



Universidad Austral de Chile

Facultad de Ciencias de la Ingeniería

Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles

"CARACTERIZACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA UTILIZANDO CURVAS DE FRAGILIDAD Y MATRICES DE PROBABILIDAD DE DAÑO PARA ALGUNAS TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO. APLICACIÓN A LA CIUDAD DE VALDIVIA, REGIÓN DE LOS RÍOS"

Tesis para optar al Título de:
Ingeniero Civil en Obras Civiles.

Profesor Patrocinante:
Sr. Galo Valdebenito Montenegro
Ingeniero Civil, especialidad Estructuras
Dr. Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural.

JORGE GUSTAVO MARTÍNEZ ALFARO
VALDIVIA - CHILE
2012

Agradecimientos:

Quisiera agradecer a la Dirección de Investigación y Desarrollo, por la colaboración durante el desarrollo de este trabajo de título, ya que esta tesis se inserta dentro del proyecto de investigación DID-S-2010-51: *Estudio de la Vulnerabilidad Sísmica de las Tipologías Estructurales Características del Casco Urbano de Valdivia*, proyecto dirigido por el Dr. Ing. Galo Valdebenito M.

Dedicado a mi madre, *Úrsula Alfaro Miranda*

Tabla de Contenido

Capítulo I.....	3
1 Introducción.....	3
1.1 <i>Motivación y Justificación del Problema</i>	3
1.2 <i>Antecedentes Históricos</i>	4
1.3 <i>Objetivos</i>	5
1.3.1 <i>Objetivo General</i>	5
1.3.2 <i>Objetivos Específicos</i>	5
1.4 <i>Metodología de Trabajo</i>	5
1.5 <i>Organización de la tesis</i>	9
Capítulo II	11
2 Estado del Conocimiento	13
2.1 <i>Introducción</i>	13
2.2 <i>Panorama Mundial</i>	13
2.3 <i>Trabajos expuestos en congresos internacionales</i>	20
2.4 <i>Panorama en Chile</i>	24
Capítulo III	29
3 Metodología para la Obtención de Curvas de Fragilidad y Matrices de Probabilidad de Daño.....	31
3.1 <i>Introducción</i>	31
3.2 <i>Capacidad estructural</i>	31
3.2.1 <i>Análisis estático no lineal (Análisis Pushover)</i>	32
3.2.2 <i>Representación bilineal de la curva de capacidad</i>	33
3.3 <i>Espectro de Capacidad</i>	36
3.4 <i>Demanda sísmica</i>	37
3.4.1 <i>Espectro de demanda elástico</i>	37
3.4.2 <i>Espectro de demanda inelástico</i>	39
3.5 <i>Factores de reducción. Factor de reducción de Miranda</i>	39
3.6 <i>Estimación del punto de desempeño. Método del espectro de capacidad</i>	41

3.7	<i>Vulnerabilidad sísmica. Curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño</i>	42
Capítulo IV		47
4	Aplicación a Algunas Tipologías Estructurales Características de H. A. Chilenas	49
4.1	<i>Edificios analizados. Diseño</i>	49
4.1.1	Introducción.....	49
4.1.2	Definición de las estructuras a analizar	49
4.1.3	Bases de cálculo	53
4.1.3.1	Descripción general	53
4.1.3.2	Descripción del sistema sismorresistente	53
4.1.3.3	Método de diseño	53
4.1.3.4	Normas y códigos a utilizar.....	54
4.1.3.5	Materiales empleados	54
4.1.3.5.1	Calidades:.....	54
4.1.3.5.2	Propiedades constitutivas del hormigón armado:.....	54
4.1.3.6	Cargas y sobrecargas de uso	55
4.1.3.6.1	Cargas permanentes:.....	55
4.1.3.6.2	Sobrecargas de uso:	55
4.1.4	Análisis sísmico	55
4.1.4.1	Espectros de diseño	57
4.1.4.2	Deformaciones sísmicas	59
4.1.4.3	Cortes basales	61
4.1.4.3.1	Limitaciones del esfuerzo de corte basal	61
4.1.4.3.2	Cálculo de $Q_{máx}$ y $Q_{mín}$	62
4.1.5	Diseño de los edificios	63
4.1.5.1	Combinaciones de carga	63
4.1.5.2	Armaduras de los elementos estructurales.....	64
4.1.5.2.1	Vigas.....	64
4.1.5.2.2	Columnas.....	65
4.1.5.2.3	Muros	65
4.2	<i>Análisis estático no lineal</i>	70
4.2.1	Generalidades	70
4.2.2	Generación de las rótulas plásticas	70
4.2.2.1	Vigas, edificios C1L, C1M, C1H, C2L, C2M, C2H	71
4.2.2.1.1	Momento (M_3).....	71
4.2.2.1.2	Corte (V_2)	71
4.2.2.2	Columnas, edificios C1L, C1M, C1H, C2L, C2M, C2H.....	75
4.2.2.2.1	Flexión y axial (P-M2-M3)	75

4.2.2.2.2	Corte (V2)	76
4.2.2.3	Muros, edificios C2L, C2M, C2H.....	81
4.2.2.3.1	Momento (M2)	81
4.2.2.3.2	Corte (V3)	81
4.2.3	Cargas del análisis no lineal	84
4.2.3.1	Cargas gravitacionales	84
4.2.3.2	Cargas monotónicas	85
4.2.3.3	Estado de carga no lineal estático	86
4.3	<i>Curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño</i>	89
4.3.1	Generalidades.....	89
4.3.2	Curvas de capacidad bilineal	89
4.3.3	Espectros de capacidad	93
4.3.4	Espectro de demanda.....	101
4.3.5	Punto de desempeño.....	102
4.3.5.1	Generalidades	102
4.3.5.2	Obtención del punto de desempeño.....	103
4.3.6	Umbral de los estados de daño.....	112
4.3.7	Curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño.....	115
Capítulo V	127
5	Conclusiones y Futuras Investigaciones	129
5.1	<i>Conclusiones y recomendaciones</i>	129
5.2	<i>Futuras líneas de investigación</i>	130
Apéndice A	132
	<i>Parámetros de modelación y criterios de aceptación numérica para procedimientos no-lineales (FEMA 356)</i>	132
Referencias	136

Índice de Tablas

Tabla 1.1. Nomenclatura de los sistemas estructurales que considera HAZUS. (FEMA, 2003)	7
Tabla 1.2. Niveles de daño para elementos estructurales. (FEMA, 2003)	8
Tabla 3.1. Umbrales de los estados de daño.	45
Tabla 3.2. Distribución de probabilidades de excedencia fijando	45
Tabla 4.1. Densidad de muros en planta para cada edificio.	50
Tabla 4.2. Propiedades de los materiales.	54
Tabla 4.3. Modos, Períodos y Masas Participantes para cada edificio.	56
Tabla 4.4. Parámetros sísmicos según Nch433of96Mod.2009, para todos los edificios.	58
Tabla 4.5. Períodos fundamentales y factores de reducción para cada edificio.	58
Tabla 4.6. Cortes basales por edificio.	61
Tabla 4.7. Pesos por edificio.	62
Tabla 4.8. Pesos sísmicos.	62
Tabla 4.9. Cortes basales sísmicos, Q_{min} y Q_{max} .	62
Tabla 4.10. Limitaciones del esfuerzo de corte basal.	63
Tabla 4.11. Resumen de armadura en vigas.	64
Tabla 4.12. Resumen de armadura en columnas.	65
Tabla 4.13. Resumen de armadura en muros.	65
Tabla 4.14 Geometría, armadura y corte de diseño en vigas.	72
Tabla 4.15.Verificación de condiciones, según FEMA 356	72
Tabla 4.16. Cálculo de esfuerzos de fluencia, esfuerzos últimos y corte resistente máximo en vigas.	73
Tabla 4.17. Parámetros numéricos de modelación y aceptación, para rótulas debido a flexión (M3) en vigas, según FEMA 356 (FEMA, 2000).	73
Tabla 4.18. Parámetros numéricos de modelación y aceptación, para rótulas debido a corte (V2) en vigas, según FEMA 356 (FEMA, 2000).	74
Tabla 4.19. Geometría, armadura y esfuerzos de corte en columnas.	76
Tabla 4.20. Verificación de condiciones, según FEMA 356 (FEMA, 2000).	77
Tabla 4.21. Verificación de condiciones, según FEMA 356 (FEMA, 2000)(continuación) y cálculo del corte resistente máximo (V_y).	78
Tabla 4.22. Parámetros numéricos de modelación y aceptación, para rótulas debido a flexo-compresión (P-M2-M3) en columnas, según FEMA 356 (FEMA, 2000).	79
Tabla 4.23. Parámetros numéricos de modelación y aceptación, para rótulas debido a corte (V2) en columnas, según FEMA 356 (FEMA, 2000).	80
Tabla 4.24.Armadura en muros y esfuerzos de corte.	81
Tabla 4.25. Verificación de condiciones, según FEMA 356 (FEMA, 2000).	82
Tabla 4.26. Cálculo de esfuerzos de fluencia y esfuerzos últimos en muros.	82
Tabla 4.27. Cálculo de esfuerzos de fluencia, esfuerzos últimos (continuación) y corte resistente máximo en muros.	82
Tabla 4.28. Parámetros numéricos de modelación y aceptación, para rótulas debido a flexión (M2) en muros, según FEMA 356 (FEMA, 2000).	83

Tabla 4.29. Parámetros numéricos de modelación y aceptación, para rótulas debido a corte (V_3) en muros, según FEMA 356 (FEMA, 2000)	83
Tabla 4.30. Resumen de los datos obtenidos de las curvas de capacidad bilineales	92
Tabla 4.31. Definición de los umbrales de daño	112
Tabla 4.32. Valores de los umbrales de daño, C1L	112
Tabla 4.33. Valores de los umbrales de daño, C1M	113
Tabla 4.34. Valores de los umbrales de daño, C1H	113
Tabla 4.35. Valores de los umbrales de daño, C2L	114
Tabla 4.36. Valores de los umbrales de daño, C2M	114
Tabla 4.37. Valores de los umbrales de daño, C2H	115
Tabla 4.38. Parámetros de las curvas de fragilidad de los 6 edificios estudiados	117
Tabla 4.39. Matrices de probabilidad para el punto de desempeño de los 6 edificios estudiados	117

Índice de Figuras

Fig. 3.1. Ejemplo de una curva de capacidad (cortante en la base v/s desplazamiento nivel superior)	31
Fig. 3.2. Representación del análisis estático no lineal (técnica de pushover)	32
Fig. 3.3. Representación bilineal de la curva de capacidad – Procedimiento empleado en FEMA 356.	35
Fig. 3.4. Espectro elástico de aceleraciones	38
Fig. 3.5. Espectro de demanda elástico en formato AD.....	38
Fig. 3.6. Ejemplo de curvas de fragilidad. Se consideran 4 estados de daño diferentes del grado nulo o sin daño. Se muestra también el uso de las curvas de fragilidad para obtener las matrices de probabilidad de daño $P(k)$ para cualquier desplazamiento espectral S_d	44
Fig. 3.7. Umbrales de los estados de daño.	45
Fig. 3.8. Curvas de fragilidad ajustadas a los puntos de la tabla 3.2.	46
Fig. 4.1. Planta Edificio C1L.	50
Fig. 4.2. Elevación Edificio C1L.	50
Fig. 4.3. Planta Edificio C1M.	50
Fig. 4.4. Elevación Edificio C1M.....	50
Fig. 4.5. Planta Edificio C1H.....	51
Fig. 4.6. Elevación Edificio C1H.	51
Fig. 4.7. Planta Edificio C2L.	51
Fig. 4.8. Elevación Edificio C2L.	51
Fig. 4.9. Planta Edificio C2M.	52
Fig. 4.10. Elevación Edificio C2M.....	52
Fig. 4.11. Planta Edificio C2H.....	52
Fig. 4.12. Elevación Edificio C2H.	52
Fig. 4.13. Espectros de diseño, según Nch433.....	59
Fig. 4.14. Drift de cada piso y máximo permitido.	60
Fig. 4.15. Deformaciones máximas de cada edificio.	60
Fig. 4.16. Fuerzas de corte para cada edificio.	63
Fig. 4.17. Relaciones generalizadas fuerza - deformación para elementos de hormigón armado, a) deformación, b) radio de deformación (FEMA 356).	70
Fig. 4.18. Ventanas de ingreso de los parámetros de rótulas para vigas en software ETABS v9.7.2; a) debido a flexión (M3), b) rótulas debido a corte (V2).....	74
Fig. 4.19. Diagrama de interacción columnas, C1L.	75
Fig. 4.20. Diagrama de interacción columnas, C1M.	75
Fig. 4.21. Diagrama de interacción columnas, C1H.	75
Fig. 4.22. Diagrama de interacción columnas, C2L.	75
Fig. 4.23. Diagrama de interacción columnas, C2M.	76
Fig. 4.24. Diagrama de interacción columnas, C2H.	76
Fig. 4.25. Ventanas de ingreso de los parámetros de rótulas para columnas en software ETABS v9.7.2; a) debido a flexión y axial (P-M2-M3), b) rótulas debido a corte (V2).	80
Fig. 4.26. Fig. 4.27. Ventanas de ingreso de los parámetros de rótulas para muros en software ETABS v9.7.2; a) debido a flexión (M2) b) rótulas debido a corte (V3).....	83
Fig. 4.28. Generación de estado de carga no lineal “GRAVITAC”	84
Fig. 4.29. Cargas y parámetros del estado de carga no lineal “GRAVITAC”	85
Fig. 4.30. Patrón de distribución de fuerzas utilizado en el análisis estático no lineal	86
Fig. 5.15. Cuadro de diálogo del caso no lineal estático, Pushover.	86
Fig. 4.32. Curva de Capacidad edificio C1L.....	87
Fig. 4.33. Curva de Capacidad edificio C1M.....	87

Fig. 4.34. Curva de Capacidad edificio C1H.....	87
Fig. 4.35. Curva de capacidad edificio C2L.....	88
Fig. 4.36. Curva de capacidad edificio C2M.....	88
Fig. 4.37. Curva de capacidad edificio C2H.....	88
Fig. 4.38. Bilinealización de la curva de capacidad, C1L.....	89
Fig. 4.39. Bilinealización de la curva de capacidad, C1M.....	90
Fig. 4.40. Bilinealización de la curva de capacidad, C1H.....	90
Fig. 4.41. Bilinealización de la curva de capacidad, C2L.....	91
Fig. 4.42. Bilinealización de la curva de capacidad, C2M.....	91
Fig. 4.43. Bilinealización de la curva de capacidad, C2H.....	92
Fig. 4.44. Espectros de capacidad, C1L.....	94
Fig. 4.45. Espectros de capacidad, C1M.....	95
Fig. 4.46. Espectros de capacidad, C1H.....	97
Fig. 4.47. Espectros de capacidad, C2L.....	98
Fig. 4.48. Espectros de capacidad, C2M.....	99
Fig. 4.49. Espectros de capacidad, C2H.....	101
Fig. 4.50. Espectro elástico de aceleraciones, según Nch433.....	101
Fig. 4.51. Espectro de demanda elástico.....	102
Fig. 4.52. Superposición de espectro de capacidad y espectro de demanda elástico, C1L.....	105
Fig. 4.53. Punto de desempeño, C1L.....	105
Fig. 4.54. Superposición de espectro de capacidad y espectro de demanda elástico, C1M.....	106
Fig. 4.55. Punto de desempeño, C1M.....	106
Fig. 4.56. Superposición de espectro de capacidad y espectro de demanda elástico, C1H.....	107
Fig. 4.57. Punto de desempeño, C1H.....	107
Fig. 4.58. Punto de desempeño, C2L.....	108
Fig. 4.59. Superposición de espectro de capacidad y espectro de demanda elástico, C2M.....	109
Fig. 4.60. Punto de desempeño, C2M.....	109
Fig. 4.61. Superposición de espectro de capacidad y espectro de demanda elástico, C2H.....	110
Fig. 4.62. Punto de desempeño, C2H.....	110
Fig. 4.63. Límite de los umbrales de daño, sobre el espectro de capacidad, C1L.....	112
Fig. 4.64. Límite de los umbrales de daño, sobre el espectro de capacidad, C1M.....	113
Fig. 4.65. Límite de los umbrales de daño, sobre el espectro de capacidad, C1H.....	113
Fig. 4.66. Límite de los umbrales de daño, sobre el espectro de capacidad, C2L.....	114
Fig. 4.67. Límite de los umbrales de daño, sobre el espectro de capacidad, C2M.....	114
Fig. 4.68. Límite de los umbrales de daño, sobre el espectro de capacidad, C2H.....	115
Fig. 4.69. Curvas de Fragilidad, C1L.....	118
Fig. 4.70. Histograma de probabilidad de daño para el punto de desempeño, C1L.....	118
Fig. 4.71. Curvas de Fragilidad, C1M.....	119
Fig. 4.72. Histograma de probabilidad de daño para el punto de desempeño, C1M.....	119
Fig. 4.73. Curvas de Fragilidad, C1H.....	120

Fig. 4.74. Histograma de probabilidad de daño para el punto de desempeño, C1H.	120
Fig. 4.75. Curvas de Fragilidad, C2L.....	121
Fig. 4.76. Histograma de probabilidad de daño para el punto de desempeño, C2L.....	121
Fig. 4.77. Curvas de Fragilidad, C2M.....	122
Fig. 4.78. Histograma de probabilidad de daño para el punto de desempeño, C2M.....	122
Fig. 4.79. Curvas de Fragilidad, C2H.....	123
Fig. 4.80. Histograma de probabilidad de daño para el punto de desempeño, C2H.....	123
Fig. 4.81. Histograma de probabilidad de daño para el punto de desempeño de todos los edificios estudiados.....	124

Resumen

En un país de gran actividad sísmica y en una ciudad cuna del terremoto de mayor magnitud registrado en el mundo, se hace necesario el conocimiento y entendimiento de metodologías destinadas para evaluar la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones. Es por esto que en esta tesis se estudia el concepto de la vulnerabilidad sísmica, mediante la obtención de curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño. Entendiendo que la vulnerabilidad sísmica es un parámetro intrínseco de la estructura, que depende de varios factores como son su materialidad, su configuración estructural, etc.

Esta investigación tiene como objetivo principal modelar, analizar y obtener curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño para 6 edificios de hormigón armado, de baja, mediana y gran altura, para estructuras de pórticos y de muros respectivamente representativos de las tipologías utilizadas en Chile, para lo cual se consideraron las características de suelo correspondiente a la ciudad de Valdivia.

Para ello se modelaron los 6 edificios en un programa computacional, edificios que están basados en una matriz de tipologías expuesta en el documento HAZUS (FEMA, 2003), que considera 36 edificios de distintas características de materialidad y/o número de pisos. En este trabajo se ocuparon 6 de las tipologías expuesta en aquel documento, las cuales que fueron 3 edificios de marcos de hormigón armado de 2, 5 y 12 pisos y 3 edificios de muros de hormigón armado de 2, 5 y 12 pisos. Se hizo un análisis no lineal de los 6 edificios para obtener las curvas de capacidad, y luego construir las curvas de fragilidad, que muestra el grado de vulnerabilidad sísmica de estos modelos típicos chilenos, para una demanda sísmica típica de la ciudad de Valdivia. Se obtienen además las matrices de probabilidad de daño para cada uno de los edificios estudiados, considerando el punto de desempeño como el parámetro de medición dentro del desplazamiento espectral.

Los resultados de este trabajo muestran que los edificios de muros tienen un mejor comportamiento que los edificios de pórticos, para baja y mediana altura y viceversa para los edificios de gran altura. Esto en relación a la probabilidad de daño que alcanza cada estructura para su punto de desempeño, el cual es el desplazamiento.

Los resultados de este trabajo sirven como un parámetro del comportamiento de las diferentes tipologías y como un inicio para poder generar un matriz con todas las edificaciones típicas de nuestro país y con esto realizar estudios de la vulnerabilidad sísmica urbana para distintas ciudades que tengan características similares, en cuanto a demanda sísmica y/o tipos de edificios, a los expuestos en esta tesis.

Summary

In a country of high seismic activity and in a city, home of the largest magnitude earthquake recorded in the world, it becomes necessary knowledge and understanding of methodologies for assessing the seismic vulnerability of buildings. That is why this thesis explores the concept of seismic vulnerability, by obtaining fragility curves and damage probability matrices. Understanding that the seismic vulnerability is an intrinsic parameter of the structure, which depends of many factors such as materiality, its structural configuration. etc.

This research's main objective is to model, analyze and obtain fragility curves and damage probability matrices for 6 reinforced concrete buildings, low, medium and high altitudes, for structural frames and walls respectively representative of the types used in Chile, for which the soil characteristics considered for the city of Valdivia.

This 6 buildings were modeled in a computer program, buildings that are based on an array of types contained in the paper HAZUS (FEMA, 2003), which considers 36 buildings of different characteristics of materials and / or number of floors. This work took 6 of the typology presented that document, which were 3 buildings of reinforced concrete frames 2, 5 and 12 floors and 3 buildings of reinforced concrete walls 2, 5 and 12 floors. It was a nonlinear analysis of the 6 buildings to obtain the capacity curves, and then construct the fragility curves, showing the seismic vulnerability of typical Chilean these models for a typical seismic demand of the city of Valdivia. It also obtained the damage probability matrices for each of the buildings studied, considering the point of performance measurement as the parameter in the spectral shift.

The results of this study show that the buildings walls have a better performance than buildings frames, for low and medium height and the contrary for high-rise buildings. This in relation to the likelihood of damage to each structure reached its point of performance, which is the displacement.

The results of this work serve as a parameter of the behavior of different types and as a beginning to generate a matrix with all buildings typical of our country and those studies of urban seismic vulnerability for cities that have similar characteristics, in terms of seismic demand and / or types of buildings, to those in this thesis.

Capítulo I

1 Introducción

1.1 Motivación y Justificación del Problema

Hace cerca de dos años se conmemoró medio siglo del terremoto de mayor magnitud registrado en el mundo, cuyo epicentro fue la zona de Valdivia. Esta fecha tan emblemática pasó casi desapercibida debido a la contingencia que se estaba viviendo producto del terremoto registrado el 27 de febrero del 2010 y aunque parezca una ironía, es la costumbre a la que Chile debe estar supeditado siempre. Por eso en el futuro debemos estar mucho mejor preparados, que antes, con todo lo que ello involucra, mejoras en las construcciones, en los aspectos normativos, y sobre todo en el capital humano, ya que la educación hará, sin duda, la diferencia en los futuros terremotos, ya que si bien la ingeniería chilena demostró un buen nivel en el pasado terremoto del 2010, quedó en evidencia que no existía una cultura a nivel de población, que un país tan sísmico como éste, exige tener. Es por esto que esta tesis aborda el estudio sísmico de estructuras a través de una metodología específica para la estimación de la vulnerabilidad sísmica en edificios, mediante la obtención de curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño.

Los casos estudiados son 6 modelos teóricos, que representan una parte de la matriz de tipologías expuestas en el documento HAZUS (FEMA, 2003), documento en el cual se obtienen curvas de fragilidad para 36 edificios de distintas tipologías, con distintos niveles de pisos y materialidad; En este estudio las tipologías analizadas fueron 3 edificios de marco de hormigón armado y 3 edificios de muros de hormigón armado; se modelaron, diseñaron y finalmente se les realizó un análisis estático no lineal (pushover), con el fin de obtener sus curvas de capacidad para finalmente, obtener las curvas de fragilidad y las matrices de probabilidad de daño.

Los edificios estudiados son estructuras típicas de nuestro país y en especial en la ciudad de Valdivia.

Las curvas de fragilidad, son una parte dentro de los estudios de riesgo sísmico, donde además de la vulnerabilidad sísmica, se necesita conocer, mediante estudios específicos, la peligrosidad sísmica y además el costo económico involucrado, ante un evento sísmico.

Sin duda si queremos ser un país que aprende de sus catástrofes naturales, debemos continuar con estudios, que tiendan a aumentar el conocimiento en este tipo de temas, ya que es claro que siempre estaremos expuestos a los terremotos, ya que como se sabe somos uno de los países con mayor actividad sísmica a nivel mundial.

1.2 Antecedentes Históricos

Los edificios de hormigón armado en Chile, a través de los años han ido variando en su filosofía de diseño, ya que en un principio el edificio conocido como edificio chileno, el cual se caracterizaba por tener un sistema de muchos muros estructurales y que tuvo un comportamiento satisfactorio durante el terremoto de Chile Central del 3 de marzo de 1985, fue variando producto de haber cambiado los criterios de diseño y de incorporar edificios de mayor altura con una estructuración basada en marcos de nudos rígidos y plantas libres. (Calderón, 2007).

Estudios de vulnerabilidad sísmica en Chile, utilizando curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño en edificios de hormigón armado, no existen en la actualidad, sólo existen estudios que cuantifican la vulnerabilidad sísmica observada, mediante índices de vulnerabilidad, como es el caso de los estudios realizados en el norte del país al alero del proyecto RADIUS, en el cual se estudió la vulnerabilidad sísmica de la ciudad de Antofagasta y luego se replicó esa metodología en distintas ciudades del norte del país.

Sin embargo el análisis no lineal de estructuras, en especial el análisis no lineal estático en edificios, se ha utilizado bastante en los últimos años. Es por ello que en esta tesis se incorpora a aquellos estudios, una metodología no utilizada en nuestro país pero que a nivel mundial se utiliza bastante.

Dos grandes trabajos a nivel mundial, donde se utilizan las curvas de fragilidad para medir la vulnerabilidad sísmica urbana, son el Multi-hazard Loss Estimation Methodology (FEMA, 2003), en el cual se obtienen curvas de fragilidad de 36 tipologías de edificios para distintos niveles de diseño sísmico en EEUU y el RISK-UE (Milutinovic *et al*, 2003), en el cual se obtienen curvas de fragilidad de 38 tipologías de edificios, para distintas ciudades de Europa.

Muchos trabajos a nivel mundial se han inspirado en aquellos documentos, al igual que esta tesis; por lo mismo es de esperar que en el futuro se continúen los estudios para las demás tipologías de edificios, con el fin de poder caracterizar la totalidad de los edificios típicos de Chile.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

El objetivo general al que apunta esta tesis es a la obtención de la vulnerabilidad sísmica a partir de las curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño, de 6 modelos de edificios de hormigón armado, los cuales serán estructurados en base a pórticos y en base a muros, con distintos números de pisos entre ellos. Todo esto con el fin de ser un aporte a la temática sísmica en nuestro país y especialmente a la ciudad de Valdivia.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Realizar un estudio bibliográfico que apunte a generar un estado del arte en el área de la vulnerabilidad sísmica y específicamente en el desarrollo y obtención de curvas de fragilidad, mostrando trabajos hechos en Chile y trabajos realizados a nivel mundial, con el fin de contextualizar este trabajo de tesis.
- Proponer, modelar y diseñar las tipologías a analizar en este estudio.
- Realizar una caracterización dinámica y evaluar su comportamiento de los edificios estudiados.
- Obtener mediante un análisis no lineal estático las curvas de capacidad de cada edificio, generar los espectros de capacidad. Obtener los puntos de desempeño para cada una de las estructuras, generar los umbrales de daño y finalmente las curvas de fragilidad y las matrices de probabilidad de daño.
- Establecer conclusiones y recomendaciones a partir de este estudio.

1.4 Metodología de Trabajo

La presente tesis comienza con una recopilación bibliográfica tendiente y posterior desarrollo de un estado del arte a modo de contextualizar este trabajo, revisando experiencias nacionales y extranjeras en el área de la vulnerabilidad sísmica, específicamente mediante de la obtención de curvas de fragilidad y sobre estudios de análisis no lineal de estructuras.

Luego se continúa con la identificación de las estructuras a analizar las que están basadas en las tipologías que ocupa la metodología HAZUS (FEMA, 2003), en la cual se describen 36 tipologías estructurales, donde se observan edificios de hormigón armado, de albañilería, de madera etc., para distintos números de pisos. En este estudio se centrará en 6 tipologías de las 36 descritas en HAZUS (FEMA, 2003), que serán 3 edificios de pórticos de hormigón armado y 3 edificios en base a muros de hormigón armado.

En la tabla 1.1 se muestran las tipologías antes mencionadas, resaltando las tipologías que se estudiarán en esta tesis, que corresponden a los edificios C1L, C1M y C1H y C2L, C2M y C2H.

En este caso la sigla C corresponde a concrete, lo que indica la materialidad de las estructuras, el número 1 significa que son relativos a los edificios de pórticos y el número 2 hace referencia a los edificios en base a muros; las siglas L, M, H, significan Low, Medium y High, lo que hace referencia a la altura de cada estructura (baja, media y gran altura).

Una vez modelados, analizados y diseñados los 6 edificios se procede a realizar un análisis estático no lineal, conocido como análisis *pushover*, para lo cual se utilizó el programa Etabs V9.7.2. (Computers & Structures, 2010). Para este análisis se requiere tener las armaduras de todos los elementos, para luego según las tablas expuestas en el documento FEMA 356 (FEMA, 2000) generar las rótulas plásticas y así proceder a hacer este análisis en el programa computacional escogido.

Luego de realizado este análisis se obtendrán las curvas de capacidad de cada estructura que posteriormente será transformado en un espectro de capacidad idealizado de forma bilineal.

El siguiente paso es obtener la curva de demanda sísmica la cual se representa mediante un espectro inelástico en formato AD ($S_a v/s S_d$) que considera la respuesta no-lineal de la estructura. El espectro inelástico se obtiene a partir de la reducción del espectro elástico.

Como siguiente paso se hará una superposición de las 2 curvas (espectro de demanda con el espectro de capacidad) para mediante un procedimiento iterativo obtener el punto de desempeño de la estructura.

Una vez obtenidos el punto de desempeño para los 6 casos analizados, se obtendrán los umbrales de daño a partir del espectro de capacidad, para cada edificio, los cuales son los valores límites de los 4 estados de daño, que explican más adelante.

Tabla 1.1. Nomenclatura de los sistemas estructurales que considera HAZUS. (FEMA, 2003)

N	Código	Descripción	Altura			
			Rango		Valor Típico	
			Nombre	Pisos	Pisos	Metros
1	w1	Estructuras de Madera Liviana.		1-2	1	4,2672
2	w2	Estructuras de Madera para Industria.		Todos	2	7,3152
3	S1L	Pórticos de acero compuestos	Bajo	1-3	2	7,3152
4	S1M	por vigas y columnas. Se usan diafragmas	Mediano	4-7	5	18,288
5	S1H	Horizontales para transmitir cargas.	Alto	8+	13	47,5488
6	S2L	Pórticos arriostrados de acero con	Bajo	1-3	2	7,3152
7	S2M	diagonales. Además tienen columnas y vigas.	Mediano	4-7	5	18,288
8	S2H		Alto	8+	13	47,5488
9	S3	Pórticos de acero liviano.		Todos	1	4,572
10	S4L	Pórticos de acero con muros de corte. El	Bajo	1-3	2	7,3152
11	S4M	pórtico resiste la carga vertical y el muro el	Mediano	4-7	5	18,288
12	S4H	sismo. También incluye sistema dual.	Alto	8+	13	47,5488
13	S5L	Pórticos de acero con paredes de bloque	Bajo	1-3	2	7,3152
14	S5M	sin reforzar para resistir sismo. Es un	Mediano	4-7	5	18,288
15	S5H	edificio antiguo.	Alto	8+	13	47,5488
16	C1L	Pórticos de vigas y columnas de hormigón	Bajo	1-3	2	6,096
17	C1M	armado. Se incluyen edificios antiguos y	Mediano	4-7	5	15,24
18	C1H	modernos.	Alto	8+	12	36,576
19	C2L	Pórticos con muros de corte para resistir la	Bajo	1-3	2	6,096
20	C2M	acción sísmica.	Mediano	4-7	5	15,24
21	C2H		Alto	8+	12	36,576
22	C3L	Pórticos de hormigón armado con paredes	Bajo	1-3	2	6,096
23	C3M	sin reforzar. Edificios antiguos que pueden	Mediano	4-7	5	15,24
24	C3H	tener problemas con sismos.	Alto	8+	12	36,576
25	PC1	Casa Prefabricada de hormigón.		Todas	1	4,572
26	PC2L	Pórticos de Concreto Prefabricado con	Bajo	1-3	2	6,096
27	PC2M	muros de corte de hormigón.	Mediano	4-7	5	15,24
28	PC2H		Alto	8+	12	36,576
29	RM1L	Mampostería Reforzada confinada con	Bajo	1-3	2	6,096
30	RM1M	elementos de madera o metal.	Mediano	4+	5	15,24
31	RM2L	Estructuras con mampostería reforzada	Bajo	1-3	2	6,096
32	RM2M	con diafragmas de concreto prefabricado.	Mediano	4-7	5	15,24
33	RM2H		Alto	8+	12	36,576
34	URML	Estructuras con mampostería no reforzada	Bajo	1-2	1	4,572
35	URML		Mediano	3+	3	11,8872
36	MH	Casas móviles		Todas	1	3,6576

Luego se procede a la obtención de las curvas de fragilidad, las cuales, como se mencionó anteriormente, son un parámetro para cuantificar la vulnerabilidad sísmica de distintos tipos de estructuras, y expresa la probabilidad de que estas estructuras sufran distintos los tipos de daño (Leve – Moderado – Severo - Completo), por lo que se trabaja con funciones de probabilidad estadísticas. Los estados de daño se explicitan en la tabla 1.2.

Finalmente a partir de las curvas de fragilidad se elaborarán las matrices de probabilidad de daño que estarán asociadas a los puntos de desempeño de cada estructura.

Tabla 1.2. Niveles de daño para elementos estructurales. (FEMA, 2003)

Estado de daño	Descripción
<p data-bbox="435 688 492 718">LEVE</p> 	<p data-bbox="647 688 1321 1033">Se observan pequeñas fisuras en los extremos de los elementos. Estas fisuras son debidas a la flexión y al corte de las columnas y vigas. Las fisuras por flexión son verticales, en cambio las fisuras de corte son inclinadas con un ángulo aproximado a los 45 grados. En términos del diagrama momento curvatura se puede indicar que los elementos han sobrepasado el punto de agrietamiento pero están distantes del punto de fluencia.</p>
<p data-bbox="402 1129 524 1159">MODERADO</p> 	<p data-bbox="647 1129 1321 1369">Se observa que la mayor parte de vigas y columnas en sus extremos presentan fisuras en general. Adicionalmente en pórticos dúctiles se observa que algunos elementos han alcanzado el punto de fluencia. Es decir llegaron al máximo límite elástico, por este motivo las fisuras son pronunciadas.</p>
<p data-bbox="418 1495 508 1524">SEVERO</p> 	<p data-bbox="647 1495 1321 1839">Algunos de los elementos estructurales llegan al punto en el cual el hormigón llega a la máxima deformación útil a la compresión. En los elementos que no son dúctiles se observa que han fallado por cortante, se observa además que la armadura de algunos elementos han sufrido gran deformación o se han llegado a romper. En estas condiciones la estructura está sumamente dañada.</p>

COMPLETO

La estructura ha colapsado o está en peligro inminente de colapso. Si permanece en pie después del sismo, debe ser demolida por el gran daño que presenta.

1.5 Organización de la tesis

Esta tesis consta de 5 capítulos y 1 anexo. El presente capítulo es introductorio y en él se establecen las motivaciones, los objetivos de este estudio y la metodología de trabajo.

En el capítulo 2 se expone el estudio bibliográfico a través de un estado del arte sobre la vulnerabilidad sísmica, en especial abordando la metodología relativa a las curvas de fragilidad. Se realiza una revisión del panorama a nivel mundial y del panorama en Chile en el área señalada.

En el capítulo 3 se describe la metodología utilizada, para la obtención de la vulnerabilidad sísmica de los distintos edificios, a través de las curvas de fragilidad y de las matrices de probabilidad de daño.

En el capítulo 4 se lleva a cabo la aplicación de la metodología estudiada a los edificios propuestos para este trabajo. Este capítulo se divide en 3 subcapítulos, en el primero se analizan y diseñan las estructuras, en el segundo se expone el análisis estático no lineal de cada edificio y en el tercero se obtienen las curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño de cada estructura analizada.

En el capítulo 5 se exponen las conclusiones de este trabajo, así como las propuestas para las líneas futuras de investigación.

Capítulo II

2 Estado del Conocimiento

2.1 Introducción

El objetivo principal del presente capítulo es presentar una revisión al estado del conocimiento actual, correspondiente a los temas principales de esta tesis como punto de partida para el desarrollo de la misma.

Primeramente se hace una revisión del panorama mundial en el tema de vulnerabilidad sísmica para luego hacer una revisión del panorama en Chile con respecto a este tema. Específicamente se revisan estudios que involucra el cálculo de la vulnerabilidad sísmica en entornos urbanos y en edificaciones individuales.

Como el objetivo de esta tesis es la obtención de curvas de fragilidad, y entendiéndose estas como una forma de obtener la vulnerabilidad sísmica de estructuras, se hace énfasis en estudios en los que se ocupa esta metodología.

2.2 Panorama Mundial

Estudios tendientes al cálculo del riesgo sísmico y específicamente de la vulnerabilidad sísmica es algo en lo que se ha avanzado bastante en los últimos años; y donde, el uso de las curvas de fragilidad, como una medida cuantitativa para medir la vulnerabilidad, ha visto florecer en países como Estados Unidos, España, Italia, aportes significativos en esta área, ya que proyectos como el HAZUS en E.E.U.U. y el proyecto Risk-UE en desarrollado para algunas ciudades europeas, son los que han logrado un mayor número de investigaciones al respecto.

El proyecto HAZUS es un programa desarrollado por la Federal Emergency Management Agency (FEMA), junto con el National Institute of Buildings Sciences, en el año 1999 y luego también expuesto más detalladamente el año 2003 y es una metodología, aplicable a los Estados Unidos, para la estimación de pérdidas por riesgos naturales como son: terremotos, inundaciones, huracanes, tornados, tormentas de oleaje en la costa, tormentas invernales violentas, tormentas con truenos y granizo. Se pretende que las pérdidas estimadas con HAZUS (FEMA, 2003) sean utilizadas por organismos oficiales locales, regionales y estatales, para que puedan planificar y estimular los esfuerzos de mitigación para reducir pérdidas antes de que ocurra un terremoto y prepararse para una respuesta de emergencia y recuperación de cara a terremotos posteriores. HAZUS (FEMA, 2003), incorpora los siguientes elementos: riesgos potenciales de la Tierra, inventario de elementos expuestos al riesgo, daños físicos directos, daños físicos inducidos, pérdidas económicas y sociales directas, y pérdidas económicas indirectas. El grado de sofisticación de la estimación irá, por tanto, íntimamente relacionado con la precisión y detalle de los datos disponibles. La metodología se encuentra reflejada en un manual técnico, y permite ser implementada en un PC con un Sistema de Información Geográfica.

La metodología propuesta por HAZUS ha sido comprobada con una serie de terremotos pasados y contrastada por expertos pero, al igual que todas las metodologías para obtener estimaciones, tiene inherentes una serie de incertidumbres, algunas debidas a lo limitado de los conocimientos científicos de los terremotos, y otras debidas a la necesidad de simplificación y aproximaciones inherentes en el análisis. (Lantada, 2007).

En resumidas cuentas, en el área que nos atañe, HAZUS (FEMA, 2003), presenta información muy práctica que puede ser utilizada en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de una ciudad en forma bastante rápida.

Entre la información provista por HAZUS (FEMA, 2003), se tienen las curvas de fragilidad, de 36 tipología de edificios, para cuatro niveles de diseño, denominados: pre-norma, bajo, moderado y alto, y para cada uno de estos niveles de diseño se tiene un límite de la deriva máxima de piso γ , para los cuatro niveles de daño antes mencionados: leve, moderado, severo y completo.

En el proyecto Risk-UE (Milutinovic *et al*, 2003), el principal objetivo era proponer métodos avanzados de análisis de riesgo sísmico que permitieran incorporar las características de los edificios, del patrimonio cultural y de las sociedades urbanas típicas de Europa. Risk-UE (Milutinovic *et al*, 2003), desarrolla y aplica metodologías homogéneas y avanzadas para el estudio de la amenaza, de la vulnerabilidad y del riesgo sísmico en áreas urbanas europeas. Esta iniciativa se centra en los edificios actuales e históricos, las líneas vitales y la organización social y funcional, es decir, el sistema urbano propio de la ciudad. El proyecto tuvo la virtud de involucrar a las autoridades municipales con responsabilidad en la protección civil y en la gestión del riesgo y se aplicó a 7 ciudades europeas, entre las que figuraba la ciudad de Barcelona. (Lantada, 2007).

La organización modular del proyecto comprendió los siguientes módulos de trabajo o workpackages (WP):

- WP1: Características distintivas europeas. Sistema de Información Geográfica (GIS), inventario, base de datos y tipologías de los edificios.
- WP2: Estudio de peligrosidad sísmica.
- WP3: Análisis de la Exposición del Sistema Urbano (USE).
- WP4: Estudio de vulnerabilidad de los edificios actuales.
- WP5: Estudio de vulnerabilidad del casco antiguo de las ciudades, de los monumentos y edificios históricos.
- WP6: Estudio de vulnerabilidad de las líneas vitales y las estructuras esenciales.
- WP7: Escenarios de riesgo sísmico

Los módulos comprendidos entre el WP8 y WP14, ambos inclusive, se dedicaban a la aplicación de las metodologías propuestas a siete ciudades europeas. Concreta y respectivamente a: Barcelona en España, Bitola en Macedonia, Bucarest en Rumania, Catania en Italia, Niza en Francia, Sofía en Bulgaria y Tesalónica en Grecia. (Lantada, 2007).

Latinoamérica no se ha mantenido al margen, ya que países como Perú, Ecuador, Venezuela, México y Colombia, han visto florecer varias publicaciones, sobre todo al hilo de tesis doctorales, que luego han servido de bases para que otros investigadores puedan hacer sus aportes.

Un trabajo analizado es el realizado en Argentina por Palencia *et al.* (2005), donde presentan una evaluación cualitativa y cuantitativa de la vulnerabilidad sísmica de un edificio destinado a la enseñanza básica y de los cuales existe un número importante en la ciudad de Mendoza. El estudio realizado mostró un alto grado de vulnerabilidad del edificio y por lo tanto un elevado riesgo para sus ocupantes. El trabajo sugiere algunas técnicas para reducir la vulnerabilidad sísmica del edificio y de todos aquellos emplazados en Mendoza con similar tipología estructural.

En Perú, Blondet *et al.* (2005), presentan una metodología probabilística para estimar pérdidas por sismo en edificios educativos peruanos. Generaron curvas de fragilidad (vulnerabilidad sísmica) para 2 tipos de edificios representativos de colegios y se estimaron las pérdidas en escenarios de peligro sísmico definidos. Las curvas de fragilidad se generan analíticamente mediante simulación considerando las incertidumbres en la demanda sísmica y en los parámetros estructurales. La metodología puede aplicarse masivamente a los colegios antiguos para estimar el monto de pérdidas ante un eventual sismo.

Una serie de estudios de riesgo sísmico en donde se incluyen estudios de vulnerabilidad sísmica, y de peligrosidad sísmica, se han llevado a cabo en la Universidad Politécnica de Cataluña, España; como parte de los estudios de doctorado de estudiantes de esa casa de estudios. Sin duda estos trabajos sirvieron de gran ayuda a la hora del desarrollo de esta tesis.

Uno de los primeros trabajos que abordó el tema del riesgo sísmico, fue el realizado por Mena (2002), donde hizo una estimación del riesgo sísmico de los edificios residenciales de la ciudad de Barcelona, utilizando el método italiano, que caracteriza la capacidad sismorresistente de los edificios mediante un índice llamado índice de vulnerabilidad. La utilización de este método requiere la calibración de funciones de vulnerabilidad que permitan estimar de forma adecuada el daño esperado ante la ocurrencia de un sismo de determinadas características. O sea trata de predecir escenarios probables de daño sísmico para la ciudad de Barcelona.

Mena (2002), para poder alcanzar su objetivo final, tuvo que llevar a cabo una serie de estudios específicos, como la elaboración de la base datos de los elementos de estudio o su integración dentro de un Sistema de Información Geográfica. A lo largo de su tesis revisó temas como la peligrosidad sísmica a nivel regional y regional con lo cual obtuvo el valor probable de la peligrosidad aplicable a la ciudad de Barcelona. Éste al tratarse de una localidad de sismicidad entre moderada y baja se definió en términos de intensidad sísmica, utilizando los grados de la escala MSK.

Uno de los métodos tratados en la tesis de Mena (2002), y en otros trabajos donde se estudia la vulnerabilidad de estructuras, es el método del índice de vulnerabilidad, el cual fue propuesto por primera vez por Petrini y Benedetti en 1984, y sirve para determinar la calidad estructural de los edificios mediante la suma ponderada de 11 parámetros lo que se adoptó posteriormente a Barcelona con ligeras modificaciones para tomar en cuenta las características más importantes de la ciudad (Mena, 2002).

Algunas conclusiones que obtuvo Mena (2002) en su trabajo se exponen a continuación:

- La ciudad de Barcelona es una gran ciudad con más de 1.500.000 habitantes en una zona relativamente pequeña que le confiere una elevada densidad de población. La base de datos disponibles y los estudios metodológicos previos realizados por otros, ha permitido analizar el riesgo sísmico de los edificios residenciales de la ciudad de Barcelona permitiendo generar escenarios de daño para toda la ciudad.
- La vulnerabilidad de los edificios de la ciudad de Barcelona se encuentra entre moderada y alta debido a la falta de aplicación de normas sísmicas, a la edad de los edificios y a una falta de cultura sísmica. Esto se debe a la moderada peligrosidad sísmica de Cataluña, que incluso lleva a la normativa sísmica actual española a obviar su aplicación a la ciudad de Barcelona.
- Las curvas obtenidas a partir de la modelación dinámica de los edificios de la ciudad ponen de manifiesto la fragilidad de estos edificios cuando se someten a acciones sísmicas relativamente bajas, haciendo esperar daños superiores a los previstos en las escalas de Intensidad. Con todo, modelizaciones más avanzadas que representen mejor las características reales de los edificios de la ciudad deben ayudar a matizar estos resultados.
- En consecuencia el escenario de daño sísmico esperado en la ciudad de Barcelona para una intensidad VI es preocupante dándose un índice de daño superior al 15% para el 20% de los edificios de la ciudad. El distrito con escenarios más desfavorables es el de la Ciutat Vella mientras que el escenario con menos daño es el de Les Corts.

- Es fundamental transferir los resultados obtenidos a los organismos con responsabilidad de gestión de la protección civil y en la planificación y gestión de emergencias, para elaborar planes de emergencia viables.

Un segundo trabajo revisado en el que se dedica al estudio de la vulnerabilidad y riesgo sísmico, en este caso de las edificaciones esenciales de Cataluña, España, es el hecho por Salvador Safina Melone el año 2002. Este trabajo está orientado al análisis del sistema de salud, entiéndase como hospitales y sistemas esenciales en caso de desastre. Se destaca la relevante función que los hospitales desempeñan como edificaciones esenciales en la atención y gestión de la emergencia debido a sismos.

En la primera parte de las conclusiones, Melone (2002), pone de manifiesto un balance negativo en su comportamiento sísmico de las edificaciones esenciales, esto inclusive ante la acción de sismos moderados. Además concluye la insuficiencia de las metodologías adoptadas en los códigos sísmicos vigentes para proteger este tipo de edificaciones.

De sus conclusiones se desprende que el estudio de la vulnerabilidad sísmica de los edificios esenciales debe abordarse desde un punto de vista global que considere la vulnerabilidad física (estructural y no estructural) y la vulnerabilidad funcional.

Los conceptos de diseño basado en el desempeño sísmico constituyen una herramienta conveniente para evaluar la capacidad de respuesta de las edificaciones esenciales, pues reconocen en cierta manera las exigencias estructurales, no estructurales y funcionales impuestas por este tipo de instalaciones.

El análisis de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones esenciales y su contribución al riesgo sísmico debe abordarse desde un punto de vista sistémico, entendiendo como tal, la interacción de los diferentes elementos que lo constituyen, así como su interacción con otros sistemas y líneas vitales. (Melone, 2002).

Un tercer trabajo revisado fue el hecho por Ricardo Bonett, el año 2002, donde se pueden distinguir dos grandes estudios; en el primero de ellos, ha analizado detalladamente el comportamiento sísmico esperado de los edificios de pórticos de hormigón armado, situados en la ciudad de Manizales (Colombia), caracterizada por una amenaza sísmica alta, donde el desarrollo y aplicación de métodos y técnicas avanzadas de análisis del desempeño, vulnerabilidad y fragilidad de las edificaciones, le permitió establecer e forma cuantitativa, la importancia que para la minoración del riesgo sísmico, tiene el diseño y construcción sismo-resistente.

En la segunda parte Bonett (2002), se ha dedicado al análisis del riesgo sísmico de la ciudad de Barcelona (España), que por hallarse situada en un entorno de amenaza sísmica entre moderada y baja, no ha incorporado es sus costumbres y

hábitos constructivos, ninguna conciencia ni preocupación sísmica, lo que ha resultado en una elevada vulnerabilidad y fragilidad de sus edificios y, por lo tanto, en un considerable riesgo.

Las metodologías utilizadas por Bonett (2002), han sido desarrolladas a partir de consideraciones estocásticas, que permiten tener en cuenta, de forma natural, las incertidumbres en la acción dinámica, en las características materiales y estructurales de los edificios y, en consecuencia, en los resultados obtenidos. Diversos análisis de sensibilidad han permitido constatar, una vez más, la importancia de una correcta y ajustada definición de la acción sísmica, que en caso de ser posible, debe fundamentarse en acelerogramas registrados en la zona de estudio. La ciudad de Manizales en Colombia, ha sido uno de los escenarios que ha permitido una aplicación clara de la importancia de preferir espectros compatibles con acciones reales sobre otros espectros generales que promedian una gran cantidad de información y que, finalmente, pueden llegar a no ser representativas de ninguna, como es el caso incluso, de los espectros de respuesta simplificados que proveen las normativas y códigos de diseño sísmico. Esta elevada sensibilidad de los resultados a las características de la acción ha quedado también en el otro escenario elegido, Barcelona. Los resultados obtenidos por el autor de dicho trabajo, demuestran cómo la adopción de unas medidas sencillas de protección sísmica, pueden llegar a disminuir hasta en un grado el daño esperado, mientras que la ausencia de memoria sísmica, la despreocupación y abandono de unas precauciones mínimas, lo puede incrementar en un grado. (Bonett, 2003).

Los edificios históricos también han sido objeto de estudio. Irizarry (2004) aplica el método del índice de vulnerabilidad y el método del espectro de capacidad, tal como fueron formulados en el Proyecto Risk-UE, para evaluar 68 monumentos importantes y edificios históricos de la ciudad, catalogados como Patrimonio Arquitectónico, (Lantada, 2007). Otro estudio de vulnerabilidad sísmica de edificios históricos donde se ocuparon 3 métodos para obtenerla fue el desarrollado por Martínez (2007), donde uno de los métodos consistió en la evaluación del binomio capacidad-demanda y en la generación de matrices de probabilidad de daño. Tal metodología le permitió evaluar las zonas sísmicamente más vulnerables en edificios tipo iglesia formadas por bóvedas, arcos, contrafuertes, muros, arbotantes y columnas.

En un trabajo realizado el año 2006 por Rosangel Moreno, realiza una evaluación del riesgo sísmico de dos tipologías representativas de la mayoría de los edificios residenciales de la ciudad de Barcelona, España. Se trata de edificios de hormigón armado con forjados reticulares y de edificios de obra de fábrica de ladrillo. El objetivo principal de su investigación fue estudiar una metodología sistemática para la evaluación del riesgo sísmico, por medio de curvas de fragilidad, en edificios situados en zonas urbanas con un nivel de amenaza sísmico moderado.

La metodología la aplicó a 3 modelos de edificios de hormigón armado representativos de los edificios bajos, de altura mediana y altos de la ciudad, lo que le permitió el desarrollo de escenarios de riesgo sísmico para dos terremotos, cuya

ocurrencia en Barcelona es razonablemente posible. Los escenarios sísmicos tuvieron en cuenta la zonificación sísmica de la ciudad.

El método se ha aplicado también a caracterizar el comportamiento sísmico esperado de edificios de albañilería, modelando 3 edificios típicos del distrito de l' Eixample. Dos de ellos tienen una configuración en planta diferente, uno más regular que el otro. El tercero es representativo de los edificios esquina, típicos de las manzanas de la ciudad. En su estudio, Moreno (2006), confirma el mejor comportamiento sísmico de los edificios regulares y el peor comportamiento de los edificios de esquina.

Finalmente, Moreno (2006), realiza un análisis de sensibilidad para los umbrales de los estados de daño leve y severo, donde observó que pequeñas variaciones en estos umbrales pueden inducir variaciones significativas en el daño esperado. Por lo mismo presentó una propuesta de los umbrales de los estados de daño considerando la degradación de rigidez, para el umbral del estado de daño leve y el endurecimiento para el umbral del estado de daño severo.

Otro estudio revisado es el de Vielma (2008), donde se trata el tema del comportamiento sísmico de los edificios de hormigón armado, estudiando la respuesta no lineal. La respuesta no lineal de los edificios de hormigón armado se estudió mediante el análisis numérico estático y dinámico, en cuya modelización se incluyeron características importantes de este material compuesto, como son la plasticidad y el daño, así como también las condiciones especiales de confinamiento que proporciona el proyecto sismorresistente. Para evaluar la respuesta no lineal, Vielma (2008), parte de un estudio de edificios de pórtico, emplazados en zonas de alta sismicidad y proyectados conforme a dos relevantes normas sismorresistentes: el Eurocódigo-8 y el IBC-2003.

Para lograr la caracterización de la respuesta sísmica, se incluyeron en su estudio: la aplicación de un procedimiento de predimensionamiento sísmico de secciones de los elementos de los edificios proyectados, la propuesta de un procedimiento de análisis estático no lineal con control de fuerzas, la determinación del modo de colapso, el estudio de la influencia de la reserva de resistencia y la redundancia en los factores de reducción de respuesta, el cálculo de la ductilidad máxima de los pórticos, la formulación de un índice de daño sísmico objetivo y la determinación de umbrales objetivos de daño correspondientes a unos Estados Límite específicos.

También aborda el tema del comportamiento sísmico de edificios de hormigón armado proyectados para ductilidad limitada, que corresponde a algunas de las tipologías usuales en España, comparando los resultados con los obtenidos de un edificio dúctil y estudiando las posibles mejoras a la respuesta de estos edificios de ductilidad limitada. Esta evaluación se complementa con los resultados obtenidos al aplicar un procedimiento probabilista, mediante el cual se calculan las curvas de fragilidad y las matrices de probabilidad de daño. (Vielma, 2008).

Un autor bastante estudiado durante el desarrollo de este trabajo es el ingeniero Aguiar falconí, que en su trayectoria tiene muchos estudios en el área del análisis no lineal de estructuras y específicamente en el cálculo de curvas de fragilidad para distinto tipo de edificaciones. En un estudio realizado por Aguiar *et al.* (2006), obtuvieron las curvas de fragilidad de desplazamiento lateral máximo, mediante el análisis no lineal, para cuatro niveles de daño sísmico: leve, moderado, extenso y completo, de 692 casos de estructuras de hormigón armado constituidas por vigas y columnas, de uno a seis pisos y sometidas a nueve registros sísmicos medidos en Colombia y con aceleración máxima del suelo mayor a 0.1 g; las que fueron comparadas con las expuestas por el programa HAZUS y curvas de fragilidad de la deriva máxima de piso. La geometría, el armado (o refuerzos) y los materiales de las estructuras, que analizaron, responden a la forma como se construye en el Ecuador.

En sus conclusiones Aguiar *et al.* (2006) establecieron que las curvas de fragilidad obtenidas en el estudio, se aproximan bastante bien con las curvas de fragilidad de HAZUS 99 para el nivel de diseño sísmico bajo, debido a que las vigas tienen muy poco peralte y el refuerzo transversal que se utiliza es simple de 8 mm. Además, exponen los autores, que esto debe ser un llamado de atención, ya que el nivel de diseño sísmico *bajo* se utiliza en zonas de *baja sismicidad* y Ecuador es un país con un *alto* peligro sísmico.

Como se observa, existen muchos trabajos donde se abordan los temas de vulnerabilidad sísmica y en especial utilizando el análisis estático no lineal (como en este trabajo de tesis), ya que es un tema que está en constante avance científico, ya que los autores utilizan diferentes técnicas de análisis y/ modelación de la demanda sísmica, por lo tanto seguirá apareciendo mucha información, y es de esperar, ya que el tema de vulnerabilidad sísmica es muy relevante en países que conviven y convivirán siempre con eventos de esta índole.

2.3 Trabajos expuestos en congresos internacionales

Como es sabido en distintas ciudades alrededor del mundo se realizan, prácticamente cada año, congresos de ingeniería civil; y ramas de ella como los relacionados con la ingeniería sísmica ven una fructífera acogida. Es por ello que a continuación se exponen resúmenes de los objetivos de algunos trabajos expuestos en diferentes congresos, que tratan el tema de las curvas de fragilidad y de las matrices de probabilidad de daño, con el fin de contextualizar esta tesis con otros trabajos que se realizan en diferentes partes del mundo.

12WCEE 2000 – Auckland.

- Un trabajo revisado fue el de Vulpe *et al.*(2000), en el cual considera el análisis de los estados de daño de una estructura sometida a movimientos sísmicos. Los niveles de daños fueron cuantificados en términos de los índices de daños y matrices de daños y las pérdidas asociadas con este tipo de daños se evalúan utilizando los factores de daño de las matrices. Estas son matrices con entradas estocásticas, las que fueron obtenidas por medio de modelos adaptados fragilidad.

13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, Canadá, 2004

- Duvernay *et al.*(2004), presentaron un trabajo que tiene como objetivo principal comparar los diferentes modelos utilizados para evaluar la vulnerabilidad sísmica y de riesgo asociados para edificios en Suiza. Para la evaluación de vulnerabilidad sísmica y el riesgo a escala regional con datos y resultados agregados, fueron utilizados dos modelos muy diferentes. El primer modelo, es definiendo el riesgo en términos de la escala de intensidades EMS98 y son usadas funciones de vulnerabilidad sobre la base de este parámetro. El segundo modelo usado, es una adaptación Suiza de la metodología HAZUS de EEUU. En este modelo se define el riesgo en términos de aceleración espectral, la velocidad y el desplazamiento y utiliza las curvas de fragilidad basadas en el desplazamiento espectral.

Estos 2 modelos fueron utilizados en un conjunto de 224 edificios federales como parte del inventario de edificios federales de seguridad sísmica.

- Sarabandi *et al.*(2004), en su documento los autores desarrollaron las relaciones entre el desempeño de las edificaciones y el movimiento del suelo, para ello utilizaron las matrices de probabilidad de daño y las curvas de fragilidad a partir de datos empíricos de terremotos. Los datos fueron obtenidos del terremoto de Northridge de 1994, del terremoto de California y el de Chi-Chi de 1999.
- Vacareanu *et al.*(2004), presentan la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de los edificios de hormigón armado usando la metodología HAZUS y la metodología del documento ATC-40. Son destacadas algunas inconsistencias de las metodologías mencionadas y se aplica un enfoque alternativo. Los autores utilizaron la simulación de Monte-Carlo para calibrar los parámetros de las curvas de fragilidad. En aquel estudio fueron presentados y comparados cinco casos de edificios residenciales para la ciudad de Bucarest, capital de Rumania. El trabajo de Vacareanu *et al.*(2004), también recalca la especificidad de la demanda espectral en Bucarest, que son significativamente diferentes de los de la metodología HAZUS.

4th International Conference on Earthquake Engineering Taipei, Taiwan October 12-13, 2006.

- Jeong *et al.* (2006), presentan una metodología para la derivación de las curvas de fragilidad para edificios con plantas irregulares. Con el fin de caracterizar el estado de daño de las estructuras irregulares, se formuló un índice de daño espacial (3D) y se utilizó como medida de la caracterización de los daños. El procedimiento es ilustrado por una derivación de referencia de las curvas de fragilidad para un edificio de hormigón armado irregular, bajo un terremoto de cargas bidireccional. Los autores realizan una comparación entre las curvas de fragilidad obtenidos por el índice de daño espacial y los índices de daño existente anteriormente; Los autores demostraron que el empleo de este último, para el análisis de la fragilidad de las estructuras irregulares, puede ser inexacto y hasta no conservador.

- Kurian *et al.* (2006), desarrollaron curvas de fragilidad para un puente típico ferroviario situado en una región altamente sísmica de Taiwan, mediante un enfoque analítico. La capacidad del puente se determinó mediante un análisis no lineal estático (Análisis Pushover). Los parámetros de daño del puente se obtuvieron mediante la realización de un análisis no lineal tiempo-historia de los diferentes registros de movimientos sísmicos registrados en terremotos pasados.

Las curvas de fragilidad se construyeron asumiendo una distribución log normal. La influencia de los aspectos de modelado de la estructura en las curvas de fragilidad del puente, fueron investigadas considerando dos modelos diferentes de estructuras en el análisis de la respuesta. Finalmente los autores observaron que las curvas de fragilidad son más sensibles a los modelos estructurales para el nivel de daño más alto.

Asociación Española de Ingeniería Sísmica, Girona, 2007

- Bermúdez *et al.* (2007), en resumen realiza un estudio que se centra en el comportamiento no lineal de un edificio de acero existente, construido en la Universidad Nacional de Colombia en Manizales, zona de amenaza sísmica alta, de acuerdo con el código sísmico colombiano. El análisis se efectúa sobre dos módulos del edificio: en base a pórtico resistente a momentos y porticado arriostrado. El estudio incluye analizar la ruta de plastificación que sigue dicho edificio desde su comportamiento elástico hasta el colapso y conlleva correlacionar el espectro de capacidad con los estados de tensiones y deformaciones internas para determinar los parámetros de demanda, tales como el desplazamiento espectral, que describen los umbrales de los estados de daño. Luego estos umbrales, se expresan en función de los puntos característicos del espectro bilineal y fueron comparados con las expresiones equivalentes que se presentan en el proyecto Risk-UE. Mediante procedimientos estadísticos obtuvieron, (Bermúdez *et al.*, 2007), las curvas de fragilidad que se comparan con las de HAZUS-99 y que permiten obtener la matriz de probabilidad de daño para la amenaza sísmica de diseño.

- Un segundo estudio revisado, es el hecho por Pérez-Ruiz *et al.*(2007), en cual se presentan dos métodos orientados a la evaluación del daño sísmico esperado tanto en edificios individuales como en grandes ciudades. El primero de estos métodos, al que se refieren es el *método del índice de vulnerabilidad*, el cual define la acción sísmica en términos de intensidad macrosísmica y caracteriza la vulnerabilidad de los edificios en términos de un valor numérico. Para estimar el daño esperado para una intensidad y un índice de vulnerabilidad dados son empleadas funciones semiempíricas basadas en datos de daño observados en terremotos pasados. Este método, exponen los autores, es muy eficiente en la caracterización de la vulnerabilidad permitiendo incorporar, de forma sencilla, información complementaria de edificios del mismo tipo. El segundo método presentado es el *método del espectro de capacidad*, mediante el cual obtuvieron las curvas de fragilidad y luego obtuvieron las probabilidades de ocurrencia de los diferentes estados de daño. Finalmente los autores, efectuaron la aplicación a la ciudad de Motril en España, donde se ha construido una base de datos que contiene las características, geométricas, estructurales y constructivas de los edificios de viviendas, para lo cual se analizaron dos escenarios sísmicos definidos en términos de intensidad macrosísmica.

14th World Conference on Earthquake Engineering, China, 2008

- El análisis de la vulnerabilidad sísmica de sistemas estructurales y de infraestructura, que son realizados con frecuencia por medio de curvas de fragilidad, para lo cual hay dos enfoques, ya sea basado en el supuesto de que la respuesta estructural sigue la distribución lognormal o utilizando técnicas de análisis de fiabilidad para el cálculo de la probabilidad de excedencia de varios estados daños y niveles de intensidad sísmica como peligrosidad, para lo cual la Simulación de Monte Carlo (MCS) es una técnica considerada como el método de análisis de confiabilidad más consistente, que no tiene limitaciones en cuanto a su rango de aplicabilidad. (Tsompanakis *et al.*,2008). Sin embargo, exponen los autores, que la única limitación que impone es el esfuerzo computacional requerido, que aumenta considerablemente cuando se aplica para el cálculo de probabilidades más bajas. Por lo que los autores utilizaron la incorporación de redes neuronales artificiales en el marco del análisis de la vulnerabilidad, y demostraron que aumenta la eficiencia computacional de la Simulación de Montecarlo, ya que las redes neuronales requieren una fracción de tiempo en comparación con el procedimiento convencional y comprueban que las redes neuronales ofrecen una precisa y eficiente manera de determinar la vulnerabilidad sísmica para una estructura geotécnica de gran escala.
En este trabajo se trata el tema de la vulnerabilidad sísmica desde otro enfoque, ayudando a que su implementación sea más rápida.

- Un segundo trabajo relacionado con el tema tratado en esta tesis, es el expuesto por Labbé (2008), en el cual compara dos métodos de evaluación del riesgo sísmico. El primero se basa en datos históricos, que considera datos estadísticos de terremotos de distintas intensidades epicentrales, donde el riesgo se estima en términos de probabilidad anual de ocurrencia de los grados de daños dados y el segundo método se basa en la convolución de los datos de riesgos sísmicos y las curvas de fragilidad para edificios de albañilería. La fragilidad de las albañilerías es descrita mediante una distribución log-normal clásica de la probabilidad excedencia de un daño dado versus la PGA. El autor lleva a cabo un estudio de sensibilidad de varios casos para la obtención de los valores de la mediana y de la desviación estándar, luego sus resultados, expone el autor, podrían utilizarse para reducir las incertidumbres en la evaluación probabilística del riesgo sísmico en áreas de baja a moderada peligrosidad donde no existen suficientes datos históricos disponibles.

Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica Puebla, 2009

- López *et al.* (2009) presentan curvas de fragilidad, ante sismos o vientos, para diferentes estructuras mayores, de subestaciones eléctricas, normalizadas en México. Dichas curvas las obtuvieron mediante el cálculo de probabilidades de falla, empleando métodos de confiabilidad de primer orden y el análisis de la fragilidad para diferentes intensidades del peligro sísmico o eólico, considerando modos de falla simplificados tanto en elementos estructurales como en algunos tipos de sus conexiones. Estas curvas, según los autores, permitirán elaborar mapas de tasas de falla, ante sismo o viento, con el fin de definir el comportamiento de subestaciones desde el punto de vista del diseño óptimo y riesgo.
- Otro trabajo de este congreso, es el de Olmos *et al.* (2009), en el que determinan curvas de fragilidad de desplazamientos para las pilas de un puente con tres posibles sistemas de aislamiento, como función del amortiguamiento que desarrolla el sistema debido a las acciones sísmicas. En ese artículo, además, los autores describen una posible metodología para la evaluación de las curvas de fragilidad.

2.4 Panorama en Chile

En la actualidad en Chile no existen normas que regulen o indiquen las pautas para estudios de la vulnerabilidad sísmica, sólo existe normativa para el diseño sísmico de edificios, (NCh433of.1996), pero donde el concepto de vulnerabilidad sísmica y por lo mismo de curvas de fragilidad, no está incluido.

Lo mismo ocurre con relación al análisis no lineal estático, ya que la normativa chilena no lo toma como requisito. Por ello los estudios hechos en Chile son aplicaciones de estudios y/o procedimiento con los que se trabajan en Europa y

E.E.U.U. principalmente. Del mismo modo los estudios de vulnerabilidad sísmica en Chile son trabajos más bien de investigación que no se efectúan como procedimientos regulares o establecidos dentro del diseño sísmico chileno.

En el ámbito del análisis no lineal, y específicamente en el análisis estático no lineal, existen varios trabajos realizados en Chile y varios autores dedicados a la investigación en esta área, siendo la técnica del pushover bastante utilizada, sobre todo en tesis de pregrado de distintas universidades chilenas.

La Universidad Austral de Chile ha visto florecer varias investigaciones y trabajos, como el realizado por Verdi (2004), donde estudia la variación en la respuesta estática no lineal de una estructura de hormigón armado de un piso, conformada por marcos rígidos perimetrales, un muro interior y una losa que actúa como diafragma rígido, y solicitada por una carga monotónicamente creciente bajo todos los ángulos de incidencia (pushover).

Otro trabajo de esta casa de estudios, es el realizado por Silva (2006), en el que estudia el comportamiento elástico e inelástico, mediante la técnica del pushover, de 3 tipologías de edificios de diez pisos y uno de nueve pisos, en acero, que presentan distintas irregularidades de rigidez en altura. A través de este análisis se evalúan demandas locales de resistencia y ductilidad para comprender el comportamiento inelástico de tales tipologías.

En un tercer trabajo como parte de una tesis de pregrado de la UACH, revisado durante el desarrollo de esta tesis, se estudia el desempeño de edificios de hormigón armado estructurados en base a pórticos planos acoplados a muros de altura parcial, para ello Meneses (2006), analizó seis edificios de diez pisos, conformados por nueve marcos planos que incorporan en dos de sus ejes muros, cuya altura varía con cada estructura. El desempeño de las estructuras fue evaluado bajo procedimientos estático no lineal o análisis pushover, en dirección del eje fuerte de los muros.

Al igual que en esta tesis, los parámetros de modelación y criterios de aceptación numérica que definen las curvas constitutivas de las rótulas plásticas, cualquiera sea su naturaleza, que utilizó Meneses (2006), son evaluados según el documento FEMA 356 (FEMA, 2000), mientras que los análisis pushover fueron ejecutados en el programa computacional SAP2000. En aquel trabajo se describió la secuencia de fallas que afecta a las estructuras, se evaluaron las curvas de capacidad de cada edificio y se mostró que la alta rigidez de los muros incrementa la resistencia de los edificios a la vez que disminuye su ductilidad global.

El último trabajo revisado (de esta casa de estudios) donde se utiliza el pushover como técnica de análisis no lineal, es el desarrollado por Villanueva (2008), en aquel trabajo, el autor diseña un edificio de hormigón armado de 5 pisos, para la ciudad de Valdivia, utilizando los principios del diseño sísmico basado en el desempeño, para el cual este análisis

(pushover), es fundamental, ya que debe obtener la curva de capacidad y el punto de desempeño de la estructura para diferentes niveles de demanda sísmica y con ello diseñar la edificación utilizando el método antes mencionado. (DSBD).

Trabajos hechos en Chile en el área de la vulnerabilidad sísmica pero no mediante curvas de fragilidad es por ejemplo el realizado por Droguett (2008), en el que compara (en cuanto a vulnerabilidad sísmica y coste), edificios estructurados con marcos y muros de hormigón armado, con el fin de determinar qué tipo de estructuración resulta más conveniente, y cuantificar las diferencias entre una u otra. Para ello la autora analizó cinco edificios; tres estructurados en base a muros y dos en base a marcos. Para realizar el análisis de vulnerabilidad aplicó el método no-lineal “Demanda-Capacidad” a ambos edificios, y para lo cual determinó las curvas de capacidad y las curvas de Demanda a partir de los espectros de pseudo aceleración de la norma NCh 433. Este trabajo lo realizó para edificios emplazados en la Zona Sísmica 2 y para un suelo de fundación Tipo II.

Otro trabajo en el ámbito de la vulnerabilidad sísmica es el realizado por Astroza *et al.*(2005), donde evalúa la vulnerabilidad sísmica de un grupo de edificios de bajo costo construidos en los últimos 20 años en sectores populares de la ciudad de Santiago. Los edificios tienen entre 3 y 4 pisos y corresponden a estructuras con muros de hormigón armado y muros de albañilería con diferentes modalidades de refuerzo, entre las que destacan la albañilería armada, la albañilería confinada y la albañilería “híbrida”. La evaluación sísmica de los edificios se estimó a través de algunos índices de comportamiento sísmico normalmente usados para estos efectos, comprobándose que los edificios sufrirían diferentes niveles de daños al producirse un escenario sísmico similar al del terremoto del 3 de marzo de 1985, daños que se pueden ver incrementados por efecto de las ampliaciones realizadas por los propietarios de las viviendas.

Otro trabajo, es el hecho por Roldán *et al.*(2005), donde describen una herramienta para evaluar la vulnerabilidad sísmica de sectores urbanos de ciudades expuestas a riesgos sísmicos, utilizadas tanto en la aplicación del proyecto RADIUS (Risk Assessment Diagnosis Urban System Tools) primeramente para la ciudad de Antofagasta y luego, extensiva a las ciudades de Arica, Iquique, Tocopilla y Copiapó. Dicha herramienta fue traspasada por el IDNDR de la ONU a la contraparte técnica del team Radius en Antofagasta. En esto, es importante la determinación del sismo de control de acuerdo a la historia sísmica de la zona en estudio, el análisis de los aspectos geológicos y geotécnicos del lugar, la estimación de las intensidades provocadas por el sismo de control en función de leyes de propagación y atenuación de la energía sísmica, el catastro de construcción local fijando los tipos estructurales predominantes y su emplazamiento en la ciudad, la determinación de curvas de vulnerabilidad, el establecimiento de un escenario sísmico y finalmente, el plan de acción que se vale de estos resultados que proveen valiosa información para la elaboración de planes para la prevención y mitigación de los efectos de la ocurrencia eventual de un sismo de características destructivas previsible.

Siguiendo la misma línea del trabajo señalado anteriormente, se ubica el hecho por Tapia *et al.*(2002), donde desarrollaron estudios tendientes a evaluar la vulnerabilidad sísmica de todas las ciudades de la zona Norte de Chile; aplicando la metodología adquirida durante el desarrollo del proyecto RADIUS para la ciudad de Antofagasta en 1998.

El proyecto RADIUS (Okazaki y RADIUS, 2000; RADIUS, 2000) fue promovido por la secretaria de la International Decade for Natural Disaster Reduction (IDNDR) que tuvo lugar en la última década del siglo XX y fue llevado a cabo bajo los auspicios de las Naciones Unidas entre los años 1997 y 1999. Su objetivo global fue promover actividades que mitigasen el riesgo sísmico en áreas urbanas, especialmente en países en vías de desarrollo. El estudio se centró en nueve ciudades vulnerables a terremotos, tsunamis o deslizamientos de tierras, distribuidas por todo el mundo. Esta iniciativa persiguió tres objetivos concretos principales:

- Desarrollar escenarios de daño sísmico y planes de gestión de riesgo sísmico en las nueve ciudades seleccionadas.
- Desarrollar un manual práctico para la evaluación de riesgo sísmico en áreas urbanas.
- Aumentar el conocimiento sobre riesgo sísmico en las comunidades donde fue implantado el proyecto.
- Promover el intercambio de información para la mitigación del riesgo sísmico de la ciudad.

Cabe mencionar que una de las 9 ciudades escogidas para realizar este proyecto fue la ciudad de Antofagasta de Chile, y luego esa experiencia sirvió de base para realizar estudios en otras ciudades del norte del país.

Finalmente como se mencionó antes, la utilización de las curvas de fragilidad no es actualmente una herramienta usada en el país en la obtención de la vulnerabilidad sísmica a diferencia de muchos otros países donde se ocupa y bastante. Sin embargo en la revisión del estado del arte (panorama en Chile), se encontraron varios estudios por separado que indican que hay una creciente preocupación por este tipo de temas, tanto en el tema del análisis no lineal como en la obtención a partir de distintas metodologías una representación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras y/o ciudades.

Capítulo III

3 Metodología para la Obtención de Curvas de Fragilidad y Matrices de Probabilidad de Daño

3.1 Introducción

En este capítulo se describe la metodología usada para el estudio y obtención de las curvas de fragilidad y sus correspondientes matrices de probabilidad de daño. Primeramente se describe la teoría del análisis no lineal (técnica del pushover) que se utiliza para obtener las curvas de capacidad de los edificios estudiados, luego se expone la teoría que se utiliza para la obtención de los espectros de capacidad y de los espectros de desplazamiento y finalmente se expone la teoría utilizada para la obtención de las curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño.

3.2 Capacidad estructural

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales. Para determinar sus capacidades más allá del límite elástico, es necesario utilizar algún tipo de análisis no lineal, como por ejemplo, el análisis estático no lineal (análisis pushover). Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos secuenciales, que se superponen para aproximarse a un diagrama conocido con el nombre de **curva de capacidad**. Esta curva relaciona las fuerzas en la base (cortante basal, V) y los desplazamientos (D) en el nivel superior de la estructura (ver Figura 3.1). El modelo matemático de la estructura se modifica para tener en cuenta la reducción de resistencia de los elementos que ceden. De esta forma, se aplican una serie de fuerzas horizontales, las cuales se incrementan de manera monotónica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. (Bonett, 2003).

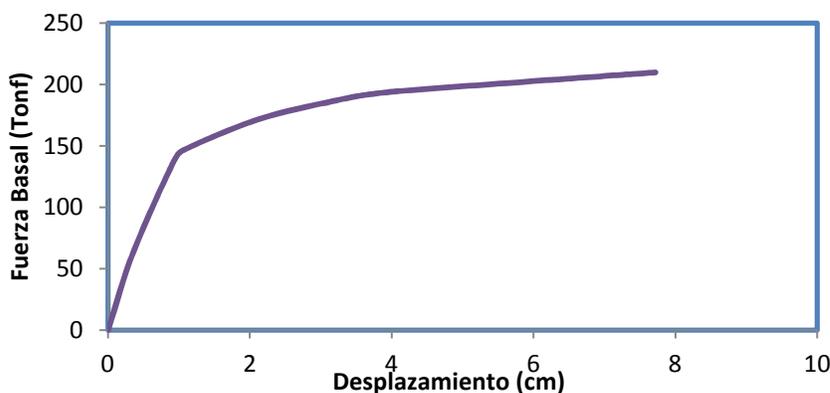


Fig. 3.1. Ejemplo de una curva de capacidad (cortante en la base v/s desplazamiento nivel superior).

La curva de capacidad se construye generalmente para representar la respuesta del primer modo de la estructura, basado en la hipótesis según la cual el modo fundamental de vibración se corresponde con la respuesta predominante. Esto es

generalmente válido para estructuras con períodos propios menores que 1 s. Para estructuras más flexibles, el análisis debe considerar la influencia de los modos de vibración más altos.

3.2.1 Análisis estático no lineal (Análisis Pushover)

El análisis estático no lineal es una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia-deformación, de una estructura bajo una distribución esperada de fuerzas inerciales esperada. Este análisis se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales F_i que se incrementan de manera monótonica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Utilizando este procedimiento, es posible identificar la secuencia del agrietamiento, fluencia y fallo de los componentes, los estados límites de servicio y la historia de deformaciones y cortantes en la estructura que corresponde a la **curva de capacidad** (ver Figura 3.2).

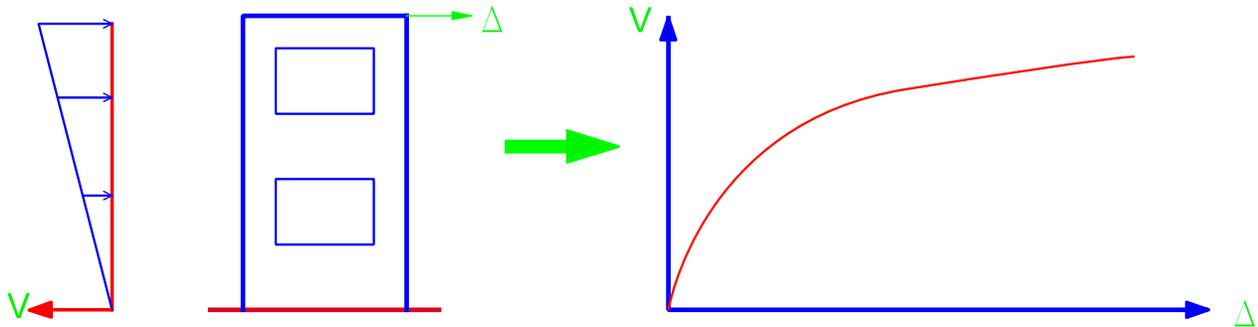


Fig. 3.2. Representación del análisis estático no lineal (técnica de pushover).

La forma de la distribución de las fuerzas laterales, constante, lineal, parabólica, etc., aplicada a una estructura, influye en la determinación de la curva de capacidad. Considerando que no existe un único patrón de cargas, una solución práctica puede ser utilizar por lo menos dos distribuciones diferentes y definir la curva de capacidad como la envolvente de los resultados obtenidos con ambas distribuciones (Fajfar, 2000).

Es importante tener en cuenta que, aunque este procedimiento se basa en los desplazamientos y trata la no linealidad, tiene algunas limitaciones fundamentales que deben ser consideradas en la aplicación e interpretación de los resultados obtenidos. A continuación se comentan algunas de estas limitaciones.

- Existe un consenso general en que el daño estructural es una función tanto de la deformación como de la energía. El procedimiento utilizado en el análisis pushover implícitamente asume que el daño depende sólo de la deformación lateral de la estructura, despreciando los efectos de duración y disipación de la energía acumulada.

Por lo tanto, la aplicabilidad de esta medida del daño es algo simplista, particularmente para estructuras no dúctiles, cuyos cíclicos histeréticos inelásticos presentan un fuerte estrechamiento y una forma.

- El análisis pushover se centra sólo en la energía de deformación de una estructura, con lo cual, este procedimiento puede conducir a despreciar la energía asociada a las componentes dinámicas de las fuerzas, es decir, la energía cinética y la energía de amortiguamiento viscoso.
- Los efectos de torsión producidos por las variaciones de resistencia y rigidez no pueden ser considerados con un análisis pushover, debido a que es un análisis en dos dimensiones.
- El patrón de cargas sólo considera fuerzas sísmicas laterales e ignora por completo la carga sísmica vertical.
- Los cambios progresivos en las propiedades modales que ocurren en la estructura cuando experimenta fluencia no lineal cíclica durante un sismo, no son considerados en este tipo de análisis.

3.2.2 Representación bilineal de la curva de capacidad

La representación bilineal de la curva de capacidad, se utiliza para estimar el espectro de demanda reducido llamado también espectro inelástico. Para obtener esta representación, es necesario definir el punto de fluencia y el punto de agotamiento de la capacidad o desempeño de la estructura. En la actualidad, no existe un consenso dentro de la comunidad internacional para la definición de estos dos puntos. Han sido formuladas varias propuestas, que se traducen en un amplio espectro de desplazamientos límites y ductilidades. Así por ejemplo, el desplazamiento de fluencia se puede definir como: a) el punto de intersección de la rigidez tangente inicial con la resistencia nominal, b) la intersección de la rigidez secante a través de la primera fluencia con la resistencia nominal y c) el desplazamiento en la primera fluencia, entre otras posibilidades. El desplazamiento último, también ha sido definido de diversas formas: a) el desplazamiento correspondiente a la resistencia pico, b) el desplazamiento correspondiente al 20% o 50 % de la resistencia pico o nominal, y c) el desplazamiento en la fractura inicial del refuerzo transversal.

Existen varios criterios para encontrar el modelo bilineal de la curva de capacidad resistente con el que se determina el punto en el cual la estructura deja de trabajar en el rango elástico e inicia su trabajo en el rango no lineal. A este punto se denomina punto de fluencia de la estructura.

En forma muy conservadora se puede indicar que el punto de fluencia de la estructura se alcanza cuando alguna sección de la misma ingresa al rango no lineal, para el efecto basta que en el análisis con el pushover se determine cuando alguna sección alcanzó el punto de fluencia. En realidad esto sería una cota inferior de V_y . Se destaca que el punto de fluencia al aplicar cualquiera de los criterios que se mencionan a continuación no debe estar distante de este punto que se ha denominado cota inferior.

A continuación se mencionan cuatro criterios para la determinación del punto de fluencia en una estructura, y por consiguiente la determinación de la representación bilineal:

- Criterio de la Rigidez Tangente Horizontal.
- Criterio de las Rigideces Tangentes.
- Criterio de las Áreas Iguales.
- Ajuste por Mínimos Cuadrados.

El procedimiento propuesto en FEMA 356 (2000), planteado inicialmente en el FEMA 273 (1996), para obtener la representación bilineal de la curva de capacidad ha sido ampliamente utilizado dentro de la comunidad internacional, y corresponde al Criterio de las Áreas Iguales. Esta idealización se basa específicamente en que la energía disipada por la estructura, dada por el área bajo la curva real o de pushover sea igual a la energía disipada por la curva idealizada mediante un sistema elastoplástico, y puede describirse mediante los siguientes pasos:

1. Definición del desplazamiento último D_u y el correspondiente valor de cortante en la base V_u al que puede llegar la estructura antes que se inicie el mecanismo de colapso. Estos valores definen el punto B de la Figura 3.3.
2. Cálculo del área bajo la curva de capacidad A_{curva} , utilizando un método de integración, como por ejemplo la regla de los trapecios.
3. Estimación del cortante basal de fluencia V_y^i . Este valor, que es un primer paso, se elige arbitrariamente, y se redefine mediante un proceso iterativo que iguala las áreas bajo la curva real A_{curva} y la curva bilineal idealizada $A_{bilineal}$. El superíndice indica el paso “i” del proceso iterativo.
4. Cálculo de la pendiente inicial K_e^i de la curva bilineal. Se obtiene uniendo, con una línea recta, el origen “O” y el punto sobre la curva de capacidad real con un cortante basal igual a $0.60 V_y^i$ (ver Figura 3.4). Para ello, son necesarios los siguientes pasos:
 - A partir de los datos del análisis pushover, se determina el desplazamiento $D_{0,6}^i$ correspondiente a un cortante basal igual a $0,6V_y^i$
 - La pendiente K_e^i corresponde a la rigidez lateral efectiva de la estructura y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$K_e^i = \frac{0,6V_y^i}{D_{0,6}^i} \quad [3.1]$$

5. Cálculo del desplazamiento de fluencia D_y^i , el cual se define como:

$$D_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} \quad [3.2]$$

El punto A de la Figura 3.3, corresponde a un cortante basal V_y^i y un desplazamiento D_y^i .

6. Definición de la curva bilineal. Se define mediante las rectas OA, AB (ver Figura 3.3).
7. Cálculo del factor reductor (α) de la rigidez de la estructura después de la fluencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{V_u}{V_y^i} - 1}{\frac{V_u}{D_y^i} - 1} \quad [3.3]$$

8. Cálculo del área bajo la curva bilineal OAB, $A_{bilineal}$

9. Se determina el error ε en la representación bilineal como,

$$\varepsilon = \frac{A_{curva} - A_{bilineal}}{A_{curva}} * 100 \quad [3.4]$$

Si el error ε excede el nivel de tolerancia preestablecido, se requiere de un proceso iterativo, esto es:

- Se calcula el nuevo valor de cortante basal de fluencia

$$V_y^{i+1} = V_y^i \frac{A_{curva}}{A_{bilineal}} \quad [3.5]$$

- Se repiten los pasos 4 a 8 con el nuevo valor V_y^{i+1} .

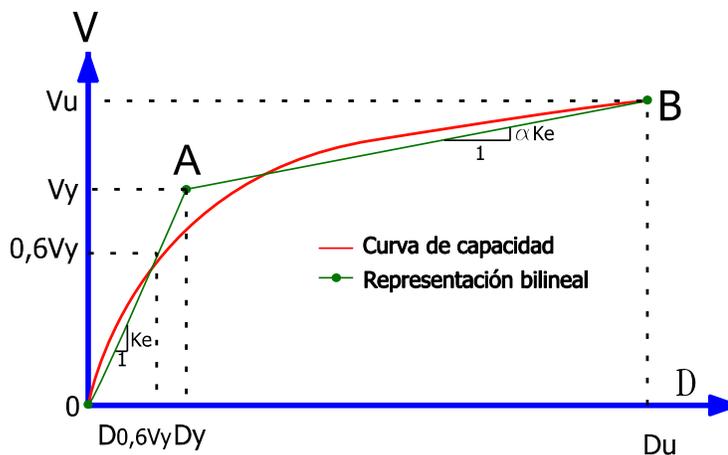


Fig. 3.3. Representación bilineal de la curva de capacidad – Procedimiento empleado en FEMA 356 (FEMA, 2000).

3.3 Espectro de Capacidad

Una vez determinada la curva de capacidad y la representación bilineal de la misma, es necesario transformar esta curva a una que relacione el desplazamiento espectral S_d , con la aceleración espectral S_a que es capaz de resistir la estructura, y así poder comparar directamente la demanda con la capacidad de la estructura, ambos parámetros se obtienen usando las características dinámicas del modo fundamental, que representa a la estructura como un sistema de un solo Grado De Libertad (1 GDL), a esta representación se le conoce como espectro de capacidad.

El espectro de capacidad se lo determina a partir de la curva de capacidad resistente, utilizando las siguientes ecuaciones:

$$Sd_j = \frac{Dt_j}{\gamma_M \phi_{t1}} \quad [3.6]$$

$$Sa_j = \frac{V_j}{M_T \alpha} \quad [3.7]$$

El subíndice j, corresponde a los puntos del diagrama de capacidad resistente que se consideran. Es importante destacar que para cada j, existe un desplazamiento máximo en el tope que se ha denominado Dt_j asociado al cortante V_j y un vector de amplitud laterales de cada uno de los pisos ϕ , sobre la base de la cual se determina ϕ_{t1} que es la amplitud en el tope de la estructura asociado al primer modo; γ_1 es el factor de participación del modo 1, α_1 es el factor de participación del modo 1 en el cortante basal del primer modo; M_T , es la masa total de la estructura.

$$m_1 = \phi^t M \phi \quad [3.8]$$

$$\gamma_1 = \frac{\phi^t M J}{m_1} \quad [3.9]$$

$$\alpha_1 = \frac{(\phi^t M J)^2}{M_T m_1} \quad [3.10]$$

De esta forma, se tiene un vector de configuración dominante ϕ que esta normalizado a la unidad; M es la matriz de masas, J es un vector en función del cual se escribe el vector de cargas generalizadas Q, para el análisis sísmico plano J es un vector unitario pero para el análisis sísmico espacial depende del modelo numérico de calculo que se utilice.

Todas las ecuaciones anteriores sirven para obtener el espectro de capacidad de la estructura asociada al primer modo de vibración. En consecuencia, los periodos de vibración que se obtienen del espectro de capacidad están asociados con dicho modo. Normalmente la mayor parte de edificios responden al primer modo de vibración.

Para problemas especiales en que se conoce que la estructura no va a responder en el primer modo, se deberá encontrar el espectro de capacidad para el modo que se desee, Bonett et al (2003).

En este caso las ecuaciones (3.6) y (3.7) se cambian por las siguientes:

$$S_{dj} = \frac{D_{ij}}{\gamma_i} \quad [3.11]$$

$$S_{aj} = \frac{V_j}{m_i g} \quad [3.12]$$

Donde m_i es la masa modal i , γ_i es el factor de participación del modo i pero adicionalmente debe cumplir con la condición de que el periodo de vibración del espectro de capacidad para el rango elástico es igual al periodo de vibración del modo i que se obtiene de la solución del problema de valores y vectores propios. A pesar de que es posible obtener espectros de capacidad para cualquier modo de vibración, lo común es trabajar con el primer modo.

3.4 Demanda sísmica

3.4.1 Espectro de demanda elástico

La demanda sísmica generalmente se representa por medio de un espectro de respuesta, el cual presenta la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad (1 GDL) como una función de sus frecuencias o periodo. Tradicionalmente, en la ingeniería sísmica, se ha utilizado un espectro de respuesta de aceleraciones para procedimientos de análisis y diseño de estructuras basados en las fuerzas. Sin embargo, durante los últimos años se ha identificado que los parámetros más relevantes en el diseño son los desplazamientos y las deformaciones. Por lo tanto, se ha promovido el uso de espectros de respuesta en el formato AD (S_a v/s S_d) para propósitos de diseño basado en el desempeño sísmico (ATC-40, SEAC, 1995). Como su nombre lo indica, en este diagrama se grafica en el eje de las ordenadas la aceleración espectral y en las abscisas el desplazamiento espectral. La ventaja de este formato es que la capacidad y la demanda pueden superponerse en el mismo diagrama, permitiendo una solución grafica del nivel de desempeño de una estructura (Bonett, 2003).

El procedimiento para construir el espectro de demanda sísmica en este formato, es el siguiente:

- Cálculo del espectro elástico de aceleraciones, S_{ae} .
- Cálculo del espectro elástico de desplazamientos S_{de} aplicando la siguiente expresión:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad [3.13]$$

- Construcción del espectro elástico en formato Aceleración-Desplazamiento AD ($S_{ae} - S_{de}$) (ver Figura 3.5).

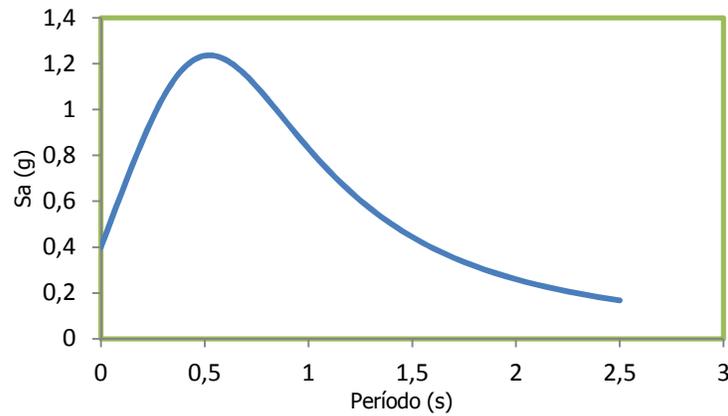


Fig. 3.4. Espectro elástico de aceleraciones.

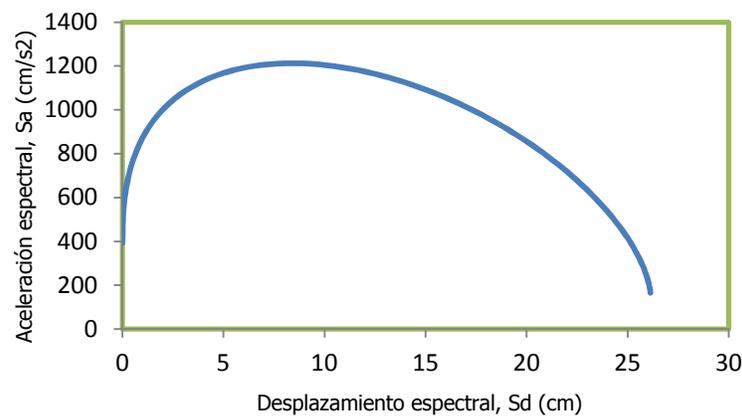


Fig. 3.5. Espectro de demanda elástico en formato AD

3.4.2 Espectro de demanda inelástico

En la ecuación (3.13), S_{ae} , S_{de} , corresponden al desplazamiento y aceleración espectral, para el rango elástico. Sean S_a y S_d , el desplazamiento y la aceleración espectral para el rango inelástico y considerando que el espectro inelástico se obtiene dividiendo el espectro elástico para el factor de reducción de las fuerzas sísmicas R_μ , de tal forma que:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad [3.14]$$

$$S_d = \frac{\mu S_{de}}{R_\mu} = \frac{\mu T^2}{R_\mu 4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad [3.15]$$

Donde μ , es la demanda de ductilidad.

3.5 Factores de reducción. Factor de reducción de Miranda

Los espectros inelásticos se obtienen en función del factor de reducción de las fuerzas sísmicas $R_{\mu\xi}$, el mismo que se define de la siguiente manera:

$$R_{\mu,\xi}(\mu_0, \xi_0, T_0) = FS(\mu = 1, \xi = 0.05, T_0) / FS(\mu_0, \xi_0, T_0) \quad [3.16]$$

Siendo μ_0 , ξ_0 , T_0 , los valores específicos de la demanda de ductilidad, amortiguamiento y periodo, asociados a la estructura en la cual se determina el factor de reducción de fuerzas $R_{\mu\xi}$.

Existen una gran cantidad de trabajos para estimar los factores de reducción de las fuerzas sísmicas, entre los que se destacan los desarrollados por Wu y Hanson (1989), Nassar y Krawinkler (1991), Miranda (1993), Ordaz y Pérez (1998), Vidic, Fajfar y Fishinger (1999), Chopra y Goel (1999), Danny Arroyo (2001). Lee *et al* (1999). A parte de todo esto se tienen las recomendaciones dadas por FEMA 356. Todo esto demuestra que se debe tener bastante cuidado al seleccionar una determinada ecuación para obtener los espectros inelásticos a partir de los elásticos. Es importante conocer la fuente de los datos sísmicos en base a los cuales se obtuvieron los factores de reducción de las fuerzas sísmicas y de esa manera seleccionar la más adecuada de acuerdo a la ubicación de la construcción. (Aguilar, 2002). Para este trabajo se ocupó el trabajo de Miranda (1993), por ser el que más se adecuaba para el tipo de suelos de la ciudad de Valdivia.

Miranda (1993), presenta factores de reducción de las fuerzas sísmicas en función del tipo de suelo, aspecto que no lo tenían en consideración los otros trabajos, para esto encontró la respuesta no lineal con comportamiento elastoplástico de 124 acelerogramas registrados en roca, suelo blando y depósitos aluviales. Determinó que las condiciones de suelo tienen un efecto importante en la forma de los factores de reducción. En suelo blando, destaca que la relación entre el período del sistema y el período de la excitación tienen un efecto notable en el factor de reducción. Por otra parte, señala que la distancia epicentral no tiene un efecto importante en el factor de reducción.

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \geq 1 \quad [3.17]$$

Donde ϕ , es un factor que depende del tipo de suelo y está definido por (3.17) para sitios en roca, (3.18) para depósitos aluviales y (3.19) para suelos blandos.

$$\phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} \exp \left[-\frac{3}{2} \left(\ln T - \frac{3}{5} \right)^2 \right] \quad [3.18]$$

$$\phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} \exp \left[-2 \left(\ln T - \frac{1}{5} \right)^2 \right] \quad [3.19]$$

$$\phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} \exp \left[-3 \left(\ln \frac{T}{T_g} - \frac{1}{4} \right)^2 \right] \quad [3.20]$$

Siendo T_g , el período de vibración del suelo. Por lo tanto si se desea considerar la influencia del suelo, especialmente cuando se tienen suelos blandos, se recomienda trabajar con los factores de reducción de Miranda. Por otra parte, se destaca que aún para suelos firmes se pueden alcanzar valores de R_{μ} mayores a la demanda de ductilidad μ .

3.6 Estimación del punto de desempeño. Método del espectro de capacidad

Una definición adecuada del punto de desempeño de una estructura es útil para el diseño de nuevas estructuras, para la rehabilitación de estructuras existentes y para el análisis de vulnerabilidad y daño sísmico. La identificación de este punto permite entender mejor el comportamiento de una estructura sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad y puede ser de gran ayuda para incrementar los niveles de seguridad a un bajo costo. (Bonett, 2003).

Durante los últimos años, ha habido un incremento considerable del uso del análisis estático no lineal como una herramienta para la evaluación de la resistencia y seguridad en el campo de la ingeniería sísmica. Este procedimiento se considera generalmente, más realista en la estimación de la vulnerabilidad que los procedimientos lineales ampliamente utilizados en los diferentes códigos o normativas de diseño (Kim y D'Amore, 1999). Una variedad de procedimientos de este tipo de análisis se están consolidando y han sido descritos en detalle en estudios tales como el ATC-40, FEMA 273 y FEMA 356.

Los principales métodos de análisis estático no lineal simplificados, utilizados para determinar el punto de desempeño (demanda de desplazamiento) de una estructura son: el Método del Espectro de Capacidad (MEC), el Método del Coeficiente de Desplazamiento (MCD) y el método N2 (MN2).

En este trabajo se utilizó el método del espectro de capacidad, ya que es el que mejor se adecuaba a las necesidades de este estudio.

El método del espectro de capacidad fue propuesto por Freeman (1975), como un método rápido para la evaluación del riesgo sísmico. Posteriormente fue utilizado para correlacionar movimientos sísmicos con las observaciones del desempeño de construcciones existentes (ATC, 1982). En la actualidad, el método constituye un procedimiento simple para determinar el punto de desempeño de una estructura cuando se ve sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad. Mediante un procedimiento gráfico, se compara la capacidad para resistir fuerzas laterales con la demanda sísmica, representada por medio de un espectro de respuesta reducido (Freeman, 1995). La representación gráfica hace posible una evaluación visual de cómo podría comportarse la estructura cuando se somete a un determinado movimiento sísmico.

La capacidad de la estructura se representa por medio de una curva que relaciona la fuerza lateral, cortante basal V , con el desplazamiento en la parte superior D . Esta curva se puede obtener mediante un análisis “pushover”. Para comparar directamente la demanda con la capacidad de la estructura, ambos parámetros se convierten a un grupo de coordenadas espectrales usando las características dinámicas del modo fundamental, que representa la estructura como un sistema de un solo Grado De Libertad (1 GDL.); a esta representación se le conoce con el nombre de **espectro de capacidad**. La

demanda sísmica se representa por medio de un espectro inelástico en formato AD (Sa vs Sd), que considera la respuesta no lineal de la estructura. El espectro inelástico se obtiene a partir de la reducción del espectro elástico lineal, por medio de un amortiguamiento histerético equivalente (ξ_{eq}). (Bonett, 2003).

Para obtener el punto de desempeño de la estructura se superponen los espectros de demanda sísmica y capacidad estructural en un mismo grafico y mediante un procedimiento iterativo se va reduciendo el espectro de demanda hasta obtener la ductilidad de convergencia que debe ser aproximadamente la ductilidad de la estructura, la cual se define como el cociente entre el desplazamiento espectral demandado S_{dm} y el desplazamiento espectral de fluencia S_{dy} . (Villanueva, 2008).

$$\mu = \frac{S_{dm}}{S_{dy}} \quad [3.21]$$

3.7 Vulnerabilidad sísmica. Curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño

Se dice que el riesgo sísmico es la *convolución* de tres funciones temporales: la peligrosidad, la vulnerabilidad y el coste;

$$r(e, x, t) = p(e, x, t) \otimes v(e, x, t) \otimes c(e, x, t) \quad [3.22]$$

es decir: donde $r(e, x, t)$ define el riesgo del elemento e , expuesto en el lugar x en el instante t ; $p(e, x, t)$ es la función que define la peligrosidad sísmica que es independiente del elemento; $v(e, x, t)$ es la función que define la vulnerabilidad del elemento expuesto e y $c(e, x, t)$ es la función de costo o valor económico del elemento expuesto.

La capacidad, vulnerabilidad y fragilidad son conceptos empleados para caracterizar la resistencia sísmica del bien expuesto. Es decir, el término $v(e, x, t)$ de la ecuación [3.22] que se suele definir mediante una cantidad relacionada con el grado de daño que resulta por la ocurrencia de un movimiento sísmico del terreno. A pesar de que la vulnerabilidad, de alguna manera, está relacionada con el terremoto y con el daño esperado, puede entenderse también como una característica intrínseca del edificio o estructura, que depende únicamente de sus características de diseño y construcción.

En este sentido se puede afirmar que cada estructura (o tipo de estructura), independientemente de la peligrosidad del lugar donde se halla, se puede caracterizar mediante un parámetro o función que cuantifica su capacidad resistente, la cual depende sólo de sus características y es independiente de la peligrosidad del lugar. (Lantada, 2007).

Para cada elemento e , nivel de peligro x y coste o estado de daño k , la correspondiente curva de fragilidad define la probabilidad de que el elemento expuesto e sufra un nivel de pérdida, degradación o grado de daño d mayor o igual que k cuando sucede un terremoto caracterizado por la variable independiente x ; es decir:

$$F_{e,k}(x) = P[x \geq k] \quad [3.23]$$

La curva de fragilidad del estado de daño nulo es trivialmente la unidad. HAZUS'99 y Risk-UE suponen que para los estados de daño diferentes del nulo ($k=0$), las curvas de fragilidad siguen una distribución de probabilidad log normal, cuya función densidad de probabilidad $pdf_{e,k}(x)$ viene definida mediante la siguiente ecuación:

$$pdf_{e,k}(x) = \frac{1}{\beta_{e,k} x \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{1}{\beta_{e,k}} \ln \frac{x}{x_{e,k}} \right)^2 \right] \quad [3.24]$$

Donde x es la variable que define la acción o la interacción entre el sismo y el elemento expuesto e , $\overline{x_{e,k}}$ es el valor medio de la distribución de probabilidad, y $\beta_{e,k}$ es la desviación típica del $\ln x$; e y k se refieren respectivamente al elemento expuesto y al grado o estado de daño.

La curva de fragilidad, es decir, la probabilidad de que el elemento e sufra un nivel de daño mayor o igual que el estado de daño k , en función de la acción x , viene dada por la unidad menos la integral entre 0 y x de la función de densidad de probabilidad definida por la ecuación [3.24], es decir:

$$F_{e,k}(x) = P[x \geq k] = 1 - P[x < k] = 1 - \int_0^x pdf_{e,k}(\xi) d(\xi) = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{e,k}} \ln \left(\frac{x}{x_{e,k}} \right) \right] \quad [3.25]$$

De esta forma, las curvas de fragilidad quedan definidas mediante dos parámetros: el valor medio $\overline{x_{e,k}}$, y la desviación típica o estándar $\beta_{e,k}$. El primero define el punto x para el cual la probabilidad de excedencia es del 50%. El segundo da una idea de la dispersión.

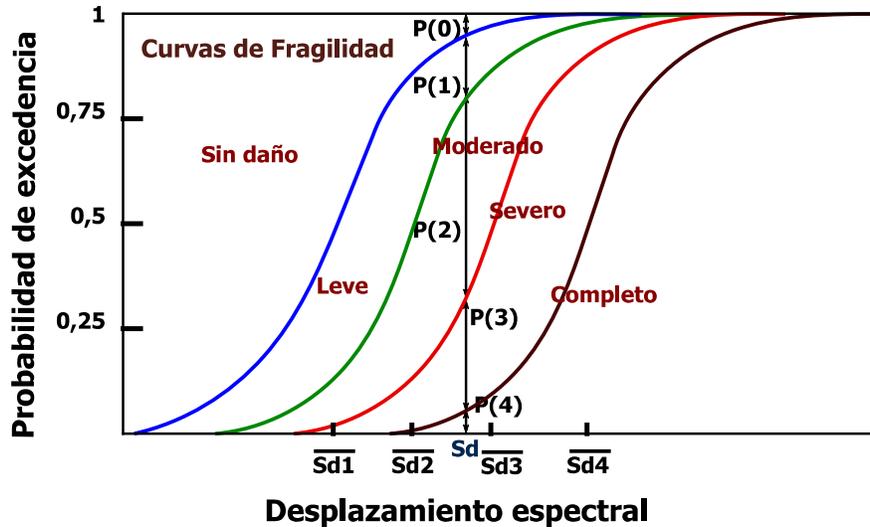


Fig. 3.6. Ejemplo de curvas de fragilidad. Se consideran 4 estados de daño diferentes del grado nulo o sin daño. Se muestra también el uso de las curvas de fragilidad para obtener las matrices de probabilidad de daño $P(k)$ para cualquier desplazamiento espectral Sd .

Es frecuente utilizar como variable x parámetros espectrales. En este estudio se utiliza el desplazamiento espectral Sd , que se define como el desplazamiento máximo de la respuesta de la estructura cuando sufre el terremoto definido mediante su espectro de respuesta. La Figura 3.6 muestra un ejemplo de curvas de fragilidad para los 4 estados de daño (1 Leve, 2 Moderado, 3 Severo y 4 Completo) en función del desplazamiento espectral Sd .

Además, para $k < N$, dado un desplazamiento espectral cualquiera $x = Sd$, las curvas de fragilidad permiten hallar las matrices de probabilidad de daño a partir de diferencias entre curvas adyacentes, es decir:

$$P(k) = P(x \geq k) - P(x \geq k + 1) \quad k = 0, \dots, (N - 1) \quad [3.26]$$

Este procedimiento se ilustra también en la misma Figura 3.6. Si $k = N$, entonces $P(k) = P(x \geq k)$ ya que no existen grados de daño superior al colapso.

Ahora la cuestión es cómo obtenemos las curvas de fragilidad para un elemento e definido mediante su espectro de capacidad y cómo obtenemos el desplazamiento espectral correspondiente a este mismo elemento cuando soporta un movimiento sísmico definido mediante su espectro de respuesta. Resueltos estos dos problemas el uso de la ecuación [3.26] permite obtener la correspondiente matriz de probabilidad de daño. Veamos estos dos aspectos.

Las curvas de fragilidad quedan totalmente definidas conocidos el valor medio y la desviación estándar. En este estudio se ha adoptado el método propuesto en Risk-UE que consiste en fijar estos umbrales de daño a partir de los puntos de

plastificación o fluencia y de colapso que definen los espectros de capacidad en su forma bilineal, en formato desplazamiento espectral-aceleración espectral ($S_d \bullet S_a$). Para determinar las desviaciones estándar, se considera consistencia con las hipótesis del Método del Índice de Vulnerabilidad, es decir que la distribución del daño es binomial o Beta equivalente.

Así pues, sean (S_{d_y}, S_{a_y}) el punto de plastificación o de fluencia y sea (S_{d_u}, S_{a_u}) el punto de capacidad última. Por opinión experta, se conviene en establecer los umbrales de los estados de daño, entendidos como aquellos para los que la probabilidad de excedencia del daño es del 50%, mediante las ecuaciones de la Tabla 3.1 (véase también Figura 3.7).

Tabla 3.1. Umbrales de los estados de daño.

Umbral del estado de daño	Estado de daño
$S_{d1} = 0,7D_y$	Daño Leve
$S_{d2} = D_y$	Daño Moderado
$S_{d3} = D_y + 0,25 (D_u - D_y)$	Daño Severo
$S_{d4} = D_u$	Daño Completo

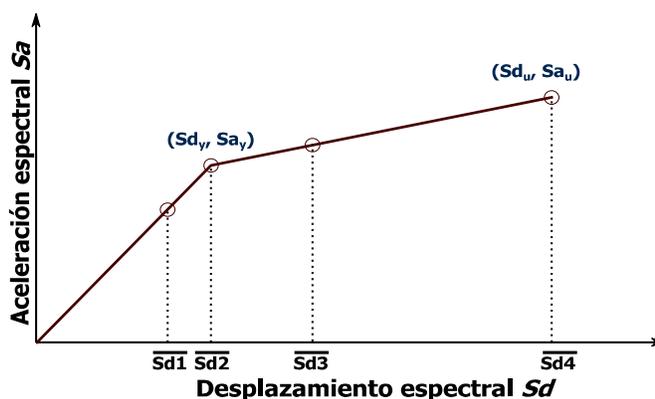


Fig. 3.7. Umbrales de los estados de daño.

Para estimar las desviaciones estándar se supone que para cada desplazamiento espectral S_{d_k} el daño se distribuye de forma binomial, o beta equivalente, y se obtienen las probabilidades de los otros estados de daño imponiendo que la del umbral k sea del 50%. Luego por un análisis del error cuadrático medio se estima las desviaciones típicas para cada estado de daño de cada uno de los 6 edificios estudiados. La Tabla 3.2 muestra las probabilidades obtenidas para cada estado de daño, mientras que la Figura 3.8 muestra los puntos correspondientes y las curvas de fragilidad ajustadas.

Tabla 3.2. Distribución de probabilidades de excedencia fijando la probabilidad del umbral en un 50%.

$P_{\beta}(1)$	0,5	0,9	0,99	1
$P_{\beta}(2)$	0,12	0,5	0,87	0,99
$P_{\beta}(3)$	0,01	0,14	0,5	0,88
$P_{\beta}(4)$	0	0,01	0,1	0,5

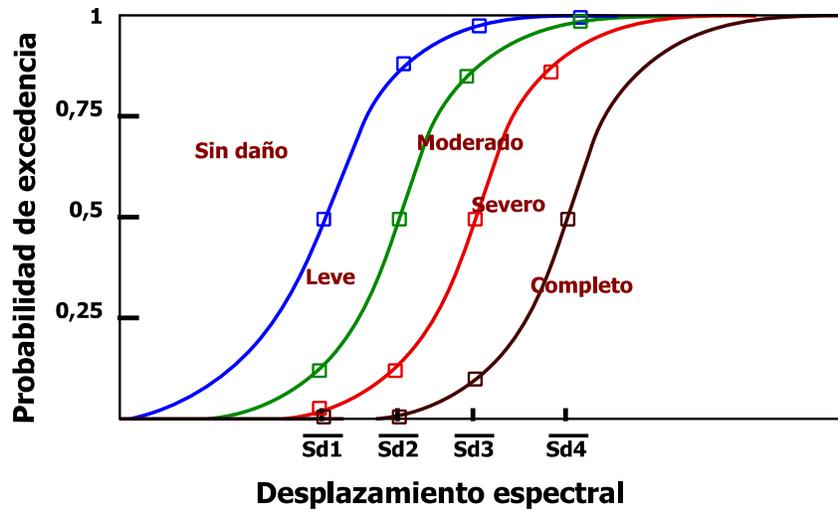


Fig. 3.8. Curvas de fragilidad ajustadas a los puntos de la tabla 3.2.

De esta forma, para cada edificio definido por su espectro de capacidad se obtienen las curvas de fragilidad.

Luego, de acuerdo a la Figura 3.6 y a la ecuación [3.26], se estima la matriz de probabilidad de daño correspondiente a un escenario sísmico o terremoto. En este estudio se obtendrán las matrices de probabilidad de daño para el punto de desempeño que alcanza cada edificio estudiado el cual se representa mediante su correspondiente desplazamiento espectral.

Capítulo IV

4 Aplicación a Algunas Tipologías Estructurales Características de H. A. Chilenas

4.1 Edificios analizados. Diseño

4.1.1 Introducción

Los edificios estudiados son 3 edificios en base a marcos de hormigón armado y 3 edificios en base a muros de hormigón armado, de 2, 5 y 12 pisos para cada tipología. Cada edificio es simétrico en planta y en altura, por lo que las respuestas debido a las cargas dinámicas y estáticas son iguales tanto en sentido x e y de análisis.

Estas tipologías son bastante usadas en Chile ya que se ha demostrado su buen desempeño en los eventos sísmicos que han acontecido en nuestro país, como en el ocurrido el 27 de febrero del 2010, donde la mayoría de las edificaciones cumplió satisfactoriamente con lo que exige la normativa sísmica chilena.

Al igual que en el resto del país, en la ciudad de Valdivia estas tipologías son bastante comunes, es por ello el análisis de este tipo de tipologías, ya que este estudio puede servir de base para un análisis de vulnerabilidad sísmica de estructuras existentes.

4.1.2 Definición de las estructuras a analizar

Las 6 estructuras estudiadas tienen 3m de altura de entrepiso; cada uno con una losa de hormigón armado de 15 cm de espesor. Cada estructura es simétrica en planta. Los edificios C1L, C1M, C1H tienen en planta 15m por lado, lo que da una superficie de 225m^2 por piso. Los edificios C2L, C2M, C2H, tienen muros en su perímetro y columnas en su interior, sus dimensiones en planta varían dependiendo de su altura, el edificio C2L tiene 9 m por lado lo que da una superficie de 81m^2 , el edificio C2M tiene 11m^2 lo que da una superficie de 121m^2 y el edificio C2H tiene 20m por lado con una superficie de 400m^2 .

Caracterización de las “bondades estructurales” de los edificios de muros.

- Variaciones de masa: Todos los edificios analizados, al ser simétricos en planta y en altura, no sufren variaciones de masas en sus distintos niveles de pisos.
- Detección de irregularidades: No se detectaron irregularidades, como esquinas entrantes etc., en los edificios analizados.
- Variaciones de rigidez: Al ser edificios altamente simétricos no existen variaciones de rigidez en altura, ya que las dimensiones de sus elementos se mantiene constante en todos los niveles para cada edificio respectivamente.

- Densidad de muros en planta según dirección de análisis:

Al ser edificios simétricos en planta, la densidad de muros es igual para el eje x e y.

Tabla 4.1. Densidad de muros en planta para cada edificio.

Edificio	Área muros en planta eje x e y (cm ²)	Área total de planta (cm ²)	Densidad de muros en planta eje x, eje y	Observación
C2L	16000	810000	1,98%	Adecuada densidad de muros en planta
C2M	24000	1210000	1,98%	Adecuada densidad de muros en planta
C2H	40000	4000000	1%	Baja densidad de muros en planta

Edificio C1L

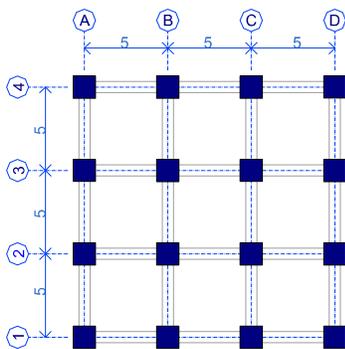


Fig. 4.1. Planta Edificio C1L.

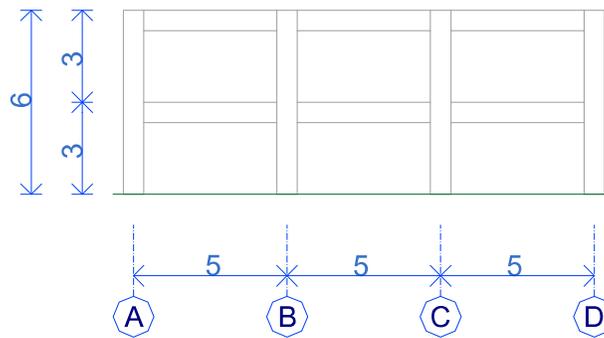


Fig. 4.2. Elevación Edificio C1L.

Edificio C1M

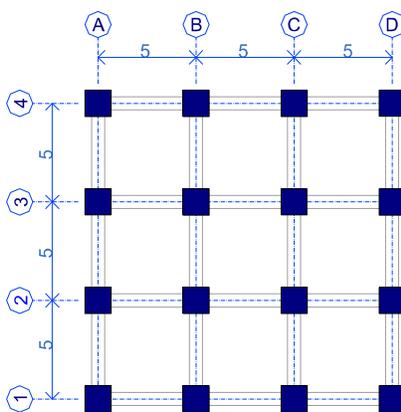


Fig. 4.3. Planta Edificio C1M.

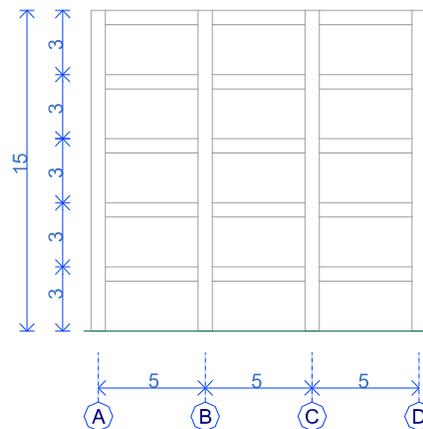


Fig. 4.4. Elevación Edificio C1M.

Edificio C1H

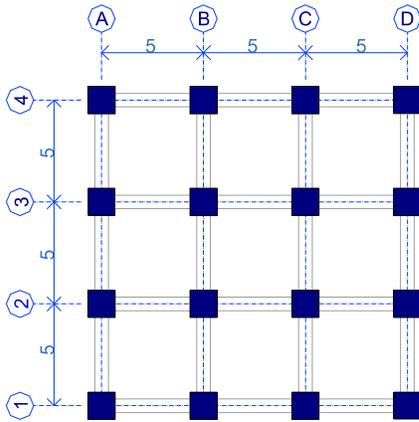


Fig. 4.5. Planta Edificio C1H.

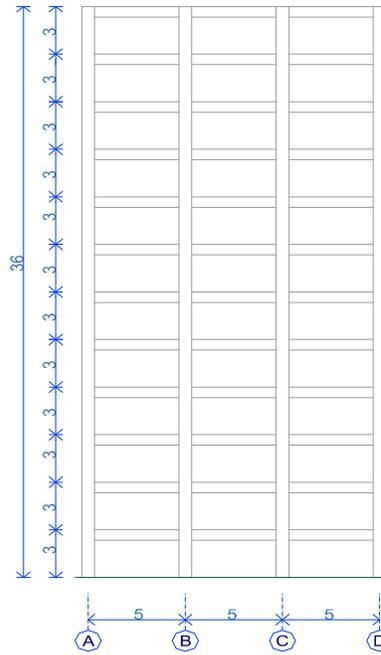


Fig. 4.6. Elevación Edificio C1H.

Edificio C2L

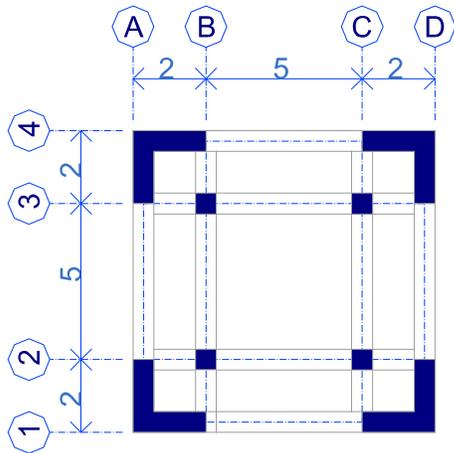


Fig. 4.7. Planta Edificio C2L.

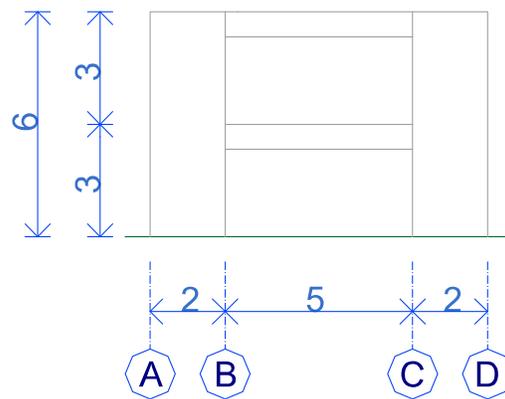


Fig. 4.8. Elevación Edificio C2L.

Edificio C2M

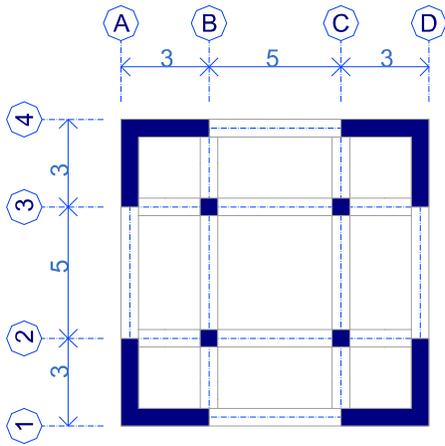


Fig. 4.9. Planta Edificio C2M.

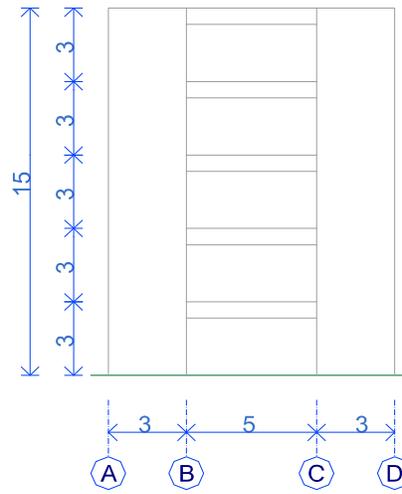


Fig. 4.10. Elevación Edificio C2M.

Edificio C2H

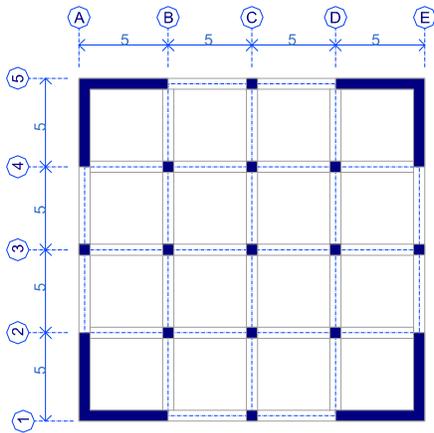


Fig. 4.11. Planta Edificio C2H.

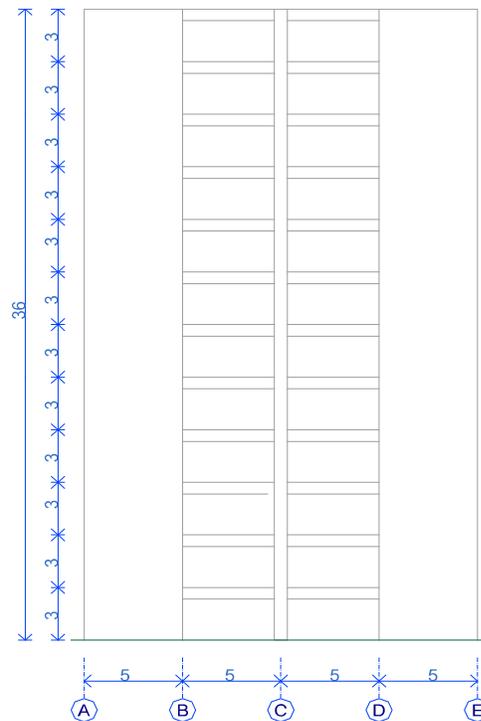


Fig. 4.12. Elevación Edificio C2H.

4.1.3 Bases de cálculo

4.1.3.1 Descripción general.

Los 6 edificios estarán ubicados en la ciudad de Valdivia; Estas estructuras serán destinados a uso habitacional privado, lo que corresponde a categoría de ocupación II según la NCh433of96Mod.2009 y a una zonificación sísmica 3. Se asume un suelo de fundación tipo III según la clasificación de la Nch433of96.

4.1.3.2 Descripción del sistema sismorresistente.

Un edificio es una estructura constituida esencialmente por componentes resistentes verticales y componentes de distribución horizontales. Las primeras corresponden a los ejes resistentes de la estructura, que a su vez se clasifican en marcos, muros o sistemas mixtos marco-muro. Las segundas corresponden a las losas de piso para las que generalmente se acepta un comportamiento tipo diafragma indeformable en su propio plano. (Guendelman, 2004).

Se analizan 3 estructuras de pórticos mediante columnas y vigas de hormigón armado y 3 estructuras en base a muros de hormigón armado conectados por vigas. En las estructuras basadas en marcos de hormigón armado las acciones gravitacionales y las sísmicas en ambas direcciones de análisis, son resistidas por los pórticos; y en las estructuras en base a muros de hormigón armado las acciones gravitacionales y sísmicas son resistidas por los muros.

Cada estructura cuenta con losas de hormigón armado en cada nivel de piso, las cuales tienen como función soportar cargas de ocupación estática y actuar como diafragmas rígidos en su plano

Para efecto de modelación se considera empotramiento perfecto en las bases de cada edificio.

4.1.3.3 Método de diseño

El diseño de los edificios se realiza mediante el método de los factores de carga y resistencia, el cual consiste en establecer la condición de equilibrio de una sección en el momento en que se alcanza el punto de rotura del elemento bajo cargas últimas. Al mismo tiempo, se establecen factores de seguridad para las cargas y los materiales. Los factores asociados a las cargas están relacionados con el tipo de acción considerada: peso propio, sobrecarga, sismo y otros. (Lagos, 2005)

4.1.3.4 Normas y códigos a utilizar

El diseño de los edificios de hormigón armado debe satisfacer los requerimientos establecidos en las siguientes normativas.

- Código de Diseño de Hormigón Armado, basado en ACI 318-08
- Nch 1537 Of 2009: “Diseño Estructural De Edificios – Cargas Permanentes y Sobrecargas De Uso”
- Nch 433 Of 96 Modif. 2009: “Diseño Sísmico de Edificios”
-

4.1.3.5 Materiales empleados

4.1.3.5.1 Calidades:

- Hormigón : En todos los elementos estructurales se ocupa clase H30 con 90% nivel de confianza, $f'_c = 250$ [kgf/cm²]
- Acero de refuerzo: A24-42H, $f_y = 2,4$ Ton/cm²

4.1.3.5.2 Propiedades constitutivas del hormigón armado:

En la siguiente tabla se resumen las propiedades del Acero y del Hormigón utilizados en esta tesis.

Tabla 4.2. Propiedades de los materiales.

Propiedad	Hormigón	Acero
Masa por unidad de volumen	254,929 (Kgf*s ² /m ⁴)	800,4772(Kgf*s ² /m ⁴)
Peso por unidad de volumen (W_c)	2500 (Kgf/m ³)	7850 (Kgf/m ³)
Módulo de elasticidad	268,8 (Ton/cm ²)	2100 (Ton/cm ²)
Coefficiente de Poisson (ν)	0,18	0,25
Coef. De dilatación térmica	$1,2 \times 10^{-5}$ (1/°C)	$1,2 \times 10^{-5}$ (1/°C)
Módulo de corte (G)	113,898 (Ton/cm ²)	840 (Ton/cm ²)

Para el cálculo del Modulo de elasticidad del hormigón (E_c) se utilizo la formula 4.1 y para calcular el modulo de corte G la ecuación 4.2.

$$E_c = W_c^{1,5} 0,043 \sqrt{f'_c} \quad [4.1]$$

$$G = \frac{E_c}{2(1+\nu)} \quad [4.2]$$

4.1.3.6 Cargas y sobrecargas de uso

4.1.3.6.1 Cargas permanentes:

Correspondientes a las cargas de peso propio, cargas de fachada, sobrelosa, y cargas de techo.

- Las cargas de peso propio se calculan automáticamente mediante el software Etabs V9.7.2.
- La carga de fachada se aplica sobre las vigas de los pisos n-1, donde no existen muros de hormigón armado:
 $q_{\text{fachada}} = 510 \text{ Kgf/m}$.
- Las cargas de sobrelosa se aplica sobre las losa de los pisos n-1 en todos los edificios estudiados:
 $q_{\text{sobrelosa}} = 100 \text{ kgf/m}^2$.
- Las cargas de techo se aplica sobre la losa del último piso, en cada edificio estudiado: $q_{\text{techo}} = 300 \text{ kgf/m}^2$.

4.1.3.6.2 Sobrecargas de uso:

La sobrecarga de uso se aplica en las losas de todos los niveles. Tendrá un valor de $Sc=250 \text{ kgf/m}^2$ (en todos los pisos exceptuando la losa de techo), y un valor de $Sc=200 \text{ kgf/m}^2$ para la losa de techo. Esto según las disposiciones de la NCh1537of2009.

4.1.4 Análisis sísmico

En este apartado se presentan los resultados obtenidos del análisis sísmico realizado a cada uno de los modelos de los edificios mediante el programa ETABS v.9.7.2 (Computers & Structures, 2010). Este análisis sísmico se efectuó de acuerdo a las disposiciones que establece la Norma Chilena NCh433.Of96Mod.2009, utilizando como método de análisis el Método Modal Espectral.

El modelo dinámico lineal requiere dotar a la estructura de 3 grados de libertad por piso, además es necesario concentrar la masa sísmica en el centro de rigidez de cada nivel y conocer la rigidez de cada piso que es calculada automáticamente por el software ETABSv9.7.2 (Computers & Structures, 2010). La masa sísmica de cada piso, producto de las cargas permanentes más un 25% de la carga viva (sobrecarga de uso), es calculada automáticamente por el software, para ello en la definición de masa sísmica, se debe modelar de tal manera que el software considere la masa sísmica, a partir de los elementos, donde automáticamente calcula el peso propio, y a partir de las fuerzas y porcentajes que correspondan.

Tabla 4.3. Modos, Períodos y Masas Participantes para cada edificio.

Edificio	Modo	Período	UX %	Suma UX%
C1L	1	0,281985	0	0
	2	0,269628	5,8818	5,8818
	3	0,269628	84,4951	90,3769
C1M	1	0,557055	0	0
	2	0,549147	67,3251	67,3251
	3	0,549147	15,4087	82,7338
	4	0,174436	0	82,7338
	5	0,171888	2,3032	85,0370
	6	0,171888	8,3245	93,3615
C1H	1	0,767063	70,1329	70,1329
	2	0,767063	8,6968	78,8297
	3	0,695363	0	78,8297
	4	0,246307	10,9657	89,7954
	5	0,246307	0,7316	90,527
	6	0,227508	0	90,527
C2L	1	0,118843	80,1032	80,1032
	2	0,118843	1,0597	81,1629
	3	0,098521	0	81,1629
	4	0,074971	0	81,1629
	5	0,05974	0	81,1629
	6	0,042587	0,0002	81,1631
	7	0,042587	0	81,1631
	8	0,034422	0	81,1631
	9	0,033259	0	81,1631
	10	0,03315	0,0712	81,2343
	11	0,03315	0,0297	81,264
	12	0,027896	7,5174	88,7814
	13	0,027896	10,2611	99,0425
C2M	1	0,352027	31,4213	31,4213
	2	0,352027	39,9028	71,3241
	3	0,310082	0	71,3241
	4	0,076276	6,0369	77,361
	5	0,076276	13,4763	90,8373

Tabla 4.2 (continuación). Modos, Períodos y Masas Participantes para cada edificio.

Edificio	Modo	Período	UX %	Suma UX%
C2H	1	1,200841	0	0
	2	0,75726	5,7034	5,7034
	3	0,75726	68,1552	73,8587
	4	0,30742	0	73,8587
	5	0,215503	9,7593	83,618
	6	0,215503	3,7813	87,3993
	7	0,137618	0	87,3993
	8	0,119778	0	87,3993
	9	0,104297	0,302	87,7013
	10	0,104297	4,6755	92,3768

4.1.4.1 Espectros de diseño

Los espectros de diseño que determinan la resistencia sísmica de cada estructura están definidos por la ec. 4.3.

$$S_a = \frac{IA_0\alpha}{R^*} \quad [4.3]$$

El factor de amplificación α se determina para cada modo de vibrar n , de acuerdo con la expresión:

$$\alpha = \frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_n}{T_0} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0} \right)^3} \quad [4.4]$$

El factor de reducción R^* se determina de:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad [4.5]$$

Donde:

I : Coeficiente de importancia del edificio.

A_0 : Aceleración efectiva.

T_n : Período de vibración del modo n.

T_0, p : Parámetros relativos al suelo de fundación.

T^* : Período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

R_0 : Factor de modificación de la respuesta.

A continuación se muestran los parámetros de cada edificio, necesarios para obtener el espectro de diseño.

Tabla 4.4. Parámetros sísmicos según Nch433of96Mod.2009, para todos los edificios.

Categoría del edificio	II	$I = 1,0$
Zona sísmica	3	$A_0 = 0,4g$
Tipo de suelo	III	$s = 1,2$
		$T_0 = 0,75 \text{ s}$
		$T' = 0,85 \text{ s}$
		$n = 1,8$
		$p = 1,0$
Factores de Modificación de la respuesta	Hormigón armado muros y pórticos	$R = 7$ $R_0 = 11$

Tabla 4.5. Períodos fundamentales y factores de reducción para cada edificio.

Edificio	Período fundamental de la estructura		Factor de reducción	
	T_x^*	T_y^*	R_x^*	R_y^*
C1L	0,2696	0,2696	3,7093	3,7093
C1M	0,5491	0,5491	5,3957	5,3957
C1H	0,7671	0,7671	6,3	6,3
C2L	0,1188	0,1188	2,3846	2,3846
C2M	0,352	0,352	4,2897	4,2897
C2H	0,7573	0,7573	6,2647	6,2647

A continuación se presenta un gráfico en el que se observan los espectros de diseño obtenidos para todos los edificios.

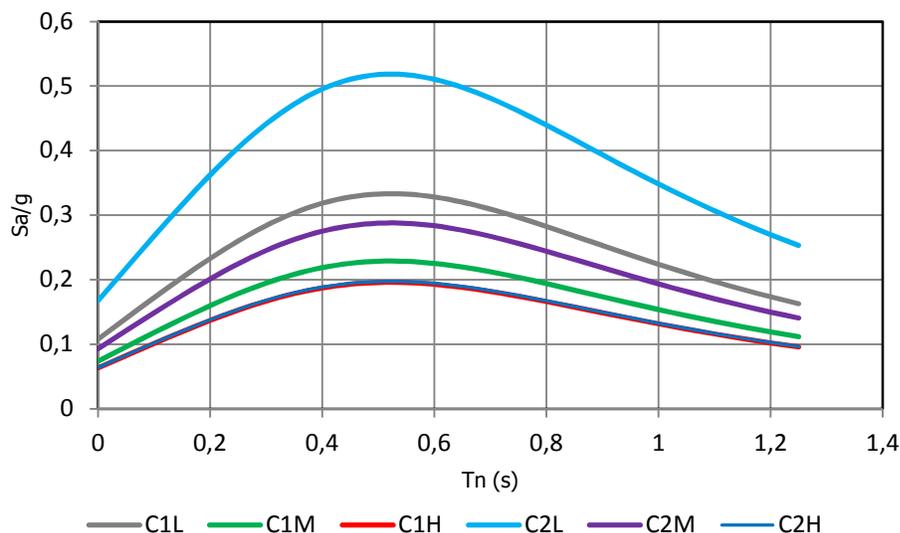


Fig. 4.13. Espectros de diseño, según Nch433.

Se hace énfasis que se produjeron modificaciones en la normativa sísmica NCh433of96, relativas a la clasificación sísmica de los suelos, Estas modificaciones se realizaron en primer lugar en febrero del año 2011 a través del decreto N°170 y en diciembre del año 2011, a través del decreto N°61, en el cual se clasifican 5 tipos de suelos, más los suelos especiales que requieren estudios específicos de amplificación. En este último decreto se explicitan las nuevas formas de obtener el espectro de diseño. Para los cuales para cada tipo de suelo se deben realizar mediciones que no estaban contempladas anteriormente

Con estos decretos se tiende a corregir los fenómenos que se produjeron a partir del terremoto del año 2010 ocurrido en nuestro país, donde quedó claro que era imperativo el incorporar mejoras en la clasificación sísmica de los suelos.

Debido al carácter comparativo de la presente tesis y a que los cambios ocurrieron durante el desarrollo de la misma no se consideró necesario el reenfocar los análisis que se habían hecho con anterioridad en este trabajo.

4.1.4.2 Deformaciones sísmicas

El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0,002. (INN, 1996).

Dado que la altura de entrepiso para todos los edificios es de 300 cm, el drift no debe ser mayor a 0,6 cm

En la fig. 4-14 se observa la deformación de entrepiso (drift), provocada en los seis edificios por la acción sísmica.

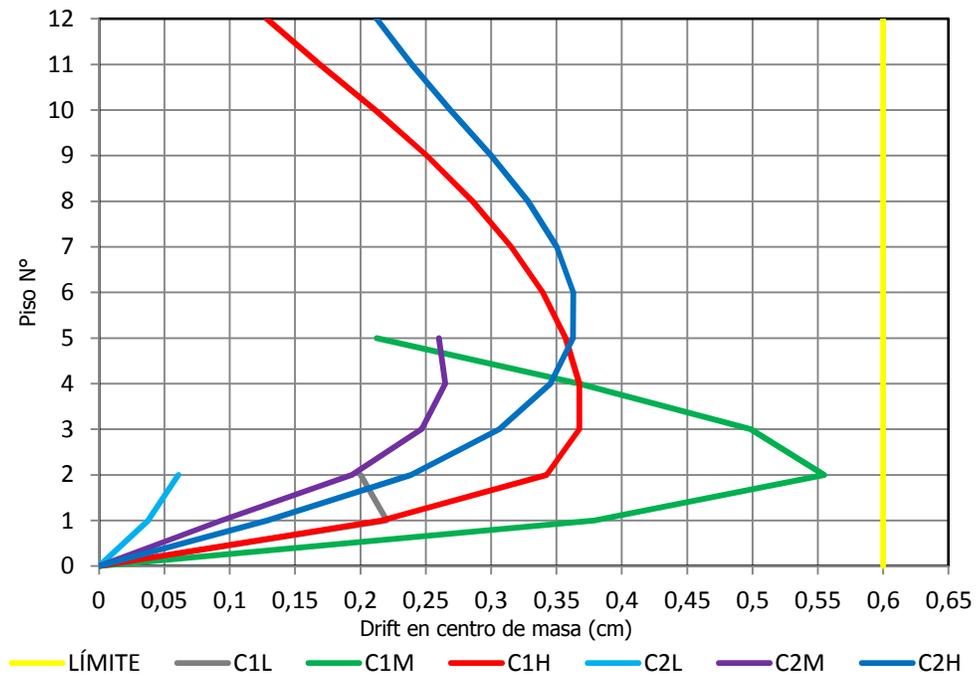


Fig. 4.14. Drift de cada piso y máximo permitido.

Según se muestra, todos los edificios cumplen las disposiciones de las deformaciones máximas de de entrepiso (drift) permitidas, de la NCh 433of96.

El siguiente gráfico muestra los desplazamientos absolutos máximos por edificio, provocados por la acción sísmica.

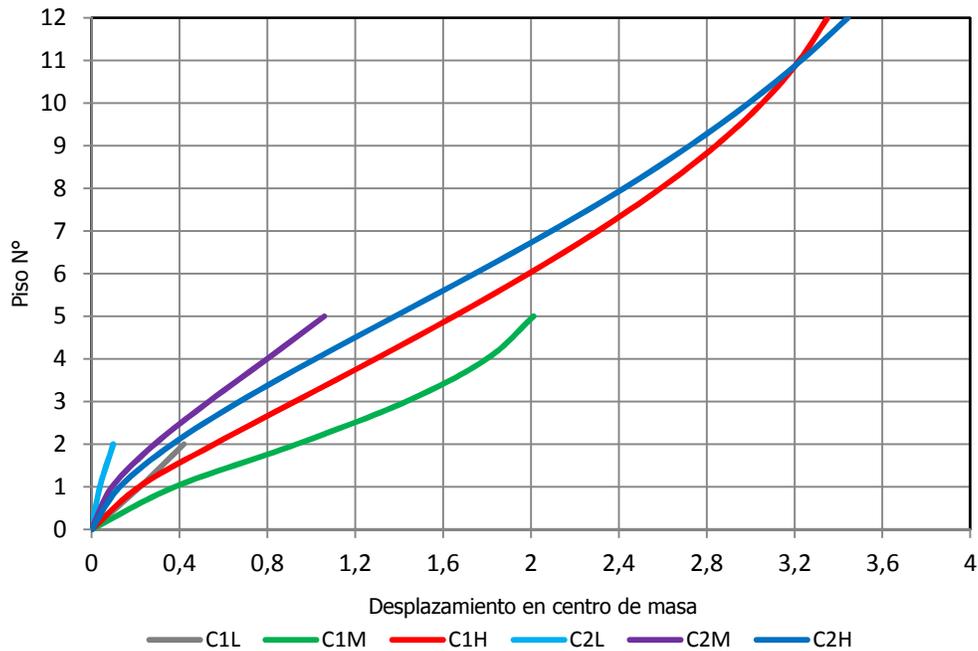


Fig. 4.15. Deformaciones máximas de cada edificio.

4.1.4.3 Cortes basales

A partir del análisis modal espectral y utilizando una superposición modal del tipo CQC, se obtienen los cortes basales para cada estructura. Estos valores se calculan automáticamente por el software EtabsV9.7.2. (Computers & Structures, 2010).

Tabla 4.6. Cortes basales por edificio.

Edificio	Q_o (Ton)
C1L	107,89
C1M	233,47
C1H	548,87
C2L	48,06
C2M	147,92
C2H	835,32

4.1.4.3.1 Limitaciones del esfuerzo de corte basal

Según las disposiciones de la NCh433of96Mod.2009, se debe limitar el esfuerzo de corte basal.

Valor mínimo:

Si el componente de corte basal en la dirección de la acción sísmica resulta menor que Q_{min} , todos los resultados del análisis deberán amplificarse por un factor de manera que se alcance el valor señalado.

$$Q_{min} = \frac{IA_0P}{6g} \quad [4.6]$$

Valor máximo:

Si la componente de corte basal en la dirección de la acción sísmica resulta mayor que Q_{max} , las solicitaciones de los elementos estructurales pueden multiplicarse por un factor de modo que dicho esfuerzo de corte no sobrepase el valor señalado. Esta disposición no rige para el cálculo de desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales de piso.

$$Q_{max} = IC_{max}P \quad [4.7]$$

Donde:

I : es el coeficiente relativo al edificio de acuerdo a su importancia, uso y riesgo de falla.

A_0 : aceleración efectiva máxima de acuerdo con la zonificación sísmica del país.

P : peso sísmico del edificio.

C_{max} : coeficiente sísmico máximo extraído de la tabla 6.4 de la NCh433.Of96.

4.1.4.3.2 Cálculo de $Q_{m\acute{a}x}$ y $Q_{m\acute{i}n}$.

Tabla 4.7. Pesos por edificio.

Edificio	Ppropio (Ton)	Sc (Ton)	Sobrelosa (Ton)	Techo (Ton)	Fachada (Ton)
C1L	282,15	101,25	22,5	67,5	61,2
C1M	796,87	270	90	67,5	244,8
C1H	3082,5	663,75	247,5	67,5	673,2
C2L	154,15	36,45	8,1	24,3	28,56
C2M	563,12	145,2	48,4	36,3	130,56
C2H	4983,3	1180	440	120	897,6

$$P_{s\acute{i}smico} = q_{permanente} + 0,25q_{viva} \quad [4.6]$$

$$P_{s\acute{i}smico} = q_{pp} + q_{sobrelosa} + q_{techo} + q_{fachada} + 0,25q_{sc} \quad [4.7]$$

Tabla 4.8. Pesos sísmicos.

Edificio	$P_{s\acute{i}smico}$ (ton)
C1L	458,6625
C1M	1266,67
C1H	4236,6375
C2L	224,2225
C2M	814,68
C2H	6735,9

Tabla 4.9. Cortes basales sísmicos, $Q_{m\acute{i}n}$ y $Q_{m\acute{a}x}$.

Edificio	Q_0 (Etabs) (Ton)	$Q_{m\acute{i}n}$ (Ton)	$Q_{m\acute{a}x}$ (Ton)
C1L	107,89	30,5775	77,0553
C1M	233,47	84,44467	212,8
C1H	548,87	282,4425	711,7551
C2L	48,06	14,94816667	37,66938
C2M	147,92	54,312	136,86624
C2H	835,32	449,06	1131,6312

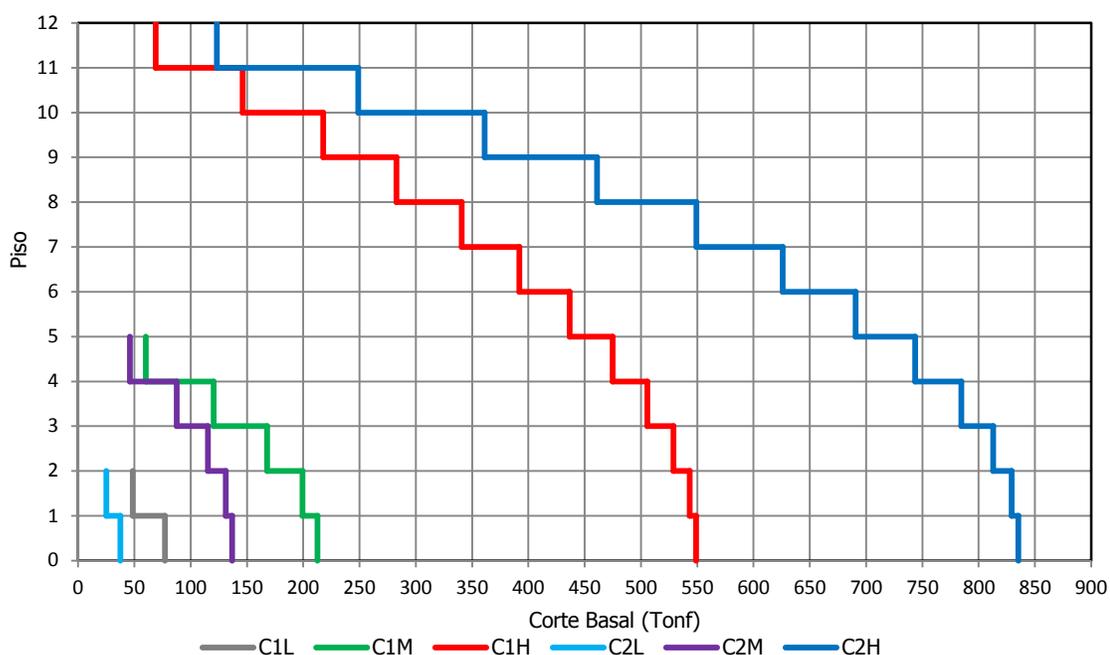
Se observa que los cortes basales de los edificios C1L, C1M, C2L y C2M se deben ajustar al corte máximo permitido, por lo tanto se deben multiplicar, en el modelo, por un factor que reduzca su valor. Los cortes de los edificios C1H y C2H están dentro de los valores del $Q_{m\acute{i}n}$ y $Q_{m\acute{a}x}$ por lo tanto no amerita realizar algún ajuste.

$$Factor = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{Q_0} \quad [4.8]$$

Tabla 4.10. Limitaciones del esfuerzo de corte basal.

Edificio	Factor	Factor por g
C1L	0,714202428	7,006325823
C1M	0,91146854	8,9415063
C1H	No Aplica	No Aplica
C2L	0,783799001	7,689068202
C2M	0,925272039	9,076918702
C2H	No Aplica	No Aplica

Estos factores se colocan en el modelo que corresponda y así obtener los cortes finales de cada edificio. A continuación se muestran los cortes basales finales de cada una de las estructuras estudiadas


Fig. 4.16. Fuerzas de corte para cada edificio.

4.1.5 Diseño de los edificios

En este apartado se muestran las armaduras de los distintos elementos estructurales para cada edificio. Las cuantías fueron obtenidas en el módulo de diseño automatizado incluido en el programa computacional, para luego detallar los fierros, con la excepción del diseño de los muros, los que fueron diseñados usando los criterios de Meli (1985).

4.1.5.1 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga se obtuvieron de acuerdo a la NCh3171 of 2010.

A continuación se muestran las combinaciones ocupadas en la presente tesis

$$C1 : 1, 2D + 1, 6L$$

$$C2 : 1, 4D + 1, 4L + 1, 4(E_X + 0, 3E_Y)$$

$$C3 : 1, 4D + 1, 4L + 1, 4(0, 3E_X + E_Y)$$

$$C4 : 0, 9D + 1, 4(E_X + 0, 3E_Y)$$

$$C5 : 1, 4D + 1, 4(E_X + 0, 3E_Y)$$

Donde:

D : cargas permanentes

L : sobrecargas

E : cargas sísmicas

4.1.5.2 Armaduras de los elementos estructurales

A continuación se muestran las tablas que resumen las armaduras longitudinales y de corte en vigas, columnas y muros para los edificios que corresponda.

4.1.5.2.1 Vigas

Tabla 4.11. Resumen de armadura en vigas.

Edificio	Vigas	Pisos	Armadura longitudinal		Armadura Transversal
			Compresión	Tracción	
C1L	Interiores	1 - 2	4 ϕ 16	4 ϕ 16	ϕ 10 @ 10 cm
	Exteriores	1 - 2	2 ϕ 16 + 2 ϕ 12	2 ϕ 16 + 2 ϕ 12	ϕ 10 @ 10 cm
C1M	Interiores	1 - 5	7 ϕ 16	7 ϕ 16	ϕ 16 @ 10 cm
	Exteriores	1 - 5	7 ϕ 18	7 ϕ 18	ϕ 16 @ 10 cm
C1H	Interiores	1 - 12	8 ϕ 22	8 ϕ 22	ϕ 18 @ 10 cm
	Exteriores	1 - 12	8 ϕ 22	8 ϕ 22	ϕ 18 @ 10 cm
C2L	Interiores L200	1 - 2	4 ϕ 10	4 ϕ 10	ϕ 6 @ 10 cm
	Interiores L500	1 - 2	4 ϕ 12	74 ϕ 12	ϕ 6 @ 10 cm
	Exteriores	1 - 2	4 ϕ 10	4 ϕ 10	ϕ 6 @ 10 cm
C2M	Interiores L300	1 - 5	2 ϕ 12 + 2 ϕ 10	2 ϕ 12 + 2 ϕ 10	ϕ 8 @ 10 cm
	Interiores L500	1 - 5	2 ϕ 18 + 2 ϕ 12	2 ϕ 18 + 2 ϕ 12	ϕ 8 @ 10 cm
	Exteriores	1 - 5	2 ϕ 16 + 2 ϕ 12	2 ϕ 16 + 2 ϕ 12	ϕ 8 @ 10 cm
C2H	Interiores	1 - 12	2 ϕ 22 + 9 ϕ 18	2 ϕ 22 + 9 ϕ 18	ϕ 18 @ 10 cm
	Exteriores	1 - 12	11 ϕ 18	11 ϕ 18	ϕ 18 @ 10 cm

4.1.5.2.2 Columnas

Tabla 4.12. Resumen de armadura en columnas.

Edificio	Columnas	Pisos	Armadura	
			longitudinal	Transversal
C1L	Interiores	1 - 2	4 ϕ 18 + 4 ϕ 16	ϕ 10 @ 10 cm
	Exteriores	1 - 2	4 ϕ 25 + 4 ϕ 18	ϕ 10 @ 10 cm
C1M	Interiores	1 - 3	8 ϕ 32	ϕ 10 @ 10 cm
		4 - 5	4 ϕ 22 + 4 ϕ 18	ϕ 10 @ 10 cm
	Exteriores	1 - 3	8 ϕ 32	ϕ 10 @ 10 cm
		4 - 5	8 ϕ 22	ϕ 10 @ 10 cm
C1H	Interiores	1 - 4	20 ϕ 32	ϕ 22 @ 10 cm
		5 - 8	20 ϕ 22	ϕ 22 @ 10 cm
		9 - 12	20 ϕ 18	ϕ 22 @ 10 cm
	Exteriores	1 - 4	28 ϕ 36	ϕ 22 @ 10 cm
		5 - 8	28 ϕ 22	ϕ 22 @ 10 cm
		9 - 12	28 ϕ 16	ϕ 22 @ 10 cm
C2L	Interiores	1 - 2	4 ϕ 8	ϕ 8 @ 10 cm
C2M	Interiores	1 - 5	4 ϕ 28 + 4 ϕ 16	ϕ 8 @ 10 cm
C2H	Interiores	1 - 4	4 ϕ 36 + 12 ϕ 32	ϕ 18 @ 10 cm
		5 - 8	4 ϕ 36 + 12 ϕ 28	ϕ 18 @ 10 cm
		9 - 12	4 ϕ 32 + 12 ϕ 25	ϕ 18 @ 10 cm
	Exteriores	1 - 4	4 ϕ 36 + 12 ϕ 28	ϕ 18 @ 10 cm
		5 - 8	4 ϕ 32 + 12 ϕ 28	ϕ 18 @ 10 cm
		9 - 12	16 ϕ 28	ϕ 18 @ 10 cm

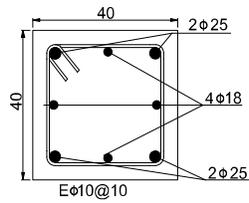
4.1.5.2.3 Muros

Tabla 4.13. Resumen de armadura en muros.

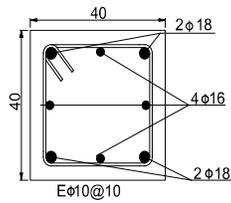
Edificio	Pisos	Armadura de borde	Armadura doble malla	
			Horizontal	Vertical
C2L	1 - 2	4 ϕ 28 + 4 ϕ 28	ϕ 8 @ 20 cm	ϕ 8 @ 20 cm
C2M	1	6 ϕ 28 + 6 ϕ 28	ϕ 8 @ 20 cm	ϕ 8 @ 20 cm
	2	4 ϕ 28 + 4 ϕ 28	ϕ 8 @ 20 cm	ϕ 8 @ 20 cm
	3 - 5	4 ϕ 12 + 4 ϕ 12	ϕ 8 @ 20 cm	ϕ 8 @ 20 cm
C2H	1	10 ϕ 28 + 10 ϕ 28	ϕ 8 @ 20 cm	ϕ 8 @ 20 cm
	2	8 ϕ 28 + 8 ϕ 28	ϕ 8 @ 20 cm	ϕ 8 @ 20 cm
	3	6 ϕ 28 + 6 ϕ 28	ϕ 8 @ 20 cm	ϕ 8 @ 20 cm
	4 - 6	4 ϕ 28 + 4 ϕ 28	ϕ 8 @ 20 cm	ϕ 8 @ 20 cm
	7 - 12	4 ϕ 12 + 4 ϕ 12	ϕ 8 @ 20 cm	ϕ 8 @ 20 cm

Edificio C1L

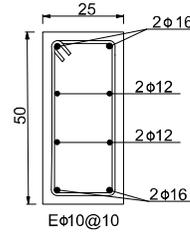
Columnas Exteriores



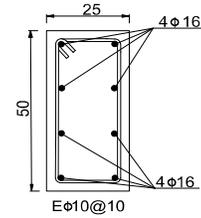
Columnas Interiores



Vigas Exteriores

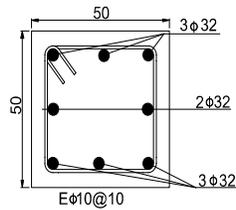


Vigas Interiores

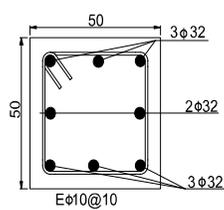


Edificio C1M

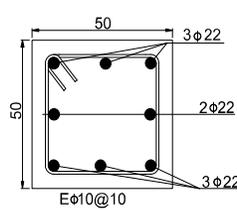
Columnas Exteriores,
1° - 3° Piso



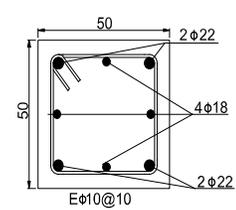
Columnas Interiores,
1° - 3° Piso



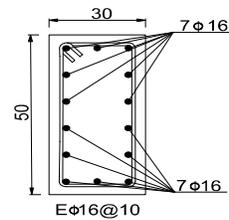
Columnas Exteriores,
4° - 5° Piso



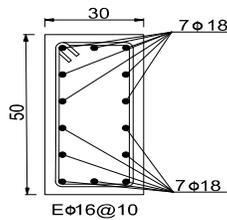
Columnas Interiores,
4° - 5° Piso



Vigas Exteriores

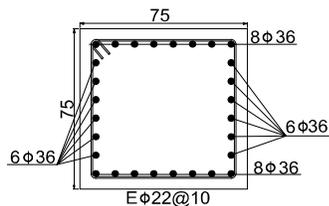


Vigas Interiores

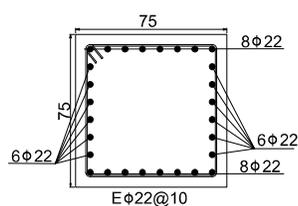


Edificio C1H

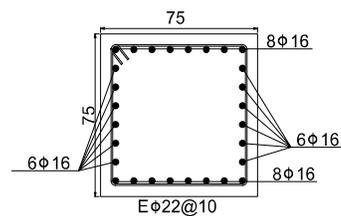
Columnas Exteriores,
1° - 4° Piso



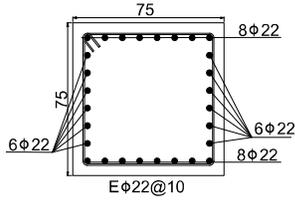
Columnas Exteriores,
5° - 8° Piso



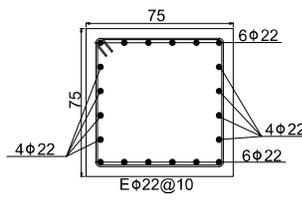
Columnas Exteriores,
9° - 12° Piso



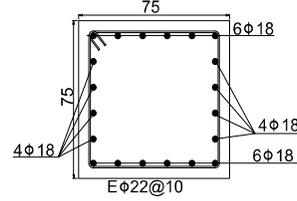
Columnas Interiores,
1° - 4° Piso



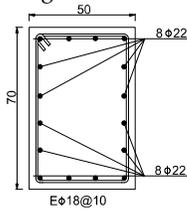
Columnas Interiores,
5° - 8° Piso



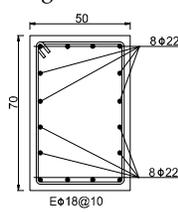
Columnas Interiores,
9° - 12° Piso



Vigas Exteriores

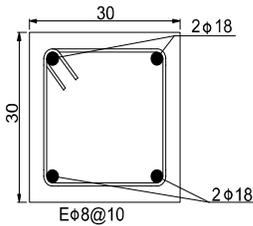


Vigas Interiores

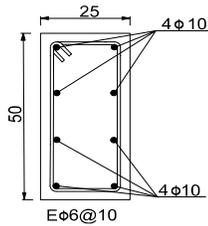


Edificio C2L

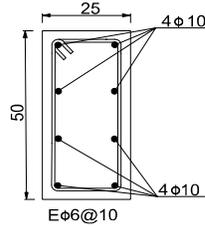
Columnas



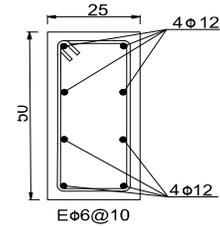
Vigas Exteriores



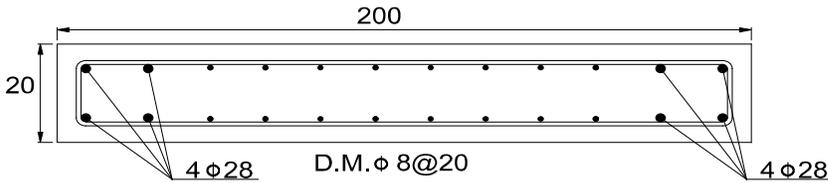
Viga Interior L200



Viga Interior L500

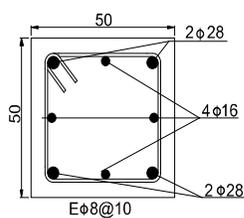


Muros, 1° - 2° Piso

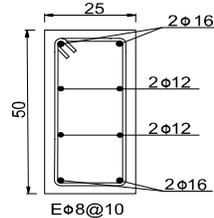


Edificio C2M

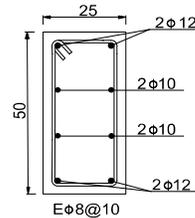
Columnas



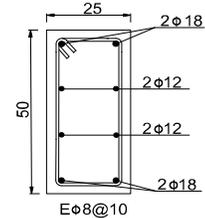
Viga Exterior



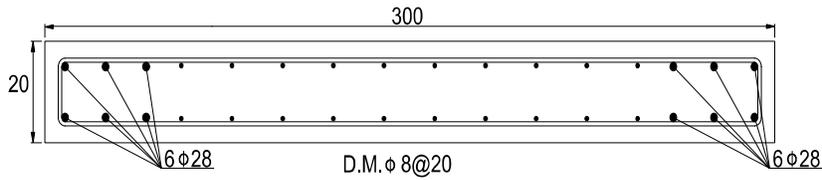
Viga Interior L300



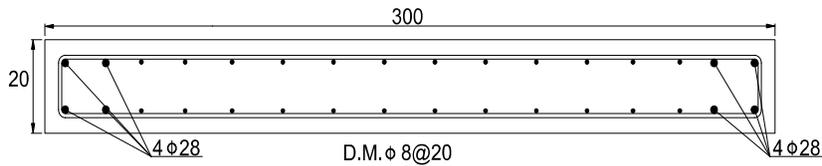
Viga Interior L500



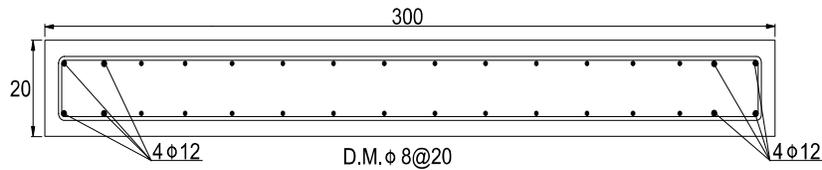
Muros, 1° Piso



Muros, 2° Piso

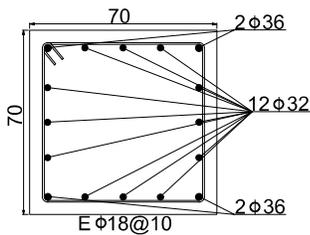


Muros, 3° - 5° Piso

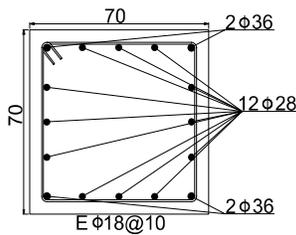


Edificio C2H

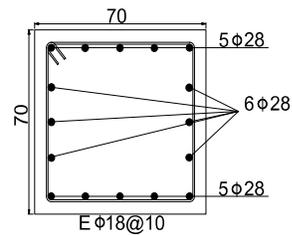
Columnas Exteriores,
1° - 4° Piso



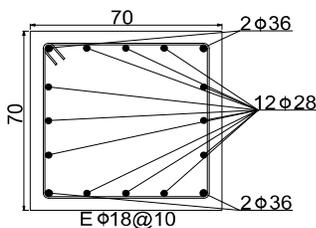
Columnas Exteriores,
5° - 8° Piso



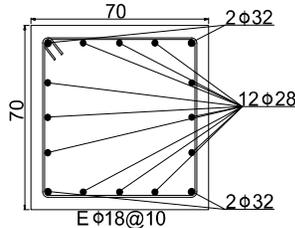
Columnas Exteriores,
9° - 12° Piso



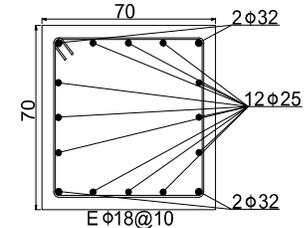
Columnas Interiores,
1° - 4° Piso



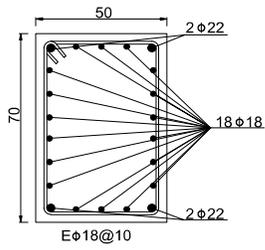
Columnas Interiores,
5° - 8° Piso



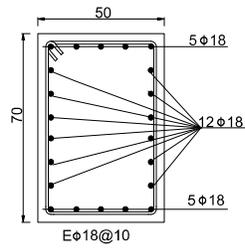
Columnas Interiores,
9° - 12° Piso



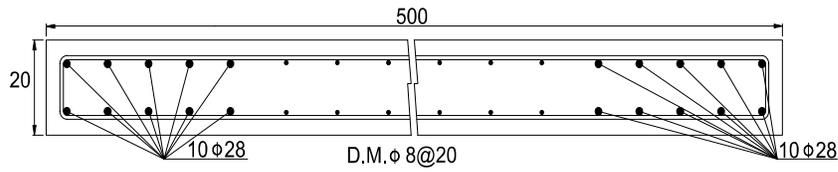
Vigas Exteriores



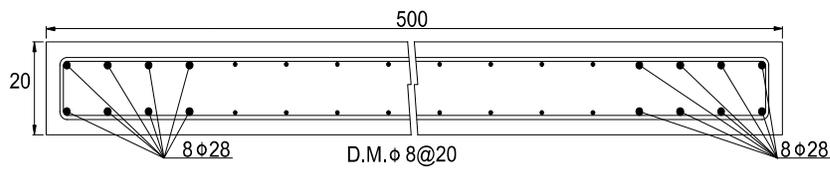
Vigas Interiores



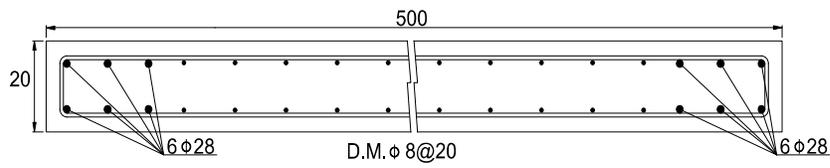
Muros, 1° Piso



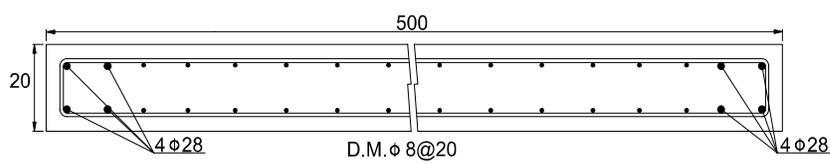
Muros, 2° Piso



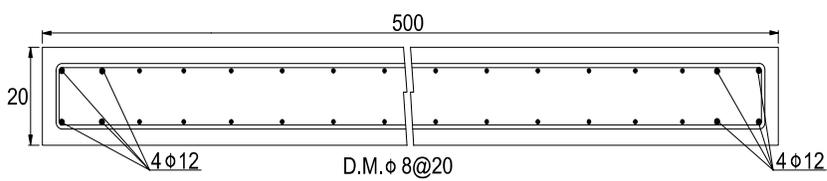
Muros, 3° Piso



Muros, 4° - 6° Piso



Muros, 7° - 12° Piso



4.2 Análisis estático no lineal

4.2.1 Generalidades

El análisis estático no lineal o análisis pushover es una metodología para determinar la respuesta no lineal de la estructura, que tiene como base dos conceptos primordiales: la capacidad y la demanda. La primera se entiende como una característica propia de la edificación que depende de factores como la geometría de los elementos la cantidad de armadura, las propiedades de los materiales como rigidez y ductilidad, entre otras cosas. La demanda depende de un sismo en particular representado mediante un acelerograma o un espectro de diseño, y hace referencia a las fuerzas y deformaciones impuestas por éste. De manera que la demanda, a diferencia de la capacidad, no es teoría un valor constante, pues depende del conjunto de fuerzas externas o aceleraciones a las que se somete la edificación. (Mora *et al*, 2006)

4.2.2 Generación de las rótulas plásticas

Se deben definir las rótulas plásticas para cada sección de los elementos resistentes, luego hacer el análisis estático no lineal (pushover), y así obtener la curva de capacidad de cada estructura.

Las rótulas plásticas que se definen en cada elemento son causadas por las sollicitaciones de: momento, fuerza axial, corte y flexo compresión y se deben calcular y asignar, según corresponda, a los pilares, vigas y/o muros.

Las características de las rótulas plásticas están definidas mediante curvas de fuerza v/s deformación generalizadas, donde para cada rótula plástica se deben determinar los valores que aparecen en la figura 4.17.

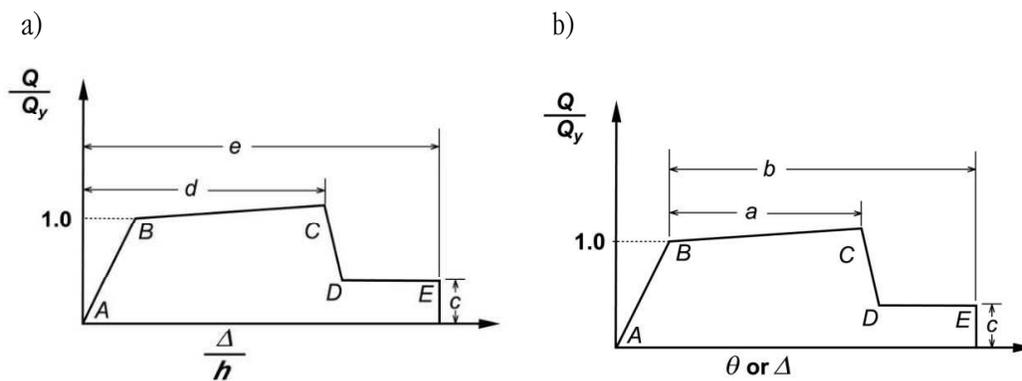


Fig. 4.17. Relaciones generalizadas fuerza - deformación para elementos de hormigón armado, a) deformación, b) radio de deformación (FEMA 356).

Los parámetros necesarios para definir las rótulas plásticas son obtenidos del código FEMA 356 (FEMA, 2000); los parámetros de modelación pueden representar relaciones de carga-deformación (asociada a flexión) o relaciones carga-razón de deformación (asociada con el corte), (Verdi, 2004).

Las condiciones que se deben cumplir y verificar para los distintos elementos de hormigón armado, son realizadas según los criterios del capítulo 6 de FEMA 356 (FEMA, 2000). En el apéndice A, se muestran las tablas para los distintos elementos resistentes a los que se les asignan las rótulas plásticas.

El cálculo de los parámetros para definir cada rótula plástica, los que luego son ingresados al programa Etabs V9.7.2 (Computers & Structures, 2010), fueron calculados en planillas Excel, que se encuentran resumidas en las tablas que se detallan más adelante.

Todos los elementos resistentes a los que se le ingresaron rótulas plásticas (vigas, pilares, muros), fueron modelados como elemento tipo frame, ya que es a estos elementos a los que se les permite ingresar rótulas según los criterios del FEMA 356 (FEMA, 2000). Por cada elemento, se ingresan 2 rótulas plásticas en el programa de modelación, una al principio de su luz y otra al final, y la naturaleza de la rótula depende del tipo de elemento al que se le ingresa. Es así como a las vigas se ingresan rótulas por momento y por corte, a los pilares se ingresan rótulas debido a compresión y flexión biaxial y por corte y a los muros se ingresan rótulas debido a momento y corte.

Por lo tanto, dependiendo de la tipología del edificio, fue el tipo de rótula que se ingresó.

4.2.2.1 Vigas, edificios C1L, C1M, C1H, C2L, C2M, C2H

4.2.2.1.1 Momento (M3).

Los valores de los parámetros numéricos a , b y c , y de aceptación IO, CP y LS, que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas por flexión son extraídos y calculados según la tabla de la Tabla 6-7, ítem i del FEMA 356 (FEMA, 2000) incluida en el apéndice A, de la presente tesis. Adicionalmente se requiere conocer los valores del momento de fluencia M_y del momento último M_u .

El cálculo de todos los parámetros que definen las rótulas plásticas, de los momentos de fluencia M_y y del momento último M_u de cada edificio, se encuentran en las tablas: 4.13, 4.14, 4.15 y 4.16.

4.2.2.1.2 Corte (V2)

Para evaluar los parámetros numéricos de modelación y criterios de aceptación que definen el comportamiento no lineal por corte, se asume que las vigas actúan como elementos de acople entre pilares y muros. Los valores de los parámetros

numéricos d , e y c , y de aceptación IO, CP y LS que definen la curva constitutiva de las rotulas plásticas por corte son extraídos y calculados según la tabla 6-19, ítem ii del FEMA 356 (FEMA, 2000) incluida en el apéndice A. Adicionalmente se requiere conocer los valores de la resistencia máxima a corte V_y .

El detalle de los parámetros numéricos y de corte máximo $V_{máx}$ de cada edificio, se encuentran en las tablas: 4.13, 4.14, 4.15 y 4.17.

Tabla 4.14 Geometría, armadura y corte de diseño en vigas.

Edificio	Vigas	Pisos	Sección (cm)	Armadura longitudinal		Armadura Transversal	Área arm. de flexión		Área arm. de corte (cm ²)	V dis (ton)
				compresión	tracción		Comp. (cm ²)	Tracc. (cm ²)		
C1L	Interiores	1-2	25 X 50	4 ϕ 16	4 ϕ 16	ϕ 10 @ 10	8,04	8,04	1,58	8,948
	Exteriores	1-2	25 X 50	2 ϕ 6 + 2 ϕ 12	2 ϕ 16 + 2 ϕ 12	ϕ 10 @ 10	6,282	6,282	1,58	8,948
C1M	Interiores	1-5	30 X 50	7 ϕ 16	7 ϕ 16	ϕ 16 @ 10	17,81	17,81	4,02	22,491
	Exteriores	1-5	30 X 50	7 ϕ 18	7 ϕ 18	ϕ 16 @ 10	14,07	14,07	4,02	22,491
C1H	Interiores	1-12	50 X 70	8 ϕ 22	8 ϕ 22	ϕ 18 @ 10	30,41	30,41	5,08	59,071
	Exteriores	1-12	50 X 70	8 ϕ 22	8 ϕ 22	ϕ 18 @ 10	30,41	30,41	5,08	59,071
C2L	Interiores L200	1-2	25 X 50	4 ϕ 10	4 ϕ 10	ϕ 6 @ 10	3,142	3,142	0,565	3,471
	Interiores L500	1-2	25 X 50	4 ϕ 12	7 ϕ 12	ϕ 6 @ 10	4,524	4,524	0,565	3,471
	Exteriores	1-2	25 X 50	4 ϕ 10	4 ϕ 10	ϕ 6 @ 10	3,142	3,142	0,565	3,471
C2M	Interiores L300	1-5	25 X 50	2 ϕ 12 + 2 ϕ 10	2 ϕ 12 + 2 ϕ 10	ϕ 8 @ 10	3,832	3,832	1,01	6,755
	Interiores L500	1-5	25 X 50	2 ϕ 18 + 2 ϕ 12	2 ϕ 18 + 2 ϕ 12	ϕ 8 @ 10	7,351	7,351	1,01	6,755
	Exteriores	1-5	25 X 50	2 ϕ 16 + 2 ϕ 12	2 ϕ 16 + 2 ϕ 12	ϕ 8 @ 10	6,282	6,282	1,01	6,755
C2H	Interiores	1-12	50 X 70	2 ϕ 22 + 9 ϕ 18	2 ϕ 22 + 9 ϕ 18	ϕ 18 @ 10	27,989	27,989	5,089	54,208
	Exteriores	1-12	50 X 70	11 ϕ 18	11 ϕ 18	ϕ 18 @ 10	30,503	30,503	5,089	54,208

Tabla 4.15. Verificación de condiciones, según FEMA 356

Edificio	Vigas	Q	Q'	Q _{bal}	Q-Q'/Q _{bal}	d/3	V _s	3/4 V _{dis}	C o NC	V _{dis} / (b*d*(f'c) ^{1/2})
							[Ton]	[Ton]		[lbs,pul,psi]
C1L	Interiores	0,0067	0,0067	-	0	16	21,2352	6,711	C	1,778557616
	Exteriores	0,005235	0,005235	-	0	16	21,2352	6,711	C	1,778557616
C1M	Interiores	0,01236806	0,01236806	-	0	16	54,0288	16,86825	C	3,725371
	Exteriores	0,00977083	0,00977083	-	0	16	54,0288	16,86825	C	3,725371
C1H	Interiores	0,008944118	0,008944118	-	0	22,67	96,7232	44,30325	C	4,143989202
	Exteriores	0,008944118	0,008944118	-	0	22,67	96,7232	44,30325	C	4,143989202
C2L	Interiores L200	0,002618333	0,002618333	-	0	16	7,5936	2,60325	C	0,689916572
	Interiores L500	0,00377	0,00377	-	0	16	7,5936	2,60325	C	0,689916572
	Exteriores	0,002618333	0,002618333	-	0	16	7,5936	2,60325	C	0,689916572
C2M	Interiores L300	0,003193333	0,003193333	-	0	16	13,5744	5,06625	C	1,342663913
	Interiores L500	0,006125833	0,006125833	-	0	16	13,5744	5,06625	C	1,342663913
	Exteriores	0,005235	0,005235	-	0	16	13,5744	5,06625	C	1,342663913
C2H	Interiores	0,008232059	0,008232059	-	0	22,67	96,89456	40,656	C	3,802836699
	Exteriores	0,008971471	0,008971471	-	0	22,67	96,89456	40,656	C	3,802836699

Tabla 4.16. Cálculo de esfuerzos de fluencia, esfuerzos últimos y corte resistente máximo en vigas.

Edificio	Vigas	My				Mu		My	Mu	V máx	Pendiente
		K	Es'	fc máx	c	Es'	Es	[Ton*m]	[Ton*m]	[Ton]	
C1L	Interiores	0,241751	0,000351	114,2468	2,5	0,00064705	0,05347058	10,0459592	10,4278058	31,2912	0,03800996
	Exteriores	0,221361	0,000307	101,8715	2,4	0,00051037	0,05675103	7,88260887	8,20936572	31,2912	0,04145288
C1M	Interiores	0,2905221	0,0004798	150,1448	2,88	0,000916667	0,047	22,0695756	23,0706176	66,096	0,04536
	Exteriores	0,274358	0,0004275	135,4823	2,76	0,000826087	0,0491739	17,4825992	18,2311891	66,096	0,0428191
C1H	Interiores	0,2644829	0,0004261	128,85229	2,89	0,000923875	0,067588235	53,88321916	56,36737735	125,2152	0,046102631
	Exteriores	0,2644829	0,0004261	128,85229	2,89	0,000923875	0,067588235	53,88321916	56,36737735	125,2152	0,046102631
C2L	Interiores L200	0,1695527	0,0002053	73,161078	1,98	-3,0303E-05	0,069727273	3,993840415	4,124437102	17,6496	0,032699526
	Interiores L500	0,1957263	0,0002554	87,203236	2,21	0,000285068	0,062158371	5,711025142	5,942241312	17,6496	0,040485931
	Exteriores	0,1695527	0,0002053	73,161078	1,98	-3,030E-05	0,069727273	3,993840415	4,124437102	17,6496	0,032699526
C2M	Interiores L300	0,1834937	0,0002316	80,528365	2,11	0,000156398	0,065246445	4,852640369	5,06692368	23,6304	0,044158086
	Interiores L500	0,234247	0,000335	109,6160	2,5	0,0006	0,0546	9,19879027	9,55944331	23,6304	0,03920657
	Exteriores	0,221361	0,000307	101,8715	2,4	0,00051037	0,05675103	7,88260887	8,20936572	23,6304	0,04145288
C2H	Interiores	0,25733	0,000409	124,1633	2,8	0,00089473	0,06857894	49,6417106	51,9001043	125,386	0,04549387
	Exteriores	0,26474	0,000426	129,0273	2,9	0,0009238	0,0675882	54,046145	56,486463	125,386	0,0451524

Tabla 4.17. Parámetros numéricos de modelación y aceptación, para rótulas debido a flexión (M3) en vigas, según FEMA 356 (FEMA, 2000).

Edificio	Vigas	M3					
		a	b	c	IO	LS	CP
C1L	Interiores	0,025	0,05	0,2	0,01	0,02	0,025
	Exteriores	0,025	0,05	0,2	0,01	0,02	0,025
C1M	Interiores	0,024	0,0476	0,2	0,00878	0,0176	0,02378
	Exteriores	0,024	0,0476	0,2	0,00878	0,0176	0,02378
C1H	Interiores	0,023	0,046	0,2	0,0081	0,0162	0,023
	Exteriores	0,023	0,046	0,2	0,0081	0,0162	0,023
C2L	Interiores L200	0,025	0,05	0,2	0,01	0,02	0,025
	Interiores L500	0,025	0,05	0,2	0,01	0,02	0,025
	Exteriores	0,025	0,05	0,2	0,01	0,02	0,025
C2M	Interiores L300	0,025	0,05	0,2	0,01	0,02	0,025
	Interiores L500	0,025	0,05	0,2	0,01	0,02	0,025
	Exteriores	0,025	0,05	0,2	0,01	0,02	0,025
C2H	Interiores	0,0237	0,047	0,2	0,0087	0,0173	0,0237
	Exteriores	0,0237	0,047	0,2	0,0087	0,0173	0,0237

Tabla 4.18. Parámetros numéricos de modelación y aceptación, para rótulas debido a corte (V2) en vigas, según FEMA 356 (FEMA, 2000).

Edificio	Vigas	V2						V2 (cm)					
		d	e	c	IO	LS	CP	Δd	Δe	Δc	ΔIO	ΔLS	ΔCP
C1L	Interiores	0,02	0,03	0,6	0,006	0,015	0,02	10	15	0,6	3	7,5	10
	Exteriores	0,02	0,03	0,6	0,006	0,015	0,02	10	15	0,6	3	7,5	10
C1M	Interiores	0,019	0,02854	0,527	0,00576	0,01427	0,019	9,5	14,27	0,527	2,88	7,135	9,5
	Exteriores	0,019	0,02854	0,527	0,00576	0,01427	0,019	9,5	14,27	0,527	2,88	7,135	9,5
C1H	Interiores	0,0185	0,028	0,486	0,0056	0,014	0,0185	9,25	14	0,486	2,8	7	9,25
	Exteriores	0,0185	0,028	0,486	0,0056	0,014	0,0185	9,25	14	0,486	2,8	7	9,25
C2L	Interiores L200	0,02	0,03	0,6	0,006	0,015	0,02	4	6	0,6	1,2	3	4
	Interiores L500	0,02	0,03	0,6	0,006	0,015	0,02	10	15	0,6	3	7,5	10
	Exteriores	0,02	0,03	0,6	0,006	0,015	0,02	10	15	0,6	3	7,5	10
C2M	Interiores L300	0,02	0,03	0,6	0,006	0,015	0,02	6	9	0,6	1,8	4,5	6
	Interiores L500	0,02	0,03	0,6	0,006	0,015	0,02	10	15	0,6	3	7,5	10
	Exteriores	0,02	0,03	0,6	0,006	0,015	0,02	10	15	0,6	3	7,5	10
C2H	Interiores	0,0189	0,0284	0,52	0,0057	0,0142	0,0189	9,45	14,2	0,52	2,85	7,1	9,45
	Exteriores	0,0189	0,0284	0,52	0,0057	0,0142	0,0189	9,45	14,2	0,52	2,85	7,1	9,45

a)

b)

Fig. 4.18. Ventanas de ingreso de los parámetros de rótulas para vigas en software ETABS v9.7.2; a) debido a flexión (M3), b) rótulas debido a corte (V2).

4.2.2.2 Columnas, edificios C1L, C1M, C1H, C2L, C2M, C2H

4.2.2.2.1 Flexión y axial (P-M2-M3)

Los valores de los parámetros numéricos de modelación a , b y c , y de aceptación del desempeño IO, CP y LS que definen la curva constitutiva de las rotulas plásticas P-M2-M3 son extraídos y calculados según la tabla 6-8, ítem i del FEMA 356 (FEMA, 2000) incluida en el apéndice A, de la presente tesis. Adicionalmente, se definen las curvas de interacción esfuerzo axial-momento para cada tipo de sección diseñada. Los diagramas de interacción se muestran en las figuras 4.19 al 4.24. Los momentos de fluencia quedan definidos por los diagramas de interacción M_n / P_n , y el giro asociado es calculado internamente por el programa. La pendiente del tramo B-C dentro de la curva constitutiva de la rotula P-M2-M3 corresponde a un 10% de la pendiente elástica, así lo permite el FEMA 356 (FEMA, 2000). El detalle de los parámetros numéricos de cada edificio, se encuentran en las tablas: 4.18, 4.19, 4.20 y 4.21.

C1L

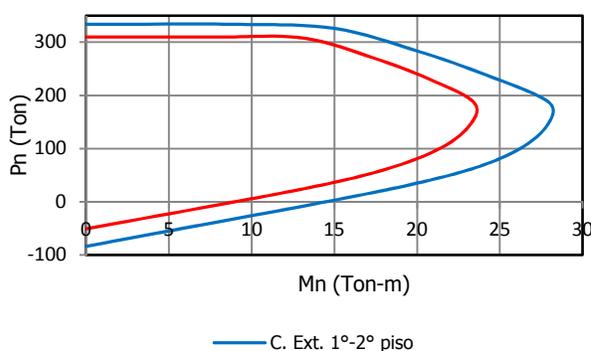


Fig. 4.19. Diagrama de interacción columnas, C1L.

C1M

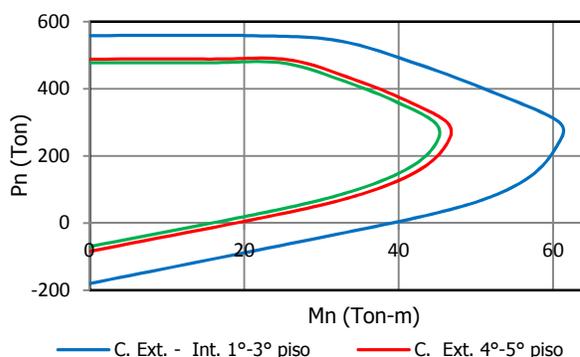


Fig. 4.20. Diagrama de interacción columnas, C1M.

C1H

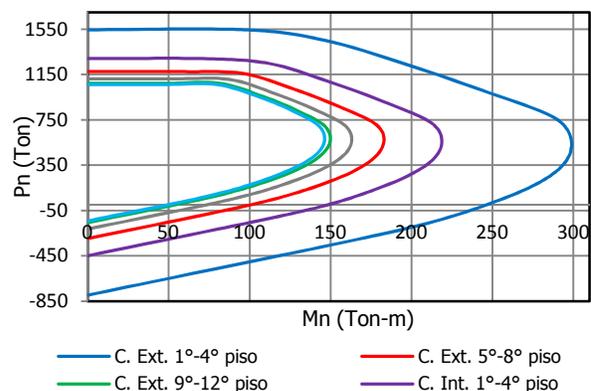


Fig. 4.21. Diagrama de interacción columnas, C1H.

C2L

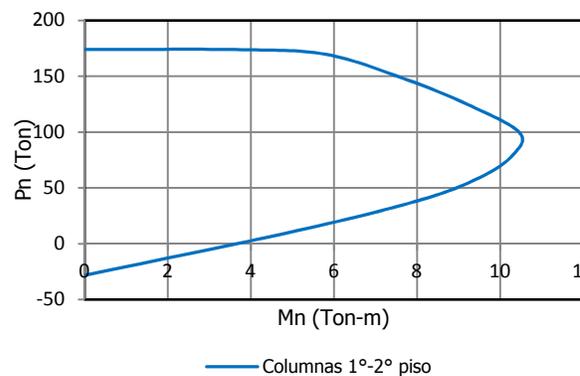


Fig. 4.22. Diagrama de interacción columnas, C2L.

C2M

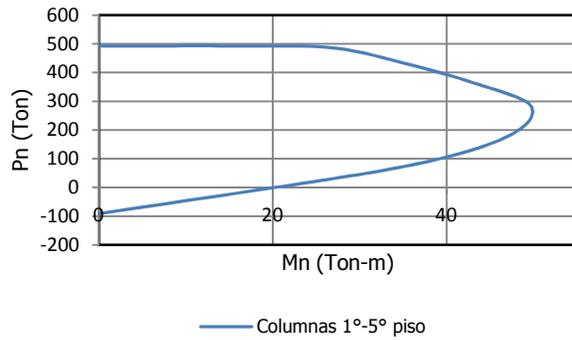


Fig. 4.23. Diagrama de interacción columnas, C2M.

C2H

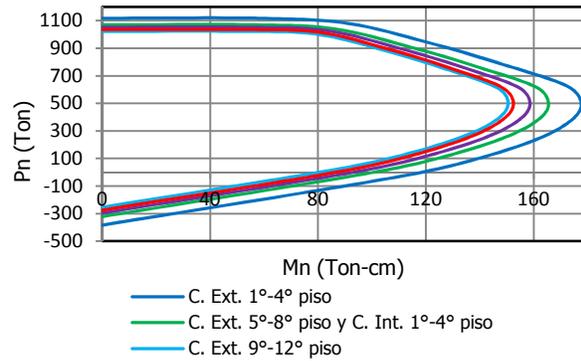


Fig. 4.24. Diagrama de interacción columnas, C2H.

4.2.2.2.2 Corte (V2)

Para evaluar los parámetros numéricos de modelación que definen la rótula por corte, se asume que las columnas trabajan como elementos de acople. Los valores de los parámetros numéricos d , e y c , y de desempeño IO, CP y LS que definen la curva constitutiva de las rotulas plásticas son extraídos y calculados según la tabla 6-19, ítem ii del FEMA 356 (FEMA, 2000) incluida en el apéndice A, de la presente tesis. Adicionalmente se requiere conocer los valores de la resistencia máxima a corte V_y . El detalle de los parámetros numéricos y de corte máximo V_y de cada edificio, se encuentran en las tablas: 4.18, 4.19, 4.20 y 4.22.

Tabla 4.19. Geometría, armadura y esfuerzos de corte en columnas.

Edificio	Columnas	Piso	Sección (cm)	Armadura longitudinal	Armadura transversal	Área arm. de flexión (cm ²)	Área arm. de corte (cm ²)	Vdis. (ton)
C1L	Interiores	1-2	40 x 40	4 ϕ 18 + 4 ϕ 16	ϕ 10 @ 10	18,22	1,58	7,312
	Exteriores	1-2	40 x 40	4 ϕ 25 + 4 ϕ 18	ϕ 10 @ 10	29,81	1,58	7,312
C1M	Interiores	1-3	50 x 50	8 ϕ 32	ϕ 10 @ 10	64,34	2,26	16,858
		4-5	50 x 50	4 ϕ 22 + 4 ϕ 18	ϕ 10 @ 10	25,39	2,26	16,858
	Exteriores	1-3	50 x 50	8 ϕ 32	ϕ 10 @ 10	64,34	2,26	16,858
		4-5	50 x 50	8 ϕ 22	ϕ 10 @ 10	30,41	2,26	16,858
C1H	Interiores	1-4	75 x 75	20 ϕ 32	ϕ 22 @ 10	160,84	7,6	79,9
		5-8	75 x 75	20 ϕ 22	ϕ 22 @ 10	76,03	7,6	79,9
		9-12	75 x 75	20 ϕ 18	ϕ 22 @ 10	50,9	7,6	79,9
	Exteriores	1-4	75 x 75	28 ϕ 36	ϕ 22 @ 10	285	7,6	79,9
		5-8	75 x 75	28 ϕ 22	ϕ 22 @ 10	106,4	7,6	79,9
		9-12	75 x 75	28 ϕ 16	ϕ 22 @ 10	56,3	7,6	79,9

C2L	Interiores	1-2	30 x 30	4 ϕ 8	ϕ 8 @ 10	10,18	1,01	3,33
C2M	Interiores	1-5	50 x 50	4 ϕ 28 + 4 ϕ 16	ϕ 8 @ 10	32,67	1,58	9,624
C2H	Interiores	1-4	70 x 70	4 ϕ 36 + 12 ϕ 32	ϕ 18 @ 10	114,62	5,089	63,121
		5-8	70 x 70	4 ϕ 36 + 12 ϕ 28	ϕ 18 @ 10	106,07	5,089	63,121
		9-12	70 x 70	4 ϕ 32 + 12 ϕ 25	ϕ 18 @ 10	98,52	5,089	63,121
	Exteriores	1-4	70 x 70	4 ϕ 36 + 12 ϕ 28	ϕ 18 @ 10	137,22	5,089	63,121
		5-8	70 x 70	4 ϕ 32 + 12 ϕ 28	ϕ 18 @ 10	114,62	5,089	63,121
		9-12	70 x 70	16 ϕ 28	ϕ 18 @ 10	91,07	5,089	63,121

Tabla 4.20. Verificación de condiciones, según FEMA 356 (FEMA, 2000).

Edificio	Columnas	P dis.	Pdis./$(Ag \cdot f'c)$	d/3	Vs	3/4 Vdis	C o NC
		[Ton]	[lbs,pul,psi]		[Ton]	[Ton]	
C1L	Interiores	3,965	0,010434028	12,66666667	16,8112	5,484	C
	Exteriores	38,591	0,10155349	12,66666667	16,8112	5,484	C
C1M	Interiores	18	0,029988948	16	30,3744	12,6435	C
		37,045	0,061718922	16	30,3744	12,6435	C
	Exteriores	18,218	0,030352148	16	30,3744	12,6435	C
		19,39	0,032304762	16	30,3744	12,6435	C
C1H	Interiores	584,382	0,426938299	24,33333333	155,344	59,925	C
		105,852	0,077333444	24,33333333	155,344	59,925	C
		49,18	0,035929966	24,33333333	155,344	59,925	C
	Exteriores	849,689	0,620766514	24,33333333	155,344	59,925	C
		82,246	0,060087353	24,33333333	155,344	59,925	C
		36,54	0,026695424	24,33333333	155,344	59,925	C
C2L	Interiores	21,15	0,100714286	9,333333333	7,9184	2,4975	NC
C2M	Interiores	22,458	0,03743	16	21,2352	7,218	C
C2H	Interiores	439,613	0,369422689	22,66666667	96,89456	47,34075	C
		382,287	0,32124958	22,66666667	96,89456	47,34075	C
		30,314	0,02547395	22,66666667	96,89456	47,34075	C
	Exteriores	692,433	0,581876471	22,66666667	96,89456	47,34075	C
		80,773	0,067876471	22,66666667	96,89456	47,34075	C
		21,639	0,018184034	22,66666667	96,89456	47,34075	C

Tabla 4.21. Verificación de condiciones, según FEMA 356 (FEMA, 2000) (continuación) y cálculo del corte resistente máximo (Vy).

Edificio	Columnas	Vdis / $(b*d*(f'c)^{1/2})$ [lbs,pul,psi]	Po [Ton]	0,7*Po [Ton]	Pdis [Ton]	Vy [Ton]
C1L	Interiores	1,147402532	333,686	233,5802	3,965	29,5488
	Exteriores	1,147402532	309,674	216,7718	38,591	29,5488
C1M	Interiores	1,675403254	558,1424	390,69968	18	50,4864
		1,675403254	477,4952	334,24664	37,045	50,4864
	Exteriores	1,675403254	558,1424	390,69968	18,218	50,4864
		1,675403254	487,928	341,5496	19,39	50,4864
C1H	Interiores	3,48086518	1289	902,3	584,382	201,2245
		3,48086518	1114	779,8	105,852	201,2245
		3,48086518	1061	742,7	49,18	201,2245
	Exteriores	3,48086518	1546	1082,2	849,689	201,2245
		3,48086518	1176	823,2	82,246	201,2245
		3,48086518	1073	751,1	36,54	201,2245
C2L	Interiores	0,945557963	174,0312	121,82184	21,15	14,9576
C2M	Interiores	0,956461695	492,6476	344,85332	22,458	41,3472
C2H	Interiores	3,162933981	1070,305	749,2135	439,613	136,78336
		3,162933981	1052,586	736,8102	382,287	136,78336
		3,162933981	11037,019	7725,9133	30,314	136,78336
	Exteriores	3,162933981	1117,004	781,9028	692,433	136,78336
		3,162933981	1070,3048	749,21336	80,773	136,78336
		3,162933981	1021,5355	715,07485	21,639	136,78336

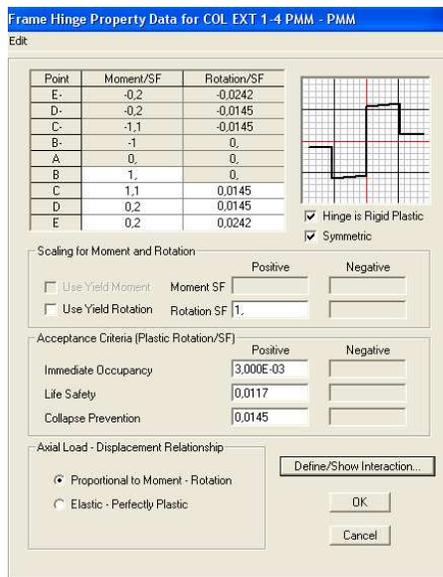
Tabla 4.22. Parámetros numéricos de modelación y aceptación, para rótulas debido a flexo-compresión (P-M2-M3) en columnas, según FEMA 356 (FEMA, 2000).

Edificio	Columnas	P-M2-M3					
		a	b	c	IO	LS	CP
C1L	Interiores	0,02	0,03	0,2	0,005	0,015	0,02
	Exteriores	0,02	0,03	0,2	0,005	0,015	0,02
C1M	Interiores	0,02	0,03	0,2	0,005	0,015	0,02
		0,02	0,03	0,2	0,005	0,015	0,02
	Exteriores	0,02	0,03	0,2	0,005	0,015	0,02
		0,02	0,03	0,2	0,005	0,015	0,02
C1H	Interiores	0,0145	0,0242	0,2	0,003	0,0117	0,0145
		0,019	0,029	0,2	0,005	0,0145	0,019
		0,019	0,029	0,2	0,005	0,0145	0,019
	Exteriores	0,0145	0,0242	0,2	0,003	0,0117	0,0145
		0,019	0,029	0,2	0,005	0,0145	0,019
		0,019	0,029	0,2	0,005	0,0145	0,019
C2L	Interiores	0,006	0,015	0,2	0,005	0,005	0,006
C2M	Interiores	0,02	0,03	0,2	0,005	0,015	0,02
C2H	Interiores	0,0155	0,0255	0,2	0,0032	0,0123	0,0155
		0,0163	0,0263	0,2	0,0035	0,0128	0,0163
		0,0198	0,0297	0,2	0,005	0,0148	0,0198
	Exteriores	0,0148	0,0247	0,2	0,003	0,0119	0,0148
		0,0198	0,0297	0,2	0,005	0,0148	0,0198
		0,0198	0,0297	0,2	0,005	0,0148	0,0198

Tabla 4.23. Parámetros numéricos de modelación y aceptación, para rótulas debido a corte (V2) en columnas, según FEMA 356 (FEMA, 2000).

Edificio	Columnas	V2						V2 (h=300) (cm)					
		a	b	c	IO	LS	CP	Δd	Δe	Δc	ΔIO	ΔLS	ΔCP
C1L	Interiores	0,02	0,03	0,6	0,006	0,015	0,02	6	9	0,6	1,8	4,5	6
	Exteriores	0,02	0,03	0,6	0,006	0,015	0,02	6	9	0,6	1,8	4,5	6
C1M	Interiores	0,02	0,03	0,6	0,006	0,015	0,02	6	9	0,6	1,8	4,5	6
		0,02	0,03	0,6	0,006	0,015	0,02	6	9	0,6	1,8	4,5	6
	Exteriores	0,02	0,03	0,6	0,006	0,015	0,02	6	9	0,6	1,8	4,5	6
C1H	Interiores	0,019	0,029	0,552	0,0058	0,0145	0,019	5,7	8,7	0,552	1,74	4,35	5,7
		0,019	0,029	0,552	0,0058	0,0145	0,019	5,7	8,7	0,552	1,74	4,35	5,7
		0,019	0,029	0,552	0,0058	0,0145	0,019	5,7	8,7	0,552	1,74	4,35	5,7
	Exteriores	0,019	0,029	0,552	0,0058	0,0145	0,019	5,7	8,7	0,552	1,74	4,35	5,7
		0,019	0,029	0,552	0,0058	0,0145	0,019	5,7	8,7	0,552	1,74	4,35	5,7
		0,019	0,029	0,552	0,0058	0,0145	0,019	5,7	8,7	0,552	1,74	4,35	5,7
C2L	Interiores	0,012	0,025	0,4	0,006	0,008	0,01	3,6	7,5	0,4	1,8	2,4	3
C2M	Interiores	0,02	0,03	0,6	0,006	0,015	0,02	6	9	0,6	1,8	4,5	6
C2H	Interiores	0,0198	0,0297	0,584	0,0059	0,0148	0,0198	5,94	8,91	0,584	1,77	4,44	5,94
		0,0198	0,0297	0,584	0,0059	0,0148	0,0198	5,94	8,91	0,584	1,77	4,44	5,94
		0,0198	0,0297	0,584	0,0059	0,0148	0,0198	5,94	8,91	0,584	1,77	4,44	5,94
	Exteriores	0,0198	0,0297	0,584	0,0059	0,0148	0,0198	5,94	8,91	0,584	1,77	4,44	5,94
		0,0198	0,0297	0,584	0,0059	0,0148	0,0198	5,94	8,91	0,584	1,77	4,44	5,94
		0,0198	0,0297	0,584	0,0059	0,0148	0,0198	5,94	8,91	0,584	1,77	4,44	5,94

a)



b)

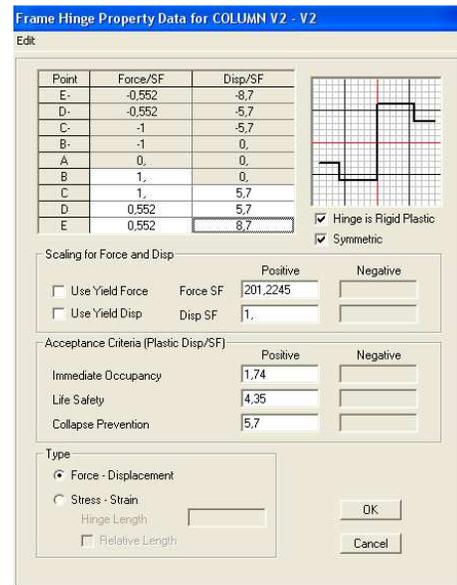


Fig. 4.25. Ventanas de ingreso de los parámetros de rótulas para columnas en software ETABS v9.7.2; a) debido a flexión axial (P-M2-M3), b) rótulas debido a corte (V2).

4.2.2.3 Muros, edificios C2L, C2M, C2H

4.2.2.3.1 Momento (M2)

Los valores de los parámetros numéricos a, b y c, y de aceptación IO, CP y LS que definen la curva constitutiva de las rotulas plásticas por flexión en muros en su eje fuerte son extraídos y calculados según la tabla 6-18, ítem i del FEMA 356 (FEMA, 2000) incluida en el apéndice A, de la presente tesis. Adicionalmente se requiere conocer los valores del momento de fluencia M_y y del momento último M_u . Los momentos M_y y M_u definen la pendiente del tramo B-C de la curva constitutiva de la rotula plástica por flexión. El detalle de los parámetros numéricos y de los momentos de fluencia M_y y del momento último M_u de cada muro se encuentran en las tablas: 4.23, 4.24, 4.25, 4.26.4.27

4.2.2.3.2 Corte (V3)

Los valores de los parámetros numéricos d, e y c, y de aceptación IO, CP y LS que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas por corte en muros son extraídos y calculados según la tabla 6-19, ítem i del FEMA 356 (FEMA, 2000) incluida en el apéndice A, de la presente tesis. Adicionalmente se requiere conocer los valores de la resistencia máxima a corte $V_{m\acute{a}x}$. El detalle de los parámetros numéricos y de corte máximo $V_{m\acute{a}x}$ de cada muro, se encuentran en las tablas: 4.23, 4.24, 4.26 y 4.28.

Tabla 4.24. Armadura en muros y esfuerzos de corte.

Edificio	Pisos	Armadura de borde	Armadura doble malla		Área armadura de borde		Área arm. de corte (cm ²)	V (ton)
			Horizontal	Vertical	Comp. (cm ²)	Tracc. (cm ²)		
C2L	1 - 2	4 ϕ 28 + 4 ϕ 28	ϕ 8 @ 20 cm	ϕ 8 @ 20 cm	24,63	24,63	1,01	12,261
C2M	1	6 ϕ 28 + 6 ϕ 28	ϕ 8 @ 20 cm	ϕ 8 @ 20 cm	36,95	36,95	1,01	42,2033
	2	4 ϕ 28 + 4 ϕ 28	ϕ 8 @ 20 cm	ϕ 8 @ 20 cm	24,63	24,63	1,01	34,3709
	3 - 5	4 ϕ 12 + 4 ϕ 12	ϕ 8 @ 20 cm	ϕ 8 @ 20 cm	4,524	4,524	1,01	26,4739
C2H	1	10 ϕ 28 + 10 ϕ 28	ϕ 8 @ 20 cm	ϕ 8 @ 20 cm	61,58	61,58	1,01	199,7018
	2	8 ϕ 28 + 8 ϕ 28	ϕ 8 @ 20 cm	ϕ 8 @ 20 cm	49,26	49,26	1,01	126,5915
	3	6 ϕ 28 + 6 ϕ 28	ϕ 8 @ 20 cm	ϕ 8 @ 20 cm	36,95	36,95	1,01	89,9862
	4 - 6	4 ϕ 28 + 4 ϕ 28	ϕ 8 @ 20 cm	ϕ 8 @ 20 cm	24,63	24,63	1,01	65,9669
	7 - 12	4 ϕ 12 + 4 ϕ 12	ϕ 8 @ 20 cm	ϕ 8 @ 20 cm	4,524	4,524	1,01	54,3621

Tabla 4.25. Verificación de condiciones, según FEMA 356 (FEMA, 2000).

Edificio	Pisos	P	$((As-As')*fy+P)/(tw*lw*fc')$	$V/(b*d*(f'c)^{1/2})$	Borde	$0,15*Ag*fc'$
		[Ton]	[lbs,pul,psi]	[lbs,pul,psi]	Confinado	ton
C2L	1 - 2	17,4896	0,017489295	0,781947623	si	150
C2M	1	83,0505	0,055366033	1,817021306	si	225
	2	68,8509	0,045899799	1,428243925	si	225
	3 - 5	52,4932	0,034994856	1,10009301	si	225
C2H	1	320,8603	0,128341879	5,211456981	si	375
	2	300,1063	0,120040424	3,232816419	si	375
	3	277,1229	0,110847225	2,249836257	si	375
	4 - 6	252,3522	0,100939118	1,615438735	si	375
	7 - 12	171,2588	0,068502324	1,33125313	si	375

Tabla 4.26. Cálculo de esfuerzos de fluencia y esfuerzos últimos en muros.

Edificio	Pisos	My				Mu	
		K	Es'	fc máx	c	Es'	Es
C2L	1 - 2	0,244450906	0,000308707	115,9354287	14,54	0,00031774	0,035583219
C2M	1	0,247551423	0,000291526	117,8896862	24,56	0,00019055	0,030835505
	2	0,206058301	0,000269981	93,001234	14,54	0,00031774	0,056215956
	3 - 5	0,101817913	8,39054E-05	40,62066348	8,17	-0,00177356	0,102385557
C2H	1	0,250074538	0,00027733	119,4919325	44,38	9,3285E-05	0,027892294
	2	0,225863987	0,000267309	104,5482885	34,48	0,00012877	0,037632251
	3	0,198530175	0,000250061	88,76189384	24,56	0,00019055	0,055265472
	4 - 6	0,165750808	0,000222247	71,19460227	14,54	0,00031774	0,097481431
	7 - 12	0,079374055	7,62959E-05	30,89459916	8,17	-0,00177356	0,175824969

Tabla 4.27. Cálculo de esfuerzos de fluencia, esfuerzos últimos (continuación) y corte resistente máximo en muros.

Edificio	Pisos	My	Mu	V máx	Pendiente
		(Ton*cm)	(Ton*cm)	(Ton)	
C2L	1 - 2	11881,15891	12357,36685	49,44	0,040080934
C2M	1	26290,37993	27405,82888	74,16	0,042428027
	2	18526,92758	19253,40994	74,16	0,039212241
	3 - 5	3509,502323	3751,297677	74,16	0,068897334
C2H	1	720,5340658	752,3784318	123,6	0,044195504
	2	596,2261176	621,2498073	123,6	0,041970133
	3	462,5078671	481,0763246	123,6	0,040147333
	4 - 6	318,8972505	330,4549612	123,6	0,036242742
	7 - 12	60,05625516	62,8421335	123,6	0,046387813

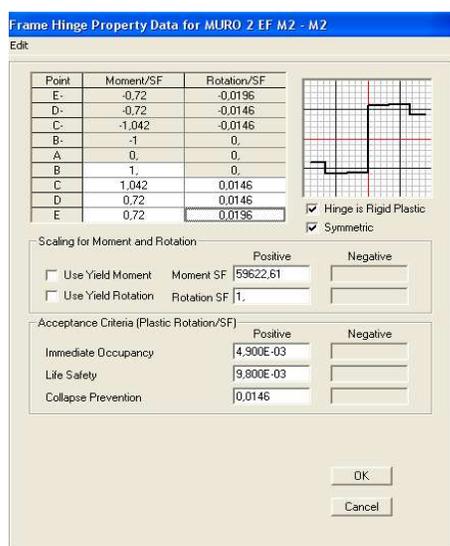
Tabla 4.28. Parámetros numéricos de modelación y aceptación, para rótulas debido a flexión (M2) en muros, según FEMA 356 (FEMA, 2000).

Edificio	Pisos	M2					
		a	b	c	IO	LS	CP
C2L	1 - 2	0,015	0,02	0,75	0,005	0,01	0,015
C2M	1	0,015	0,02	0,75	0,005	0,01	0,015
	2	0,015	0,02	0,75	0,005	0,01	0,015
	3 - 5	0,015	0,02	0,75	0,005	0,01	0,015
C2H	1	0,011	0,016	0,49	0,0042	0,0085	0,011
	2	0,0146	0,0196	0,72	0,0049	0,0098	0,0146
	3	0,0146	0,019	0,739	0,00486	0,0097	0,0146
	4 - 6	0,015	0,02	0,75	0,005	0,01	0,015
	7 - 12	0,015	0,02	0,75	0,005	0,01	0,015

Tabla 4.29. Parámetros numéricos de modelación y aceptación, para rótulas debido a corte (V3) en muros, según FEMA 356 (FEMA, 2000).

Edificio	Pisos	V3						V3 (h=300) cm					
		a	b	c	IO	LS	CP	Δd	Δe	Δc	ΔIO	ΔLS	ΔCP
C2L	1 - 2	0,75	2	0,4	0,4	0,6	0,75	2,25	6	0,4	1,2	1,8	2,25
C2M	1	0,75	2	0,4	0,4	0,6	0,75	2,25	6	0,4	1,2	1,8	2,25
	2	0,75	2	0,4	0,4	0,6	0,75	2,25	6	0,4	1,2	1,8	2,25
	3 - 5	0,75	2	0,4	0,4	0,6	0,75	2,25	6	0,4	1,2	1,8	2,25
C2H	1	0,75	2	0,4	0,4	0,6	0,75	2,25	6	0,4	1,2	1,8	2,25
	2	0,75	2	0,4	0,4	0,6	0,75	2,25	6	0,4	1,2	1,8	2,25
	3	0,75	2	0,4	0,4	0,6	0,75	2,25	6	0,4	1,2	1,8	2,25
	4 - 6	0,75	2	0,4	0,4	0,6	0,75	2,25	6	0,4	1,2	1,8	2,25
	7 - 12	0,75	2	0,4	0,4	0,6	0,75	2,25	6	0,4	1,2	1,8	2,25

a)



b)

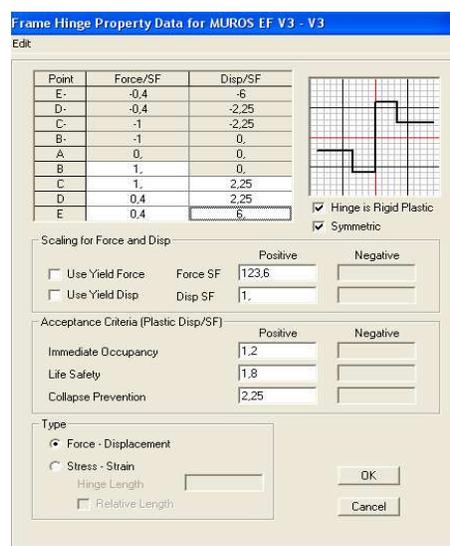


Fig. 4.26. Fig. 4.27. Ventanas de ingreso de los parámetros de rótulas para muros en software ETABS v9.7.2; a) debido a flexión (M2) b) rótulas debido a corte (V3).

4.2.3 Cargas del análisis no lineal

4.2.3.1 Cargas gravitacionales

Una vez ingresadas las rótulas plásticas a los distintos elementos (vigas, pilares y/o muros) de cada edificio, se debe generar un caso de carga no lineal la cual será el punto de partida para un segundo estado de carga del tipo monotónico que somete a la estructura a un patrón de cargas laterales F_i que se incrementan hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. (Villanueva, 2008).

La ecuación (4.9), que define Las cargas gravitacionales Q_G que actúan en combinación con la carga monotónica, es extraída del documento FEMA 356 (FEMA, 2000) y se muestra a continuación.

$$Q_G = 1,1(Q_D + Q_L + Q_S) \quad [4.9]$$

Donde:

Q_D : carga permanente

Q_L : carga viva efectiva, igual al 25% de las cargas vivas de diseño no reducida.

Q_S : carga de nieve efectiva. Corresponde $Q_S = 0$ para todos los casos.

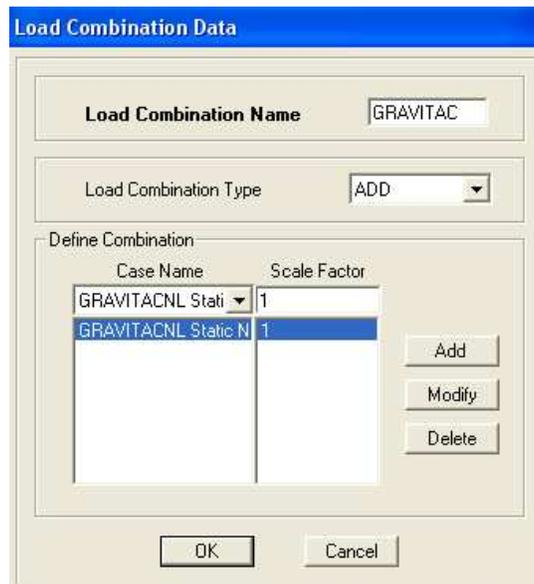


Fig. 4.28. Generación de estado de carga no lineal "GRAVITAC".

El estado estructural provocado por la combinación de cargas gravitacionales descrita por la ecuación (4.9) sirve como condición inicial del estado de carga estático no lineal monotónicamente creciente.

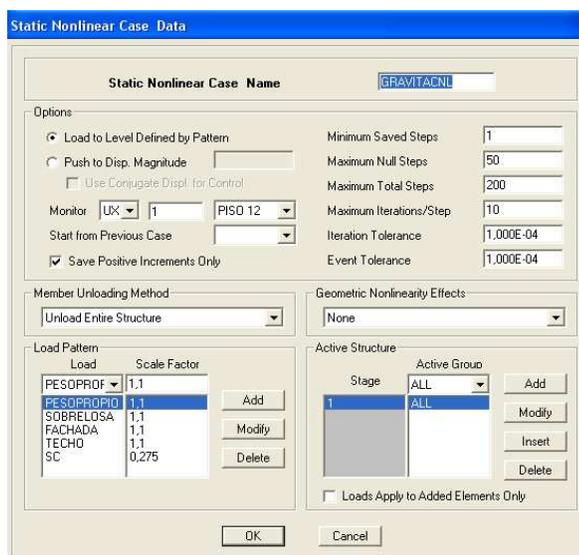


Fig. 4.29. Cargas y parámetros del estado de carga no lineal “GRAVITAC”

4.2.3.2 Cargas monotónicas

Se considera un patrón modal de carga con una distribución vertical triangular que aumenta en altura. Se trata de cargas puntuales que se asignan en los centros de masa a nivel de losa, que tienen valor de 1 ton, en el primer piso y se incrementa en una unidad en los pisos siguientes; son aplicadas en dirección horizontal y en un único sentido. En el software Etabs V9.7.2 (Computers & Structures, 2010), se denomina a este patrón de carga “triangular”.

La elección de este patrón se sustenta sobre la base que las estructuras de periodos cortos (periodos cercanos a un segundo) tienden a deformarse ante sollicitaciones dinámicas bajo el modo fundamental, de este modo un patrón de cargas triangular es una aproximación de éste. (Villanueva, 2008).

A continuación se muestra una gráfica con la distribución de cargas de forma triangular.

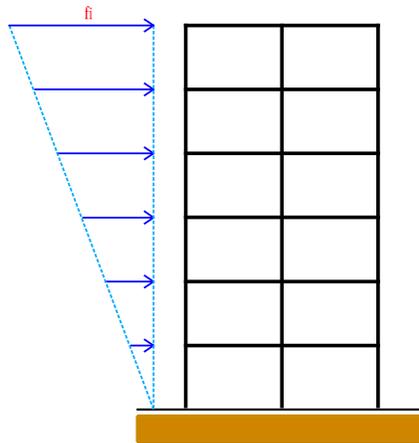


Fig. 4.30. Patrón de distribución de fuerzas utilizado en el análisis estático no lineal.

4.2.3.3 Estado de carga no lineal estático

Luego de generado el estado de carga no lineal “Gravitac” y de asignadas las cargas del patrón monótonicamente creciente, se debe definir un estado de carga estático no lineal “Pushover”. Este estado utiliza como condición tensional inicial la etapa final de estado de carga estático no lineal (Gravitac), producto de las cargas gravitacionales. La dirección de análisis es en sentido del eje global X, y queda determinada por el estado de carga Triangular.

A continuación se muestra la ventana donde se asignan los parámetros del estado de carga PUSHOVER.

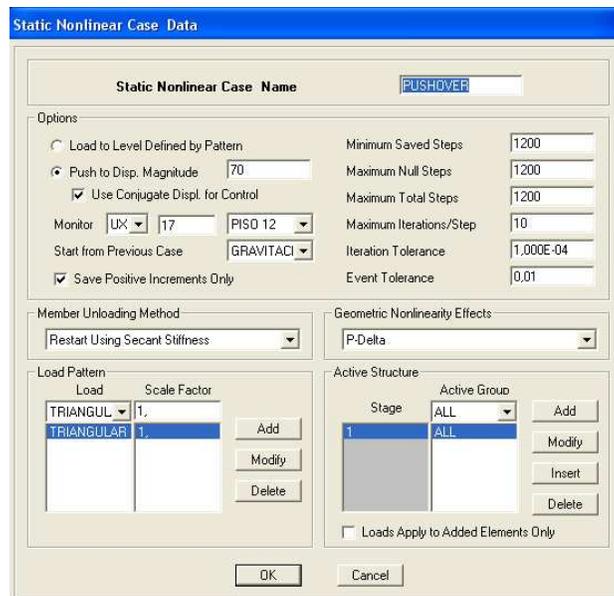


Fig. 4.31. Cuadro de diálogo del caso no lineal estático, Pushover.

Una vez ingresados los parámetros, se procede a hacer el análisis pushover para cada edificio, del cual se obtendrán las curvas de capacidad Fuerza v/s deformación.

A continuación se muestran las curvas de capacidad para cada edificio, obtenidas del análisis no lineal estático (Pushover), en el software ETABS V9.7.2 (Computers & Structures, 2010).

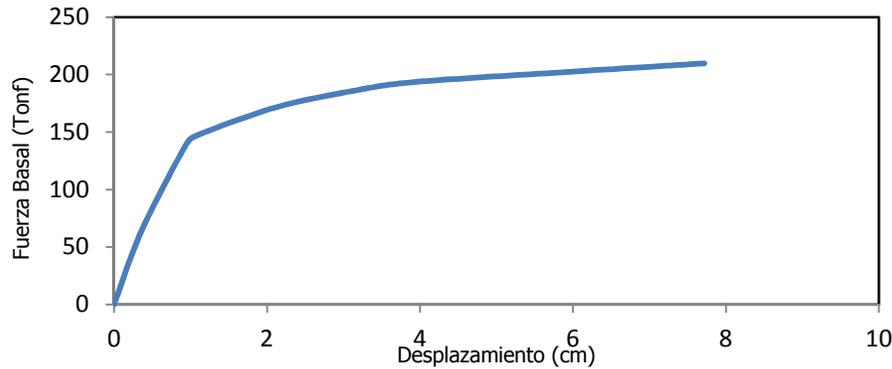


Fig. 4.32. Curva de Capacidad edificio C1L.

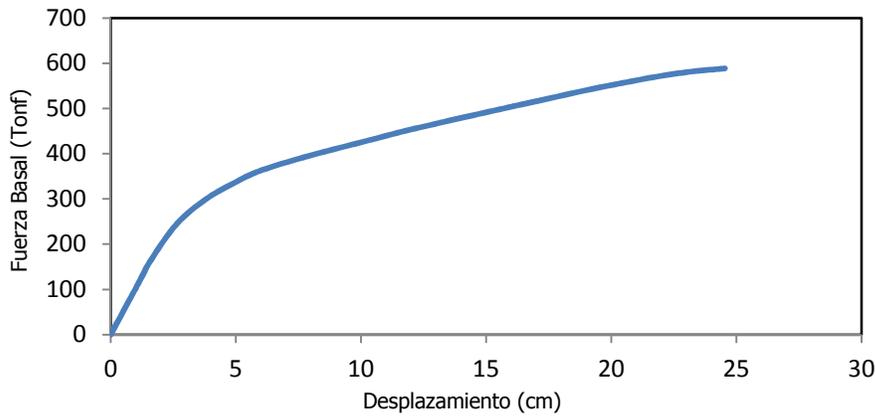


Fig. 4.33. Curva de Capacidad edificio C1M.

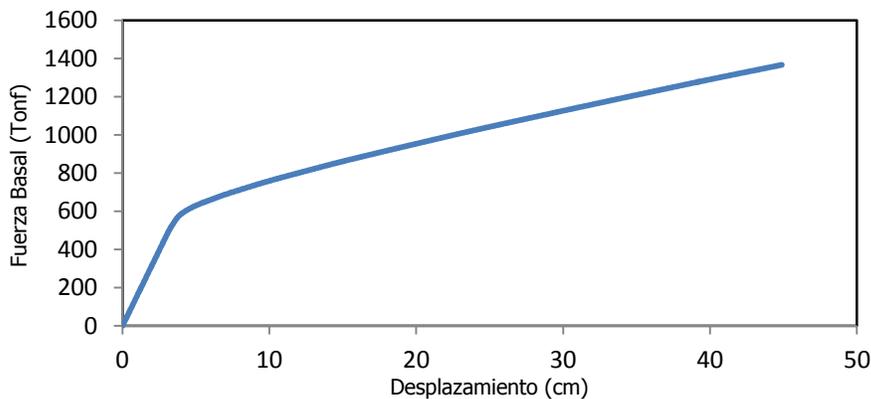


Fig. 4.34. Curva de Capacidad edificio C1H.

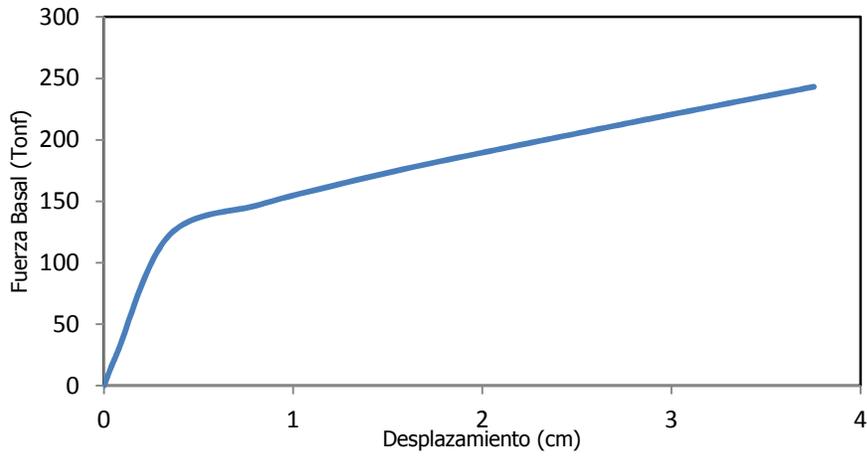


Fig. 4.35. Curva de capacidad edificio C2L.

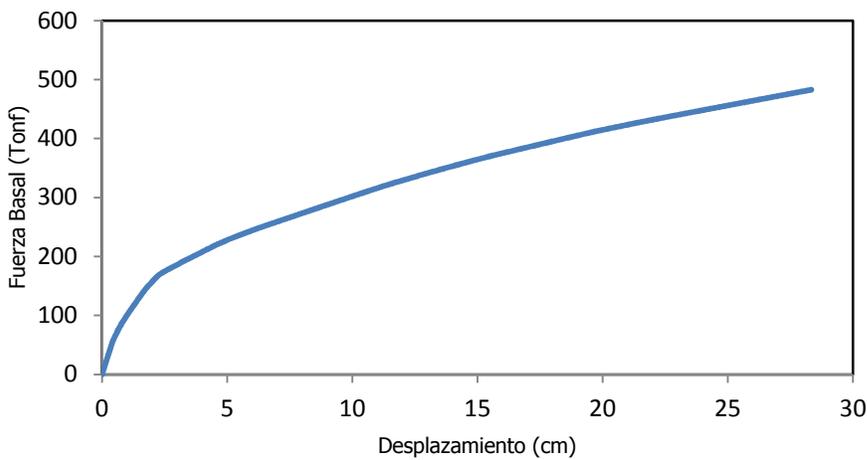


Fig. 4.36. Curva de capacidad edificio C2M.

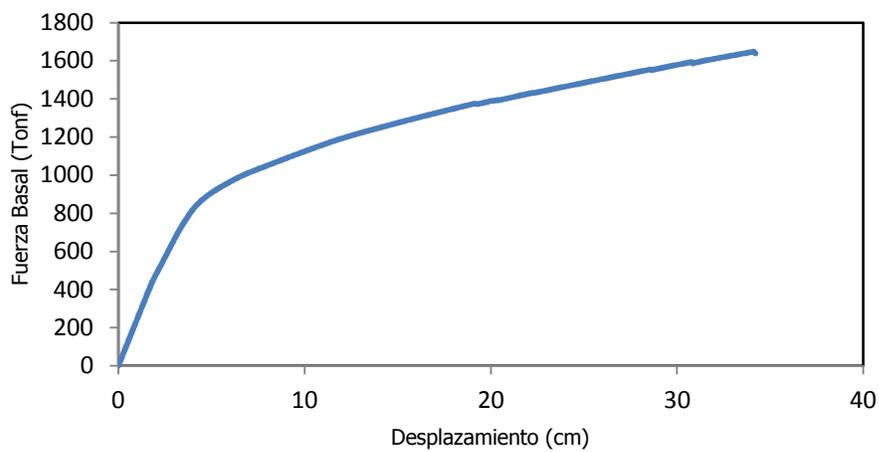


Fig. 4.37. Curva de capacidad edificio C2H.

4.3 Curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño

4.3.1 Generalidades

En este capítulo se obtendrán las curvas bilineal de capacidad que son la primera parte para cuantificar la vulnerabilidad sísmica a partir de las curvas de fragilidad, luego se obtendrán los espectros de capacidad en formato S_a v/s S_d , para luego obtener los espectros de demanda a partir del espectro elástico de la norma sísmica NCh 433 of 96, para luego encontrar el punto de desempeño. Finalmente se grafican las curvas de fragilidad y se muestran los histogramas que son obtenidos a partir de las matrices de probabilidad de daño para cada edificio.

4.3.2 Curvas de capacidad bilineal

Luego de generadas las curvas de capacidad para cada estructura a partir del análisis no lineal estático (Pushover) realizado en el software ETABS V9.7.2 (Computers & Structures, 2010), se obtendrá la curva de capacidad bilineal, para lo cual se utiliza el método de las áreas equivalentes y a partir de un proceso iterativo se obtienen los puntos más importantes de la bilinealización, los que son el punto de capacidad de fluencia (D_y, V_y) y el punto de capacidad última (D_u, V_u).

A continuación se muestra el detalle del proceso de obtención de las curvas bilineales de capacidad de cada edificio.

Modelo Bilineal

C1L

$$K_i = 177,85$$

$$V_y = 166,1615Tonf$$

$$Dt_y = 0,9343cm$$

$$K_e = 177,85$$

$$V(Dt) = 177,85Dt$$

$$0,6V_y = 99,6969Tonf$$

$$Dt_{0,6} = 0,5606cm$$

$$V_u = 209,8135Tonf$$

$$Dt_u = 7,7174cm$$

$$\alpha K_e = 6,4354$$

$$V(Dt) = 6,4354Dt + 160,1491$$

Curva Bilineal

Dt	V
0	0
0,5606	99,6969
0,9343	166,1615
7,7174	209,8135

Cálculo de Áreas

$$A_{Cur.Bilmeal} = 1352,7630$$

$$A_{Cur.Push.} = 1352,7631$$

$$\Delta\% = 0,00$$

$$\alpha = 0,03618$$

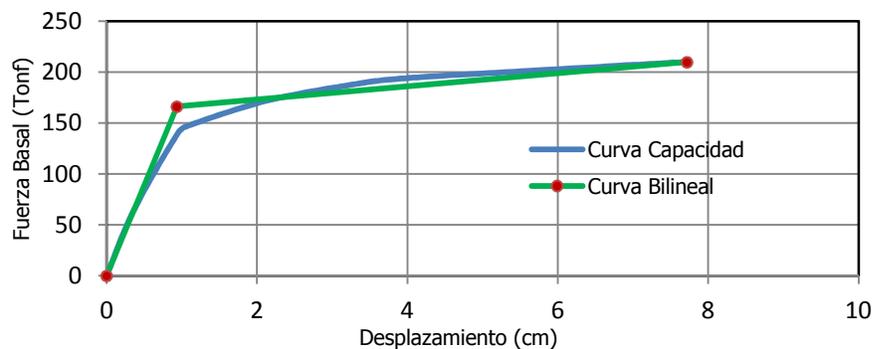


Fig. 4.38. Bilinealización de la curva de capacidad, C1L.

C1M

Modelo Bilineal

$$K_i = 102,47$$

$$V_y = 346,82\text{Tonf}$$

$$Dt_y = 3,3847\text{cm}$$

$$K_e = 102,47$$

$$V(Dt) = 102,47Dt$$

$$0,6V_y = 208,092\text{Tonf}$$

$$Dt_{0,6} = 2,0308\text{cm}$$

$$V_u = 588,7881\text{Tonf}$$

$$Dt_u = 24,5410\text{cm}$$

$$\alpha K_e = 11,4372$$

$$V(Dt) = 11,4372Dt + 308,1081$$

Curva Bilineal

Dt	V
0	0
2,0308	208,0920
3,3847	346,82
24,541	588,7881

Cálculo de Áreas

$$A_{Cur.Bilineal} = 10483,9312$$

$$A_{Cur.Push.} = 10483,9276$$

$$\Delta\% = 0,00$$

$$\alpha = 0,1116$$

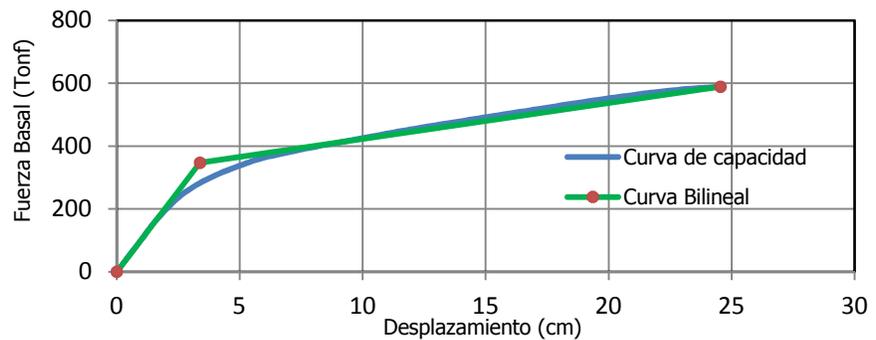


Fig. 4.39. Bilinealización de la curva de capacidad, C1M.

C1H

Modelo Bilineal

$$K_i = 158,17$$

$$V_y = 676,943\text{Tonf}$$

$$Dt_y = 4,2797\text{cm}$$

$$K_e = 158,17$$

$$V(Dt) = 158,17Dt$$

$$0,6V_y = 406,1658\text{Tonf}$$

$$Dt_{0,6} = 2,57\text{cm}$$

$$V_u = 1366,5074\text{Tonf}$$

$$Dt_u = 44,8708\text{cm}$$

$$\alpha K_e = 16,9881$$

$$V(Dt) = 16,9881Dt + 604,24$$

Curva Bilineal

Dt	V
0	0
2,5678	406,1658
4,2797	676,9430
44,8708	1366,5074

Cálculo de Áreas

$$A_{Cur.Bilineal} = 4291,4992$$

$$A_{Cur.Push.} = 42921,5139$$

$$\Delta\% = 0,00$$

$$\alpha = 0,1074$$

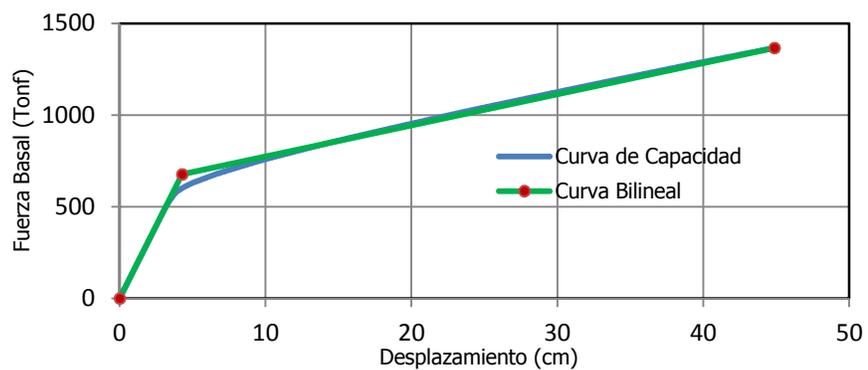


Fig. 4.40. Bilinealización de la curva de capacidad, C1H.

C2L

Modelo Bilineal

$$K_i = 382,72$$

$$V_y = 133,9076Tonf$$

$$Dt_y = 0,3499cm$$

$$K_e = 382,72$$

$$V(Dt) = 382,72Dt$$

$$0,6V_y = 80,3446Tonf$$

$$Dt_{0,6} = 0,21cm$$

$$V_u = 243,283Tonf$$

$$Dt_u = 3,753cm$$

$$\alpha K_e = 32,1397$$

$$V(Dt) = 32,1397Dt + 122,663$$

Curva Bilineal

Dt	V
0	0
0,2099	80,3446
0,3499	133,9076
3,753	243,283

Cálculo de Áreas

$$A_{Cur.Bilineal} = 665,2383$$

$$A_{Cur.Push.} = 665,2385$$

$$\Delta\% = 0,00$$

$$\alpha = 0,084$$

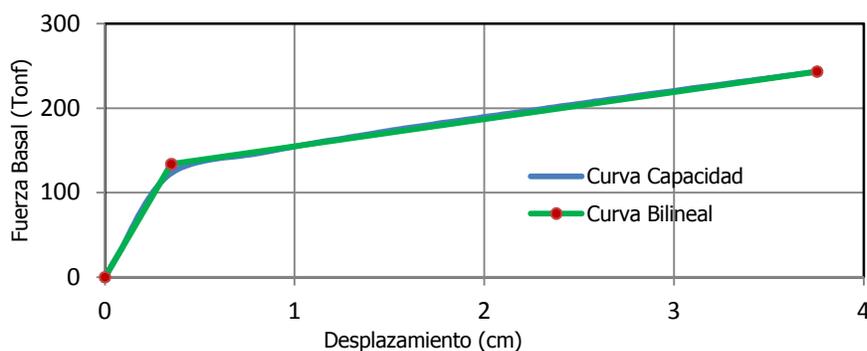


Fig. 4.41. Bilinealización de la curva de capacidad, C2L.

C2M

Modelo Bilineal

$$K_i = 133,49$$

$$V_y = 213,5225Tonf$$

$$Dt_y = 1,5995cm$$

$$K_e = 133,49$$

$$V(Dt) = 133,49Dt$$

$$0,6V_y = 128,1135Tonf$$

$$Dt_{0,6} = 0,9597cm$$

$$V_u = 428,9223Tonf$$

$$Dt_u = 28,329cm$$

$$\alpha K_e = 10,0787$$

$$V(Dt) = 10,0787Dt + 197,40164$$

Curva Bilineal

Dt	V
0	0
0,9597	128,1135
1,5995	213,5225
28,329	428,9223

Cálculo de Áreas

$$A_{Cur.Bilineal} = 9478,5773$$

$$A_{Cur.Push.} = 9478,578$$

$$\Delta\% = 0,00$$

$$\alpha = 0,0755$$

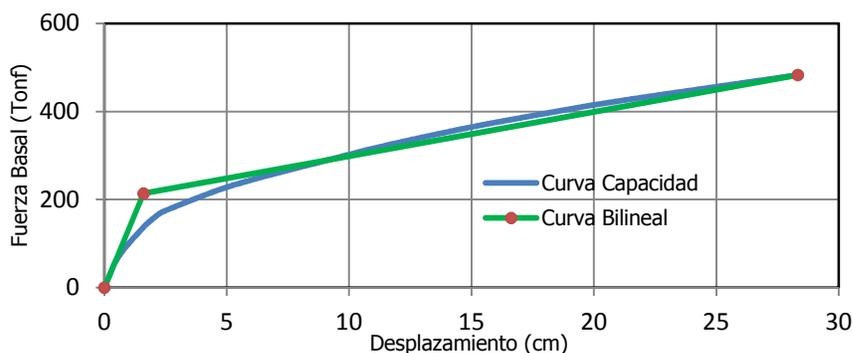


Fig. 4.42. Bilinealización de la curva de capacidad, C2M.

C2H

Modelo Bilineal

$$K_i = 242,95$$

$$V_y = 1027,624 \text{Tonf}$$

$$Dt_y = 4,2297 \text{cm}$$

$$K_e = 242,95$$

$$V(Dt) = 242,95Dt$$

$$0,6V_y = 616,5744 \text{Tonf}$$

$$Dt_{0,6} = 2,5378 \text{cm}$$

$$V_u = 1638,6938 \text{Tonf}$$

$$Dt_u = 34,2156 \text{cm}$$

$$\alpha K_e = 20,3786$$

$$V(Dt) = 20,3786Dt + 941,428$$

Curva Bilineal

Dt	V
0	0
2,5378	616,5744
4,2297	1027,624
34,2156	1638,6938

Cálculo de Áreas

$$A_{Cur.Bilineal} = 42149,2137$$

$$A_{Cur.Push.} = 42149,1962$$

$$\Delta\% = 0,00$$

$$\alpha = 0,08388$$

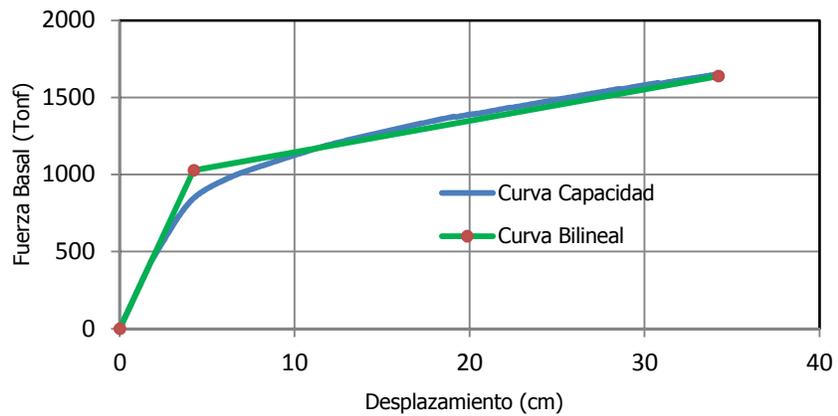


Fig. 4.43. Bilinealización de la curva de capacidad, C2H.

A continuación se muestra una tabla con el resumen de los valores obtenidos de la bilinealización de las curvas de capacidad para cada edificio.

Tabla 4.30. Resumen de los datos obtenidos de las curvas de capacidad bilineales para cada edificio.

Edificio	Dy (cm)	Vy (Tonf)	Du (cm)	Vu (Tonf)
C1L	0,9343	166,1615	7,7174	209,8135
C1M	3,3847	346,82	24,541	588,7881
C1H	4,2797	676,943	44,8708	1366,5074
C2L	0,3499	133,9076	3,753	243,283
C2M	1,5995	213,5225	28,329	428,9223
C2H	4,2297	1027,624	34,2156	1638,6938

Discusión de resultados:

- Según lo observado de las curvas de capacidad a partir del análisis estático no lineal (pushover), los esfuerzos basales máximos se logran en los edificios más altos, como era de esperarse, específicamente en el edificio C2H con un valor de 1638,6938 Tonf versus un valor de 1366,5074 Tonf; y el desplazamiento máximo se alcanza en el edificio pórticos (C1H) con un valor de 44,8708 cm versus un valor de 34,2156 cm para el edificio de muros (C2H). Esto se explicaría dado que el edificio de pórticos, es más flexible que su símil basado en muros, y a su vez el edificio de muros es más rígido, por ende su resistencia al corte es mayor.
- Una comparación entre los edificios de baja altura (C1L y C2L), muestra que el edificio de pórticos alcanza su desplazamiento último a los 7,7174 cm mientras que edificio basado en muros, lo alcanza a los 3,753 cm. A su vez el corte último del edificio de pórticos es menor con 209,8135 Tonf, mientras que el corte último del edificio basado en muros es de 243,283 Tonf.
- Una comparación entre los edificios de mediana altura (C1M y C2M), muestra que el edificio de pórticos alcanza su desplazamiento último a los 24,5 cm mientras que edificio basado en muros, lo alcanza a los 28,3 cm. A su vez el corte último del edificio de pórticos es mayor con 588,7881 mientras que el corte último del edificio basado en muros es de 428,9223.

4.3.3 Espectros de capacidad

Una vez obtenida la representación bilineal de la curva de capacidad, es necesario transformar esta curva a una que relacione el desplazamiento espectral S_d , con la aceleración espectral S_a .

Para obtener el espectro de capacidad de una estructura, se necesita transformar (punto a punto) la curva de capacidad a coordenadas espectrales, siguiendo lo expuesto en el apartado 3.3, que muestra la metodología para realizar esta transformación.

Como se expuso, se necesitan conocer las propiedades dinámicas de las estructuras, como modos de vibrar, factores de participación etc., para luego obtener los parámetros necesarios para la transformación de la curva, los cuales se obtuvieron utilizando el programa computacional Mathcad V14.0.0.163 (Parametric Technology Corporation, 2007) Después en tablas Excel se procedió a dividir cada punto de la curva de capacidad por los valores que se indican para cada edificio.

A continuación se muestra el procedimiento de cálculo y las gráficas de las curvas del espectro de capacidad y la respectiva curva bilineal de cada espectro, la cual es fundamental para luego obtener los valores de los umbrales de daño para cada edificio.

Edificio C1L

$$\phi_{1L} := \begin{pmatrix} 1 \\ 0.517 \end{pmatrix} \quad M_{1L} := \begin{pmatrix} 0.2113 & 0 \\ 0 & 0.2405 \end{pmatrix} \quad J_{1L} := \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix}$$

$$\phi_{1L}^T = (1 \quad 0.517) \quad M_{t1L} := 0.4518$$

$$m_{1L} := \phi_{1L}^T \cdot M_{1L} \cdot \phi_{1L} \quad m_{1L} = 0.276$$

$$\gamma_{1L} := \frac{(\phi_{1L}^T \cdot M_{1L} \cdot J_{1L})}{m_{1L}} \quad \gamma_{1L} = 1.218$$

$$\alpha_{1L} := \frac{(\phi_{1L}^T \cdot M_{1L} \cdot J_{1L})^2}{M_{t1L} \cdot m_{1L}} \quad \alpha_{1L} = 0.905$$

Ahora se reemplazan estos valores, donde $\phi_{t_1} = 1$

$$Sd_j = \frac{Dt_j}{\gamma_{1L} \phi_{t1}} = \frac{Dt_j}{1,218}$$

$$Sa_j = \frac{V_j}{M_{T1L} \alpha_{1L}} = \frac{V_j}{0,4088}$$

De esta manera obtenemos el espectro de capacidad y de la misma forma su respectiva representación bilineal

Curva Bilineal

Sd	Sa
0,0000	0,0000
0,4602	243,8301
0,7671	406,3835
6,3361	513,1433

Parte elástica de la recta

$$Sa(Sd) = 529,7956 Sd$$

Parte inelástica de la recta

$$Sa(Sd) = 19,1701 Sd + 391,6789$$

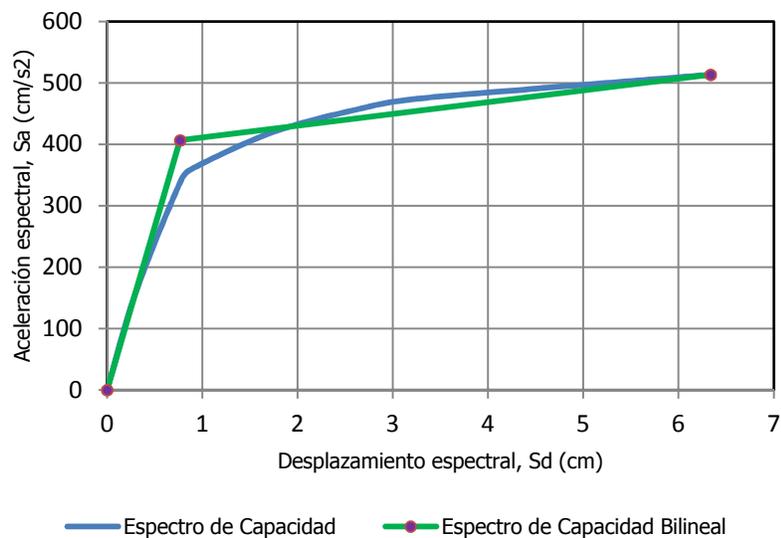


Fig. 4.44. Espectros de capacidad, C1L.

Edificio C1M

$$\phi_{1M} := \begin{pmatrix} 1 \\ 0.894 \\ 0.712 \\ 0.464 \\ 0.188 \end{pmatrix} \quad M_{1M} := \begin{pmatrix} 0.2229 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.2576 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.2576 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.2576 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.2576 \end{pmatrix} \quad J_{1M} := \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{pmatrix}$$

$$\phi_{1M}^T = (1 \ 0.894 \ 0.712 \ 0.464 \ 0.188) \quad Mt_{1M} := 1.253$$

$$m_{1M} := \phi_{1M}^T \cdot M_{1M} \cdot \phi_{1M} \quad m_{1M} = 0.624$$

$$\gamma_{1M} := \frac{(\phi_{1M}^T \cdot M_{1M} \cdot J_{1M})}{m_{1M}} \quad \gamma_{1M} = 1.289$$

$$\alpha_{1M} := \frac{(\phi_{1M}^T \cdot M_{1M} \cdot J_{1M})^2}{Mt_{1M} \cdot m_{1M}} \quad \alpha_{1M} = 0.828$$

Ahora se reemplazan estos valores, donde $\Phi t_1 = 1$

$$Sd_j = \frac{Dt_j}{\gamma_{1M} \phi_{t1}} = \frac{Dt_j}{1,289}$$

$$Sa_j = \frac{V_j}{M_{T1M} \alpha_{1M}} = \frac{V_j}{1,03773}$$

De esta manera obtenemos el espectro de capacidad y de la misma forma su respectiva representación bilineal

Curva Bilineal

Sd	Sa
0,0000	0,0000
1,5755	200,5254
2,6259	334,2090
19,0388	567,3795

Parte elástica de la recta

$$Sa(Sd) = 127,2759Sd$$

Parte inelástica de la recta

$$Sa(Sd) = 14,2065Sd + 296,9046$$

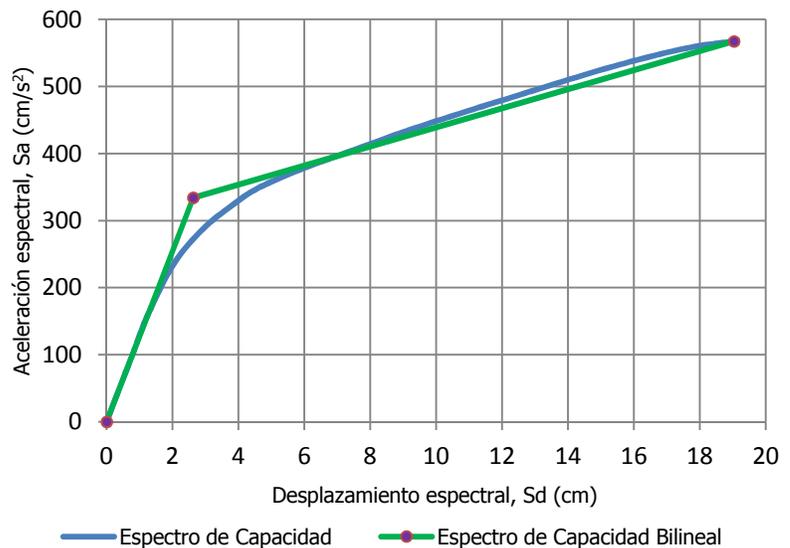


Fig. 4.45. Espectros de capacidad, C1M.

Edificio C1H

$$\phi_{1H} := \begin{pmatrix} 1 \\ 0.962 \\ 0.912 \\ 0.849 \\ 0.773 \\ 0.688 \\ 0.593 \\ 0.492 \\ 0.385 \\ 0.275 \\ 0.166 \\ 0.064 \end{pmatrix} \quad M_{1H} := \begin{pmatrix} 0.2918 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.3456 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.3456 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.3456 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.3456 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.3456 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.3456 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.3456 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.3456 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.3456 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.3456 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.3456 \end{pmatrix} \quad J_{1H} := \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{pmatrix}$$

$$\phi_{1H}^T =$$

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0	1	0.962	0.912	0.849	0.773	0.688	0.593	0.492	0.385	0.275	0.166	0.064

$$m_{1H} := \phi_{1H}^T \cdot M_{1H} \cdot \phi_{1H} \quad m_{1H} = 1.812 \quad M_{t1H} := 4.0934$$

$$\gamma_{1H} := \frac{(\phi_{1H}^T \cdot M_{1H} \cdot J_{1H})}{m_{1H}} \quad \gamma_{1H} = 1.336$$

$$\alpha_{1H} := \frac{(\phi_{1H}^T \cdot M_{1H} \cdot J_{1H})^2}{M_{t1H} \cdot m_{1H}} \quad \alpha_{1H} = 0.79$$

Ahora se reemplazan estos valores, donde $\phi_{t_1} = 1$

$$Sd_j = \frac{Dt_j}{\gamma_{1H} \phi_{t_1}} = \frac{Dt_j}{1,336}$$

$$Sa_j = \frac{V_j}{M_{T1H} \alpha_{1H}} = \frac{V_j}{3,2338}$$

De esta manera obtenemos el espectro de capacidad y de la misma forma su respectiva representación bilineal

Curva Bilineal

Sd	Sa
0,0000	0,0000
1,9220	125,6010
3,2034	209,3350
33,5859	422,5720

Parte elástica de la recta

$$Sa(Sd) = 65,3481Sd$$

Parte inelástica de la recta

$$Sa(Sd) = 7,0184Sd + 186,8524$$

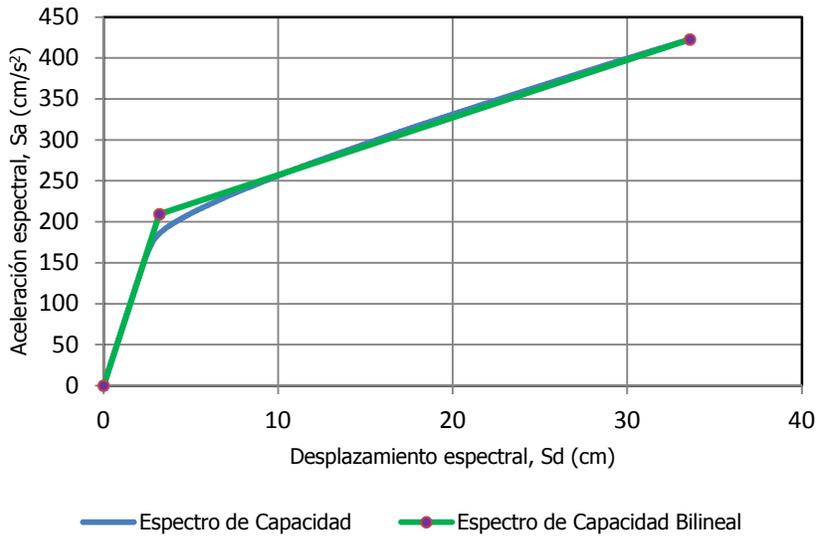


Fig. 4.46. Espectros de capacidad, C1H.

Edificio C2L

$$\phi_{2L} := \begin{pmatrix} 1 \\ 0.382 \end{pmatrix} \quad M_{2L} := \begin{pmatrix} 0.0906 & 0 \\ 0 & 0.1178 \end{pmatrix} \quad J_{2L} := \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix}$$

$$\phi_{2L}^T = (1 \quad 0.382) \quad Mt_{2L} := 0.2084$$

$$m_{2L} := \phi_{2L}^T \cdot M_{2L} \cdot \phi_{2L} \quad m_{2L} = 0.108$$

$$\gamma_{2L} := \frac{(\phi_{2L}^T \cdot M_{2L} \cdot J_{2L})}{m_{2L}} \quad \gamma_{2L} = 1.258$$

$$\alpha_{2L} := \frac{(\phi_{2L}^T \cdot M_{2L} \cdot J_{2L})^2}{Mt_{2L} \cdot m_{2L}} \quad \alpha_{2L} = 0.819$$

Ahora se reemplazan estos valores, donde $\phi_{t_1} = 1$

$$Sd_j = \frac{Dt_j}{\gamma_{2L} \phi_{t_1}} = \frac{Dt_j}{1,258}$$

$$Sd_j = \frac{V_j}{M_{T_{2L}} \alpha_{2L}} = \frac{V_j}{0,1707}$$

De esta manera obtenemos el espectro de capacidad y de la misma forma su respectiva representación bilineal

Curva Bilineal

Sd	Sa
0,0000	0,0000
0,1669	470,7330
0,2781	784,5550
2,9833	1425,3783

Parte elástica de la recta

$$Sa(Sd) = 2820,8878Sd$$

Parte inelástica de la recta

$$Sa(Sd) = 236,8872Sd + 718,6711$$

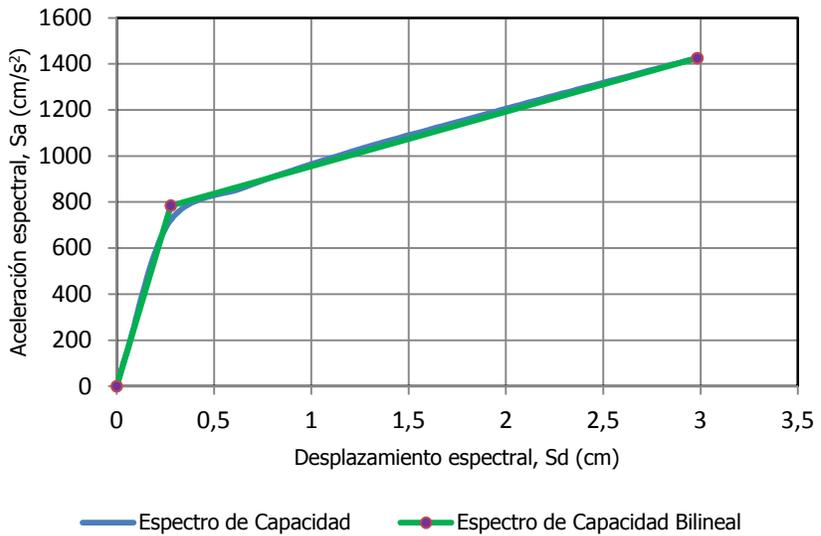


Fig. 4.47. Espectros de capacidad, C2L.

Edificio C2M

$$\phi_{2M} := \begin{pmatrix} 1 \\ 0.754 \\ 0.504 \\ 0.271 \\ 0.088 \end{pmatrix} \quad M_{2M} := \begin{pmatrix} 0.1333 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.1656 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.1656 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.1656 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.1656 \end{pmatrix} \quad J_{2M} := \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{pmatrix}$$

$$\phi_{2M}^T = (1 \ 0.754 \ 0.504 \ 0.271 \ 0.088) \quad Mt_{2M} := 0.7957$$

$$m_{2M} := \phi_{2M}^T \cdot M_{2M} \cdot \phi_{2M} \quad m_{2M} = 0.283$$

$$\gamma_{2M} := \frac{(\phi_{2M}^T \cdot M_{2M} \cdot J_{2M})}{m_{2M}} \quad \gamma_{2M} = 1.417$$

$$\alpha_{2M} := \frac{(\phi_{2M}^T \cdot M_{2M} \cdot J_{2M})^2}{Mt_{2M} \cdot m_{2M}} \quad \alpha_{2M} = 0.714$$

Ahora se reemplazan estos valores, donde $\phi_{t_1} = 1$

$$Sd_j = \frac{Dt_j}{\gamma_{2M}\phi_{t1}} = \frac{Dt_j}{1,417}$$

$$Sa_j = \frac{V_j}{M_{T2M}\alpha_{2M}} = \frac{V_j}{0,5681}$$

De esta manera obtenemos el espectro de capacidad y de la misma forma su respectiva representación bilineal

Curva Bilineal

Sd	Sa
0,0000	0,0000
0,6773	225,5004
1,1288	375,8340
19,9922	850,0211

Parte elástica de la recta

$$Sa(Sd) = 332,9538Sd$$

Parte elástica de la recta

$$Sa(Sd) = 25,1379Sd + 347,$$

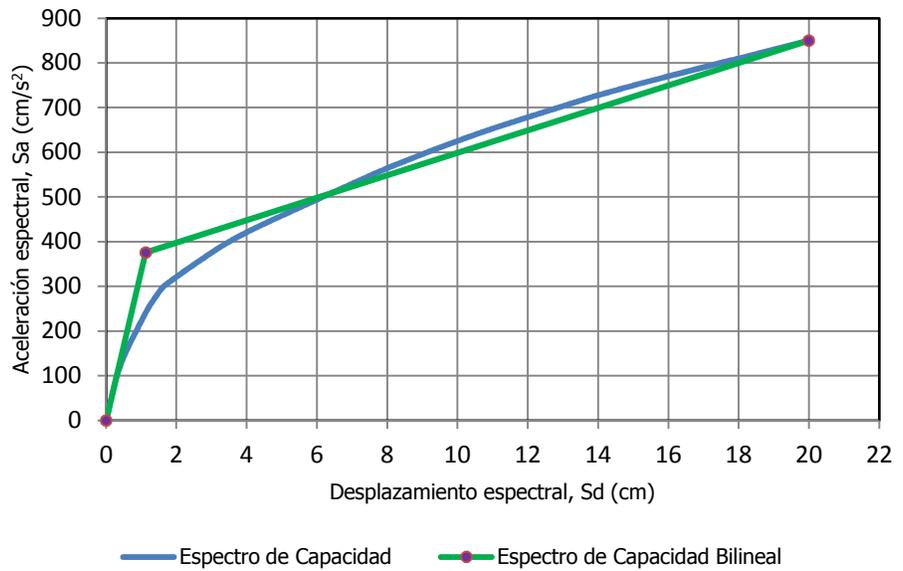


Fig. 4.48. Espectros de capacidad, C2M.

Edificio C2H

$$\phi_{2H} := \begin{pmatrix} 1 \\ 0.938 \\ 0.869 \\ 0.791 \\ 0.704 \\ 0.608 \\ 0.506 \\ 0.400 \\ 0.295 \\ 0.195 \\ 0.106 \\ 0.037 \end{pmatrix} \quad M_{2H} := \begin{pmatrix} 0.4874 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.5491 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.5491 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.5491 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.5491 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.5491 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.5491 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.5491 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.5491 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.5491 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.5491 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.5491 \end{pmatrix} \quad J_{2H} := \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{pmatrix}$$

$$\phi_{2H}^T =$$

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0	1	0.938	0.869	0.791	0.704	0.608	0.506	0.4	0.295	0.195	0.106	0.037

$$M_{t2H} := 6.5275$$

$$m_{2H} := \phi_{2H}^T \cdot M_{2H} \cdot \phi_{2H} \quad m_{2H} = 2.508$$

$$\gamma_{2H} := \frac{(\phi_{2H}^T \cdot M_{2H} \cdot J_{2H})}{m_{2H}} \quad \gamma_{2H} = 1.387$$

$$\alpha_{2H} := \frac{(\phi_{2H}^T \cdot M_{2H} \cdot J_{2H})^2}{M_{t2H} \cdot m_{2H}} \quad \alpha_{2H} = 0.74$$

Ahora se reemplazan estos valores, donde $\phi_{t_1} = 1$

$$Sd_j = \frac{Dt_j}{\gamma_{2H} \phi_{t_1}} = \frac{Dt_j}{1,387}$$

$$Sa_j = \frac{V_j}{M_{T2H} \alpha_{2H}} = \frac{V_j}{4,8304}$$

De esta manera obtenemos el espectro de capacidad y de la misma forma su respectiva representación bilineal

Curva Bilineal

Sd	Sa
0,0000	0,0000
1,8297	127,6458
3,0496	212,7430
24,6688	339,2495

Parte elástica de la recta

$$Sa(Sd) = 69,7620Sd$$

Parte elástica de la recta

$$Sa(Sd) = 5,8516Sd + 194,8983$$

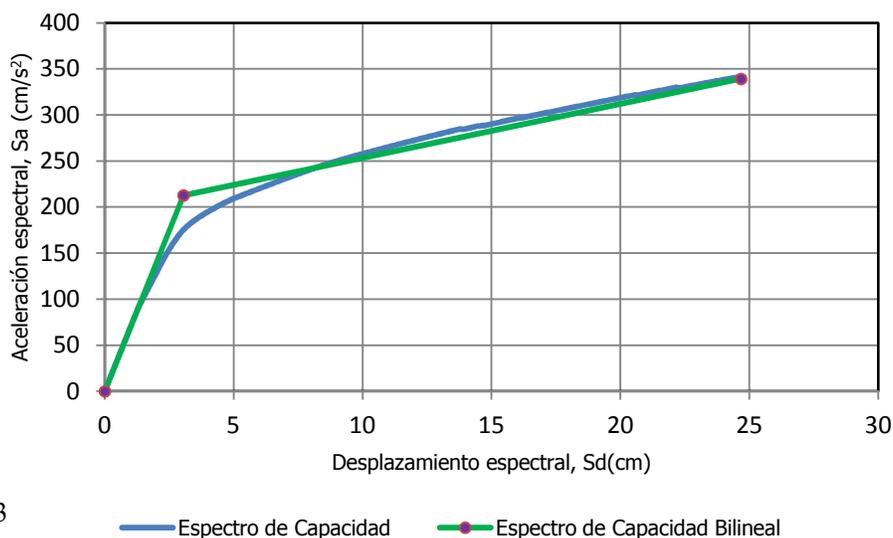


Fig. 4.49. Espectros de capacidad, C2H.

4.3.4 Espectro de demanda

El punto clave de la estimación del daño esperado en un edificio sometido a una acción sísmica, es la determinación del máximo desplazamiento espectral que éste va a experimentar. El método del espectro de capacidad permite la obtención de esta respuesta máxima. (Moreno, 2006).

A partir del espectro sin reducir de la NCH 433 Of. 96 Mod. 2009, se obtiene el espectro elástico de aceleraciones, que es el mismo para cada edificio, ya que la demanda sísmica es la misma.

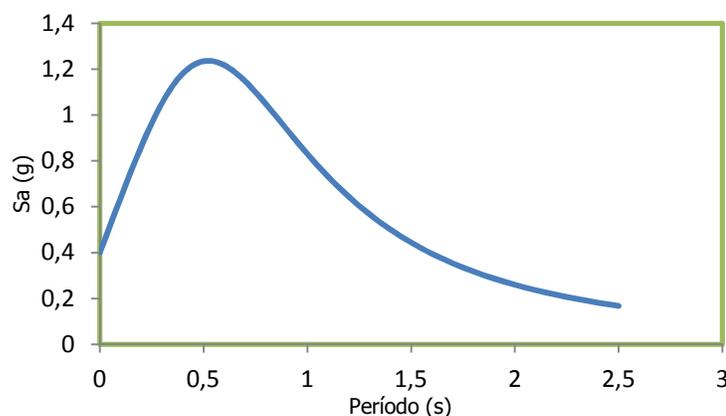


Fig. 4.50. Espectro elástico de aceleraciones, según Nch433.

Ahora se obtiene el espectro de demanda sísmica el cual tiene las mismas unidades que el espectro de capacidad (S_d v/s S_a), ya que luego se deben superponer los gráficos para así obtener el punto de desempeño de cada edificio.

Para determinar el espectro de demanda, debemos transformar punto por punto los períodos (T) en desplazamiento espectral (S_d), para lo cual se ocupa la ecuación 4.10.

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad [4.10]$$

A continuación se muestra el espectro de demanda, que es el mismo para cada edificio estudiado.

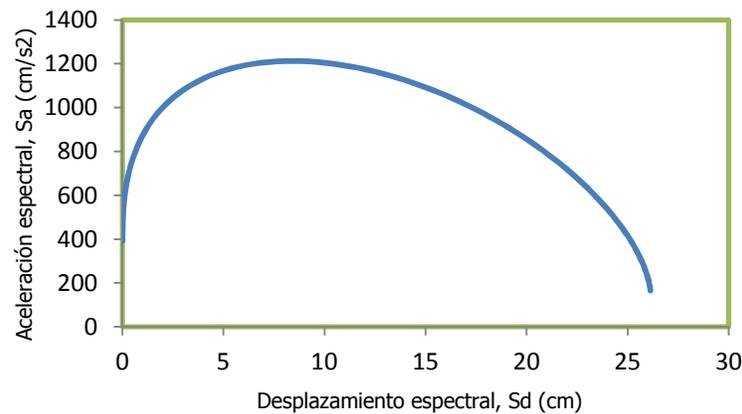


Fig. 4.51. Espectro de demanda elástico.

4.3.5 Punto de desempeño

4.3.5.1 Generalidades

Superponiendo el espectro de capacidad y el de demanda se obtiene la respuesta máxima del edificio, en el punto de intersección de ambos espectros.

Este punto es conocido como punto de desempeño, o bien en la literatura inglesa como Performance Point. El punto de desempeño (PD) representa el máximo desplazamiento estructural esperado para el terremoto de demanda. (Moreno, 2006).

4.3.5.2 Obtención del punto de desempeño

Gráficamente el punto de desempeño es la intersección entre las curvas del espectro de capacidad de la estructura y la curva del espectro de demanda sísmica, punto en el cual la ductilidad demandada por el sismo y la ductilidad de la estructura deben ser aproximadamente iguales; este punto lo designaremos (Sd_p, Sa_p) . Una vez superpuestos los gráficos existen 2 maneras de obtener el punto de desempeño, una es para los edificios en donde la superposición se produce en el tramo elástico y otra forma es para aquellos edificios en los que la intersección se produce en el tramo inelástico del espectro de capacidad bilineal.

Para el primer caso la estructura incursiona sólo en el rango elástico de deformaciones, la ductilidad $\mu = 1$ y el factor de reducción $R_{\mu,\xi} = 1$.

Para determinar el punto de desempeño se resuelve el sistema de ecuaciones formado por la ecuación que define el tramo elástico del espectro de capacidad y el espectro de demanda.

Para el segundo caso (intersección en tramo inelástico) se debe reducir el espectro de demanda hasta alcanzar un valor donde la ductilidad demandada por el sismo sea prácticamente igual a la ductilidad de la estructura.

Esto se obtiene mediante un proceso iterativo, para el cual aceptamos que $(\mu_0 - \mu_d) / \mu_0$ sea menor que 0,0005.

Para cada paso iterativo aplicamos el siguiente procedimiento:

1. Dado un determinado valor de ductilidad demandada $\mu_d > 1$
2. Obtenemos el factor de reducción R_{μ} para lo cual utilizamos las ecuaciones de Miranda (1993) para suelo blando:

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \geq 1,0 \quad \text{Donde } \phi \text{ depende del tipo de suelo} \quad [4.11]$$

$$\phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} \exp \left[-3 \left(\ln \frac{T}{T_g} - \frac{1}{4} \right)^2 \right] \quad \text{Suelos blandos} \quad [4.12]$$

Donde:

- T_g es el período de vibración del suelo y lo obtenemos de NCh 433 Of.96 para un suelo Tipo III, este valor es $T_0 = T_g = 0,75(s)$.
 - T es el periodo fundamental de cada edificio.
- $\mu = \mu_d$ que es la ductilidad demandada por el sismo en estudio, valor que se modifica en cada proceso iterativo.

3. Utilizamos el valor de R_μ obtenido en el paso 2 para reducir el espectro de demanda, para esto usamos las ecuaciones 6.4 y 6.5.

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad [4.13]$$

$$S_d = \frac{\mu S_{de}}{R_\mu} = \frac{\mu T^2}{R_\mu 4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad [4.14]$$

4. Una vez obtenido el espectro reducido resolvemos el sistema de ecuaciones formado por la ecuación que define el tramo inelástico del espectro de capacidad y la ecuación que define el tramo discreteado del espectro de demanda reducido, en el cual se produce la intersección entre ambas curvas. Resolviendo ese sistema se obtiene el punto de desempeño (S_{d_0}, S_{d_y}) .
5. Por último verificamos que la diferencia entre la ductilidad demandada μ_d y la ductilidad de la estructura dado por $\mu_0 = S_{d_0} / S_{d_y}$ sea menor que 0,0005.
6. Luego hacemos $\mu_d = \mu_0$

A continuación se obtienen los puntos de desempeño para cada edificio.

Edificio C1L

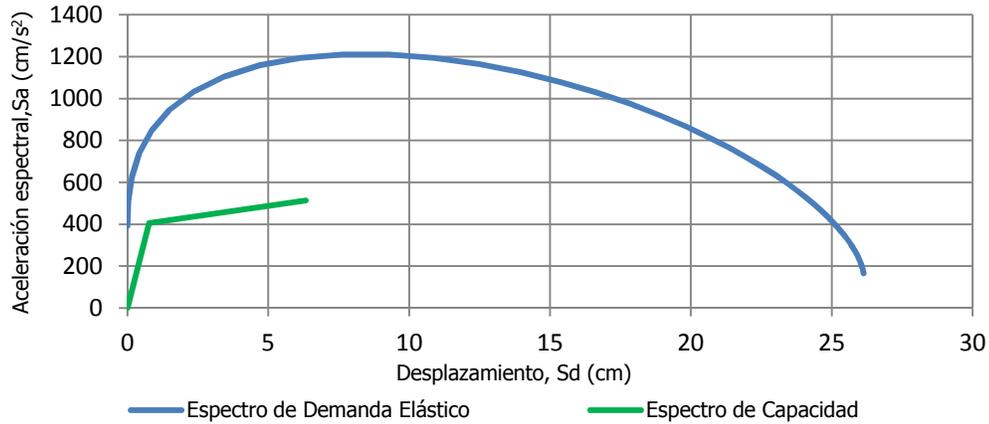


Fig. 4.52. Superposición de espectro de capacidad y espectro de demanda elástico, C1L.

Se reduce el espectro de demanda y resolviendo el sistema de ecuaciones (ec. 4.15 y ec. 4.16) obtenemos los valores del punto de desempeño (Sa_0, Sd_0).

$$Sa(Sd) = 19,1701Sd + 391,6789 \quad [4.15]$$

$$Sa(Sd) = 30,8521Sd + 362,2852 \quad [4.16]$$

El punto de desempeño para el edificio C1L es:

$$Sd_0 = 2,5162 \quad Sa_0 = 439,9138$$

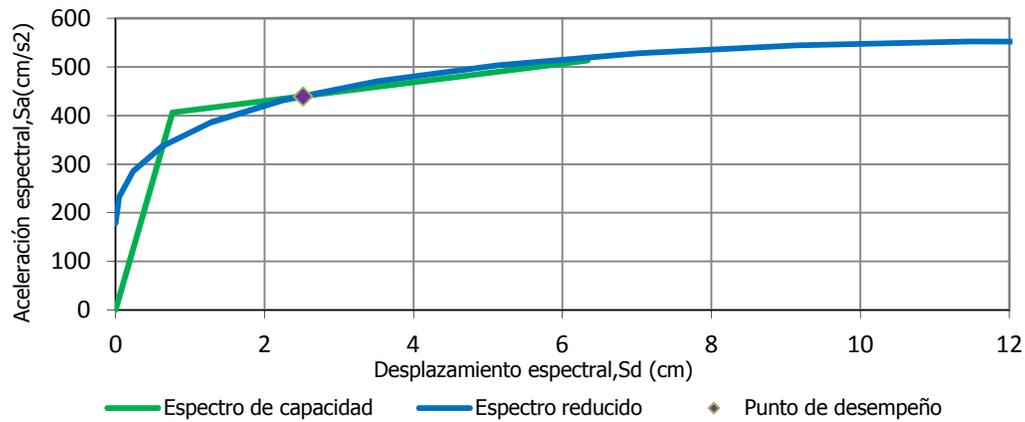


Fig. 4.53. Punto de desempeño, C1L.

De la figura 4.53, se observa que el punto de desempeño se alcanza en la zona inelástica del espectro de capacidad, para lo cual se tuvo que reducir el espectro de demanda por un factor $R_u = 2,1928$, hasta igualar las ductilidades, las que resultaron ser: $\mu_d = 3,2797$, para la ductilidad demanda por el sismo y de $\mu_0 = 3,2801$ para la ductilidad de la estructura.

Comprobándose que $(\mu_0 - \mu_d) / \mu_0 < 0,0005$.

Edificio C1M

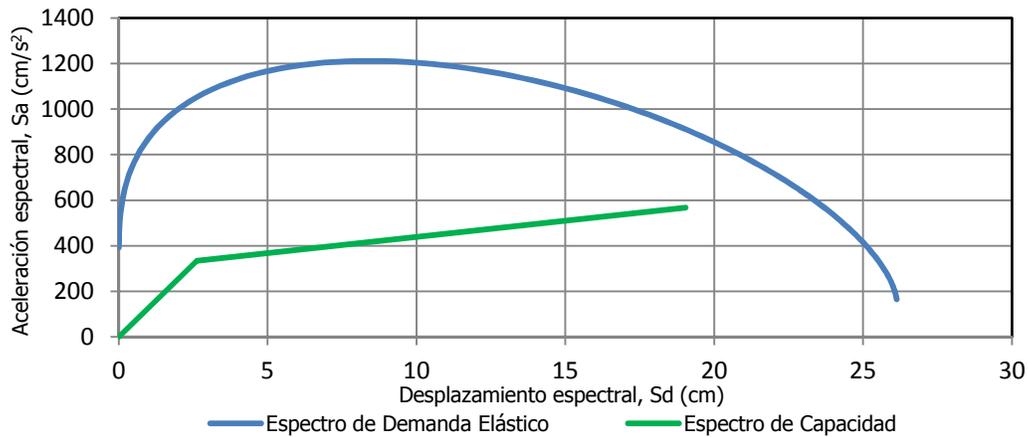


Fig. 4.54. Superposición de espectro de capacidad y espectro de demanda elástico, C1M.

Se reduce el espectro de demanda y resolviendo el sistema de ecuaciones (ec. 4.17 y ec. 4.18) obtenemos los valores del punto de desempeño (Sa_0, Sd_0).

$$Sa(Sd) = 14,2065Sd + 296,9046 \quad [4.17]$$

$$Sa(Sd) = -0,1507Sd + 412,2208 \quad [4.18]$$

El punto de desempeño para el edificio C1M es:

$$Sd_0 = 8,0319 \quad Sa_0 = 411,0101$$

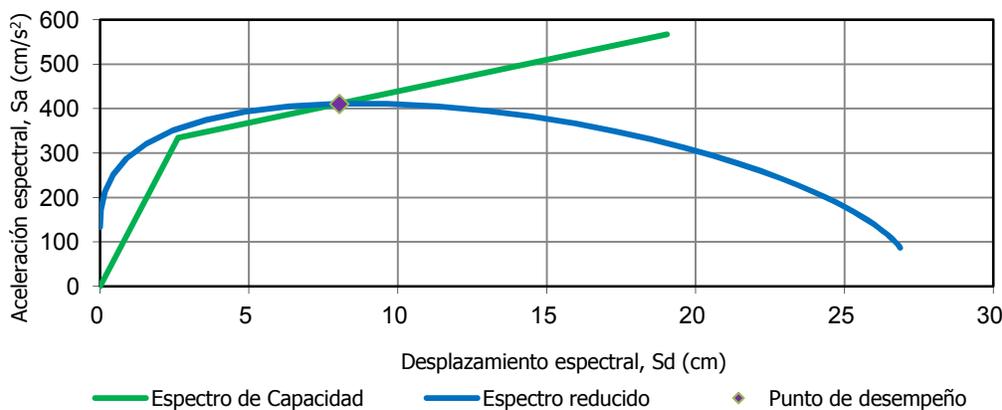


Fig. 4.55. Punto de desempeño, C1M.

De la figura 4.55, se observa que el punto de desempeño se alcanza en la zona inelástica del espectro de capacidad, para lo cual se tuvo que reducir el espectro de demanda por un factor $R_u = 2,459$, hasta igualar las ductilidades, las que resultaron ser: $\mu_d = 3,0585$, para la ductilidad demanda por el sismo y de $\mu_0 = 3,0586$ para la ductilidad de la estructura.

Comprobándose que $(\mu_0 - \mu_d) / \mu_0 < 0,0005$.

Edificio C1H

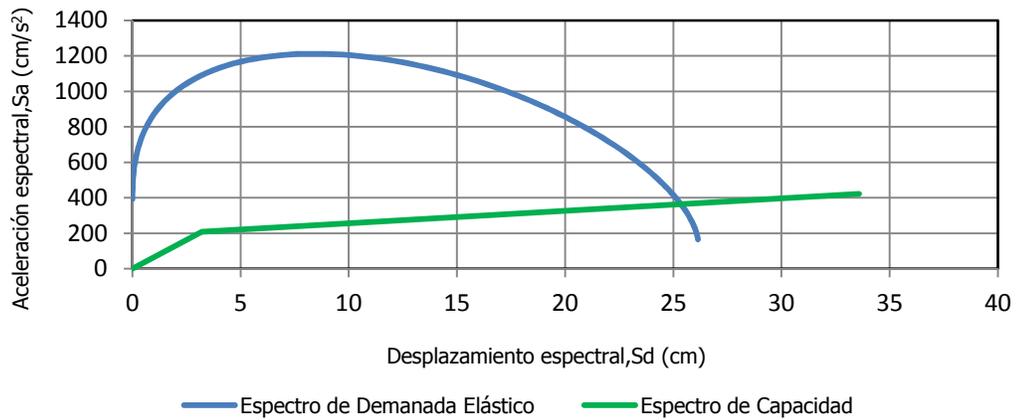


Fig. 4.56. Superposición de espectro de capacidad y espectro de demanda elástico, C1H.

Se reduce el espectro de demanda y resolviendo el sistema de ecuaciones (ec. 4.19 y ec. 4.20) obtenemos los valores del punto de desempeño (Sa_0, Sd_0).

$$Sa(Sd) = 7,0184Sd + 186,8524 \quad [4.19]$$

$$Sa(Sd) = -7,8511Sd + 344,8743 \quad [4.20]$$

El punto de desempeño para el edificio C1H es:

$$Sd_0 = 10,6272 \quad Sa_0 = 261,4385$$

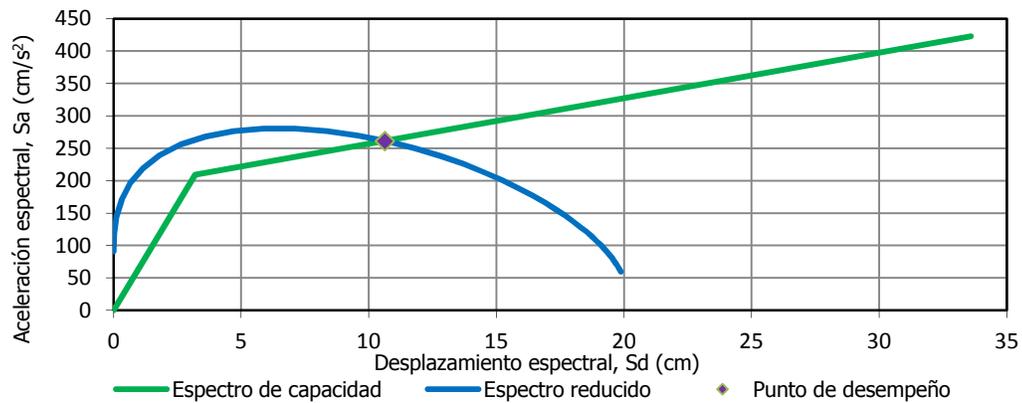


Fig. 4.57. Punto de desempeño, C1H.

De la figura 4.53, se observa que el punto de desempeño se alcanza en la zona inelástica del espectro de capacidad, para lo cual se tuvo que reducir el espectro de demanda por un factor $R_u = 4,3179$, hasta igualar las ductilidades, las que resultaron ser: $\mu_d = 3,16$, para la ductilidad demanda por el sismo y de $\mu_0 = 3,3175$ para la ductilidad de la estructura.

Comprobándose que $(\mu_0 - \mu_d) / \mu_0 < 0,0005$.

Edificio C2L

En este edificio la estructura incursiona solo en el rango elástico de deformaciones, la ductilidad $\mu = 1$ y el factor de reducción, $R_{\mu \xi} = 1$

Para determinar el punto de desempeño resolvemos el sistema de ecuaciones formado por la ecuación que define el tramo elástico del espectro de capacidad (ecuación 4.21), y el tramo discretizado que define el espectro de demanda (ecuación 4.22).

$$Sa(Sd) = 2820,8878Sd \quad [4.21]$$

$$Sa(Sd) = 430,9396Sd + 557,9843 \quad [4.22]$$

El punto de desempeño para el edificio C2L es:

$$Sd_0 = 0,23347 \quad Sa_0 = 658,595$$

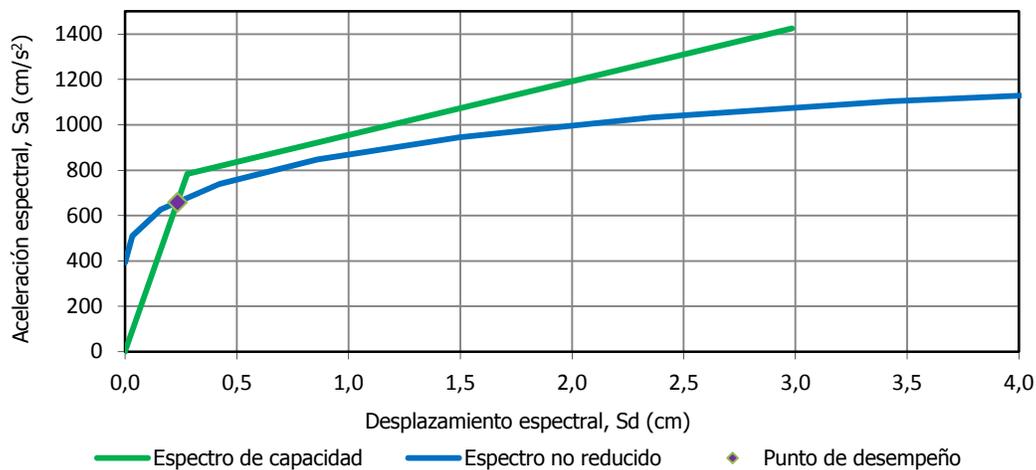


Fig. 4.58. Punto de desempeño, C2L.

Como se mencionó, el punto de desempeño se alcanza en la zona elástica del espectro de capacidad, no siendo necesaria la reducción del espectro de demanda, se explica este fenómeno ya que la estructura es bastante rígida con un período de vibración de 0,1188 s.

La ductilidad demandada por el sismo es $\mu_d = 1$ y la ductilidad de la estructura resultó ser $\mu_o = 0,8398$.

Edificio C2M

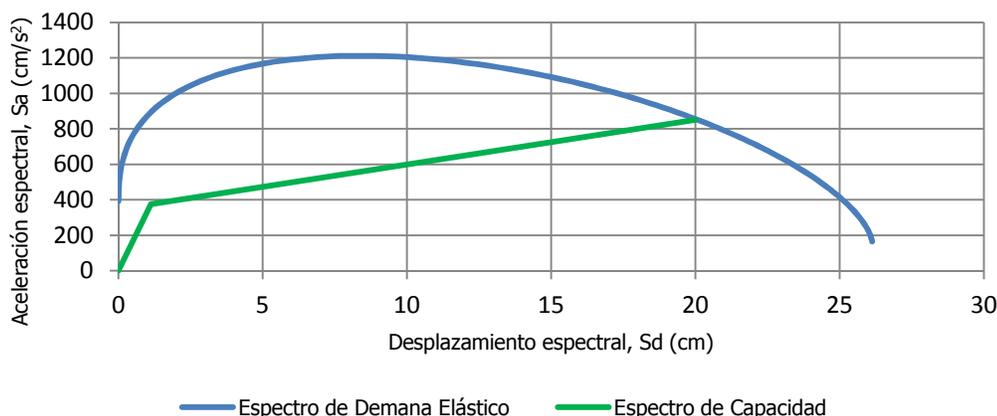


Fig. 4.59. Superposición de espectro de capacidad y espectro de demanda elástico, C2M.

Se reduce el espectro de demanda y resolviendo el sistema de ecuaciones (ec. 4.23 y ec. 4.24) obtenemos los valores del punto de desempeño (Sa_0, Sd_0).

$$Sa(Sd) = 25,1379Sd + 347,4587 \quad [4.23]$$

$$Sa(Sd) = 20,3415Sd + 365,2379 \quad [4.24]$$

El punto de desempeño para el edificio C2M es:

$$Sd_0 = 3,7060 \quad Sa_0 = 440,6327$$

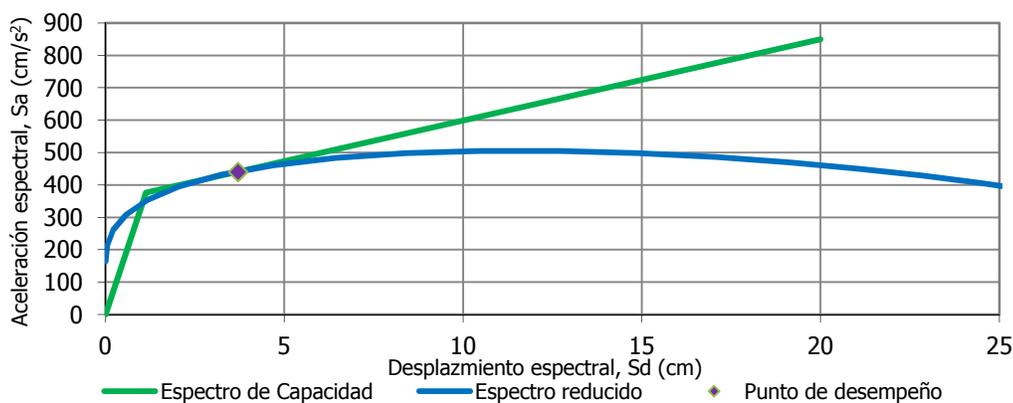


Fig. 4.60. Punto de desempeño, C2M.

De la figura 4.60, se observa que el punto de desempeño se alcanza en la zona inelástica del espectro de capacidad, para lo cual se tuvo que reducir el espectro de demanda por un factor $R_u = 2,397$, hasta igualar las ductilidades, las que resultaron ser: $\mu_d = 3,2822$, para la ductilidad demanda por el sismo y de $\mu_0 = 3,2831$ para la ductilidad de la estructura.

Comprobándose que $(\mu_0 - \mu_d) / \mu_0 < 0,0005$.

Edificio C2H

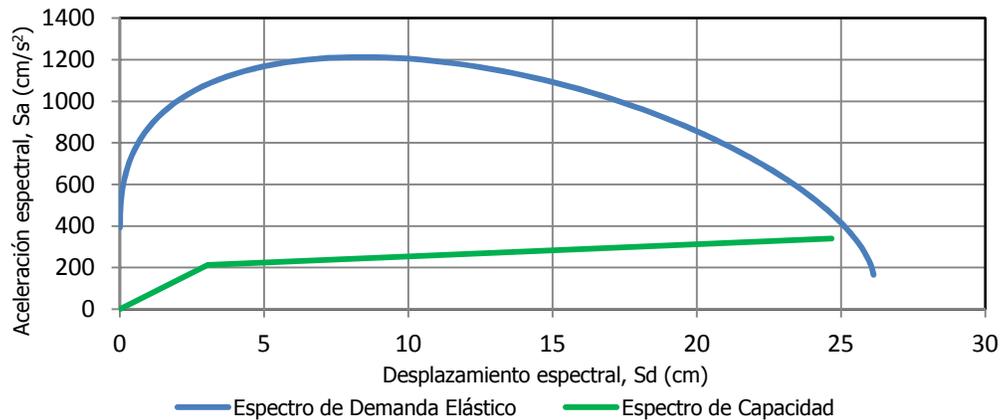


Fig. 4.61. Superposición de espectro de capacidad y espectro de demanda elástico, C2H.

Se reduce el espectro de demanda y resolviendo el sistema de ecuaciones (ec. 4.25 y ec. 4.26) obtenemos los valores del punto de desempeño (Sa_0, Sd_0).

$$Sa(Sd) = 5,8516Sd + 194,8983 \quad [4.25]$$

$$Sa(Sd) = -7,5991Sd + 335,4875 \quad [4.26]$$

El punto de desempeño para el edificio C2H es:

$$Sd_0 = 10,4519 \quad Sa_0 = 256,0627$$

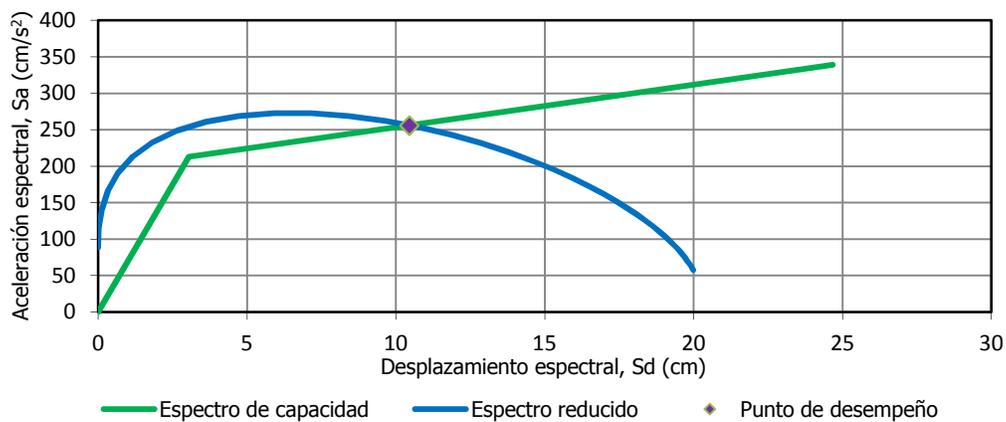


Fig. 4.62. Punto de desempeño, C2H.

De la figura 4.62, se observa que el punto de desempeño se alcanza en la zona inelástica del espectro de capacidad, para lo cual se tuvo que reducir el espectro de demanda por un factor $R_u = 4,4387$, hasta igualar las ductilidades, las que resultaron ser: $\mu_d = 3,426$, para la ductilidad demanda por el sismo y de $\mu_0 = 3,4273$ para la ductilidad de la estructura.

Comprobándose que $(\mu_0 - \mu_d) / \mu_0 < 0,0005$.

Discusión de resultados:

- Se observa que en la mayoría de los edificios estudiados, el punto de desempeño se alcanza en la zona inelástica de su espectro de capacidad, siendo necesaria la reducción del espectro de demanda mediante un factor de reducción que se calculó para cada edificio correspondiente, hasta que la ductilidad demandada por el sismo y la ductilidad de la estructura sean prácticamente iguales, excepto para el edificio de muros más bajo (C2L), ya que su punto de desempeño se logra en el tramo elástico de su curva de espectro de capacidad, siendo no necesaria la reducción del espectro de demanda, por ende el factor de reducción para este caso es 1.
- Si comparamos los edificios de distinta tipología para igual número de pisos, se observa que en los edificios bajos y medianos en cuanto a altura, el desplazamiento espectral referido al punto de desempeño es mayor en los edificios de pórticos y menor para los edificios de muros. Ahora bien, en los edificios de gran altura (C1H y C2H), son prácticamente iguales.
- Las ductilidades de las estructuras analizadas, a las cuales se obtuvo el punto de desempeño, son valores cercanos al 3, con la excepción del edificio C2L, para el cual su ductilidad es cercana a la unidad.

4.3.6 Umbrales de los estados de daño

Según lo expuesto en el apartado 3.7, se obtendrán los umbrales de daño para cada edificio estudiado. Para esto se necesita de la curva bilinealizada del espectro de capacidad y según la tabla 4.29, se obtienen los valores que definen los límites de cada estado de daño.

Daño Leve	$Sd1 = 0,7Dy$
Daño Moderado	$Sd2 = Dy$
Daño Severo	$Sd3 = Dy + 0,25 (Du-Dy)$
Daño Completo	$Sd4 = Du$

Tabla 4.31. Definición de los umbrales de daño.

Edificio C1L

Daño Leve	0,54
Daño Moderado	0,77
Daño Severo	2,16
Daño Completo	6,34

Tabla 4.32. Valores de los umbrales de daño, C1L.

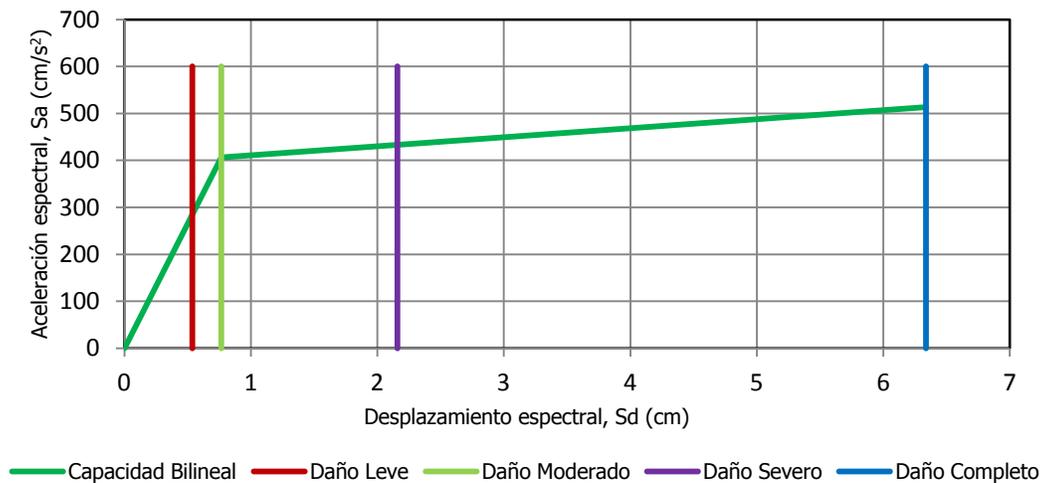


Fig. 4.63. Límite de los umbrales de daño, sobre el espectro de capacidad, C1L.

Edificio C1M

Daño Leve	1,84
Daño Moderado	2,63
Daño Severo	6,73
Daño Completo	19,04

Tabla 4.33. Valores de los umbrales de daño, C1M.

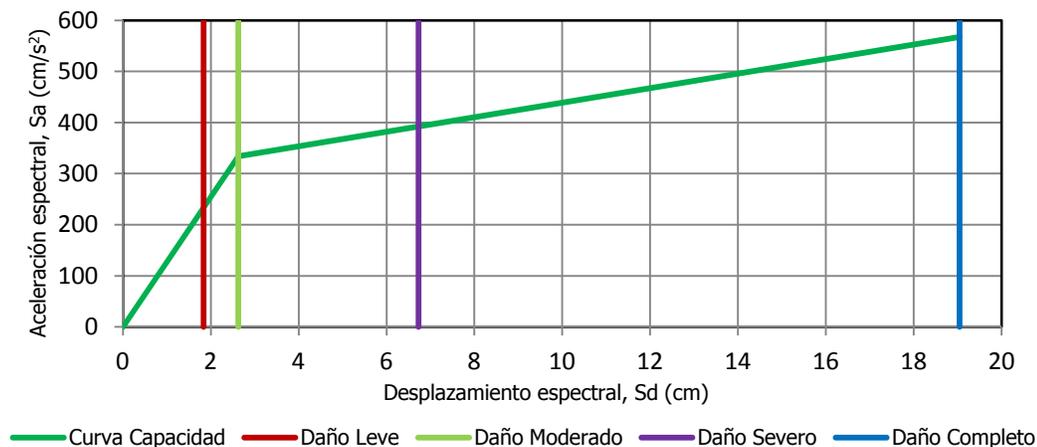


Fig. 4.64. Límite de los umbrales de daño, sobre el espectro de capacidad, C1M.

Edificio C1H

Daño Leve	2,24
Daño Moderado	3,20
Daño Severo	10,80
Daño Completo	33,59

Tabla 4.34. Valores de los umbrales de daño, C1H.

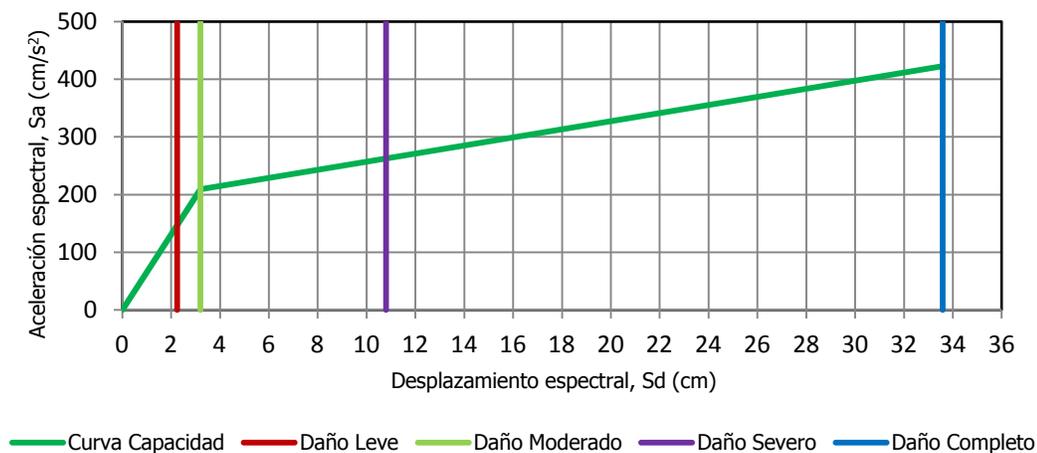


Fig. 4.65. Límite de los umbrales de daño, sobre el espectro de capacidad, C1H.

Edificio C2L

Daño Leve	0,19
Daño Moderado	0,28
Daño Severo	0,95
Daño Completo	2,98

Tabla 4.35. Valores de los umbrales de daño, C2L.

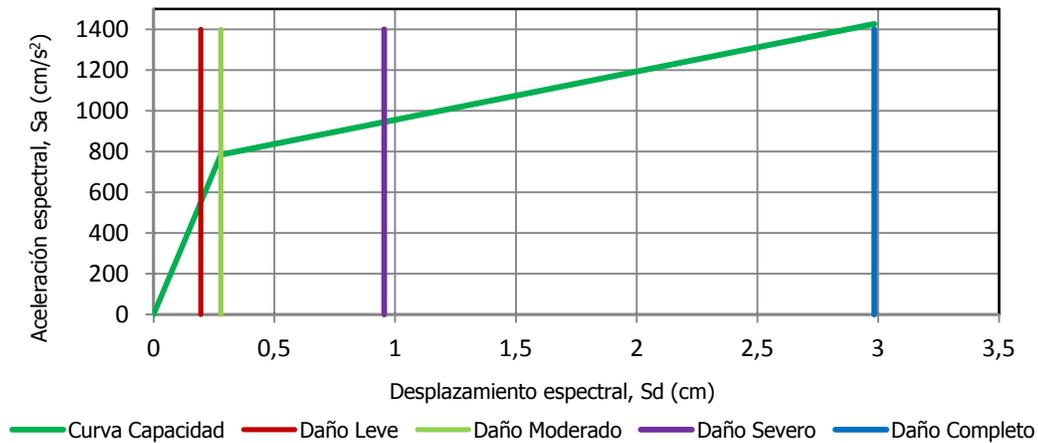


Fig. 4.66. Límite de los umbrales de daño, sobre el espectro de capacidad, C2L.

Edificio C2M

Umbrales de daño

Daño Leve	0,79
Daño Moderado	1,13
Daño Severo	5,84
Daño Completo	20,0

Tabla 4.36. Valores de los umbrales de daño, C2M.

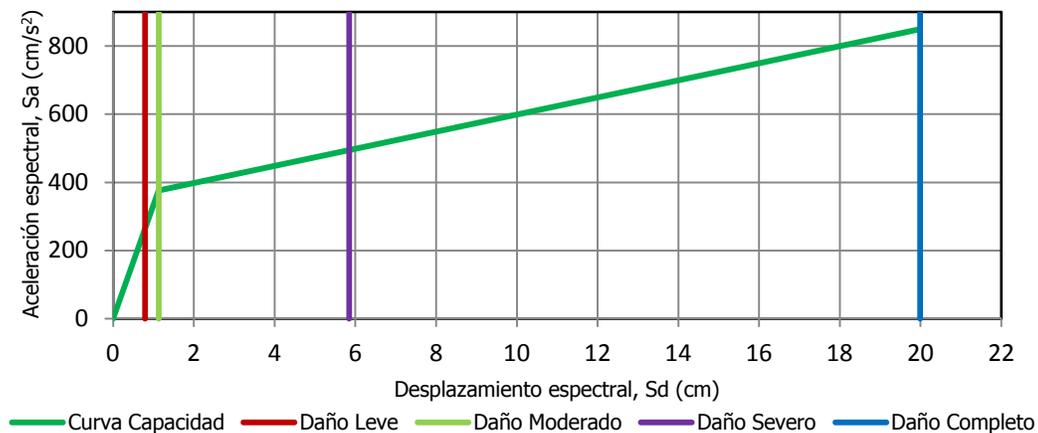
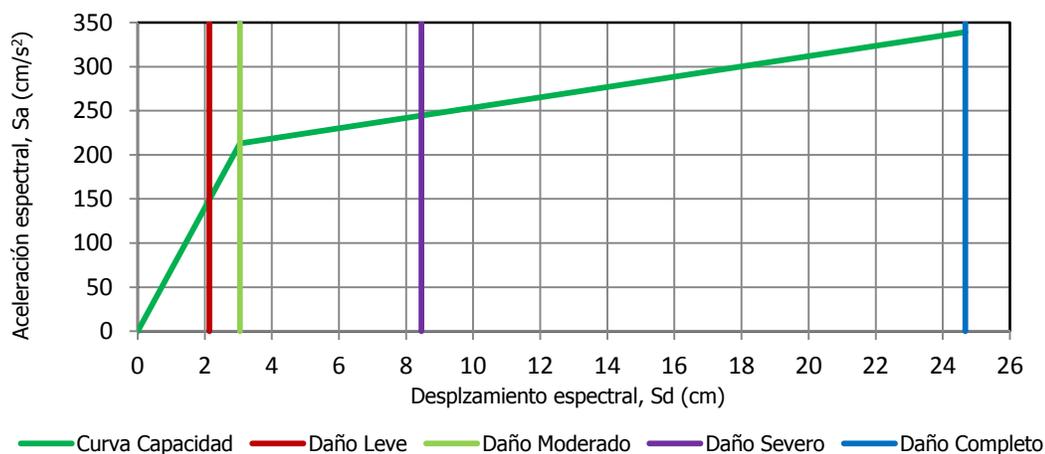


Fig. 4.67. Límite de los umbrales de daño, sobre el espectro de capacidad, C2M.

Edificio C2H
Umbrales de daño

Daño Leve	2,13
Daño Moderado	3,05
Daño Severo	8,45
Daño Completo	24,67

Tabla 4.37. Valores de los umbrales de daño, C2H.

Fig. 4.68. Límite de los umbrales de daño, sobre el espectro de capacidad, C2H.

4.3.7 Curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño

Obtenidos los límites de los estados de daño se obtienen las curvas de fragilidad y las matrices de probabilidad de daño para el punto de desempeño. Como se explicó en el apartado 3.7, las curvas de fragilidad son gráficas que indican la probabilidad de que el nivel de daño esperado en la estructura, iguale o exceda un grado de daño preestablecido en función del desplazamiento espectral.

HAZUS '99 y RISK-UE suponen que las curvas de fragilidad son de la forma:

$$P[ds / Sd] = \phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}} \right) \right] \quad [4.27]$$

Donde S_d es el desplazamiento espectral o parámetro de la acción sísmica, $\bar{S}_{d,ds}$ es el valor medio del desplazamiento en el que el edificio alcanza un umbral del estado de daño ds , β_{ds} es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral del estado de daño ds y ϕ es la función de distribución acumulativa normal estándar. Por lo

tanto, estas curvas quedan definidas mediante sólo dos parámetros: el valor medio $S_{d,ds}$ y la desviación estándar β_{ds} . El valor medio define el punto en el que la probabilidad de igualar o exceder el estado de daño es igual al 50%; la desviación estándar nos da una idea de la dispersión.

La siguiente ecuación muestra la función de densidad de probabilidad correspondiente a las curvas de fragilidad.

$$F_{T,Gdi}(Sd) = \frac{1}{\beta Sd \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{1}{\beta} \ln \frac{Sd}{\overline{Sd}} \right)^2 \right] \quad [4.28]$$

Donde Sd es el desplazamiento espectral, \overline{Sd} es el valor medio de la distribución de probabilidad, y β es la desviación estándar del $\ln Sd$. La curva de fragilidad, es decir, la probabilidad de que un edificio iguale o exceda el estado de daño considerado, viene dada por la integral entre 0 y Sd de la función de densidad de probabilidad dada en la ecuación antes mencionada, es decir:

$$P(Sd) = P_{T,Gdi} [GD \geq Gdi / Sd] = \int_0^{Sd} F_{T,Gdi}(Sd) d(Sd) \quad [4.29]$$

Se presentan las curvas de fragilidad obtenidas para cada uno de los edificios estudiados, indicando el punto desempeño y su correspondiente matriz de probabilidad de daño para aquel valor; donde además de los estados de daño: Leve, Moderado, Severo y Completo, se indica la probabilidad de ocurrencia para el estado de daño Nulo o Sin Daño.

Los parámetros, o sea, los valores del desplazamiento espectral para cada umbral de daño y los valores de las desviaciones estándar, que son los valores que definen las curvas de fragilidad, son mostrados a continuación:

Tabla 4.38. Parámetros de las curvas de fragilidad de los 6 edificios estudiados.

EDIFICIO	ESTADOS DE DAÑO							
	Leve		Moderado		Severo		Colapso	
	S_{d1}	β_1	S_{d2}	β_2	S_{d3}	β_3	S_{d4}	β_4
C1L	0,54	0,27	0,77	0,305	2,16	0,875	6,34	0,84
C1M	1,84	0,28	2,63	0,31	6,73	0,81	19,04	0,81
C1H	2,24	0,28	3,2	0,31	10,8	0,97	33,59	0,89
C2L	0,19	0,33	0,28	0,38	0,95	0,99	2,98	0,89
C2M	0,79	0,27	1,13	0,29	5,84	1,2	20	0,96
C2H	2,13	0,29	3,05	0,32	8,45	0,86	24,67	0,84

A continuación se muestran las matrices de probabilidad de daño, obtenidas para el punto de desempeño de cada edificio. Estas matrices se calculan mediante la ecuación 3.26, expuesta en el apartado 3.7. Se muestra también la comprobación de que la suma de las probabilidades debe ser la igual a la unidad o lo que es igual a decir 100% de probabilidad de ocurrencia.

Tabla 4.39. Matrices de probabilidad para el punto de desempeño de los 6 edificios estudiados.

EDIFICIO	Probabilidades de los estados de daño					
	Sin Daño	Leve	Moderado	Severo	Completo	Total
C1L	0,00014828	5,0671E-05	0,42996486	0,43383204	0,13600415	1
C1M	0,00014834	0,00015619	0,41288447	0,44324425	0,14356675	1
C1H	0,00014829	5,5851E-05	0,50755609	0,39475378	0,09748598	1
C2L	0,23960906	0,41794539	0,25801986	0,08210141	0,00232428	1
C2M	0,00014828	2,1554E-05	0,64803285	0,31240453	0,03939278	1
C2H	0,00014829	6,1221E-05	0,40136347	0,445046656	0,15338046	1

Edificio C1L

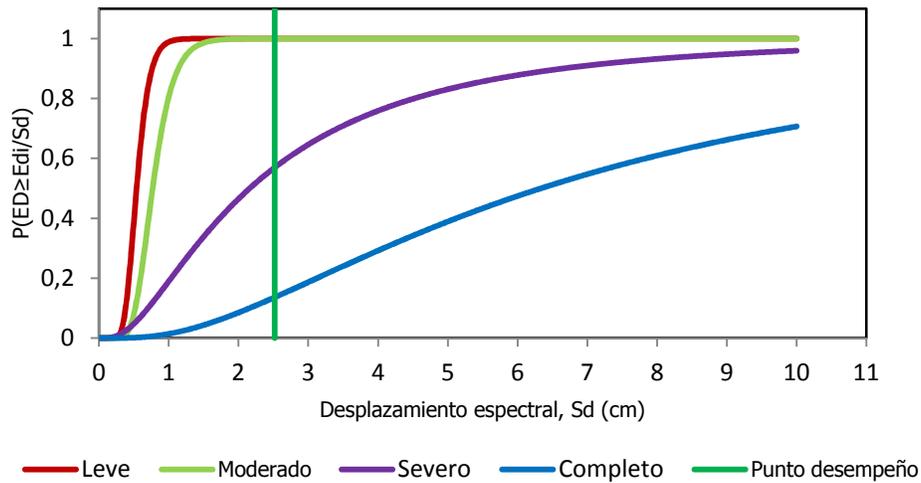


Fig. 4.69. Curvas de Fragilidad, C1L.

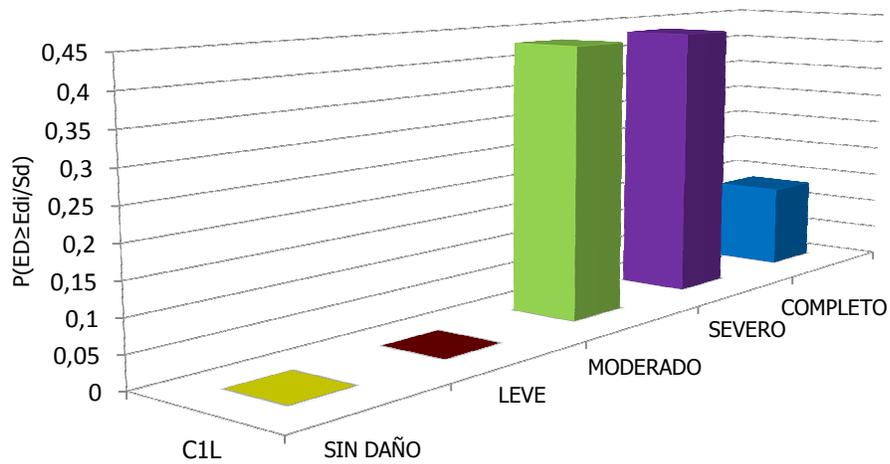


Fig. 4.70. Histograma de probabilidad de daño para el punto de desempeño, C1L.

- Para el edificio C1L, se observa que el daño se concentra en el estado Moderado y Severo, con un 43% de probabilidad de ocurrencia para cada uno, luego sigue el estado de daño Completo con un 13,6% de ocurrencia.

Edificio C1M

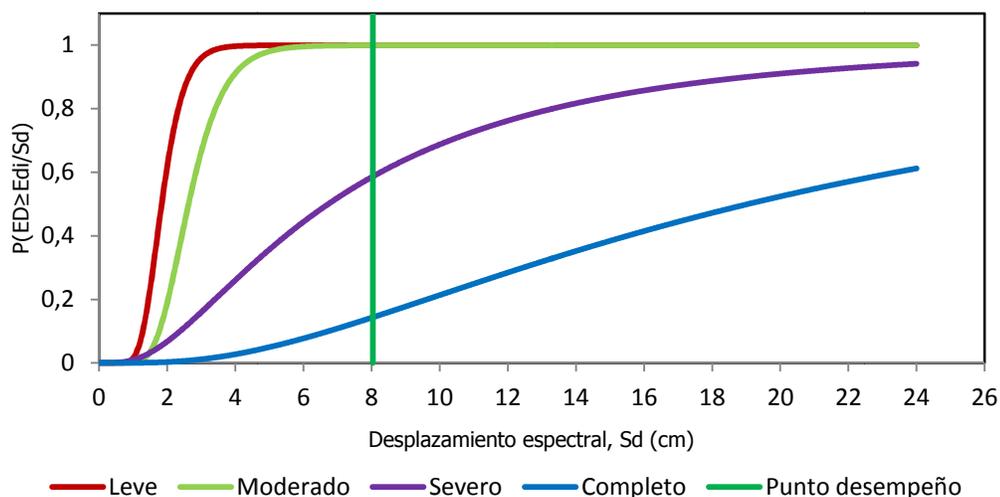


Fig. 4.71. Curvas de Fragilidad, C1M.

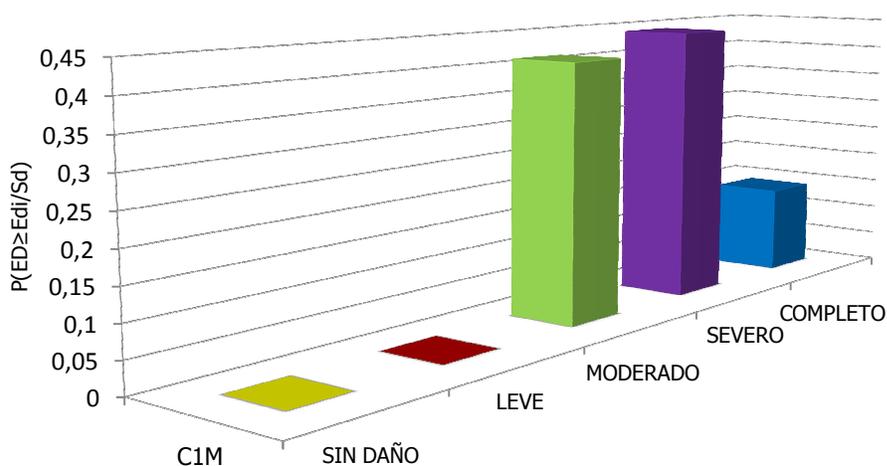


Fig. 4.72. Histograma de probabilidad de daño para el punto de desempeño, C1M.

- Para el edificio C1M, el daño esperado se concentra en el estado de daño Moderado y Severo, ambos con una probabilidad de ocurrencia de un 40% de probabilidad de que se iguale o supere. Luego sigue el estado Completo con un 14,4% de probabilidad. Se observa que el comportamiento es muy similar al obtenido por el edificio C1L.

Edificio C1H

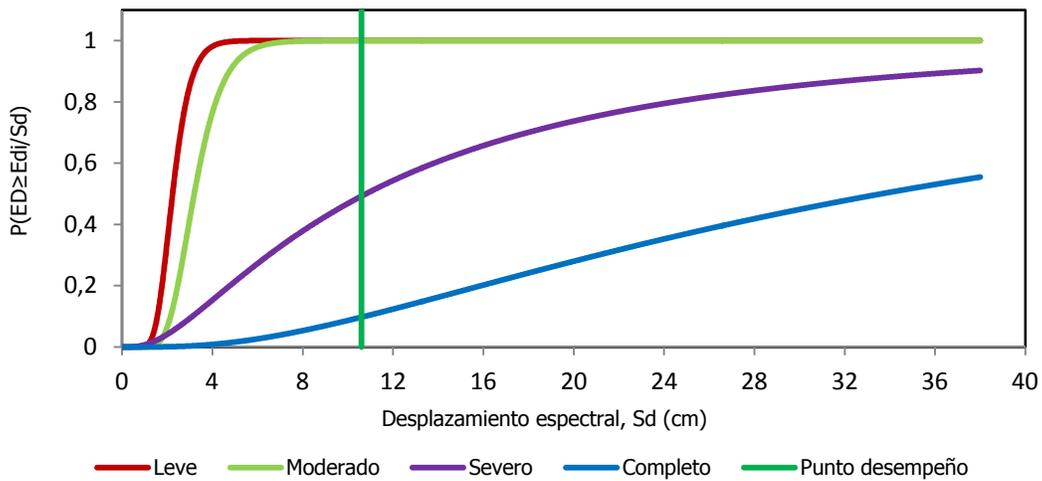


Fig. 4.73. Curvas de Fragilidad, C1H.

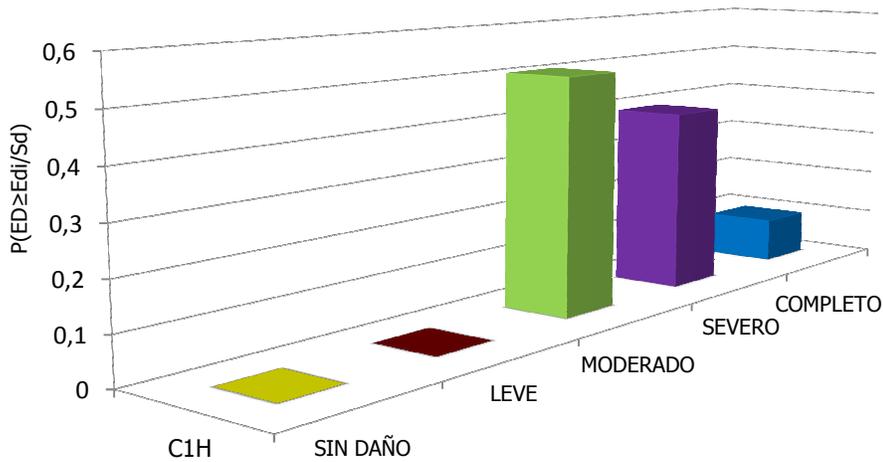


Fig. 4.74. Histograma de probabilidad de daño para el punto de desempeño, C1H.

- Para el edificio C1H, el daño esperado se concentra en el estado Moderado, con un 50,76% de probabilidad de ocurrencia, luego lo sigue con un 39,47% el estado Severo, seguido del estado de daño Completo con un 9,7% de probabilidad.

Edificio C2L

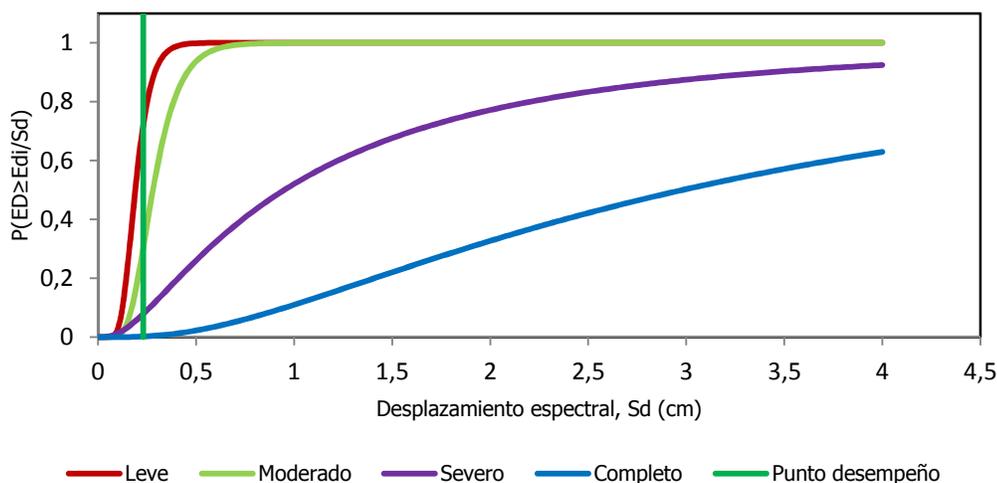


Fig. 4.75. Curvas de Fragilidad, C2L.

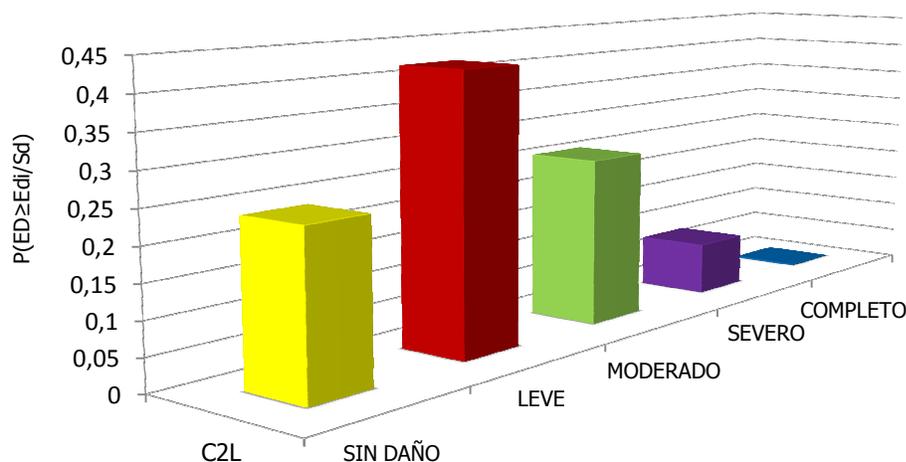


Fig. 4.76. Histograma de probabilidad de daño para el punto de desempeño, C2L.

- El edificio C2L, sin duda es el edificio de mejor comportamiento ante la demanda impuesta en este trabajo, ya que su gran rigidez y poca altura, hacen que su desplazamiento espectral esperado sea pequeño, por ende sus estados de daño más probables son el daño Leve con un 41,8 % de probabilidad de ocurrencia, seguido de los estados Moderado y Sin Daño, ambos con probabilidades del 24% aprox. de ocurrencia, luego sigue el estado de daño Severo con un 8,2% y finalmente el estado de daño Completo con un 0,23% de probabilidad de ocurrencia.

Edificio C2M

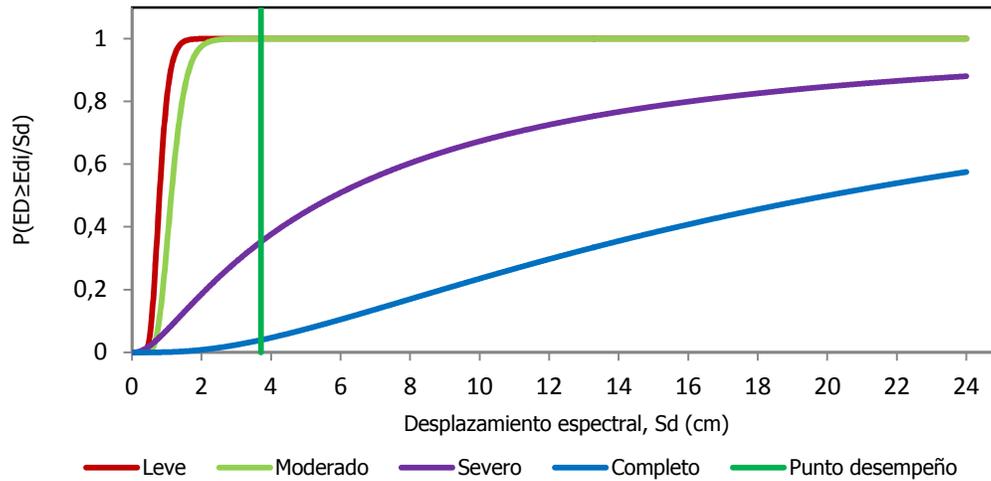


Fig. 4.77. Curvas de Fragilidad, C2M.

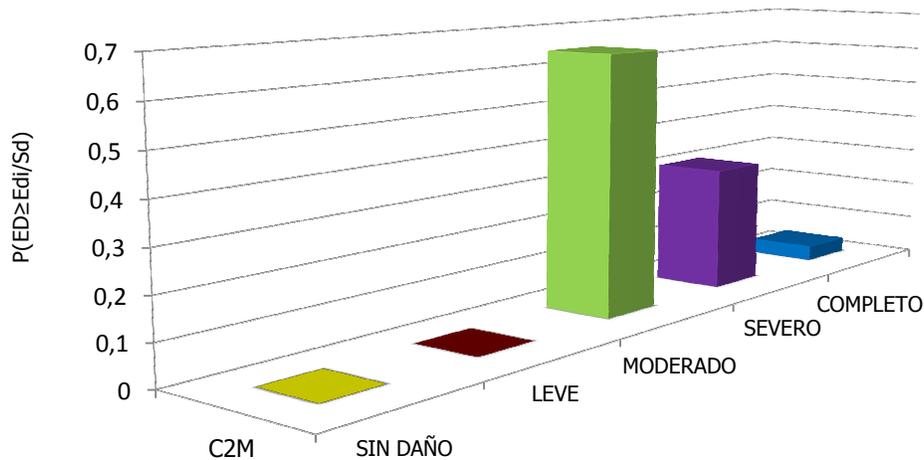


Fig. 4.78. Histograma de probabilidad de daño para el punto de desempeño, C2M.

- El edificio C2M, presenta al daño Moderado como el de mayor probabilidad de ocurrencia, con un 64,8% de probabilidad de ocurrencia, luego lo sigue el estado Severo con un 31,2% de probabilidades luego el estado de daño Completo con 3,94% de probabilidad. Los estados de daño Nulo o Sin Daño y el estado de daño Leve, al igual que en casi todos los edificios exceptuando el C2L, la probabilidad de que se iguale o supere esos estados de daño son inferiores al 1%, o sea prácticamente nulos.

Edificio C2H

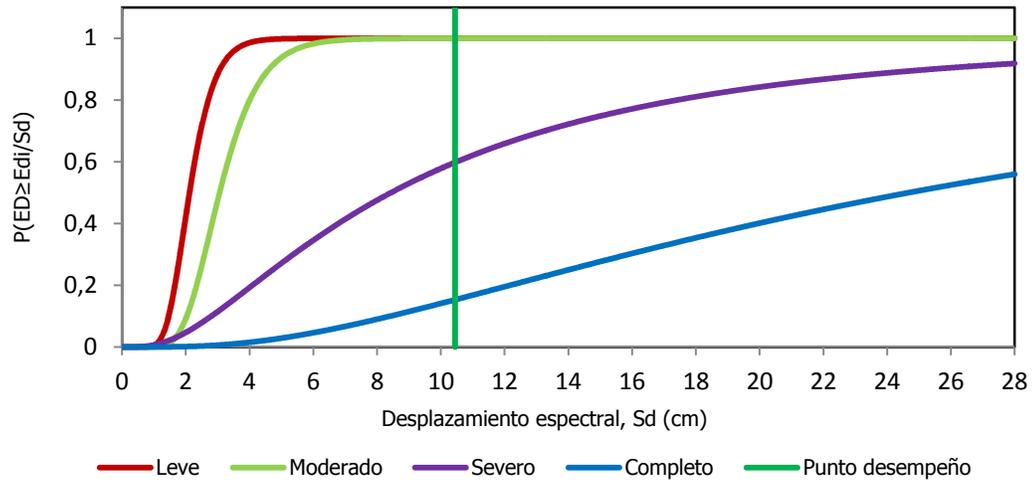


Fig. 4.79. Curvas de Fragilidad, C2H.

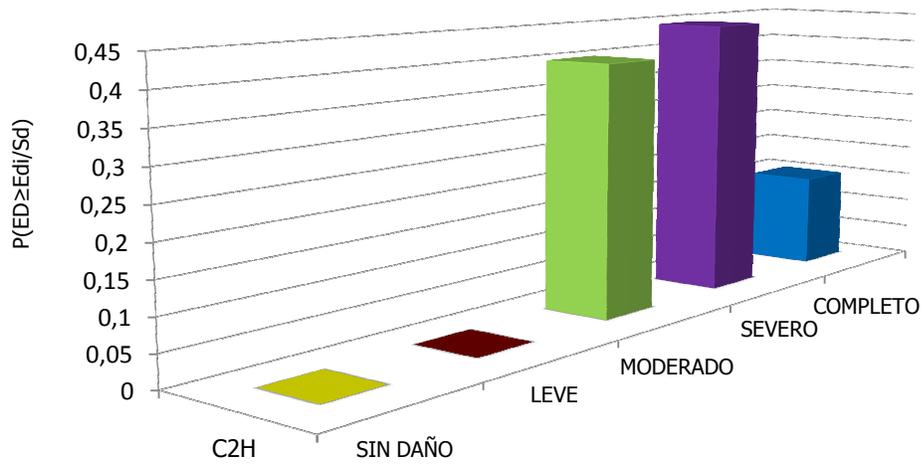


Fig. 4.80. Histograma de probabilidad de daño para el punto de desempeño, C2H.

- Para el edificio C2H, el daño se concentra en los estado Severo con un 44,5% y en el estado Moderado con un 40.14% de probabilidad. Luego lo sigue el estado Completo con 15.34 % de probabilidad y finalmente los estados de menos daño con valores inferiores a la unidad porcentual, como se mencionó antes.

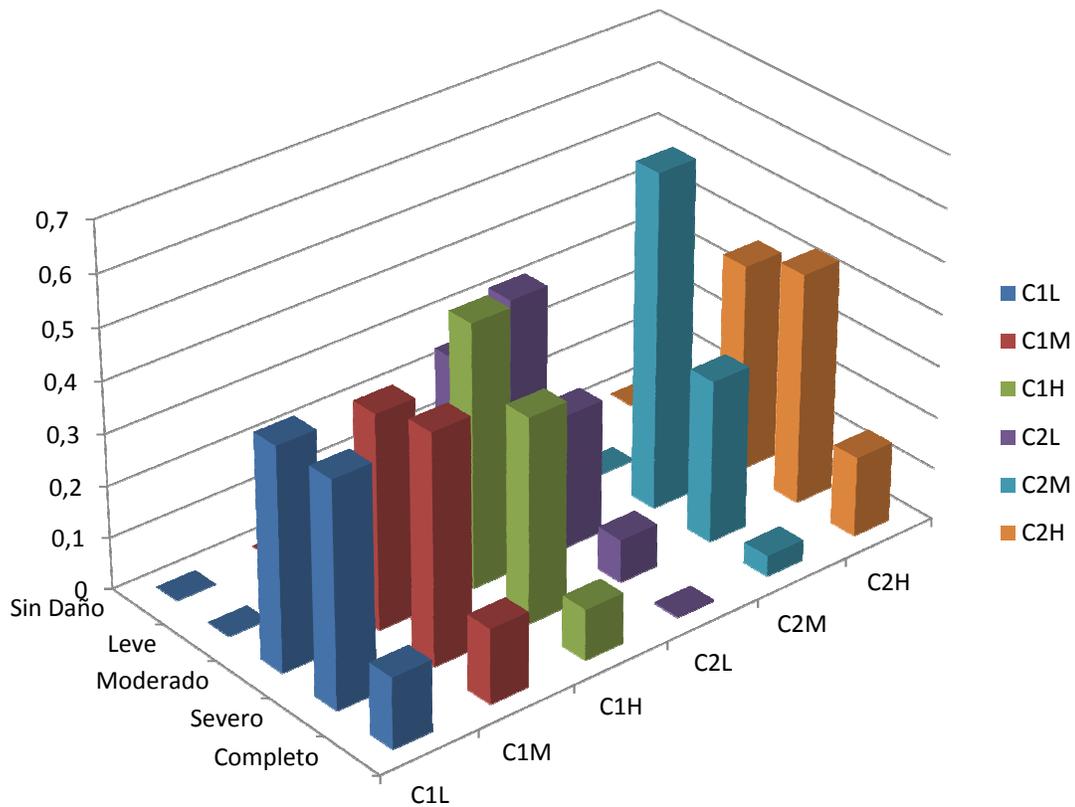


Fig. 4.81. Histograma de probabilidad de daño para el punto de desempeño de todos los edificios estudiados.

- Si hacemos una comparación de edificios a igual número de pisos, se observa que para los edificios más bajos (C1L y C2L), el edificio de muros es el que se comporta de mejor manera, ya que su gran rigidez y bajo período, hace que incurse en el rango elástico ante la demanda impuesta, por ende sus desplazamientos son bastante bajos; en términos económicos, la reparación del edificio C2L luego de un terremoto severo como el que estipula la norma, sería mucho más económico que el edificio basado en marcos de hormigón armado.
- Comparados los edificios de mediana altura (C1M y C2M), nuevamente se observa que el edificio en base a muros es el que mejor se comporta de los 2, ya que su daño se concentra en el estado Moderado, mientras que para el edificio en base a pórticos es prácticamente la misma probabilidad tanto para el estado de daño Moderado que para el estado de daño Severo. Además para el edificio de muros, la probabilidad de daño Completo es un tercio más baja que para el edificio basado en pórticos, siendo económicamente mucho más barata la reparación post-terremoto un edificio de muros que uno de pórticos, para este número de pisos y dimensiones.

- Al comparar los edificios de gran altura, (C1H y C2H), a diferencia de lo expuesto anteriormente, es el edificio de pórticos el que presenta un mejor desempeño sísmico, ya que su daño se concentra en el estado Moderado, con un 50.76% de probabilidad de ocurrencia, versus el edificio de muros que concentra su mayor daño en el estado Severo con un 44,5% de probabilidad. La otra característica que comprueba esta afirmación es que el edificio de pórticos tiene aproximadamente la mitad de probabilidad de daño completo que el edificio de muros. Económicamente hablando la reparación de edificios de pórtico, para este número de pisos, es bastante más económica, dada sus probabilidades de daño esperado.

Capítulo V

5 Conclusiones y Futuras Investigaciones

Se ha descrito una metodología basada en el análisis estático no lineal y en el método del espectro de capacidad; lo que nos permitió obtener las curvas de capacidad de cada edificio estudiado, luego se obtuvieron los espectros de capacidad y el espectro de demanda, para finalmente obtener los puntos de desempeño de cada uno de los 6 edificios analizados, para posteriormente obtener las curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño. Esta metodología ha permitido evaluar la vulnerabilidad sísmica, de una manera fiable en el campo probabilista, edificios de pórticos y de muros de hormigón armado, de baja, mediana y gran altura característicos de las tipologías chilenas, en particular se ha aplicado la metodología para caracterizar edificios de Hormigón Armado en Valdivia, Chile.

El establecimiento de los umbrales de daño es crucial para la obtención de curvas de fragilidad, por lo tanto son necesarios y convenientes estudios experimentales que permitan establecer criterios objetivos para su determinación. Con todo, la aproximación utilizada en este estudio es suficiente y permite efectuar estudios masivos de vulnerabilidad sísmica de forma satisfactoria.

5.1 Conclusiones y recomendaciones

Del daño esperado en el punto de desempeño

Para una demanda descrita para los suelos representativos de la ciudad de Valdivia, los resultados esperados para cada edificio son los siguientes:

- La vulnerabilidad sísmica de los edificios, medida a partir de las curvas de fragilidad para su punto de desempeño, se concentra mayoritariamente en los estados de daño moderado y severo, con la excepción del edificio de muros de 2 pisos (C2L), el cual concentra su daño en el estado de daño leve.
- Para los edificios de baja altura, los resultados comparativos, indican que las tipologías basadas en muros de hormigón armado, responden de mejor manera en cuanto al daño esperable, ante la demanda sísmica impuesta, que los edificios basados en pórticos de hormigón armado. De igual forma los edificios que presentan muros en su tipología estructural, responden de mejor forma que los edificios basados en pórticos, para edificios de mediana altura. Para edificios de gran altura los resultados indican que el mejor comportamiento es para los edificios basados en pórticos versus los edificios en base a muros de hormigón armado.

- Del evento sísmico del 27 de febrero del 2010, el cual fue un terremoto excepcionalmente severo, se observa que la gran cantidad de daño que se observó sobre todo en la zona central del país, para estas tipología de edificios, fue daño de carácter moderado, siendo el daño completo mucho más bajo, y sólo ocurrió en casos excepcionales, lo que muestra una buena relación con los resultados obtenidos, para la demanda impuesta en este trabajo, ya que para la mayor parte de los edificios analizados, el daño se concentra en este nivel de daño.
- Al comparar los resultados obtenidos en cuanto al valor de la mediana (límites de los estados de daño) en términos del desplazamiento espectral, con los expuestos en el documento HAZUS, donde se obtiene las curvas de fragilidad para 36 edificios para diferentes niveles de códigos sísmicos (EEUU), se concluye que los resultados no son concordantes con el nivel de más alto de diseño, esto significa que para que se puedan utilizar estas tablas al momento de calcular de manera rápida la vulnerabilidad sísmica, se deben ajustar mediante algún factor de calibración, que relacione de buena forma los valores de desplazamiento espectral para ambos países. Esto se debe básicamente a que la matriz de tipologías de edificios propuesta por HAZUS es ambigua en cuanto al tamaño de los edificios, ya que sólo indica el valor en cuanto a altura y no en relación al tamaño en planta ni a espesores de los elementos resistente. Por eso se debe calibrar de manera tal, que esta falta de información sea subsanada y pueda aplicarse aquella metodología, además se hace notar que las demandas sísmicas para ambos países no son las mismas, (en lo relativo a normativa), por ende no es correcto una aplicación directa de aquella metodología, sino más bien es mucho más recomendable, generar una propia para nuestro país.

5.2 Futuras líneas de investigación

En base a los resultados de este trabajo, se recomiendan las siguientes líneas de investigación para trabajos futuros.

- Aplicación del análisis estático no lineal y luego obtener las curvas de fragilidad, para los demás edificios que se presentan en la matriz tipológica de HAZUS, o sea para edificios de albañilería, de acero y/o madera, para los mismos números de pisos que se utilizaron en este trabajo. Para así poder representar la totalidad de las tipologías presentes en distintas ciudades.
- Del reciente terremoto ocurrido en Chile, se observó que la mayor parte de los daños ocurridos en los edificios se refieren a daños en elementos no estructurales, por lo que se recomienda para futuros estudios, incorporar esta variable dentro del cálculo de la vulnerabilidad sísmica.

- Realizar estudios experimentales, para la caracterización de la no linealidad estructural de edificios, con la finalidad de caracterizar de mejor manera el comportamiento estructural de las edificaciones.
- Generar estudios de Riesgo Sísmico, donde estén involucrados además de la vulnerabilidad sísmica, la peligrosidad, de una determinada zona de emplazamiento y donde también se incorporen variables que cuantifiquen el coste económico de reposición de las distintas estructuras ante distintas demandas de peligro sísmico. Con el fin de servir a las entidades gubernamentales en la generación de planes de mitigación ante futuras amenazas sísmicas.

6 Apéndice A

6.1 Parámetros de modelación y criterios de aceptación numérica para procedimientos no-lineales, FEMA 356 (FEMA, 2000).

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ³					Acceptance Criteria ³					
	Plastic Rotation Angle, radians			Residual Strength Ratio		Plastic Rotation Angle, radians					
						Performance Level					
	a			b		c		Component Type			
								Primary		Secondary	
a			b		c		IO	LS	CP	LS	CP
i. Beams controlled by flexure¹											
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$									
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05	
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04	
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03	
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02	
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03	
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015	
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015	
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01	
ii. Beams controlled by shear¹											
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02	
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01	
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹											
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02	
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01	
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹											
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03	

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_c) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ⁴					Acceptance Criteria ⁴				
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	IO		Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
	a		b	c	Component Type					
					Primary		Secondary			
LS	CP	LS	CP							
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columns controlled by shear^{1,3}										
All cases ⁵			—	—	—	—	—	—	.0030	.0040
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1,3}										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

- When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
- “C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
- To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.
- Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
- For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria.

Table 6-18 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Members Controlled by Flexure

Conditions	Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio		Acceptable Plastic Hinge Rotation (radians)					
					Performance Level					
					Component Type					
					Primary		Secondary ⁴			
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP		
i. Shear walls and wall segments										
$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Shear	Confined Boundary ¹								
$\frac{t_w l_w \sqrt{f'_c}}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$										
≤ 0.1	≤ 3	Yes	0.015	0.020	0.75	0.005	0.010	0.015	0.015	0.020
≤ 0.1	≥ 6	Yes	0.010	0.015	0.40	0.004	0.008	0.010	0.010	0.015
≥ 0.25	≤ 3	Yes	0.009	0.012	0.60	0.003	0.006	0.009	0.009	0.012
≥ 0.25	≥ 6	Yes	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.003	0.005	0.005	0.010
≤ 0.1	≤ 3	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.004	0.008	0.008	0.015
≤ 0.1	≥ 6	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.004	0.006	0.006	0.010
≥ 0.25	≤ 3	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.002	0.003	0.003	0.005
≥ 0.25	≥ 6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.001	0.002	0.002	0.004
ii. Columns supporting discontinuous shear walls										
Transverse reinforcement ²										
Conforming			0.010	0.015	0.20	0.003	0.007	0.010	n.a.	n.a.
Nonconforming			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	n.a.	n.a.
iii. Shear wall coupling beams										
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement ³		Shear								
		$\frac{t_w l_w \sqrt{f'_c}}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$								
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement		≤ 3	0.025	0.050	0.75	0.010	0.02	0.025	0.025	0.050
		≥ 6	0.02	0.040	0.50	0.005	0.010	0.020	0.020	0.040
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement		≤ 3	0.020	0.035	0.50	0.006	0.012	0.020	0.020	0.035
		≥ 6	0.010	0.025	0.25	0.005	0.008	0.010	0.010	0.025
Diagonal reinforcement		n.a.	0.030	0.050	0.80	0.006	0.018	0.030	0.030	0.050

1. Requirements for a confined boundary are the same as those given in *ACI 318*.
2. Requirements for conforming transverse reinforcement in columns are: (a) hoops over the entire length of the column at a spacing $\leq d/2$, and (b) strength of hoops $V_s \geq$ required shear strength of column.
3. Conventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of: (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing $\leq d/3$, and (b) strength of closed stirrups $V_s \geq 3/4$ of required shear strength of the coupling beam.
4. For secondary coupling beams spanning $< 8'-0"$, with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, secondary values shall be permitted to be doubled.

Table 6-19 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Members Controlled by Shear

Conditions	Total Drift Ratio (%), or Chord Rotation (radians) ¹		Residual Strength Ratio	Acceptable Total Drift (%) or Chord Rotation (radians) ¹					
				Performance Level					
	d	e	c	IO	Component Type				
					Primary		Secondary		
				LS	CP	LS	CP		
i. Shear walls and wall segments									
All shear walls and wall segments ²	0.75	2.0	0.40	0.40	0.60	0.75	0.75	1.5	
ii. Shear wall coupling beams⁴									
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement ³	$\frac{\text{Shear}}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$								
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	≤ 3	0.002	0.030	0.60	0.006	0.015	0.020	0.020	0.030
	≥ 6	0.016	0.024	0.30	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≤ 3	0.012	0.025	0.40	0.006	0.008	0.010	0.010	0.020
	≥ 6	0.008	0.014	0.20	0.004	0.006	0.007	0.007	0.012

- For shear walls and wall segments, use drift; for coupling beams, use chord rotation; refer to Figures 6-3 and 6-4.
- For shear walls and wall segments where inelastic behavior is governed by shear, the axial load on the member must be $\leq 0.15 A_g f'_c$; otherwise, the member must be treated as a force-controlled component.
- Conventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of: (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing $\leq d/3$, and (b) strength of closed stirrups $V_s \geq 3/4$ of required shear strength of the coupling beam.
- For secondary coupling beams spanning $< 8'-0"$, with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, secondary values shall be permitted to be doubled.

7 Referencias

Aguiar, R. 2002. Análisis Sísmico por Desempeño. Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército. 229p, Quito, Ecuador.

Aguiar, R. 2004. Sistema de Computación CEINCI3 para Evaluar Daño Sísmico en los Países Bolivarianos. Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 302p, Quito, Ecuador.

Aguiar, R; Bobadilla, Carlos. 2006. Curvas de Fragilidad Para Estructuras De Hormigón Armado y Comparación Con Hazus Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil. Vol. 6(1) 49, Quito, Ecuador.

Astroza, M.; Moroni, M.O.; Muñoz, M.; Pérez, F. 2005. Estudio de la Vulnerabilidad Sísmica de Edificios de Vivienda Social. Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica IX Jornadas. Concepción. Chile.

Blondet, Marcial; Muñoz, Alejandro; Velásquez, José; León, Henry. 2005. Estimación de pérdidas sísmicas en edificaciones educativas peruanas. Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica IX Jornadas. Concepción. Chile.

Bonett, R. 2003. Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios, Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. Tesis Doctor en Ingeniería. Universidad Politécnica de Cataluña. Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. 474p.

Castillo, A. 2005. Seismic Risk Scenarios for Buildings in Mérida, Venezuela. Detailed Vulnerability Assessment for Non-Engineered Housing. Tesis Doctor en Ingeniería. Universidad Politécnica de Cataluña. Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. 348p.

Computers & Structures. 2010. Etabs V.9.7.2. Integrated Building Design Software. Berkeley, CA, USA.

Federal Emergency Management Agency FEMA. 1999. HAZUS, Earthquake Loss Estimation Methodology. Federal Emergency Management Agency and National Institute of Building Sciences, Washington, D.C., United States.

Federal Emergency Management Agency FEMA. 2000. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. FEMA 356. Washington, D.C. 518p.

Federal Emergency Management Agency FEMA. 2003. Multi-hazard Loss Estimation Methodology. Earthquake Model. Federal Emergency Management Agency FEMA and National Institute of Building Sciences NIBS. Washington, D.C. 699p.

Instituto Nacional de Normalización. 1996. Diseño sísmico de edificios. NCh 433 Of96.Mod.1999. 43p.

Lantada, N. 2007. Evaluación del Riesgo Sísmico Mediante Métodos Avanzados y Técnicas GIS. Aplicación a la ciudad de Barcelona. Tesis Doctor en Ingeniería. Universidad Politécnica de Cataluña. Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. 350p.

Martínez, G. 2007. Vulnerabilidad Sísmica para Edificios Históricos de Obra de Fábrica de Mediana y Gran Luz. Tesis Doctor en Ingeniería. Universidad Politécnica de Cataluña. Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. 424p.

Mena, U. 2002. Evaluación del Riesgo Sísmico en Zonas Urbanas. Tesis Doctor en Ingeniería. Universidad Politécnica de Cataluña. Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. 234p.

Meneses, P. 2006. Análisis de Edificios de Hormigón Armado en Base a Pórticos Planos Acoplados a Muros de Altura Parcial. Tesis Ingeniero Civil en Obras Civiles. Valdivia, Universidad Austral de Chile, Facultad de Ciencias de la Ingeniería. 109p.

Milutinovic, Z.; Trendafiloski, G. (2003). Risk-UE. An Advanced Approach to earthquake Risk Scenarios with Applications to Different European towns. European Commission – WP4: Vulnerability of Current Buildings. 109p.

Moreno, R. 2006. Evaluación del Riesgo Sísmico en Edificios Mediante Análisis Estático No Lineal: Aplicación A Diversos Escenarios Sísmicos de Barcelona. Tesis Doctor en Ingeniería. Universidad Politécnica de Cataluña. Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. 296p.

Palencia, J.C.; Agüera, N.; Frau, C.; Tornello, M. 2005. Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica en un Edificio Educativo. Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica IX Jornadas. Concepción. Chile.

Parametric Technology Corporation. 2007. User's Guide Mathcad 14.0.

Pujades, L.; Barbat, A. 2004. Metodología de Estimación de la Vulnerabilidad Sísmica de las Construcciones Clasificadas de Importancia Especial. Informe Técnico N° IT 438. 2006p.

Roldán, W.; Tapia, P.; Villacis, C. 2005. Determinación de la vulnerabilidad sísmica de ciudades, metodología aplicada al norte de Chile. Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica IX Jornadas. Concepción. Chile.

Safina, S. 2002. Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones Esenciales. Análisis de su Contribución al Riesgo Sísmico. Tesis Doctor en Ingeniería. Universidad Politécnica de Cataluña. Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. 250p.

Safina, S. 2005. Funciones de vulnerabilidad para las principales categorías de edificaciones de la ciudad de caracas. Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica IX Jornadas. Concepción. Chile.

Silva, E. 2006. Análisis de Edificios de Acero con Irregularidades de Rigidez en Altura Sujetos A Cargas Monotónicamente Crecientes. Tesis Ingeniero Civil en Obras Civiles. Valdivia, Universidad Austral de Chile, Facultad de Ciencias de la Ingeniería. 157p.

Tapia, P.; Roldán, W.; Villacis, C. 2005. Vulnerabilidad sísmica de ciudades del norte de Chile: Arica, Antofagasta y Copiapó. Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica IX Jornadas. Concepción. Chile.

Verdi, B. 2004. Efectos de Cargas Monotónicamente Crecientes con Ángulos de Incidencia Variables Sobre Estructuras de Hormigón Armado. Tesis Ingeniero Civil en Obras Civiles. Valdivia, Universidad Austral de Chile, Facultad de Ciencias de la Ingeniería. 124p.

Vielma, J. 2008. Caracterización Del Comportamiento Sísmico de edificios de hormigón armado mediante la Respuesta no lineal. Tesis Doctor en Ingeniería. Universidad Politécnica de Cataluña. Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. 256p.

Viera, L. 2004. Diseño Sísmico Basado en Desempeño de Edificios de Hormigón Armado. Tesis de Master en Ingeniería Estructural Sismo-Resistente. Universidad Técnica de Ambato. Facultad de Ingeniería Civil. 93p.

Villanueva, G. 2008. Diseño Sísmico por Desempeño Aplicado a un Edificio de Hormigón Armado. Tesis Ingeniero Civil en Obras Civiles. Valdivia, Universidad Austral de Chile, Facultad de Ciencias de la Ingeniería. 103p.