.5})$$

Desviación estándar del logaritmo natural de los datos

$$\sigma_{\ln x} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\ln x_i - \mu_{\ln X})^2} \quad (\text{A.6})$$

donde

$$\mu_{\ln X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln x_i \quad (\text{A.7})$$

Apéndice B

B.1 Distribuciones porcentuales

Se muestran las distribuciones porcentuales para los subgrupos de ensayos de muros de mampostería confinada ante cargas laterales cíclicas reversibles.

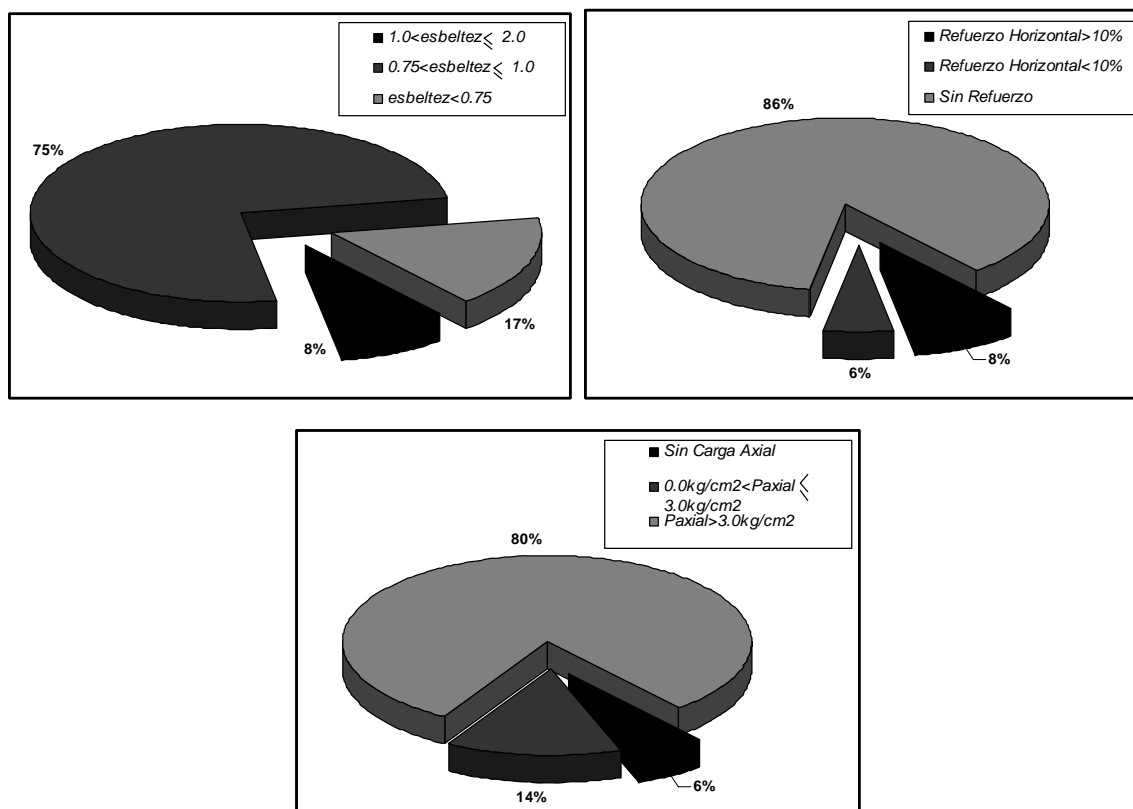


Figura B.1. Subgrupo 1, muros de piezas sólidas, todos los materiales.

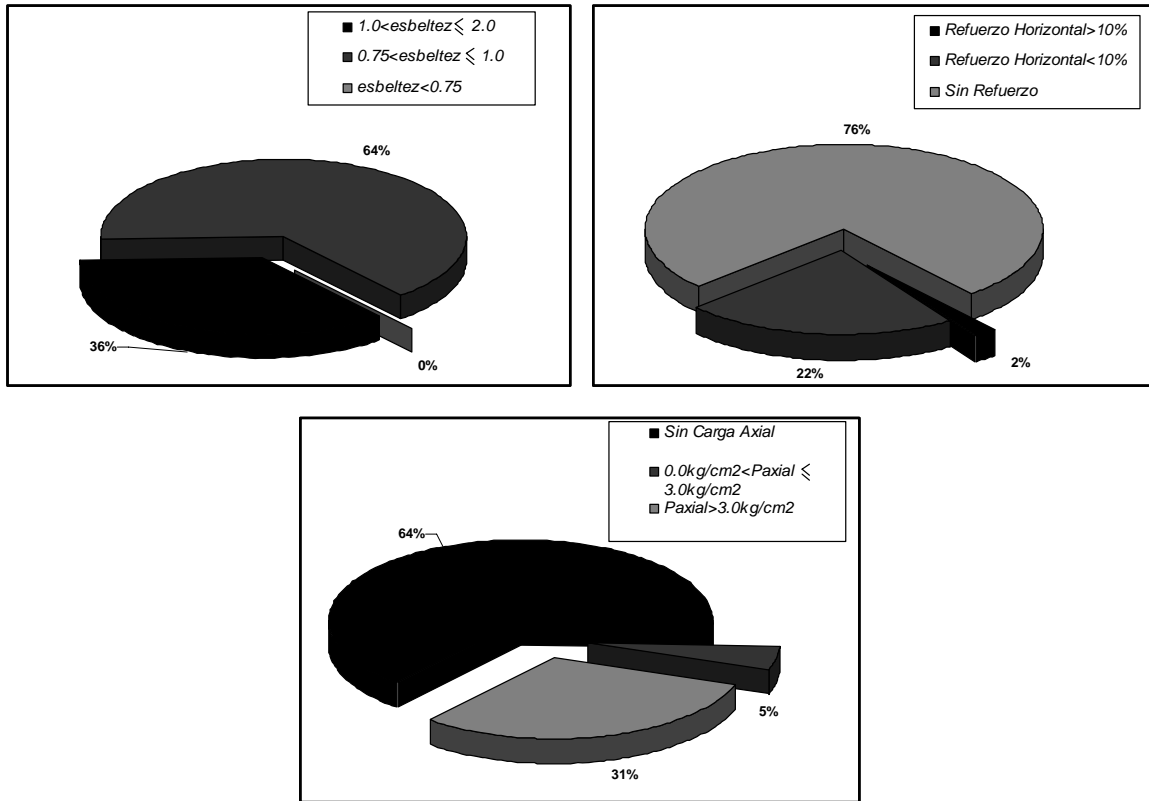


Figura B.2. Subgrupo 2, muros de piezas huecas, todos los materiales.

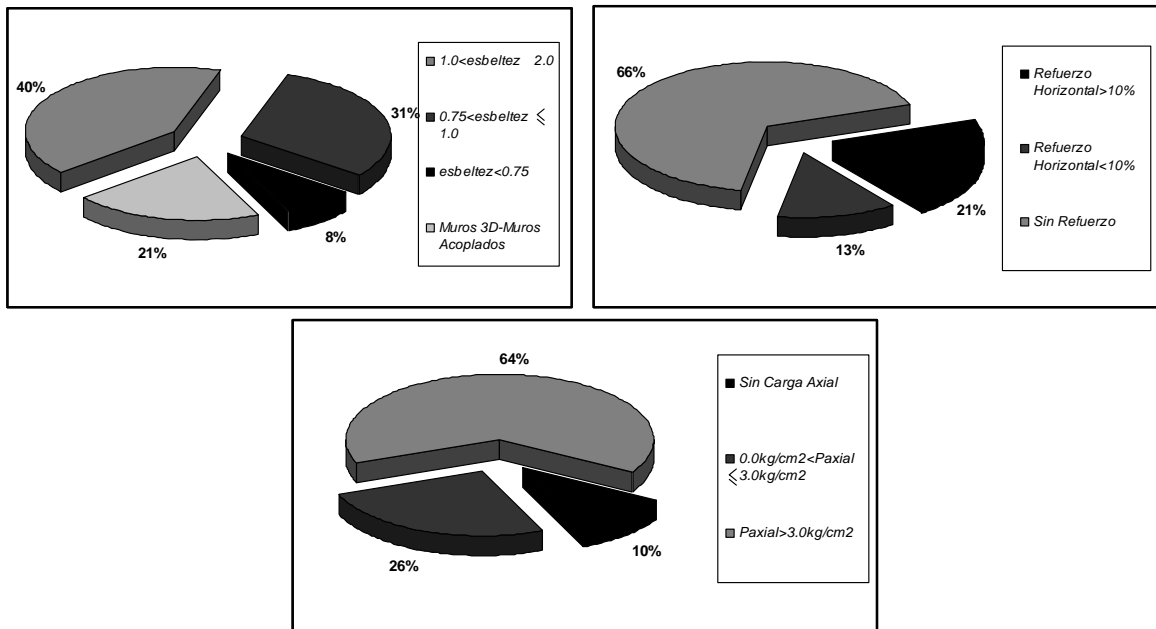


Figura B.3. Subgrupo 3, muros de ladrillo de arcilla artesanal.

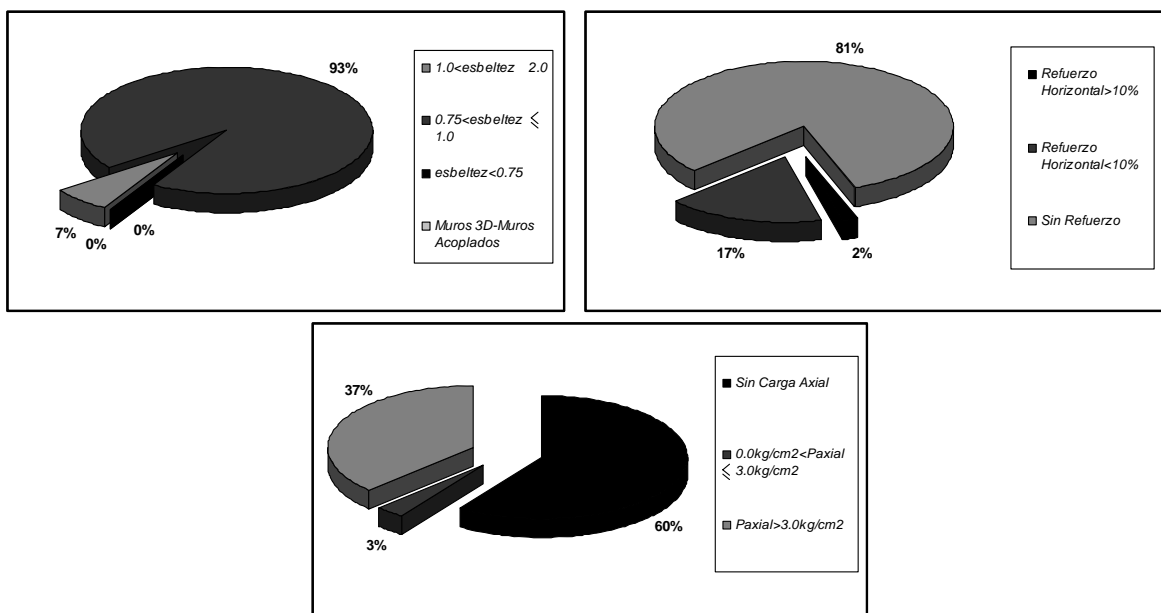


Figura B.4. Subgrupo 4, muros de ladrillo de arcilla extruída.

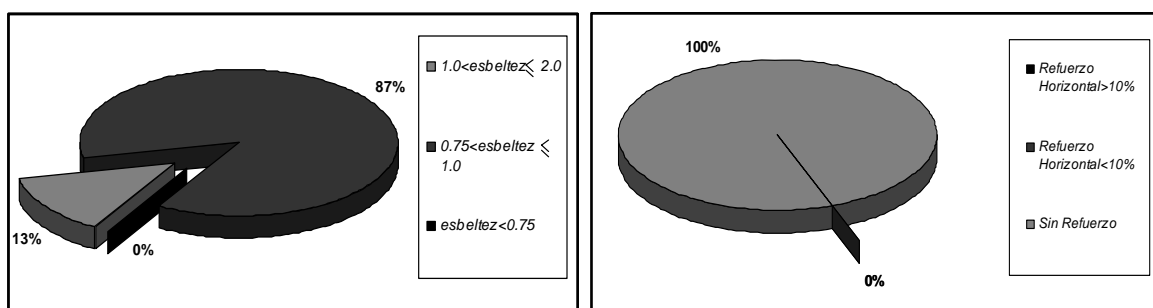


Figura B.5. Subgrupo 5, muros de ladrillo de arcilla extruída sólida.

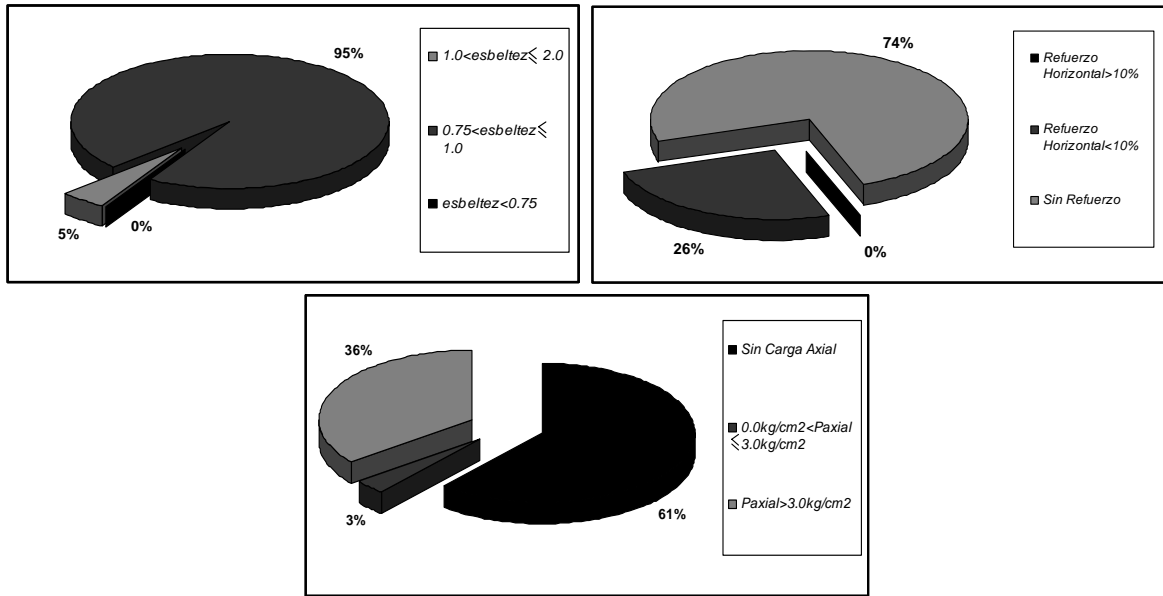


Figura B.6. Subgrupo 6, muros de ladrillo de arcilla extruída hueca.

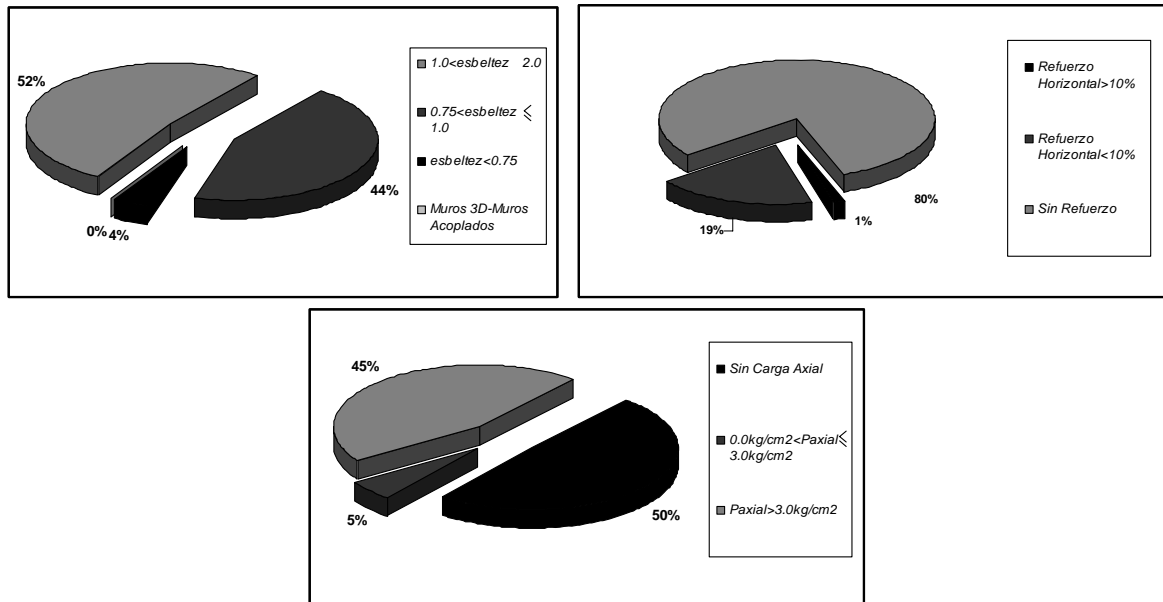


Figura B.7. Subgrupo 7, muros de bloque de concreto.

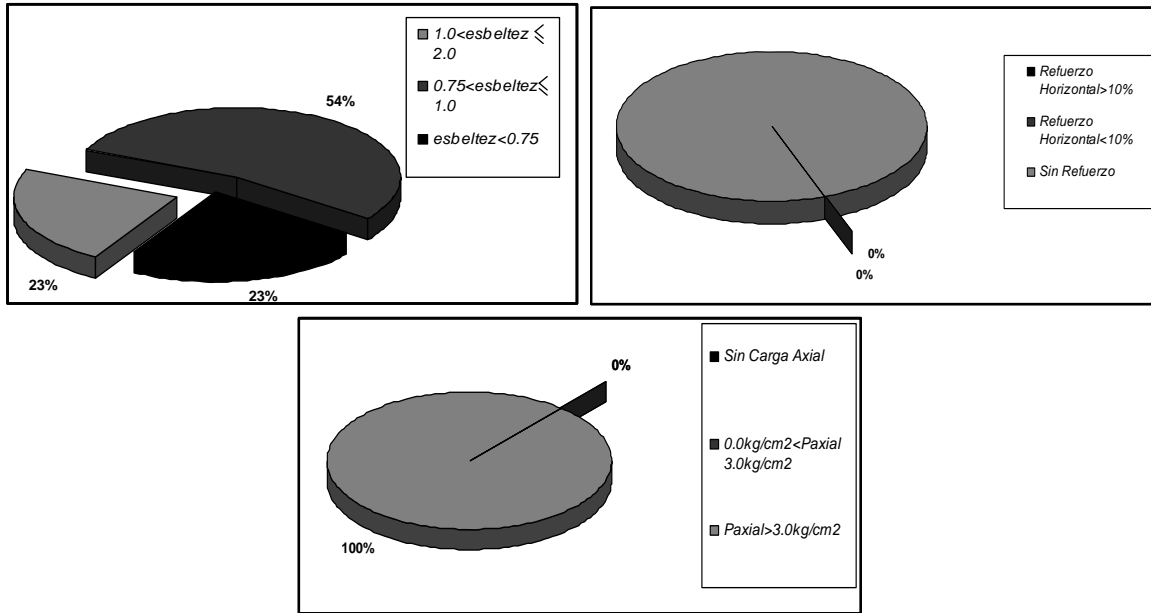


Figura B.8. Subgrupo 8, muros de bloque de concreto piezas sólidas.

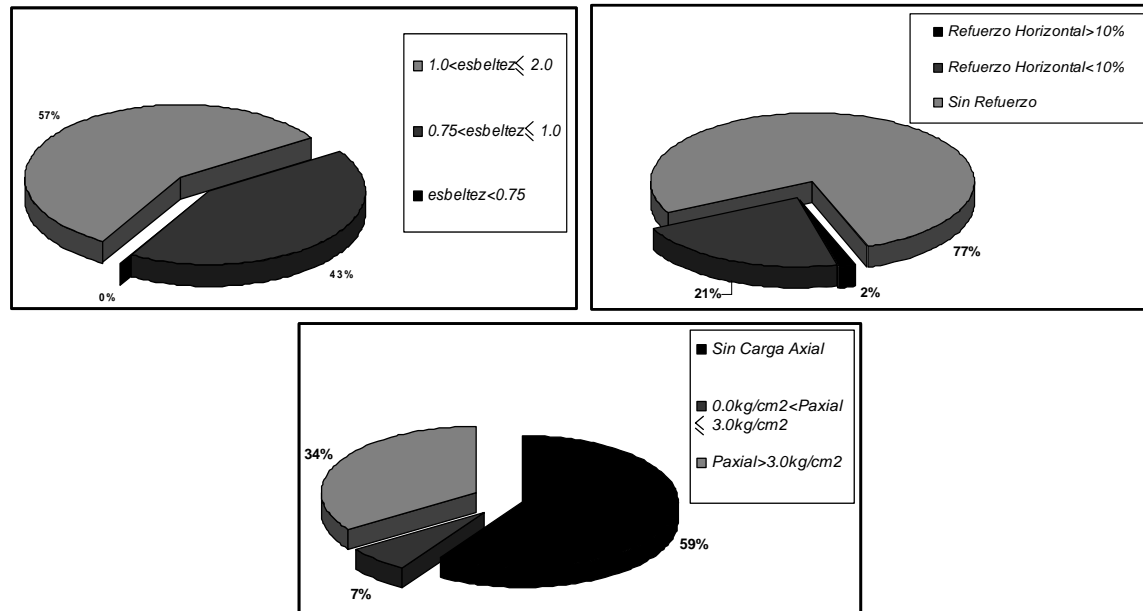


Figura B.9. Subgrupo 9, muros de bloque de concreto piezas huecas.

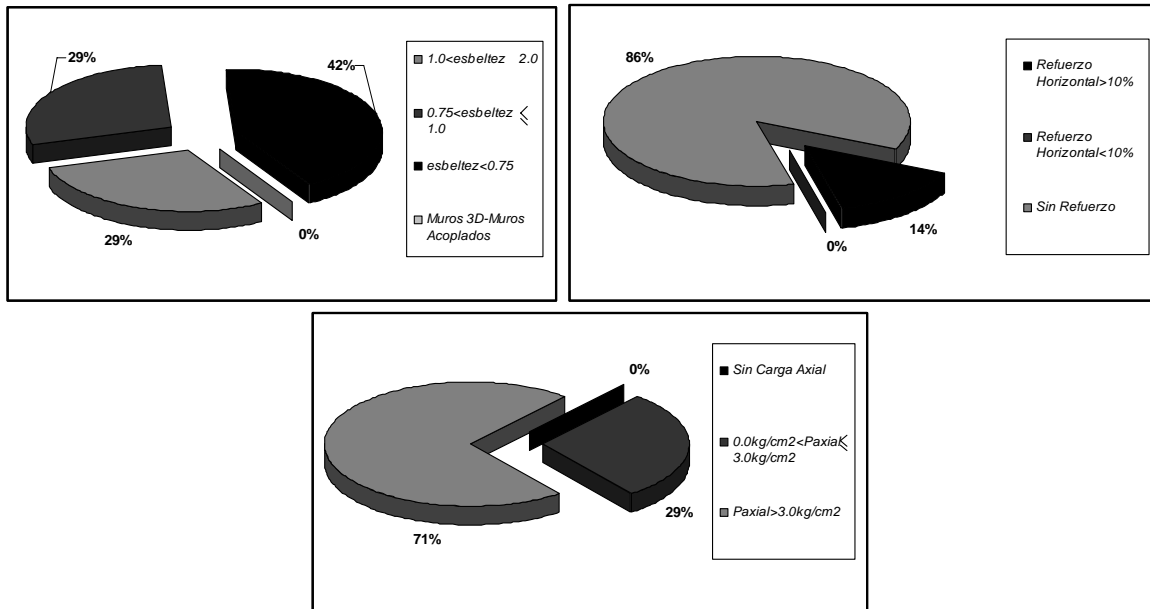


Figura B.10. Subgrupo 10, muros de tabicón de concreto.

B.2 Funciones de distribución de probabilidad

Se muestran las funciones de distribución de probabilidad para los subgrupos de ensayos de muros de mampostería confinada ante cargas laterales cíclicas reversibles.

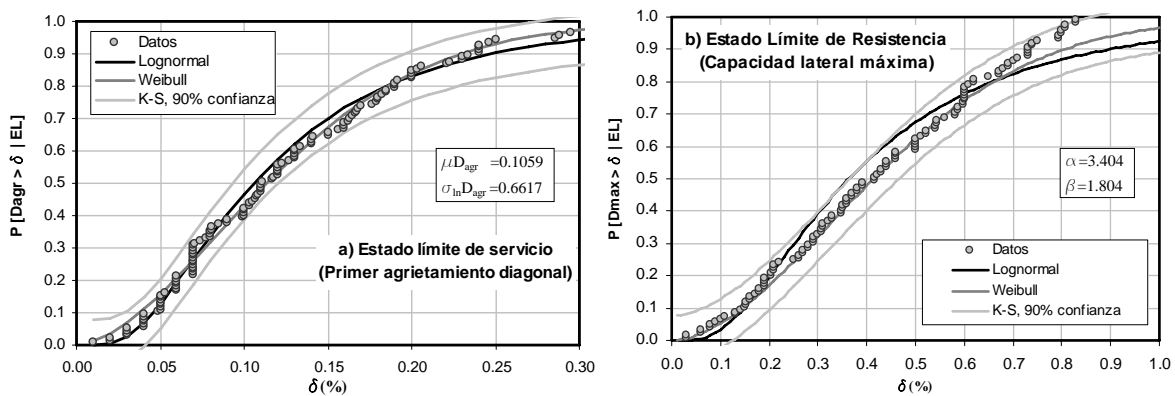


Figura B.11. Distribución lognormal y Weibull subconjunto de muros construidos con piezas sólidas, todos los materiales.

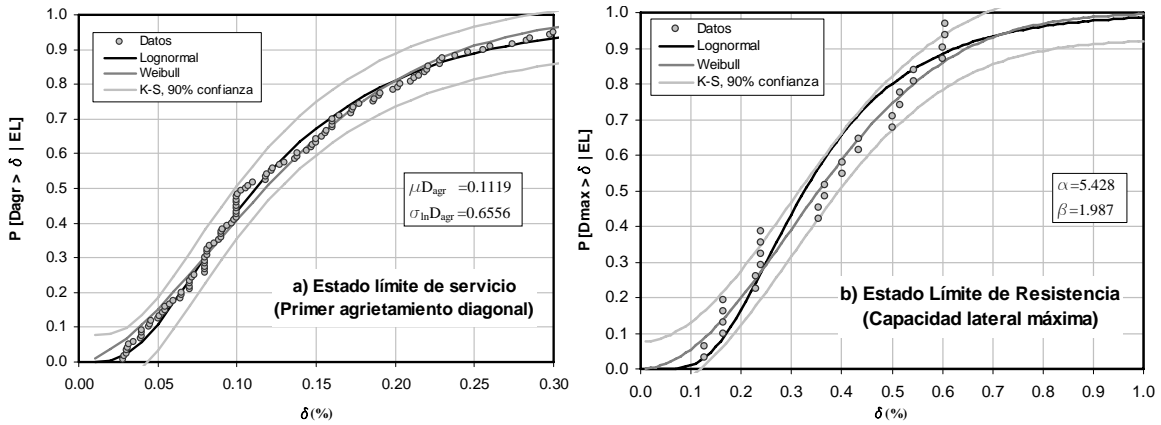


Figura B.12. Distribución lognormal y Weibull subconjunto de muros construidos con piezas huecas, todos los materiales.

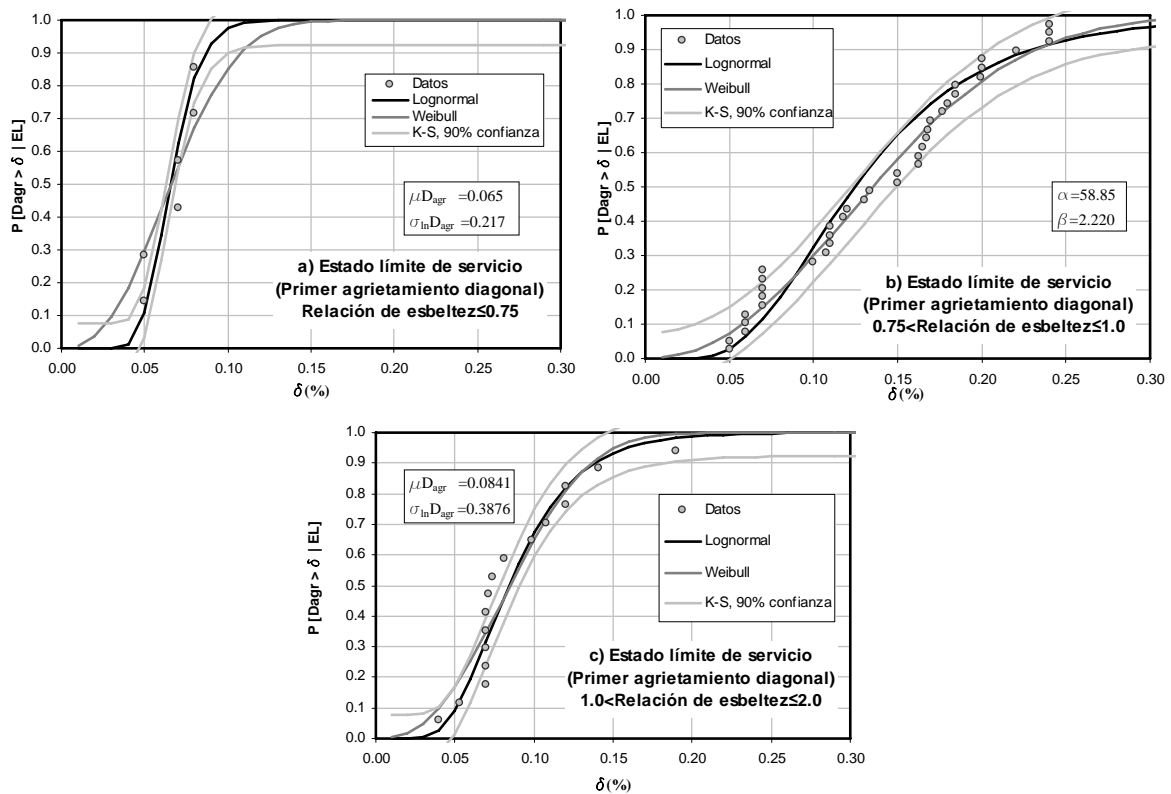


Figura B.13. Distribución lognormal y Weibull de la relación de aspecto para el subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla artesanal (ELS).

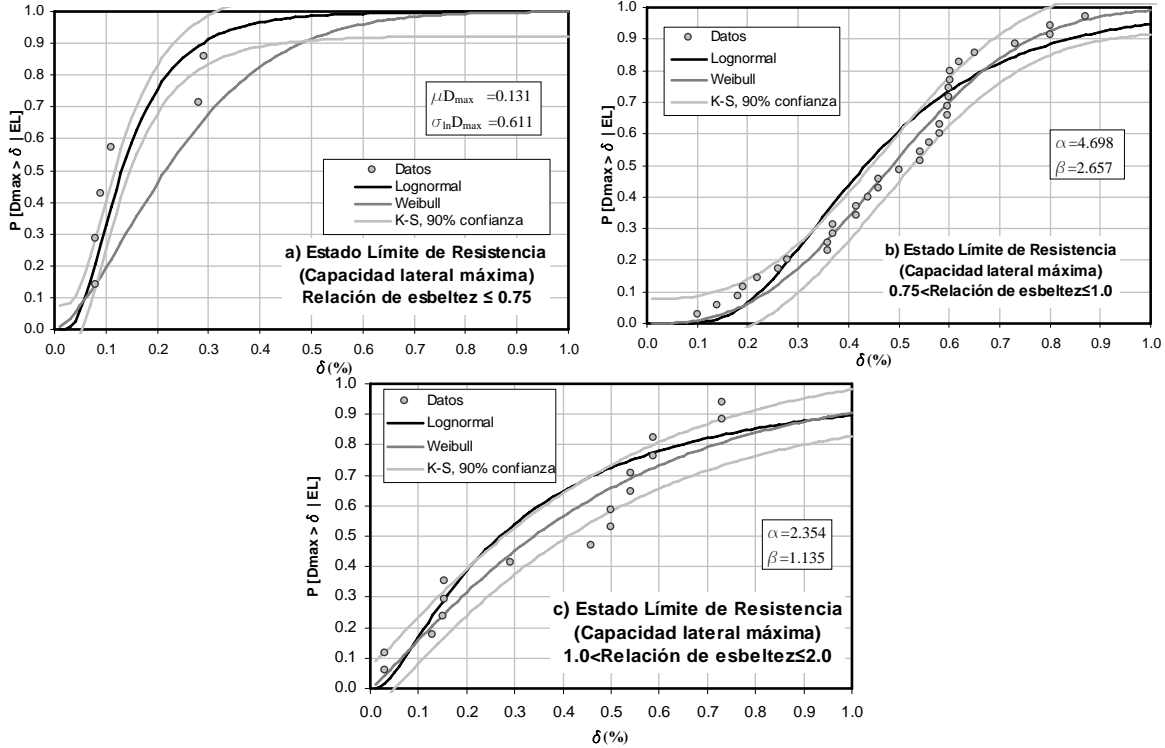


Figura B.14. Distribución lognormal y Weibull de la relación de aspecto para el subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla artesanal (ELR).

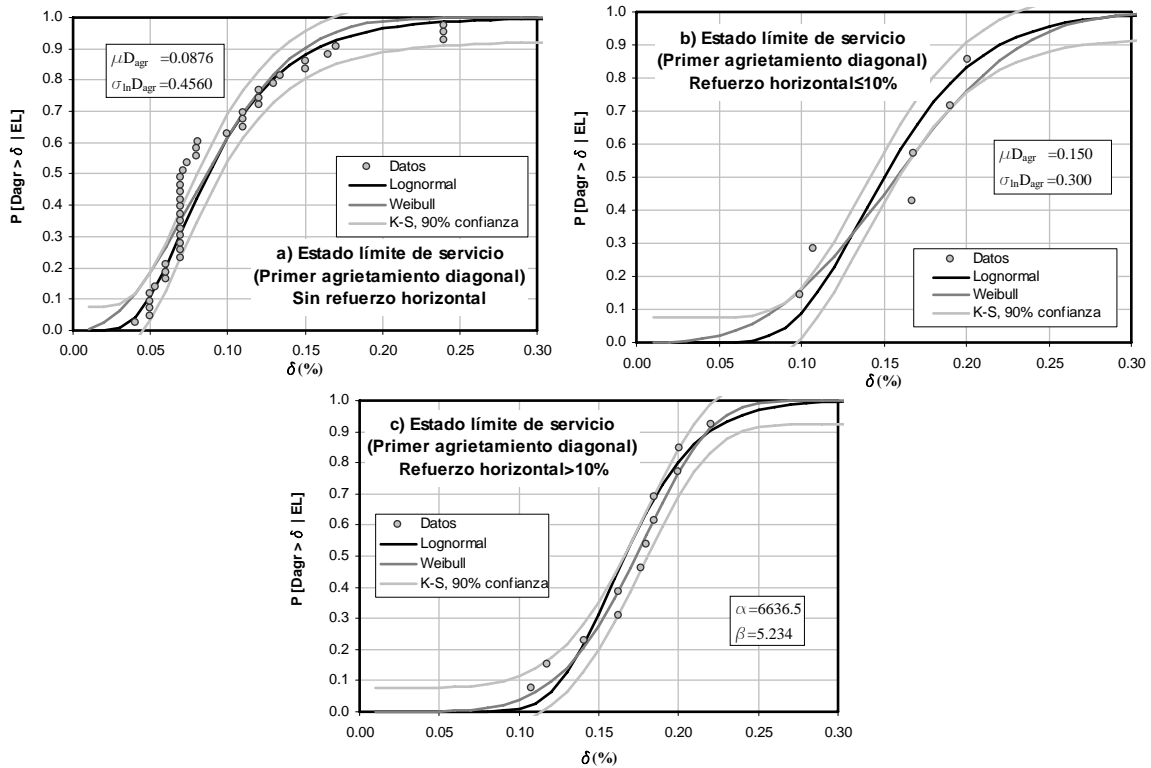


Figura B.15. Distribución lognormal y Weibull del porcentaje de refuerzo horizontal para el subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla artesanal (ELS).

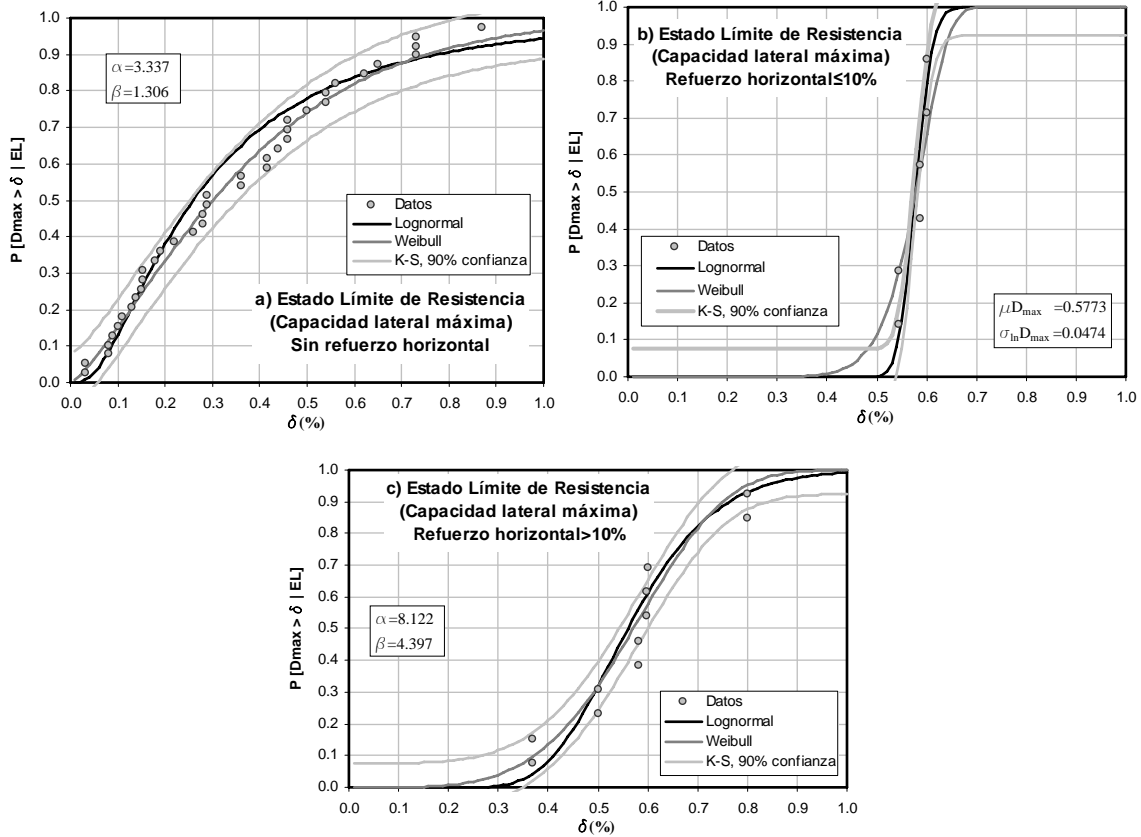


Figura B.16. Distribución lognormal y Weibull del porcentaje de refuerzo horizontal para el subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla artesanal (ELR).

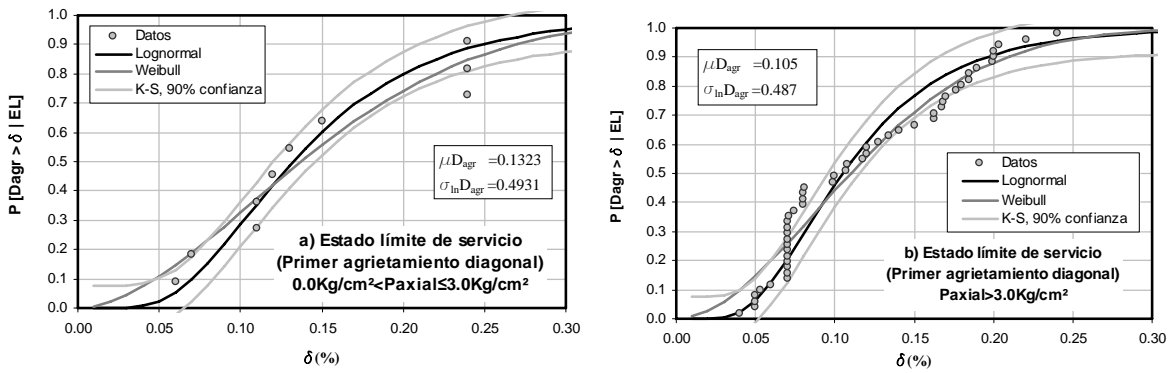


Figura B.17 Distribución lognormal del nivel de carga axial para el subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla artesanal (ELS).

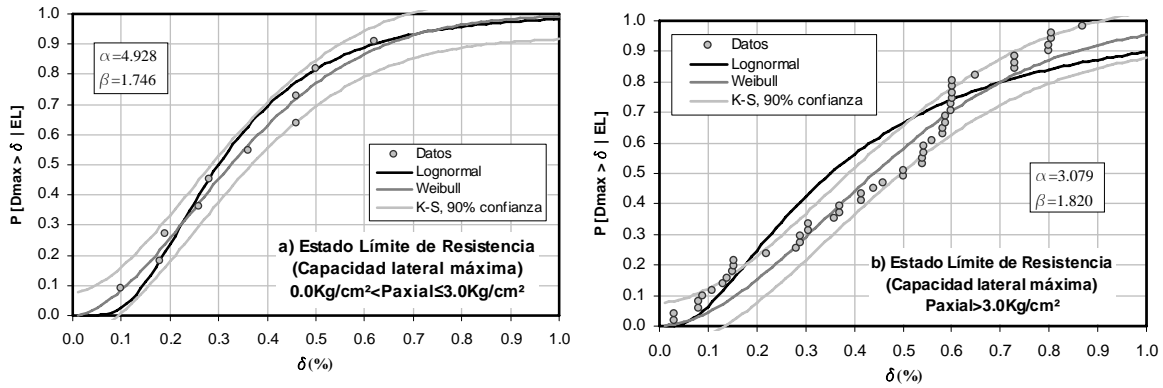


Figura B.18. Distribución lognormal y Weibull del nivel de carga axial para el subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla artesanal (ELR).

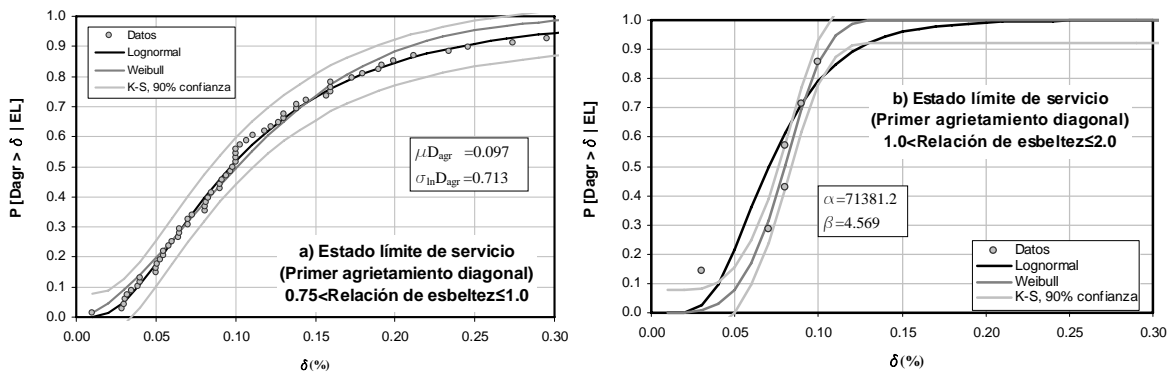


Figura B.19. Distribución lognormal y Weibull de la relación de aspecto para el subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla extruída (ELS).

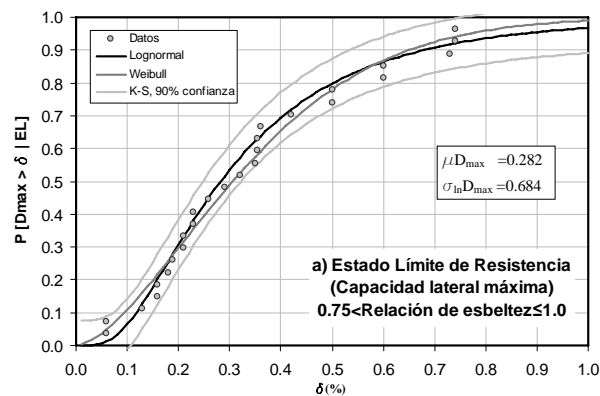


Figura B.20. Distribución lognormal y Weibull de la relación de aspecto para el subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla extruída (ELR).

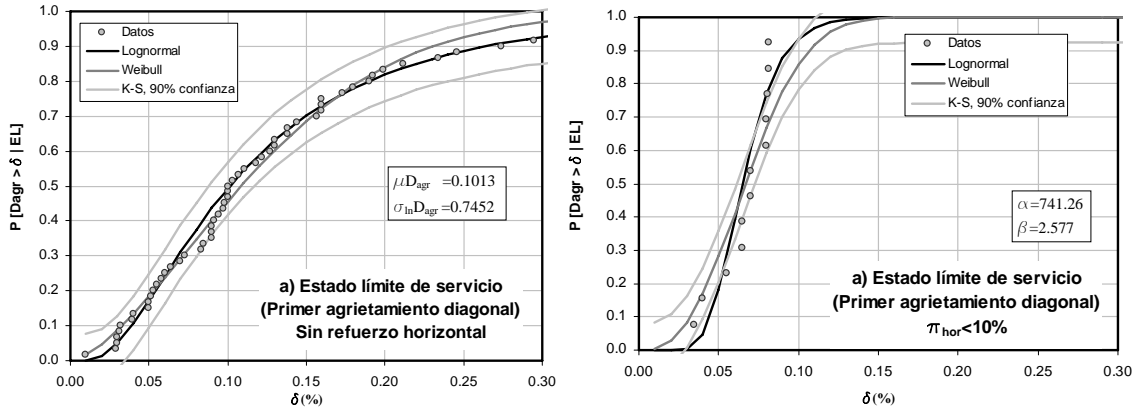


Figura B.21. Distribución lognormal y Weibull del porcentaje de refuerzo horizontal para el subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla extruída (ELS).

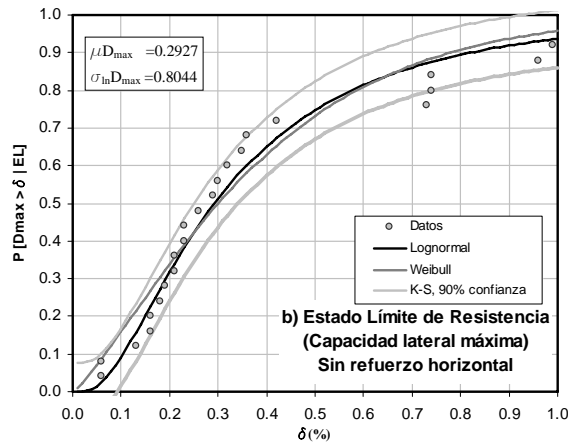


Figura B.22. Distribución lognormal y Weibull del porcentaje de refuerzo horizontal para el subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla extruída (ELR).

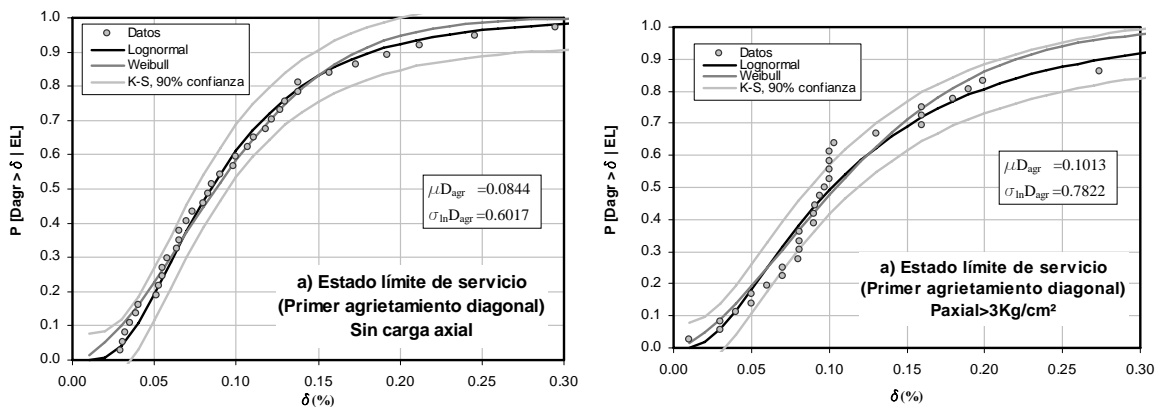


Figura B.23. Distribución lognormal y Weibull del nivel de carga axial para el subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla extruída (ELS).

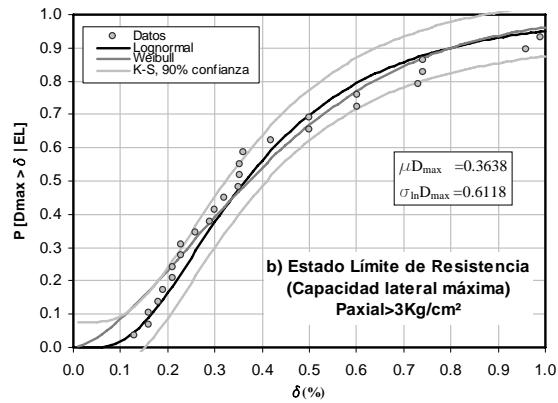


Figura B.24. Distribución lognormal y Weibull del nivel de carga axial para el subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla extruída (ELR).

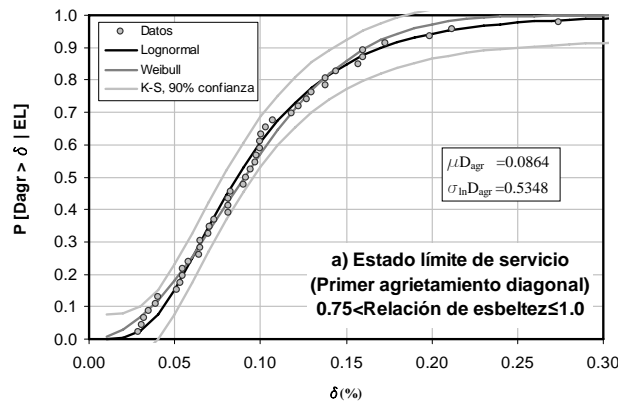


Figura B.25. Distribución lognormal y Weibull de la relación de aspecto subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla extruída hueca (ELS).

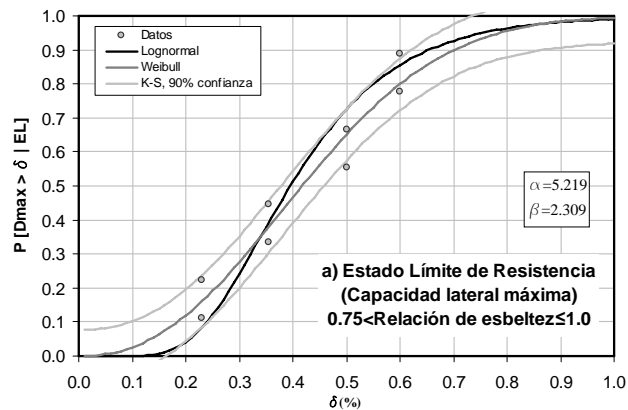


Figura B.26. Distribución lognormal y Weibull de la relación de aspecto subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla extruída hueca (ELR).

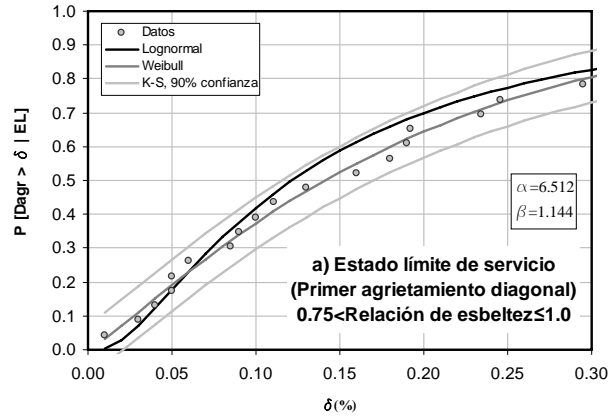


Figura B.27. Distribución lognormal y Weibull de la relación de aspecto subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla extruída sólida (ELS).

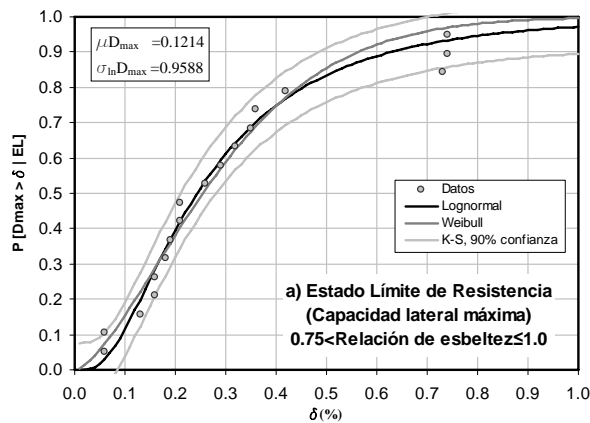


Figura B.28. Distribución lognormal y Weibull de la relación de aspecto subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla extruída sólida (ELR).

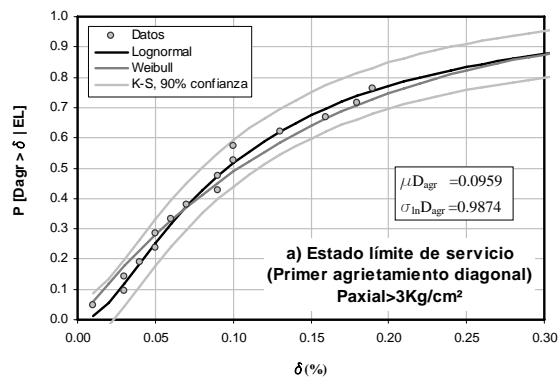


Figura B.29. Distribución lognormal y Weibull del nivel de carga axial subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla extruída sólida (ELS).

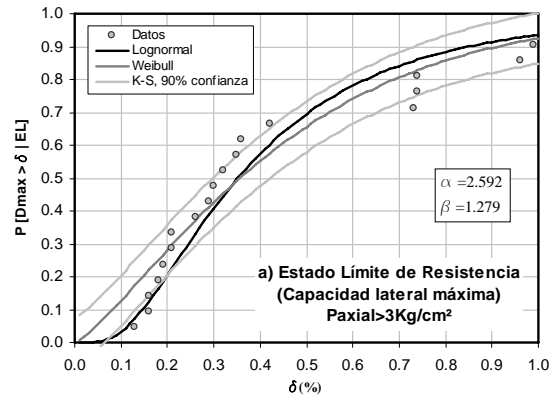


Figura B.30. Distribución lognormal del nivel de carga axial subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla extruída sólida (ELR).

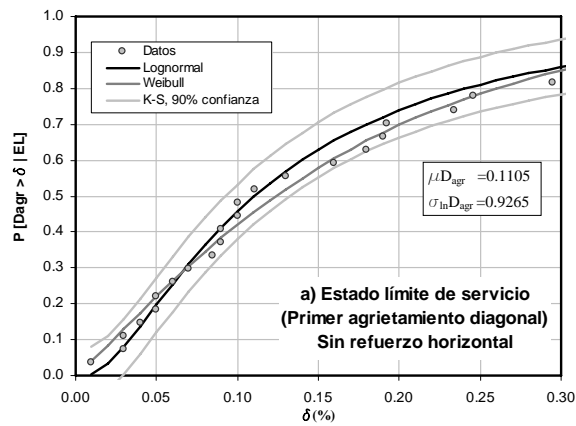


Figura B.31. Distribución lognormal del porcentaje de refuerzo horizontal subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla extruída sólida (ELS).

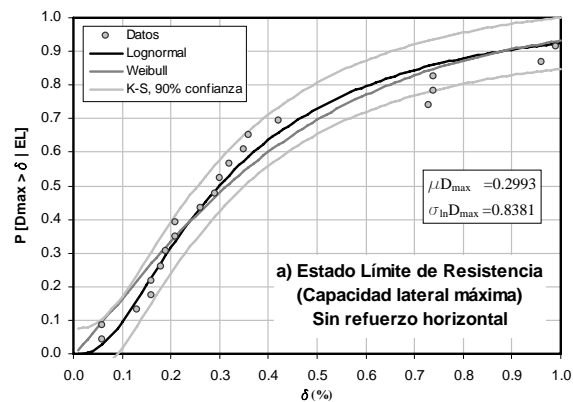


Figura B.32. Distribución lognormal del porcentaje de refuerzo horizontal subconjunto de muros construidos con tabique de arcilla extruída sólida (ELR).

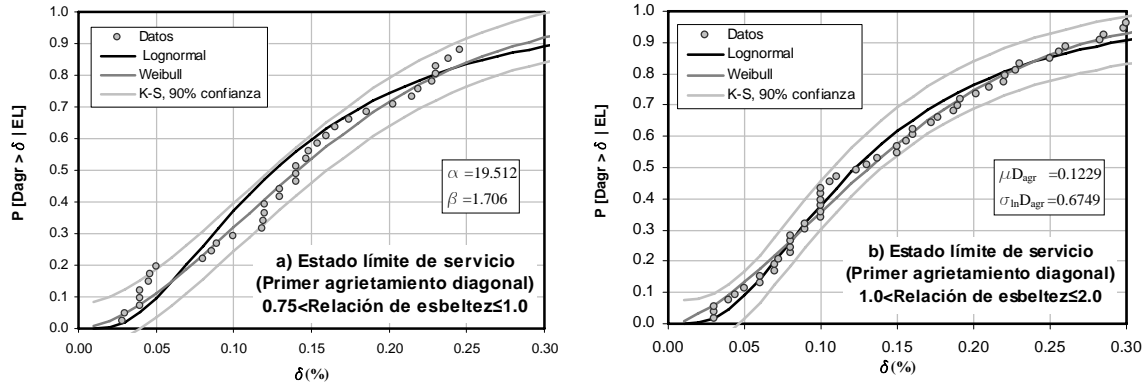


Figura B.33. Distribución lognormal y Weibull de la relación de aspecto para el subconjunto de muros construidos con bloque de concreto (ELS).

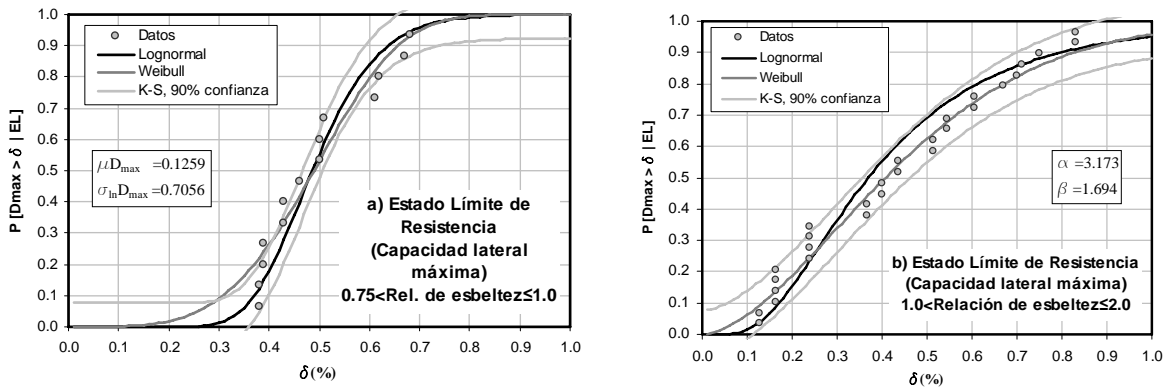


Figura B.34. Distribución lognormal y Weibull de la relación de aspecto para el subconjunto de muros construidos con bloque de concreto (ELR).

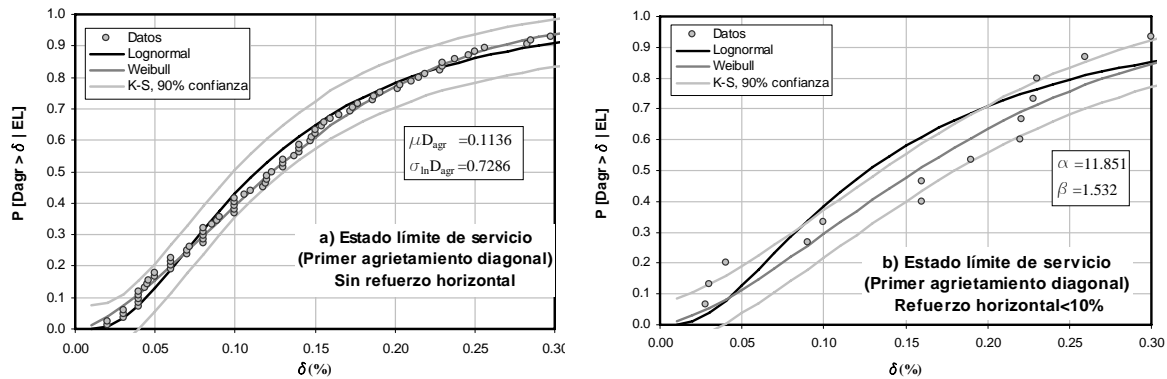


Figura B.35. Distribución lognormal y Weibull del porcentaje de refuerzo horizontal para el subconjunto de muros construidos con bloque de concreto (ELS).

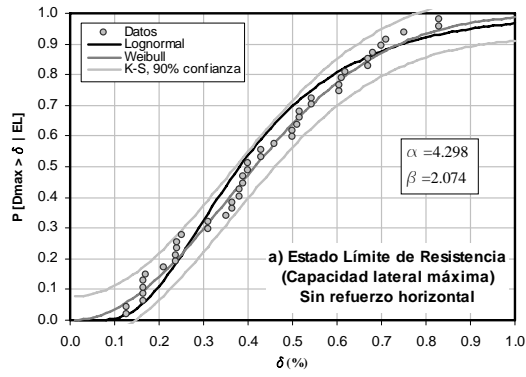


Figura B.36. Distribución lognormal y Weibull del porcentaje de refuerzo horizontal para el subconjunto de muros construidos con bloque de concreto (ELR).

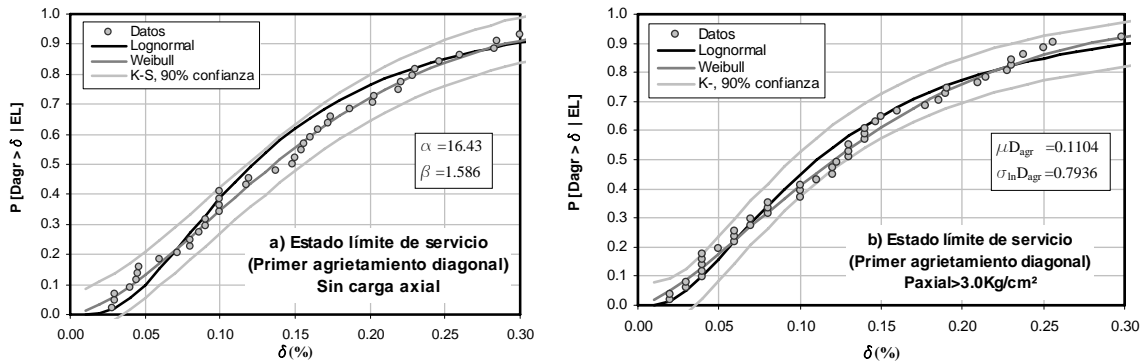


Figura B.37. Distribución lognormal y Weibull del nivel de carga axial para el subconjunto de muros construidos con bloque de concreto (ELS).

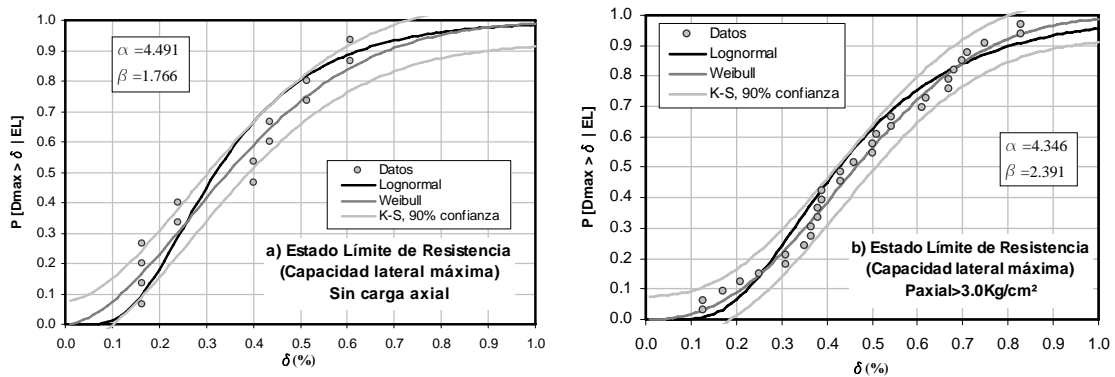


Figura B.38. Distribución lognormal y Weibull del nivel de carga axial para el subconjunto de muros construidos con bloque de concreto (ELR).

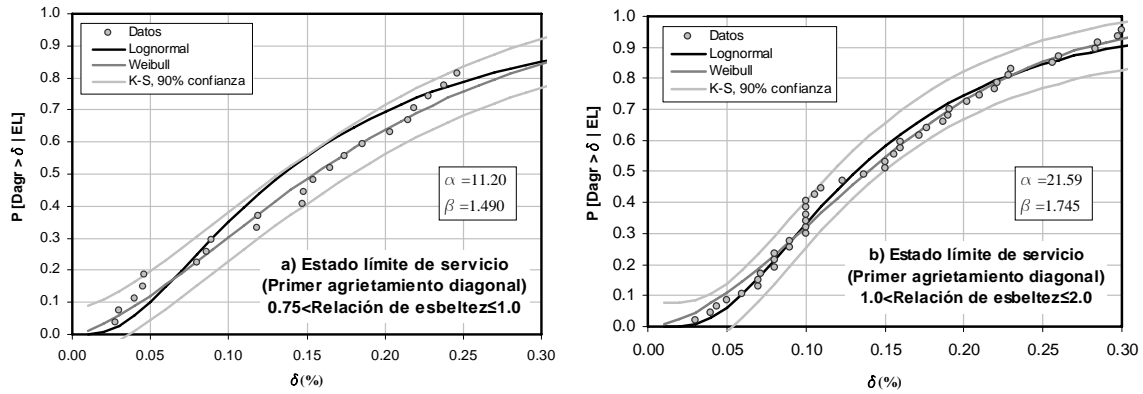


Figura B.39. Distribución lognormal y Weibull de la relación de aspecto para el subconjunto de muros construidos con bloques huecos de concreto (ELS).

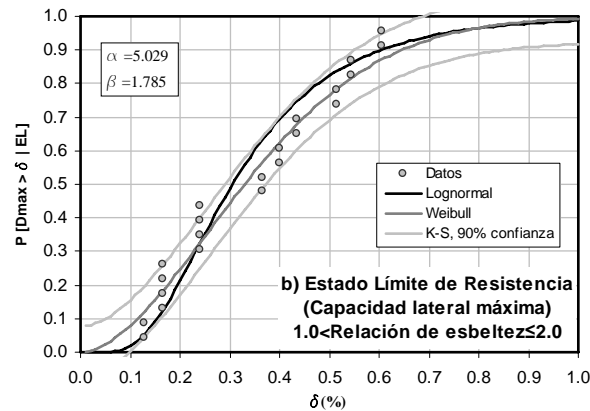


Figura B.40. Distribución lognormal y Weibull de la relación de aspecto para el subconjunto de muros construidos con bloques huecos de concreto (ELR).

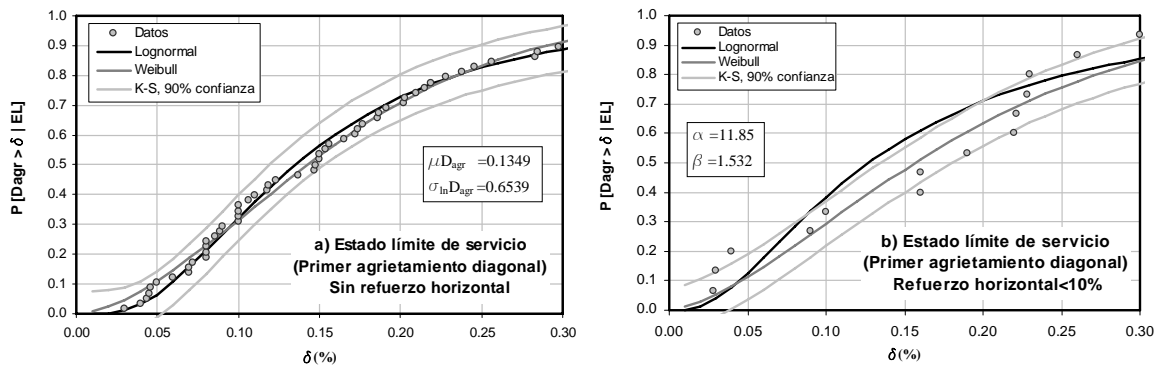


Figura B.41. Distribución lognormal y Weibull del porcentaje de refuerzo horizontal para el subconjunto de muros construidos con bloques huecos de concreto (ELS).

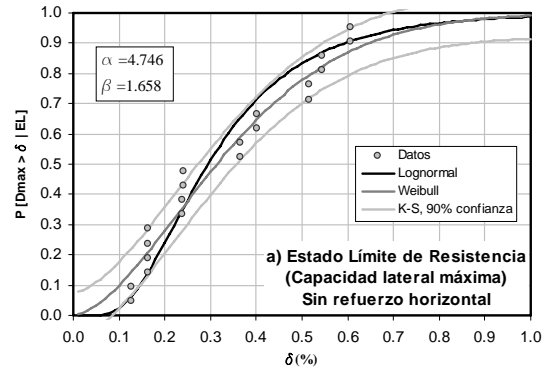


Figura B.42. Distribución lognormal y Weibull del porcentaje de refuerzo horizontal para el subconjunto de muros construidos con bloques huecos de concreto (ELR).

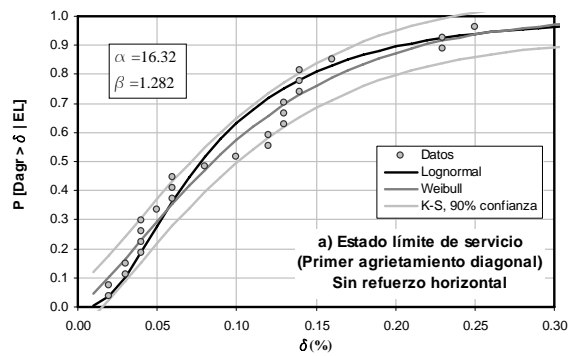


Figura B.43. Distribución lognormal y Weibull del porcentaje de refuerzo horizontal para el subconjunto de muros construidos con bloques sólidos de concreto (ELS).

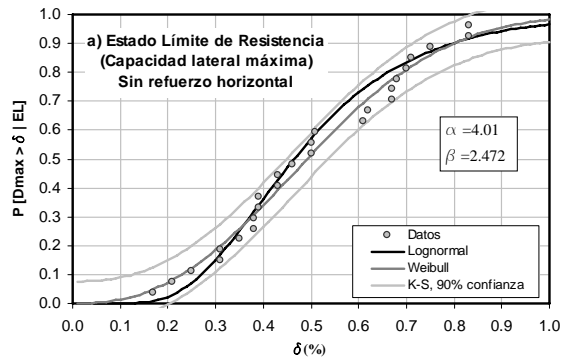


Figura B.44. Distribución lognormal y Weibull del porcentaje de refuerzo horizontal para el subconjunto de muros construidos con bloques sólidos de concreto (ELR).

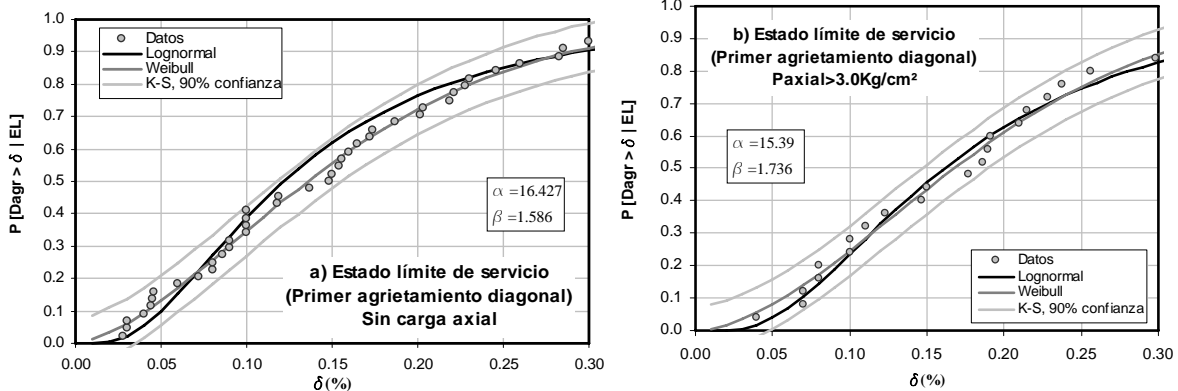


Figura B.45. Distribución lognormal y Weibull del nivel de carga axial para el subconjunto de muros construidos con bloques huecos de concreto (ELS).

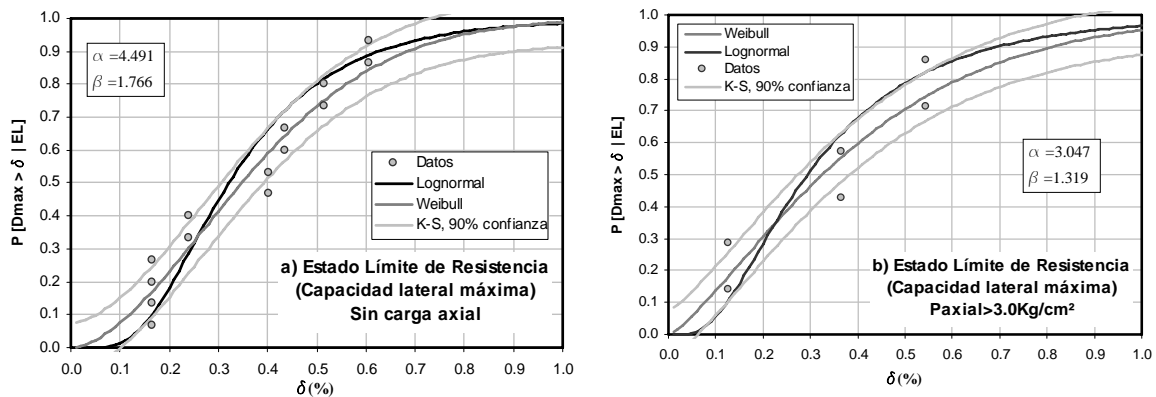


Figura B.46. Distribución lognormal y Weibull del nivel de carga axial para el subconjunto de muros construidos con bloques huecos de concreto (ELR).

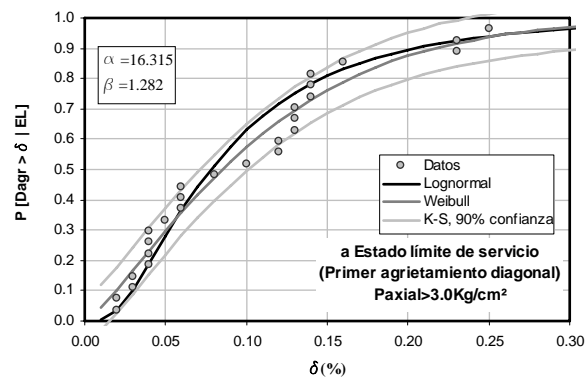


Figura B.47. Distribución lognormal y Weibull del nivel de carga axial para el subconjunto de muros construidos con bloques sólidos de concreto (ELS).

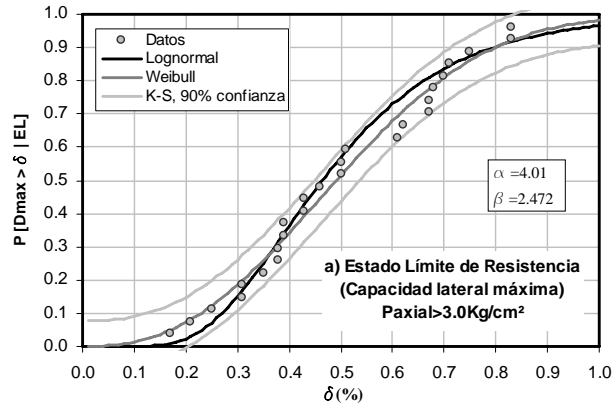


Figura B.48. Distribución lognormal y Weibull del nivel de carga axial para el subconjunto de muros construidos con bloques sólidos de concreto (ELR).

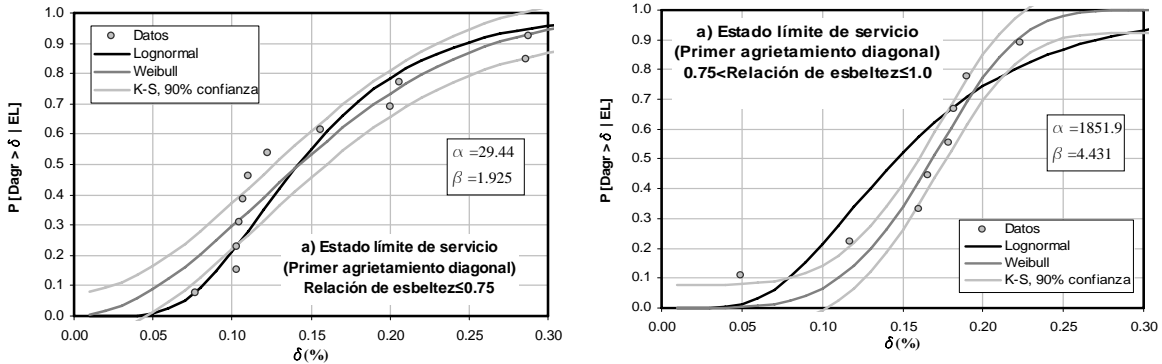


Figura B.49. Distribución lognormal y Weibull de la relación de aspecto para el subconjunto de muros construidos con tabicón de concreto (ELS).

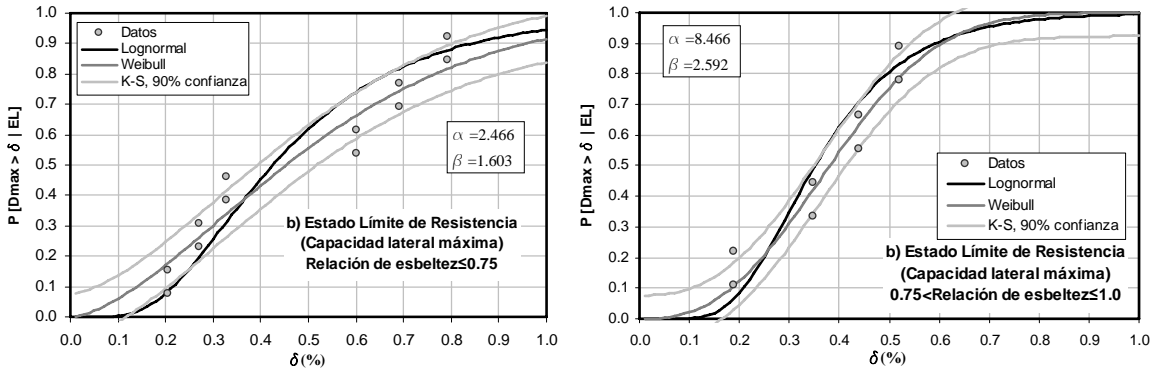


Figura B.50. Distribución lognormal y Weibull de la relación de aspecto para el subconjunto de muros construidos con tabicón de concreto (ELR).

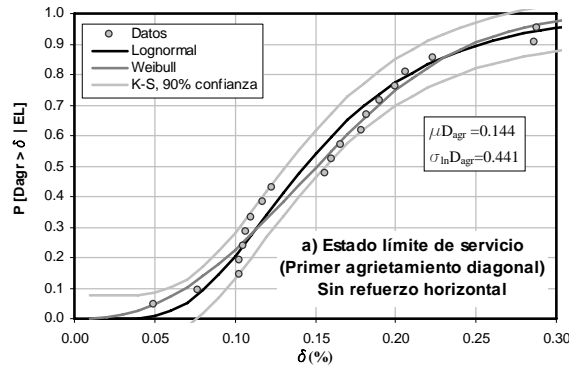


Figura B.51. Distribución lognormal y Weibull del porcentaje de refuerzo horizontal para el subconjunto de muros construidos con tabicón de concreto (ELS).

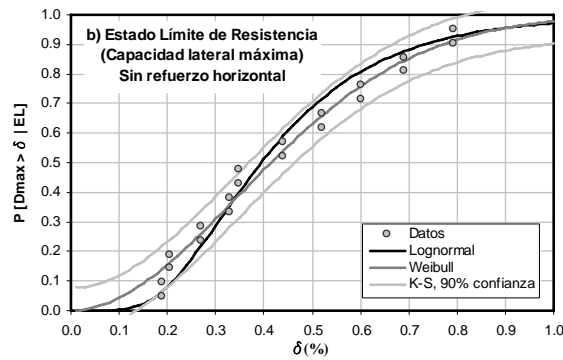


Figura B.52. Distribución lognormal y Weibull del porcentaje de refuerzo horizontal para el subconjunto de muros construidos con tabicón de concreto (ELR).

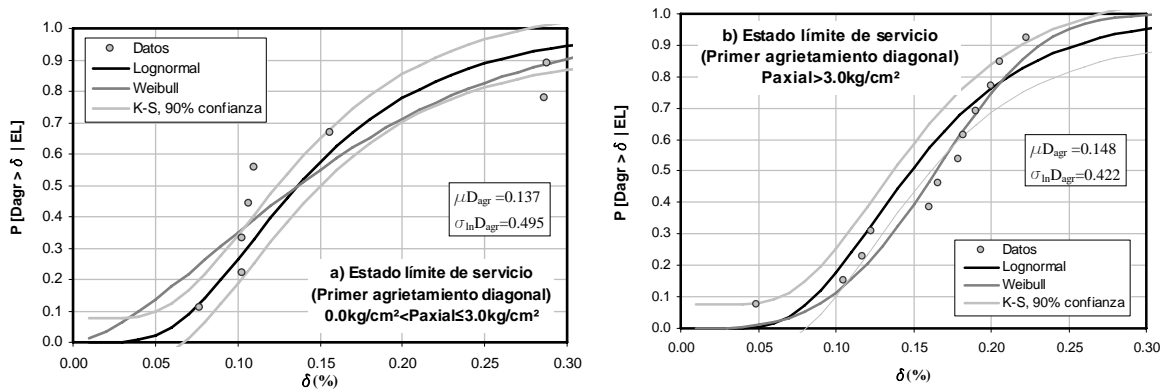


Figura B.53. Distribución lognormal y Weibull del nivel de carga axial para el subconjunto de muros construidos con tabicón de concreto (ELS).

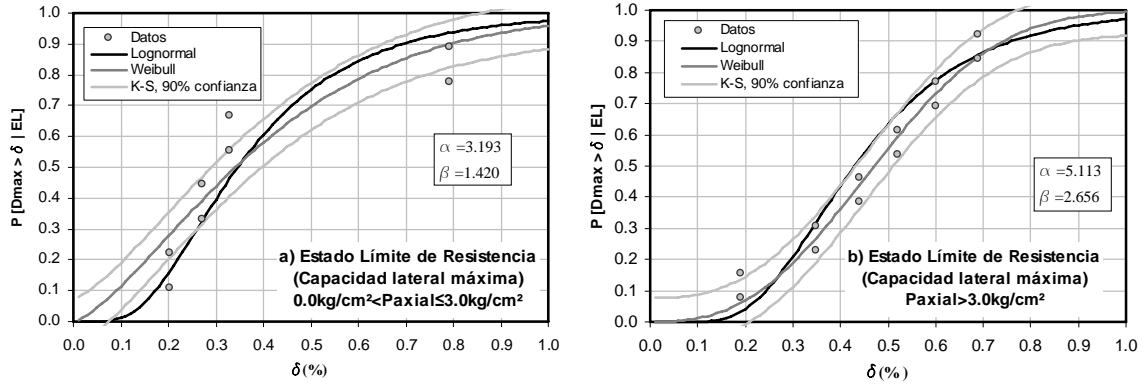


Figura B.54. Distribución lognormal y Weibull del nivel de carga axial para el subconjunto de muros construidos con tabicón de concreto (ELR).

Apéndice C

C.1 Introducción

En este estudio se empleó un total de 60 acelerogramas registrados en estaciones ubicadas en terreno libre, principalmente en la zona de subducción de México, durante 18 eventos sísmicos históricos. Los sismos considerados tuvieron magnitudes de entre 5.4 y 8.1. En la Tabla C.1 se muestra una lista completa de los registros usados en ésta tesis.

La Figura C.1 muestra la distribución magnitud-distancia epicentral para los 60 registros empleados. En las Figuras C.2 y C.3 se presentan las distribuciones de aceleración máxima del terreno-distancia a la fuente y magnitud-distancia epicentral, respectivamente.

Tabla C.1 Registros sísmicos empleados en el estudio.

Fecha GMT del Sismo	Ms	Nombre de Estación	Clave de Estación	DE (km)	COMP 1	AMT (cm/s ²)	COMP 2	AMT (cm/s ²)	DT (seg)
07/12/1976	5.6	RIITO	RIIS	21	(S45W)	260.46			48.79
19/03/1978	5.8	ACAPULCO PELLANDINI	ACAP	25	(N00E)	293.32	(N90W)	315.08	15.44
19/03/1978	5.8	ACAPULCO SOP	ACAS	22	(S00E)	383.16	(N90E)	744.54	23.66
29/11/1978	7.8	OAXACA FACULTAD DE MEDICINA	OAXM	-	(N00E)	216.43	(N90W)	144.83	14.94
14/03/1979	7.0	SICARTSA CASETA TESTIGO	SICC	-	(N00E)	264.28	(N90W)	307.22	22.10
15/10/1979	6.6	AEROPUERTO	AERS	3	(N45W)	284.30	(N45E)	254.35	51.54
17/09/1981	5.4	SAN MARCOS	SMAR	15	(N90E)	305.29	(N00E)	233.27	15.47
25/10/1981	7.3	SICARTSA CASETA TESTIGO	SICC	8	(N00E)	265.70	(N90W)	249.09	33.72
19/09/1985	8.1	ZACATULA	ZACA	19	(N90W)	174.18	(S00E)	262.23	146.38
19/09/1985	8.1	AEROPUERTO ZIHUATANEJO	AZIH	-	(S90W)	153.93	(S00W)	98.62	72.64
19/09/1985	8.1	CHILPANCINGO	CHI1	-	(N00E)	157.37	(N90W)	187.33	84.84
19/09/1985	8.1	EL SUCHIL	SUCH	-	(S90W)	81.45	(S00W)	103.12	60.01
19/09/1985	8.1	LA UNION	UNIO	-	(S90E)	148.58	(S00E)	165.29	62.89
08/02/1988	5.7	PAPANOA	PAPN	61	(N00E)	433.70	-	-	105.00
25/04/1989	6.9	ACAPULCO ESCUELA DIANA	ACAD	60	(N90E)	331.53	(N00E)	335.00	57.98
25/04/1989	6.9	EL OCOBITO	OCTT	72	(N90E)	201.16	(N00E)	126.54	53.07
31/05/1990	5.9	LA LLAVE	LLAV	29	(S90E)	316.78	(S00E)	392.38	41.50
31/05/1990	5.9	SAN LUIS DE LA LOMA	SLUI	18	(S90E)	129.20	(S00E)	195.23	28.81
10/12/1994	6.3	EL BALCON	BALC	38	(S90E)	177.10	(S00E)	266.98	42.17
10/12/1994	6.3	PETATLAN	PETA	-	(S90E)	198.96	(S00E)	204.80	61.11
21/10/1995	5.6	CENTRAL UNACH	RIXC	21	(S00E)	348.61	(N90O)	441.95	166.40
15/07/1996	6.5	PAPANOA	PAPN	19	(N90W)	319.64	(N00W)	292.86	127.00
11/01/1997	6.9	CALETA DE CAMPOS	CALE	-	(S90E)	396.21	(S00E)	350.27	65.50
11/01/1997	6.5	PETACALCO SUBESTACION	PTSU	-	(N90E)	221.07	(N90W)	311.04	106.12
11/01/1997	6.9	SICARTSA LAZARO CARDENAS	LZ01	-	(N90E)	196.74	(N00E)	189.75	57.94
03/02/1998	6.4	HUATULCO	HUIG	30	(N00E)	330.84	(N90E)	283.81	173.99
15/06/1999	7.0	CIUDAD SERDAN	CSER	90	(N90E)	199.13	(N00E)	171.19	134.41
21/06/1999	6.5	INFIERNILLO MARGEN IZQUIERDA	INMI	-	(N65E)	438.81	(N25W)	521.66	93.03
21/06/1999	6.5	INFIERNILLO POZO 50M	IND1	-	(N70E)	269.40	(N20W)	222.88	138.45
21/06/1999	6.5	INFIERNILLO POTABILIZADORA	INPT	-	(N75E)	249.75	(N15W)	195.19	89.12
21/06/1999	6.0	LA UNION	UNIO	9	(N90W)	101.04	(N00W)	73.24	101.00

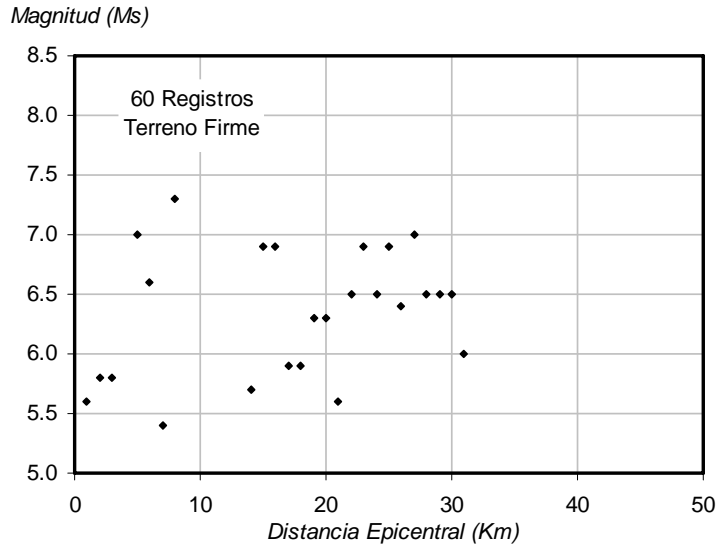


Figura C.1 Distribución magnitud-distancia epicentral para los 60 registros empleados.

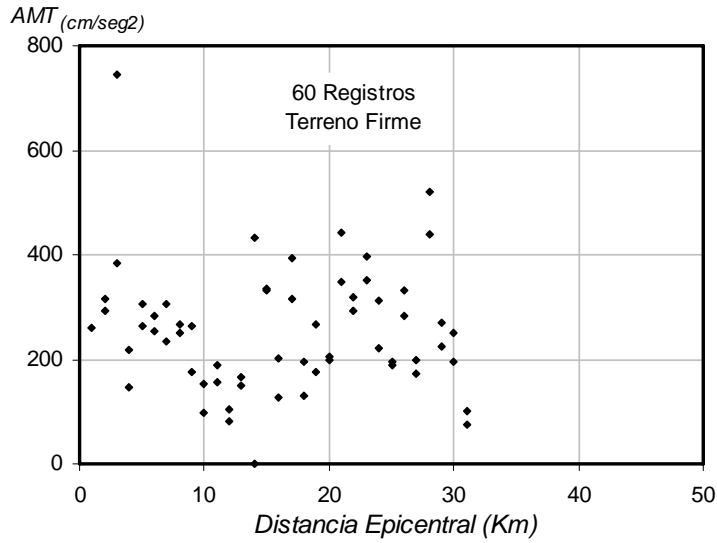


Figura C.2 Distribución aceleración máxima del terreno-distancia epicentral para los 60 registros empleados.

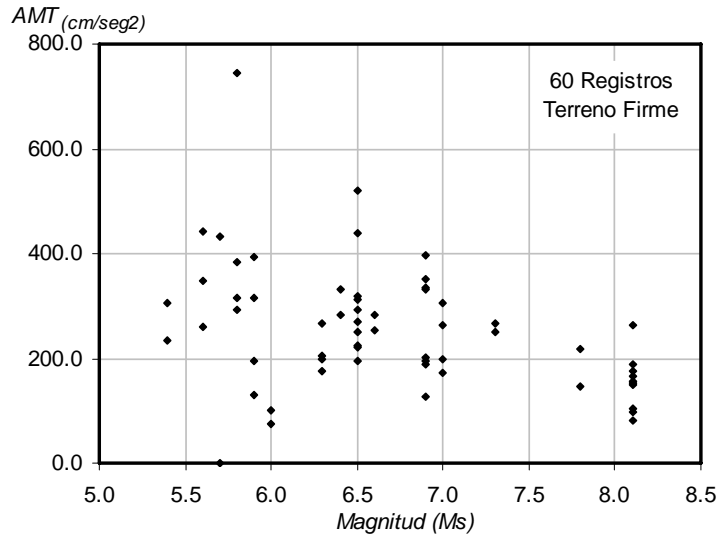


Figura C.3 Distribución Magnitud-Aceleración máxima del terreno para los 60 registros empleados en el estudio.

Lista de Referencias

Aguilar, G., Meli, R., Díaz, R., y Vázquez-del-Mercado, R. (1996), "Influence of horizontal reinforcement on the behavior of confined masonry walls", *Memorias, 11th Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Artículo No. 1380, Acapulco, Mexico.

Alcocer, S. M., y Meli, R. (1995), "Test program on the seismic behavior of confined masonry walls", *The Masonry Society Journal*, Vol. 13, pp. 68-76.

Alcocer, S. M., Ruiz, J., Pineda J., y Zepeda, J. A. (1996), "Retrofitting of confined masonry walls with welded wire mesh", *Memorias, 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Artículo No. 1471, Acapulco, México.

Álvarez, J., Alcocer, S. M., (1994), "Influencia del refuerzo horizontal y de la relación de aspecto en muros de mampostería confinada", *Memoria del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Zacatecas, Zac., México, pp. 815-825.

Applied Technology Council (1996), "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings," *Reporte ATC-40*, Applied Technology Council, Redwood City, Calif.

Applied Technology Council (2005), "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures", *Reporte FEMA 440*, Washington, D.C.

Astroza M., y Schmidt A. (2004), "Capacidad de deformación de muros de la albañilería confinada distintos niveles de desempeño", *Revista de ingeniería Sísmica No. 70*, pp. 59-75. D.C.

Bates, D. M. and Watts, D. G. (1988), "Nonlinear regression analysis and its applications", John A. Wiley & Sons, Inc.

Benjamin, J. R. y Cornell, C. A. (1970), "Probability, statistics, and decisions for civil engineers", McGraw-Hill Publishing Company, Nueva York, EUA.

Cheok, G. C., Stone, W.C., Kunnath, S.K. (1998), "Seismic response of precast concrete frames with hybrid connections," *ACI Structural Journal*, **95**(5): 527-539.

Chopra, A. K. and Chintanapakdee, C. (2004), "Inelastic deformation ratios for design and evaluation of structures: single-degree-of-freedom bilinear systems," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **130**(9): 1309-1319.

Chopra, A. K. and Goel, R. K. (2000), "Building period formulas for estimating seismic displacements," *Earthquake Spectra*, **16**(2): 533-536.

Comisión Federal de Electricidad (1993), "Manual de diseño de obras civiles, diseño por sismo", *Instituto de Investigaciones Eléctricas*, México, D.F., octubre.

Cosío, C. O. (2001), "Influencia de la relación de aspecto y de la carga vertical en la resistencia sísmica de muros de mampostería confinada elaborados con materiales típicos de Guadalajara", *Tesis de maestría*, Universidad de Guadalajara, abril, 169 pp.

Federal Emergency Management Agency (1997), "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings," *Reportes FEMA 273 (Normas) y 274 (Comentarios)*, Washington, D.C.

Federal Emergency Management Agency (FEMA) (2000), "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings," *Reporte FEMA 356*, Washington, D.C.

Flores L. E. (2003), "Evaluación experimental de marcos con muro diafragma de bloque, reforzados con recubrimiento de concreto", *Tesis de maestría*, UNAM, agosto, 121 pp.

Gobierno del Distrito Federal (2004a), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería", *Gaceta oficial*, Gobierno del Distrito Federal.

Gobierno del Distrito Federal (2004b), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", *Gaceta oficial*, Gobierno del Distrito Federal.

Gupta, A. and Krawinkler, H. (1999), "Seismic demands for performance evaluation of steel moment resisting frame structures (SAC Task 5.4.3)," *Reporte No. 132*, John A. Blume Earthquake Engr. Ctr., Stanford Univ., Stanford, Calif.

Gupta, B. and Kunnath, S.K. (1998), "Effect of hysteretic model parameters on inelastic seismic demands," *Proceedings of the Sixth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, EERI, Seattle, WA.

Hernández O. y Meli R. (1976), "Modalidades de refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de muros de mampostería", *Informe No. 382*, *Instituto de Ingeniería*, UNAM, diciembre, 35 pp.

Krawinkler, H., Zarein, F., Medina, R., and Ibarra, L. (2004), "Constrasting performance-based design with performance assessment," *Intl. Workshop on Performance-Based Design*, Bled, Eslovenia.

Kunnath S. K. "IDASS. Inelastic Dynamic Analysis of Structural Systems, Version 3.01", University of California at Davis, 2003.

León, I. I., López-Bátiz, O. (2005), "Efecto de la carga axial en la respuesta de estructuras con muros de mampostería", *Memorias del XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Cd. de México, Art. X-03.

Meli R. y Hernández O. (1975), "Efecto de hundimientos diferenciales en construcciones a base de muros de mampostería", *Informe No. 350*, *Instituto de Ingeniería*, UNAM, marzo, 125 pp.

Meli R. y Salgado G. (1969), "Comportamiento de muros de mampostería sujetos a carga lateral. Segundo informe", *Informe No. 237*, *Instituto de Ingeniería*, UNAM, septiembre, 107 pp.

Meli R., Zeevaert A. y Esteva L. (1968), "Comportamiento de muros de mampostería hueca ante carga lateral alternada", *Informe No. 156*, *Instituto de Ingeniería*, UNAM, julio (revista Ingeniería, pp. 371-390)

Miranda, E. (2000), "Inelastic displacement ratios for structures on firm sites," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **126**(10): 1150-1159.

Muria-Vila, D., Meli R., y González-Alcorta R. (1989), "Dynamic behavior of masonry structures", *EERI 89-02, Lessons Learned from the 1985 Mexico Earthquake, Earthquake Engineering Research Institute*, El Cerrito, California, pp. 188-191.

Pekoz, H. A., and Pincheira, J. A. (2004), "Seismic response of strength and stiffness degrading systems," *Proceedings of the Thirteenth World Conference on Earthquake Engineering*, Artículo No. 936, Vancouver, Canada.

Pincheira, J. and Song, J. K. (2000), "Displacement amplification factors for degrading systems subjected to near-fault ground motions," *Proceedings of the Twelfth World Conf. on Earthquake Engineering*, Paper No. 1945, Auckland, Nueva Zelanda.

Pineda J. A. (1996), "Comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería confinada reforzados con malla electrosoldada", *Tesis de maestría*, DEPFI, UNAM, enero, 175 pp.

Qi, X. and Moehle, J. P. (1991), "Displacement design approach for reinforced concrete structures subjected to earthquakes," *Reporte No. EERC 91/02*, Earthquake Engrg. Res. Ctr., Univ. of Calif. at Berkeley, Berkeley, Calif.

Ramírez, O. M., Constantinou, M. C., Whittaker, A. S., Kircher, C. A. and Chrysostomou, C. Z. (2002), "Elastic and inelastic seismic response of buildings with damping systems," *Earthquake Spectra*, EERI, **18**(3): 531-547.

Reyes C., Meli R., (1999) "Relaciones distorsión de entrepiso-daño y velocidades y aceleraciones de piso con incomodidad personal y daño a objetos", *Memoria del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Morelia, Michoacán, México, pp. 992-1001.

Rodríguez, M, Alarcón, P., y Machicao, R., (1998), "Evaluación del comportamiento sísmico de edificaciones de mampostería en los sismos de Michoacán de 1985 y 1997", *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, No. 59, pp. 37-58.

Rodríguez, M. (2004) "Un Enfoque Alternativo para la Evaluación y Diseño de Edificaciones de Mampostería en Zonas Sísmicas", *Revista de Ingeniería Sísmica No. 70*, pp. 27-58.

Ruiz García, J (1995), "Reparación y refuerzo de una estructura tridimensional de mampostería confinada de dos niveles a escala natural", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM, 251 pp.

Ruiz J., Sánchez T., y Alcocer S. M. (1998), "Rehabilitación de muros de mampostería confinada mediante malla de alambre y recubrimiento de mortero", *Memorias Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Monterrey, Nuevo León.

Ruiz J., Sánchez, T., y Miranda, E. (1999), "Observaciones sobre el comportamiento y diseño de edificaciones de mampostería en zonas sísmicas", *Edificaciones de mampostería para vivienda*, Fundación ICA, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 316 pp.

Ruiz-García, J. and Miranda, E. (2003), "Inelastic displacement ratios for evaluation of existing structures", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **32** (9): 1237-1258.

Ruiz-Garcia, J. and Miranda, E. (2004), "Inelastic displacement ratios for design of structures on soft soils sites," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **130**(12).

Ruiz-Garcia, J. (2004), "Performance-based assessment of existing structures accounting for residual displacements," *Tesis doctoral*, Stanford University, diciembre, 407pp.

Sánchez T. A., Flores L., León F., Alcocer S.M y Meli R. (1991), "Respuesta Sísmica de muros de mampostería confinada con diferentes grados de acoplamiento a flexión", CENAPRED, Informe ES/02/91, 106 pp.

Sánchez T. (1988), "Comportamiento de estructuras de mampostería confinada sujetas a cargas laterales", *Tesis de maestría*, UNAM, julio, 222 pp.

Sánchez T., Alcocer, S. M., y Flores, L. (1996), "Estudio experimental sobre una estructura de mampostería confinada tridimensional, construida a escala natural y sujeta a cargas laterales", *Memorias Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Mérida, Yucatán.

Sánchez T. A., Flores L., León F., Alcocer S. M y Meli R. (1992), "Respuesta Sísmica de muros de mampostería confinada con diferentes tipos de refuerzo horizontal", CENAPRED, Informe ES/02/92, 49 pp.

Seneviratna, G. D. P. K. and Krawinkler, H. (1997), "Evaluation of inelastic MDOF effects for seismic design," *Reporte No. 120*, John A. Blume Earthquake Engrg Ctr, Stanford Univ., Stanford, Calif.

Shimazaki, K. and Sozen, M. A. (1984), "Seismic drift of reinforced concrete structures," *Technical Res. Reports of Hazama-Gumi Ltd*, Tokio, Japón, 145-166.

Takeda, T., Sozen, M.A., and Nielsen, N.M. (1970), "Reinforced concrete response to simulated earthquakes," *Journal of the Structural Division*, ASCE, **96**(12): 2257-2573.

Treviño E., Alcocer S. M., Flores L. E., Larrúa R., Zárate J. M. y Gallegos L. (2004), "Investigación experimental del comportamiento de muros de mampostería confinada de bloques de concreto sometidos a cargas laterales cíclicas reversibles reforzados con acero grado s 60 y 42", *Memorias XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, 29 de octubre al 1 de noviembre de 2004*, Acapulco, Gro. 60 pp.

Ursúa, D. A. (1999), "Investigación de la resistencia sísmica de muros de mampostería elaborados con materiales típicos de Guadalajara", *Tesis de Maestría*, Universidad de Guadalajara, noviembre, 144 pp.

Veletsos, A. S. and Newmark, N. M. (1960), "Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions," *Proceedings of the Second World Conf. on Earthquake Engineering*, Japan, 2, 895-912.

Veletsos, A. S. and Vann, W. P. (1971), "Response of Ground Excited Elastoplastic Systems", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **97**(4): 1257-1281.

Veletsos, A. S., Newmark, N. M. and Chelapati, C. V. (1965), "Deformation spectra for elastic and elastoplastic systems subjected to ground shock and earthquake motions," *Proceedings of the Third World Conference on Earthquake Engineering*, Nueva Zelanda, II, 663-682.

Zepeda J. A. y Alcocer S. M. (2001), "Comportamiento ante cargas laterales de muros de ladrillo de arcilla perforado y multiperforado", *Informe Técnico, CENAPRED*, ISBN 970-628-608-X, diciembre, 219 pp.

Zúñiga O., y Terán A., (2005) "Evaluación analítica de la respuesta sísmica de las edificaciones de mampostería", *Tesis de Maestría*, UAM, México