



**UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

**ANÁLISIS DE LOS DAÑOS PROVOCADOS POR EL TERREMOTO DEL
27 DE FEBRERO DE 2010 A LOS EDIFICIOS DE VILLA CORDILLERA,
COMUNA DE RANCAGUA**

MANUEL ALEJANDRO NÚÑEZ CORTEZ

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

**PROFESOR GUÍA:
MAXIMILIANO ASTROZA INOSTROZA**

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
MARÍA OFELIA MORONI YADLIN
DAVID CAMPUSANO BROWN**

**SANTIAGO DE CHILE
NOVIEMBRE 2010**

RESUMEN

El objetivo del presente trabajo de título es analizar los daños provocados por el terremoto del 27 de Febrero del 2010 ($M_w=8.8$) en los edificios de la población Villa Cordillera de la comuna de Rancagua, para identificar los factores que contribuyeron en ellos. El conjunto habitacional está compuesto por 110 edificios de albañilería armada construidos con bloques huecos de hormigón de 4 y 5 pisos.

Para estudiar los efectos del terremoto se realizó una inspección de los edificios estableciendo el grado de daño observado en los muros de todos los pisos de los edificios, lo que permitió obtener el grado máximo de daño y el grado medio de daño por piso en cada edificio. El daño se puede calificar como severo, y corresponde a grietas diagonales y horizontales en los paños de albañilería y grietas en el encuentro de muros.

Con la información entregada por los planos de diseño, se calcularon los índices de vulnerabilidad sísmica de Meli y Gallegos, además se verificó el diseño de uno de los edificios de 4 pisos según las disposiciones y limitaciones de la norma NCh1928Of1993.Mod.2003. Con este último propósito se usaron los resultados de un análisis pseudo tridimensional del edificio, modelado como un sistema de marco plano equivalente y sometido a la acción sísmica que establece la norma NCh433Of.1996 para este tipo de construcciones.

Teniendo en cuenta la distribución del grado medio de daño en el primer piso de los edificios y la intensidad sísmica estimada para la ciudad de Rancagua, $I_{MSK} = 6.5$, se concluye que los edificios pertenecen a una Clase A de Vulnerabilidad según la clasificación de la Escala Europea de intensidades sísmicas.

Con la verificación del diseño que se realizó, se concluye que teóricamente este tipo de edificio satisface los requerimientos de las normas chilenas si se construye con relleno total de huecos.

Con los resultados de la inspección de terreno y de los cálculos realizados se puede destacar que el nivel de daño observado es excesivo si se considera la intensidad sísmica estimada para la ciudad de Rancagua y que el diseño se hizo con la intervención de profesionales. Entre los factores que contribuyeron en este comportamiento, se pueden destacar:

- La baja densidad de muros, menor que un 0.55 % en cada dirección de la planta, y un diseño sísmico inadecuado de la estructura.
- La mala calidad del mortero, que queda en evidencia por la presencia de fallas por adherencia en las juntas de mortero de los muros de albañilería.
- La falta de inspección de la ejecución de la obra y el no llenado con hormigón en todos los huecos.
- El detallamiento de las armaduras de refuerzo (diámetros de barras horizontales, empalmes y anclajes).

A mi madre Ximena Cortez.

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer a mi Profesor Guía Don Maximiliano Astroza, quien me apoyó durante el largo proceso de desarrollo de esta memoria, además por su disposición a trabajar semana a semana. También quiero agradecer a la profesora María Ofelia Moroni, quien aportó conocimiento importante a la realización de la memoria, y no dudó en responder cualquier inquietud.

Quiero agradecer en especial a la gente de la Villa Cordillera, quienes a pesar de las circunstancias, fue siempre amable y me permitió recolectar la información necesaria para realizar la memoria. Espero que todos ustedes tengan un futuro mejor y puedan salir adelante. De todo lo malo, es posible sacar enseñanzas para el futuro.

Agradezco a mucha gente anónima que participó en la realización de la memoria, quienes me ayudaron en diversos aspectos tanto en la recopilación de antecedentes como en aspectos del desarrollo de la memoria.

Agradezco a mi madre, Ximena Cortez, quien me apoyó durante el transcurso de toda la carrera, en mis frustraciones y alegrías. Quien me ha hecho ser la persona que soy y me ha apoyado durante toda mi vida.

Finalmente, pero no menor importante, quiero agradecer a la persona que me apoyó incondicionalmente en los momentos más duros de la carrera y memoria. Cynthia, con quien espero seguir creciendo como persona.

A todos ustedes.

MUCHA GRACIAS!!

INDICE DE CONTENIDOS

CAPITULO I: INTRODUCCIÓN GENERAL	1
1.1 Introducción	1
1.2 Objetivos de la memoria	1
1.3 Motivación	2
1.4 Organización del Trabajo	2
CAPÍTULO 2: ANTECEDENTES GENERALES	4
2.1 Antecedentes de la zona en estudio	4
2.2 Ubicación del Conjunto Habitacional Villa Cordillera	4
2.3 Características del suelo de fundación	5
2.4 Antecedentes Sísmicos	6
2.5 Características del Sismo del 27 de Febrero de 2010	7
2.6 Daños en la VI Región del Libertador General Bernardo O'Higgins	10
2.7 Antecedentes de los edificios del conjunto habitacional Villa Cordillera	11
2.7.1 Antecedentes Arquitectónicos y Estructurales	12
2.7.2 Materiales	16
2.8 Albañilería Armada	16
2.8.1 Antecedentes del comportamiento sísmico de la albañilería armada construida con bloques de hormigón	17
CAPITULO 3: DAÑO E ÍNDICES DE VULNERABILIDAD SISMICA	18
3.1 Daños	18
3.1.1 Metodología para realizar la encuesta de daños	18
3.1.2 Resultados del análisis de los daños	21
3.1.3 Patrones de agrietamiento observados	33
3.1.4 Modificaciones estructurales en edificios por parte de sus dueños	44
3.2 Determinación de la clase de vulnerabilidad a partir de los daños provocados	46
3.2.1 Determinación de la intensidad del terremoto a partir del grado de daño máximo de los muros	47
3.2.2 Determinación intensidad del terremoto a partir del grado medio de daño de los muros	49
3.2.3 Clase de vulnerabilidad de los edificios de la Villa Cordillera de Rancagua	51
3.3 Índices de Vulnerabilidad	51
3.3.1 Índice de Vulnerabilidad de Primer Nivel – Índice de Meli	51
3.3.2 Índice de Vulnerabilidad de Segundo Nivel (Gallegos, 1986)	59
3.3.3 Valores de los Índices de Vulnerabilidad en Villa Cordillera	62
3.4 Análisis de los valores de los índices de vulnerabilidad	63
3.4.1 Análisis de la vulnerabilidad según el Índice de Meli	63
3.4.2 Análisis de la vulnerabilidad según el índice de Gallegos	64
CAPITULO IV: MODELACIÓN Y ANÁLISIS SÍSMICO	67
4.1 Introducción	67
4.2 Modelación de los edificios	68
4.3 Propiedades de los materiales	73

4.3.1 Hormigón Armado	73
4.3.2 Albañilería.....	74
4.4 Estados de carga considerados en el análisis	75
4.4.1 Peso Propio.....	75
4.4.2 Sobrecarga de uso	76
4.4.3 Sismo	76
4.5 Análisis sísmico de los edificios	78
4.5.1 Análisis Estático	78
4.5.2 Método de análisis por superposición modal espectral.....	82
4.6 Combinaciones de los estados de carga	88
4.7 Respuesta sísmica a nivel global del edificio de 4 pisos	89
4.7.1 Esfuerzo de Cortes, Momentos de Torsión y Momentos Volcantes por piso.....	89
4.7.2 Desplazamientos horizontales debido a la acción sísmica.....	90
4.8 Respuesta sísmica a nivel global del edificio de 5 pisos	94
4.8.1 Esfuerzos de Corte, Momentos de Torsión y Momentos Volcantes.....	94
4.8.2 Desplazamientos horizontales debido a la acción sísmica.....	95
4.9 Esfuerzos sísmicos en los muros de los edificios	99
4.9.1 Esfuerzos en los muros del edificio de 4 pisos	99
4.9.2 Esfuerzos en los muros del edificio de 5 pisos	100
4.10 Comentarios	102
CAPÍTULO V: VERIFICACION DEL DISEÑO SEGÚN LA NORMA NCH 1928 OF. 93.	
MOD.2003.....	104
5.1 Introducción.....	104
5.2 Propiedades mecánicas de la albañilería	104
5.3 Criterios de Diseño.....	106
5.4 Tensiones admisibles de diseño.....	106
5.5 Armadura de refuerzo existente en el edificio de 4 pisos del Tipo A.....	108
5.6 Revisión de diseño del edificio de 4 pisos del Tipo A.....	111
5.6.1 Verificación del cumplimiento de las limitaciones de diseño según NCh1928.....	112
5.6.2 Verificación del diseño según las demandas de resistencia.....	114
5.6.2.1 Verificación ante la fuerza de corte	115
5.6.2.2 Verificación ante la fuerza axial	119
5.6.2.3 Verificación a Flexo – Compresión.....	121
5.7 Comentarios	126
CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS.....	128
BIBLIOGRAFÍA	132
A.1 Tablas utilizadas para la inspección de daños en terreno	134
A.2 Catastro de daños en los edificios de la Villa Cordillera de Rancagua.....	137
A.3 Resultados de la encuesta de daños.....	168
ANEXO B.....	175
B.1 Índice básico de calidad Estructural Sismorresistente.....	175
B.1.1 Índice De La Planta (P)	175

B.1.2 Índice De La Elevación (E)	177
B.1.3 Índice de componentes del sistema estructural (S)	178
B.1.4 Índice de la configuración estructural (C)	181
B.2 Factor De Adecuación (F)	184
ANEXO C	187
C.1 Cálculo Índice De Meli:	187
ANEXO D	192
D.1 Resultados solicitudes de diseño del edificio de 4 pisos	192
D.2 Resultados solicitudes de diseño del edificio 5 pisos	196
ANEXO E	200

INDICE DE FIGURAS

Figura 2. 1. Ubicación de la ciudad de Rancagua.....	4
Figura 2. 2. Ubicación del conjunto habitacional Villa Cordillera	5
Figura 2. 3. Suelos de fundación en la zona donde se ubica el Conjunto Villa Cordillera.....	6
Figura 2. 4. Subducción en la costa de Chile.....	7
Figura 2. 5. Epicentro del terremoto del 27 de febrero de 2010	8
Figura 2. 6. Intensidades sísmicas en zonas afectadas por terremoto (Astroza et Al, 2010).....	9
Figura 2. 7. Distribución de los edificios de 4 y 5 pisos del conjunto habitacional Villa Cordillera de Rancagua.....	11
Figura 2. 8. Elevación fachada principal del edificio de 4 pisos	13
Figura 2. 9. Elevación fachada secundaria del edificio de 4 pisos.....	13
Figura 2. 10. Elevación de la fachada principal del edificio de 5 pisos	14
Figura 2. 11. Elevación de la fachada secundaria del edificio de 5 pisos.....	14
Figura 2. 12. Planta tipo edificio 4 Pisos Tipo A.....	15
Figura 2. 13. Planta tipo Edificio de 5 Pisos	15
Figura 2. 14. Refuerzos en una albañilería armada.....	17
Figura 3. 1. Individualización del daño.....	18
Figura 3. 2. Recubrimientos externos de los edificios para protegerlos de la humedad.....	21
Figura 3. 3. Distribución del grado de daño máximo por piso en los 61 edificios de cuatro pisos.....	23
Figura 3. 4. Distribución del grado de daño máximo por piso en los edificios de cinco pisos.....	23
Figura 3. 5. Número de edificios con un grado de daño máximo G3 o G4	25
Figura 3. 6. Grado de daño máximo en cada edificio del conjunto habitacional Villa Cordillera.....	26
Figura 3. 7. Distribución de Daño grave por piso en Edificios de 4 pisos	26
Figura 3. 8. Distribución de Daño grave por piso en Edificios de 5 pisos	27
Figura 3. 9. Distribución Grado Medio de Daño en el piso con mayor daño de la Villa Cordillera.....	28
Figura 3. 10. Grado Medio de Daño Edificios 4 pisos	30
Figura 3. 11. Distribución del Grado de Daño Medio en Piso 1	30
Figura 3. 12. Grado Medio de Daños Edificio 5 Pisos.....	32
Figura 3. 13. Distribución del Grado Medio de Daño en Piso 2.....	32
Figura 3. 14. Formas de fallas observadas en fachada eje X, edificio 4 pisos.....	33
Figura 3. 15. Formas de fallas observadas en fachada eje Y, edificio 4 pisos.....	34
Figura 3. 16. Formas de Falla observadas en fachada eje X, edificio 5 pisos	34
Figura 3. 17. Formas de Falla observadas en fachada eje Y, edificio 5 pisos	35
Figura 3. 18. Grietas en encuentros de muros de planta tipo edificios Villa Cordillera.....	36
Figura 3. 19. Falla tipo observada en encuentro de muros.....	36
Figura 3. 20. Falla tipo observada en muros medianeros	39
Figura 3. 21. Falla tipo observada en machón central.....	41
Figura 3. 22. Recubrimiento colocado en edificios debido a filtraciones de aguas lluvia	44
Figura 3. 23. Histograma grado de daño promedio del primer piso de los edificios de 4 pisos	49
Figura 3. 24. Histograma grado medio de daño edificio 5 pisos	50
Figura 3. 25. Consideraciones para el cálculo del Índice de Meli	53
Figura 3. 26. Planta tipo Edificios Villa Cordillera	54
Figura 3. 27. Fachada Eje X, edificio 4 pisos	54
Figura 3. 28. Muro Central Eje X, edificio 4 pisos	55
Figura 3. 29. Fachada Eje Y, edificio 4 pisos	55
Figura 3. 30. Muro Central Eje Y, edificio 4 pisos	55
Figura 3. 31. Fachada Eje X, edificio 4 pisos	56
Figura 3. 32. Muro Central Eje Y, edificio 4 pisos	56
Figura 3. 33. Fachada Eje Y, edificio 4 pisos	56
Figura 3. 34. Muro Central Eje Y, edificio 4 pisos	57

Figura 3. 35. Fachada Eje X, edificio 5 pisos	57
Figura 3. 36. Muro Central Eje X, edificio 5 pisos	58
Figura 3. 37. Fachada Eje Y, edificio 5 pisos	58
Figura 3. 38. Muro Central Eje Y, edificio 5 pisos	58
Figura 3. 39. Fachada Eje X, edificio 5 pisos	58
Figura 3. 40. Fachada Eje Y, edificio 5 pisos	59
Figura 3. 41. Factor Multiplicador de norma sísmica según Gallegos	65
Figura 4. 1. Planta Tipo del edificio de 4 pisos	67
Figura 4. 2. Planta edificio de 5 pisos	68
Figura 4. 3. Modelación como marco equivalente de la fachada del eje 1. Edificio Tipo A de 4 pisos.....	70
Figura 4. 4. Modelación como marco equivalente de la fachada del eje A. Edificio del Tipo A de 4 pisos	70
Figura 4. 5. Modelación de los muros medianeros (Eje 2 y B)	71
Figura 4. 6. Modelación como marco equivalente de la fachada del eje 1 Edificio de 5 pisos	72
Figura 4. 7. Modelación como marco equivalente de la fachada del eje A. Edificio de 5 pisos.....	72
Figura 4. 8. Modelo pseudo tridimensional de la estructura del edificio de 4 pisos	73
Figura 4. 9. Espectro Elástico. Dirección X e Y	84
Figura 4. 10. Espectro de Diseño Inelástico. Sismo en la dirección X de la planta.	84
Figura 4. 11. Espectro de Diseño Inelástico. Sismo en la dirección Y de la planta.	85
Figura 4. 12. Corte por Piso en edificio de 4 pisos	90
Figura 4. 13. Momento por Piso en edificio de 4 pisos.....	90
Figura 4. 14. Desplazamiento Relativo Centro de Masa, Edificio de 4 Pisos	92
Figura 4. 15. Punto A de la planta tipo.....	92
Figura 4. 16. Desplazamiento Relativo Punto A, edificio de 4 Pisos.....	93
Figura 4. 17. Corte por Piso en edificio de 5 pisos	95
Figura 4. 18. Momento por piso en edificio de 5 pisos	95
Figura 4. 19. Desplazamiento Relativo Centro de Masa, Edificio de 5 pisos.....	97
Figura 4. 20. Punto A de la planta tipo.....	97
Figura 4. 21. Desplazamiento Relativo Punto A, Edificio de 5 pisos	99
Figura 5. 1. Armadura de refuerzo de los muros del Eje A. Edificio de 4 pisos del Tipo A.....	108
Figura 5. 2. Armadura de refuerzo de los muros del Eje 1. Edificio de 4 pisos del Tipo A.....	109
Figura 5. 3. Armadura de refuerzo muro medianero Eje 2 y B. Edificio de 4 pisos del Tipo A.....	110
Figura 5. 4. Distribución de la armadura vertical en planta. Edificio de 4 pisos del Tipo A.....	111
Figura 5. 5. Esfuerzos de diseño en un muro.....	114
Figura 5. 6. Esfuerzo Axial y de Momento en un muro	121
Figura 5. 7. Diagrama de interacción (N v/s M) en muros (Astroza, 2010).....	122
Figura 5. 8. Diagrama Interacción del Muro 1. Edificio de 4 pisos del Tipo A.....	123
Figura 5. 9. Diagrama Interacción del Muro 2. Edificio de 4 pisos del Tipo A.....	124
Figura 5. 10. Diagrama Interacción del Muro 3. Edificio de 4 pisos del Tipo A.....	124
Figura 5. 11. Diagrama Interacción del Muro Central X. Edificio de 4 pisos del Tipo A.....	125
Figura 5. 12. Diagrama Interacción del Muro Central Y. Edificio de 4 pisos del Tipo A.....	125
Figura A. 1. Designación de los muros en la planta tipo.....	137
Figura A. 2. Loteo de los Edificios en Villa Cordillera	138
Figura B. 1. Indicación de factores A y B	176
Figura B. 2. Indicación de cálculo del factor b.....	180
Figura B. 3. Indicación para la obtención de simetría de masas	183

INDICE DE TABLAS

Tabla 2. 1. Estratigrafía del lugar.....	6
Tabla 2. 2. Aceleraciones del suelo máximas registradas (Renadic, 2010).....	9
Tabla 2. 3. Detalle de los edificios de la Villa Cordillera de Rancagua.....	12
Tabla 3. 1. Escala de daños (EMS, 1998).....	19
Tabla 3. 2. Descripción de los daños propuesta por Monge y Astroza (1989).....	20
Tabla 3. 3. Grado máximo de daño por piso en los 61 edificios de cuatro pisos.....	22
Tabla 3. 4. Grado de daño máximo por piso en los edificios de cinco pisos.....	23
Tabla 3. 5. Grado Medio de Daño en Edificios de 4 pisos (Dirección X).....	29
Tabla 3. 6. Grado Medio de Daño en Edificios de 4 pisos (Dirección Y).....	29
Tabla 3. 7. Promedio Grado Medio de Daño por piso en Edificios de 4 pisos.....	30
Tabla 3. 8. Distribución grado medio de daños edificio de 5 pisos (dirección X).....	31
Tabla 3. 9. Distribución grado medio de daños edificio de 5 pisos (dirección Y).....	31
Tabla 3. 10. Promedio Grado medio de daño por piso en edificios de 5 pisos.....	32
Tabla 3. 11. Intensidad sísmica v/s grado medio de daño según clase de vulnerabilidad de la estructura.....	46
Tabla 3. 12. Clases de vulnerabilidad según el tipo de estructura.....	47
Tabla 3. 13. Intensidad sísmica según grado medio de daño, Edificio 4 pisos.....	48
Tabla 3. 14. Intensidad sísmica según grado medio de daño, Edificio 5 pisos.....	48
Tabla 3. 15. Valores calificación de parámetros según Gallegos.....	61
Tabla 3. 16. Valores de Factores de Adecuación.....	61
Tabla 3. 17. Resultados Índices de Vulnerabilidad, edificio 4 pisos Tipo A.....	62
Tabla 3. 18. Resultados Índices de Vulnerabilidad, edificio 4 pisos Tipo B.....	62
Tabla 3. 19. Resultados Índices de Vulnerabilidad, edificio 5 pisos.....	63
Tabla 3. 20. Nivel de daño v/s densidad de muros (Román 2009).....	64
Tabla 3. 21. Valores del índice de Gallegos.....	64
Tabla 3. 22. Detalle de parámetros del Índice de Gallegos.....	65
Tabla 4. 1. Peso propio por Piso.....	75
Tabla 4. 2. Sobrecargas de uso en los pisos.....	76
Tabla 4. 3. Parámetros según tipo de suelo.....	77
Tabla 4. 4. Factor de modificación de respuesta por tipo de estructura (INN, 2003).....	77
Tabla 4. 5. Períodos de los modos con mayor masa equivalente. Edificio 4 pisos.....	80
Tabla 4. 6. Períodos de los modos con mayor masa equivalente. Edificio 5 pisos.....	80
Tabla 4. 7. Fuerzas estáticas de diseño y momento volcante por piso. Edificio de 4 pisos.....	81
Tabla 4. 8. Momentos de Torsión Accidental. Edificio de 4 Pisos.....	81
Tabla 4. 9. Fuerzas estáticas de diseño, y momento volcante. Edificio de 5 pisos.....	82
Tabla 4. 10. Momentos de Torsión Accidental. Edificio de 5 Pisos.....	82
Tabla 4. 11. Combinaciones de los estados de carga básicos. Método estático de análisis sísmico.....	88
Tabla 4. 12. Combinaciones de los estados de carga básico. Método de superposición modal.....	88
Tabla 4. 13. Resultados para sismo actuando en la dirección de X. Análisis Estático y Dinámico.....	89
Tabla 4. 14. Resultados para sismo actuando en la dirección de Y. Análisis Estático y Dinámico.....	89
Tabla 4. 15. Desplazamiento del centro de masa del piso, Δ_{cmi} . Análisis Estático y Dinámico.....	91
Tabla 4. 16. Desplazamiento horizontal relativo de entre piso del centro de masas del piso (δ_i). Análisis Estático y Dinámico.....	91
Tabla 4. 17. Desplazamiento relativo máximo del punto A de la planta.....	93
Tabla 4. 18. Desplazamiento horizontal del punto A.....	93
Tabla 4. 19. Desplazamiento horizontal relativo del punto A.....	93
Tabla 4. 20. Resultados para sismo actuando en la dirección de X. Análisis Estático y Dinámico.....	94
Tabla 4. 21. Resultados para el sismo actuando en la dirección Y. Método Estático y Dinámico.....	94
Tabla 4. 22. Desplazamiento del centro de masa del piso, Δ_{cmi} . Análisis Estático y Dinámico.....	96

Tabla 4. 23. Desplazamiento horizontal relativo de entre piso del centro de masas del piso (δ_i). Análisis Estático y Dinámico.....	96
Tabla 4. 24. Desplazamiento relativo máximo del punto A de la planta.....	98
Tabla 4. 25. Desplazamientos horizontales del punto A.....	98
Tabla 4. 26. Desplazamiento horizontal relativo del punto A.....	98
Tabla 4. 27. Esfuerzos de diseño del Muro 1.....	99
Tabla 4. 28. Esfuerzos de diseño del Muro 2.....	99
Tabla 4. 29. Esfuerzos de diseño del Muro 3.....	100
Tabla 4. 30. Esfuerzos de diseño del muro medianero orientado en la dirección X de la planta.....	100
Tabla 4. 31. Esfuerzos de diseño del muro medianero orientado en la dirección Y de la planta.....	100
Tabla 4. 32. Esfuerzos de diseño del Muro 1.....	100
Tabla 4. 33. Esfuerzos de diseño del Muro 2.....	101
Tabla 4. 34. Esfuerzos de diseño del Muro 3.....	101
Tabla 4. 35. Esfuerzos de diseño en el muro medianero orientado en la dirección X.....	101
Tabla 4. 36. Esfuerzos de diseño en el muro medianero orientado en la dirección Y.....	101
Tabla 4. 37. Porcentaje de la fuerza de corte resistida por cada muro para el sismo actuando en la dirección X de la planta.....	103
Tabla 4. 38. Porcentaje de la fuerza de corte resistida por cada muro para el sismo actuando en la dirección Y de la planta.....	103
Tabla 5. 1. Tensiones admisibles de la albañilería armada según la Norma NCh 1928 (INN, 2003).....	107
Tabla 5. 2. Esfuerzos de diseño de los muros del primer piso del edificio 4 pisos del Tipo A. Análisis Dinámico.....	114
Tabla 5. 3. Diseño al esfuerzo de corte cuando los huecos de los bloques se rellenan en forma parcial.	117
Tabla 5. 4. Tensiones Tangenciales Solicitantes para el diseño de esfuerzo de Corte con relleno total de huecos.....	118
Tabla 5. 5. Diseño al esfuerzo de corte cuando hay relleno total de huecos.....	118
Tabla 5. 6. Datos para verificar el diseño ante la fuerza axial cuando los muros se construyen sin relleno total de huecos.....	119
Tabla 5. 7. Diseño ante fuerza axial. Edificio de 4 pisos del Tipo A.....	120
Tabla 5. 8. Datos para verificar el diseño ante la fuerza axial cuando los muros se construyen con relleno total de huecos.....	120
Tabla 5. 9. Diseño ante fuerza axial. Edificio de 4 pisos del Tipo A.....	120
Tabla A. 1. Numeración de Edificios para catastro de daños.....	138
Tabla A. 2. Valores de grado de daño en los muros de los edificios de 4 pisos en la dirección X de la planta.....	140
Tabla A. 3. Valores de grado de daño en los muros del edificio de 4 pisos en la dirección del eje Y de la planta.....	149
Tabla A. 4. Valores de grado de daño en los muros del edificio 5 pisos en la dirección del eje X de la planta.....	157
Tabla A. 5. Valores de grado de daño en los muros del edificio 5 pisos en la dirección del eje Y de la planta.....	163
Tabla A. 6. Grado de daño mayor por piso. Edificios 4 pisos.....	168
Tabla A. 7. Grado de daño mayor por piso. Edificios 5 pisos.....	170
Tabla A. 8. Grado medio de daño por piso de los edificios de 4 pisos.....	171
Tabla A. 9. Grado medio de daño por piso de los edificios de 5 pisos.....	173
Tabla B. 1. Parámetros índice de Planta.....	175
Tabla B. 2. Condiciones de proporción en planta.....	176
Tabla B. 3. Parámetros de índice de elevación.....	177
Tabla B. 4. Condiciones de proporción de altura.....	177

Tabla B. 5. Parámetros Índice Componente del sistema Estructural	178
Tabla B. 6. Condiciones Densidad elementos verticales.....	179
Tabla B.7. Condiciones continuidad de muros	180
Tabla B. 8. Condiciones conexiones de muros	180
Tabla B. 9. Condiciones Índice configuración estructural	181
Tabla B. 10. Condición de distribución de rigidez	182
Tabla B. 11. Condición de simetría de masas.....	182
Tabla B. 12. Condición de elementos no estructurales	183
Tabla C. 1. Resultados Índice de Meli, edificio 4 pisos Tipo A (Eje X).....	187
Tabla C. 2. Resultados Índice de Meli, edificio 4 pisos Tipo A (Eje Y).....	187
Tabla C. 3. Resultados Índice de Meli, edificio 4 pisos Tipo B (Eje X).....	188
Tabla C. 4. Resultados Índice de Meli, edificio 4 pisos Tipo B (Eje Y).....	188
Tabla C. 5. Resultados Índice de Meli, edificio 5 pisos (Eje X).....	188
Tabla C. 6. Resultados Índice de Meli, edificio 5 pisos (Eje Y).....	189
Tabla D. 1. Esfuerzos Axiales para cada estado de carga. Análisis Dinámico. Edificio 4 Pisos.....	192
Tabla D. 2. Esfuerzos de Corte para cada estado de carga. Análisis Dinámico. Edificio 4 Pisos	193
Tabla D. 3. Esfuerzos de Momento para cada estado de carga. Análisis Dinámico. Edificio 4 Pisos	193
Tabla D. 4. Esfuerzos Axiales para cada estado de carga. Análisis Estático. Edificio 4 Pisos.....	194
Tabla D. 5. Esfuerzos de Corte para cada estado de carga. Análisis Estático. Edificio 4 Pisos	194
Tabla D. 6. Esfuerzos de Momento para cada estado de carga. Análisis Estático. Edificio 4 Pisos.....	195
Tabla D. 7. Esfuerzos Axiales para cada estado de carga. Análisis Dinámico. Edificio 5 Pisos.....	196
Tabla D. 8. Esfuerzos de Corte para cada estado de carga. Análisis Dinámico. Edificio 5 Pisos	196
Tabla D. 9. Esfuerzos Axiales para cada estado de carga. Análisis Dinámico. Edificio 5 Pisos.....	197
Tabla D. 10. Esfuerzos Axiales para cada estado de carga. Análisis Estático. Edificio 5 Pisos.....	198
Tabla D. 11. Esfuerzos de Corte para cada estado de carga. Análisis Estático. Edificio 5 Pisos	198
Tabla D. 12. Esfuerzos de Momento para cada estado de carga. Análisis Estático. Edificio 5 Pisos.....	199

CAPITULO I: INTRODUCCIÓN GENERAL

1.1 Introducción

Chile es uno de los países de mayor sismicidad del mundo, por lo que el estudio del comportamiento de las edificaciones frente a un terremoto, resulta de suma importancia para evitar que se produzcan o repitan malas experiencias.

El sábado 27 de Febrero del 2010 en Chile se produjo un terremoto con una magnitud de momento de 8,8 grados y una duración aproximada de 140 segundos. La profundidad del sismo fue de 35 Km bajo la corteza terrestre y su epicentro se ubicó en el mar chileno, en las coordenadas 35.85° S y 72.72° W, entre a las localidades de Curanipe y Cobquecura, a 150 kilómetros al noroeste de Concepción y a 63 kilómetros al suroeste de Cauquenes.

La zona afectada había sido considerada una laguna sísmica por los sismólogos, es decir un sector de alta probabilidad de ocurrencia de un sismo de gran magnitud, debido a la ausencia de un terremoto importante desde 1835.

Este sismo afectó la zona Centro-Sur de Chile principalmente a las regiones VI, VII y VIII, provocando severos daños tanto a las viviendas como a la infraestructura vial y productiva del país. En la VI Región, específicamente en la ciudad de Rancagua, ubicada a 80 km al sur de Santiago, hubo serios daños en algunas viviendas, particularmente en el conjunto habitacional “Villa Cordillera”, localizado en el sector Nor-Oriente de la ciudad. El conjunto habitacional está compuesto por 110 edificios de albañilería armada de 4 y 5 pisos construidos con bloques huecos de hormigón.

1.2 Objetivos de la memoria

Objetivos Generales:

- Estudiar los efectos del sismo del 27 de Febrero del 2010 en los edificios del conjunto habitacional Villa Cordillera de la comuna de Rancagua, e identificar los factores que contribuyeron en los daños de los edificios del conjunto.

Objetivos Específicos:

- Hacer un registro de los patrones de daño observados en los edificios del conjunto habitacional Villa Cordillera de Rancagua.

- Verificar el diseño estructural de los edificios según las disposiciones de la Norma Chilena NCh433 Of.96 “Diseño Sísmico de Edificios” y de la Norma Chilena NCh1928 Of.93 “Albañilería Armada – Requisitos del diseño y cálculo”.
- Relacionar los índices de la calidad sismorresistente de los edificios con el daño observado.
- Identificar los factores que puedan considerarse que contribuyeron al daño de los edificios.

1.3 Motivación

En los edificios dañados habitaban casi 2000 familias de bajos ingresos, por lo que estudiar las consecuencias del terremoto en este tipo de edificios y el impacto que provoca en la población más vulnerable de la región, es lo que motiva este estudio.

El estudio permitirá conocer los efectos de un terremoto sobre este tipo de edificios, lo cual podrá servir de antecedente para tomar medidas preventivas y evitar que se repita el mal comportamiento observado en edificios de características similares.

1.4 Organización del Trabajo

Esta memoria de título se divide en seis capítulos, cuyo contenido es el siguiente:

Capítulo I: Introducción General. En este capítulo se presenta la motivación y los objetivos del estudio.

Capítulo II: Antecedentes Generales. En él se describen las principales características del terremoto y la historia sísmica de la zona afectada. Además se entrega información de la VI Región y la ubicación del conjunto a estudiar, las principales características de los edificios y antecedentes sobre la albañilería armada construida con bloques huecos de hormigón.

Capítulo III: Encuesta de Daños e Índices de Vulnerabilidad. En él se entrega el catastro de daño de los edificios y se muestran las formas de falla de los muros que forman la estructura resistente de los edificios. Además se entregan los valores de los índices de vulnerabilidad sísmica seleccionados para cuantificar el comportamiento sísmico de la estructura de los edificios.

Capítulo IV: Modelación y análisis sísmico. En este capítulo se hace un análisis de dos de los edificios tipos que se encuentran en el conjunto Villa Cordillera en el marco de las disposiciones y limitaciones de la norma chilena NCh433 Of 96 y NCh433 Of.93. Con este propósito se realiza

un análisis estático y dinámico de la estructura usando un modelo pseudo tridimensional de análisis de marcos equivalentes para calcular las solicitaciones debido a la acciones de peso propio, sobrecargas de uso y demandas sísmicas.

Capítulo V: Verificación del diseño según la norma NCh1928 Of93.Mod2003. En este capítulo se verifica el diseño de los muros de un edificio en el marco de las disposiciones de la norma chilena NCh1928Of. 93 “Albañilería Armada – Requisitos del diseño y cálculo”.

Capítulo VI: Conclusiones. En él se destacan las principales conclusiones teniendo en cuenta los objetivos propuestos en el estudio.

La memoria además contiene un capítulo de referencias y un conjunto de Anexos que complementan la información entregada en los seis capítulos.

CAPÍTULO 2: ANTECEDENTES GENERALES

2.1 Antecedentes de la zona en estudio

Rancagua es una comuna de la provincia de Cachapoal, provincia que pertenece a la Sexta Región del Libertador Bernardo O'Higgins, cuya ubicación se muestra en la Figura 2.1. Esta ciudad se encuentra a 87 kilómetros al sur de la ciudad de Santiago y tiene una superficie de 260 kilómetros cuadrados y una población comunal de 214.344 de acuerdo con el censo realizado en el año 2002.



Figura 2.1. Ubicación de la ciudad de Rancagua

Rancagua es la capital de la Sexta Región y de la provincia de Cachapoal, posee actividades económicas de importancia para la región y el país, las cuales se relacionan con la agricultura y la minería. Al ser la ciudad un centro económico activo, existen numerosas construcciones urbanas de distinto nivel, destacando entre ellas las viviendas sociales construidas para los sectores de la población de ingresos más bajos.

2.2 Ubicación del Conjunto Habitacional Villa Cordillera

El conjunto habitacional Villa Cordillera se ubica en el sector Nororiente de la ciudad de Rancagua en una superficie aproximada de 80.000 metros cuadrados, donde habitaban más de 2000 familias. Este sector de la ciudad se caracteriza por la alta densidad de población y por existir varios conjuntos habitacionales emplazados en una superficie reducida, como se muestra en la Figura 2.2.

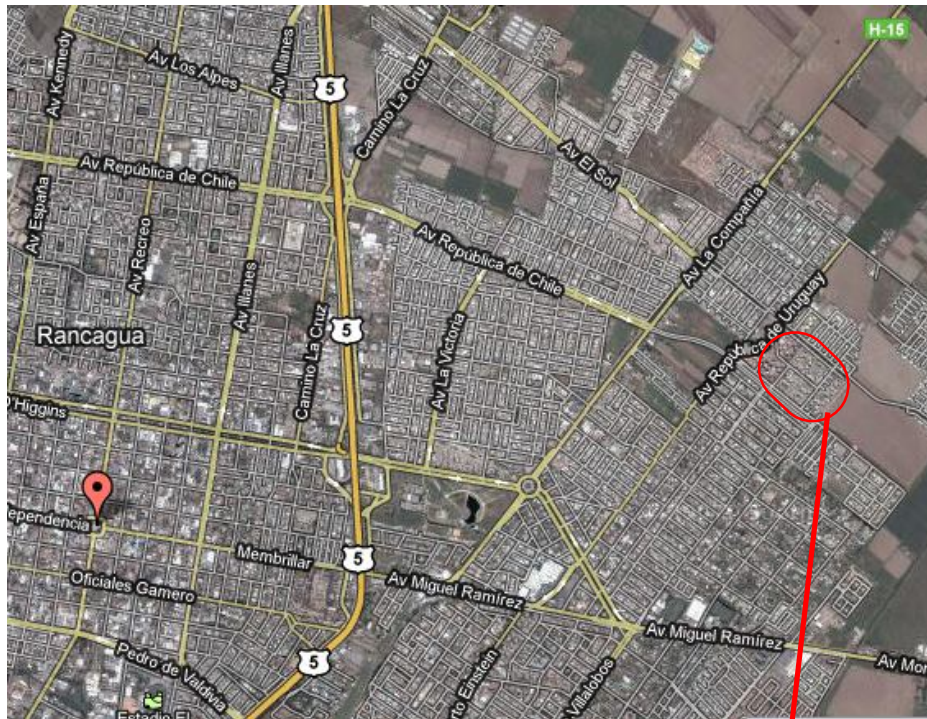


Figura 2. 2. Ubicación del conjunto habitacional Villa Cordillera

2.3 Características del suelo de fundación

El lugar donde se ubica la Villa Cordillera era utilizado anteriormente en actividades agrícolas, la exploración realizada para conocer la mecánica de suelos del lugar indica la estratigrafía de la Tabla 2.1.

Tabla 2. 1. Estratigrafía del lugar

Estratigrafía		
H1	0 y 0,13mt.	Capa Vegetal
H2	0,13 y 0,70mt.	Limo arcilloso arenoso
H3	0,7 y 1,10mt. (Hasta 1,6mt.)	Arcilla Limosa
H4	Desde 1,1m o 1,6m hasta profundidad indefinida.	Grava arcillosa

El tipo de suelo se califica como bueno en el informe de Mecánica de Suelo con características adecuadas para fundar cualquier tipo de construcciones.

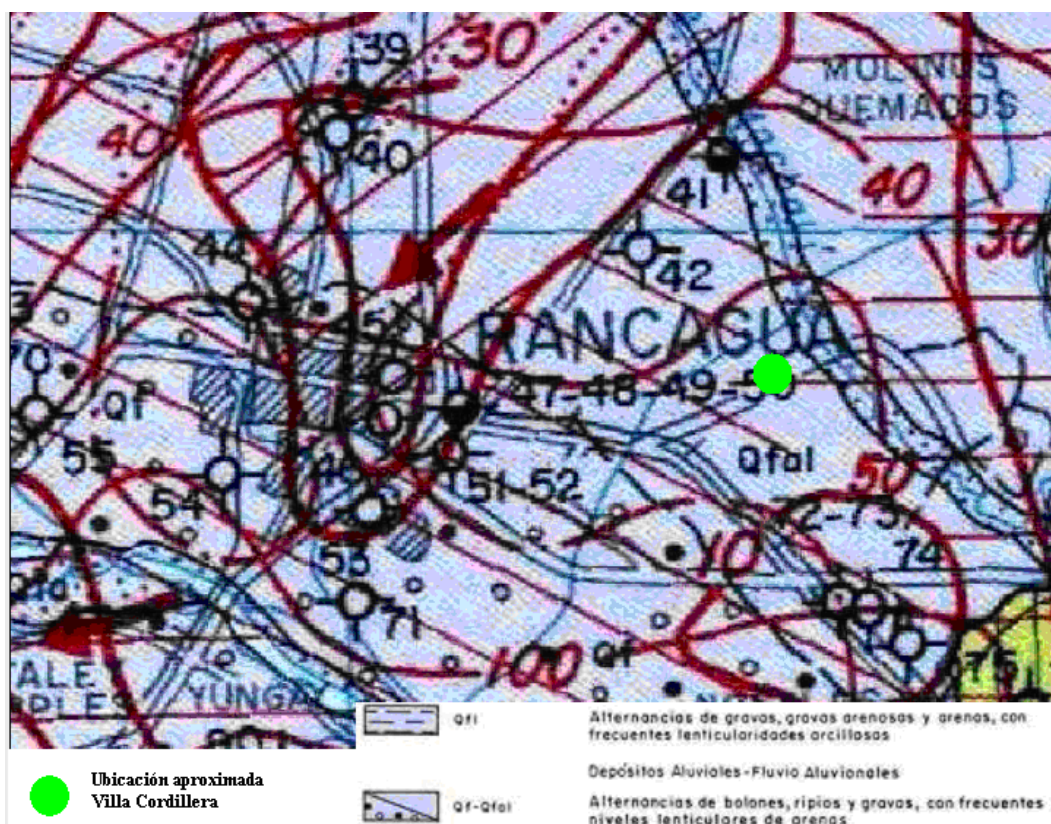


Figura 2. 3. Suelos de fundación en la zona donde se ubica el Conjunto Villa Cordillera

En la Figura 2.3 se muestra una caracterización del suelo en la región donde se ubica la Villa Cordillera (SERNAGEOMIN, 1990).

2.4 Antecedentes Sísmicos

Las costas de Chile tienen una historia de grandes terremotos originados en el contacto entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana, destacando entre ellos el terremoto de Valdivia de 1960, el más poderoso de los terremotos registrados a nivel mundial de una magnitud de momento de $M_w=9,5$ grados y

una longitud de la zona de ruptura del orden de 1000 kms, zona que se ubica inmediatamente al sur del segmento que dio origen al terremoto del 27 de febrero de 2010.

La zona afectada por el terremoto del 27 de febrero de 2010 había sido considerada por los sismólogos como un sector de alta probabilidad de ocurrencia de un sismo de gran magnitud debido a la ausencia de un terremoto importante desde 1835. En sectores vecinos, la energía acumulada por la subducción de las placas ya había sido liberada por el norte con el terremoto de Santiago de 1985 y por el sur con por el terremoto del 21 de mayo de 1960. La “laguna sísmica” generada en la costa del Centro-Sur de Chile era similar a la situación del extremo norte de Chile y se esperaba la ocurrencia de un terremoto en dicha zona por décadas.

El proceso tectónico continental de Chile indica que la placa de Nazca penetra bajo la placa Sudamericana causando movimientos permanentes a lo largo de toda la zona de contacto, ver Figura 2.4. Producto de este proceso, la subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana en la zona afectada por el terremoto del 27 de febrero estuvo retenida sin poder liberar la energía acumulada durante más de 170 años. Esta situación permitió estimar que un terremoto de magnitud entre 8 y 8,5 debía ocurrir en el futuro cercano (Morales y Sapaj, 1996).



Figura 2. 4. Subducción en la costa de Chile

2.5 Características del Sismo del 27 de Febrero de 2010

El terremoto del día viernes 27 de Febrero del 2010 sacudió la zona Centro-Sur del país a las 03:34 AM hora local. El evento tuvo una magnitud $M_w=8,8$, con un epicentro ubicado en el mar chileno en las coordenadas 35.85° S de latitud y 72.72° W de longitud, ver Figura 2.5. La profundidad focal fue de

35 Km y la duración del terremoto llegó a los 140 segundos.

El terremoto ocurrió en el borde convergente entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana, región en la cual las placas convergen a una tasa de unos 68 mm/año. El terremoto estuvo caracterizado por un mecanismo focal de falla inversa causada por la subducción de la placa de Nazca por debajo de la placa Sudamericana.

La zona de daños del terremoto se extendió desde la Quinta a la Novena Región causando cuantiosos daños en la infraestructura del país. Además producto del terremoto se originaron Tsunamis en las costas chilenas los que arrasaron con numerosas construcciones además de vidas humanas.



Figura 2. 5. Epicentro del terremoto del 27 de febrero de 2010

Las intensidades del terremoto en la zona de daños se indican en la Figura 2.5. Como se aprecia de esta figura, el terremoto causó daños en lugares alejados del epicentro afectando localidades ubicadas tanto en la Quinta Región como en la Novena Región de Chile. Esta situación muestra los efectos que produce un sismo con las características del terremoto del 27 de febrero de 2010, el cual se ubica en el quinto lugar entre los terremotos más intensos registrados en la historia sísmica mundial.

Entre las características de los registros del terremoto se encuentra que la fase fuerte del movimiento fue de 40 a 50 segundos; además en todos los registros se observa una contribución importante de las ondas de periodos comprendidos entre los 0,8 y 2 segundos en la energía liberada y altos

valores de la aceleración máxima del suelo tanto de la componente horizontal como vertical, ver Tabla 2.2.



Figura 2. 6. Intensidades sísmicas en zonas afectadas por terremoto (Astroza et Al, 2010)

Tabla 2. 2. Aceleraciones del suelo máximas registradas (Renadic, 2010)

Estación	Aceleración Máxima Horizontal (g)	Aceleración Máxima Vertical (g)	OBSERVACION
Universidad de Chile Depto Ing. Civil (Interior Edificio) Santiago	0.17	0.14	
Estación Metro Mirador Santiago	0.24	0.13	
CRS MAIPU RM	0.56	0.24	QDR. Clasificación Suelo Pendiente. Interacción Instrumento-Estructura poco probable. Pendiente Suelo-Estructura
Hosp. Tisne RM	0.30	0.28	QDR. Clasificación Suelo Pendiente
Hosp. Sotero de Río RM	0.27	0.13	QDR. Clasificación Suelo Pendiente
Hosp. Curico	0.47	0.20	QDR
Hosp. Valdivia	0.14	0.05	QDR
Viña del Mar (Marga Marga)	0.35	0.26	
Viña del Mar (Centro)	0.33	0.19	QDR

2.6 Daños en la VI Región del Libertador General Bernardo O'Higgins

Según la ONEMI, 130.237 personas quedaron damnificadas en la Región del Libertador Bernardo O'Higgins, con un número de 14.212 viviendas destruidas. El gobierno central decretó "Estado de Catástrofe" en toda la Región con el fin de entregar recursos extraordinarios para las labores de rescate y reconstrucción.

La Sexta Región del Libertador Bernardo O'Higgins sufrió diversos daños y éstos alcanzaron su mayor notoriedad en el mundo rural; varias comunidades quedaron aisladas y la comunicación con ellas tardó en recuperarse respecto a las zonas urbanas. Gran parte de las viviendas construidas en adobe de la zona quedaron completamente destruidas o inutilizables. En la comuna de Peralillo, un 90% de las viviendas quedaron inhabitables, incluyendo muchas que eran edificios patrimoniales. En tanto, en Chépica el 60% de sus viviendas se declararon inhabitables y el templo de San Antonio de Padua se derrumbó totalmente, quedando sólo en pie su torre central.

La destrucción de las viviendas no fue el único problema de las localidades rurales, es así como el cementerio de Placilla sufrió serios daños y muchos cadáveres quedaron expuestos, generando un foco infeccioso en el sector.

En Rancagua, la capital regional, el convento de la Merced quedó destruido. En la comuna, 45.192 personas quedaron damnificadas y respecto a las viviendas, 7.660 tuvieron daños menores, 3.880 tuvieron problemas graves y 505 resultaron destruidas. En cambio, la ciudad de San Fernando tuvo pocos problemas, sin embargo su vecina ciudad de Santa Cruz, sufrió varios derrumbes de viviendas y edificios históricos, acumulando el mayor número de decesos a nivel regional. El santuario de Santa Rosa de Pelequén quedó con graves daños estructurales. En el sector costero, el tsunami provocó estragos, ingresando varias cuadras al interior en la ciudad de Pichilemu y arrastrando a dos niños hacia alta mar. En Bucalemu, el mar entró hasta más de 600 metros de la línea costera.

El terremoto provocó además varios daños a la infraestructura vial, con cortes en la Ruta 5 Sur, la Carretera de la Fruta y la Carretera del Ácido. Pese a las alertas iniciales, el embalse Convento Viejo resistió el terremoto y no tuvo peligro de derrumbe. En tanto, importantes daños sufrió Monticello Grand Casino, el casino más grande de Sudamérica (ubicado en Mostazal, en el límite entre las regiones Sexta y Metropolitana), debiendo evacuar a 3.500 personas de sus dependencias al momento de ocurrir el sismo. El terremoto además habría causado grave daño a la industria vitivinícola en el valle de Colchagua, provocando una pérdida de millones de litros producto de la destrucción de bodegas y estanques y la falta de riego ante la ausencia de agua potable y electricidad, siendo el Merlot una de las cepas más afectadas.

2.7 Antecedentes de los edificios del conjunto habitacional Villa Cordillera

El conjunto habitacional Villa Cordillera está compuesto por casas y edificios, sin embargo en esta memoria se estudia sólo el comportamiento de los edificios, frente al sismo de 27 de Febrero del 2010. Entre los 110 edificios existen 61 edificios de 4 pisos y 49 edificios de 5 pisos.

El conjunto habitacional fue construido por etapas. En las primeras etapas fueron construidos los edificios de 4 pisos entregados el año 1994, posteriormente se fueron entregando gradualmente las otras etapas hasta el año 1996, fecha en que se entregó la última etapa construida con edificios de 5 pisos. En la Figura 2.7 se muestra la distribución de los edificios de 4 y 5 pisos.



Figura 2. 7. Distribución de los edificios de 4 y 5 pisos del conjunto habitacional Villa Cordillera de Rancagua

2.7.1 Antecedentes Arquitectónicos y Estructurales

El conjunto habitacional está constituido por cuatro tipologías cuyas características se indican en la Tabla 2.3. Todos los edificios poseen 4 departamentos por piso.

Tabla 2. 3. Detalle de los edificios de la Villa Cordillera de Rancagua

Edificios Tipo	Cantidad	Superficie por Planta (m ²)	Superficie Total (m ²)
A	18	184,4	3.310,2
B	43	184,4	7,929,2
C	45	184,4	8.298
C0	3	208,8	626,4
C1	1	183,4	183,4
Total Viviendas	110	Superficie Total (m ²)	20.356,2

Los edificios Tipo A y B, difieren solo en la distribución de una ventana en la fachada.

Los edificios C, C0 y C1 difieren sólo en las dimensiones de la superficie habitable y todos son de 5 pisos.

Los edificios de 4 pisos son de albañilería armada construidos con bloques de hormigón hecho a máquina unidos con mortero de cemento; estos edificios están estructurados con muros los que se ubican en la medianía y en las fachadas. Estos edificios poseen una losa de piso prefabricada tipo Trálix hasta el tercer piso, en el cuarto piso existe un coronamiento con una cadena de hormigón armado perimetral a nivel del cielo del cuarto piso. La techumbre de este tipo de edificios se construyó con cerchas de madera.

Los edificios poseen doble simetría en planta con dos ejes resistentes principales al interior de la planta. Dichos ejes son dos muros medianeros perpendiculares entre si que dividen en cuatro departamentos la planta del edificio. Los ejes resistentes exteriores tienen aberturas para puertas y ventanas, por lo que son los ejes más débiles desde el punto de vista de la capacidad sismorresistente. Las fundaciones son zapatas corridas de hormigón armado con viga de fundación.

La memoria de cálculo de los edificios se realizó en el año 1994 usando el método estático de análisis sísmico considerando la existencia de diafragmas rígidos hasta el 3er piso (losas prefabricadas). Existe un pilar de Hormigón Armado que se diseñó para soportar las cargas estáticas, sin embargo no aporta resistencia sísmica.

En la Figura 2.8 y 2.9, se muestra la elevación principal y la elevación lateral de los edificios de 4 Pisos tipo A. Considerando que en la planta existe doble simetría, las dos elevaciones representan las cuatro fachadas del edificio.



Figura 2. 8. Elevación fachada principal del edificio de 4 pisos

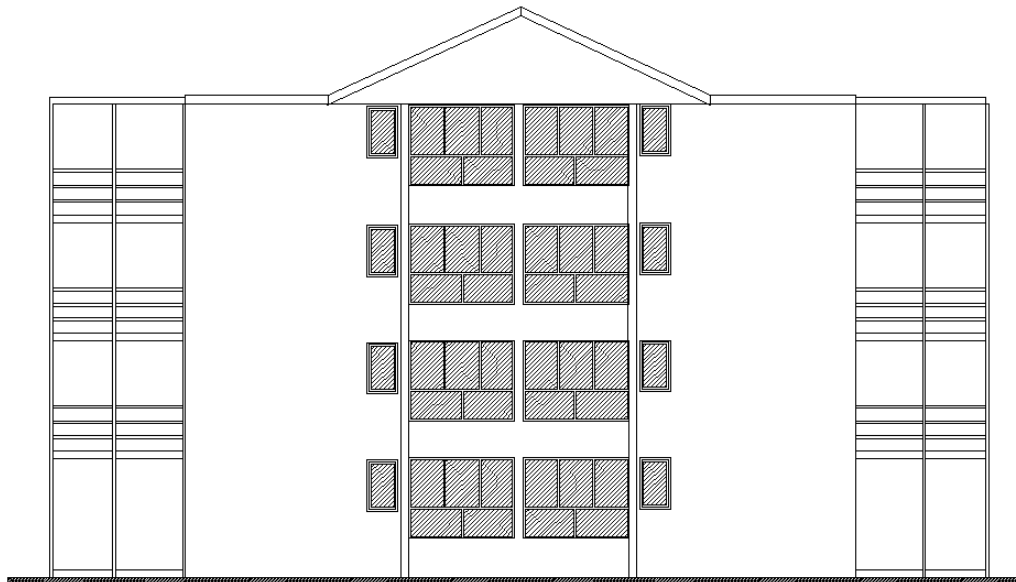


Figura 2. 9. Elevación fachada secundaria del edificio de 4 pisos

Los edificios de 5 pisos son 49, de los cuales 45 poseen una configuración similar los que fueron estudiados, primer piso es de hormigón armado y los pisos sucesivos hasta el quinto son de albañilería armada construidos con bloques de hormigón. La configuración en planta hasta el 4to piso es similar como se observa en la Figura 2.13, sin embargo, el último piso posee una configuración diferente que puede ser

observada en las elevaciones de las fachadas.

En la Figura 2.10 y 2.11 se muestra la elevación de las fachadas.

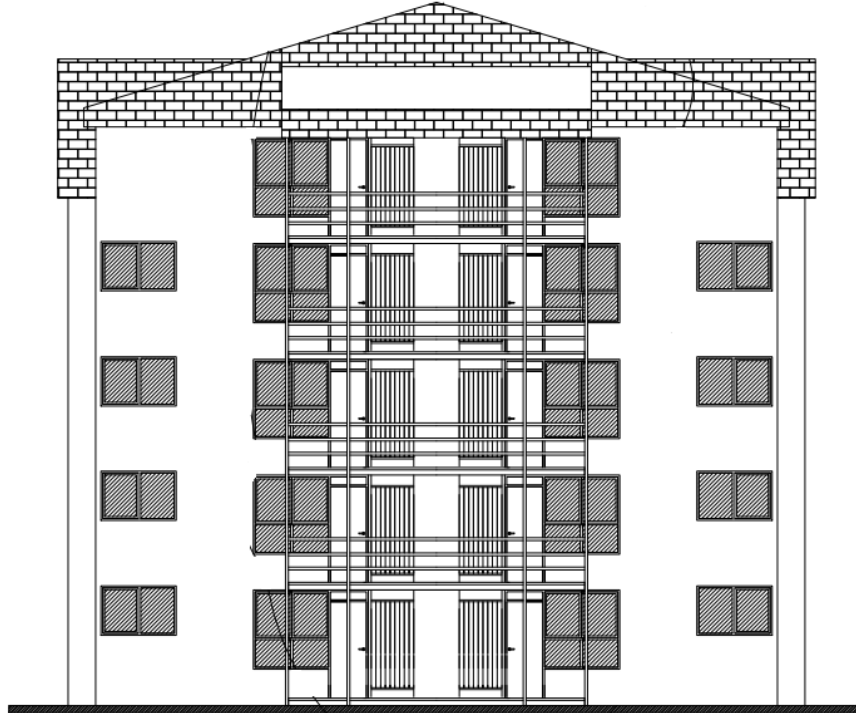


Figura 2. 10. Elevación de la fachada principal del edificio de 5 pisos



Figura 2. 11. Elevación de la fachada secundaria del edificio de 5 pisos

Los edificios de 4 pisos Tipo A y 5 pisos Tipo C poseen plantas idénticas en todos los pisos por lo

que la planta mostrada en la Figura 2.13, corresponde a la planta tipo. En la Figura 2.12 no se observa la ubicación de las aberturas por lo que es necesario revisar las fachadas donde si es posible conocer la ubicación de puertas y ventanas. Los muros interiores no poseen aberturas.

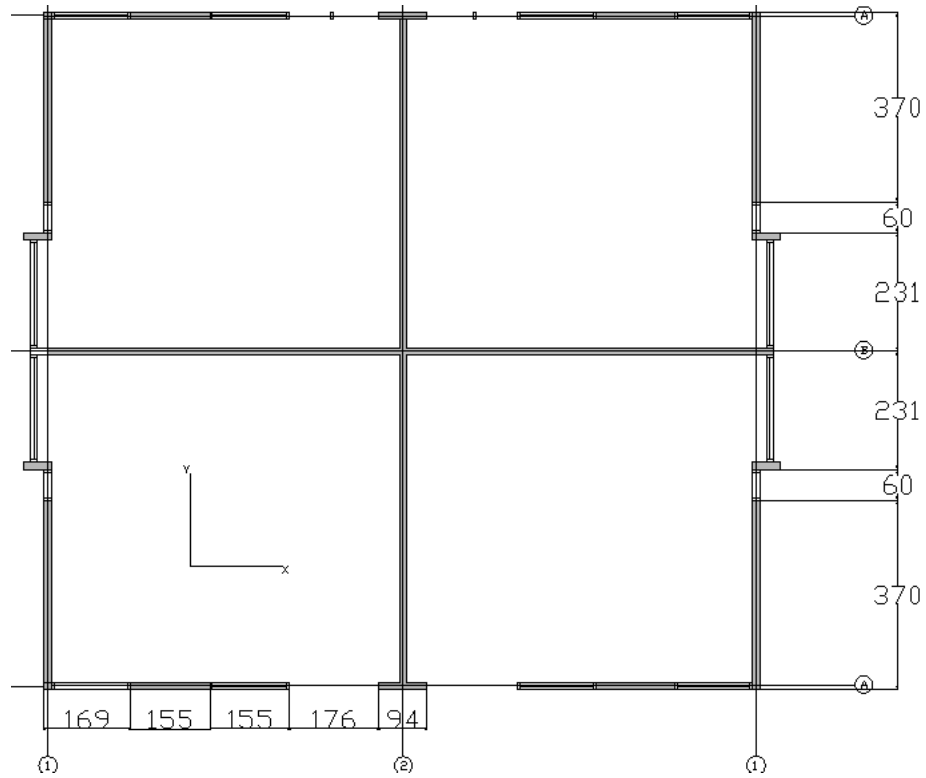


Figura 2. 12. Planta tipo edificio 4 Pisos Tipo A

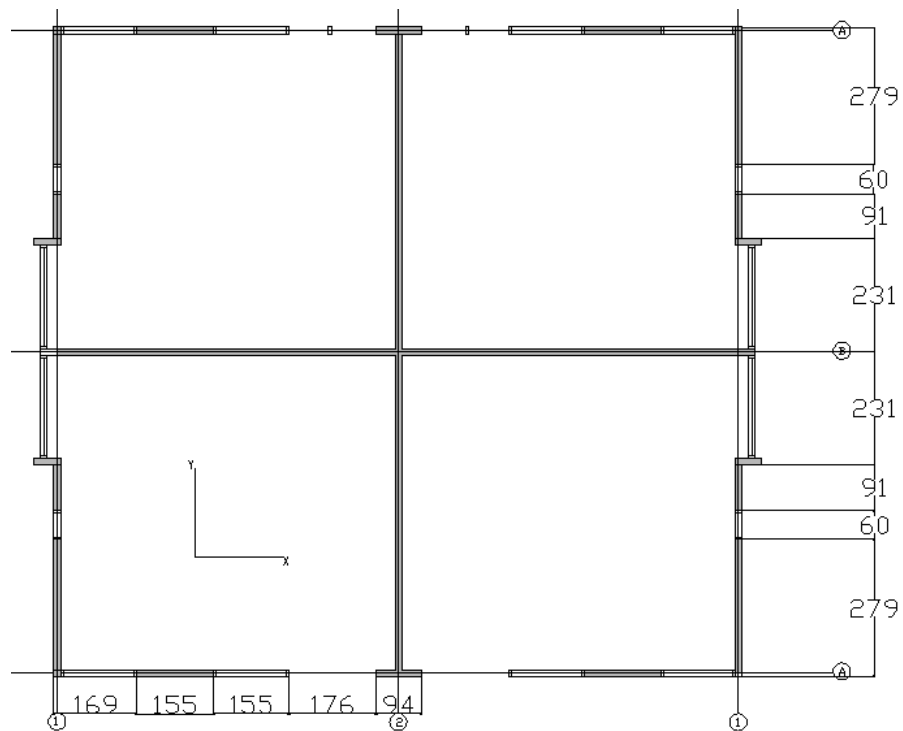


Figura 2. 13. Planta tipo Edificio de 5 Pisos

2.7.2 Materiales

➤ **Bloques**

Los bloques son del tipo hueco hechos a máquina fabricados con cemento por la empresa Multicret. La dimensión del bloque es de 14 x 19 x 39 cm.

➤ **Acero de Refuerzo**

El acero de la armadura de refuerzo vertical y armadura horizontal de los muros de albañilería armada es del tipo A44-28H.

➤ **Mortero de Pega**

Los bloques fueron unidos con mortero fabricado con 1 parte de cemento, 0,22 partes de cal hidráulica y 4 partes de arena.

➤ **Estructura de Techumbre**

Está constituido por cerchas de pino apoyadas en las cadenas de hormigón armado ubicadas sobre los muros del cuarto o quinto piso.

➤ **Pisos**

Los pisos del 1o, 2do, 3er, (4to en edificio 5 pisos) piso están construidos con losas prefabricadas del tipo Trálix.

El cielo del último piso está formado por plancha de yeso-cartón de 8 mm.

2.8 Albañilería Armada

Según la norma de diseño y cálculo, la albañilería armada es una albañilería que lleva incorporados refuerzos de barras de acero en los huecos verticales y en las juntas o huecos horizontales de las unidades embebidos en mortero (INN, 1993).

En este tipo de albañilería reforzada se considera que trabaja como un todo el acero y las unidades de albañilería, condición que se cumple sólo en la medida que las armaduras de refuerzo queden muy bien adheridas con la albañilería. La armadura se dispone de dos formas: acero vertical colocado en los huecos de las unidades, los que deben ser rellenos con un hormigón de relleno, y acero horizontal colocado en las juntas horizontales de mortero o en huecos horizontales, ver Figura 2. 14.

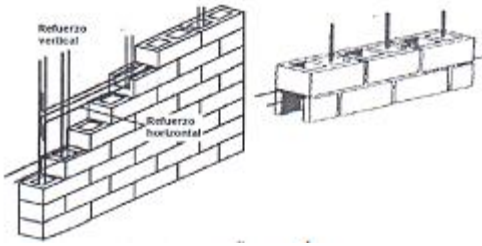


Figura 2. 14. Refuerzos en una albañilería armada

Según la norma NCh1928.Of93, el hormigón de relleno es un material de consistencia semi-fluida que resulta de mezclar cemento, arena, gravilla y agua, con lo que se debe lograr adherencia entre el refuerzo vertical y las unidades de albañilería.

2.8.1 Antecedentes del comportamiento sísmico de la albañilería armada construida con bloques de hormigón

El empleo de bloques de hormigón en la construcción de edificios ha experimentado un aumento en su uso, especialmente en zonas donde la arcilla no es abundante y los costos de transporte son altos. El norte de Chile es la zona que mayor utilización realiza de este material.

La albañilería armada construida con bloques de hormigón ha presentado un mal comportamiento frente a los terremotos que han ocurrido en Chile. Los estudios realizados por Román (2009) y Santander (2007) en el norte de Chile, dan muestras de este mal comportamiento sísmico.

En el estudio de Santander (2007), se señala que las viviendas no cumplen varias disposiciones de la norma en lo referente al diseño, y además presentan irregularidades en la continuidad de los muros a lo alto del edificio. Los daños provocados por el terremoto de Tarapacá del año 2005 en las viviendas de albañilería armada fueron severos, a pesar de haber sido diseñadas por profesionales y de contar con las cuantías mínimas de armadura de refuerzo exigidas por las normas chilenas.

En el estudio de vulnerabilidad realizado por Román (2009), se indica que las viviendas de albañilería construidos con bloques de hormigón edificadas en el Norte de Chile han demostrado poseer deficiencias producto de la calidad de sus materiales y de la ejecución de la construcción.

CAPITULO 3: DAÑO E ÍNDICES DE VULNERABILIDAD SISMICA

3.1 Daños

La metodología usada para determinar el nivel de daño corresponde al procedimiento propuesto por el ingeniero Santiago Arias Soto (Arias, 1976).

3.1.1 Metodología para realizar la encuesta de daños






Para realizar la encuesta de daños se confeccionó un esquema de la planta de los edificios en la cual se destaca la estructura resistente de los distintos pisos. En esta planta se destaca el elemento estructural dañado mediante una flecha, la cual apunta el centro de gravedad de la falla (ver Figura 3.1). En esta flecha se dibujan cuatro cuadrantes con la información siguiente: en el cuadrante 1 se individualiza el elemento estructural dañado de acuerdo con una designación preestablecida, en el cuadrante 2 se muestra un esquema de la falla, en el cuadrante 3 se indica las dimensiones principales de la falla y en el cuadrante 4 se indica el grado de daño de la falla de acuerdo con la escala de daños escogida.



Figura 3. 1. Individualización del daño

Para establecer el grado de daño, se usó la escala de Intensidades Macrosísmicas MSK-64 (Medvedev et al., 1964). Esta escala de daños ha sido usada en Chile en los estudios de microzonificación sísmica realizados en diferentes ciudades del país y en los estudios de los efectos de los terremotos ocurridos en Chile en los últimos 40 años, adaptándola a las características de las construcciones chilenas (Monge y Astroza, 1989). La escala de daños reconoce 5 grados o niveles de daños, los que se ordenan en forma creciente desde el grado 1 al grado 5 (Ver Tabla 3.1).

Tabla 3. 1. Escala de daños (EMS, 1998)

	<p>Grado 1: Sin daño o daño leve (Sin daño estructural, daño estructural leve) Grietas muy delgadas en pocos muros. Caídas de pequeños pedazos de revello (<i>astuca</i>) Caída de rocas sueltas desde la parte alta de edificios en muy pocos casos.</p>
	<p>Grado 2: Daño moderado (Daño estructural leve, daño no estructural moderado) Grietas en muchos muros Caída de pedazos grandes de revello. Colapso parcial de chimeneas.</p>
	<p>Grado 3: Daño substancial a severo (Daño estructural moderado, daño no estructural moderado) Grietas largas y extensas en casi todos los muros. Caída de tejas. Fractura de las chimeneas en la línea del techo; falla de elementos individuales no estructurales (particiones, tabiquería).</p>
	<p>Grado 4: Daño muy severo (Daño estructural severo, daño no estructural muy severo) Falla seria en muros, falla estructural parcial de techos. Falla de techos y pisos</p>
	<p>Grado 5: Destrucción (Daño estructural muy severo) Colapso o casi colapso total.</p>

En la Tabla 3.1 se entrega la descripción de los grados de daño en los edificios de albañilería según la versión moderna de la escala MSK, Escala Europea de Intensidades Macrosísmicas (EMS-98) y en la Tabla 3.2 se entrega la descripción propuesta para las construcciones chilenas (Monge y Astroza, 1989). En la Tabla 3.2 se agrega el Grado 0, como una forma de representar aquellas estructuras que no sufren ningún tipo de daño durante el terremoto. El criterio utilizado durante la inspección en terreno, corresponde al detallado en la Tabla 3.2, ya que existen estudios previos que permiten utilizar estos grados de daño para determinar el grado de intensidad sísmica a partir de los daños (Monge, 1989).

Tabla 3. 2. Descripción de los daños propuesta por Monge y Astroza (1989)

Grado de daño (D _i)	Descripción
0	Sin daños.
1	<i>Daños leves:</i> Daños menores en estucos: fisuras en los estucos y caída de pequeños trozos de estucos.
2	<i>Daños moderados:</i> Grietas horizontales en antetechos, tímpanos y chimeneas. Grietas verticales en encuentros de muros, sin que se produzca separación. Grietas finas en los muros.
3	<i>Daños severos:</i> Caída de antetechos o parapetos, tímpanos o partes de chimeneas. Grietas verticales en encuentros de muros con evidente desaplomo de los muros. Grietas diagonales en los muros con anchos mayores que 3 mm.
4	<i>Dstrucción o colapso parcial:</i> Caída parcial o total de un muro.
5	<i>Colapso:</i> Caída de más de un muro. Colapso total.

Para asignar el grado de daño del piso en cada uno de los edificios del conjunto Villa Cordillera, se usan dos criterios:

- a. **Criterio 1:** El grado de daño del piso corresponde al grado de daño mayor observado en cualquiera de los muros de albañilería del piso independiente de la dirección y ubicación en que se encuentra el muro donde se produce el daño mayor.
- b. **Criterio 2:** Se considera el “Grado Medio de Daño del piso”, G_m (Monge y Astroza, 1989), el cual está dado para cada dirección por piso por la ecuación 3.1:

$$G_m = \frac{\sum_{i=1}^N D_i N_i}{N}$$

Ecuación 3.1

Donde:

D_i: representa un valor del 1 al 5 de acuerdo con el grado de daño observado en el muro i.

N_i: es el número de muros que presentan un grado de daño D_i para la dirección considerada del piso estudiado.

N: es el número total de muros en cada dirección del piso estudiado.

La justificación para usar el Grado Medio de Daño en cada edificio del conjunto, está en la misma

escala EMS-98, la cual recomienda no dar demasiado peso a las observaciones extremas o más desastrosas, para no sobreestimar los efectos del terremoto.

Para determinar el grado de daño de cada edificio del conjunto habitacional Villa Cordillera, se revisaron piso por piso los 110 edificios de la villa. La ficha con la cual se hizo la inspección en terreno se presenta en el ANEXO A, donde se incluye algunas fichas tipo con los daños de un edificio de 4 y 5 pisos. El número con el cual se identifica cada edificio corresponde a la numeración hecha en el loteo que se describe en el ANEXO A.

Debido a que la mayoría de los edificios poseen recubrimientos de latas por el exterior para protegerlos de los efectos de las lluvias, ver Figura 3.2, la inspección de los departamentos se hizo por el interior.



Figura 3. 2. Recubrimientos externos de los edificios para protegerlos de la humedad

3.1.2 Resultados del análisis de los daños

El catastro de daños se realizó para cada uno de los edificios del conjunto habitacional. En el ANEXO A se detalla el grado de daño asignado a cada muro en cada piso de cada uno de los edificios durante la inspección. Además se observa la ficha utilizada para registrar los daños con datos reales obtenidos en terreno, de esta forma se reconoce el daño, la ubicación del daño, el grado de daño y un esquema que representa la forma de la grieta.

De la inspección de daños se determina el grado de daño de los edificios de acuerdo con los dos criterios destacados, lo que permite conocer el comportamiento de los edificios frente al terremoto e identificar el piso que sufrió el mayor daño.

a. Análisis de los daños en función del grado de daño máximo por piso

Teniendo en cuenta el mayor grado de daño por piso, se observa que en los edificios de cuatro pisos, los daños más graves se produjeron principalmente en el primer y segundo piso. Además se

comprueba que en ninguno de los edificios hubo un grado de daño G5, al no haber colapso de algún edificio; sin embargo los daños en los edificios son graves (iguales o mayores que G3) (ver Tabla 3.3), lo que obligó a la Dirección de Obras de la Ilustre Municipalidad de Rancagua a decretar la inhabilitación del conjunto habitacional.

Fotos con daños registrados en edificios tipo G3:



Fotos con daños registrados en edificios tipo G4:

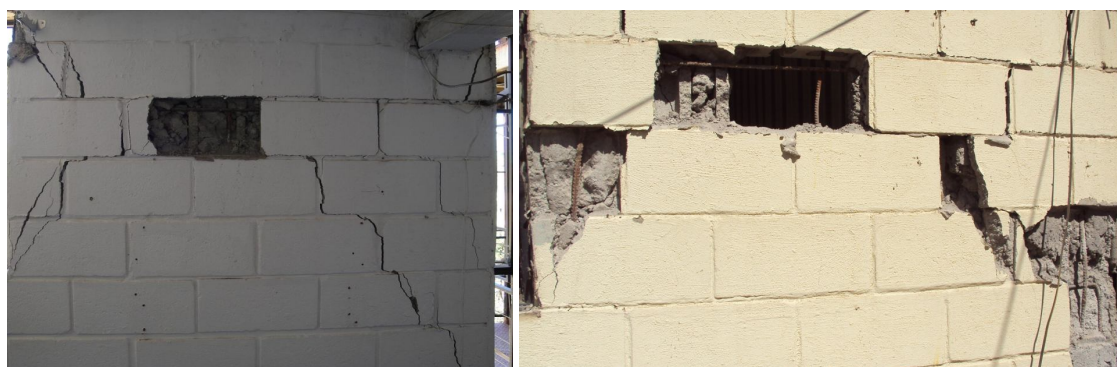


Tabla 3. 3. Grado máximo de daño por piso en los 61 edificios de cuatro pisos

Grado de Daño por Piso en Edificios de 4 Pisos					
PISO	Grado 0 y 1	Grado 2	Grado 3	Grado 4	Grado 5
1	7	18	15	21	0
2	5	35	13	8	0
3	21	27	11	2	0
4	48	9	3	1	0

La distribución del grado máximo de daño por piso de los 61 edificios de cuatro pisos se muestra en la Figura 3.3.

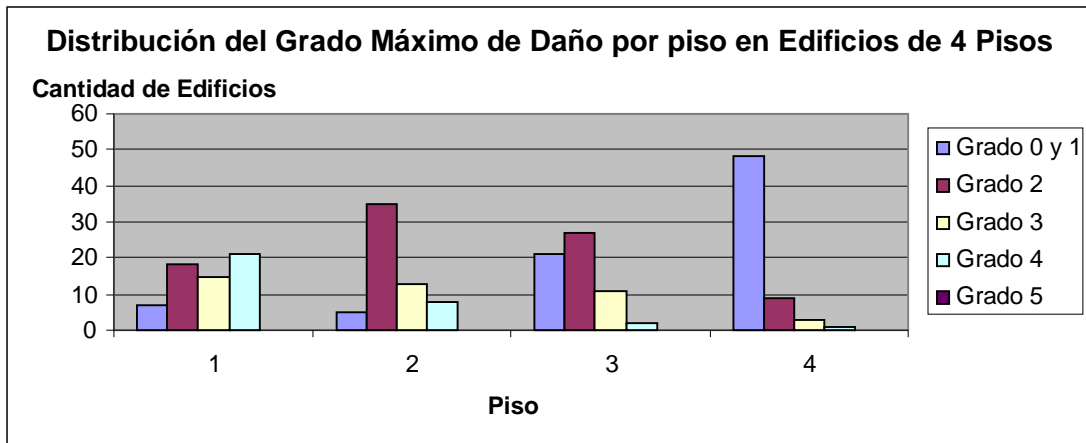


Figura 3. 3 Distribución del grado de daño máximo por piso en los 61 edificios de cuatro pisos

En los 49 edificios de cinco pisos, los daños mayores se produjeron en el segundo piso, siendo nuevamente la albañilería armada la que controló el comportamiento de estos edificios. Además se observa de la Tabla 3.4 que el primer y el quinto piso no sufrieron daños.

Tabla 3. 4. Grado de daño máximo por piso en los edificios de cinco pisos

Grado de Daño por Piso en Edificios de 5 Pisos					
PISO	Grado 0 y 1	Grado 2	Grado 3	Grado 4	Grado 5
1	49	0	0	0	0
2	0	10	29	10	0
3	2	31	13	3	0
4	26	16	7	0	0
5	49	0	0	0	0

La distribución del grado máximo de daño por piso de los edificios de cinco pisos se muestra en la Figura 3.4.

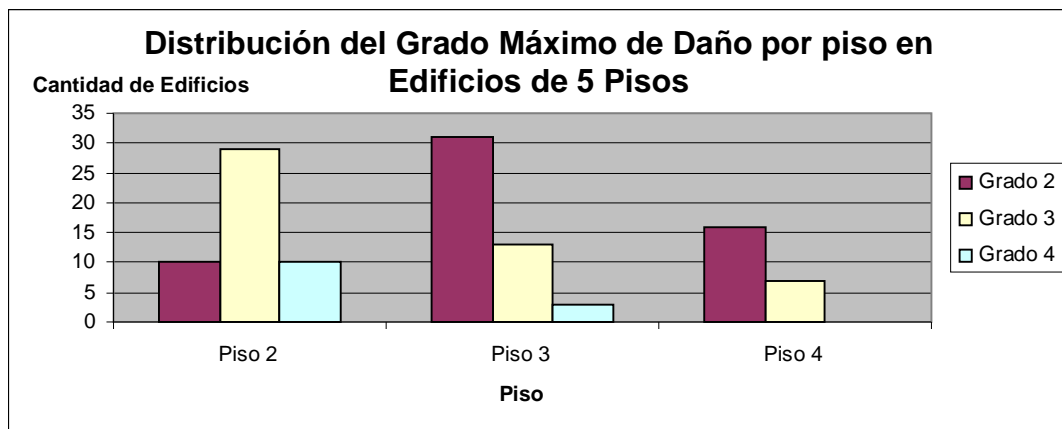


Figura 3. 4. Distribución del grado de daño máximo por piso en los edificios de cinco pisos

Los daños más frecuente son producto de la fuerza de corte a los cuales fueron sometidos los muros de la estructura durante el sismo, materializándose como una grieta diagonal (45°). El daño en los machones de las fachadas causó desprendimiento de los bloques en los casos más graves.

Fotos con daños provocados por el terremoto:



A través de las grietas diagonales se pudo observar que el hormigón de relleno en la mayoría de los casos no rellenaba completamente el hueco que aloja la armadura vertical. Además debido a la mala calidad del mortero de pega, hubo agrietamiento horizontal en los muros medianeros a la misma altura alrededor de toda la planta, causando el desprendimiento de material en algunos casos o fractura de los bloques.

Fotos con daños provocados por el terremoto:



Los pisos que no tuvieron daños importantes presentan agrietamiento escalonados en los muros a través de la junta del mortero, lo que constituye una prueba de la mala adherencia entre el mortero y el

bloque de hormigón. Este tipo de daño es un índice de la mala calidad de los morteros utilizados y de la ejecución de la obra.

Fotos con daños provocados por el terremoto:



En el gráfico de la Figura 3.5 se indica el número de edificios que presentaron un grado de daño máximo G3 o G4. En el gráfico de esta figura se observa que el grado de daño máximo más frecuente es el grado G3 o G4 respectivamente, lo que representa un grado de daño grave.

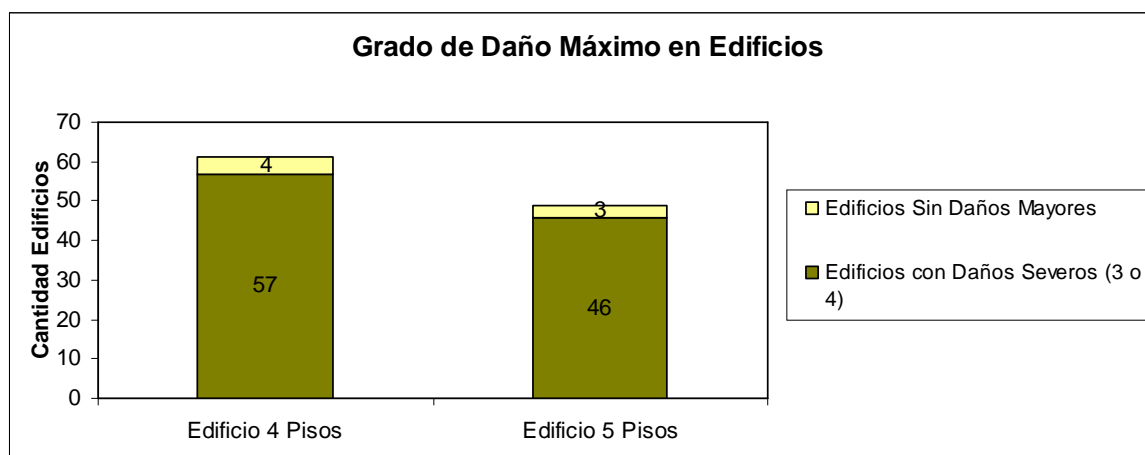


Figura 3. 5. Número de edificios con un grado de daño máximo G3 o G4

De acuerdo con estos resultados, se comprueba que de los 110 edificios del conjunto habitacional Villa Cordillera (61 de 4 pisos y 49 de 5 pisos), 103 edificios resultaron con daño grado 3 o 4 en alguno de sus elementos estructurales. Además, en la mayoría de los edificios el daño máximo se concentró en un piso por lo que el resto de los pisos resultaron con daños menores.

Para visualizar la distribución del daño, en la Figura 3.6 se muestra el grado de daño máximo en el piso más dañado de cada edificio del conjunto Villa Cordillera.

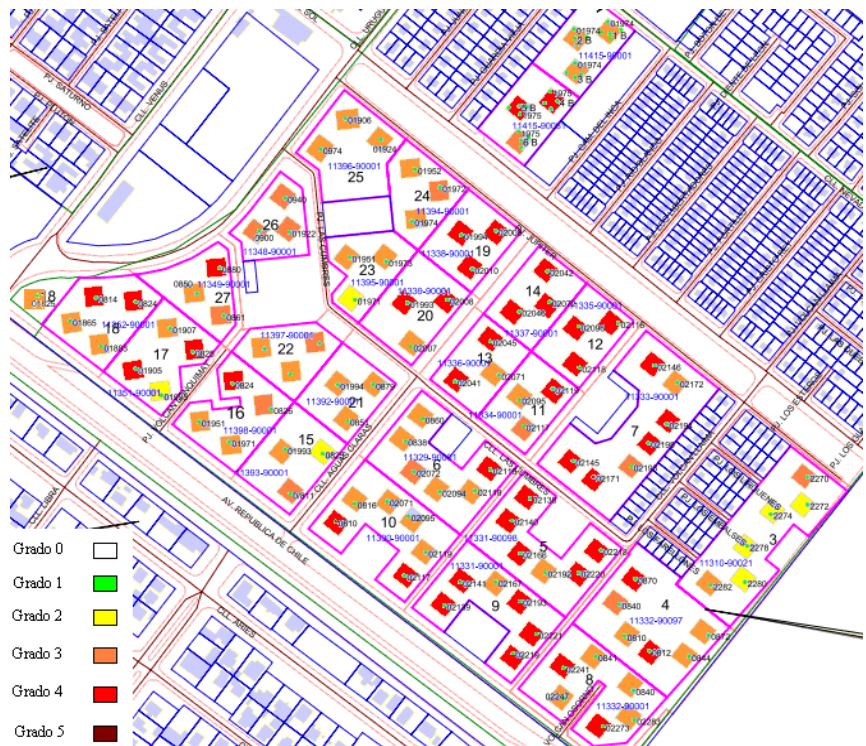


Figura 3. 6. Grado de daño máximo en cada edificio del conjunto habitacional Villa Cordillera

En las Figuras 3.7 y 3.8 se muestra la distribución del daño grave en los pisos de los edificios de 4 y 5 pisos. Esto permite conocer el piso donde se concentran los mayores daños.

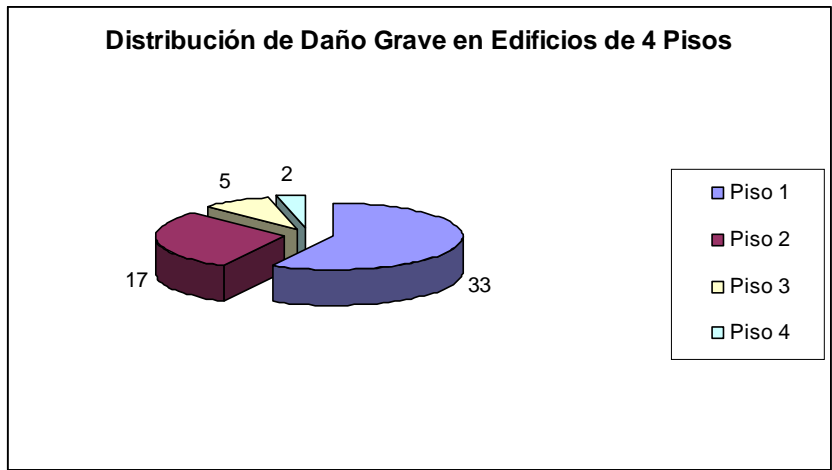


Figura 3. 7. Distribución de Daño grave por piso en Edificios de 4 pisos

Del gráfico de la Figura 3.7 se observa que en los edificios de cuatro pisos, el piso que más presentó el grado de daño G3 y G4 fue el primero, sin embargo en el segundo piso también se presentó estos niveles de daño. En el tercer y cuarto piso tuvieron estos niveles de daños una mínima cantidad de los edificios; lo cual es una prueba más de la mala calidad de la construcción.

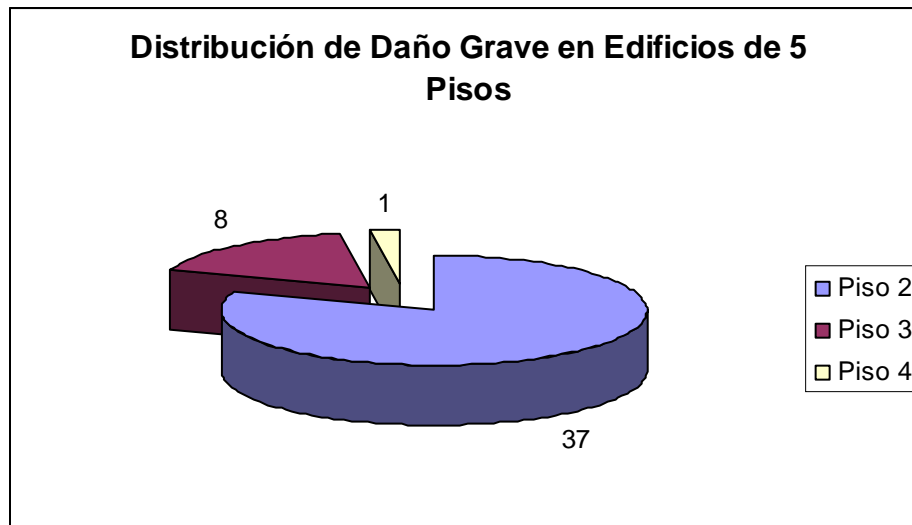


Figura 3. 8. Distribución de Daño grave por piso en Edificios de 5 pisos

La Figura 3.8 muestra que en los edificios de 5 pisos, el piso más afectado fue el segundo, lo cual se explica por el cambio de hormigón armado a albañilería armada de bloques de hormigón. Además se observa que en el primer y quinto piso no hubo daños G3 o G4, y en el tercer y cuarto piso hubo algunos edificios con estos niveles de daño, lo que indica nuevamente un mal comportamiento de los edificios de 5 pisos.

b. Análisis de los daños en función del grado de daño medio por piso en cada dirección de la planta

A diferencia del criterio utilizado anteriormente, en este caso se determina el grado medio de daño en cada una de las direcciones principales de los edificios (ver Figura 2.11).

Para determinar el grado medio de daño se utiliza la ecuación 3.1 y se consideran los muros en cada una de las direcciones de la planta, 7 muros en la dirección X y 5 muros en la dirección Y. En el ANEXO A, se entregan los grados de daños de los muros en cada dirección y el grado de daño medio que resulta para cada piso en cada una de las direcciones.

En la Figura 3.9 se pueden observar los resultados del catastro de los edificios al utilizar el criterio del grado medio de daños cuando se promedia el grado medio de la dirección X con Y, para obtener un valor por piso. En esta figura se muestra el mayor valor de Grado Medio de Daño por edificio sin importar el piso donde se haya presentado el daño, además se observa que ningún edificio posee Grado 0, lo que indica que todos los edificios presentan algún elemento con algún nivel de daño.

El grado medio de daño entre 0 y 1, indica que los edificios poseen daños menores en su estructura, de manera que no afecta de manera grave la resistencia sísmica de los edificios. El grado medio de daño entre 1 y 2, indica que existen varios muros con daños moderados o alguno con daño grave, lo

que indica que los edificios no están con riesgo de colapso y no poseen un daño generalizado. El grado medio de daño superior a 2, indica que muchos de los muros poseen daños graves, de manera que la estructura ha perdido capacidad sismorresistente. En los edificios en que existe un grado medio de daño superior a 3, implica que el piso posee daños graves en los muros tanto en la dirección X como Y, por lo que las capacidades resistentes de la estructura son mínimas y existe peligro de colapso ante cualquier evento sísmico de magnitud considerable.



Figura 3. 9. Distribución Grado Medio de Daño en el piso con mayor daño de la Villa Cordillera

A continuación se presenta un resumen de los grados medios de daño para cada una de las direcciones (X e Y) de los edificios de 4 y 5 pisos.

Edificios de 4 Pisos:

➤ **Dirección X**

En la Tabla 3.5 se entrega el número de edificios de 4 pisos cuyo grado medio de daño en la dirección X de la planta se encuentra en el rango de valores destacado para los distintos pisos.

Tabla 3. 5. Grado Medio de Daño en Edificios de 4 pisos (Dirección X)

Grado de Daño Medio (Dirección X)						
	$G_M=0$	$0 < G_M \leq 1$	$1 < G_M \leq 2$	$2 < G_M \leq 3$	$3 < G_M \leq 4$	$G_M > 4$
Piso 1	6	24	18	9	4	0
Piso 2	0	45	14	2	0	0
Piso 3	11	45	4	0	1	0
Piso 4	41	18	2	0	0	0

En la dirección X, el primer piso es el que mayor cantidad de daño presenta encontrándose 18 edificios con un grado medio de daño entre 1 y 2, y 9 edificios con un grado medio mayor que 2, lo que se puede considerar como un nivel de daño grave por la cantidad de muros con daños del grado 3 y 4 que ello representa. Los edificios que poseen grado de daño medio mayor a 3, significa que poseen la mayor cantidad de sus muros con grado de daño grave siendo existiendo un riesgo de colapso para estos edificios. De esta forma, considerando el daño en todos los muros orientados en la dirección X de la planta, el primer piso es el más afectado.

➤ **Dirección Y**

Los resultados para esta dirección se entregan en la Tabla 3.6.

Tabla 3. 6. Grado Medio de Daño en Edificios de 4 pisos (Dirección Y)

Grado de Daño Medio (Dirección Y)						
	$G_M=0$	$0 < G_M \leq 1$	$1 < G_M \leq 2$	$2 < G_M \leq 3$	$3 < G_M \leq 4$	$G_M > 4$
Piso 1	8	13	14	14	12	0
Piso 2	13	30	11	5	2	0
Piso 3	31	23	6	1	0	0
Piso 4	54	6	1	0	0	0

En la dirección Y de la planta se observa que la cantidad de edificios con grado medio de daño sobre 3 es considerable, lo que indica que estos edificios en la dirección Y de la planta presentan un mayor riesgo de colapso debido a que todos los muros están con daños considerados graves.

➤ **Comparación del grado medio de daño por piso en ambas direcciones**

En la Tabla 3.7 se indica el valor del grado medio de daño en cada dirección de la planta y el valor promedio del grado medio de daño en ambas direcciones por piso. Al analizar estos valores se observa que en la dirección del eje Y el grado medio de daño es mayor que en la dirección del eje X en el primer piso, lo que se debe, entre otros factores, a que en la dirección Y hay una menor cantidad de muros.

Tabla 3. 7. Promedio Grado Medio de Daño por piso en Edificios de 4 pisos

Grado Medio de Daños			
PISO	EJE X	EJE Y	Promedio
1	1.29	1.71	1.50
2	0.82	0.86	0.84
3	0.45	0.39	0.42
4	0.14	0.05	0.10

En la Figura 3.10 se observa que sólo en el primer piso existe una clara diferencia en los grados medios de daños, en los otros pisos el grado medio de daño, tanto del eje X como el eje Y, son similares. De esta forma se observa que el primer piso en la dirección Y de la planta no fue capaz de resistir las cargas sísmicas sin sufrir un daño severo (ver Figura 3.11); sin embargo en la dirección del eje X tampoco resistió adecuadamente las cargas a pesar que el grado medio de daño disminuye.

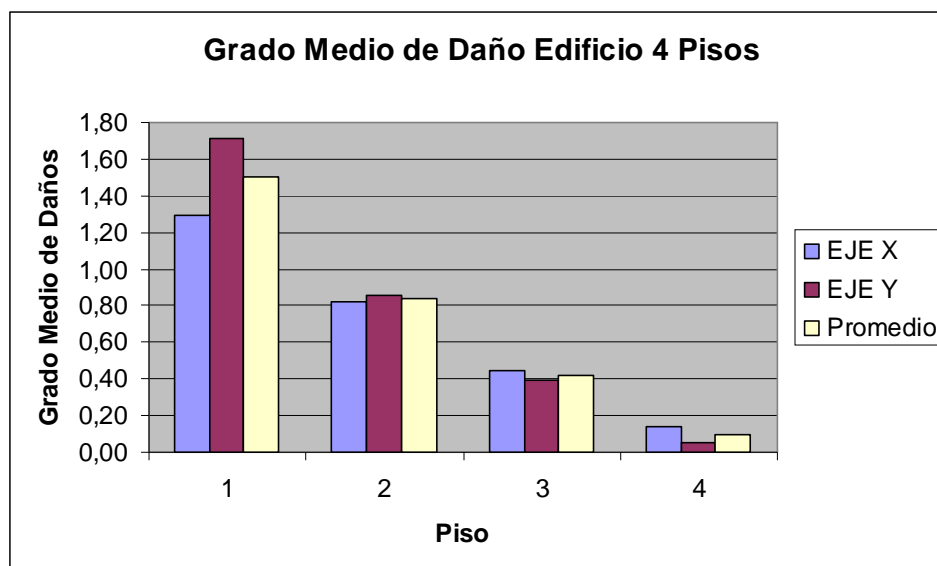


Figura 3. 10. Grado Medio de Daño Edificios 4 pisos

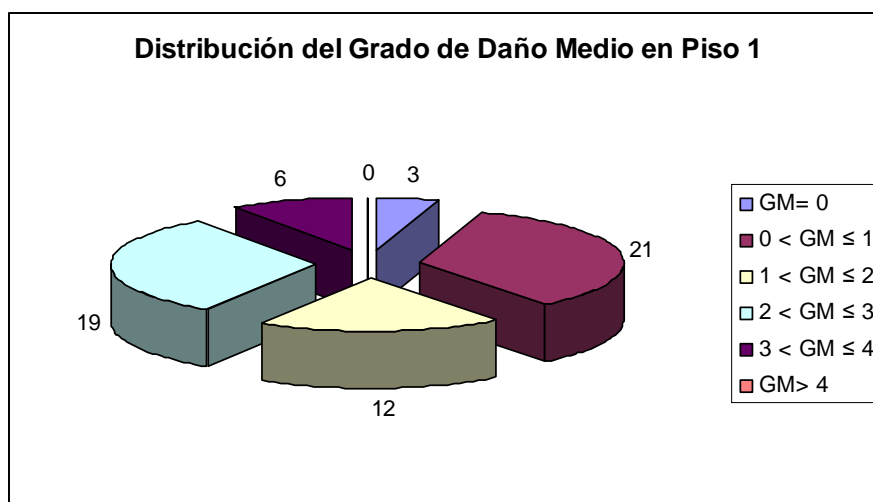


Figura 3. 11. Distribución del Grado de Daño Medio en Piso 1

Edificios de 5 Pisos:

En los edificios de 5 pisos, no existió daño considerable en el primer piso ni en el último piso, por lo que la mayor parte del daño se concentró en el segundo y tercer piso. El primer piso de hormigón armado no tuvo ningún tipo de falla.

➤ **Dirección X**

En la Tabla 3.8, se observa el grado medio de daño en los edificios de 5 pisos en la dirección X, cuyos valores indican que la mayor parte del daño se encuentra en el segundo piso con valores entre 1 y 2, que indican daños importantes en alguno de los muros de esa dirección.

Tabla 3.8. Distribución grado medio de daños edificio de 5 pisos (dirección X)

Grado Medio de Daño por Piso en Edificios de 5 Pisos (Dirección X)						
	$G_M=0$	$0 < G_M \leq 1$	$1 < G_M \leq 2$	$2 < G_M \leq 3$	$3 < G_M \leq 4$	$G_M > 4$
Piso 1	49	0	0	0	0	0
Piso 2	0	26	19	4	0	0
Piso 3	1	44	4	0	0	0
Piso 4	27	20	2	0	0	0
Piso 5	49	0	0	0	0	0

➤ **Dirección Y**

En la Tabla 3.9, se observa el daño en los edificios de 5 pisos en la dirección Y, cuyo daño está concentrado en el segundo piso con varios edificios con grado mayor a 2 y algunos con grado mayor a 3, que indican daños graves en la mayoría de los muros del piso. De manera que el daño es importante e indica que la estructura ha perdido capacidad sismorresistente.

Tabla 3.9. Distribución grado medio de daños edificio de 5 pisos (dirección Y)

Grado Medio de Daño por Piso en Edificios de 5 Pisos (Dirección Y)						
	$G_M=0$	$0 < G_M \leq 1$	$1 < G_M \leq 2$	$2 < G_M \leq 3$	$3 < G_M \leq 4$	$G_M > 4$
Piso 1	49	0	0	0	0	0
Piso 2	1	11	22	12	3	0
Piso 3	7	28	12	0	2	0
Piso 4	36	10	3	0	0	0
Piso 5	49	0	0	0	0	0

Los resultados del grado medio de daño para los edificios de 5 pisos se indican en la Tabla 3.10.

Tabla 3. 10. Promedio Grado medio de daño por piso en edificios de 5 pisos

Grado Medio de Daños			
PISO	EJE X	EJE Y	Promedio
1	0.00	0.00	0.00
2	1.08	1.73	1.41
3	0.55	0.85	0.70
4	0.20	0.20	0.20
5	0.00	0.00	0.00

En el caso de los edificios de 5 pisos se observa en la Figura 3.12 que el eje Y sufrió daños mayores, sin embargo no existe una diferencia muy marcada con el valor en la dirección X. De esta forma, lo más destacable es que el daño se concentra en el segundo piso (ver Figura 3.12) por el cambio de material y por las deficiencias de construcción observadas en las albañilerías de los edificios.

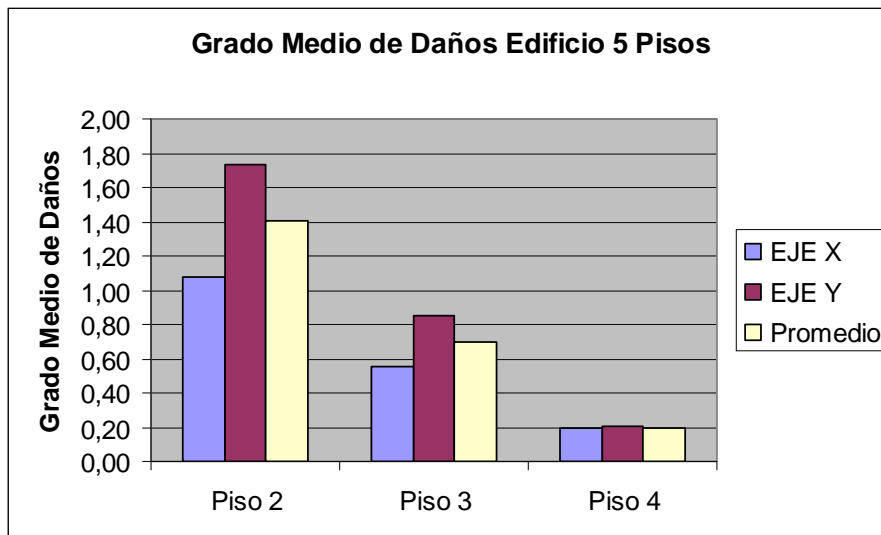


Figura 3. 12. Grado Medio de Daños Edificio 5 Pisos

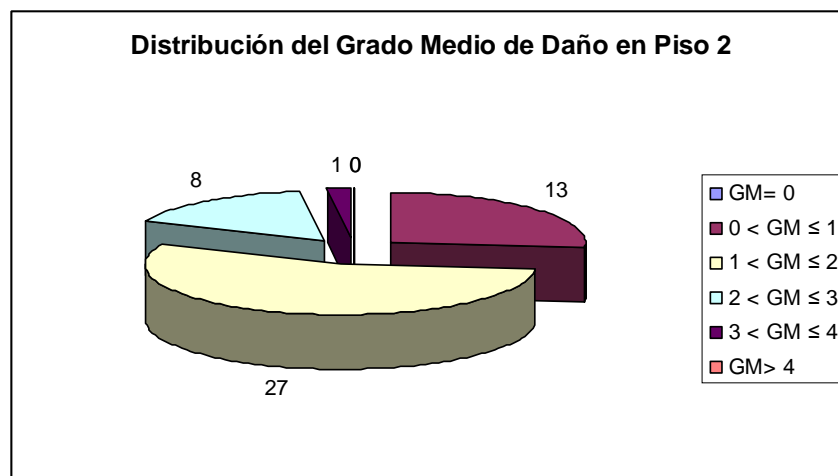


Figura 3. 13. Distribución del Grado Medio de Daño en Piso 2

En la figura 3.13, se observa la distribución de daño del piso 2, esta indica que la mayor cantidad del daño en los edificios se encuentra entre el grado 1 y 2, sin embargo existen varios edificios con daño mayor a 2 que representan a los edificios más dañados con gran cantidad de muros con daño grave.

De esta forma el cambio de rigidez entre hormigón armado y albañilería, entre el primer y segundo piso, puede ser el indicador de que el daño esté concentrado en el segundo piso.

3.1.3 Patrones de agrietamiento observados

Los patrones de agrietamiento observados corresponden a una falla por el esfuerzo de corte que produce la acción sísmica contenida en el plano de los muros, falla que se materializa como una grieta diagonal o una grieta horizontal cuando hay una baja adherencia mortero-unidad. En la mayoría de los casos, el agrietamiento afectó tanto a los muros de las fachadas como a los muros interiores. Como ya se ha destacado, este tipo de falla se presentó con mayor frecuencia en los muros del primer piso de los edificios de 4 pisos y en el segundo piso de los edificios de 5 pisos.

En las Figuras 3.14 y 3.15 se muestra el patrón de daño observado en las fachadas de los edificios de 4 pisos, este daño corresponde a la falla que se presenta con más frecuencia en los muros de los edificios de albañilería.

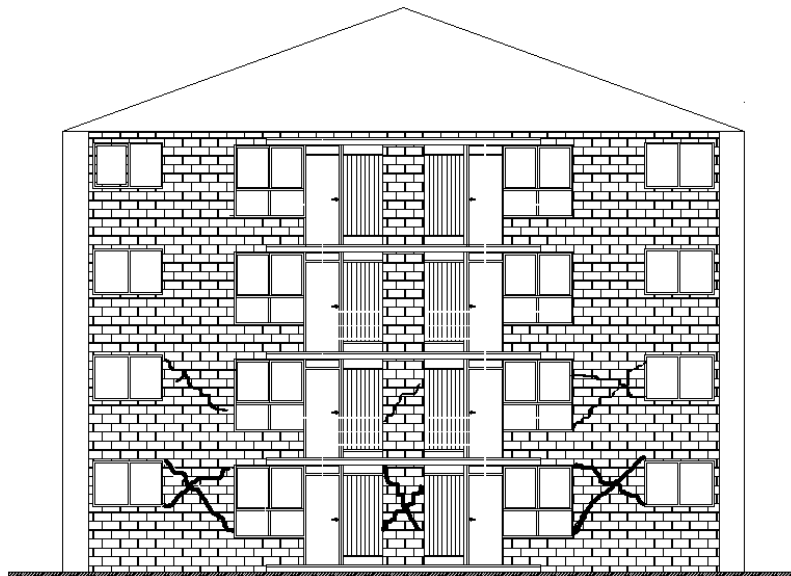


Figura 3. 14. Formas de fallas observadas en fachada eje X, edificio 4 pisos

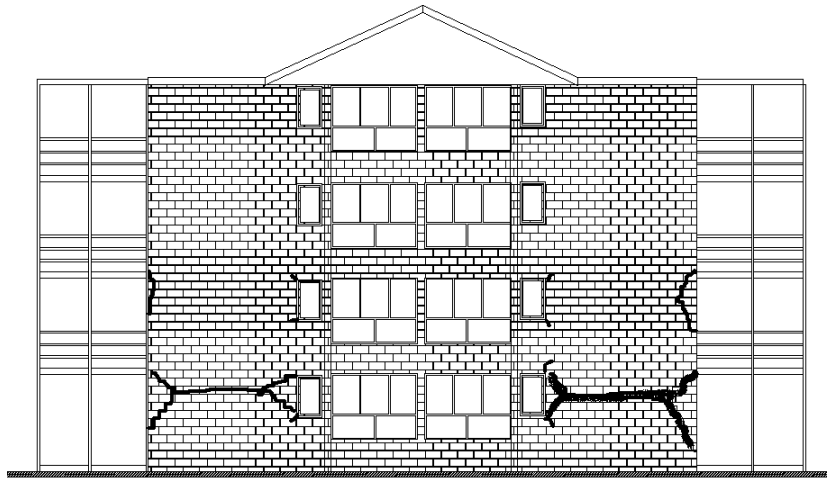


Figura 3. 15. Formas de fallas observadas en fachada eje Y, edificio 4 pisos

En el caso de los edificios de 5 pisos el daño se produjo en el segundo piso y el patrón de daño corresponde al mostrado en las Figuras 3.16 y 3.17.

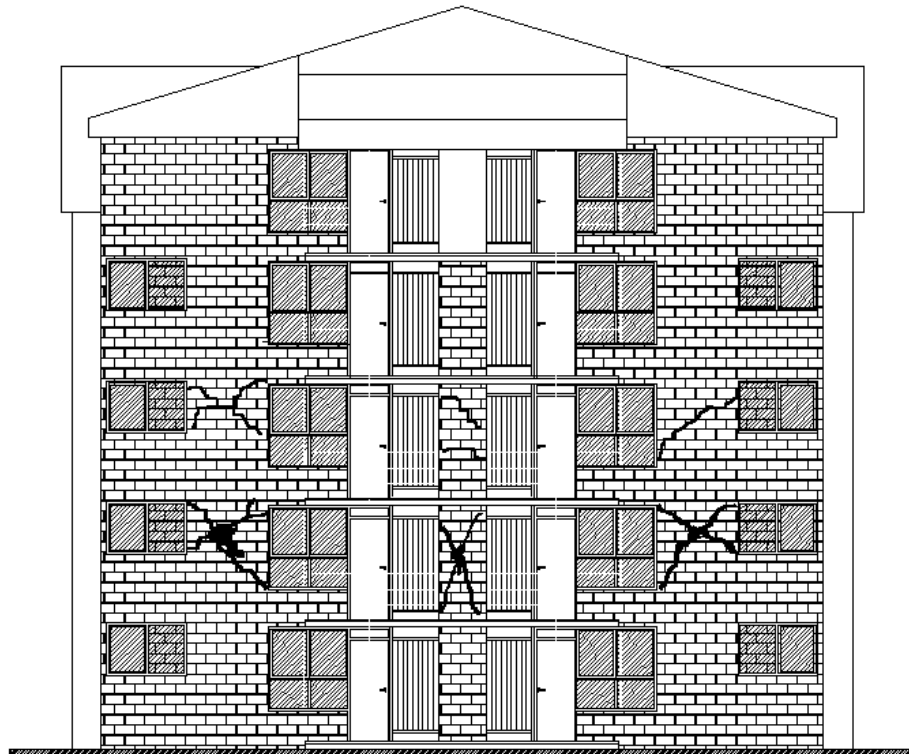


Figura 3. 16. Formas de Falla observadas en fachada eje X, edificio 5 pisos



Figura 3. 17. Formas de Falla observadas en fachada eje Y, edificio 5 pisos

Además de los patrones de daño mostrados en las Figuras 3.14, 3.15, 3.16 y 3.17, en la visita realizada se pudo observar daños de otras características; entre ellos se pueden destacar:

➤ **Grietas en los encuentros de muro:** Este tipo de falla se presenta en la intersección de muros, para las situaciones siguientes:

i. **Esquinas de la planta:** En la Figura 3.18 de la planta del edificio se destacan las cuatro esquinas de la estructura donde se produjeron este tipo de grietas. La trayectoria de las grietas, ver Figura 3.19, indica la mala adherencia entre los materiales, grieta escalonada siguiendo la junta entre los bloques de hormigón a lo alto del muro. Este tipo de falla se observó en los pisos que fueron dañados más gravemente, por lo que en la mayoría de los casos se observó este daño en solamente un piso de la estructura dañada.

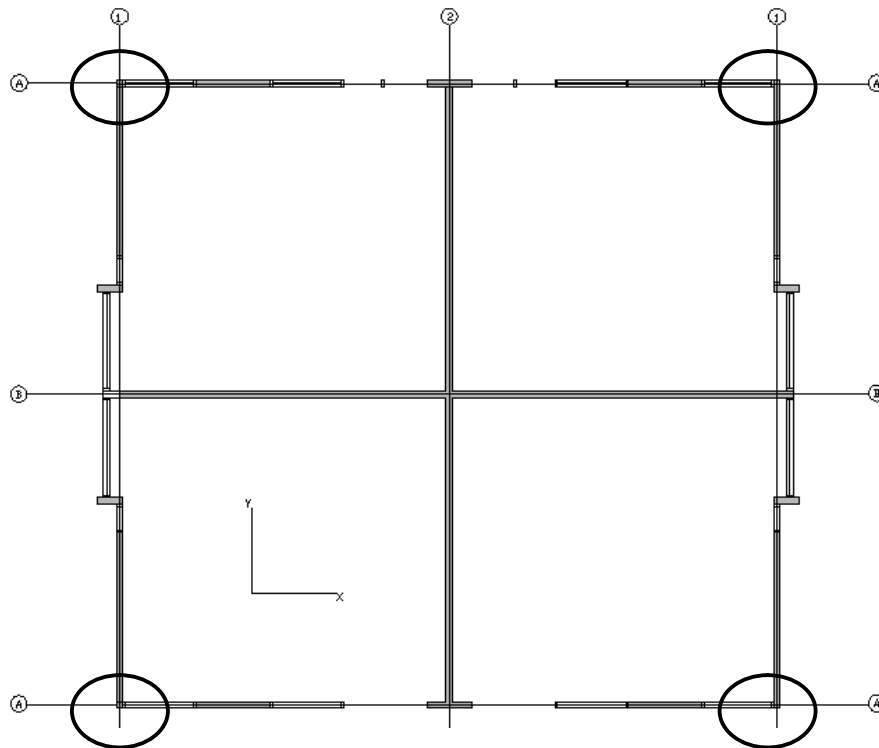


Figura 3. 18. Grietas en encuentros de muros de planta tipo edificios Villa Cordillera

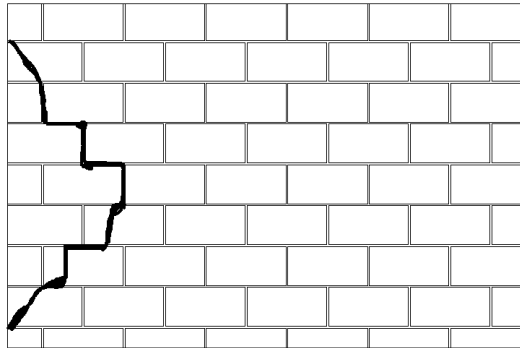


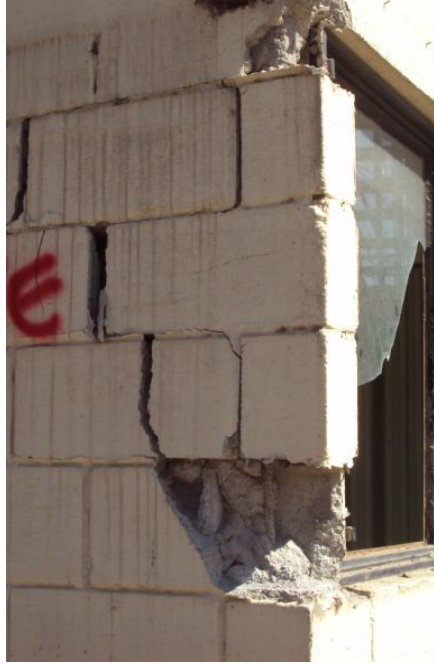
Figura 3. 19. Falla tipo observada en encuentro de muros

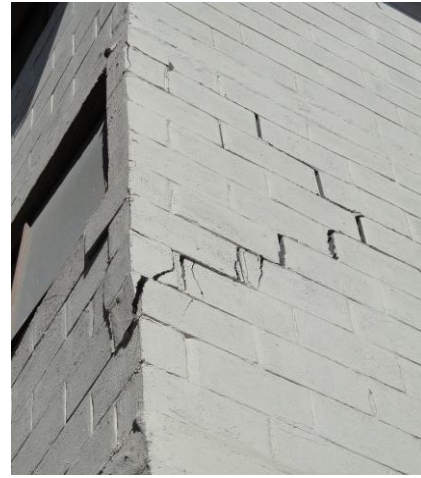
ii. *Grietas en la intersección del muro medianero con las fachadas:* En la intersección del eje 2 con el eje A, el movimiento perpendicular al plano del muro del eje A, causó severos daños al muro del eje A por su esbeltez. En la Figura 3.21 se observa el daño tipo que sufrió este elemento.

iii. *Grietas en la intersección de los muros medianeros:* En esta intersección no hubo problemas.

A continuación se muestran fotos que detallan las fallas en los encuentros entre los muros.

Fotos de daños producidos por el terremoto en el encuentro de muros:





- **Fallas en muros medianeros:** Los muros medianeros son los que aportan la mayor rigidez y resistencia a la estructura, ya que son muros sin aberturas que cruzan completamente la planta del edificio a lo largo de los ejes B y 2. A pesar de ser muros muy largos, estos muros resultaron dañados seriamente. En algunos casos el eje B tuvo mayor daño y en otros el eje 2. En pocos edificios los daños se produjeron en ambos ejes resistentes.

Las grietas en estos muros son horizontales a lo largo de ellos, la mayoría de estas grietas coincide con la armadura horizontal de la estructura provocando la exposición de la armadura cuando había desprendimiento de bloques, además existe agrietamiento escalonado en los extremos del muro. En los casos que se observó desprendimiento de bloques y quedó a la vista la armadura horizontal, indicaría que la adherencia entre los elementos parece ser la principal causa de los daños en estos muros.

La falla observada en estos elementos se muestra en la figura 3.20 tanto para el eje 2 como el eje B.

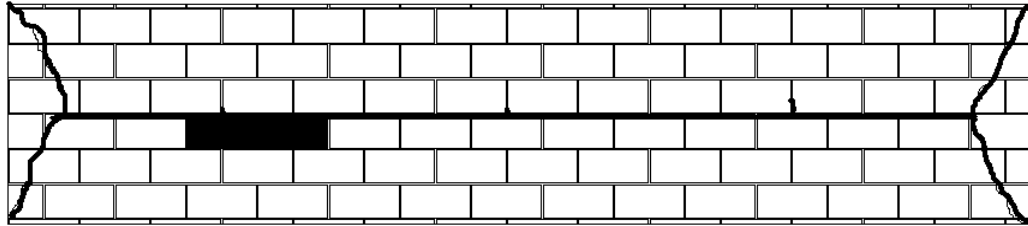


Figura 3. 20. Falla tipo observada en muros medianeros

Fotos de fallas en muros medianeros provocadas por el terremoto:



- **Agrietamiento diagonal de los muros perimetrales:** Estos muros fallaron por efecto del esfuerzo de corte. Este tipo de falla fue la más recurrente y se presentó de dos maneras, como una grieta diagonal con una inclinación aproximada de 45° que atraviesa tanto la unidad como la junta de mortero (situación que corresponde a una buena adherencia entre el mortero y la unidad), o como una grieta escalonada que sigue la junta de mortero, producto de una baja adherencia entre el mortero y la unidad.

Los muros perimetrales fueron severamente afectados, el origen de ello puede ser la trituración y desprendimiento de los bloques de hormigón.

En las fotos adjuntas se muestran las fallas observadas en terreno en los muros perimetrales de la estructura.

Fotos de fallas en muros perimetrales provocadas por el terremoto:





- **Falla del machón entre las puertas de ingreso a los departamentos:** Este muro entre puertas es corto y alto, por lo que debido a su esbeltez su contribución es menor. Además en muchos casos, al fallar el muro medianero del eje 2 fuera del plano, el deslizamiento que se produce provoca un desplazamiento fuera del plano de este machón.

En la Figura 3.21 se observa el daño tipo que sufrió este machón. Observándose en algunas de ellas la caída de los bloques por efecto del desplazamiento fuera del plano del muro.

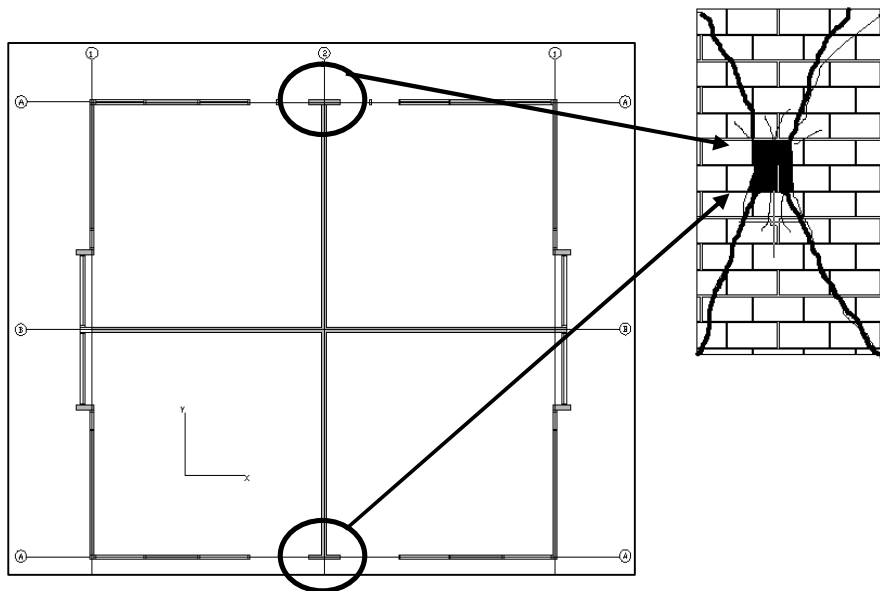


Figura 3. 21. Falla tipo observada en machón central

Fotos de daños observados en machón central provocados por el terremoto



- **Losa de pisos:** Las losas del segundo, tercer y cuarto piso (edificio 5 pisos), son losas prefabricadas formadas por viguetas y bovedillas con una sobrelosa de hormigón armado. Estas losas no tuvieron daños, sin embargo en la etapa de construcción quedaron con desniveles.

Fotos de losa tipo tráliz sin daño



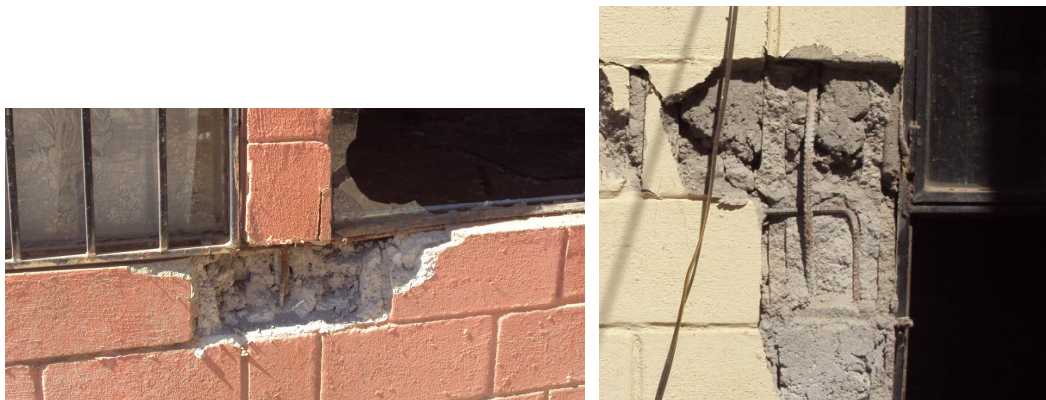
- ***Escalera:*** Las escaleras son estructuras independientes de acero, ubicadas por fuera de los edificios, y no sufrieron daños durante el sismo.

Foto escalera sin daño:



Armadura de refuerzo: Se pudo apreciar algunos problemas relacionados con los detalles de anclaje y con el diámetro de las barras, lo que reduce la contribución de las armaduras provocando los niveles de daños descritos y mostrados anteriormente.

Fotos armadura expuesta observada en terreno provocada por el terremoto:



- **Calidad de los materiales:** La baja capacidad de adherencia entre el bloque de cemento y el mortero de pega y entre hormigón de relleno y el acero de refuerzo contribuyó en el comportamiento observado. Como se puede apreciar en las fotos adjuntas, la barra de acero no está embebida en el hormigón de relleno; además en algunos casos se observó que el hormigón de relleno estaba fabricado con arena sin árido grueso y en otros casos este relleno no existía encontrándose en su lugar relleno con papel de sacos de cemento.

Fotos de daño provocado por el terremoto a los edificios:



Producto de la calidad de los materiales, estos edificios presentaron filtraciones de aguas lluvias en los primeros años posteriores a su entrega, es decir el agua traspasó los muros de las fachadas lo que obligó a recubrir los muros con láminas metálicas como se aprecia en la Figura 3.22.



Figura 3. 22. Recubrimiento colocado en edificios debido a filtraciones de aguas lluvia

3.1.4 Modificaciones estructurales en edificios por parte de sus dueños.

Las modificaciones realizadas por los dueños en los edificios fueron escasas, lo que se pudo comprobar durante la inspección en terreno. La mayoría de las modificaciones corresponden a rellenos de las aberturas de ventanas, incorporación de nuevas aberturas para ventanas o retiro de antepechos.

En las fotos siguientes se observa las modificaciones más comunes que se observaron en los

edificios, las que en su mayoría se realizaron en el primer piso. Los pisos superiores no fueron modificados mayormente debido a que el acceso de los edificios es externo, existiendo solo una vía de acceso.

Además los departamentos interiormente estaban divididos por tabiques solamente, por lo que para cambiar la distribución de los departamentos se realizaban modificaciones en la distribución de la tabiquería sin afectar los elementos que forman parte de la estructura del edificio.

Fotos de ampliaciones realizadas por los dueños a departamentos:



Entre las modificaciones de los edificios, la más importante es aquella que perfora los muros sismorresistentes perimetrales para agregar puertas adicionales en el primer piso.

Otra modificación observada en los edificios es la apertura de puertas en los muros medianeros para conectar dos departamentos. En general estas modificaciones fueron puntuales y no representan a todos los edificios, por lo que no hubo un daño mayor producto de los cambios hechos por los dueños.

Fotos de ampliaciones realizadas por los dueños a departamentos:



Las modificaciones realizadas por los propietarios son escasas por lo que no se puede considerar que fueron determinantes en el comportamiento sísmico observado de las estructuras, sin embargo no es recomendable realizar cambios de cualquier tipo en la estructura sin la asesoría de profesionales capacitados.

3.2 Determinación de la clase de vulnerabilidad a partir de los daños provocados

Según Monge y Astroza (1989), las intensidades sísmicas de un terremoto se puede relacionar con el grado medio de daño y la Clase de Vulnerabilidad a la cual pertenece un tipo de construcción de acuerdo con la Tabla 3.11.

Tabla 3. 11. Intensidad sísmica v/s grado medio de daño según clase de vulnerabilidad de la estructura

Grados de Intensidad	Construcciones Tipo		
	A	B	C
5	0.06	0.00	0.00
6	0.60	0.05	0.00
7	2.50	1.35	0.05
8	3.50	2.50	1.50
9	4.35	3.50	2.50
10	4.75	4.35	3.50
11	5.00	4.75	4.50

Para los efectos de utilizar la Tabla 3.11, las construcciones chilenas se han clasificado en clases de vulnerabilidad de acuerdo con lo indicado en la Tabla 3.12.

Tabla 3. 12. Clases de vulnerabilidad según el tipo de estructura

Clase de Vulnerabilidad
Tipo A.: Edificios de Adobe, edificios de mampostería de piedra unida con barro
Tipo B: Edificios de albañilería simple, edificios de mampostería de piedra unida con mortero de cemento.
Tipo C: Edificios de albañilería reforzada con pilares y cadenas de hormigón armado

Como se aprecia en la Tabla 3.12, en ella no se indica la clase de vulnerabilidad a la cual pertenecen los edificios de albañilería construidas con bloques huecos de hormigón. Como resultado del estudio realizado por Román (2006), se puede aceptar que este tipo de construcción clasificaría como una Clase B de vulnerabilidad cuando se trata de edificios de uno y dos pisos. Para verificar si esta asignación de clase de vulnerabilidad es válida para edificios con las características de los de Villa Cordillera de Rancagua se determina el grado de la intensidad sísmica a partir de los criterios de grado de daño adoptados en el análisis de los daños de los edificios de este conjunto habitacional. Estos edificios fueron diseñados por un Ingeniero, y deberían cumplir las reglamentaciones de las normas chilenas, por lo tanto la clase de vulnerabilidad a la que pertenecen debería ser C.

3.2.1 Determinación de la intensidad del terremoto a partir del grado de daño máximo de los muros

Para calcular la intensidad sísmica se ha considerado el valor del grado medio de daño calculado con el criterio del grado máximo de daño en los muros del primer piso de cada uno de los edificios de cuatro pisos y del segundo piso para los edificios de cinco pisos. Para obtener el grado medio de daño se consideraron los 61 edificios de 4 pisos y los 49 edificios de 5 pisos.

Conocido el grado medio de daño, con la Tabla 3.11 se calcula la intensidad sísmica aceptando que los edificios pertenecen a las Clases de Vulnerabilidad A, B o C.

➤ Edificios de 4 Pisos:

Para los edificios de 4 pisos, en la Tabla 3.13 se indica la intensidad resultante junto con el grado medio de daño del conjunto de edificios.

Tabla 3. 13. Intensidad sísmica según grado medio de daño, Edificio 4 pisos

PISO	Grado Medio de Daño Primer Piso	Grado de Intensidad según Clase de Vulnerabilidad		
		A	B	C
1	2.77	7.3	8.3	9.3

Revisando los valores de la Tabla 3.13, se observa que los valores de la intensidad del sismo para el lugar donde se ubica la Villa Cordillera es del orden de 7 grados si se considera que los edificios pertenecen a una Clase A de vulnerabilidad y de 8 grados si se considera que pertenecen a una Clase B de vulnerabilidad y sobre 9 grados si se considera la Clase C. Teniendo en cuenta el valor de la intensidad sísmica estimada para la ciudad de Rancagua por Astroza et al. (2010), $I_{MSK} = 6.5$, y aceptando que el suelo donde se ubica el conjunto habitacional Villa Cordillera es de propiedades similares al suelo que se encuentra en torno de la plaza de Rancagua, se concluye que los edificios de la Villa Cordillera debieran clasificarse en una Clase A de vulnerabilidad para que la intensidad sísmica estimada a partir de los daños máximos experimentados en los edificios de 4 pisos sea similar a la obtenida por Astroza et al. (2010). Este resultado no hace más que confirmar que la calidad sismorresistente de estos edificios es muy baja.

➤ Edificios de 5 pisos:

En la Tabla 3.14 se indica la intensidad resultante junto con el grado medio de daño en el segundo piso del conjunto de edificios de 5 pisos.

Tabla 3. 14. Intensidad sísmica según grado medio de daño, Edificio 5 pisos

PISO	Grado Medio de Daño Primer Piso	Grado de Intensidad según Clase de Vulnerabilidad		
		A	B	C
2	3.00	7.5	8.5	9.5

Revisando los valores de la Tabla 3.14, se observa que los valores de la intensidad sísmica para el lugar donde se ubica la Villa Cordillera es del orden de 7.5 grados si se considera que los edificios pertenecen a una Clase A de vulnerabilidad, de 8.5 grados si se considera que pertenecen a una Clase B de vulnerabilidad y 9.5 grados si se considera Clase C.

Teniendo en cuenta los antecedentes destacados para los edificios de 4 pisos, se concluye que los edificios de cinco pisos de la Villa Cordillera debieran clasificarse como una Clase A o inferior de vulnerabilidad para que la intensidad sísmica estimada a partir de los daños experimentados en ellos sea similar a la obtenida por Astroza et al. (2010). Esta conclusión no hace más que confirmar que la calidad sismorresistente de estos edificios nuevamente es muy baja.

3.2.2 Determinación intensidad del terremoto a partir del grado medio de daño de los muros

Para calcular la intensidad sísmica del terremoto se consideró el grado medio de daño promedio del primer piso de los edificios de 4 pisos y del segundo piso de los edificios de 5 pisos, por corresponder a los pisos más afectados por el terremoto.

➤ Edificio 4 Pisos:

Para determinar el valor del grado medio de daño promedio del primer piso con el cual se calcula la intensidad sísmica. En la Figura 3.23, se observa un histograma del grado medio de daño, donde se observa la cantidad de edificios que poseen un grado medio de daño, la cantidad de edificios que poseen daños es pareja por lo que no existe algún valor del grado de daño medio predominante, de esta forma los edificios no tuvieron un comportamiento que se pueda asociar a algún rango preponderante.

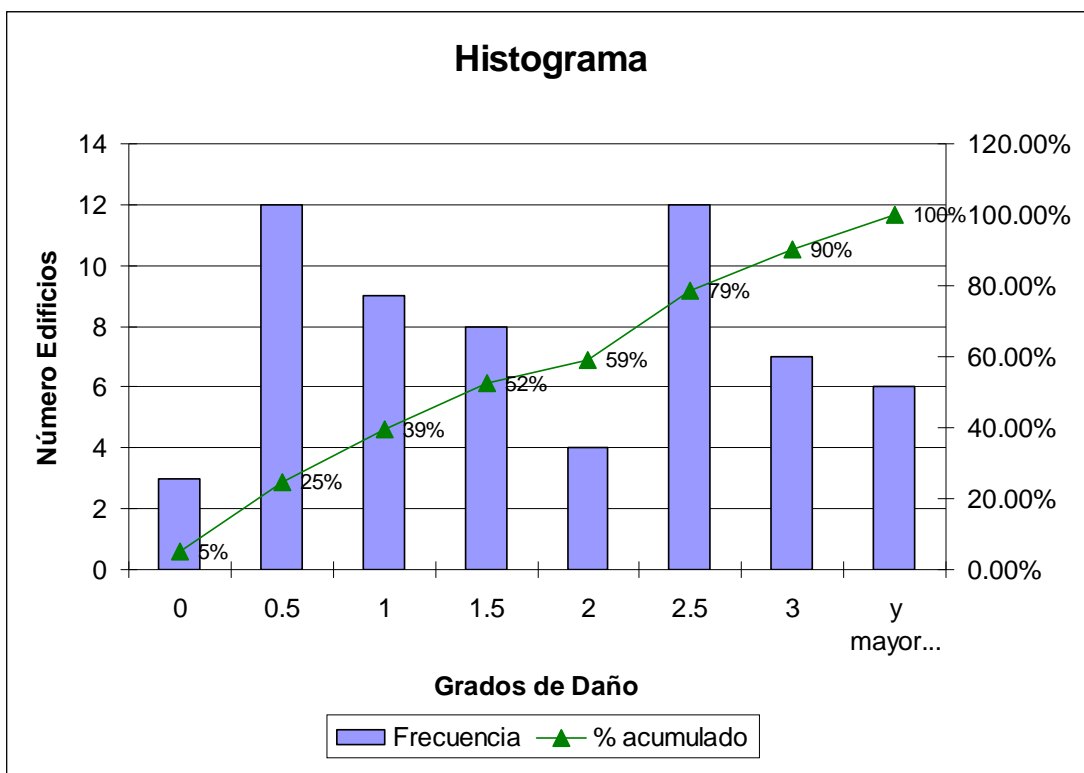


Figura 3. 23. Histograma grado de daño promedio del primer piso de los edificios de 4 pisos

Si se considera el promedio de esta distribución se obtiene un valor igual a $G_M = 1.5$, que abarca el comportamiento de más del 50% de los edificios como se observa en la Figura 3.23 con el cual se obtiene una intensidad sísmica igual a 6.5 grados si se acepta que los edificios corresponden a una clase de

vulnerabilidad del Tipo A, valor que corresponde al estimado por Astroza et al. (2010). Este resultado confirma que estos edificios clasificarían en esta clase de vulnerabilidad.

➤ Edificios de 5 Pisos:

Siguiendo un procedimiento similar al usado en los edificios de 4 pisos se obtiene una distribución estadística del grado medio de daño promedio como la mostrada en la Figura 3.24 y un valor promedio del grado medio de daño promedio igual:

$$G_M = 1.41$$

Cuyo valor de daño se observa en más del 50% de los edificios, con el cual se obtiene una intensidad sísmica igual a 6.5 grados si se acepta que los edificios corresponden a una clase de vulnerabilidad del Tipo A.

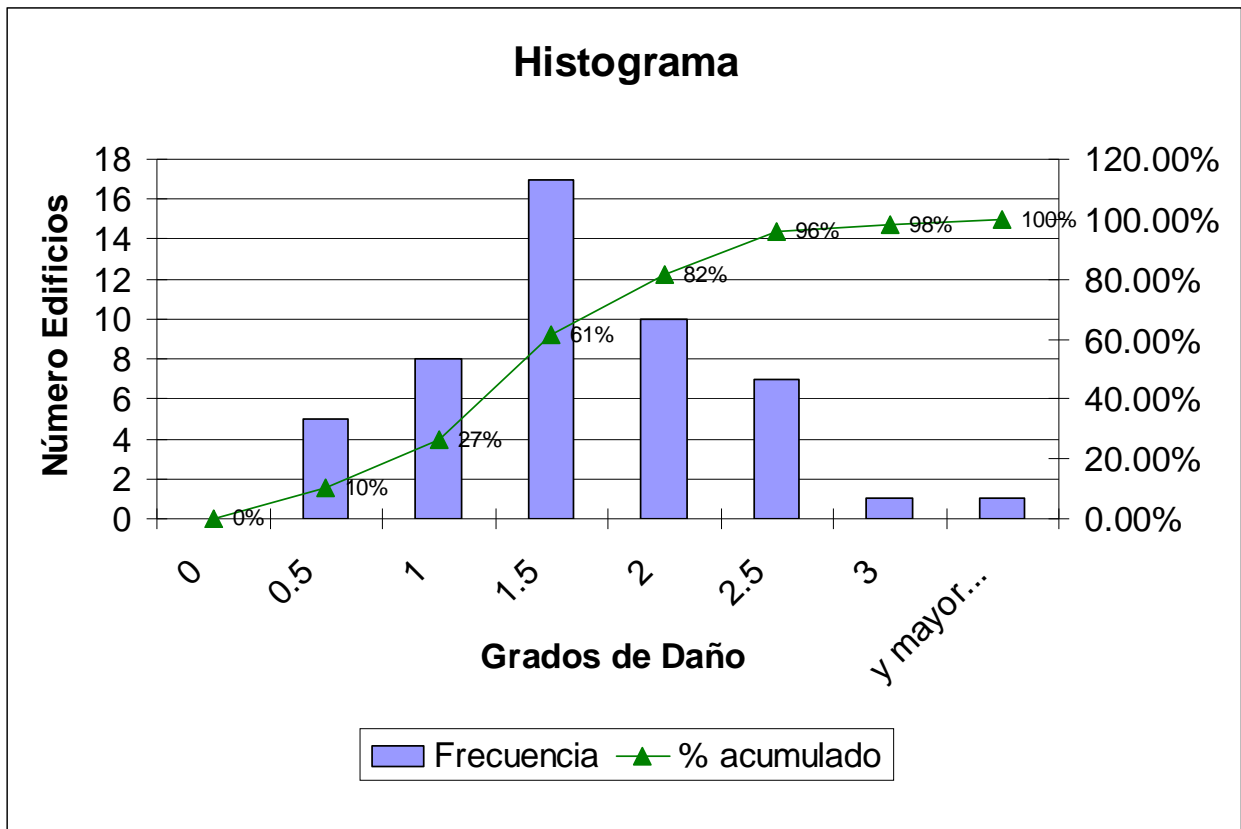


Figura 3. 24. Histograma grado medio de daño edificio 5 pisos

3.2.3 Clase de vulnerabilidad de los edificios de la Villa Cordillera de Rancagua.

Dado que un grupo de expertos estimó una intensidad sísmica igual 6.5 grados en la ciudad de Rancagua, específicamente en los alrededores de la Plaza de Armas. Para obtener un valor igual con los daños estimados en este conjunto, se concluye que los edificios de la Villa Cordillera de Rancagua deben clasificarse como una clase de vulnerabilidad del Tipo A.

Cabe destacar que estos edificios deberían ser por lo menos Clase C, al estar diseñados por Ingenieros de acuerdo con las normas de diseño existentes.

3.3 Índices de Vulnerabilidad

Los métodos cuantitativos simplificados utilizados para calificar la vulnerabilidad estructural usan un índice en cuya definición se consideran las características más importantes del sistema estructural.

De acuerdo con la cantidad de características consideradas, existen índices de vulnerabilidad de distintos niveles. En este trabajo se utilizará un índice de Primer Nivel (Índice de Meli) y uno de Segundo Nivel (Índice de Gallegos).

Como valor representativo del índice de vulnerabilidad de un edificio, se usa el menor valor obtenido para cada una de las dos direcciones principales de la planta.

3.3.1 Índice de Vulnerabilidad de Primer Nivel – Índice de Meli

Los índices de vulnerabilidad de Primer Nivel califican la vulnerabilidad de la estructura a partir de lo que puede considerarse como las características sismorresistente más significativas en su comportamiento sísmico, por lo tanto requieren de poca información y fácil de obtener. Los estudios realizados utilizando estos índices de primer nivel, demuestran que ellos proporcionan información valiosa sobre la vulnerabilidad sísmica de las estructuras, obteniéndose con ellos un primer diagnóstico con el cual se pueden identificar los casos más críticos.

El índice de Primer Nivel que se utiliza en este Trabajo de Título, corresponde al propuesto por Roberto Meli (Meli, 1991). Es conveniente destacar que en este índice de vulnerabilidad sólo se consideran las características relacionadas con la geometría de los edificios (área de la planta, área de muros en cada dirección de la planta, altura de los pisos), sin incluir las irregularidades que ellas presenten a lo alto del edificio. Las Fichas Tipo confeccionadas para el cálculo del índice de Meli se adjuntan en el ANEXO C.

➤ **ÍNDICE DE MELI (1991)**

Este índice corresponde a la densidad de muros por unidad de piso en cada dirección de la planta del edificio (dn). Esta densidad está relacionada con la resistencia al corte, capacidad que controla el comportamiento sísmico de los edificios de albañilería con regularidad en planta y elevación, y de altura no mayor que 5 pisos con sistemas de entrepiso que actúen como diafragmas rígidos. Condiciones que se cumplen en los edificios estudiados.

La expresión de este índice de densidad de muros (dn), para cada dirección de la planta, está dado por la ecuación:

$$dn_i = \frac{\sum_{j=1}^{j=nm} F_j * A_j}{n * A_p} \times 100, \text{ en } [\%] \quad \text{Ecuación 3.2}$$

donde:

Ap: es el área total de la planta del piso analizado, medida entre los ejes resistentes de las fachadas.

Aj: es el área de la sección transversal del muro “j”.

i: representa la dirección de análisis,

nm: es el número de muros en la dirección (i) analizada,

n: es el número de pisos por sobre el nivel considerado, y

F: es un factor que reduce la resistencia al corte por efecto de la esbeltez del muro j, el cual está dado por (Meli, 1991);

$$F_j = 1 \quad \text{si} \quad \frac{H_j}{L_j} \leq 1.33$$

$$F_j = \left(1.33 \frac{L_j}{H_j} \right)^2 \quad \text{si} \quad \frac{H_j}{L_j} > 1.33$$

donde:

Lj: es el largo del muro “j” (ver Figura 3.25), y

Hj: es la altura del muro “j” (ver Figura 3.25).

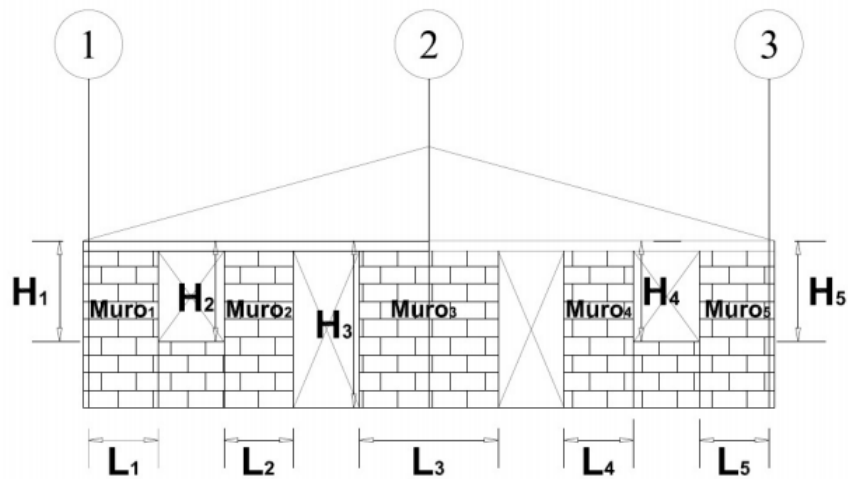


Figura 3.25. Consideraciones para el cálculo del Índice de Meli

Como se muestra en la Figura 3.25, la altura de los muros se considera desde la parte superior de la cadena de coronamiento del piso hasta la base del muro. En caso de existir antepechos que formen parte de la estructura del muro, éstos reducen la esbeltez del muro, por lo cual la altura de estos muros se considera hasta la parte superior del antepecho, como es el caso de los muros 1, 2, 4 y 5 de la Figura 3.25. Para el caso del muro 3, al no existir el efecto de los antepechos, su altura es igual a la altura del piso (H_p).

En el caso de los edificios de 4 pisos, se observa que las fachadas son iguales, por lo que analizando una de ellas es posible determinar las propiedades de los muros para calcular el índice de Meli según las direcciones X e Y de la planta.

En la Figura 3.26 se muestran los ejes junto con las direcciones consideradas para el cálculo del índice.

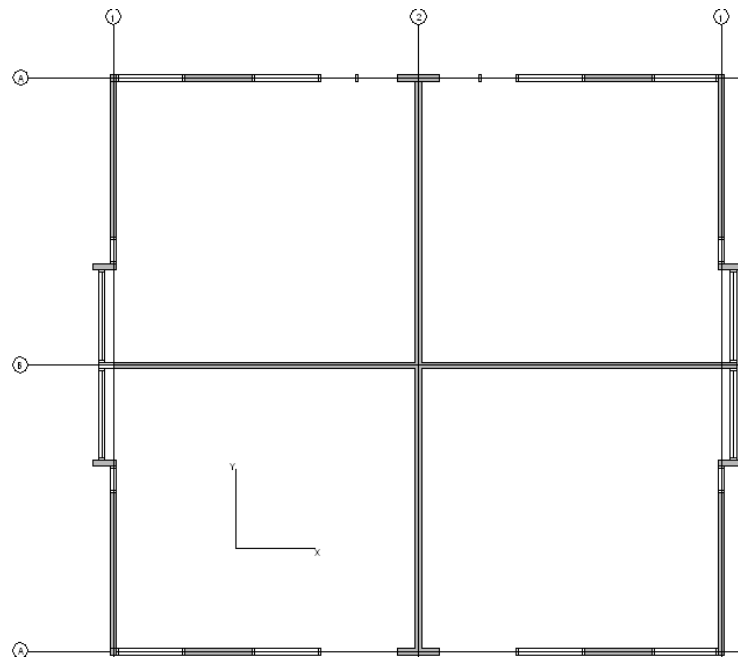


Figura 3. 26. Planta tipo Edificios Villa Cordillera

A continuación se detalla la geometría de los muros utilizados para el cálculo del índice de Meli, destacando el largo y altura utilizada.

- Edificio de 4 Pisos (Tipo A):

Todos los pisos desde el primero hasta el cuarto poseen la misma planta y fachada, por lo que con los datos de un solo piso es posible determinar el índice según la dirección establecida.

- Eje X (Eje A según planta)

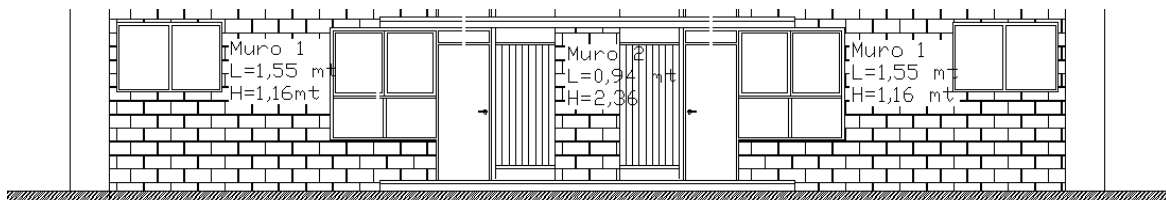


Figura 3. 27. Fachada Eje X, edificio 4 pisos



- Eje X (Eje B según planta)

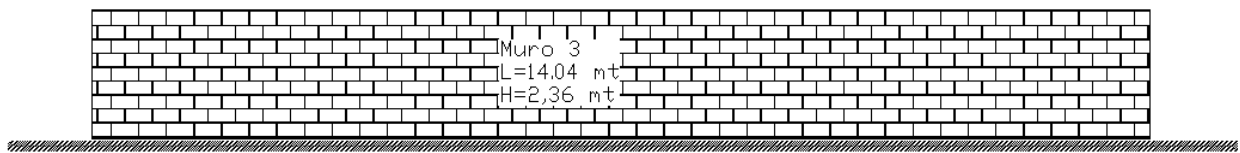


Figura 3. 28. Muro Central Eje X, edificio 4 pisos

- Eje Y (Eje 1 según planta)

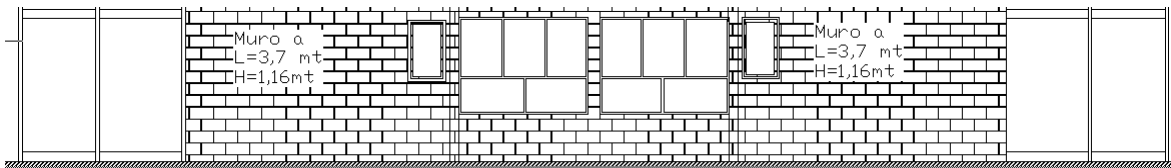


Figura 3. 29. Fachada Eje Y, edificio 4 pisos



- Eje Y (Eje 2 según planta)

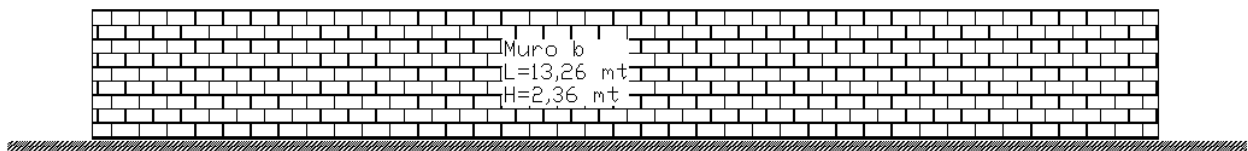


Figura 3. 30. Muro Central Eje Y, edificio 4 pisos

- Edificio de 4 Pisos (Tipo B):

- Eje X (Eje A según planta)

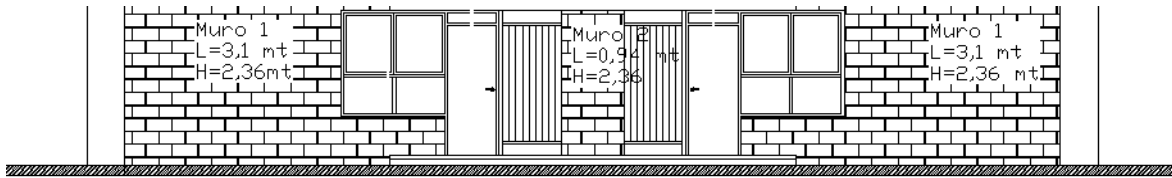


Figura 3. 31. Fachada Eje X, edificio 4 pisos



- Eje X (Eje B según planta)

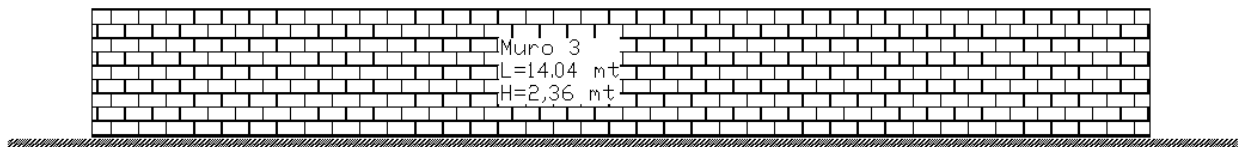


Figura 3. 32. Muro Central Eje Y, edificio 4 pisos

- Eje Y (Eje 1 según planta)

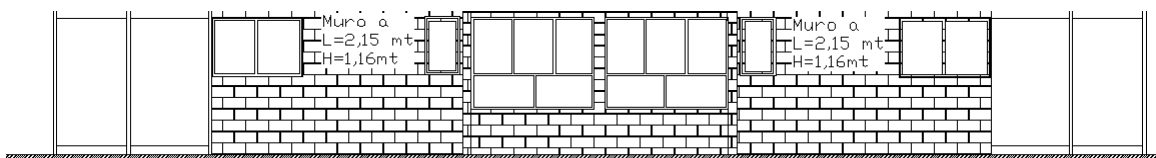


Figura 3. 33. Fachada Eje Y, edificio 4 pisos



- Eje Y (Eje 2 según planta)

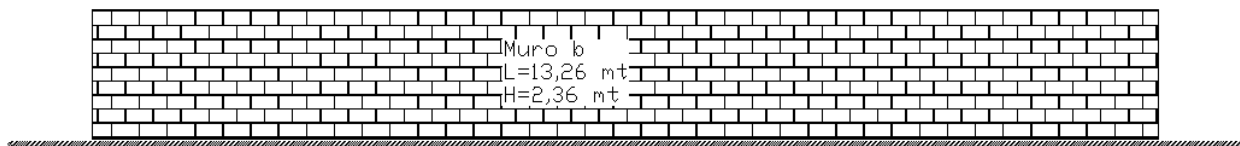


Figura 3. 34. Muro Central Eje Y, edificio 4 pisos

- Edificio 5 Pisos:

Como el primer piso es de hormigón armado, el índice sólo se calcula en los pisos superiores ya que el índice se aplica a edificios de albañilería. Además se detalla la fachada de los pisos para conocer las propiedades de los muros en este caso.

Piso 2, 3 y 4:

- Eje X (Eje A según planta)

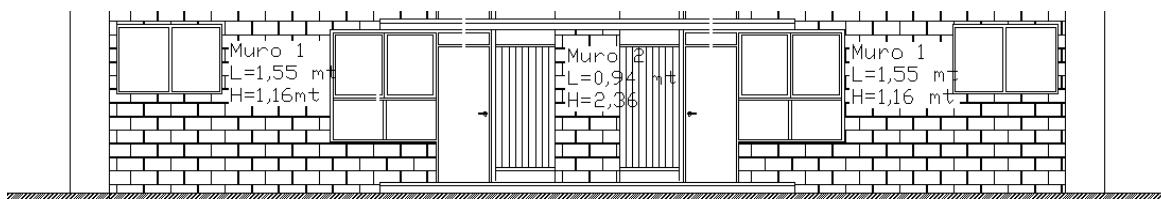


Figura 3. 35. Fachada Eje X, edificio 5 pisos



- Eje X (Eje B según planta)

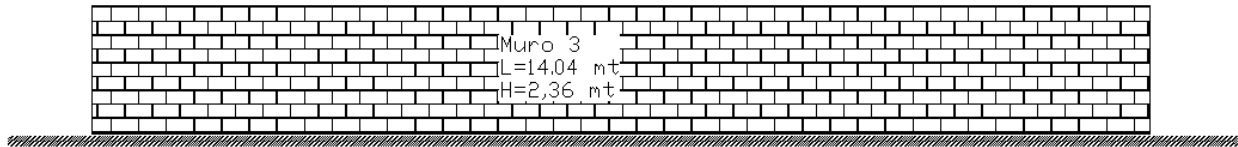


Figura 3. 36. Muro Central Eje X, edificio 5 pisos

- Eje Y : (Eje 1 según planta)

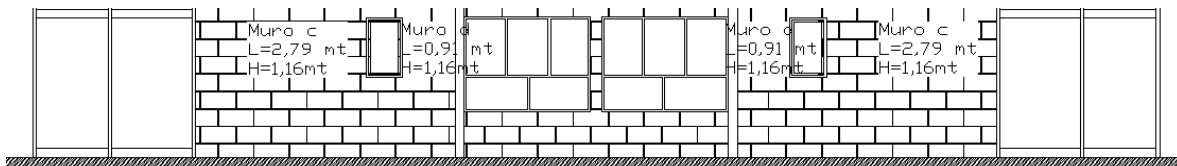


Figura 3. 37. Fachada Eje Y, edificio 5 pisos



- Eje Y (Eje 2 según planta)

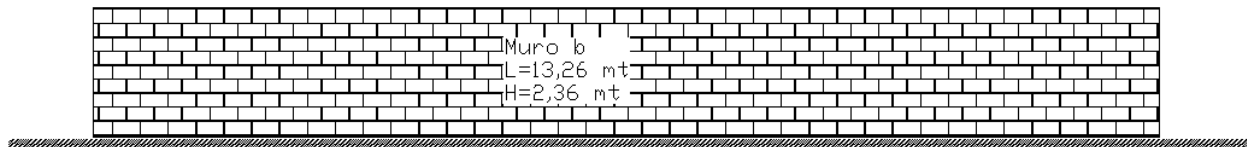


Figura 3. 38. Muro Central Eje Y, edificio 5 pisos

Piso 5: las imágenes de los edificios de 5 pisos permite conocer las fachadas y observar la estructuración correcta.

- Eje X (Eje A según planta)

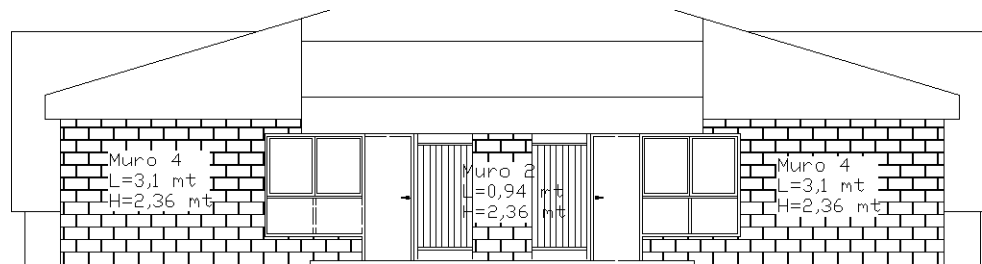


Figura 3. 39. Fachada Eje X, edificio 5 pisos

- *Eje X*: Eje B idéntico a muro medianero edificio 4 pisos Tipo A o B.

- *Eje Y (Eje 1 según planta)*

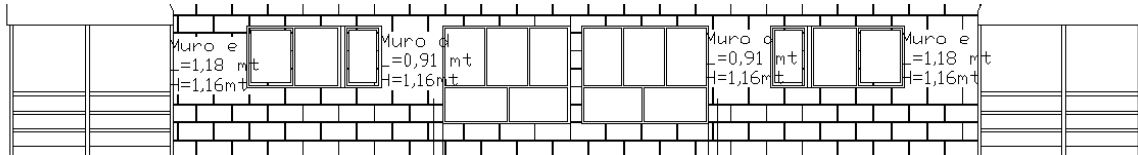


Figura 3. 40. Fachada Eje Y, edificio 5 pisos

- *Eje Y*: Eje 2 idéntico a muro medianero edificio 4 pisos Tipo A o B.

El detalle de los cálculos del índice de Meli se entrega en el Anexo C para los edificios de 4 y 5 pisos según cada una de las direcciones de la planta (x e y).

3.2.2 Índice de Vulnerabilidad de Segundo Nivel (Gallegos, 1986).

Los índices de vulnerabilidad de Segundo Nivel consideran un mayor número de características que intervienen en la respuesta sísmica de la estructura de un edificio, y por lo mismo su cálculo requiere una cantidad mayor de información, pero aún son aplicables en una etapa conceptual del proyecto, sin llegar a un cálculo detallado.

El índice que se aplica en este trabajo es el Índice de Calidad Estructural Sismorresistente, propuesto por el Ingeniero peruano Héctor Gallegos (Gallegos, 1986).

➤ **ÍNDICE DE GALLEGOS (1986)**

Este índice se basa en la idea de que el potencial sismorresistente de la estructura surge en la etapa conceptual, y si este potencial es bajo, es difícil o imposible solucionarlo en la etapa de cálculo. Por lo tanto, dado que la etapa conceptual está generalmente en manos del arquitecto, Gallegos propone hacer partícipe al ingeniero en esta labor, proponiendo un índice que defina la Calidad Sismorresistente de la estructura, a partir de sus cualidades más relevantes en juego en la etapa conceptual.

Este valor permite obtener un parámetro en la etapa conceptual del proyecto en la perspectiva de Ingeniería, ya que esta etapa queda muchas veces realizada por el arquitecto en la que se definen parámetros inadecuados sin considerar un diseño conceptual sísmico correcto. Muchas veces la etapa conceptual es realizada completamente por el arquitecto y la segunda etapa que es el cálculo es realizada por el Ingeniero en forma mecánica sin participar en la etapa conceptual.

La etapa de concepción estructural define irreversiblemente el potencial de la calidad sismo resistente de una estructura y mediante el cálculo se debe materializar dicho potencial.

El cálculo del índice se divide en dos partes. En la primera, se obtiene el índice sismorresistente básico de la estructura, para ello se consideran las cualidades de la forma y del sistema estructural, las cuales son calificadas numéricamente una por una siguiendo el criterio de *buena, regular o mala*. Luego este índice se modifica según sean las condiciones de ubicación y uso, mediante factores de adecuación.

A continuación se describe a grandes rasgos la metodología de cálculo, el detalle del cálculo de cada característica se entrega en el ANEXO B. La expresión del índice es la siguiente

$$I_G = [P \times E \times S \times C] \times [F] \quad \text{Ecuación 3.3}$$

Donde:

I_G : Índice de Calidad Estructural Sismorresistente o Índice de Gallegos.

P: Índice de la Planta.

E: Índice de la Elevación.

S: Índice de Componentes del Sistema Estructural.

C: Índice de la Configuración Estructural.

F: Factores de Adecuación.

El detalle de cada término es el siguiente:

Índice de la Planta: $P = (P1 \times P2 \times P3)$

Donde: P1 : Simetría.

P2 : Proporción.

P3 : Continuidad.

Índice de la Elevación: $E = (E1 \times E2 \times E3)$

Donde: E1 : Simetría.

E2 : Proporción.

E3 : Continuidad.

Índice de Componentes del Sistema Estructural: $S = S_1 [R_C \times (S_2 \times S_3) + R_M \times (S_4 \times S_5)]$

Donde: S1 : Densidad de elementos verticales: $Av/(A \cdot n)$

Av : Area total de muros en cm^2

A : Area de la planta en m^2

n : Número de pisos

- Rc : (Area de Columnas) / (Area (Columnas + Muros))
- Rm : (Area de Muros) / (Area (Columnas + Muros))
- S2 : Continuidad de Pórticos
- S3 : Relación Columnas – Vigas
- S4 : Continuidad de Muros
- S5 : Conexiones de Muros

Dado que las estructuras en estudio corresponden a sistemas de muros y hay ausencia de marcos o pórticos, para todos los casos el valor de “Rc” es igual a cero.

Índice de Configuración Estructural: $C = (C1 \times C2 \times C3 \times C4)$

- Donde: C1 : Simetría y uniformidad.
- C2 : Distribución de rigidez.
- C3 : Simetría de Masas.
- C4 : Relación con elementos no estructurales.

La calificación numérica de cada uno de éstos índices se establece según la Tabla 3.15.

Tabla 3. 15. Valores calificación de parámetros según Gallegos

Calificación	Valor del Parámetro
Bueno	1
Regular	0.9
Malo	0.8

Factores de Adecuación: $F = (F1 \times F2 \times F3 \times F4)$

- Donde: F1 : Suelo.
- F2 : Uso.
- F3 : Altura.
- F4 : Relación Suelo – Altura.

Los Factores de Adecuación se evalúan según su “Condición”, la cual se representa por los números 1, 2 y 3, donde 1 representa la condición más favorable y 3 la más desfavorable. La calificación numérica por Condición para los Factores de Adecuación es la indicada en la Tabla 3.16.

Tabla 3. 16. Valores de Factores de Adecuación

Factores de Adecuación	Condición		
	1	2	3
F1, F2	1	0.85	0.7
F3, F4	1	0.9	0.8

Según Gallegos, un valor para “I_G” mayor o igual a 0.45 es aceptable. Un valor de “I_G” menor a 0.3, supone una revisión de la concepción de la estructura.

3.2.3 Valores de los Índices de Vulnerabilidad en Villa Cordillera

Los edificios de la Villa Cordillera son de 4 y 5 pisos, por lo que cada tipo de edificio posee índices de vulnerabilidad independientes relacionados con las características relativas de cada uno. Los edificios de 4 pisos poseen dos configuración las cuales se identifican como Tipo 4A y Tipo 4B; los edificios de 5 pisos se identifican como Tipo 5P.

A continuación se entregan los resultados del Índice de Meli en cada tipo de edificio para cada piso y dirección de la planta, lo que permite identificar el piso con mayor vulnerabilidad. Además se entrega el valor del Índice de Gallegos para ambas direcciones de la planta (x e y), lo que permite conocer el potencial sismorresistente de los edificios según el criterio propuesto por Gallegos. Para los efectos de calcular este índice se ha considerado la densidad de elementos verticales a nivel del segundo piso con lo cual el valor de “n” es igual 4.0, ya que este índice está calibrado para estructuras de albañilería.

Edificio 4 Pisos: Tipo A

Tabla 3. 17. Resultados Índices de Vulnerabilidad, edificio 4 pisos Tipo A

Villa Cordillera							
Resultados para el conjunto Tipo:				4 ^a			
Índice	Piso	Eje X		Unidad	Eje Y		Unidad
		Símbolo	Valor		Símbolo	Valor	
Índice de Meli	1	d_{nx1}	0.40	[%]	d_{ny1}	0.53	[%]
	2	d_{nx2}	0.54	[%]	d_{ny2}	0.71	[%]
	3	d_{nx3}	0.80	[%]	d_{ny3}	1.06	[%]
	4	d_{nx4}	1.61	[%]	d_{ny4}	2.12	[%]
Índice de Gallegos		I_{GX}	0.52		I_{GY}	0.52	

Edificio 4 Pisos: Tipo B

Tabla 3. 18. Resultados Índices de Vulnerabilidad, edificio 4 pisos Tipo B

Villa Cordillera							
Resultados para el conjunto Tipo				4B			
Índice	Piso	Eje X		Unidad	Eje Y		Unidad
		Símbolo	Valor		Símbolo	Valor	
Índice de Meli	1	d_{nx1}	0.52	[%]	d_{ny1}	0.41	[%]
	2	d_{nx2}	0.69	[%]	d_{ny2}	0.55	[%]
	3	d_{nx3}	1.04	[%]	d_{ny3}	0.82	[%]
	4	d_{nx4}	2.08	[%]	d_{ny4}	1.65	[%]
Índice de Gallegos		I_{GX}	0.52		I_{GY}	0.52	

La diferencia entre el edificio de 4 pisos Tipo A y B, es que se invierten los valores del índice de Meli para X e Y, debido a que solo existen un cambio de la ubicación de una ventana, de manera que al no existir en un eje, disminuye la densidad de muros aún más. Sin embargo los valores para la dirección X e Y, son muy bajos, lo que garantiza daños graves debido a la baja densidad de muros (Román, 2009).

El valor del Índice de Gallegos para el edificio de 4 Pisos es apenas aceptable, sin embargo posee elementos que deben ser verificados ya que pueden afectar el comportamiento de la estructura si existen ciertos criterios del índice designados como malos.

Edificio 5 Pisos

Para estos edificios, los índices de vulnerabilidad se calculan a partir del segundo piso considerando que los muros del primer piso son de hormigón armado.

Tabla 3. 19. Resultados Índices de Vulnerabilidad, edificio 5 pisos

Villa Cordillera							
Resultados para el conjunto Tipo:		5P					
Índice	Piso	Eje X		Unidad	Eje Y		Unidad
		Símbolo	Valor		Símbolo	Valor	
Índice de Meli	2	d_{nx2}	0.40	[%]	d_{ny2}	0.53	[%]
	3	d_{nx3}	0.54	[%]	d_{ny3}	0.71	[%]
	4	d_{nx4}	0.80	[%]	d_{ny4}	1.06	[%]
	5	d_{nx5}	2.08	[%]	d_{ny5}	1.31	[%]
Índice de Gallegos		I_{GX}	0.41		I_{GY}	0.41	

3.4 Análisis de los valores de los índices de vulnerabilidad

A continuación se realiza un análisis de los valores de los índices de vulnerabilidad para determinar una relación entre el nivel de daño observado en la estructura de los edificios debido al terremoto y los índices de vulnerabilidad.

3.4.1 Análisis de la vulnerabilidad según el Índice de Meli

Según Román (Román, 2009) la relación que se puede establecer entre la densidad de muros por unidad de piso y el nivel de daños de una estructura de albañilería armada de uno y dos pisos construidas

con bloques de hormigón en el norte de Chile, es la indicada en la Tabla 3.20 cuando la intensidad sísmica es entre VII y VIII grados.

Tabla 3. 20. Nivel de daño v/s densidad de muros (Román 2009)

Nivel de Daño	Categoría de Daño	Densidad de Muros, d_n (%)
Leve	G0 y G1	≥ 2.5
Moderado	G2	≥ 2.0 y < 2.5
Severo	G3	≥ 1.0 y < 2.0
Grave	G4 y G5	< 1.0

De acuerdo con los valores de la Tabla 3.21 y los valores de la densidad de muros por unidad de piso de los edificios del conjunto habitacional Villa Cordillera, no debe extrañar que para una intensidad sísmica entre VI y VII grados el nivel de daño sea de una categoría G3 y G4 cuando la densidad de muros es menor que un 1.0%. Estos resultados no hacen más que confirmar que este tipo de edificios tienen una alta vulnerabilidad mientras se diseñen y construyan como se ha estado haciendo en Chile en los casos estudiados.

Además se puede concluir que en la medida que la intensidad sísmica hubiese sido mayor, entre VII y VIII grados, la categoría de daño hubiese sido del tipo G4 y G5 (Daños Graves), lo que hubiese significado el colapso de algunos edificios si se considera que la densidad de muros es menor que 0.6%.

Considerando que intensidades sísmicas entre VII y VIII grados pueden presentarse para un evento de las características del terremoto del 27 de febrero con un epicentro frente a las costas de la VI Región, es necesario pensar en medidas de reforzamiento de este tipo de edificios para reducir el riesgo que representan.

3.4.2 Análisis de la vulnerabilidad según el índice de Gallegos

Según Gallegos, un valor del Índice de Calidad Estructural Sismo Resistente (I) mayor o igual a 0.45 es adecuado. Teniendo en cuenta los valores que se obtienen para los edificios de la Villa Cordillera de Rancagua, ver Tabla 3.21, se comprueba que el valor límite propuesto por Gallegos debe revisarse para edificios de albañilería construidos con bloques huecos de hormigón, ya que los valores no indicarían mayores problemas, sin embargo los daños observados en el conjunto reflejaron un mal comportamiento sísmico.

Tabla 3. 21. Valores del índice de Gallegos

Edificio	I
4 Pisos	0.52
5 Pisos	0.41

A pesar de que los valores del índice de Gallegos indican valores aceptables, los límites del índice

no son concordantes con los daños del conjunto. Al modificar los límites del índice de Gallegos se podría llegar a valores coincidentes entre la capacidad sismorresistente real de los edificios, ya que los daños que sufrieron los edificios debido al terremoto fueron severos. Este comportamiento indica una baja Calidad Estructural Sismo Resistente.

Según Gallegos para valores en que el Índice de Calidad Estructural Sismo Resistente $I \geq 0.45$ se puede pasar a la etapa de diseño, usando directamente la norma de diseño sísmico. Cuando se obtengan valores de $0.3 \leq I < 0.45$, se podrá diseñar la estructura multiplicando el coeficiente sísmico de la norma por el factor C^* , cuyo valor será de 2 para $I = 0.3$ y de 1 para $I = 0.45$ debiendo obtenerse por interpolación los valores intermedios.

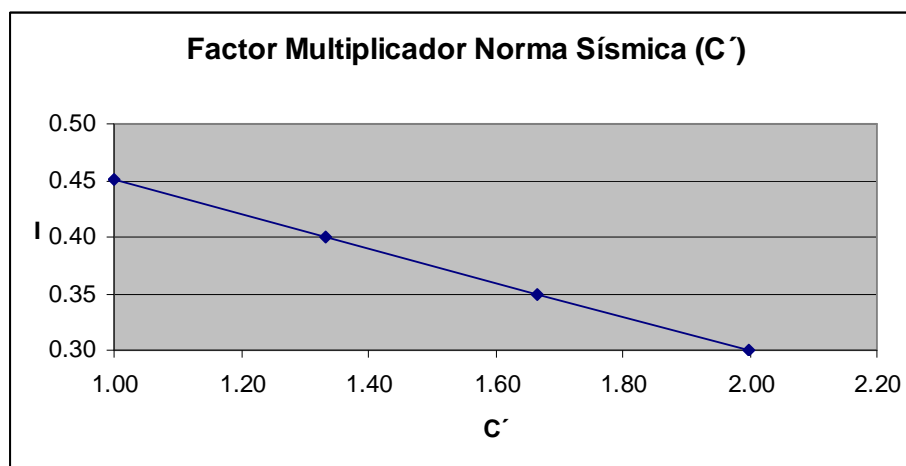


Figura 3. 41. Factor Multiplicador de norma sísmica según Gallegos

De esta forma para el edificio de 4 pisos no es necesario multiplicar por el factor, sin embargo para el edificio de 5 pisos, es necesario aumentar en un 27% el esfuerzo de corte para asegurar un buen comportamiento sísmico del edificio.

Revisando los valores de las diferentes componentes del Índice de Gallegos se observan situaciones que califican como buenas y otras malas, ver Tabla 3.22. La ponderación de ellas es igual para todas, sin embargo parece conveniente considerar una ponderación diferenciada para ellas de acuerdo a su impacto. Ponderaciones de este tipo se usan en otros índices de vulnerabilidad como es propuesto por el GNDT (Gent et Al, 2005).

Tabla 3. 22. Detalle de parámetros del Índice de Gallegos

Valores Índices		
Índices	4 Pisos	5 Pisos
P	1	1
E	1	0.8
S	0.8	0.8
C	0.65	0.65

Lo anterior indica que para determinar el comportamiento de las estructuras frente a un sismo no es correcto aceptar que cada uno de estos parámetros tiene el mismo peso como se acepta en las ecuaciones de los índices IB e IG. Por lo tanto, el análisis de la vulnerabilidad sísmica a través de un índice de Segundo Nivel requiere de una calibración muy bien estudiada de cada parámetro.

CAPITULO IV: MODELACIÓN Y ANÁLISIS SÍSMICO

4.1 Introducción

En este capítulo se describen las características de la estructura de los edificios y la modelación utilizada para los efectos de su análisis ante las acciones de tipo normal, peso propio y sobrecarga de uso, y de tipo eventual, sismo. El modelo usado para estos efectos corresponde a un modelo de marcos planos equivalentes que considera la compatibilidad de las deformaciones en los encuentros de los ejes resistentes de modo de generar un modelo pseudo-tridimensional del sistema estructural, modelo que se procesa con el programa ETABS.

Además se incluyen los parámetros relacionados con la aplicación de las disposiciones de la norma NCh433.Of96 (INN, 2003) teniendo en cuenta el tipo de construcción y las condiciones locales del sitio donde se ubica el Conjunto Villa Cordillera de Rancagua.

Para los efectos de esta Memoria de Título se analizan los edificios de 4 pisos del Tipo A y el de 5 pisos, lo que permite obtener la información necesaria para verificar el diseño estructural considerando las recomendaciones de la norma NCh1928.Of93.Mod.2003 (INN, 2003).

4.1 Descripción de la estructura de los edificios

La planta de los edificios posee doble simetría como se muestra en la Figura 4.1 y 4.2.

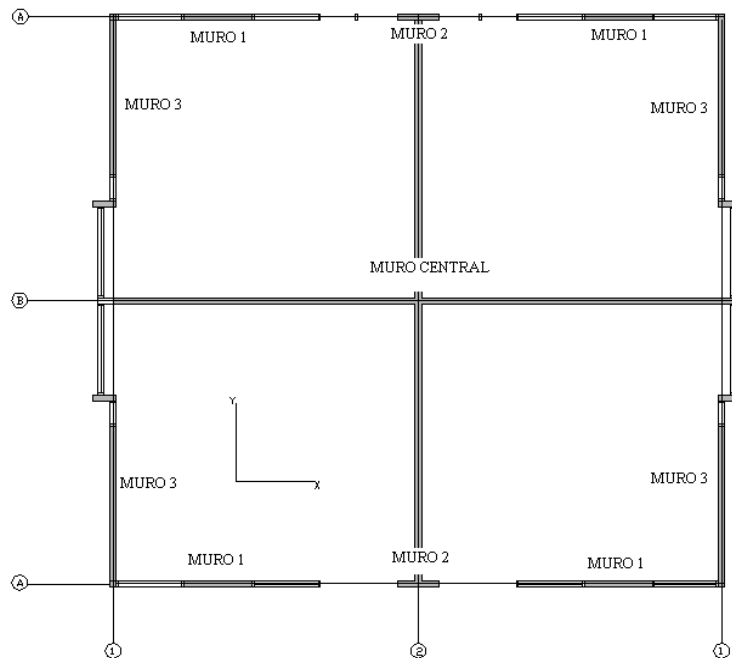


Figura 4. 1. Planta Tipo del edificio de 4 pisos

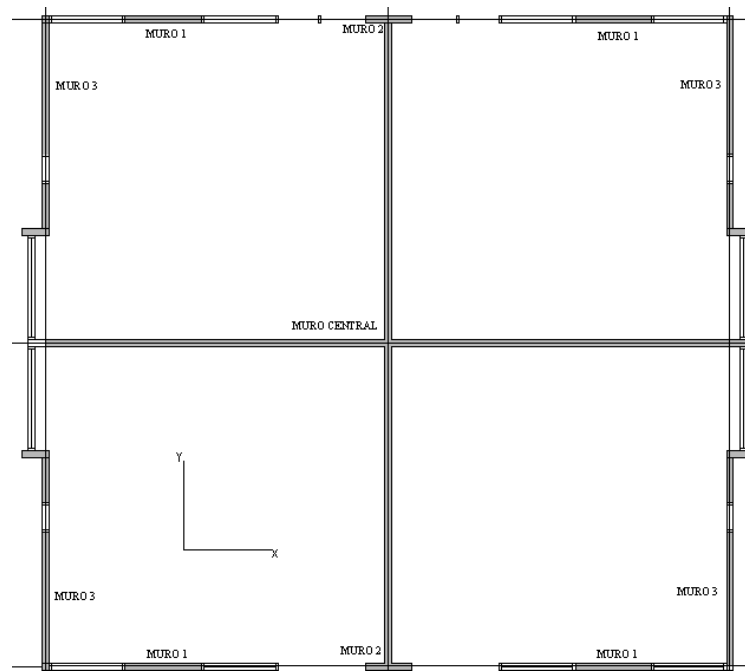


Figura 4. 2. Planta edificio de 5 pisos

Por la doble simetría de la planta sólo hay cuatro ejes resistentes diferentes, dos de las fachadas y los dos muros medianeros, lo que facilita la modelación de los edificios. Además de esta doble simetría, el edificio de 4 pisos se caracteriza por su homogeneidad en altura al no variar la posición y la dimensión de las aberturas en las fachadas.

Los edificios poseen estructuraciones similares tanto en elevación como en planta, lo que permite destacar algunas propiedades; entre ellas la doble simetría en planta y las buenas características en lo relacionado a la forma en planta y elevación siendo formas regulares sin alteraciones. El edificio de 5 pisos posee una discontinuidad en el material usado en la construcción del primer piso (Hormigón armado) en comparación con el resto de los pisos (Albañilería Armada).

4.2 Modelación de los edificios

Los ejes resistentes de los edificios se modelan como un marco equivalente cuyos elementos, columnas y vigas, tienen extremos rígidos dadas las dimensiones de la zona de encuentro entre ellos. Las columnas de este modelo representan a los muros del edificio cuyas propiedades geométricas se determinan usando un modelo de columna ancha deformable por flexión y corte empotrada en la base a nivel de las fundaciones y de sección rectangular.

Las vigas del modelo corresponden a las vigas de hormigón armado (H.A) definidas por arquitectura y a los antepechos ubicados en las fachadas del edificio. En particular las vigas de hormigón armado se consideran de sección rectangular homogénea sin considerar la colaboración de las losas de

piso de H.A.; los antepechos se modelan como vigas rectangulares no homogéneas (hormigón y albañilería) cuyas propiedades geométricas se determinan usando el método de la sección transformada.

El modelo de las losas de H.A. corresponde a un diafragma rígido con la excepción del último piso en el cual ante la ausencia de la losa de H.A. existen vigas de hormigón armado como terminación de todos los muros que llegan a este piso. Sobre estas vigas se apoyan las cerchas de madera mediante espárragos de acero de 6 mm de diámetro, los cuales se anclan en el hormigón. En el último piso al no existir un diafragma rígido que distribuya la acción sísmica, las cadenas de hormigón armado se modelan como una parrilla de vigas. Para distribuir las cargas de peso propio y sobrecarga se modela el último piso como una losa sin peso, y sobre la losa se distribuyen las cargas por unidad de área. De esta forma se realiza la distribución de las cargas por área tributaria.

Para compatibilizar los desplazamientos entre los muros que pertenecen a ejes resistentes distintos se utilizó una viga de conexión infinitamente rígida entre los muros, lo que permite generar un modelo pseudo-tridimensional.

- **Modelo edificio de 4 pisos del Tipo A**

En las figuras 4.3 a 4.5 se muestra el modelo de las fachadas y del muro medianero de los edificios de 4 pisos del Tipo A. Las figuras representan el modelo de la fachada del eje 1 y del eje A, y del muro central del eje 2 y B, el cual se modela como una columna en voladizo con las propiedades geométricas del muro medianero.

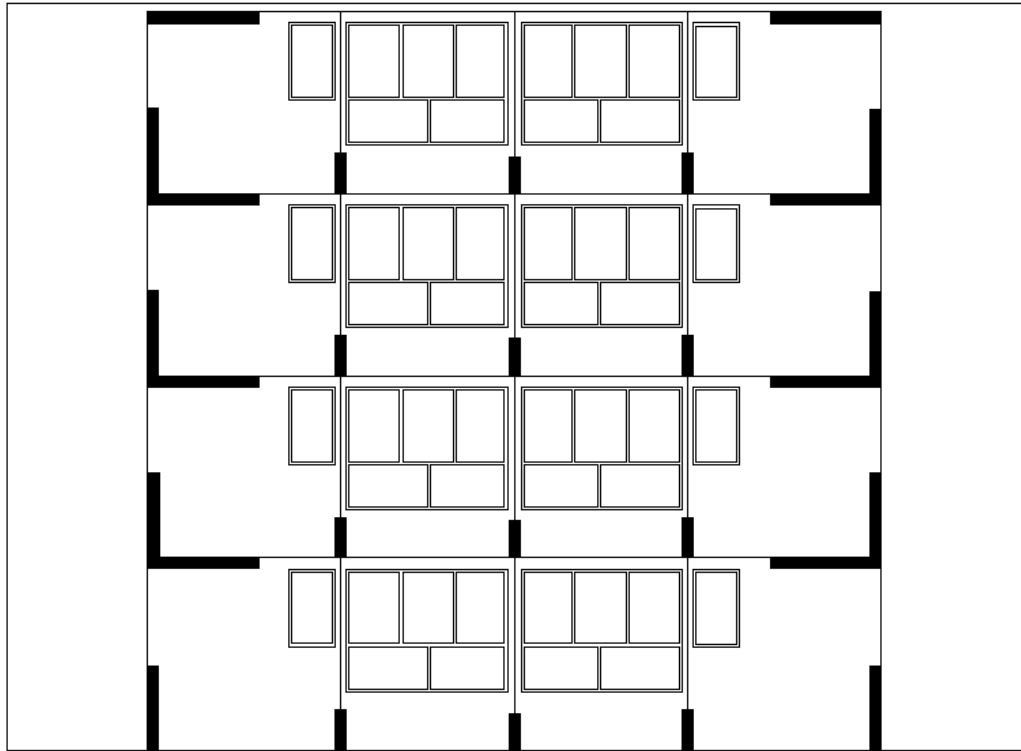


Figura 4. 3. Modelación como marco equivalente de la fachada del eje 1. Edificio Tipo A de 4 pisos

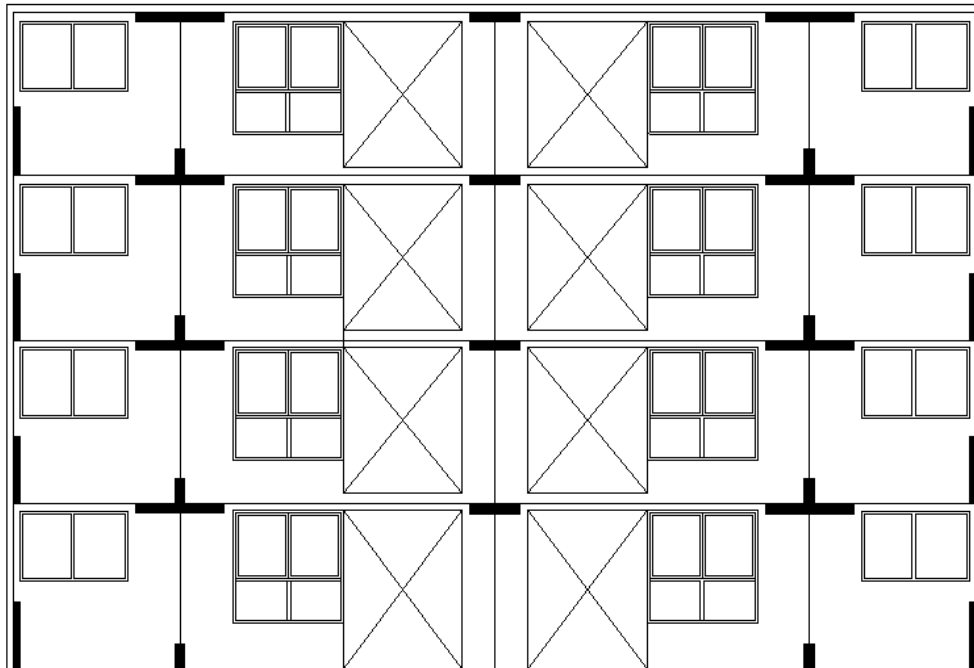


Figura 4. 4. Modelación como marco equivalente de la fachada del eje A. Edificio del Tipo A de 4 pisos

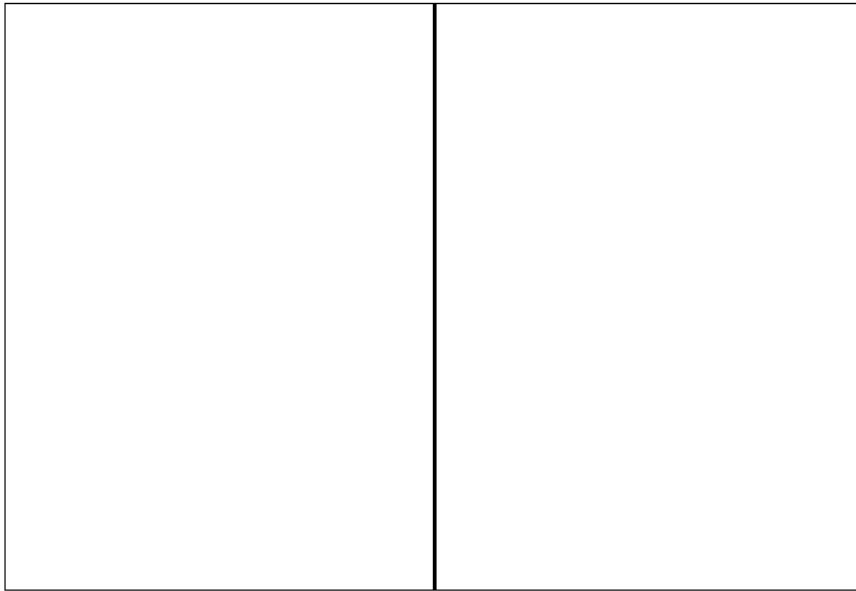


Figura 4. 5. Modelación de los muros medianeros (Eje 2 y B)

- **Modelo del edificio de 5 pisos**

El modelo del edificio de 5 pisos, es similar al modelo del edificio de 4 pisos, como se muestra en las Figuras 4.6 y 4.7, comprobándose que las fachadas poseen la misma configuración que el edificio de 4 pisos hasta el cuarto piso.

La diferencia entre el primer piso (hormigón armado) y el resto de los pisos (albañilería armada con bloques de hormigón) no se aprecia en las figuras debido a que se trata sólo de un cambio en el material, lo que se considera al incorporar las propiedades mecánicas de los elementos que forman el modelo.

La planta del edificio de 5 pisos se muestra en la figura 4.2, existiendo sólo una variación en la configuración del Muro 3, lo que se puede observar en las elevaciones. Además en el quinto piso hay una modificación en las aberturas de los muros.

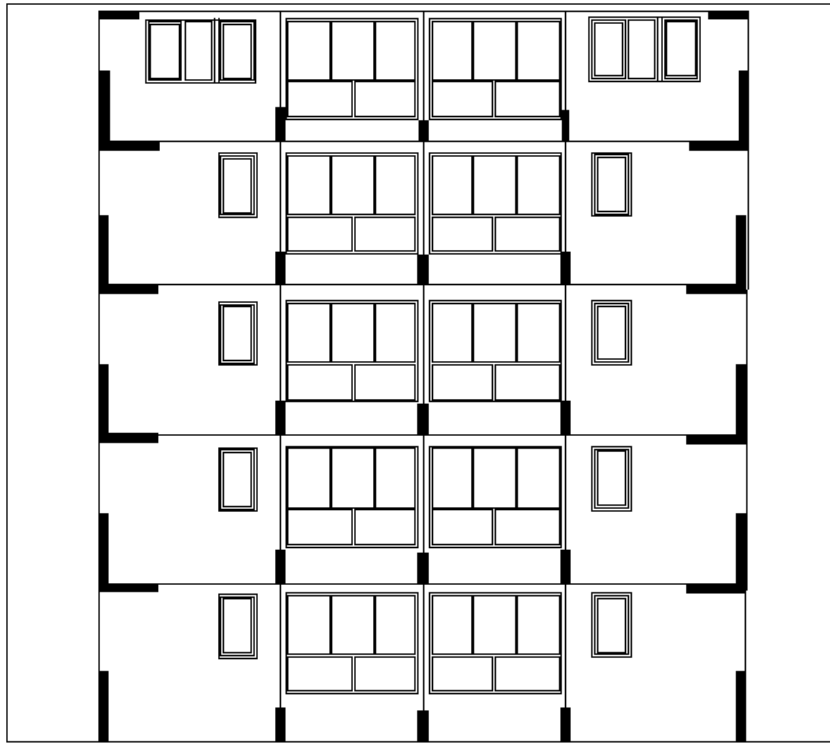


Figura 4. 6. Modelación como marco equivalente de la fachada del eje 1 Edificio de 5 pisos

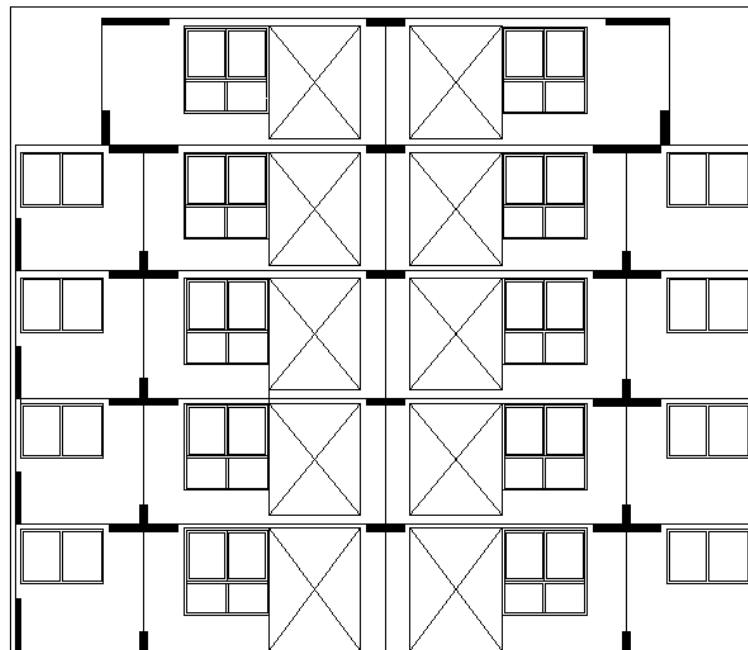


Figura 4. 7. Modelación como marco equivalente de la fachada del eje A. Edificio de 5 pisos

Modelados los ejes resistentes, el modelo final que se analiza corresponde al modelo tridimensional de la Figura 4.8.

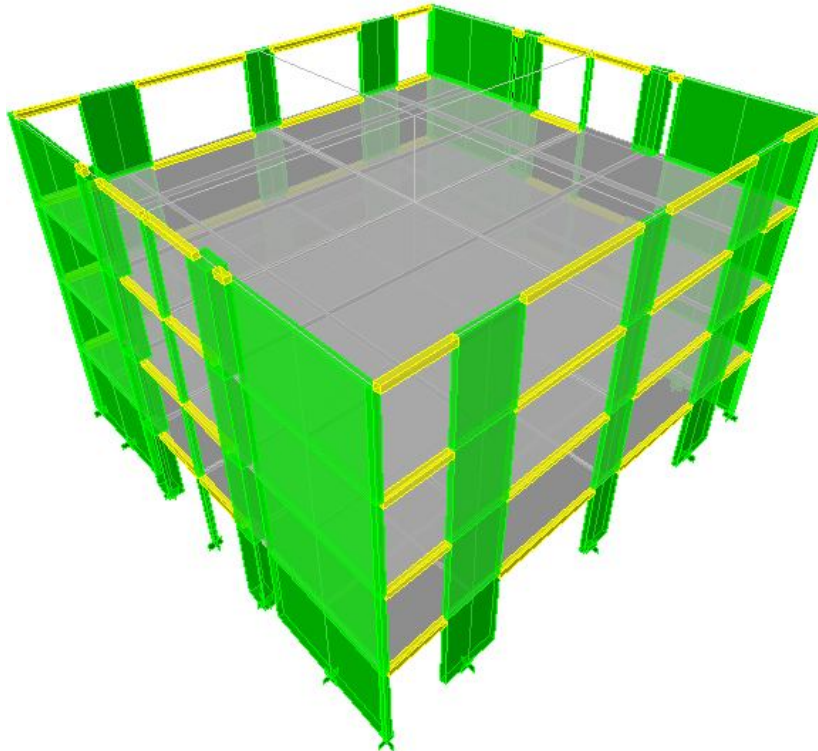


Figura 4. 8. Modelo pseudo tridimensional de la estructura del edificio de 4 pisos

Lo que se observa con color verde son las columnas, las vigas son de color amarillo, el color verde sobre las vigas corresponde a los cachos rígidos incluidos en la modelación de la estructura.

4.3 Propiedades de los materiales

Los edificios se construyen usando dos materiales, albañilería de bloque huecos de hormigón con relleno total y parcial de huecos y muros, losas, pilares y vigas de hormigón armado. Las armaduras de refuerzo son de acero del tipo A44-28H.

4.3.1 Hormigón Armado

El hormigón utilizado tiene una resistencia especificada $f'c$ igual o mayor que 180 kg/cm^2 (Especificaciones Técnicas Villa Cordillera, 1994). Para los efectos del análisis, las propiedades del hormigón utilizadas son:

- Módulo de elasticidad, se calcula con la fórmula recomendada por la norma ACI318-05:

$$E_c = 0.043 \gamma^{1.5} \sqrt{f'c} \quad \text{Ecuación 4.1}$$

donde: γ : es el peso específico del hormigón, 2400 kgf./m³, y
 f'_c : es la resistencia cilíndrica a la compresión especificada del hormigón en Mpa.

- Módulo de corte G_c , se calcula con la ecuación:

$$G_c = \frac{E_c}{2(1+\nu)} \quad \text{Ecuación 4.2}$$

donde: $E_c = 214.500 \text{ kgf/cm}^2$

$$\nu_c = 0.2$$

4.3.2 Albañilería

La albañilería usada en la construcción de los muros corresponde a una albañilería construida con bloques huecos de hormigón con relleno total y parcial de huecos. Para los efectos del cálculo se ha considerado que el peso específico de la albañilería es igual a 1.8 ton/m³ (Memoria de Cálculo Villa Cordillera, 1994). Al no existir la seguridad de que el relleno de los muros sea total, se considera este valor de peso específico para efectos de diseño, sin embargo si existiese relleno total de huecos, el valor del peso específico aumentaría como también lo haría el peso de la estructura.

Las propiedades de los bloques huecos usados en la construcción de los muros corresponden a una resistencia a la compresión igual a $f_p = 88 \text{ kg/cm}^2$, medido sobre el área bruta del bloque (ver Anexo E).

Según la norma NCh 1928, cuando la resistencia prismática de un proyecto no ha sido determinada por medio de ensayos de prismas, el valor de f'_m que se recomienda usar es:

$$f'_m = 0.3 * f_p \approx 27 \text{ kg/cm}^2$$

Para los efectos de calcular las propiedades dinámicas y distribuir la carga sísmica, el módulo de elasticidad de la albañilería se determinan usando las recomendaciones de la norma NCh1928.Of.93.Mod.2003 (INN. 2003):

$$E_m = 1000 f'_m \quad \text{Ecuación 4.3}$$

donde: f_m : es la resistencia prismática de proyecto de la albañilería que para estos efectos corresponde a 2,7 MPa.

El módulo de corte se determina utilizando la siguiente ecuación (INN, 2003):

$$G_m = 0.3 E_m \quad \text{Ecuación 4.4}$$

Los valores que resultan corresponde a: $E_m = 27000 \text{ kgf/cm}^2$

$$G_m = 9000 \text{ kgf/cm}^2$$

4.4 Estados de carga considerados en el análisis

Para los efectos del análisis de los edificios se consideran tres estados de carga básicos: peso propio, sobrecarga de uso y sismo.

4.4.1 Peso Propio

El peso propio de la estructura se calculó cubicando todos los elementos de la estructura de los edificios de 4 y 5 pisos siguiendo las disposiciones de la norma NCh 1537. Se utilizaron los valores de peso específico de hormigón armado y albañilería armada con relleno parcial de huecos detallados en el punto 4.3. Las terminaciones no se incluyeron en el cálculo ya que las especificaciones técnicas no detallaban valores, además los tabiques de la estructura se despreciaron por no contribuir de manera determinante en el peso de la estructura. El peso propio por piso se indica en la Tabla 4.1.

Tabla 4. 1. Peso propio por Piso

Peso Propio (ton)		
Piso	Edificio 5 Pisos	Edificio 4 Pisos
Piso 5	33.451	-----
Piso 4	87.977	33.451
Piso 3	87.977	87.977
Piso 2	87.977	87.977
Piso 1	93.145	87.977

4.4.2 Sobrecarga de uso

La sobrecarga utilizada para un edificio de uso habitacional es de 200 kgf/m² para todos los pisos salvo el último. Para el último piso se consideró una sobrecarga de 100 kgf/m² siendo este valor utilizado sin las reducciones sugeridas en la norma NCh 1537. La sobrecarga que se obtiene por piso se indica en la Tabla 4.2.

Tabla 4. 2. Sobrecargas de uso en los pisos

Sobrecarga de uso (ton/m2)		
Piso	Edificio 5 Pisos	Edificio 4 Pisos
Piso 5	0.1	-----
Piso 4	0.2	0.1
Piso 3	0.2	0.2
Piso 2	0.2	0.2
Piso 1	0.2	0.2

4.4.3 Sismo

La acción sísmica se determina siguiendo las disposiciones y limitaciones de la norma NCh433.Of96 aún cuando en el año en que se diseñaron los edificios del conjunto Villa Cordillera la norma sísmica vigente era la NCh 433. Of93. Las principales diferencias entre estas dos versiones se presentan en los valores de los factores de modificación de respuesta, siendo mayor el valor recomendado en la norma NCh433.Of93; en cambio los parámetros correspondientes al suelo de fundación, la regionalización sísmica y el coeficiente de importancia del edificio por su uso son idénticos.

- **Parámetros para determinar la demanda sísmica en la norma NCh433.Of96**

Los parámetros que determinan la demanda sísmica sobre un edificio, dependen del tipo de suelo donde está fundado, de la ubicación geográfica, de la importancia y uso del edificio, de la capacidad de deformación y de disipación de energía de la estructura. Estos parámetros quedan representados por los términos siguientes:

Ao : Aceleración efectiva máxima del suelo (g)

Ro : Factor de modificación de la respuesta estructural para análisis modal espectral, que depende del sistema estructural y el material.

R : Factor de modificación de la respuesta estructural para análisis estático, que depende del

sistema estructural y el material.

I : Coeficiente relativo a la importancia, uso y riesgo de falla del edificio.

S, n, T, To, P : Parámetros relativos al tipo de suelo.

De acuerdo con los antecedentes disponibles del suelo y de los depósitos que caracterizan la geología superficial de la ciudad de Rancagua, ver Figura 2.3 y Tabla 2.1, el suelo sobre el cual se fundan los edificios del conjunto Villa Cordillera, sello de fundación a 800 mm bajo el nivel del suelo (Estudio Mecánica de Suelo, 1994), se puede aceptar que es del Tipo II según la clasificación de la norma NCh433.Of96. Los parámetros correspondiente a este tipos de suelo se detallan en la Tabla 4.3 (INN, 1996).

Tabla 4. 3. Parámetros según tipo de suelo

Tipo de Suelo	S	To (seg)	T` (seg)	N	P
II	1	0.3	0.35	1.33	1.5

De acuerdo con la zonificación sísmica de la norma NCh433.Of96 (INN, 1996), la comuna de Rancagua se ubica en la Zona 2 por lo cual se debe usar una aceleración efectiva de diseño igual a:

$$A_o = 0.3 \text{ g}$$

Teniendo en cuenta el destino habitacional de los edificios, ellos pertenecen a la categoría C de la norma NCh433.Of96, por lo que les corresponde un factor de importancia igual a:

$$I = 1.0$$

El valor del factor de modificación de respuesta, Ro y R, corresponde al de un edificio de albañilería armada construida con bloques huecos de hormigón y corresponden a los indicados en la Tabla 4.4.

Tabla 4. 4. Factor de modificación de respuesta por tipo de estructura (INN, 2003)

Sistema Estructural	R	Ro
Muros de albañilería armada de bloques de hormigón en que no se rellenan todos los huecos.	3	3
Muros de albañilería armada de bloques de hormigón con relleno total de los huecos.	4	4

Ante la incertidumbre sobre el estado de relleno de los bloques huecos, se ha decidido considerar que los muros se construyen con relleno parcial de huecos.

4.5 Análisis sísmico de los edificios

Los edificios se analizan usando el método estático y el método de superposición modal espectral de la norma chilena NCh433.Of.96. El propósito de usar ambos métodos de análisis es comparar los resultados obtenidos a nivel de la respuesta global del edificio como son las fuerzas de corte por piso, los momentos volcantes y los desplazamientos horizontales de los pisos y los resultados obtenidos a nivel local como es el estado de esfuerzos en los muros que forman la estructura resistente.

4.5.1 Análisis Estático

En este método de análisis, la acción sísmica se representa como un sistema de fuerzas horizontales aplicadas en el centro de masa de los pisos, fuerzas que se suponen actuando en los pisos independientemente en cada una de las direcciones de la planta. La magnitud de estas fuerzas se determina distribuyendo el esfuerzo de corte basal a lo alto del edificio.

El esfuerzo de corte basal se define para este propósito por la norma NCh433.Of96 como:

$$Q_b = C I P$$

Ecuación 4.5

Donde:

I: Coeficiente de importancia relativo al uso del edificio

P: Peso sísmico total del edificio sobre el nivel basal.

C: Coeficiente sísmico de corte basal, que se calcula como:

$$C = \frac{2,75 A_o}{g R} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n$$

Ecuación 4.6

En que:

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

T' y n: Parámetros relativos al tipo de suelo de fundación.

Ao: Aceleración efectiva.

R: Factor de modificación de la respuesta estructural.

- ***Limitaciones del esfuerzo de Corte Basal***

Según la norma NCh433, el coeficiente sísmico de corte basal no necesita ser mayor ni menor que

los valores siguientes:

$$C_{\min} = \frac{A_0}{6g} \leq C \leq C_{\max} = 0,60 \frac{S A_0}{g}$$

Considerando que la componente del esfuerzo de corte basal Q_0 producido por la acción sísmica en cualquiera de las direcciones no necesita ser mayor que $I C_{\max} P$, las solicitaciones de los elementos estructurales que resultan al hacer el análisis sísmico por el método estático, pueden multiplicarse por un factor de tal manera que dicho esfuerzo no sobrepase el valor $I C_{\max} P$. Sin embargo, esta disposición no rige para el cálculo de los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales de piso. Por lo tanto luego de calcular los desplazamientos se procederá a multiplicarlos por la relación entre el corte máximo y el corte obtenido en el análisis según corresponda a cada dirección.

- **Fuerzas sísmica a nivel de piso.**

Conocido la fuerza de corte basal, ésta se distribuye a lo alto del edificio aceptando la distribución de fuerza horizontales siguiente (INN, 1996):

$$F_k = \frac{A_k P_k}{\sum_{j=1}^N A_j * P_j} Q_0$$

Ecuación 4.7

Donde:

$$A_k = \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}}$$

H = altura total del edificio.

Z_k = altura del piso k medida desde el nivel basal del edificio.

P_k = peso sísmico del piso k.

- **Efectos de la torsión accidental.**

Los efectos de la torsión accidental se cuantifican aplicando un momento de torsión en los pisos que poseen un diafragma rígido, los que se calculan como el producto de las fuerzas F_k por una excentricidad accidental igual a:

$$\pm 0,10 * b_{ky} Z_k / H \quad \text{para sismo según X}$$

$$\pm 0,10 * b_{kx} Z_k / H \quad \text{para sismo según Y}$$

Donde:

b_{ky}, b_{kx} = dimensión en la dirección x o y, de la planta del nivel k.

- **Fuerzas sísmica a nivel de piso y momentos por torsión accidental en los edificios**

La modelación del edificio permite determinar con el programa ETABS las propiedades dinámicas de la estructura. El valor de los períodos naturales de vibración de los modos con mayor masa equivalente se indica en la Tabla 4.5 y Tabla 4.6 para los edificios de 4 y 5 pisos respectivamente.

Tabla 4. 5. Períodos de los modos con mayor masa equivalente. Edificio 4 pisos

Porcentaje masas equivalentes				
Modo	Período	UX (%)	UY (%)	Rot. Z (%)
1	0.161	86.1	0	0
2	0.149	0	84.4	0
3	0.134	0	0	85.2

Tabla 4. 6. Períodos de los modos con mayor masa equivalente. Edificio 5 pisos

Porcentaje Masas Equivalentes				
Modo	Periodo	UX (%)	UY (%)	Rot. Z (%)
1	0.169	69.5	0	0
2	0.155	0	67.8	0
3	0.142	0	0	70.1

a. Edificio de 4 Pisos

Conocidos los periodos de los modos traslaciones con mayor masa equivalente para el edificio de 4 pisos, se calculan los coeficientes de corte basal, resultando:

$$Tx = 0,161seg \Rightarrow Cx = 0,772$$

$$Ty = 0,149seg \Rightarrow Cy = 0,856$$

Comparando los valores obtenidos con los valores límites recomendados por la norma NCh433 Of.96:

$$C_{mín} = 0,05$$

$$C_{máx} = 0,18$$

se comprueba que tanto en la dirección X como en la dirección Y de la planta, controla el límite máximo

del coeficiente de corte basal, resultado un corte basal en ambas direcciones de la planta igual a:

$$Q_o = 59,32 \text{ ton}$$

Conocido el corte basal de diseño (Q_o), se determinan las fuerzas por piso, F_k , y el momento volcante en los distintos pisos del edificio, M_{V_k} . Los valores que resultan se indican en la Tabla 4.7.

Tabla 4. 7. Fuerzas estáticas de diseño y momento volcante por piso. Edificio de 4 pisos

Nivel	Z_{rk} (m)	Z_k (m)	P_k (ton)	A_k	F_k (ton)	Q_k (ton)	M_k (ton * m)	M_{V_k} (ton*m)
4	2.36	9.44	38.0	0.500	16.69	16.69	39.39	39.39
3	2.36	7.08	97.2	0.207	17.66	34.35	81.06	120.45
2	2.36	4.72	97.2	0.159	13.55	47.90	113.03	233.48
1	2.36	2.36	97.2	0.134	11.42	59.32	139.99	373.47
			329.5					

Donde:

Z_{rk} : Altura de entrepiso

Z_k : Altura de nivel k, sobre nivel basal.

P_k : peso sísmico del piso k

A_k : Factor de distribución del corte basal en altura del nivel k

F_k : fuerza horizontal aplicada en el nivel k

Q_k : corte del piso k

M_k : Momento del piso k = $Q_k \times z_{rk}$

M_{V_k} : Momento volcante acumulado en el piso k.

Conocidas las fuerzas F_k se determinan los momentos de torsión accidentales, M_{tk} , obteniéndose los valores de la Tabla 4.8.

Tabla 4. 8. Momentos de Torsión Accidental. Edificio de 4 Pisos

Nivel	Z_k (m)	b_{ky}	b_{kx}	F_k	M_{tk} (ton * m)	
					Sismo X	Sismo Y
3	7.08	13.26	14.04	17.66	17.56	18.59
2	4.72	13.26	14.04	13.55	8.98	9.51
1	2.36	13.26	14.04	11.42	3.79	4.01

b. Edificio de 5 Pisos

Conocidos los periodos de los modos traslaciones con mayor masa equivalente para el edificio de 5 pisos, se calculan los coeficientes de corte basal, resultando:

$$T_x = 0,169 \text{ seg} \Rightarrow C_x = 0,724$$

$$T_y = 0,155 \text{ seg} \Rightarrow C_y = 0,812$$

Comparando los valores obtenidos con los valores límites recomendados por la norma NCh433:

$$C_{\min} = 0,05$$

$$C_{\max} = 0,18$$

Se comprueba que tanto en la dirección X como en la dirección Y, controla el límite máximo del coeficiente de corte basal, resultado un corte basal en ambas direcciones de la planta igual a:

$$Q_o = 77,74\text{ton}$$

Conocido el corte basal se determinan las fuerzas por piso, F_k , y el momento volcante que ellas producen en los distintos pisos del edificio, M_{vk} . Los valores que resultan se indican en la Tabla 4.9.

Tabla 4. 9. Fuerzas estáticas de diseño, y momento volcante. Edificio de 5 pisos

Nivel	Z_r (m)	Z_k (m)	P_k (ton)	A_k	F_k (ton)	Q_k (ton)	M_k (ton * m)	M_{vk} (ton*m)
5	2.36	11.80	38.04	0.45	18.56	18.56	43.80	43.80
4	2.36	9.44	97.16	0.19	19.63	38.19	90.13	133.92
3	2.36	7.08	97.16	0.14	15.06	53.25	125.68	259.60
2	2.36	4.72	97.16	0.12	12.70	65.95	155.65	415.25
1	2.36	2.36	102.33	0.11	11.78	77.74	183.46	598.71
			431.87					

Conocidas las fuerzas F_k se determinan los momentos de torsión accidentales, M_{tk} , obteniéndose los valores de la Tabla 4.10.

Tabla 4. 10. Momentos de Torsión Accidental. Edificio de 5 Pisos

Nivel	Z_k (m)	b_{ky}	b_{kx}	F_k	M_{tk} (ton * m)	
					Sismo X	Sismo Y
4	9.44	13.26	14.04	19.63	20.83	22.05
3	7.08	13.26	14.04	15.06	11.98	12.69
2	4.72	13.26	14.04	12.70	6.74	7.13
1	2.36	13.26	14.04	11.78	3.13	3.31

4.5.2 Método de análisis por superposición modal espectral

Para los efectos de aplicar este método se usa el espectro de diseño recomendado por la norma chilena, considerando para los efectos de la superposición modal un número de modos de vibrar de manera que la suma de las masas equivalentes sea mayor o igual que un 90% de la masa sísmica total.

- **Espectro de Diseño**

La demanda de resistencia sísmica de los edificios se determina con el espectro inelástico de diseño de la norma sísmica NCh 433 Of.96:

$$S_a = \frac{I A_o \alpha}{R^*}$$

donde:

A_o : Aceleración efectiva.

I : Coeficiente de importancia relativo al uso del edificio

α : factor de amplificación dinámica para cada modo vibración n.

$$\alpha = \frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_n}{T_o} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o} \right)^3}$$

T_n : período de vibración del modo n.

T_o, p : parámetros relativos al tipo de suelo de fundación.

R^* : factor de reducción de la respuesta.

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,1 * T_o + \frac{T^*}{R_o}}$$

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

R_o : valor del factor de reducción de la respuesta para el tipo de construcción al cual pertenece la estructura

Producto de la dependencia del valor del espectro inelástico del periodo del modo con mayor masa traslacional en la dirección de análisis, este espectro varía para cada dirección. En la Figura 4.9 se muestra el espectro elástico de diseño.

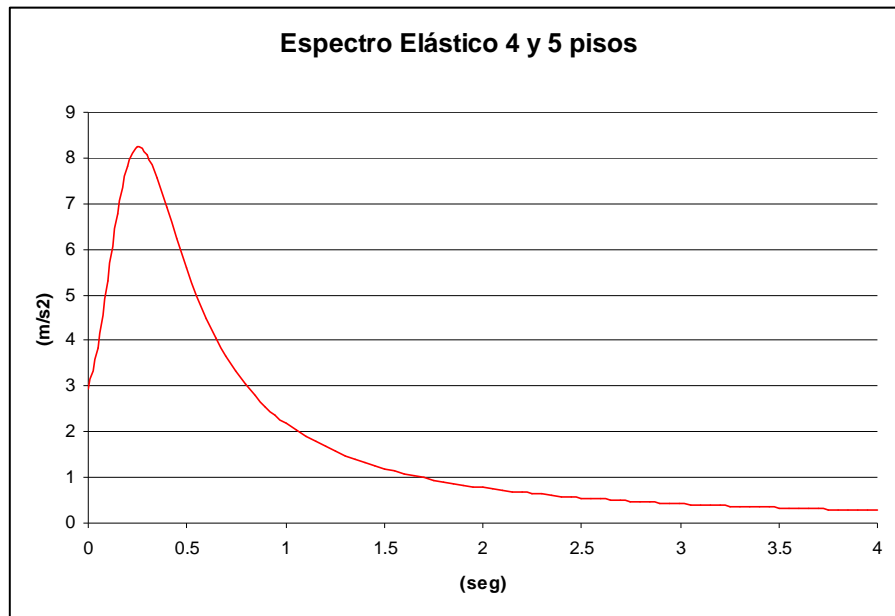


Figura 4. 9. Espectro Elástico. Dirección X e Y

Los espectros de diseño inelástico para la dirección X e Y de la planta, se muestran en las Figuras 4.10 y 4.11, observándose que las demandas de resistencia de los edificios de 4 y 5 pisos son muy parecidas. Sin embargo, al comparar el espectro de diseño de las normas de diseño sísmico de los años 1993 y 1996, se observa que la demanda de la norma NCh 433 Of.93 es menor que la demanda de la norma NCh 433 Of.96. Eso implica que se obtiene un corte basal inferior y por lo tanto solicitaciones sísmicas de menor magnitud.

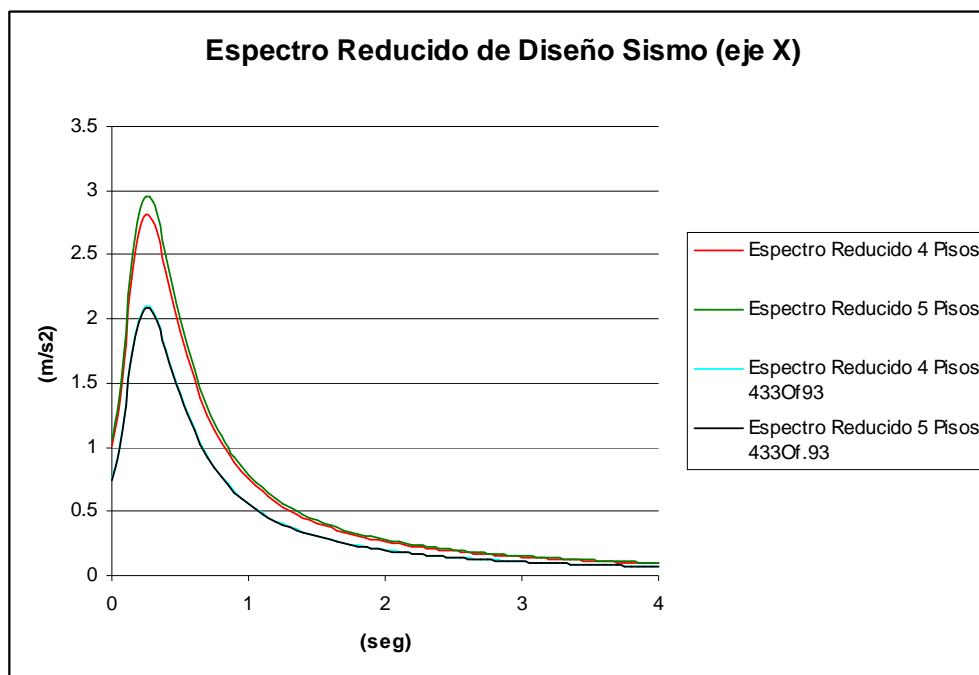


Figura 4. 10. Espectro de Diseño Inelástico. Sismo en la dirección X de la planta.

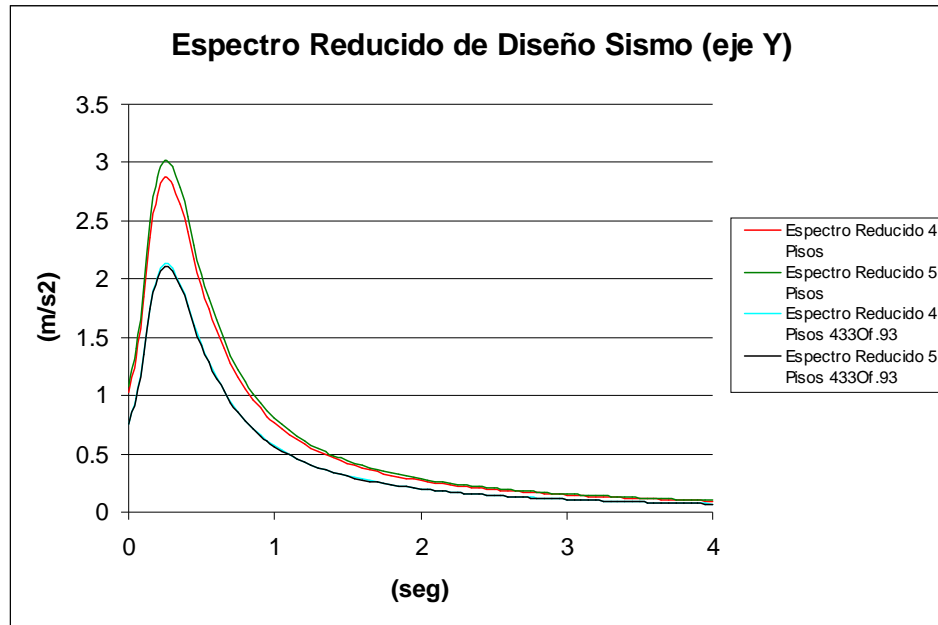


Figura 4. 11. Espectro de Diseño Inelástico. Sismo en la dirección Y de la planta.

- **Limitaciones del esfuerzo de Corte Basal**

Según la norma NCh433, la componente de corte basal en la dirección de la acción sísmica no necesita ser mayor ni menor que los esfuerzos de corte siguientes:

Norma NCh433 Of.93:

$$Q_{\min} = \frac{I A_o P}{6 g} \qquad Q_{\max} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{3 I A_o P}{g R_o} \\ 0.6 I A_o P \\ \frac{I A_o P}{g} \end{array} \right.$$

Norma NCh433 Of.96:

$$Q_{\min} = \frac{I A_o P}{6 g} \qquad Q_{\max} = I C_{\max} P$$

Calculando estos valores límite se obtiene:

a. Edificio de 4 Pisos:

Norma NCh433 Of.93:

$$Q_{m\acute{a}x} = 59,3ton$$

$$Q_{m\acute{i}n} = 16,48ton$$

Norma NCh433 Of.96:

$$Q_{m\acute{a}x} = 59,3ton$$

$$Q_{m\acute{i}n} = 16,48ton$$

b. Edificio de 5 Pisos

Norma NCh433 Of.93:

$$Q_{m\acute{a}x} = 77.74ton$$

$$Q_{m\acute{i}n} = 21,6ton$$

Norma NCh433 Of.96:

$$Q_{m\acute{a}x} = 77.74ton$$

$$Q_{m\acute{i}n} = 21,6ton$$

En la Tabla 4.11, se indican los valores del corte basal según la norma de diseño sísmico actual (NCh433 Of.96) y la norma NCh433 Of.93. Las diferencias que se observan en la magnitud de los cortes de diseño son importantes.

Tabla 4.11. Esfuerzo de corte basal del análisis por superposición modal

Edificio	Esfuerzo de Corte Basal (ton)		Esfuerzo de Corte Basal (ton)	
	NCh 433 Of.96		NCh 433 Of.93	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
4 pisos	69.74	67.13	51.96	49.78
5 pisos	74.69	71.47	55.84	53.17

Teniendo en cuenta los valores que se obtienen para el esfuerzo de corte basal en el análisis por superposición modal, en el edificio de 4 pisos se sobrepasa el corte basal máximo por lo que se hizo la reducción de las solicitaciones. Esta reducción sólo se hace para el edificio de 4 pisos cuando se aplica la norma NCh 433 Of.96.

NCh 433 Of.96:

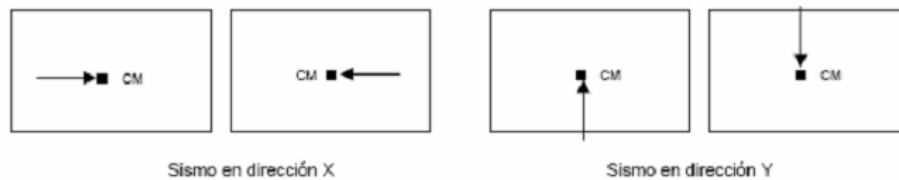
$$FactorX = 59,32 / 69,74 = 0,851$$

$$FactorY = 59,32 / 67,13 = 0,884$$

- **Efectos de la torsión accidental**

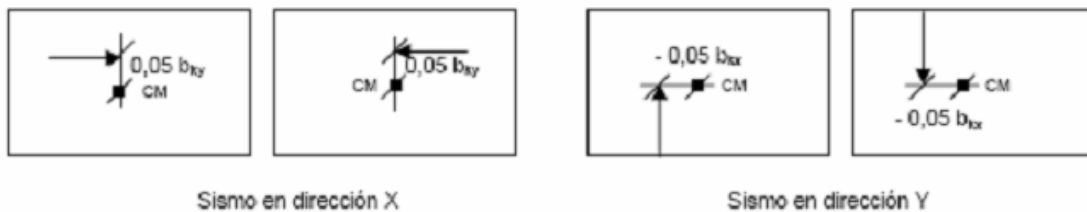
De acuerdo con las disposiciones de la NCh433.Of96 se deben realizar tres análisis en cada dirección para considerar los efectos de la torsión accidental:

- Con centros de masa en su posición original.



- Considerando el efecto de la torsión accidental.

Para considerar el efecto de la torsión accidental se desplaza transversalmente la ubicación de los centros de masa como se indica en la figura inferior. Considerando la doble simetría de los edificios sólo basta con considerar los cuatro casos destacados.



4.6 Combinaciones de los estados de carga

Dado que se utiliza un método de diseño por el método de las tensiones admisibles, las sollicitaciones de diseño se obtienen combinando los estados de carga básicos de la forma que se indica en esta sección

- **Análisis con el método estático de análisis sísmico**

Las combinaciones de los estados de carga básicos usadas son las indicadas en la Tabla 4.11. Se observa que los estados de carga se reducen debido a la doble simetría de la estructura y a que el centro de masa de la estructura se encuentra al centro de la planta.

Tabla 4. 11. Combinaciones de los estados de carga básicos. Método estático de análisis sísmico.

ESTADOS DE CARGA	
1	CP + SC
2	CP + SC + SEX
3	CP + SC + (SEX + TEX)
4	CP + SC + SEY
5	CP + SC + (SEY + TEY)

donde:

CP: Sollicitaciones debido al Peso Propio de la estructura.

SC: Sollicitaciones debido a la sobrecarga de uso de la estructura.

SEX: Sollicitación sísmica según dirección X.

SEY: Sollicitación sísmica según dirección Y.

TEX: Sollicitación de torsión accidental para sismo según la dirección X.

TEY: Sollicitación de torsión accidental para sismo según la dirección Y.

- **Análisis con el método de superposición modal.**

Las combinaciones de los estados de carga básicos utilizadas son las indicadas en la Tabla 4.12. La torsión accidental sólo se incluye en una dirección por la doble simetría de la estructura.

Tabla 4. 12. Combinaciones de los estados de carga básico. Método de superposición modal.

ESTADOS DE CARGA	
1	CP + SC
2	CP + SC + Sax
3	CP + SC + Say
4	CP + SC + (Sax ± 0,05)
5	CP + SC + (Say ± 0,05)

donde:

CP: Solicitaciones provocadas por el Peso Propio de la estructura

SC: Solicitaciones provocadas por sobrecarga de la estructura

Sax: espectro de diseño según dirección X.

Say: espectro de diseño según dirección Y.

Sax ± 0,05: espectro de diseño considerando torsión accidental según sismo X.

Say ± 0,05: espectro de diseño considerando torsión accidental según sismo Y.

4.7 Respuesta sísmica a nivel global del edificio de 4 pisos

4.7.1 Esfuerzo de Cortes, Momentos de Torsión y Momentos Volcantes por piso.

Los resultados de los esfuerzos de corte (Q_x o Q_y), momentos de torsión (M_t) y momentos volcantes (M_y o M_x) tanto para el sismo en la dirección X como en dirección Y, se entregan en las Tablas 4.13 y 4.14 tanto para el análisis sísmico estático como dinámico por superposición modal.

Tabla 4. 13. Resultados para sismo actuando en la dirección de X. Análisis Estático y Dinámico.

Piso	Q_x (ton)		M_t (Ton·m)		Posición	M_y (Ton·m)	
	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico		Estático	Dinámico
4	16.69	11.1	109.1	72.3	Top	0.0	0.0
					Botton	39.4	26.1
3	34.35	34.5	224.7	225.6	Top	39.4	26.1
					Botton	120.5	107.3
2	47.9	51.18	313.3	334.7	Top	120.5	107.3
					Botton	233.5	227.5
1	59.32	59.32	387.9	388.2	Top	233.5	227.5
					Botton	373.5	366.7

Tabla 4. 14. Resultados para sismo actuando en la dirección de Y. Análisis Estático y Dinámico.

Piso	Q_y (ton)		M_t (Ton·m)		Posición	M_x (Ton·m)	
	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico		Estático	Dinámico
4	16.69	11.64	115.9	80.1	Top	0.0	0.0
					Botton	39.4	27.5
3	34.35	35.32	238.7	224.7	Top	39.4	27.5
					Botton	120.5	110.6
2	47.9	51.45	332.9	357.6	Top	120.5	110.6
					Botton	233.5	227.5
1	59.32	59.32	412.3	412.4	Top	233.5	227.5
					Botton	373.5	370.5

En la Figura 4.12 se muestra el valor del corte por piso para la dirección X e Y, resultando valores muy parecidos para el análisis dinámico y el análisis estático, salvo el cuarto piso debido a la inexistencia de un diafragma rígido lo que hace variar el comportamiento según el análisis utilizado. Esto se debe a que en el método dinámico existen modos participantes que modifican la distribución de las cargas en el piso.

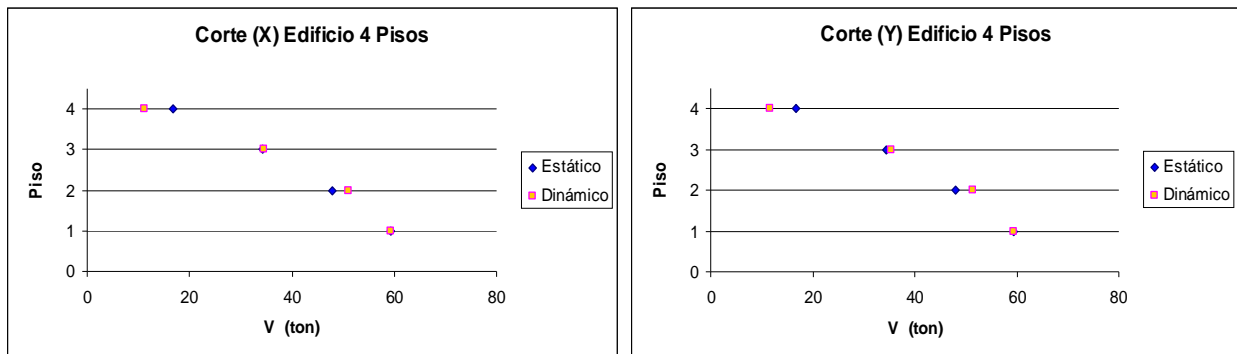


Figura 4. 12 Corte por Piso en edificio de 4 pisos

En la Figura 4.13, se muestra el momento volcante en cada piso de la estructura obtenido usando tanto el análisis sísmico estático como el análisis dinámico. El momento obtenido con el método estático es mayor que el momento dinámico, sin embargo los valores son muy cercanos entre sí.

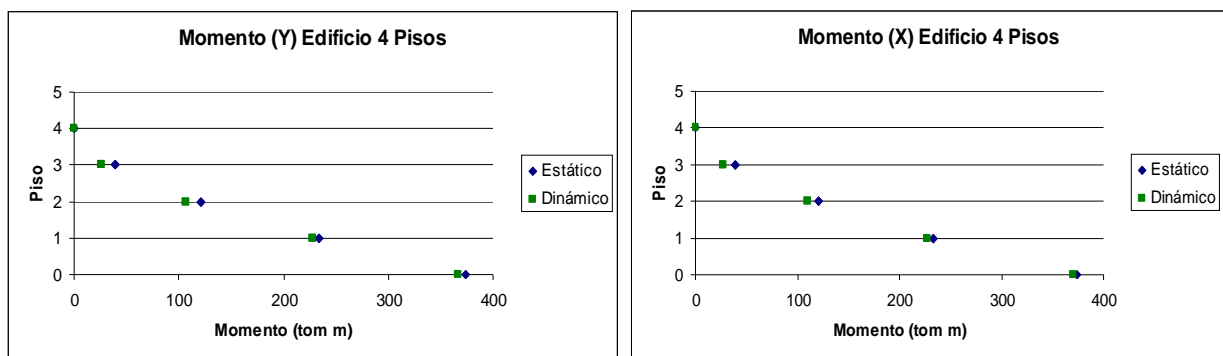


Figura 4. 13 Momento por Piso en edificio de 4 pisos

4.7.2 Desplazamientos horizontales debido a la acción sísmica.

Los desplazamientos de los diafragmas de piso deben calcularse para las acciones sísmicas de diseño incluyendo el efecto de la torsión accidental (INN, 1996), es decir se deben considerar los casos siguientes:

$$\begin{aligned}
 &sex + tex, \quad sex - tex, \quad -(sex + tex), \quad -(sex - tex) \\
 &sey + tey, \quad sey - tey, \quad -(sey + tey), \quad -(sey - tey)
 \end{aligned}$$

a) *Desplazamientos horizontales relativos en el centro de masas del piso.*

El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos medido en el centro de masas no debe ser mayor que el 0.002 de la altura de entrepiso.

$$\delta_i = |\Delta_{cmi-1} - \Delta_{mi}| \leq 0.002h$$

Considerando la altura de entrepiso de $h = 2.36$ m, el desplazamiento relativo máximo es:

$$\delta_{\max} = 4.72 \text{ mm}$$

Considerando los desplazamientos horizontales de los centros de masa del piso, ver Tabla 4.15, se comprueba que los desplazamientos horizontales relativos de los centros de masa son inferiores al valor límite ($\delta_{\max} = 4.72\text{mm}$) exigido por la norma NCh433 (INN, 1996), ver Tabla 4.16.

Tabla 4. 15. Desplazamiento del centro de masa del piso, Δ_{cmi} . Análisis Estático y Dinámico

Piso	Desplazamiento horizontal del centro de masa			
	Método Estático		Método Dinámico	
	Δ_x (mm)	Δ_y (mm)	Δ_x (mm)	Δ_y (mm)
4	1.855	1.656	2.124	1.843
3	1.548	1.328	1.845	1.530
2	1.090	0.906	1.321	1.050
1	0.532	0.435	0.628	0.463

Tabla 4. 16. Desplazamiento horizontal relativo de entre piso del centro de masas del piso (δ_i). Análisis Estático y Dinámico

Entrepiso	Desplazamiento horizontal relativo del centro de masa			
	Estático		Dinámico	
	δ_x (mm)	δ_y (mm)	δ_x (mm)	δ_y (mm)
4	0.31	0.33	0.28	0.31
3	0.46	0.42	0.52	0.48
2	0.56	0.47	0.69	0.59
1	0.53	0.44	0.63	0.46

En la Figura 4.14 se muestra el desplazamiento relativo por piso del centro de masa, se observa que entre el piso 2 y el piso 1 esta el mayor desplazamiento relativo. Sin embargo ningún valor sobrepasa el máximo exigido por la norma. Además se puede observar que los valores de los desplazamientos relativos entregados por el análisis dinámico son mayores.

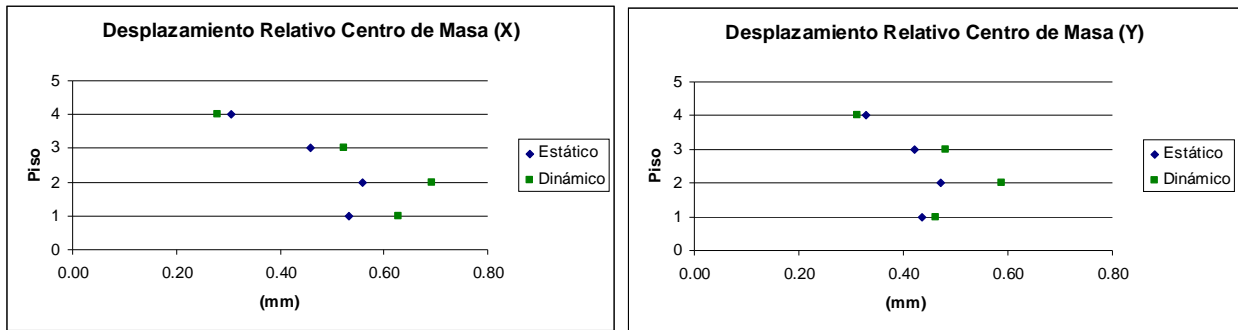


Figura 4. 14. Desplazamiento Relativo Centro de Masa, Edificio de 4 Pisos

b) Control de las deformaciones por efecto de la torsión.

Para controlar los efectos de la torsión en planta de la estructura, es necesario conocer los desplazamientos de los puntos de la planta más alejados del Centro de Masa. Con el propósito de controlar estos efectos, la norma NCh433 (INN, 1996) limita los desplazamientos relativos de entrepiso de estos puntos (δ_a) de modo que se cumpla:

$$|\delta_a - \delta_i| \leq 0.001h$$

En la Figura 4.15 se muestra el punto de la planta donde se determina el desplazamiento debido a la torsión en planta.

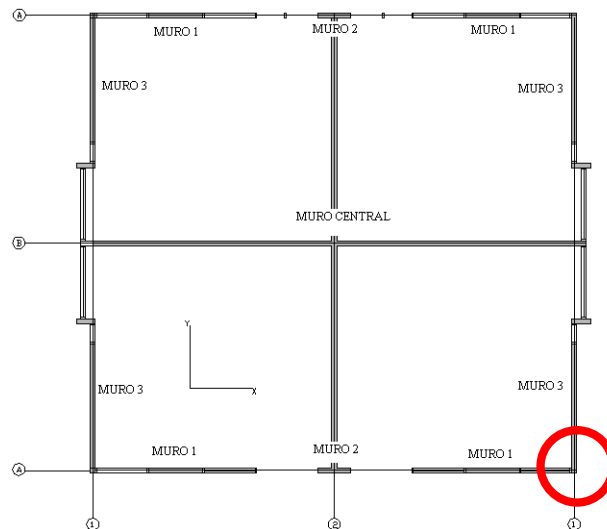


Figura 4. 15. Punto A de la planta tipo

En la tabla 4.17 se indican los valores límites de desplazamiento horizontal relativo del punto A. Este desplazamiento es igual al desplazamiento relativo del centro de masa de cada piso más 0.001 de la altura entre piso.

Tabla 4. 17. Desplazamiento relativo máximo del punto A de la planta

Entrepiso	Desplazamiento relativo del centro de masa + 0,001*h			
	Estático		Dinámico	
	δ_{aX} (mm)	δ_{aY} (mm)	δ_{aX} (mm)	δ_{aY} (mm)
4	2.67	2.69	2.64	2.67
3	2.82	2.78	2.88	2.84
2	2.92	2.83	3.05	2.95
1	2.89	2.80	2.99	2.82

En la Tabla 4.19 se comprueba que el desplazamiento relativo máximo del punto A, no supera los valores de la Tabla 4.17. Los valores de la Tabla 4.19 se obtienen de los valores del desplazamiento horizontal del punto A indicado en la Tabla 4.18.

Tabla 4. 18. Desplazamiento horizontal del punto A

Piso	Desplazamiento Punto A			
	Estático		Dinámico	
	Δ_{aX} (mm)	Δ_{aY} (mm)	Δ_{aX} (mm)	Δ_{aY} (mm)
4	1.98	1.80	2.34	2.09
3	1.66	1.46	1.98	1.69
2	1.18	1.00	1.42	1.17
1	0.57	0.48	0.68	0.55

Tabla 4. 19. Desplazamiento horizontal relativo del punto A

Entrepiso	Desplazamiento horizontal relativo del punto A			
	Estático		Dinámico	
	δ_{aX} (mm)	δ_{aY} (mm)	δ_{aX} (mm)	δ_{aY} (mm)
4	0.32	0.34	0.36	0.41
3	0.48	0.46	0.56	0.52
2	0.61	0.52	0.74	0.62
1	0.57	0.48	0.68	0.55

En la Figura 4.16 se muestra el valor del desplazamiento relativo de entrepiso del punto A, obtenido tanto por el análisis estático como dinámico.

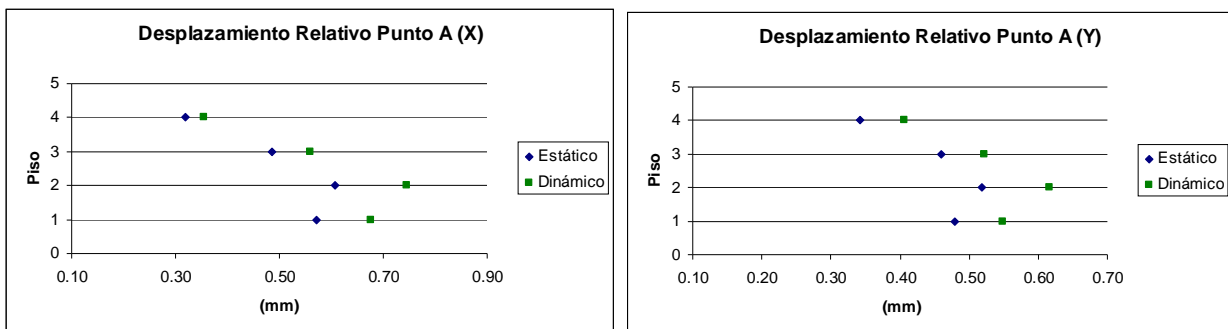


Figura 4. 16. Desplazamiento Relativo Punto A, edificio de 4 Pisos.

4.8 Respuesta sísmica a nivel global del edificio de 5 pisos

4.8.1 Esfuerzos de Corte, Momentos de Torsión y Momentos Volcantes

Los resultados de los esfuerzos de corte (Q_x o Q_y), momentos de torsión (M_t) y momentos volcantes (M_y o M_x), se indican en las Tablas 4.20 y 4.21 tanto para el análisis sísmico estático como dinámico por superposición modal en las direcciones X e Y.

Tabla 4. 20. Resultados para sismo actuando en la dirección de X. Análisis Estático y Dinámico.

Piso	Qx (ton)		Mt (Ton·m)		Posición	My (Ton·m)	
	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico		Estático	Dinámico
5	18.56	13.3	121.3	87.2	Top	0	0
					Botton	43.8	31.5
4	38.19	41.7	249.7	272.7	Top	43.8	31.5
					Botton	133.9	129.6
3	53.25	62.3	348.2	407.3	Top	133.9	129.6
					Botton	259.6	275.8
2	65.95	73.74	431.3	479.7	Top	259.6	275.8
					Botton	415.2	447.8
1	77.73	74.79	508.4	488.5	Top	415.2	447.8
					Botton	598.7	623.4

Tabla 4. 21. Resultados para el sismo actuando en la dirección Y. Método Estático y Dinámico.

Piso	Qy (ton)		Mt (Ton·m)		Posición	Mx (Ton·m)	
	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico		Estático	Dinámico
5	18.56	13.69	128.9	95.2	Top	0	0
					Botton	43.8	32.3
4	38.19	41.01	265.4	284.9	Top	43.8	32.3
					Botton	133.9	128.7
3	53.25	60.14	370.1	417.9	Top	133.9	128.7
					Botton	259.6	269.7
2	65.95	70.26	458.3	488.4	Top	259.6	269.7
					Botton	415.2	434.5
1	77.73	71.47	540.2	496.7	Top	415.2	434.5
					Botton	598.7	602.4

En la Figura 4.17, se muestra el valor de la fuerza de corte por piso usando el análisis estático y el análisis dinámico. En la Figura 4.17 se observa que los valores de la fuerza de corte en el primer piso obtenida con el método dinámico son inferiores a las obtenidas con el método estático y son mayores en los pisos intermedios.

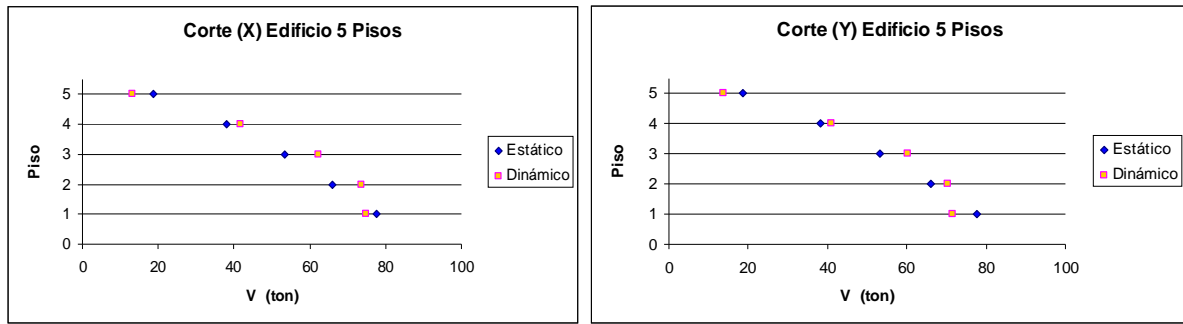


Figura 4. 17. Corte por Piso en edificio de 5 pisos

En la Figura 4.18 se observa que el momento volcante obtenidos con el método estático y dinámico en los distintos pisos del edificio de 5 pisos son similares

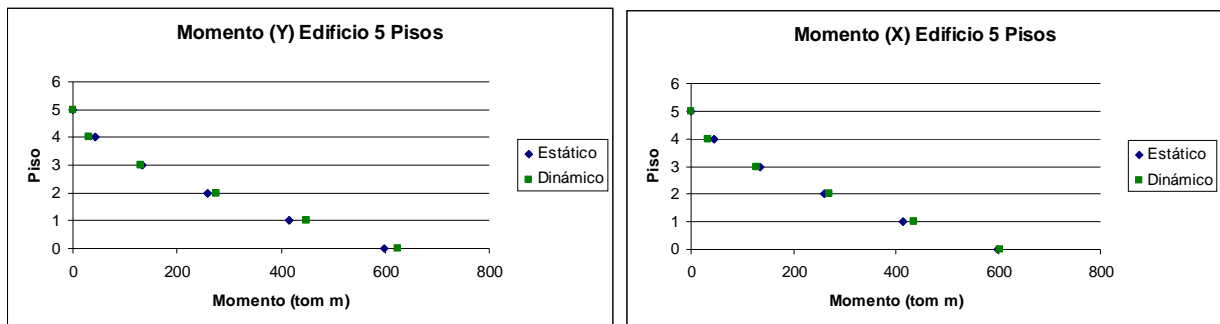


Figura 4. 18. Momento por piso en edificio de 5 pisos

4.8.2 Desplazamientos horizontales debido a la acción sísmica.

Los desplazamientos de los diafragmas de piso deben calcularse para las acciones sísmicas de diseño incluyendo el efecto de la torsión accidental (INN, 1996), es decir deben considerarse los casos siguientes:

$$\begin{aligned}
 &sex + tex, \quad sex - tex, \quad -(sex + tex), \quad -(sex - tex) \\
 &sey + tey, \quad sey - tey, \quad -(sey + tey), \quad -(sey - tey)
 \end{aligned}$$

a. Desplazamientos horizontales relativos en el centro de masas del piso.

El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos medido en el centro de masas no debe ser mayor que el 0.002 de la altura de entrepiso.

$$\delta_i = |\Delta_{cmi-1} - \Delta_{mi}| \leq 0.002h$$

Considerando la altura de entrepiso de $h = 2.36$ m, el desplazamiento relativo máximo es:

$$\delta_{\max} = 4.72 \text{ mm}$$

Teniendo en cuenta los valores de los desplazamientos horizontales del centro de masa de cada piso, ver Tabla 4.22, se comprueba que los desplazamientos de los Centro de Masa son bajos.

Tabla 4. 22. Desplazamiento del centro de masa del piso, Δ_{cmi} . Análisis Estático y Dinámico

Piso	Desplazamiento CM			
	Estático		Dinámico	
	Δ_X (mm)	Δ_Y (mm)	Δ_X (mm)	Δ_Y (mm)
5	2.39	2.07	2.38	2.05
4	1.89	1.60	2.08	1.70
3	1.37	1.12	1.53	1.20
2	0.73	0.58	0.80	0.61
1	0.09	0.07	0.09	0.07

Considerando los desplazamientos horizontales de los centros de masa, se comprueba que los desplazamientos horizontales relativos de los centros de masa son inferiores al valor límite ($\delta_{\max} = 4.72\text{mm}$) exigido por la norma NCh433 (INN, 1996), ver Tabla 4.23.

Tabla 4. 23. Desplazamiento horizontal relativo de entre piso del centro de masas del piso (δ_i). Análisis Estático y Dinámico

Entrepiso	Desplazamiento horizontal relativo del centro de masa			
	Estático		Dinámico	
	δ_X (mm)	δ_Y (mm)	δ_X (mm)	δ_Y (mm)
5	0.50	0.47	0.30	0.35
4	0.52	0.48	0.55	0.50
3	0.64	0.54	0.73	0.59
2	0.64	0.51	0.71	0.54
1	0.09	0.07	0.09	0.07

En la Figura 4.19 se observa una diferencia marcada entre el desplazamiento de la estructura de hormigón armado y los pisos superiores de albañilería armada. El comportamiento de la estructura indica que en segundo piso se produce una deformación mayor a nivel de piso debido al cambio en los materiales.

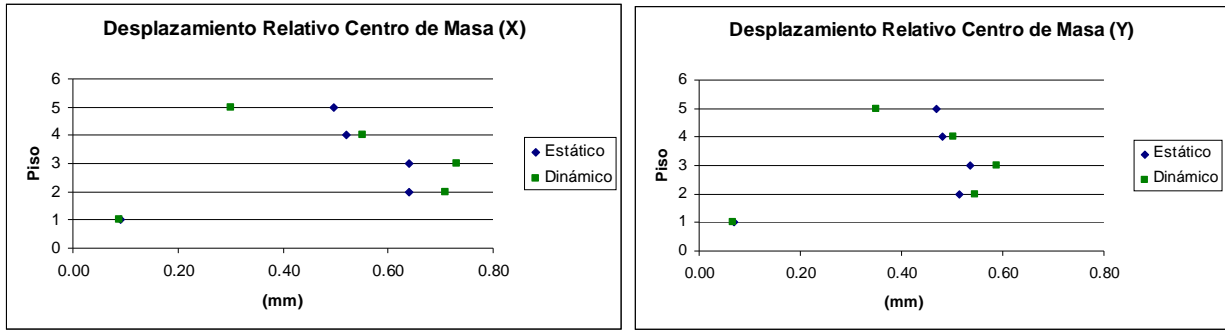


Figura 4. 19. Desplazamiento Relativo Centro de Masa, Edificio de 5 pisos

b. Control de las deformaciones por efecto de la torsión.

Para verificar los efectos de la torsión en planta en la estructura, es necesario conocer el desplazamiento de los puntos de la planta más alejados del Centro de Masa. Con el propósito de controlar estos efectos, la norma NCh433 (INN, 1996) limita los desplazamientos relativos de entrepiso de estos puntos (δ_a) de modo que se cumpla:

$$|\delta_a - \delta_i| \leq 0.001h$$

En la Figura 4.20 se muestra el punto de la planta donde se hace el análisis de los desplazamientos debido a la torsión en planta.

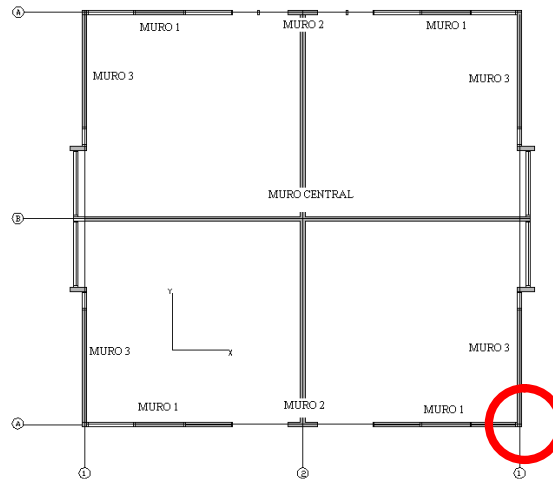


Figura 4. 20. Punto A de la planta tipo

En la Tabla 4.24 se indican los valores límites del desplazamiento horizontal relativo del punto A. Este desplazamiento relativo es igual al desplazamiento relativo del centro de masa de cada piso más 0.001 de la altura entre piso.

Tabla 4. 24. Desplazamiento relativo máximo del punto A de la planta.

Entrepiso	Desplazamiento del centro de masa + 0,001*h			
	Estático		Dinámico	
	δ_x (mm)	δ_y (mm)	δ_x (mm)	δ_y (mm)
5	2.86	2.83	2.66	2.71
4	2.88	2.84	2.91	2.86
3	3.00	2.90	3.09	2.95
2	3.00	2.87	3.07	2.90
1	2.45	2.43	2.45	2.43

En la Tabla 4.26 se comprueba que el desplazamiento relativo máximo del punto A, no supera los valores de la Tabla 4.24. Los valores de la Tabla 4.26 se obtiene de los valores del desplazamiento horizontal del punto A indicado en la Tabla 4.25.

Tabla 4. 25. Desplazamientos horizontales del punto A.

Piso	Desplazamiento horizontal del punto A			
	Estático		Dinámico	
	Δ_{ax} (mm)	Δ_{ay} (mm)	Δ_{ax} (mm)	Δ_{ay} (mm)
5	2.39	2.17	2.59	2.28
4	2.05	1.78	2.24	1.89
3	1.49	1.25	1.65	1.34
2	0.79	0.66	0.86	0.69
1	0.10	0.08	0.10	0.08

Tabla 4. 26. Desplazamiento horizontal relativo del punto A

Entrepiso	Desplazamiento horizontal relativo del punto A			
	Estático		Dinámico	
	δ_{ax} (mm)	δ_{ay} (mm)	δ_{ax} (mm)	δ_{ay} (mm)
5	0.34	0.39	0.35	0.39
4	0.56	0.53	0.59	0.55
3	0.69	0.60	0.79	0.65
2	0.69	0.57	0.76	0.61
1	0.10	0.08	0.10	0.08

El desplazamiento relativo es inferior al límite máximo exigido por la norma de diseño sísmico, sin embargo se observa claramente una gran diferencia entre el desplazamiento del primer piso, y el resto de los pisos.

En la Figura 4.21 se muestra el valor del desplazamiento relativo de entrepiso del punto A, entregado tanto por el análisis estático como dinámico.

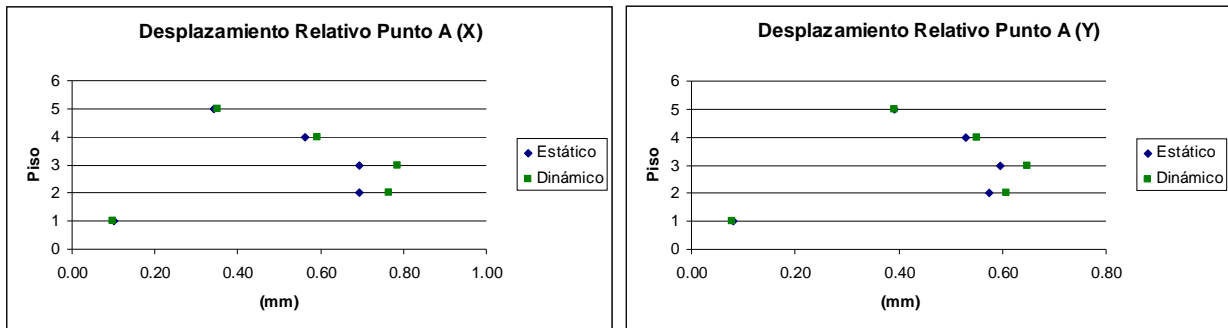


Figura 4. 21. Desplazamiento Relativo Punto A, Edificio de 5 pisos

4.9 Esfuerzos sísmicos en los muros de los edificios

De los resultados del análisis para las combinaciones de carga destacadas tanto para el caso del análisis sísmico estático como dinámico, se obtuvieron los valores de los esfuerzos en los muros de cada edificio, muros que se identifican de acuerdo con la designación destacada en la Figura 4.1 para el edificio de 4 pisos y Figura 4.2 para el edificio de 5 pisos.

Con estos esfuerzos se verifica en el Capítulo 5 el diseño de los muros del edificio de 4 pisos del Tipo A de acuerdo con los requerimientos de la norma NCh1928.Of93.Mod.2003 (INN, 2003).

4.9.1 Esfuerzos en los muros del edificio de 4 pisos

- **Muro 1, dirección X**

Los esfuerzos de diseño del Muro 1, el cual es el segundo muro que mayor carga sísmica resiste en la dirección X de la planta del edificio, se indican en la Tabla 4.27.

Tabla 4. 27. Esfuerzos de diseño del Muro 1

	N (ton)		V (ton)		M (ton·m)		Estado de Carga	
	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico
Piso 4	2.52	2.50	2.48	2.52	1.70	1.72	3	4
Piso 3	6.62	6.35	4.21	5.19	2.98	3.14	3	4
Piso 2	11.23	10.93	4.38	4.87	2.93	3.17	3	4
Piso 1	16.58	16.55	4.50	4.65	3.77	3.76	3	4

- **Muro 2, dirección X**

Los esfuerzos de diseño del Muro 2, se indican en la Tabla 4.28.

Tabla 4. 28. Esfuerzos de diseño del Muro 2

	N (ton)		V (ton)		M (ton·m)		Estado de Carga	
	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico
Piso 4	1.81	1.81	0.18	0.27	0.22	0.30	3	4
Piso 3	4.01	4.01	0.50	0.59	0.61	0.72	3	4
Piso 2	6.14	6.14	0.53	0.74	0.64	0.87	3	4
Piso 1	7.40	7.40	0.76	0.87	1.04	1.14	3	4

- **Muro 3, dirección Y**

Los esfuerzos de diseño del Muro 2, se indican en la Tabla 4.29.

Tabla 4. 29. Esfuerzos de diseño del Muro 3

	N (ton)		V (ton)		M (ton·m)		Estado de Carga	
	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico
Piso 4	1.91	1.94	1.22	1.39	2.05	2.16	5	5
Piso 3	6.73	6.90	4.09	4.28	2.83	3.19	5	5
Piso 2	12.57	13.11	6.19	6.78	6.07	6.13	5	5
Piso 1	19.25	20.29	8.18	8.30	12.56	12.22	5	5

- **Muros medianeros**

Los esfuerzos de diseño de los muros medianeros orientados en las direcciones de los ejes X e Y se indican en la Tabla 4.30 y 4.31.

Tabla 4. 30. Esfuerzos de diseño del muro medianero orientado en la dirección X de la planta

	N (ton)		V (ton)		M (ton·m)		Estado de Carga	
	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico
Piso 4	14.47	14.47	15.11	9.27	25.35	13.43	3	4
Piso 3	47.82	47.82	26.79	25.80	59.68	43.89	3	4
Piso 2	80.43	80.43	37.83	38.49	115.45	95.76	3	4
Piso 1	116.20	116.20	41.37	39.26	168.24	141.26	3	4

Tabla 4. 31. Esfuerzos de diseño del muro medianero orientado en la dirección Y de la planta

	N (ton)		V (ton)		M (ton·m)		Estado de carga	
	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico
Piso 4	13.68	13.68	14.01	8.11	26.54	15.50	5	5
Piso 3	44.43	44.43	20.31	19.79	56.64	45.65	5	5
Piso 2	76.85	76.85	26.56	26.93	94.58	83.19	5	5
Piso 1	112.06	112.06	28.80	27.89	130.35	116.57	5	5

4.9.2 Esfuerzos en los muros del edificio de 5 pisos

- **Muro 1 dirección X**

Los esfuerzos de diseño del muro 1 se indican en la Tabla 4.32

Tabla 4. 32. Esfuerzos de diseño del Muro 1

	N (ton)		V (ton)		M (ton·m)		Estado de carga	
	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico
Piso 5	3.94	4.09	4.95	4.92	5.97	5.90	3	4
Piso 4	5.58	5.65	3.73	3.98	2.46	2.78	3	4
Piso 3	10.73	10.76	4.58	5.22	2.99	3.52	3	4
Piso 2	16.69	16.87	5.08	5.75	3.65	4.16	3	4
Piso 1	23.70	23.88	3.14	2.43	5.48	5.59	3	4

- **Muro 2 dirección X**

Los esfuerzos de diseño del muro 1 se indican en la Tabla 4.33.

Tabla 4. 33. Esfuerzos de diseño del Muro 2

	N (ton)		V (ton)		M (ton·m)		Estado de carga	
	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico
Piso 5	1.66	1.66	0.23	0.15	0.29	0.31	3	4
Piso 4	3.40	3.40	0.62	0.80	0.79	1.01	3	4
Piso 3	6.07	6.07	0.64	0.92	0.79	1.08	3	4
Piso 2	7.52	7.52	0.76	1.04	0.95	1.28	3	4
Piso 1	9.17	9.17	0.52	0.41	1.30	1.26	3	4

- **Muro 3 dirección Y**

Este muro tiene la misma ubicación indicada en la Figura 4.1, sin embargo posee un largo de 2.79 m. Los esfuerzos de diseño del muro 1 se indican en la Tabla 4.34.

Tabla 4. 34. Esfuerzos de diseño del Muro 3

	N (ton)		V (ton)		M (ton·m)		Estado de carga	
	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico
Piso 5	1.36	1.47	0.69	0.76	0.50	0.49	5	5
Piso 4	7.18	7.23	3.23	3.57	2.89	3.03	5	5
Piso 3	12.98	13.49	4.67	5.46	4.21	4.20	5	5
Piso 2	20.63	21.62	6.53	7.12	8.41	8.19	5	5
Piso 1	29.80	31.37	7.84	6.19	16.01	16.07	5	5

- **Muros medianeros**

Los esfuerzos de diseño de los muros medianeros orientados en las direcciones de los ejes X e Y se indican en la Tabla 4.35 y 4.36.

Tabla 4. 35. Esfuerzos de diseño en el muro medianero orientado en la dirección X

	N (ton)		V (ton)		M (ton·m)		Estado de carga	
	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico
Piso 5	14.60	14.60	16.08	11.14	26.03	18.12	3	4
Piso 4	47.50	47.50	30.30	31.57	62.70	53.70	3	4
Piso 3	80.04	80.04	41.90	46.61	122.40	114.95	3	4
Piso 2	115.84	115.84	48.53	50.62	192.53	179.49	3	4
Piso 1	157.34	157.34	68.99	71.10	367.13	373.07	3	4

Tabla 4. 36. Esfuerzos de diseño en el muro medianero orientado en la dirección Y

	N (ton)		V (ton)		M (ton·m)		Estado de carga	
	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico
Piso 5	13.85	13.85	16.28	10.90	30.75	20.63	5	5
Piso 4	45.14	45.14	22.40	22.51	64.44	55.35	5	5
Piso 3	77.31	77.31	29.57	31.06	107.10	99.13	5	5
Piso 2	112.21	112.21	33.77	33.84	151.53	141.17	5	5
Piso 1	149.67	149.67	49.23	48.30	217.88	207.49	5	5

4.10 Comentarios

- De los valores de los esfuerzos en los muros obtenidos al usar la norma NCh 433 Of.96, se observa que tanto para los edificios de 4 y 5 pisos, los esfuerzos son similares cuando se aplica un método de análisis estático o dinámico por superposición modal.
- Los resultados de los esfuerzos en los muros del último piso de los edificios, el cuarto piso y el quinto piso para el edificio de 4 y 5 pisos respectivamente, son diferentes. Esto se debe a que los modos de vibración superiores del método dinámico aportan al comportamiento de la estructura donde existen más de tres grados de libertad por ser un piso sin diafragma rígido.
- El esfuerzo axial obtenido por los métodos de análisis estático o dinámico, queda determinado casi por completo por la combinación del peso propio y sobrecarga del edificio. El aporte al esfuerzo axial del sismo es mínimo, no obstante se considera en el cálculo, ver ANEXO D.
- Por las características de la estructura de los edificios, los muros 1, 2 y el muro central en la dirección del X de la planta quedan controlados por las combinaciones en que el sismo se considera actuando en esa dirección. Para el muro 3 y muro central, orientados en la dirección Y de la planta, por las mismas razones quedan controlados por las combinaciones en que el sismo actúa en la dirección Y.
- En la Tabla 4.37 y 4.38 se indica el porcentaje de la fuerza de corte del piso que resiste cada muro, confirmándose que los muros centrales son los elemento que resisten el mayor porcentaje de la fuerza de corte del piso debiendo ser diseñados correctamente para evitar la falla de este elemento, ya que su falla provocaría una redistribución de las sollicitaciones sísmicas en otros elementos que no están diseñados para resistir esfuerzos de tal magnitud.
- Además se observa que el porcentaje de corte de la memoria de cálculo de diseño de los edificios difiere de los resultados obtenidos, de manera que existen una subvaloración de las cargas sísmicas de corte que se utilizaron para realizar el diseño del edificio.
- Utilizando el método estático y dinámico de la norma NCh433 Of.96 se obtienen porcentajes de corte similares. Las mayores diferencias están en la dirección del eje X de la planta.
- Los desplazamientos de la estructura de 4 y 5 pisos son inferiores a los valores límites exigidos por la norma por lo que no existen problemas, sin embargo se debe tener especial cuidado con los desplazamientos de la albañilería, ya que su capacidad de deformación es mínima si no existe relleno de huecos y si la armadura no está correctamente adherida.
- Los valores de demanda de la norma NCh433 Of.96 son mayores que los valores de la norma NCh 433 Of.93, lo que implica que los diseños actuales deben hacerse con sollicitaciones sísmicas mayores.

Tabla 4. 37. Porcentaje de la fuerza de corte resistida por cada muro para el sismo actuando en la dirección X de la planta

Porcentaje de Corte Dirección X					
Estático					
Piso	Corte (ton)	Muro 1 (%)	Muro 2 (%)	Muro Central X (%)	Total (%)
4	16.65	7.2	2.0	90.8	100
3	33.03	16.1	2.8	81.1	100
2	46.49	16.5	2.1	81.4	100
1	55.55	23.0	2.6	74.5	100
Dinámico					
Piso	Corte (ton)	Muro 1 (%)	Muro 2 (%)	Muro Central X (%)	Total (%)
4	11.09	11.9	4.5	83.6	100
3	36.62	26.5	3.0	70.5	100
2	49.07	18.7	2.8	78.4	100
1	53.88	24.1	3.0	72.9	100
Memoria de Cálculo **					
Piso	Corte (ton)	Muro 1 (%)	Muro 2 (%)	Muro Central X (%)	Total (%)
4 *	7.24	38.4	11.6	50.0	100
3	21.55	10.6	1.4	88.1	100
2	31.03	10.6	1.4	88.1	100
1	35.69	10.6	1.4	88.1	100

* : En el cuarto piso los muros toman carga sísmica en forma proporcional a su carga normal

** : En los pisos que existe diafragma rígido, cada muro toma esfuerzo en forma proporcional a su rigidez

Tabla 4. 38. Porcentaje de la fuerza de corte resistida por cada muro para el sismo actuando en la dirección Y de la planta

Porcentaje de Corte Dirección Y				
Análisis Estático				
Piso	Corte (ton)	Muro 3 (%)	Muro Central Y (%)	Total (%)
4	16.37	14.4	85.6	100
3	32.59	37.7	62.3	100
2	46.8	43.2	56.8	100
1	58.88	51.1	48.9	100
Análisis Dinámico				
Piso	Corte (ton)	Muro 3 (%)	Muro Central Y (%)	Total (%)
4	10.6	23.7	76.3	100
3	32.8	39.7	60.3	100
2	48.3	44.2	55.8	100
1	56.2	50.4	49.6	100
Memoria de Cálculo **				
Piso	Corte (ton)	Muro 3 (%)	Muro Central Y (%)	Total (%)
4 *	7.24	50.1	50.0	100
3	21.55	45.9	54.4	100
2	31.03	45.9	54.4	100
1	35.69	45.9	54.4	100

* : En el cuarto piso los muros toman carga sísmica en forma proporcional a su carga normal

** : En los pisos que existe diafragma rígido, cada muro toma esfuerzo en forma proporcional a su rigidez

CAPÍTULO V: VERIFICACION DEL DISEÑO SEGÚN LA NORMA NCh 1928 OF. 93. Mod.2003.

5.1 Introducción

A continuación se presentan los resultados de la verificación del diseño del edificio de 4 pisos del Tipo A usando las recomendaciones de la norma NCh1928 Of.93.Mod2003 Albañilería Armada – Requisitos para el diseño y cálculo (INN, 2003).

La verificación se realiza en los muros del primer piso considerando que están construidos tanto con relleno total de huecos como con relleno parcial de huecos. La elección de estas dos posibilidades se debe a que no hay antecedentes confiables que indiquen fehacientemente la existencia de relleno total de huecos.

La elección del primer piso obedece a que en este piso se producen las sollicitaciones sísmicas más grandes y que de acuerdo con la inspección de terreno se comprobó que en este piso se produjeron daños severos durante el terremoto del 27 de febrero.

Además, en este capítulo se revisa el cumplimiento de las limitaciones de diseño de la norma NCh1928 (INN, 2003) en el edificio seleccionado.

5.2 Propiedades mecánicas de la albañilería

Para determinar la resistencia de los muros, es necesario conocer la resistencia prismática de la albañilería. Debido a que no se cuentan con resultados de ensayos de prismas para esta obra, el valor de la resistencia prismática se obtuvo usando la fórmula recomendada por la norma NC1928 (INN, 2003) para determinar esta resistencia a partir de la resistencia a la compresión de la unidad. Para ello se utilizan los resultados de los ensayos de compresión axial de los bloques huecos de hormigón usados en la obra, ver Anexo E, la cual es igual a: $f_p = 88 \text{ kg} / \text{cm}^2$

- Resistencia prismática de la albañilería sin relleno de huecos

Según el Anexo A de la norma NCh1928, cuando la resistencia prismática de un proyecto no ha sido determinada por medio de ensayos de prismas, su valor se puede obtener usando la ecuación: $f_m \approx 0.3 * f_p \approx 27 \text{ kg} / \text{cm}^2$, donde f_m y f_p se miden con respecto al área bruta del prisma y de la unidad.

Teniendo en cuenta que el área sobre el cual se mide la resistencia prismática cuando la albañilería

se construye sin relleno total de huecos corresponde al área neta del prisma, se ha considerado que esta área es igual a:

$$A_{np} = [2 \times 3 \times 39 + 2 \times 3 \times 8] \text{cm}^2 = 282 \text{cm}^2$$

con lo cual la resistencia prismática medida sobre el área de contacto es igual a:

$$f_{mi} = \frac{27 \times (39 \times 14)}{282} = 52 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Resistencia prismática con relleno total de huecos

Para determinar la resistencia prismática cuando hay relleno total de huecos, se usa el valor de la relación entre la resistencia prismática de albañilería sin relleno de huecos y la resistencia prismática con relleno total de huecos obtenida de los ensayos del Plan Piloto realizado durante el desarrollo de la norma NCh1928 (MINVU, 1982), resultando:

$$\frac{f_m}{f_{mr}} = 0.48 \Rightarrow f_{mr} = \frac{f_m}{0.48} \approx 55 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

- Módulo de Elasticidad

El módulo de Elasticidad se calcula con las recomendaciones de la norma NCh1928, la cual establece que para efectos de calcular la relación modular necesaria para el diseño de los muros por el método de tensiones admisibles, se debe usar:

- Para la albañilería de bloques de hormigón sin relleno total de huecos

$$E = 700 * f_m = 18900 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

- Para la albañilería de bloques de hormigón con relleno total de huecos

$$E = 800 * f_m = 44000 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

5.3 Criterios de Diseño

La norma NCh1928 (INN, 2003) utiliza el método de diseño por tensiones admisibles, aceptando las hipótesis siguientes:

- La albañilería es material homogéneo e isótropo.
- Los módulos de elasticidad de la albañilería y de la armadura permanecen constantes.

Para los efectos del diseño a la flexión considera adicionalmente que:

- La albañilería no resiste tensiones de tracción.
- Las secciones planas permanecen planas al deformarse el muro.
- La armadura esta embebida y adherida a la albañilería.

5.4 Tensiones admisibles de diseño

La norma NCh1928 (INN, 2003) establece las tensiones admisibles para el diseño de una obra de albañilería armada de acuerdo con el régimen de inspección con que se ejecute, reconociendo que una obra se puede ejecutar con o sin inspección especializada. La ejecución con inspección especializada requiere la presencia permanente de un Inspector especializado en albañilería armada.

En la tabla 5.1 se indican las tensiones admisibles que recomienda la norma NCh1928.

**Tabla 5. 1. Tensiones admisibles de la albañilería armada según la Norma NCh 1928 (INN, 2003).
Valores expresados en MPa.” (*)**

Tipo de Esfuerzo	Con inspección especializada	Sin inspección especializada
I. Albañilería		
1) Compresión Axial en Muros	Ver 5.2.3.1	Ver 5.2.3.1
2) Compresión Axial en Columnas	Ver 5.2.3.2	Ver 5.2.3.2
3) Compresión – Flexión	$0.33 f_m$ pero ≤ 6.3	$0.166 f_m$ pero ≤ 3.2
4) Esfuerzo de Corte		
a) Sin considerar armadura de corte		
- Elementos en flexión	$0.09 \sqrt{f_m}$ pero ≤ 0.35	0.175
- Muros		
$M / Vd \geq 1$	$0.06 \sqrt{f_m}$ pero ≤ 0.19	0.10
$M / Vd = 0$	$0.13 \sqrt{f_m}$ pero ≤ 0.28	0.14
b) Con armadura diseñada para resistir todo el corte		
- Elementos en flexión	$0.25 \sqrt{f_m}$ pero ≤ 1.05	0.525
- Muros		
$M / Vd \geq 1$	$0.13 \sqrt{f_m}$ pero ≤ 0.52	0.26
$M / Vd = 0$	$0.17 \sqrt{f_m}$ pero ≤ 0.84	0.42
5) Aplastamiento	$0.25 f_m$ pero ≤ 6.3	$0.125 f_m$ pero ≤ 3.15
	Ver A.6.2	Ver A.6.2
II. Armadura		
A. Tensiones Admisibles		
1) Acero A44 – 28H		
- Estático		
- Sísmico		
2) Acero A63 – 42H		
- Estático	140	140
- Sísmico	185	185
3) Acero AT56 – 50		
- Estático	170	no usar
- Sísmico	220	no usar
B. Modulo de Elasticidad		
	2.1×10^5	2.1×10^5

(*): El valor de f_m a utilizar en las expresiones de esta tabla corresponde al valor indicado en el punto 5.3.2 de acuerdo con el tipo de relleno que se utilice en los huecos de las unidades.

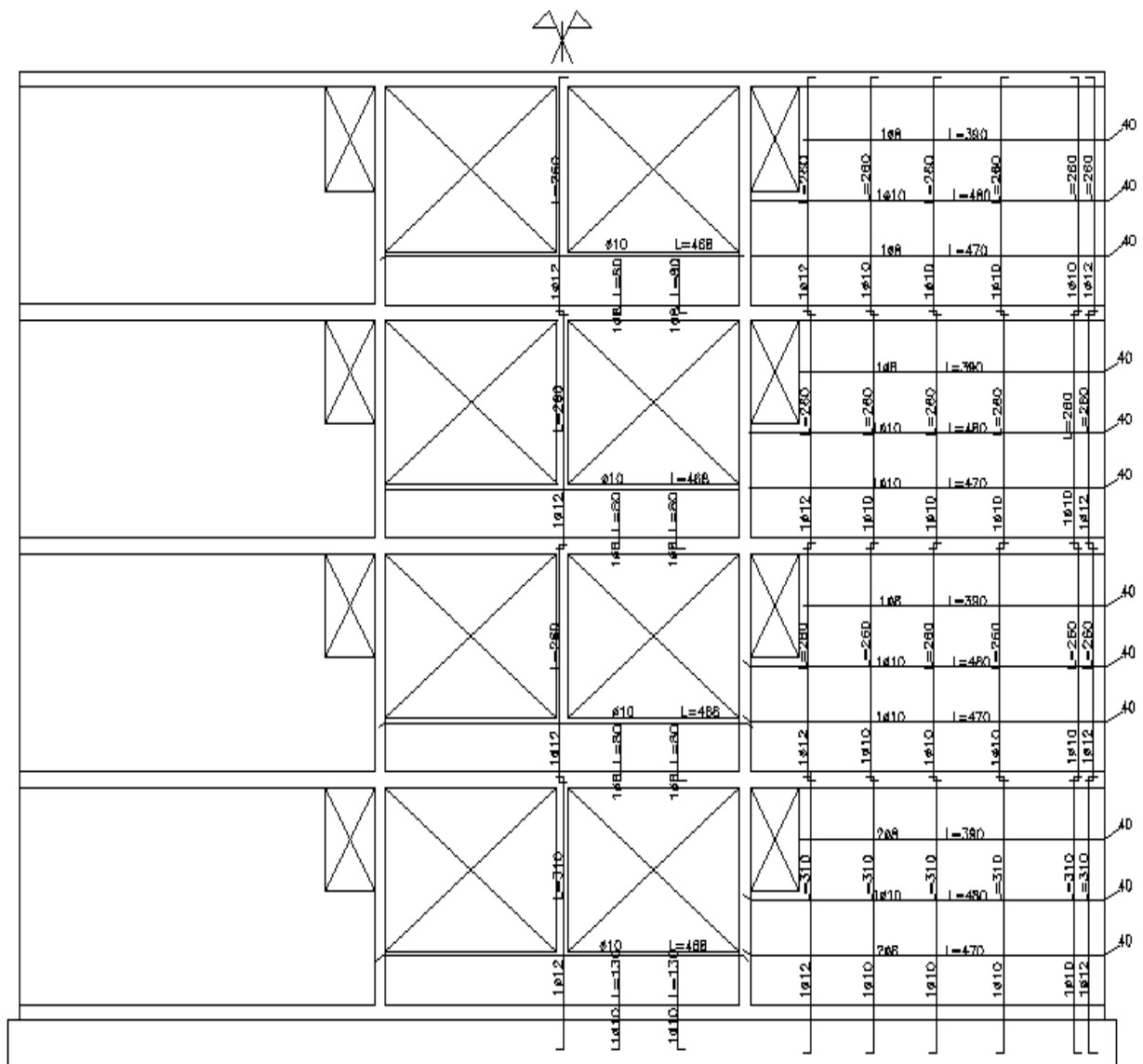


Figura 5. 2. Armadura de refuerzo de los muros del Eje 1. Edificio de 4 pisos del Tipo A

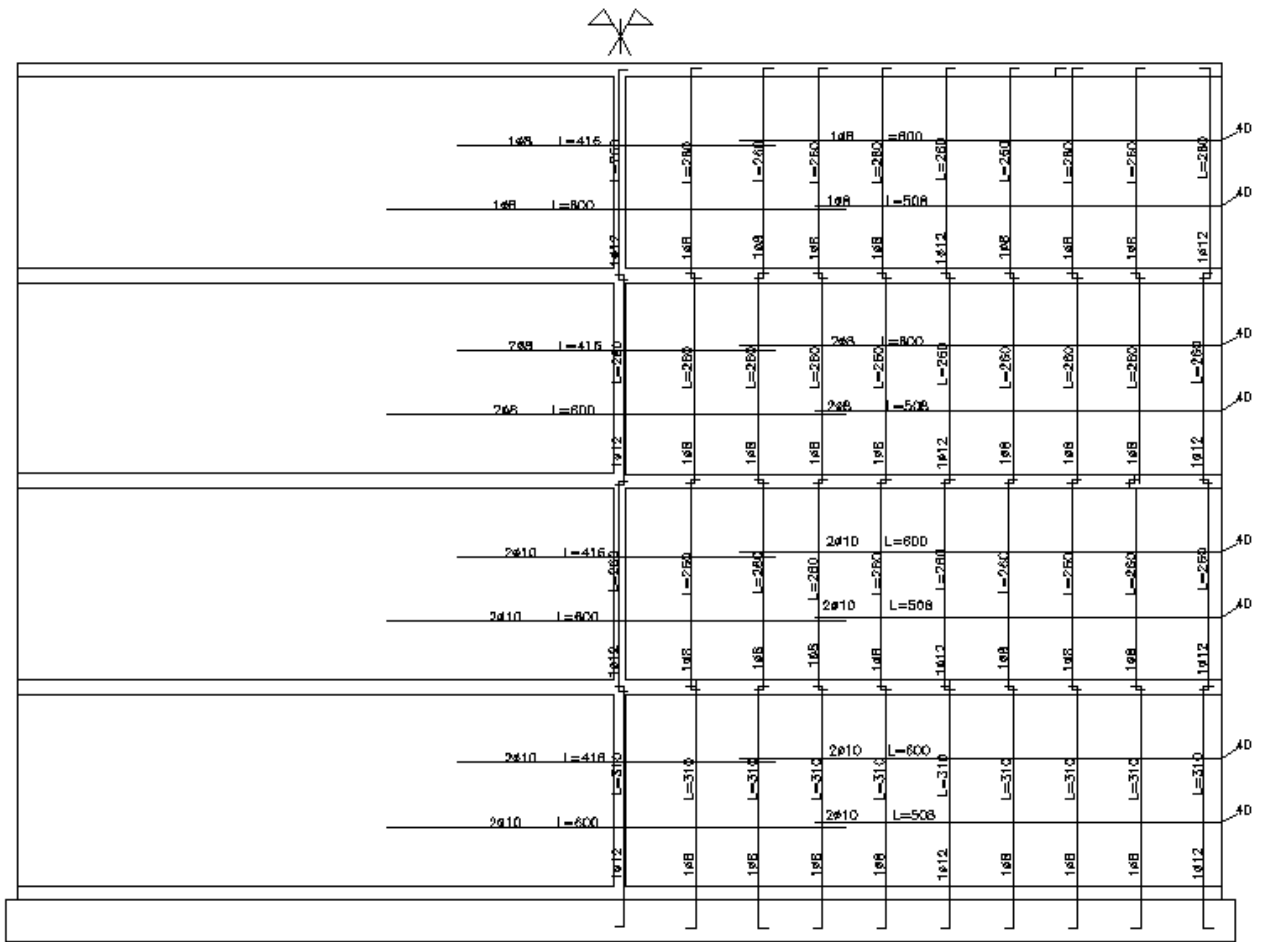


Figura 5. 3. Armadura de refuerzo muro medianero Eje 2 y B. Edificio de 4 pisos del Tipo A

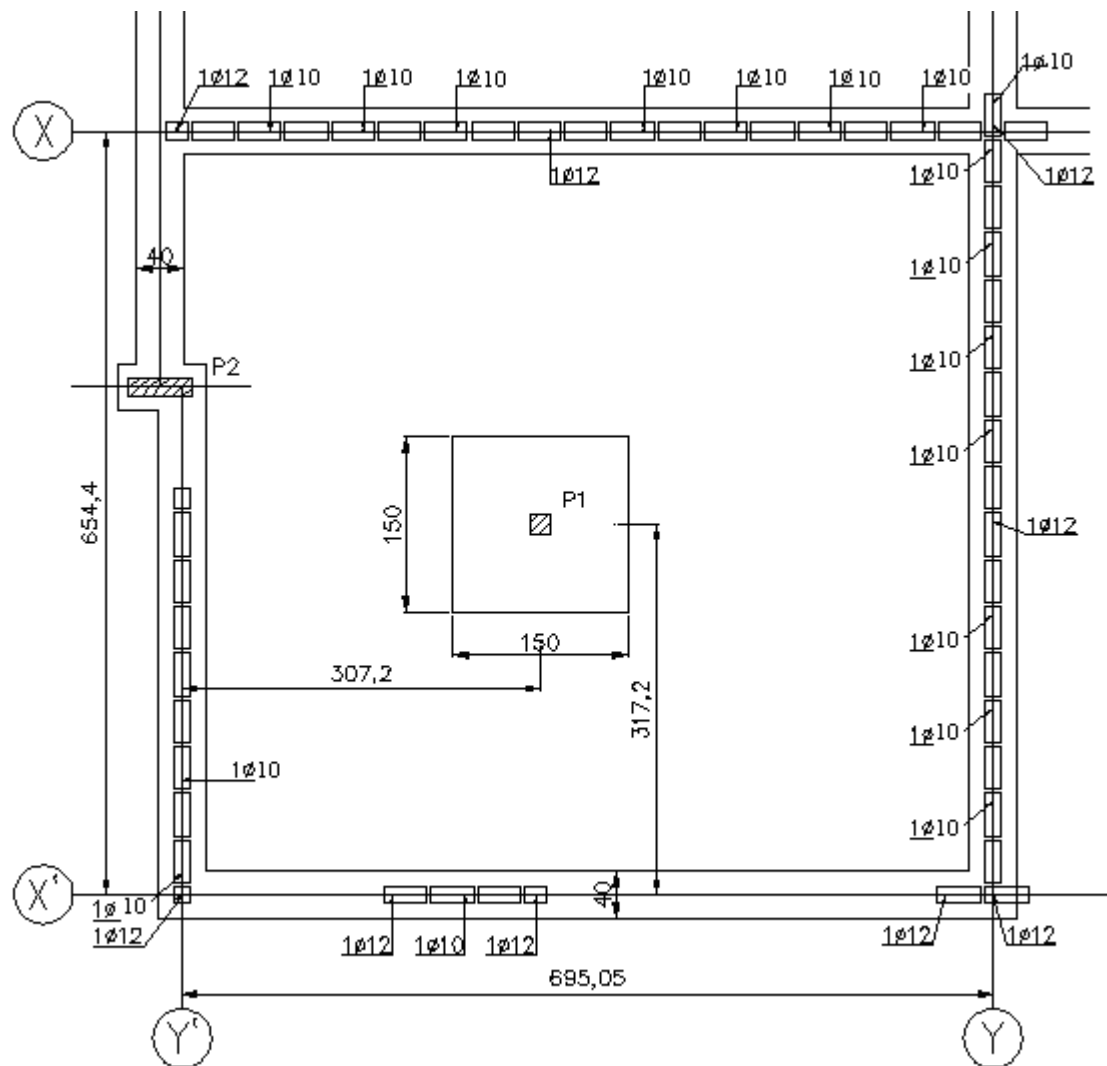


Figura 5. 4. Distribución de la armadura vertical en planta. Edificio de 4 pisos del Tipo A

5.6 Revisión de diseño del edificio de 4 pisos del Tipo A

Antecedentes experimentales y el comportamiento observado durante numerosos sismos confirman la necesidad de colocar por lo menos la cuantía mínima de armadura para evitar la falla frágil en los muros de albañilería armada. Con este propósito, la norma NCh1928 (INN, 2003) establece recomendaciones sobre los diámetros mínimos de las barras verticales que refuerzan los bordes y los encuentros de muros, las cuantías mínimas de las armaduras verticales y horizontales y el espesor mínimo de los muros.

5.6.1 Verificación del cumplimiento de las limitaciones de diseño según NCh1928

Según la norma NCh1928 se debe cumplir:

- El área de la armadura de muros, tanto en la dirección horizontal como vertical, debe ser mayor o igual a un 0,06% de la sección bruta medida perpendicularmente a la dirección de la armadura. La suma de los porcentajes de armadura vertical y horizontal debe ser mayor o igual a 0,15%. Sólo la armadura que se extiende a lo largo de todo el ancho y la altura del muro, se considerarán en el cálculo del área mínima de armadura.

Observación: La cuantía mínima de refuerzo horizontal disponible en los muros de 14 cm de espesor es una armadura de $\Phi 8$ mm de diámetro colocada cada tres hiladas, 60 cm, con lo cual se tiene una cuantía igual a:

$$\rho_{h \min} = \frac{0.506}{14 \times 60} = 0.0006 = 0.06\%$$

Para la armadura vertical, se tiene 1 ϕ 10mm cada 80 cm, con lo cual se tiene una cuantía igual a:

$$\rho_{v \min} = \frac{0.785}{14 \times 80} = 0.0007 = 0.07\%$$

Con lo cual se comprueba que se cumple con las cuantías mínimas individuales recomendadas en la norma NCh1928 (INN, 2003).

- En relación con la armadura vertical, se debe colocar como mínimo una barra de 12 mm de diámetro en los bordes y en los encuentros de muro, y barras de 8 mm de diámetro distribuidas cada 80 cm. Además, en el caso de aberturas se debe colocar una barra vertical de 10 mm en cada borde.

Observación: Los diámetros mínimos destacados se cumplen, tanto en los bordes como en los encuentros de muro, en los borde de las aberturas y en la armadura vertical distribuida a lo largo del muro.

- La máxima separación de la armadura vertical u horizontal no debe ser mayor que seis veces el espesor del muro, ni mayor a 120 cm.

$$S \leq \begin{cases} 6 * 14 = 84cm \approx 80cm \\ 120cm \end{cases}$$

Observación: La armadura horizontal distribuida se coloca cada tres hiladas, 60 cm, con lo cual no se supera la separación máxima. La armadura vertical distribuida se coloca a 80 cm con lo cual tampoco se supera la separación máxima.

- Se deben colocar armaduras horizontales en la parte superior de los cimientos, en la base y parte superior de los vanos, a nivel de los pisos y techos y en el coronamiento de los parapetos.

Observación: En las figuras 5.1 y 5.2, no se observa la presencia de armadura horizontal en la parte superior de los cimientos o en la base de los vanos, ni tampoco armadura a nivel de los pisos y techos ni en el coronamiento de los parapetos. Sólo se observa una armadura de 10 mm en la parte superior de los vanos.

- Alrededor de los vanos deben colocarse barras verticales de diámetro mayor o igual a 10 mm. Las barras alrededor de vanos deben prolongarse un mínimo de 60 cm más allá de la esquina de los vanos.

Observación: En las figuras 5.1 y 5.2, se detalla que alrededor de los vanos existe armadura de diámetro igual 10 mm y en las esquinas existe armadura de 12 mm, para el caso vertical existe continuidad de la prolongación de las barras por lo que se cumple el mínimo. Para el caso horizontal, se cumple la misma condición de continuidad, sin embargo en los vanos de esquina, la prolongación en el encuentro de muros es de sólo 40 cm.

- Los muros resistentes deben tener un espesor mayor o igual a 1/25 del menor valor entre la altura libre y el ancho libre del muro. En todo caso el espesor no debe ser menor a 14 cm. La altura libre a considerar para un muro sin restricción al desplazamiento y al giro en su extremo superior, debe

ser igual al doble de su altura real. $t \geq \begin{cases} 1/25 \text{ menor valor entre } 220\text{cm o } 14.04\text{m} = 8.8\text{cm} \\ 14\text{cm} \end{cases}$

- Observación: Considerando que existe una cadena de hormigón armado en el último piso, existe una restricción al desplazamiento lateral, por lo que la altura libre es la altura de piso y siendo el espesor de los muros igual a 14 cm, se cumple con esta limitación.

5.6.2 Verificación del diseño según las demandas de resistencia

Debido a que no se cuenta con información para establecer si la obra se construyó con o sin inspección especializada, se verificará el diseño del edificio de 4 pisos del Tipo A para ambos casos y así se puede conocer la situación del proyecto en cada uno de ellos. Además, se considera que la albañilería de bloques de hormigón se construye con y sin relleno total de huecos, debido a que no se cuentan con los antecedentes suficientes para establecer la forma en que se hizo este relleno.

En la verificación del diseño no se incluye el pilar de hormigón armado que se encuentra aislado al interior de cada departamento. Además, en la verificación del diseño cuando el relleno de los huecos no es total, se ha considerado un área de contacto en los muros igual a (Dirección de Arquitectura, 1983):

$$A_{\text{contacto}} = 689\text{cm}^2 / \text{m}$$

Como se ha destacado, la verificación del diseño se hace en los muros del primer piso, cuyos esfuerzos de diseño se indican en la Tabla 5.2 y corresponden a los mostrados en la Figura 5.5.

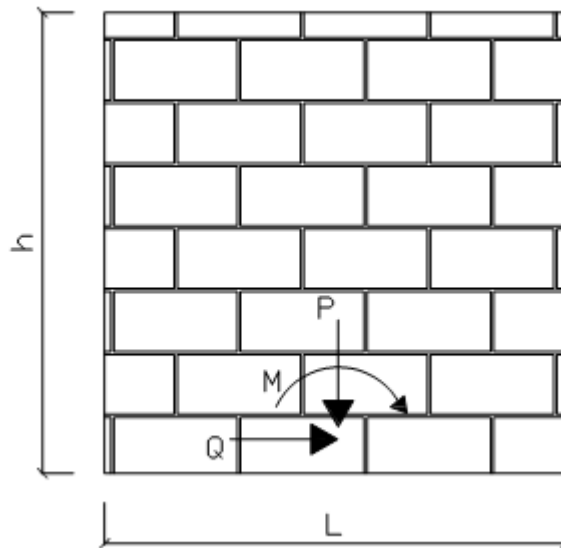


Figura 5. 5. Esfuerzos de diseño en un muro

Tabla 5. 2. Esfuerzos de diseño de los muros del primer piso del edificio 4 pisos del Tipo A. Análisis Dinámico

Eje X	N (ton)	Q_{NCh433} (ton)	M_{NCh433} (ton*m)	Largo Muro (m)	Mayor combinación de carga
Muro 1	16.55	4.65	3.76	1.55	4
Muro 2	7.40	0.87	1.14	0.94	4
Muro Central X	116.20	39.26	141.26	14.04	4

Eje Y	N (ton)	Q_{NCh433} (ton)	M_{NCh433} (ton*m)	Largo Muro (m)	Mayor combinación de carga
Muro 3	20.29	8.30	12.22	3.7	5
Muro Central Y	112.06	27.89	116.57	13.26	5

Las tensiones admisibles indicadas en la Tabla 5.1 para la albañilería se aumentaron en un 33.3% considerando que la combinación de carga que controla incluye la acción del sismo. Este aumento sólo se realiza en la medida que el muro no resiste más del 45% del corte del piso, situación en la cual se encuentran los muros medianeros (Muro Central X y Muro Central Y).

5.6.2.1 Verificación ante la fuerza de corte

De acuerdo con la norma NCh1928 (INN, 2003), el diseño al corte de los muros de albañilería armada construidos con bloques huecos de hormigón se debe hacer de dos maneras diferentes dependiendo del porcentaje de relleno de los huecos.

a- Para el caso de muros bloques de hormigón en que no se rellenan todos los huecos se debe cumplir:

- Las tensiones por esfuerzo de corte calculadas con las fuerzas sísmicas establecidas en la norma NCh433-Of.96, no deben exceder los valores establecidos en la Tabla 5.1 para la albañilería sin considerar la armadura de corte.
- La armadura horizontal se debe diseñar para tomar el 80% del esfuerzo de corte originado por las fuerzas sísmicas establecidas en la NCh433-Of96, debiendo cumplir con la cuantía mínima indicadas en el punto 5.5.1.

b. Para el caso de muros de albañilería de bloques de hormigón en la que se llenan todos los huecos se debe cumplir:

- La componente del esfuerzo de corte basal en la dirección de la acción sísmica no necesita ser mayor que 0.48 Ao/g. En caso que dicha componente sea mayor que esta cantidad, las solicitaciones de los elementos estructurales pueden multiplicarse por un factor de manera que dicho esfuerzo de corte no sobrepase el valor de 0.48 Ao/g.
- Las tensiones por esfuerzo de corte deben calcularse con las solicitaciones sísmicas establecidas en la norma NCh433, modificadas por el párrafo anterior. Si dicha tensión no

excede el valor admisible para la albañilería sin considerar armadura de corte (ver Tabla 5.1) debe usarse la armadura mínima establecida en 5.5.1. En caso contrario la armadura de corte debe diseñarse para absorber el 100% del esfuerzo de corte del elemento siempre que la tensión de corte solicitante no supere la tensión admisible de corte con armadura diseñada para resistir todo el corte, ver Tabla 5.1.

La tensión de corte solicitante se determina de:

$$v = \frac{Q_{diseño}}{b_e * L}$$

En que:

v : Tensión por esfuerzo de corte

$Q_{diseño}$: Esfuerzo de corte solicitante

L: Longitud de muro.

be: espesor efectivo del muro, igual a 14 cm cuando el relleno es total y a 6.89 cm cuando se trata de muros con relleno parcial de huecos.

La cuantía de armadura horizontal requerida, se determina con la ecuación siguiente (INN, 2003):

$$\rho_h = \frac{1.1 \times Q_{diseño}}{F_s \times L \times t}$$

En que:

A_h : Área del refuerzo horizontal para resistir la fuerza de corte de diseño ($Q_{diseño}$).

F_s : Tensión admisible de la armadura ($F_s = 185$ MPa)

L: Largo del muro.

t: Espesor el muro (t= 14 cm)

Verificación para el caso sin relleno total de huecos

En la Tabla 5.3 se indica el valor de la tensión de corte solicitante (v) la cual se compara con el valor de tensión admisible sin considerar armadura de corte para los 5 muros que forman la estructura sismorresistentes.

La armadura de acero en este caso se considera que no aumenta la resistencia al corte del muro, ya que sólo sirve para evitar la falla frágil y aumentar la ductibilidad del muro.

Al sobrepasarse la tensión admisible, como ocurre en cuatro de los cinco muros, es necesario aumentar el número de muros, el espesor de los muros o el valor de la resistencia prismática de diseño

utilizando relleno total de huecos.

Tabla 5. 3. Diseño al esfuerzo de corte cuando los huecos de los bloques se rellenan en forma parcial

				Tensiones Admisibles			
				Sin Inspección Especializada		Con Inspección Especializada	
Piso 1	Largo (m)	$\frac{M}{(Q \times L)}$	$v^{(2)}$ (kg/cm ²)	v_{adm} (kg/cm ²)	Observación	$v_{adm}^{(1)}$ (kg/cm ²)	Observación
Muro 1	1.55	0.522	4.354	1.584	No cumple	2.835	No cumple
Muro 2	0.94	1.394	1.343	1.330	No cumple	1.820	ρ_{hmin}
Muro 3	3.7	0.398	3.256	1.650	No cumple	3.098	No cumple
Muro Central X *	14.04	0.256	4.058	1.297	No cumple	2.555	No cumple
Muro Central Y *	13.26	0.315	3.053	1.274	No cumple	2.461	No cumple

(1): $f'_m = f_{mn} = 52 \text{ kgf/cm}^2$

(2): $be = 6.89 \text{ cm}$

*: Muros que por resistir más del 45% de corte del piso, no se aumenta la tensión admisible en un 33.3%

Verificación para el caso con relleno total de huecos

Si existe relleno total de huecos aumenta la resistencia prismática de la albañilería y el área de contacto pasa a ser el área bruta del muro la cual queda determinada por el producto del espesor del muro ($t=14 \text{ cm}$) por su largo (L).

En las Tablas 5.4 y 5.5 se comprueba que el relleno total de los huecos permite disminuir la tensión de corte solicitante y aumentar las tensiones admisibles al aumentar la resistencia prismática de la albañilería.

De los resultados indicados en la Tabla 5.5 se comprueba que para una construcción realizada sin inspección especializada, la armadura requerida es mínima en los muros M2, M3 y en el muro medianero orientado en la dirección Y de la planta, en cambio en el Muro 1 y el medianero orientado en la dirección X de la planta se requiere una armadura mayor que la mínima. Para una construcción realizada con inspección especializada, las tensiones admisibles sin considerar la armadura de corte son mayores que la tensión de corte solicitante por lo que la armadura requerida es la mínima indicada en el punto 5.4.2.1.

Tabla 5. 4. Tensiones Tangenciales Solicitantes para el diseño de esfuerzo de Corte con relleno total de huecos

Piso 1	Largo (m)	Q _{diseño} (ton)	$\frac{M}{(Q \times L)}$	$v^{(1)}$
			(kg/cm ²)	(kg/cm ²)
Muro 1	1.55	3.72	0.522	1.714
Muro 2	0.94	0.696	1.394	0.529
Muro 3	3.7	6.64	0.398	1.282
Muro Central X *	14.04	31.408	0.256	1.598
Muro Central Y *	13.26	22.312	0.315	1.202

(1): $b_e = 14$ cm

*: Muros que por resistir más del 45% de corte del piso, no se aumenta la tensión admisible en un 33.3%

Tabla 5. 5. Diseño al esfuerzo de corte cuando hay relleno total de huecos

Piso 1	Tensiones Admisibles						
	Sin Inspección Especializada			Con Inspección Especializada			
	V _{adm s/Fe} (kg/cm ²)	V _{adm c/Fe} (kg/cm ²)	Cuantía requerida	V _{adm s/Fe} ⁽¹⁾ (kg/cm ²)	V _{adm s/Fe} ⁽¹⁾ (kg/cm ²)	Cuantía requerida	Cuantía Existente
Muro 1	1.584	4.476	2Φ8 ⁽²⁾	2.916	4.652	ρ _{hmín}	ρ _{hmín}
Muro 2	1.330	3.458	ρ _{hmín}	1.871	4.055	ρ _{hmín}	ρ _{hmín}
Muro 3	1.650	4.739	ρ _{hmín}	3.186	4.806	ρ _{hmín}	2Φ8 ⁽²⁾
Muro Central X *	1.297	3.790	2Φ8 ⁽²⁾	2.628	3.746	ρ _{hmín}	2Φ10 ⁽²⁾
Muro Central Y *	1.274	3.696	ρ _{hmín}	2.531	3.691	ρ _{hmín}	2Φ10 ⁽²⁾

(1): $f'_m = f_{mr} = 55$ kgf/cm²

(2): Armadura colocada cada 3 hiladas (60 cm)

*: Muros que por resistir más del 45% de corte del piso, no se aumenta la tensión admisible en un 33.3%

En la Tabla 5.5, se indica además la armadura destacada en los planos de construcción para el primer piso de los muros descritos. Con estos antecedentes se comprueba que para el caso de relleno total de huecos con una construcción sin inspección especializada, la armadura del muro 1 es insuficiente para las solicitaciones sísmicas, sin embargo la armadura de los otros muros es igual o superior a la requerida. Para el caso de una construcción con inspección especializada, la cuantía de armadura indicada en los planos es igual o mayor que la armadura requerida.

5.6.2.2 Verificación ante la fuerza axial

La tensión de compresión normal debido a la fuerza axial en un muro no debe exceder:

$$F_a = 0,2 f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{40 t} \right)^3 \right]$$

en que: F_a : Tensión admisible por compresión axial

h : Altura (220 cm)

t : Espesor de muro (14 cm)

debiéndose cumplir que $f_a \leq F_a$, donde la tensión de compresión solicitante se calcula con la ecuación

siguiente:
$$f_a = \frac{P}{be \times L}$$

en que: P : Carga axial solicitante

L : Largo de muros

be : espesor efectivo del muro ($be = 6.89$ cm cuando no hay relleno total de huecos y 14 cm cuando hay relleno total de huecos).

Caso sin relleno total de huecos

En la tabla 5.6, se entrega la información necesaria para verificar la resistencia de los muros ante las cargas axiales para el caso en que los muros se construyan sin relleno total de huecos.

Tabla 5. 6. Datos para verificar el diseño ante la fuerza axial cuando los muros se construyen sin relleno total de huecos

Piso 1	Largo (m)	P (ton)	fa ⁽¹⁾ (kg/cm2)
Muro 1	1.55	16.55	16.23
Muro 2	0.94	7.40	11.96
Muro 3	3.7	20.29	8.33
Muro Central X	14.04	116.2	12.58
Muro Central Y	13.26	112.06	12.84

(1) $be = 6.89$ cm

Tabla 5. 7. Diseño ante fuerza axial. Edificio de 4 pisos del Tipo A

Piso 1	Sin Inspección Especializada			Con Inspección Especializada		
	Fa (kg/cm ²)	Na (ton)	Conclusión	Fa (kg/cm ²)	Na (ton)	Conclusión
Muro 1	4.88	5.2	No Cumple	9.77	10.4	No Cumple
Muro 2	4.88	3.2	No Cumple	9.77	6.3	No Cumple
Muro 3	4.88	12.5	No Cumple	9.77	24.9	ok
Muro Central X	4.88	47.3	No Cumple	9.77	94.5	No Cumple
Muro Central Y	4.88	44.6	No Cumple	9.77	89.3	No Cumple

(1): $f'_m = f_{mn} = 52 \text{ kgf/cm}^2$

(2): $b_e = 6.89 \text{ cm}$

En la Tabla 5.7 se comprueba que para el caso en que los muros se construyan sin relleno total de huecos con o sin inspección especializada, existe sólo un muro capaz de resistir las cargas axiales.

Caso con Relleno total de Huecos

Cuando los muros se construyen con relleno total de huecos las tensiones solicitantes se indican en la columna 3 de la Tabla 5.8.

Tabla 5. 8. Datos para verificar el diseño ante la fuerza axial cuando los muros se construyen con relleno total de huecos

Piso 1	Largo (m)	P (ton)	fa ⁽¹⁾ (kg/cm ²)
Muro 1	1.55	16.55	7.63
Muro 2	0.94	7.40	5.62
Muro 3	3.7	20.29	3.92
Muro Central X	14.04	116.2	5.91
Muro Central Y	13.26	112.06	6.04

(1) : $b_e = 14 \text{ cm}$

Tabla 5. 9. Diseño ante fuerza axial. Edificio de 4 pisos del Tipo A

Piso 1	Sin Inspección Especializada			Con Inspección Especializada		
	Fa (kg/cm ²)	Na (ton)	Conclusión	Fa (kg/cm ²)	Na (ton)	Conclusión
Muro 1	5.17	11.2	No Cumple	9.77	21.2	OK
Muro 2	5.17	6.8	No Cumple	9.77	12.9	OK
Muro 3	5.17	26.8	ok	9.77	50.6	OK
Muro Central X	5.17	101.6	No Cumple	9.77	192.0	OK
Muro Central Y	5.17	95.9	No Cumple	9.77	181.4	OK

(1): $f'_m = f_{mr} = 55 \text{ kgf/cm}^2$

(2): $b_e = 14 \text{ cm}$

De la Tabla 5.9 se comprueba que a pesar de rellenar todos los huecos no es suficiente si se consideran las tensiones admisibles para el caso que se construya sin inspección especializada. En cambio

cuando se construye con inspección especializada todos los muros resisten sin problemas las solicitaciones axiales de acuerdo con las recomendaciones de la norma NCh1928 (INN, 2003).

Considerando que antes de que ocurriera el terremoto los edificios no presentaron problemas debido a las fuerzas axiales y que estas fuerzas no están controladas por la acción del sismo sino que por el peso propio y las sobrecargas de uso, se puede concluir que los valores de las tensiones admisibles recomendados por la norma NCh1928 (INN, 2003) para los efectos del diseño ante este tipo de fuerza son muy bajos.

5.6.2.3 Verificación a Flexo – Compresión

La norma establece que los muros sometidos a un momento de flexión y una fuerza axial, ver Figura 5.6, deben dimensionarse para que satisfagan las siguientes condiciones:

- a.- La carga axial admisible debe limitarse de acuerdo a lo indicado en el punto 5.6.2.2.
- b.- La tensión normal en la fibra más comprimida de la albañilería o la tensión normal en la armadura más traccionada, no debe superar el valor admisible indicado en la Tabla 5.1.

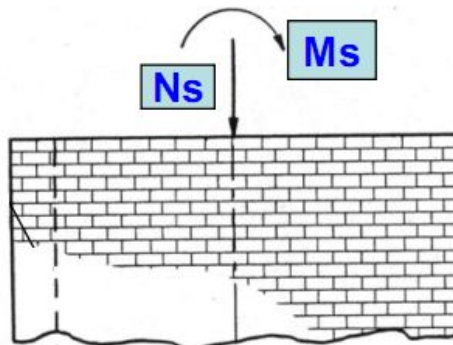


Figura 5. 6. Esfuerzo Axial y de Momento en un muro

Además, en el diseño por el método de las tensiones admisibles de estos muros, se aceptan las hipótesis siguientes:

- La albañilería es un material homogéneo e isótropo.
- La albañilería no resiste tracción.
- Las secciones transversales planas permanecen planas al deformarse el muro.
- La armadura está embebida y perfectamente adherida a la albañilería.
- La relación tensión-deformación tanto en la albañilería como en el acero es elástico-lineal.
- Los módulos de elasticidad de la albañilería (E_m) y de la armadura (E_s) permanecen constantes.

Teniendo en cuenta estas hipótesis, cuando se realiza el diseño a flexo-compresión de un muro, se pueden producir cuatro situaciones las que quedan definidas por la profundidad del bloque de compresión.

Caso I:

La sección se encuentra totalmente comprimida.

Caso II:

El centro de solicitación cae fuera del núcleo central, esto significa que parte de la sección se encuentra en tracción pero ninguna armadura de refuerzo vertical esta en tracción.

Caso III:

Las armaduras verticales están en tracción pero se alcanza en primer lugar la tensión admisible en la zona comprimida, es decir controla la tensión admisible de compresión de la albañilería.

Caso IV:

La armadura más traccionada alcanza la tensión admisible sin que la tensión en la albañilería en el borde más comprimido alcance la tensión admisible, es decir controla la tensión admisible de tracción del acero.

Teniendo en cuenta estas cuatro situaciones, es posible dibujar el Diagrama de Interacción de un muro, identificando los sectores donde se produce cada uno de los cuatro casos destacados, como se muestra en la Figura 5.7.

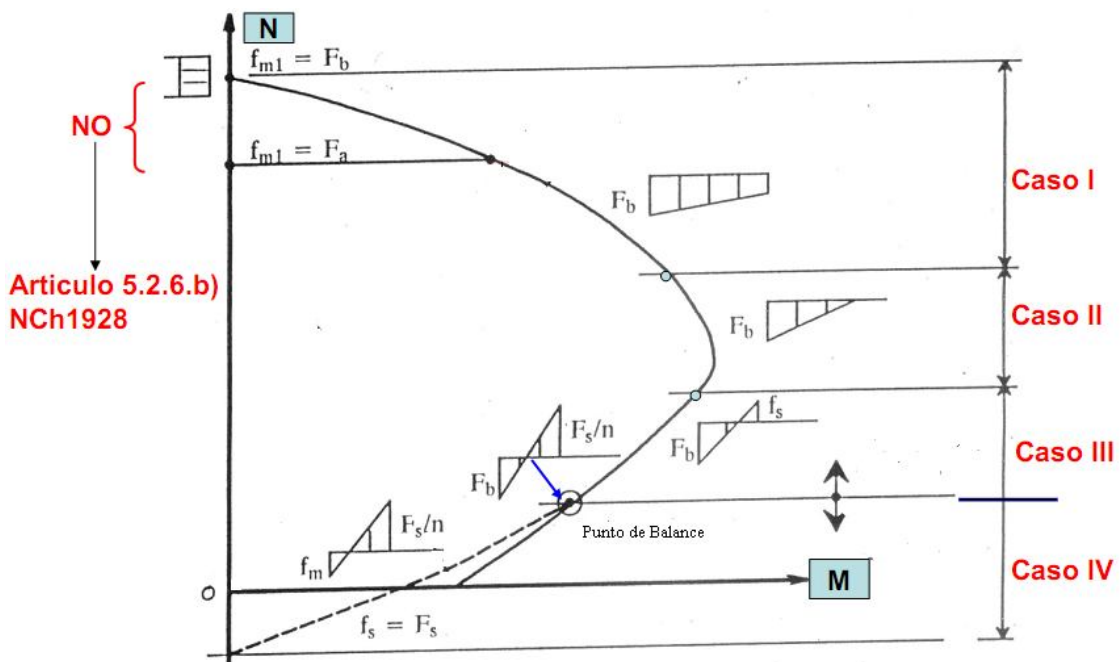


Figura 5. 7. Diagrama de interacción (N v/s M) en muros (Astroza, 2010)

Para hacer la verificación del diseño a flexo-compresión se determinó la curva de interacción para los muros del edificio considerando la tensión admisible de compresión por flexión de la albañilería, cuando la obra se hace con o sin inspección especializada y los muros se construyen con relleno total o parcial de los huecos.

Con las curvas de interacción que resultan para los muros del primer piso, se hace la verificación considerando que el momento de flexión de diseño, $M_{f_{diseño}}$, es igual a un 50% del momento de flexión que entrega el análisis sísmico del edificio (INN,2003).

Debido a que el momento de flexión queda determinado por la acción sísmica, los diagramas de interacción se dibujan considerando un aumento del 33 % en las tensiones admisibles de compresión por flexión de la albañilería en todos aquellos muros que resisten menos que el 45 % del corte del piso.

Las figuras 5.8, 5.9, 5.10, 5.11 y 5.12 muestran los diagramas de interacción de los cinco muros del edificio de 4 pisos del Tipo A, destacando el punto correspondiente al par de esfuerzos solicitantes (N , $M_{f_{diseño}}$). La línea punteada de estos diagramas de interacción, indica el valor de la capacidad resistente de fuerza axial admisible (F_a) de cada muro cuyo valor se indican en el punto 5.6.2.2.

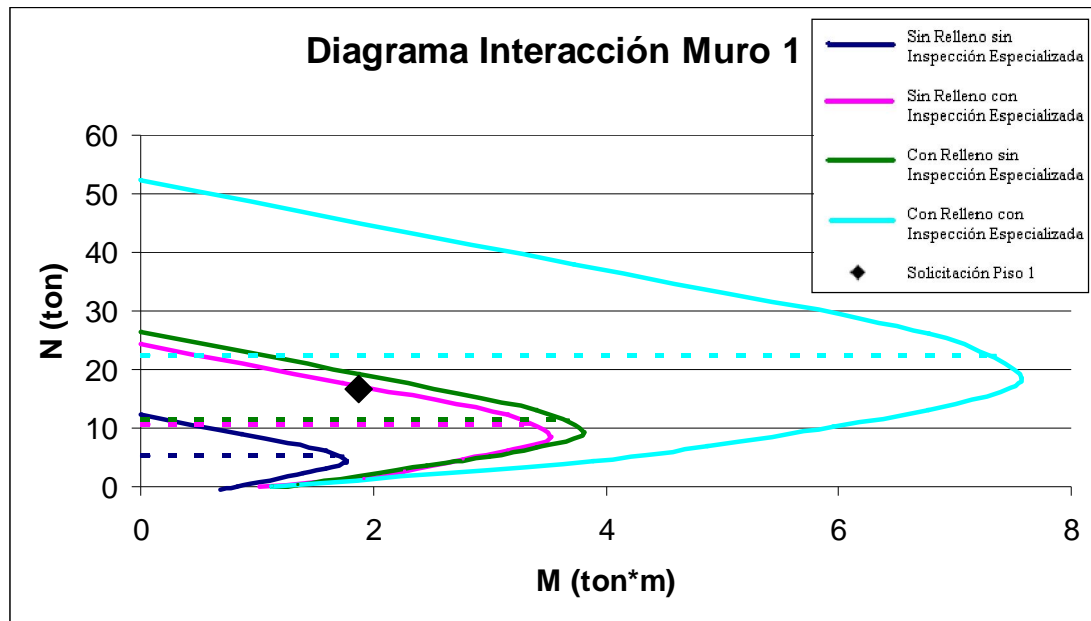


Figura 5. 8. Diagrama Interacción del Muro 1. Edificio de 4 pisos del Tipo A.

En la Figura 5.8, se comprueba que en el Muro 1 el par (N , $M_{f_{diseño}}$) supera la capacidad resistente a esfuerzo por flexión en sólo uno de los cuatro casos. Los diagramas de interacción del muro sin relleno total de huecos con inspección especializada y con relleno total de huecos sin inspección especializada son similares y el par (N , $M_{f_{diseño}}$) está muy cercano a sus curvas.

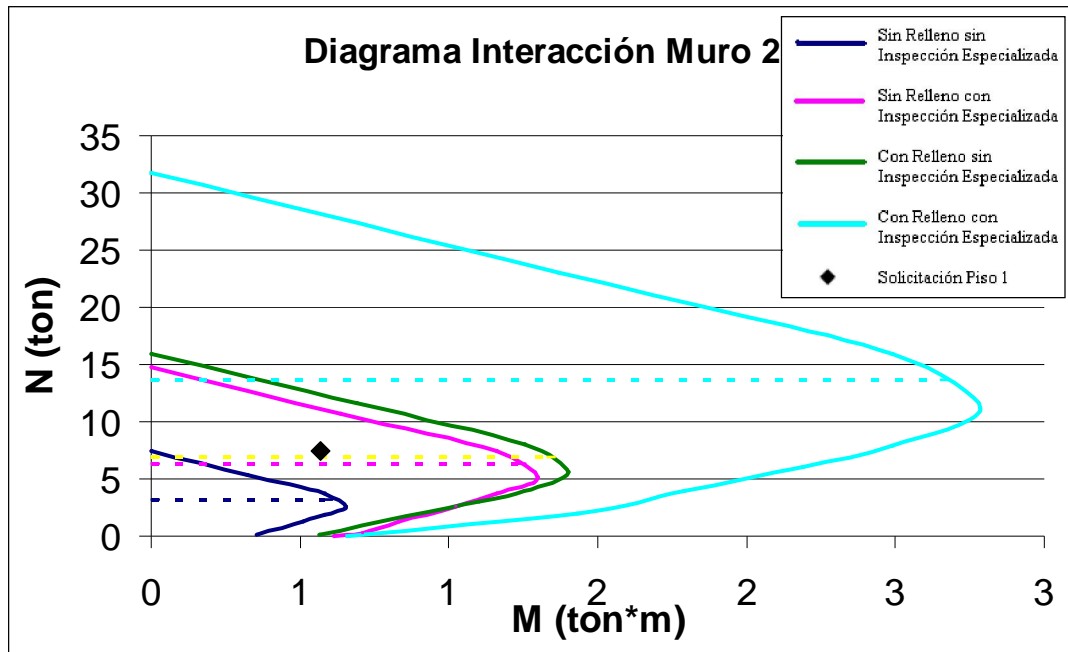


Figura 5. 9. Diagrama Interacción del Muro 2. Edificio de 4 pisos del Tipo A.

De la Figura 5.9, se comprueba que el Muro 2 está en una situación similar al Muro 1, el par $(N, M_{\text{diseño}})$ supera la capacidad resistente a esfuerzo axial en uno de los cuatro casos considerados. Existiendo una mayor holgura entre el par $(N, M_{\text{diseño}})$ y las curvas de interacción.

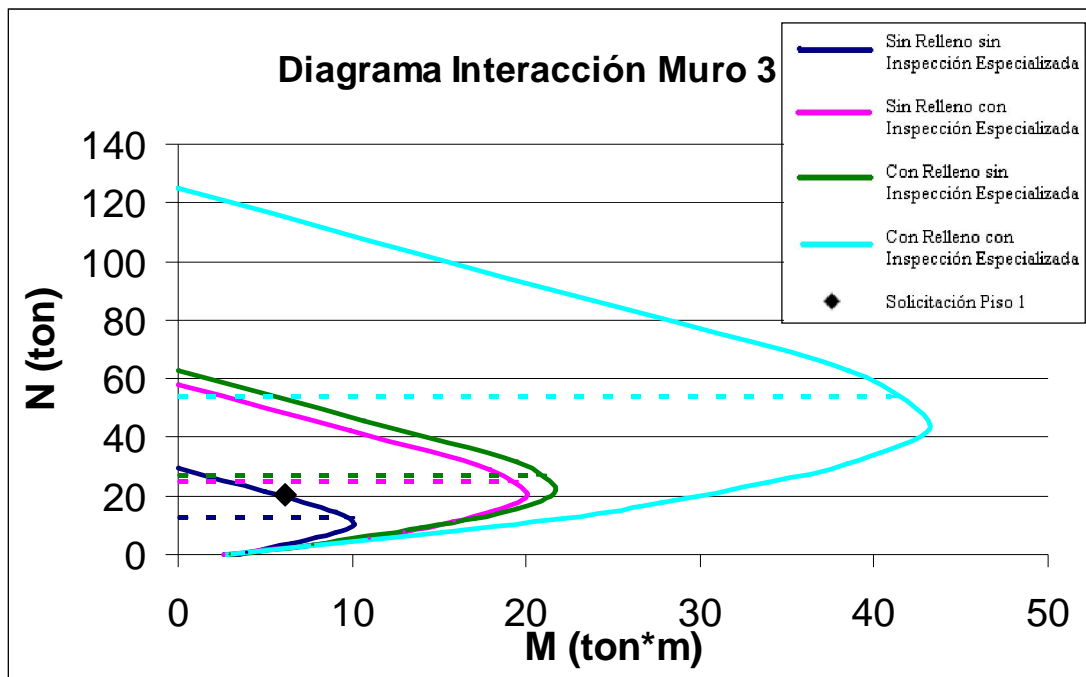


Figura 5. 10. Diagrama Interacción del Muro 3. Edificio de 4 pisos del Tipo A.

En la Figura 5.10 se comprueba que en Muro 3 el par $(N, M_{\text{diseño}})$ no supera la capacidad resistente del esfuerzo axial en ninguno de los cuatro casos considerados, estando al límite en el caso de que se construya con bloques sin relleno total de huecos sin inspección especializada.

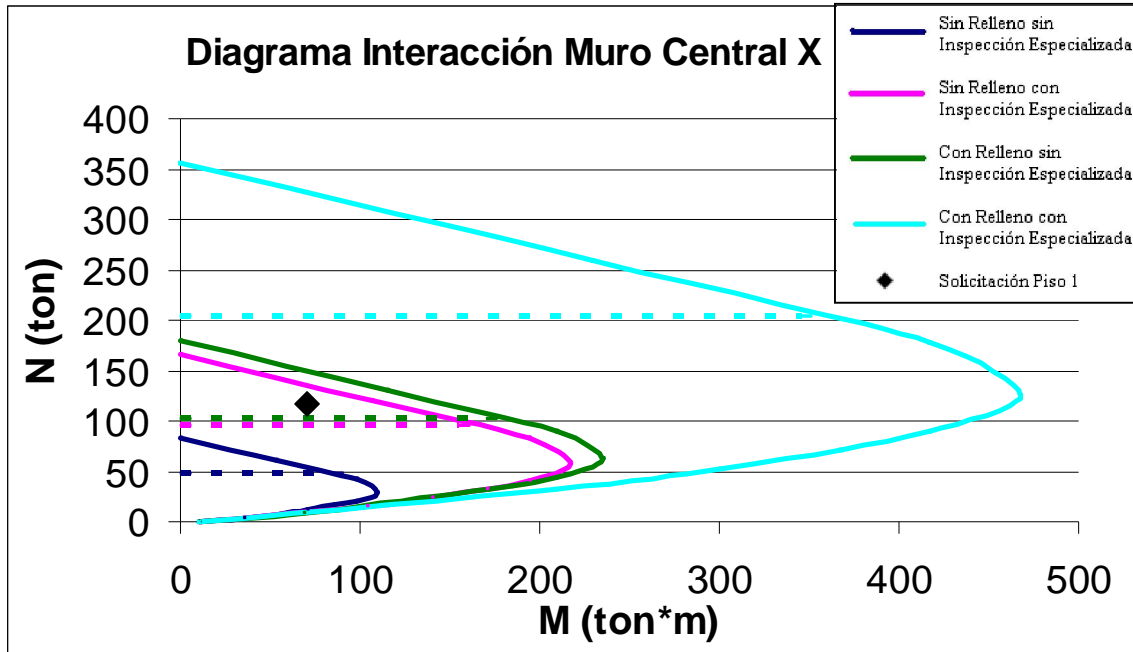


Figura 5. 11. Diagrama Interacción del Muro Central X. Edificio de 4 pisos del Tipo A.

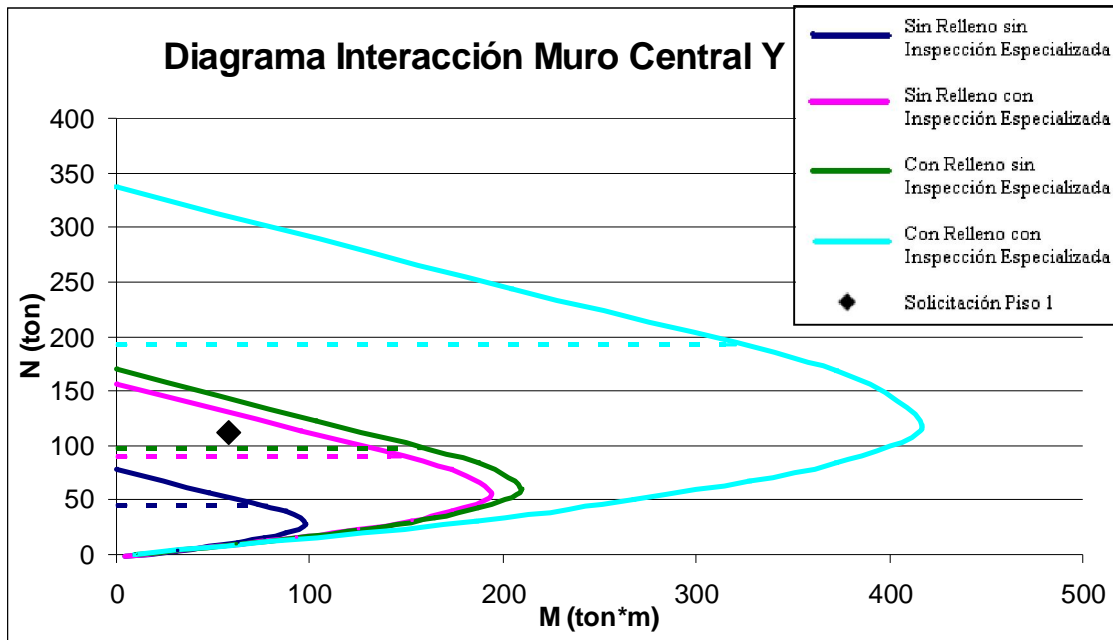


Figura 5. 12. Diagrama Interacción del Muro Central Y. Edificio de 4 pisos del Tipo A.

En las Figuras 5.11 y 5.12, se comprueba que en los muros medianeros centrales, el par $(N, M_{\text{diseño}})$ supera la capacidad resistente en tres de los cuatro casos, hay que destacar que las curvas de interacción de estos muros no consideran la amplificación de la tensión admisible de la albañilería de un 33%.

5.7 Comentarios

El diseño de la estructura se verificó de acuerdo con las recomendaciones de la norma NCh1928 (INN, 2003) en los muros del primer piso del edificio de 4 pisos del Tipo A para las solicitaciones obtenidas del análisis sísmico, las cuales se detallan en el Capítulo IV.

De los resultados obtenidos es destacable lo siguiente:

- a. Al no estar la resistencia prismática nominal especificada entre los antecedentes disponible se tuvo que estimar su valor a partir de la resistencia a la compresión de los bloques huecos de hormigón usados en la construcción de los muros. Esto puede significar que la capacidad resistente de los muros, tanto a la acción de fuerza axial como a la acción combinada de fuerza axial y momento de flexión, puede estar subestimada si se considera que esta forma de estimar la resistencia prismática es conservadora.
- b. Las limitaciones de la norma NCh1928 relacionadas con las cuantías mínimas de armadura y con la ubicación de las armaduras de refuerzo en los vanos y aberturas de ventanas y puertas se cumplen de acuerdo con la información detallada en los planos. Esto no significa que el buen comportamiento de los muros esté garantizado, ya que durante la inspección en terreno de los edificios se pudo comprobar que la colocación de las armaduras y el llenado de los huecos dejaban mucho que desear en algunos muros.
- c. En la medida que el edificio esté construido sin relleno total de huecos, no se dispone de la capacidad resistente requerida al corte cuando la obra se construya con inspección especializada o sin inspección. Esta situación se debe a la reducida área de contacto de los muros construidos de esta forma, a la baja calidad supuesta de la albañilería y a la baja densidad de muros en ambas direcciones de la planta (ver punto 3.2.3).
- d. La carga solicitante supera en la mayoría de los muros la capacidad resistente a fuerza axial que considera la norma NCh1928 (INN, 2003). Debido a que no se han presentado daños por esta acción antes de que ocurriera el terremoto, este resultado se produce debido a que la norma NCh1928 reduce mucho esta capacidad resistente, lo cual debe tenerse en cuenta en una futura revisión de la norma NCh1928.
- e. Los muros soportan sin problemas la acción combinada de fuerza axial y momento si se considera la

resistencia a la compresión por flexión de la albañilería, salvo en el caso de que se construyan sin relleno de huecos y sin inspección especializada.

- f. Es necesario controlar la calidad de la albañilería e inspeccionar la ejecución de la obra con el propósito de evitar los vicios detectados en la inspección de los edificios, vicios que disminuyen las capacidades de resistente de los muros y pueden haber contribuido en su daño. Entre estos vicios se pueden destacar: el espesor de la junta horizontal de mortero es reducido para ubicar en él las armaduras horizontales de diámetros mayores que 8 mm, la ubicación incorrecta de armaduras, los huecos sin relleno, el relleno de huecos con elementos extraños (bolsa de sacos de cemento), etc.
- g. A pesar de los problemas destacados en la construcción de los muros, los edificios de 4 pisos del Tipo A no han tenido problema en resistir las cargas gravitacionales (Peso propio y sobrecarga de uso), aún cuando la verificación del diseño ante este tipo de carga indica lo contrario. Esta contradicción se explicaría por la subestimación de la capacidad resistente a fuerza axial al usar las disposiciones de la norma NCh1928. Sin embargo en el caso de las fuerzas de corte producidas por el sismo, la falla se produjo en casi todos los muros. Según la verificación del diseño, ello estaría de acuerdo con el defectuoso relleno de los huecos y con la mala calidad de la albañilería.

CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

De los resultados de esta Memoria de Título se concluye:

a. Daños en los edificios

- De los 110 edificios inspeccionados hubo un 94 % que sufrió daños graves (G3 y G4) en alguno de sus muros en cualquiera de sus pisos y un 6 % presentaron grados menores de daño en alguno de los muros en cualquiera de los pisos; lo que significa que el 100 % de los edificios resultó con algún grado de daño.
- El daño observado en los muros de los edificios corresponde a grietas horizontales y diagonales a través de la junta de mortero, produciéndose en algunos casos desprendimiento de los bloques de hormigón. Además se produjeron grietas en el encuentro de los muros en las esquinas y de los muros centrales con los machones de las fachadas.
- Los muros perimetrales presentaron fallas por corte con grietas inclinadas con un ángulo de 45° provocando desprendimiento de bloques, lo que hizo que la armadura horizontal quedara expuesta en muchos casos.
- Los daños más graves, tanto por el espesor de las grietas como por el estado en que quedaron los muros, se produjeron en el primer piso de los edificios de 4 pisos y en el segundo piso de los edificios de 5 pisos.
- El tipo de daño observado permite concluir que el comportamiento de los edificios quedó controlado por una falla de corte por adherencia de la albañilería, lo cual es un síntoma de la *baja calidad del mortero y de la ejecución de la obra*.

b. Calificación de la vulnerabilidad de los edificios

- Considerando la intensidad estimada para la ciudad de Rancagua, entre VI y VII grados en la Escala MSK (Astroza et al., 2010), y el grado y distribución de los daños en el conjunto de edificios de la Villa Cordillera, los edificios debieran pertenecer a una Clase A de vulnerabilidad según la clasificación usada por la escala europea de intensidades (Grunthal, 1998).
- La clasificación determinada está por debajo de la obtenida para las viviendas de uno y dos pisos construidas con bloques de hormigón en el norte de Chile, lo cual se debe

principalmente al mayor número de pisos de los edificios y a la baja *calidad de la albañilería y de la ejecución de la obra*.

c. Índices de vulnerabilidad

c.1 Índice de densidad de muro de Meli

- Los valores de este índice indican que el menor valor de la densidad de muros por unidad de piso en los edificios es igual a un 0.40 %.
- Teniendo en cuenta la distancia de la ciudad de Rancagua al epicentro del terremoto del 27 de Febrero y el nivel daño observado en la Villa Cordillera (G3 y G4), se comprueba que esta *baja densidad de muros y la mala calidad de la albañilería y de la ejecución de la obra* fueron los factores determinantes en el nivel de daño observado.

c.2 Índice de Gallegos

- En el cálculo de este índice fueron determinantes el diseño conceptual del sistema sismorresistente, la baja densidad de muros y la alta rigidez de los muros medianeros por sobre el resto de los muros.
- Teniendo en cuenta que los valores del índice de Gallegos de los edificios se pueden considerar como aceptables, según el propio Gallegos, es recomendable revisar estos límites y las ponderaciones entre las características cuando se aplican a edificios de albañilería armada construidos con bloques huecos de hormigón teniendo en cuenta los niveles de daños que sufrieron los edificios de la Villa Cordillera.

d. Verificación del diseño sísmico en el marco de las normas chilenas actualmente vigentes, NCh433 y NCh1928.

- El diseño de los edificios de la Villa Cordillera se caracteriza por la presencia de muros medianeros en ambas direcciones de la planta que resisten gran parte del esfuerzo de corte sísmico del piso. Teniendo en cuenta esta característica, el diseño de muros debe realizarse cuidadosamente debido a que su falla provoca una redistribución de los esfuerzos en los muros de las fachadas los cuales no tienen las capacidades para resistirlo. Esta situación al parecer no se

presentó en los edificios de la Villa Cordillera aún cuando se produjeron daños en los muros medianeros producto de la mala calidad del mortero.

- En los antecedentes reunidos del proyecto no se encontró información sobre la resistencia prismática de la albañilería ni tampoco sobre la construcción de los muros, especialmente en lo relacionado con el llenado de los huecos de las unidades y con el nivel de inspección que debía usarse en la obra. Teniendo en cuenta las incertidumbres que ello produce y la prácticamente nula posibilidad de extraer testigos para determinar las propiedades mecánicas de la albañilería en el laboratorio, la verificación del diseño se hizo considerando que los muros del primer piso del edificio de 4 pisos del Tipo A tenían relleno total y parcial de los huecos y que la obra se hizo tanto con como sin inspección.
- La estructura sismorresistente del primer piso del edificio seleccionado, cumple con las limitaciones de la norma NCh1928 relacionadas con las cuantías mínimas de armadura horizontales y verticales, con el diámetro mínimo de las armaduras ubicadas en el borde y encuentro de los muros y en los borde verticales de las aberturas de ventanas. Por otro lado, no se cumple con otras limitaciones relacionadas con la presencia de algunas armaduras, siendo la más importante la relacionada con el diámetro máximo de las armaduras horizontales que se colocan en las juntas horizontales de mortero, las que en este caso superan el diámetro máximo permitido.
- El comportamiento del edificio queda controlado por las fuerzas de corte según los cálculos, lo que queda confirmado por los daños observados. La situación más crítica ocurre cuando los muros se construyen sin relleno total de huecos, independientemente del tipo de inspección con que se realice la obra.
- Aún cuando los cálculos indican un déficit en la capacidad de los muros para resistir fuerzas axiales, el comportamiento observado antes de que ocurriera el terremoto y el tipo de falla observada en los muros después del terremoto, permiten atribuir este resultado a la baja resistencia prismática que pudo estimarse con la información disponible de los materiales.
- Teniendo en cuenta los resultados de la verificación del diseño de los edificios de la Villa Cordillera, para edificios de 4 pisos de albañilería armada construidos con bloques huecos de hormigón es recomendable determinar la resistencia prismática de la albañilería usando el método experimental que recomienda la norma NCh1928 y hacer la construcción con una mano de obra calificada, con relleno total de los huecos y con inspección especializada. Con ello se aumenta la resistencia de la estructura y su capacidad de deformación evitando que se produzcan fallas frágiles y que los detalles de las armaduras de refuerzo queden mal ejecutados como se pudo comprobar en la inspección en terreno de los edificios.

e. Comentario final

Los errores constructivos en la ejecución de la obra y la mala calidad de los materiales provocaron una disminución en la resistencia de las estructuras, estos errores sumados a un diseño sísmico deficitario desde el punto de vista del coeficiente sísmico utilizado y a los factores descritos en esta Memoria de título, se pueden considerar como causa de los daños observados en los edificios del conjunto habitacional Villa Cordillera de la VI Región del Libertador Bernardo O'Higgins.

BIBLIOGRAFÍA

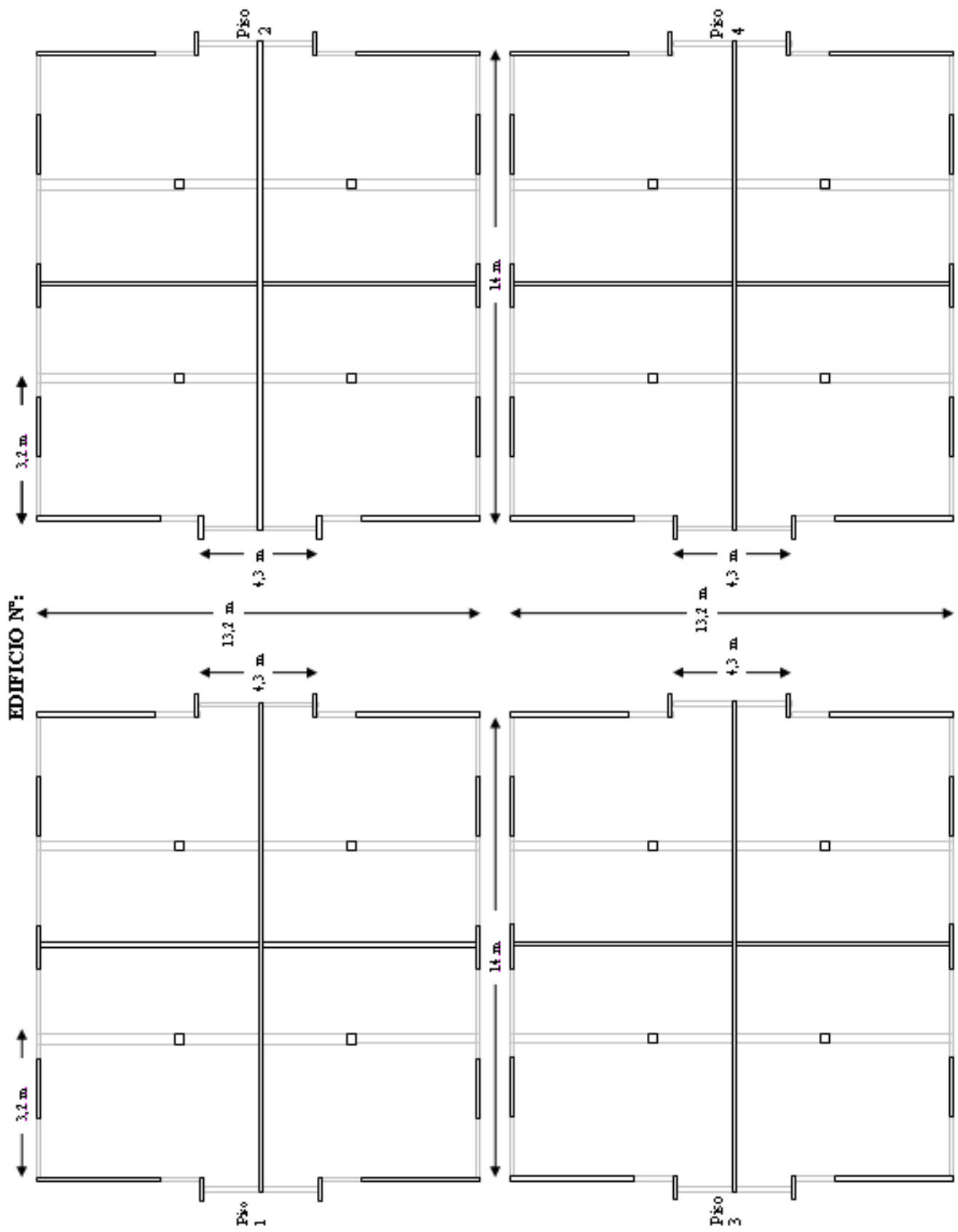
1. Astroza, M., Apuntes del Curso Albañilería Estructural. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Ingeniería Civil.
2. Soto, A. S., Metodología para la reparación de una estructura dañada por un sismo, 2as Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, (1976).
3. Monge J y M. Astroza, 1989, “Metodología para determinar el Grado de Intensidad a partir de los daños”. V Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, Chile.
4. D.O.M. (Dirección de Obras Municipales), “Departamento de Archivos”. Rancagua 2010.
5. Gallegos H, 1986, “Índice de Calidad Estructural Sismorresistente”. 4as Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Viña del Mar, Chile.
6. INN, 1965, NCh181.Of65. “Bloques huecos de hormigón de cemento”. Norma Chilena Oficial, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
7. INN, 1986, NCh1537.Of1986. “Diseño estructural de edificios – Cargas Permanentes y Sobrecargas de Uso”, Norma Chilena Oficial, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
8. INN, 1996, NCh433.Of1996. “Diseño Sísmico de Edificios”, Norma Chilena Oficial, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
9. INN, 2003a, NCh1928.Of1993. Modificada en 2003, “Albañilería armada – Requisitos para el Diseño y Cálculo”. Norma Chilena Oficial, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
10. Santander D, 2007, “Análisis de daños de un conjunto habitacional provocado por el sismo del 13 de junio de 2005 en Pozo Almonte, Iquique”. Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil, Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile.
11. Román S, 2009, “Vulnerabilidad Sísmica de las viviendas de albañilería de bloques de hormigón del Norte de Chile”. Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Santiago, Chile.

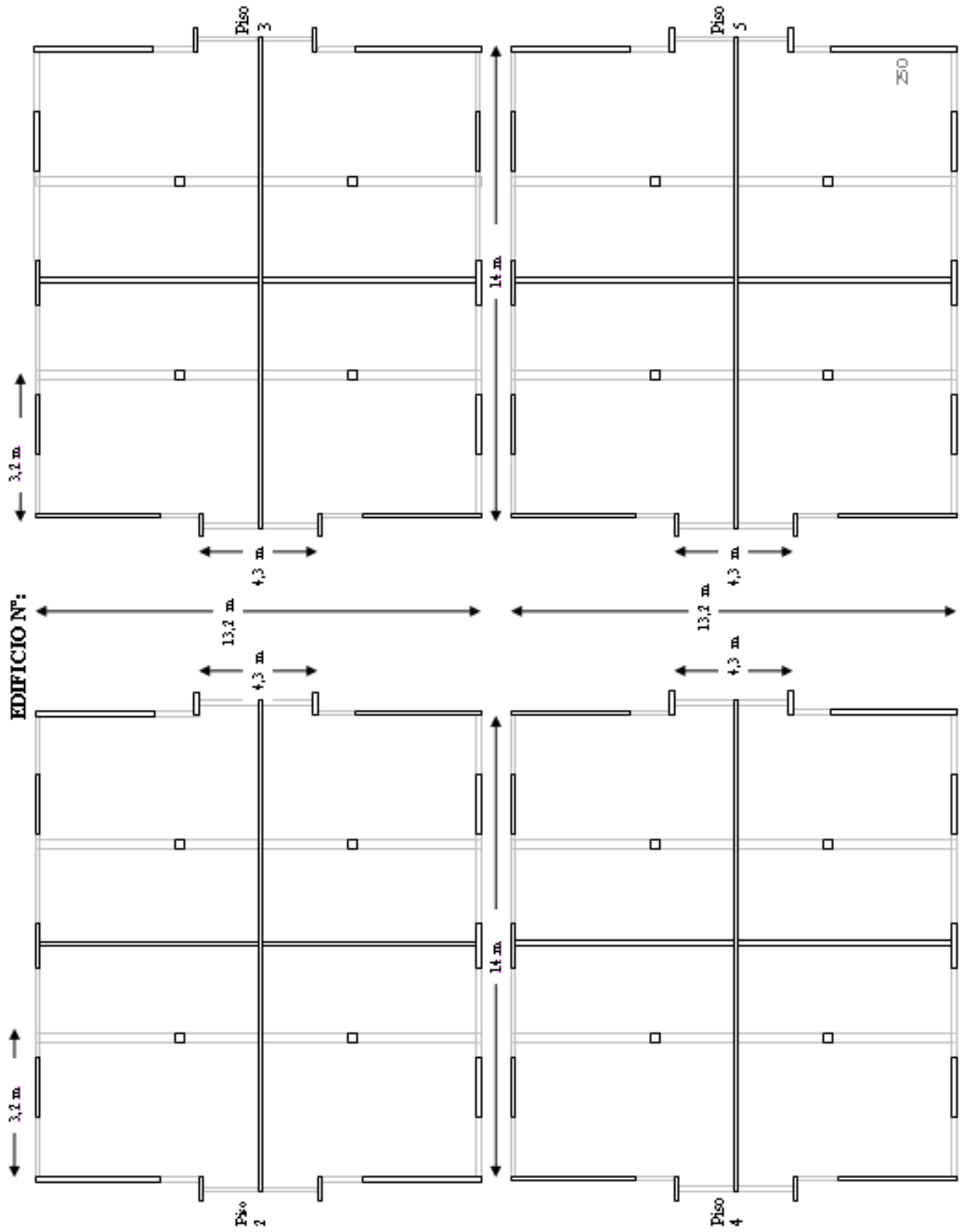
12. San Bartolomé A, 1994, “Construcciones de Albañilería. Comportamiento Sísmico y Diseño Estructural”. Pontificia Universidad Católica del Perú. Perú.
13. Astroza M., F. Cabezas, M. O. Moroni, L. Massone, S. Ruiz, E. Parra, F. Cordero, A. Mottadelli., “Intensidades sísmicas en el área de daños del terremoto del 27 de febrero de 2010”, www.eqclearinghouse.org, Preliminary Report, EERI, Chile Earthquake Clearinghouse Magnitude 8.8 on February 27, 2010.
14. RENADIC, “Registros del terremoto del Maule Mw=8.8 27 de Febrero de 2010”. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
15. MINVU, 1982, “Características Mecánicas de albañilería de bloques de mortero de cemento”. Monografía N° 189, División Técnica de Estudio y Fomento Habitacional, Santiago, Chile.
16. Dirección de Arquitectura, 1983, “Manual para la Construcción y Diseño de Edificios de Albañilería armada de Bloques de Hormigón y Ladrillos Cerámicos”, Ministerio de Obras Públicas, Santiago, Chile.
17. Morales D. y R. Sapaj, 1996, “Riesgo sísmico de las ciudades de Curicó, Molina, Talca San Clemente, Constitución, Linares, San Javier Parral y Cauquenes”. Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y matemáticas, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
18. http://es.wikipedia.org/wiki/Terremoto_de_Chile_de_2010 - cite_note-rancahuaso-89#cite_note-rancahuaso-89
19. Gent, K., M. Giuliano y M. Astroza, 2005. “Calibración del índice de vulnerabilidad del G.N.D.T. a las edificaciones chilenas: estructuras de albañilería confinada”. IX Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Concepción, Chile.

ANEXO A

A.1 Tablas utilizadas para la inspección de daños en terreno

A continuación se presenta las plantas que se utilizaron para el catastro de daños en terreno. Para los edificios de 4 pisos, se completan las plantas de los 4 pisos ya que todos son de albañilería armada. Para los edificios de 5 pisos se omitió la planta del primer piso por ser los muros de este piso de hormigón armado. En cada una de las plantas se detallaron las grietas en su forma, dimensión y grado, de acuerdo con lo indicado por Arias (1976).





A.2 Catastro de daños en los edificios de la Villa Cordillera de Rancagua

En la Figura A.1 se indica la designación de los muros que definen el sistema estructural en las direcciones X e Y de la planta.

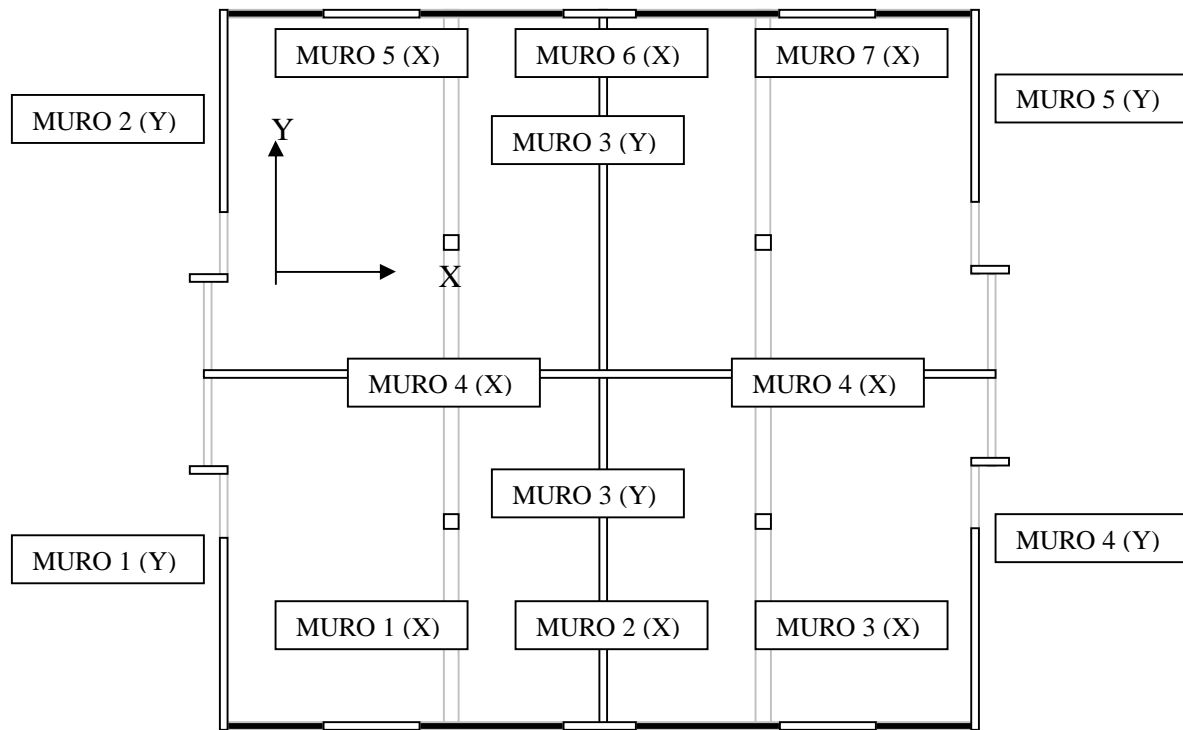


Figura A. 1. Designación de los muros en la planta tipo

En la Tabla A.1 se detalla el número adoptado para el catastro de daños hecho en terreno según la Figura A.2 donde se indica el número de los edificios según un plano de loteo.



Figura A. 2. Loteo de los Edificios en Villa Cordillera

Tabla A. 1. Numeración de Edificios para catastro de daños

Etapa	Numeración Edificio Según Loteo	Numeración Catastro de Daños
3	2270	1
	2272	2
	2274	3
	2278	4
	2280	5
	2282	6
4	872	7
	844	8
	812	9
	810	10
	840	11
	870	12

Etapa	Numeración Edificio Según Loteo	Numeración Catastro de Daños
10	2117	56
	2119	57
	2095	58
	2071	59
	816	60
15	810	61
	811	62
	1993	63
21	825	64
	851	65
	1994	66
	879	67

Etapa	Numeración Edificio Según Loteo	Numeración Catastro de Daños
8	2273	13
	2283	14
	840	15
	841	16
	2241	17
	2247	18
9	2219	19
	2221	20
	2193	21
	2167	22
	2141	23
	2139	24
5	2138	25
	2140	26
	2166	27
	2192	28
	2220	29
	2218	30
7	2145	31
	2171	32
	2193	33
	2195	34
	2194	35
	2172	36
12	2146	37
	2116	38
	2096	39
14	2118	40
	2042	41
	2072	42
13	2046	43
	2045	44
	2041	45
	2071	46

Etapa	Numeración Edificio Según Loteo	Numeración Catastro de Daños
16	1971	68
	1951	69
	824	70
	826	71
20	2007	72
	1993	73
19	2008	74
	2010	75
	1994	76
22	2008	77
	113397-90001	78
	113397-90001	79
B	113397-90001	80
	6B	81
	5B	82
	4B	83
	3B	84
	2B	85
	1B	86
24	1972	87
	1952	88
	1974	89
23	1971	90
	1951	91
	1973	92
17	825	93
	1928	94
	1905	95
	1907	96
18	824	97
	1883	98
	1865	99
	814	100
	1825	101

Etapa	Numeración Edificio Según Loteo	Numeración Catastro de Daños
11	2095	47
	2117	48
	2119	49
6	860	50
	838	51
	2072	52
	2094	53
	2118	54
	2116	55

Etapa	Numeración Edificio Según Loteo	Numeración Catastro de Daños
27	861	102
	850	103
	880	104
26	900	105
	1922	106
25	940	107
	974	108
	1906	109
	1924	110

En las tablas A.2, A.3, A.4 y A.5 se indica el grado de daño de los diferentes muros en cada piso.

EDIFICIOS DE 4 PISOS

- EJE X

Tabla A. 2. Valores de grado de daño en los muros de los edificios de 4 pisos en la dirección X de la planta

Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
1	1				1			
	2				3	1	1	1
	3				1			
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
2	1				2			
	2				2			
	3				0			
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
3	1				2			
	2				2			
	3				0			
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
4	1			1	0	1	2	
	2		2		2		1	
	3				2			
	4				0			

Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
5	1			1	0			
	2	2			2			
	3				1			
	4				2			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
6	1	2		2	0			
	2				3			
	3				0			
	4				3			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
7	1				1			
	2		2	2	2		2	3
	3	1			2			
	4				0	1	1	
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
8	1				1			
	2				3	2	3	2
	3				2			
	4			1	0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
9	1				0			
	2				2	2	2	2
	3				3	3	3	4
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
10	1				0			
	2		2		2			2
	3				1			
	4				3			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
11	1			2	2			
	2				2			
	3				1			
	4				0			

Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
12	1	4	4	4	4	4	4	4
	2				1			
	3				2	2		
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
13	1				0	1		
	2	3	4		2	3	2	
	3				2			
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
14	1				0			
	2		1		3		2	3
	3				1			
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
15	1		3		2	2	2	1
	2				2			1
	3				0			
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
16	1	1	2	2	2	2		2
	2				1			
	3				1			
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
17	1	2		2	3	3	2	2
	2				1			
	3		1		1			
	4			1	1			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
18	1			1	2			
	2		3		2	3	2	3
	3				1			
	4				0			

Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
19	1	1	2	2	2			
	2				2		2	
	3		2		1		1	
	4				1			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
20	1	3	4	4	2	3	2	2
	2				2		2	
	3		2		2			
	4		1		0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
21	1	3			3	2	2	4
	2				1			
	3				2			
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
22	1	2		2	2	2		1
	2				2			
	3	1	3		3			
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
23	1		3		1		4	
	2		2		2		1	
	3				2		1	1
	4				2		1	
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
24	1	2	2		2	3		1
	2				2		2	
	3				2			
	4				1		2	
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
25	1				0			1
	2		2		4		2	
	3				2		1	
	4				0			

Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
26	1	3	4	3	3	2	2	2
	2		2	2	2			
	3				2			
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
27	1	4	2	4	2	3	2	3
	2				2			
	3		1		1			
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
28	1				2			
	2		2		2	2		
	3		1		2	2		2
	4				0	2		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
29	1	3	3	2	2		2	
	2		1		2			
	3		1		2			
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
30	1				0			
	2				0		1	
	3	4	4	4	4	2	4	2
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
31	1	2	1	1	3	2	1	1
	2	3	4	2	2	2	3	2
	3				2		2	
	4	3		3	1	2		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
32	1				0			
	2				1		2	
	3			2	1			
	4	3		4	2	3		

Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
33	1				2			
	2		2		2			
	3		1		2		3	
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
34	1				2			
	2	2	3		2		3	
	3		2		3	2		
	4				1		1	
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
35	1				2			3
	2	2	3	3	2		3	
	3		1		3		1	
	4		1		1			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
36	1		2		2			2
	2		3		2		3	
	3		3		3	2	3	
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
37	1			2	2			2
	2	3	4	2	1	4	3	4
	3			2	3	2		
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
38	1	4	3	3	3	4	4	3
	2	1			2		1	
	3				0			
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
39	1	2	3		2	2	3	
	2		2		2		1	
	3		1		1			
	4				0			

Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
40	1	3	4		3	3	2	3
	2		2		2			
	3				0			
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
41	1	3	3	4	3	2		3
	2		2		2		2	
	3				1			
	4		2		0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
42	1				2	2		
	2	2	3	2	3	1	3	
	3				2			
	4				2			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
43	1	3	3	4	4	4	4	4
	2		1		2			
	3				2		1	
	4				0		2	
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
44	1	2	4	3	2	2	1	4
	2		2		2		1	
	3				1			
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
45	1	3	2	3	3	2	4	3
	2		2		2		2	
	3				0			
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
46	1	2	1		0			
	2	1	2	1	2		2	
	3				0			
	4				0			

Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
47	1	1	2	2	2	3	1	1
	2	1			2			
	3				2			
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
48	1	1	3	2	2	2	2	3
	2		2		2		2	
	3				0			
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
49	1	4	3	4	4	2	3	3
	2				2			
	3				0			
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
50	1				0			
	2	1			2		2	
	3				2		3	
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
51	1		1	2	2		1	
	2				3			
	3				0			
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
52	1	3	2	3	2	2		2
	2		2		2	1	2	
	3				2		1	
	4			2	1			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
53	1	2	1	3	2	2		3
	2		1		2		1	
	3		2		2		2	3
	4	1			1		1	

Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
54	1				2			
	2		3		2		3	
	3				2			
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
55	1	1	1		1	1	1	
	2	2	4		3		3	
	3		1		2		1	
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
56	1	1	2	2	2	2	3	
	2		2		2		2	
	3				2			
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
57	1	1	2	2	2	1	3	
	2				2			
	3				2			
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
58	1	1	2	3	2	2	3	2
	2				2			
	3				2			
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
59	1	1	2	2	2	1	2	2
	2				2		1	
	3		2		3	3	2	
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
60	1	2	3	2	2	1	2	
	2		1		2	2		
	3				2			
	4				0			

Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
61	1	2	3	2	2	1	3	1
	2				2			
	3				2			
	4				0			

- EJE Y

Tabla A. 3. Valores de grado de daño en los muros del edificio de 4 pisos en la dirección del eje Y de la planta

Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
1	1	2		0		
	2			2		2
	3			0		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
2	1			0		
	2			0		
	3			0		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
3	1			0		
	2			0		
	3			0		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
4	1			0		
	2			1		1
	3			0		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
5	1		1	0		
	2			2		
	3			0		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
6	1			0		
	2			0		
	3			0		
	4			0		

Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
7	1	1	1	1		
	2	1	2	3	3	3
	3			2		1
	4			0	1	
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
8	1	2		0		
	2			0		
	3			0		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
9	1			0		
	2			2		2
	3			4	4	1
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
10	1			0		
	2	2		2		2
	3		1	0		
	4	3		0		3
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
11	1		2	1		3
	2	2		0		
	3			0		
	4	2		0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
12	1	3	4	3	4	2
	2			0		
	3			0		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
13	1			2		
	2	2	2	2		
	3			0		
	4			0		

Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
14	1		1	0		
	2	3		3	3	
	3			0		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
15	1	3		2	3	
	2			0		
	3			0		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
16	1	1		2	3	3
	2			0		
	3			0		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
17	1	3	3	4	4	2
	2		1	0		
	3			0		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
18	1			1	2	
	2	3		3	3	2
	3			2		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
19	1	4	2	0		2
	2			0		
	3			0		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
20	1	3	2	2	2	2
	2			2		
	3			0		
	4			0		

Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
21	1	4	4	4	2	4
	2			0		
	3			2		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
22	1	2	3	2		
	2			0		
	3	3	3	2		2
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
23	1	4	4	3	4	4
	2			0		
	3		2	0		2
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
24	1	4	4	4	4	2
	2			0		
	3			0		
	4			2	1	
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
25	1	2	4	2	3	
	2			2		
	3			0		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
26	1	2	3	4	4	4
	2		2	0	2	
	3			0		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
27	1	2		2	1	2
	2	3		2		2
	3			0		
	4			0		

Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
28	1	2	3	2		3
	2			2		
	3			0		1
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
29	1	3	3	2	4	4
	2			2		
	3			0		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
30	1	3	2	3	2	2
	2			0		
	3	3	2	3	2	2
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
31	1		2	1	3	1
	2	3	4	2	1	3
	3			0		
	4		2	0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
32	1			0		
	2	2	2	0		
	3	3	1	2		2
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
33	1	1	2	1	2	
	2		2	0		
	3			0		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
34	1			0		
	2	4	4	2	4	3
	3			2		
	4			1		

Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
35	1	2	2	0	2	2
	2	4	3	2	4	3
	3		2	2		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
36	1	2		2	2	
	2	1		0		1
	3			2		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
37	1		2	0	2	
	2	2	2	1	2	2
	3		2	0		2
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
38	1	4	4	2	3	2
	2		2	1		
	3			0		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
39	1	2	4	2	2	2
	2			2		
	3		2	0	2	
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
40	1	3	3	2	3	2
	2		2	2		
	3			0		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
41	1	2	2	2	2	3
	2	2		0	2	
	3			1		
	4			0		

Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
42	1	2		1	2	
	2	2	4	3	2	4
	3		2	2		
	4	1		0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
43	1	4	4	2	4	4
	2	2	1	2		2
	3	1		0	1	
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
44	1	4	4	4	2	4
	2	2		3	2	
	3		1	0	1	
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
45	1	2	3	2	3	3
	2	3	1	2	3	1
	3			1		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
46	1		2	1		1
	2	2	3	2	1	3
	3			0		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
47	1	3	3	2	3	3
	2		2	0	2	
	3			0		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
48	1	2	2	2	3	3
	2	1	2	0		
	3			0		
	4			0		

Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
49	1	4	4	3	4	4
	2		2	2		
	3			0		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
50	1	1	2	0	2	2
	2			1		
	3			0		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
51	1		2	0	1	
	2			2		
	3	3		2	3	
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
52	1		2	2	2	
	2		2	2	2	
	3			2		2
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
53	1	2	2	2	2	3
	2			2		
	3			2		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
54	1	1		1		1
	2		2	2	2	2
	3			1		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
55	1	1		1	1	
	2	2	2	2		3
	3		2	2	2	
	4			0		

Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
56	1	3	3	4	3	3
	2			2	1	
	3		2	0	2	
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
57	1	3	3	3	3	3
	2			2		
	3			0		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
58	1	3	3	2	3	3
	2			2		
	3		1	2		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
59	1	1	2	0	2	2
	2		1	0	2	
	3	3	2	3	1	
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
60	1	3	3	2	3	3
	2		2	0	2	
	3			2		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
61	1	3	3	3	3	4
	2		2	0	2	
	3			1		
	4			0		

EDIFICIOS DE 5 PISOS

- EJE X

Tabla A. 4. Valores de grado de daño en los muros del edificio 5 pisos en la dirección del eje X de la planta

Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
62	2				2			
	3	2			3		2	
	4				2		2	

Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
63	2				2		2	
	3		2		2	3	3	3
	4				2			
64	2		2		1			
	3				2			
	4				1			
65	2		2	2	2		2	
	3		2		2		1	
	4				3		2	
66	2		2		2		1	
	3		3		2		3	
	4		2		3			
67	2		2		3	3	2	3
	3			3	3	2		
	4				2	3		
68	2		2		2		3	
	3				2			
	4				0			
69	2		2		1		1	
	3				2			
	4				0			
70	2		3		3		3	
	3	3		3	2	4		3
	4				2	3		
71	2		2		2			
	3		2		2		2	
	4				2			
72	2			2	3	2	2	
	3			2	3	3		2
	4	2			2			

Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
73	2	3	3	3	3	4		4
	3				2			
	4				0			
74	2	4	2	4	4	3	2	4
	3			3	3			
	4				0			
75	2	2	1		0		1	2
	3		3	3	4		4	
	4				0			
76	2	4	4	4	4		3	
	3				2			
	4				2			
77	2		4		4		4	
	3				2			
	4				2			
78	2				3			
	3		2		3		2	
	4			1	0		2	
79	2	3	3		3	1	3	
	3		2		1		1	
	4				0			
80	2		3	2	3		3	
	3		2		2		2	
	4				2			
81	2		2		3		3	
	3				2			
	4				0			
82	2		2		4	3	3	3
	3		1		2		1	
	4				0			

Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
83	2			3	3	3	3	
	3	3	3	3	3		4	
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
84	2		3		3		2	
	3				2		2	
	4		3		3		3	3
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
85	2		2	2	3		2	
	3				2			
	4	3	3	3	3		3	
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
86	2		3		3		2	
	3		1		2		2	
	4				0		2	
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
87	2		3		2		2	
	3				1			
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
88	2	3	2	3	3	3	2	1
	3		2		2		2	
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
89	2		3		3	3		3
	3		2	1	0		2	
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
90	2				2			
	3				1			
	4	2			2			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
91	2		2	3	3		2	
	3				2		2	
	4				2		2	

Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
92	2		3	3	3		3	
	3		2		2		2	
	4				0			
93	2		4	4	4		4	4
	3				2		2	
	4				0			
94	2		2		2			
	3				2			
	4				0			
95	2		4	4	4			
	3				2			
	4				0			
96	2		2	3	3			
	3		2		2			
	4		3		0			
97	2		3		4		4	4
	3				2			
	4				0			
98	2		3		2		2	
	3		1		1		2	
	4				0			
99	2		3	2	3		3	
	3	2			2			
	4				2			
100	2		2		2	4	3	
	3				2			
	4				0			
101	2	3	2	3	3			
	3				2			
	4				0			

Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
102	2		2		2		2	
	3		2		3	3	3	2
	4				2			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
103	2	3	3	3	3	1	2	2
	3		2	2	2		1	
	4				2			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
104	2	3	3		4	3	3	3
	3		2		2			
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
105	2		2	2	2		2	
	3			1	2	1		
	4			2	0		2	
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
106	2				2	3	2	
	3				2	3		
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
107	2	3	3		2		3	
	3				0			
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
108	2	3	2	3	3	3	2	3
	3				3			
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
109	2	3	2	3	3	2	2	
	3				2			
	4				0			
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5	Muro 6	Muro 7
110	2		2		2	2		
	3	3	2	3	3	3	2	2
	4				0			

- EJE Y

Tabla A. 5. Valores de grado de daño en los muros del edificio 5 pisos en la dirección del eje Y de la planta

Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
62	2			0	2	2
	3		1	0		
	4			2		
63	2			2		
	3		2	0		
	4			2		
64	2			0		
	3			0		
	4			0		
65	2	1	2	2	1	2
	3			1		
	4			0		
66	2		1	2		1
	3			2		
	4	1		0		
67	2	2		2	2	
	3			3		2
	4		1	2		1
68	2	3		2	3	3
	3		2	2		
	4			0		
69	2		3	1		
	3			0		
	4			0		
70	2	2	1	2		3
	3		3	2	1	
	4			0		

Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
71	2	3	1	2	2	2
	3	3		2		
	4			0		
72	2	3	1	2		
	3	2		2		
	4			0		
73	2		3	2	3	4
	3			0		2
	4			0		
74	2	2		2	2	
	3	2		2		3
	4			0		
75	2	1	1	1	1	
	3	3	3	3	3	4
	4			0		
76	2	4	3	4	3	3
	3		1	0	2	
	4		1	0		
77	2	3	3	3	3	2
	3	1		2		
	4			1		
78	2	2		0		2
	3	3	1	2	2	
	4			2		
79	2	2	3	2		2
	3			2		
	4			1		
80	2	2		2	2	3
	3		2	2		1
	4			0		

Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
81	2	3	1	2	3	2
	3			1		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
82	2	3	2	2	3	
	3			2		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
83	2	2	2	3	1	3
	3	1	2	2	1	2
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
84	2	2	2	2	1	
	3		2	1	2	
	4	2		3		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
85	2	2	1	2		
	3	1		2		
	4	2		2	2	2
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
86	2	2	3	2	2	2
	3			1	1	
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
87	2			2		
	3			0		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
88	2	2		2	1	2
	3			2		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
89	2	2	1	2		2
	3			2		
	4			0		

Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
90	2			2		
	3			2		
	4	1		2		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
91	2	1	2	2		2
	3			2		
	4			1		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
92	2		1	2		2
	3			2		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
93	2		3	4	4	4
	3		2	1		2
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
94	2		2	0		
	3			0		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
95	2	1	2	2	2	3
	3			0		1
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
96	2	2	2	2	1	2
	3			1		3
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
97	2	1	2	2	2	1
	3		1	0		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
98	2		2	2	1	3
	3			2		
	4			0		

Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
99	2	1	2	1	2	1
	3		2	1		
	4			0		
100	2	1	2	0	3	
	3			0		
	4			0		
101	2	3	3	2	2	2
	3			0		
	4			0		
102	2	2	2	0	1	
	3		3	2		
	4			0		
103	2	2	3	2		2
	3		1	2		
	4			0		
104	2	2	3	2	3	2
	3			2		
	4			0		
105	2		2	3		2
	3			1		
	4			0		
106	2	3	2	2		1
	3			2		
	4			0		
107	2	2	3	2	3	2
	3			0		
	4			0		

Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
108	2	3	3	2	3	3
	3		1	2		1
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
109	2	3	3	2	3	3
	3	1	1	2		
	4			0		
Número	Piso	Muro 1	Muro 2	Muro 3	Muro 4	Muro 5
110	2	1		2	1	
	3	3	3	3	2	3
	4			2		

A.3 Resultados de la encuesta de daños

A continuación se indican el grado de daño de los edificios de la Villa Cordillera según los criterios establecidos (grado máximo por piso y grado medio de daño por piso) para cada uno de los edificios.

A.3.1 Grado de daño mayor por piso de los edificios

Edificio de 4 Pisos:

Tabla A. 6. Grado de daño mayor por piso. Edificios 4 pisos

Edificio	Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4
1	2	3	1	0
2	2	2	0	0
3	2	2	0	0
4	2	2	2	0
5	1	2	1	2
6	2	3	0	3
7	1	3	2	1
8	2	3	2	1
9	0	2	4	0
10	0	2	1	3
11	3	2	1	2
12	4	1	2	0
13	2	4	2	0
14	1	3	1	0
15	3	2	0	0
16	3	1	1	0

Edificio	Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4
17	4	1	1	1
18	2	3	2	0
19	4	2	2	1
20	4	2	2	1
21	4	1	2	0
22	3	2	3	0
23	4	2	2	2
24	4	2	2	2
25	4	4	2	0
26	4	2	2	0
27	4	3	1	0
28	3	2	2	2
29	4	2	2	0
30	3	1	4	0
31	3	4	2	3
32	0	2	3	4
33	2	2	3	0
34	2	4	3	1
35	3	4	3	1
36	2	3	3	0
37	2	4	3	0
38	4	2	0	0
39	4	2	2	0
40	4	2	0	0
41	4	2	1	2
42	2	4	2	2
43	4	2	2	2
44	4	3	1	0
45	4	3	1	0
46	2	3	0	0
47	3	2	2	0
48	3	2	0	0
49	4	2	0	0
50	2	2	3	0
51	2	3	3	0
52	3	2	2	2
53	3	2	3	1
54	2	3	2	0
55	1	4	2	0
56	4	2	2	0

Edificio	Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4
57	3	2	2	0
58	3	2	2	0
59	2	2	3	0
60	3	2	2	0
61	4	2	2	0
Promedio	2,77	2,39	1,75	0,64

Edificio de 5 Pisos:

Tabla A. 7. Grado de daño mayor por piso. Edificios 5 pisos

Edificio	Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4	Piso 5
62	0	2	3	2	0
63	0	2	3	2	0
64	0	2	2	1	0
65	0	2	2	3	0
66	0	2	3	3	0
67	0	3	3	3	0
68	0	3	2	0	0
69	0	3	2	0	0
70	0	3	4	3	0
71	0	3	3	2	0
72	0	3	3	2	0
73	0	4	2	0	0
74	0	4	3	0	0
75	0	2	4	0	0
76	0	4	2	2	0
77	0	4	2	2	0
78	0	3	3	2	0
79	0	3	2	1	0
80	0	3	2	2	0
81	0	3	2	0	0
82	0	4	2	0	0
83	0	3	4	0	0
84	0	3	2	3	0
85	0	3	2	3	0
86	0	3	2	2	0
87	0	3	1	0	0
88	0	3	2	0	0
89	0	3	2	0	0
90	0	2	2	2	0
91	0	3	2	2	0

Edificio	Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4	Piso 5
92	0	3	2	0	0
93	0	4	2	0	0
94	0	2	2	0	0
95	0	4	2	0	0
96	0	3	3	3	0
97	0	4	2	0	0
98	0	3	2	0	0
99	0	3	2	2	0
100	0	4	2	0	0
101	0	3	2	0	0
102	0	2	3	2	0
103	0	3	2	2	0
104	0	4	2	0	0
105	0	3	2	2	0
106	0	3	3	0	0
107	0	3	0	0	0
108	0	3	3	0	0
109	0	3	2	0	0
110	0	2	3	2	0
Promedio	0	3	2,33	1,12	0

A.3.2 Grado medio de daño por piso de los edificios

Edificios de 4 Pisos:

Tabla A. 8. Grado medio de daño por piso de los edificios de 4 pisos

Edificio	Piso 1		Piso 2		Piso 3		Piso 4	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
1	0.14	0.4	0.86	0.8	0.14	0	0	0
2	0.29	0	0.29	0	0	0	0	0
3	0.29	0	0.29	0	0	0	0	0
4	0.57	0	0.71	0.4	0.29	0	0	0
5	0.14	0.2	0.57	0.4	0.14	0	0.29	0
6	0.57	0	0.43	0	0	0	0.43	0
7	0.14	0.6	1.57	2.4	0.43	0.6	0.29	0.2
8	0.14	0.4	1.43	0	0.29	0	0.14	0
9	0	0	1.14	0.8	1.86	1.8	0	0
10	0	0	0.86	1.2	0.14	0.2	0.43	1.2
11	0.57	1.2	0.29	0.4	0.14	0	0	0.4
12	4	3.2	0.14	0	0.14	0	0	0

Edificio	Piso 1		Piso 2		Piso 3		Piso 4	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
13	0.14	0.4	2	1.2	0.29	0	0	0
14	0	0.2	1.29	1.8	0.14	0	0	0
15	1.43	1.6	0.43	0	0	0	0	0
16	1.57	1.8	0.14	0	0.14	0	0	0
17	2	3.2	0.14	0.2	0.29	0	0.29	0
18	0.43	0.6	1.86	2.2	0.14	0.4	0	0
19	1	1.6	0.57	0	0.57	0	0.14	0
20	2.86	2.2	0.57	0.4	0.57	0	0.14	0
21	2	3.6	0.14	0	0.29	0.4	0	0
22	1.29	1.4	0.29	0	1	2	0	0
23	1.14	3.8	0.71	0	0.57	0.8	0.43	0
24	1.43	3.6	0.57	0	0.29	0	0.43	0.6
25	0.14	2.2	1.14	0.4	0.43	0	0	0
26	2.71	3.4	0.86	0.8	0.29	0	0	0
27	2.86	1.4	0.29	1.4	0.29	0	0	0
28	0.29	2	0.86	0.4	1	0.2	0.29	0
29	1.71	3.2	0.43	0.4	0.43	0	0	0
30	0	2.4	0.14	0	3.43	2.4	0	0
31	1.57	1.4	2.57	2.6	0.57	0	1.29	0.4
32	0	0	0.43	0.8	0.43	1.6	1.71	0
33	0.29	1.2	0.57	0.4	0.86	0	0	0
34	0.29	0	1.43	3.4	1	0.4	0.29	0.2
35	0.71	1.6	1.86	3.2	0.71	0.8	0.29	0
36	0.86	1.2	1.14	0.4	1.57	0.4	0	0
37	0.86	0.8	3	1.8	1	0.8	0	0
38	3.43	3	0.57	0.6	0	0	0	0
39	1.71	2.4	0.71	0.4	0.29	0.8	0	0
40	2.57	2.6	0.57	0.8	0	0	0	0
41	2.57	2.2	0.86	0.8	0.14	0.2	0.29	0
42	0.57	1	2	3	0.29	0.8	0.29	0.2
43	3.71	3.6	0.43	1.4	0.43	0.4	0.29	0
44	2.57	3.6	0.71	1.4	0.14	0.4	0	0
45	2.86	2.6	0.86	2	0	0.2	0	0
46	0.43	0.8	1.14	2.2	0	0	0	0
47	1.71	2.8	0.43	0.8	0.29	0	0	0
48	2.14	2.4	0.86	0.6	0	0	0	0
49	3.29	3.8	0.29	0.8	0	0	0	0
50	0	1.4	0.71	0.2	0.71	0	0	0
51	0.86	0.6	0.43	0.4	0	1.6	0	0

Edificio	Piso 1		Piso 2		Piso 3		Piso 4	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
52	2	1.2	1	1.2	0.43	0.8	0.43	0
53	1.86	2.2	0.57	0.4	1.29	0.4	0.43	0
54	0.29	0.6	1.14	1.6	0.29	0.2	0	0
55	0.71	0.6	1.71	1.8	0.57	1.2	0	0
56	1.71	3.2	0.86	0.6	0.29	0.8	0	0
57	1.57	3	0.29	0.4	0.29	0	0	0
58	2.14	2.8	0.29	0.4	0.29	0.6	0	0
59	1.71	1.4	0.43	0.6	1.43	1.8	0	0
60	1.71	2.8	0.71	0.8	0.29	0.4	0	0
61	2	3.2	0.29	0.8	0.29	0.2	0	0

Edificios de 5 Pisos:

Tabla A. 9. Grado medio de daño por piso de los edificios de 5 pisos

Edificio	Pisos 1 y 5		Piso 2		Piso 3		Piso 4	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
62	0	0	0.29	0.67	0.71	0.17	0.29	0.67
63	0	0	0.29	0.67	1	0.33	0.29	0.67
64	0	0	0.43	0	0.29	0	0.14	0
65	0	0	0.86	1.67	0.57	0.33	0.43	0
66	0	0	0.57	1	0.71	0.67	0.71	0.17
67	0	0	1.14	1.33	0.86	1.67	0.29	1
68	0	0	0.57	2.17	0.29	1.17	0	0
69	0	0	0.43	0.83	0.29	0	0	0
70	0	0	0.86	1.67	1.57	1.33	0.29	0
71	0	0	0.57	2	0.57	1.17	0.29	0
72	0	0	0.71	1.67	1	1.33	0.57	0
73	0	0	2.29	2.67	0.29	0.33	0	0
74	0	0	2.57	1.67	0.86	1.5	0	0
75	0	0	0.71	0.83	1.43	3.5	0	0
76	0	0	2.29	3.83	0.29	0.5	0.29	0.17
77	0	0	1.14	3.33	0.29	0.83	0.29	0.33
78	0	0	0.43	0.67	0.71	1.67	0.14	0.67
79	0	0	1.29	1.83	0.43	1	0	0.33
80	0	0	1.14	1.83	0.57	1.17	0.29	0
81	0	0	0.71	2.5	0.29	0.5	0	0
82	0	0	1.29	2.17	0.43	0.67	0	0
83	0	0	0.86	2.67	1.71	2	0	0

Edificio	Pisos 1 y 5		Piso 2		Piso 3		Piso 4	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
84	0	0	0.86	1.5	0.29	1	1.29	1.5
85	0	0	1	1.5	0.29	0.83	1.71	2
86	0	0	0.86	2.17	0.43	0.5	0	0
87	0	0	0.71	1	0.14	0	0	0
88	0	0	1.71	1.5	0.57	0.67	0	0
89	0	0	1.29	1.5	0.43	0.67	0	0
90	0	0	0.29	0.67	0.14	0.67	0.57	1.17
91	0	0	1.14	1.5	0.29	0.67	0.29	0.33
92	0	0	1.29	1.17	0.57	0.67	0	0
93	0	0	2.29	3.67	0.29	1	0	0
94	0	0	0.57	0.33	0.29	0	0	0
95	0	0	1.71	2	0.29	0.17	0	0
96	0	0	1.14	1.83	0.57	0.83	0.43	0
97	0	0	1.57	1.67	0.29	0.17	0	0
98	0	0	0.71	1.67	0.29	0.83	0	0
99	0	0	1.14	1.33	0.57	0.67	0.29	0
100	0	0	0.57	1	0.29	0	0	0
101	0	0	1.57	2.33	0.29	0	0	0
102	0	0	0.57	0.83	1	1.5	0.29	0
103	0	0	2	2.17	0.86	1	0.29	0
104	0	0	1.86	2.67	0.57	0.83	0	0
105	0	0	0.86	1.67	0.43	0.33	0.29	0
106	0	0	0.29	1.83	0.29	0.83	0	0
107	0	0	1.14	2.5	0	0	0	0
108	0	0	2	3	0.43	1.33	0	0
109	0	0	1.57	3	0.29	1.33	0	0
110	0	0	0.57	1.33	1.86	3.17	0	0.83

ANEXO B

CRITERIOS PARA EL CÁLCULO DEL ÍNDICE DE GALLEGOS

En este anexo se entregan las consideraciones que se usaron para calcular el Índice de Gallegos de los casos en estudio.

B.1 Índice básico de calidad Estructural Sismorresistente

Este índice está dado por la expresión:

$$I_B = P \times E \times S \times C$$

Los términos de esta expresión corresponden a aquellos aspectos cualitativos determinantes en el comportamiento de un edificio como son los aspectos del diseño arquitectónico relacionados con la forma del edificio tanto en planta (P) como en elevación (E) y aquellos aspectos del diseño del sistema estructural relacionados con sus componentes (S) y configuración (C).

B.1.1 Índice De La Planta (P)

El valor de este índice está dado por el producto:

$$P = P_1 \times P_2 \times P_3$$

De acuerdo con las características de los conjuntos habitacionales estudiados, los valores de los términos P1, P2 y P3, son los siguientes:

Tabla B. 1. Parámetros índice de Planta

Término	Valor
P1	1
P2	Sujeto a cálculo
P3	1

Los valores de la tabla se han establecido considerando:

P1 : Simetría en Planta

Dado que las viviendas en estudio tienen un solo cuerpo principal y éste es rectangular sin perforaciones ni apéndices en la planta, su valor en todos los casos es igual a 1.

P2 : Proporción

Todos los casos en estudio poseen una planta rectangular, por lo que el cálculo de este término se reduce a la verificación siguiente:

Tabla B. 2. Condiciones de proporción en planta

Calificativo	Condición
Bueno	$A/B \leq 3$
Regular	$3 < A/B \leq 5$
Malo	$5 < A/B$

Donde A y B corresponden a la longitud larga y corta, respectivamente, de la planta del edificio (vivienda o tren de viviendas), dimensiones que se muestran en la Figura B.1.

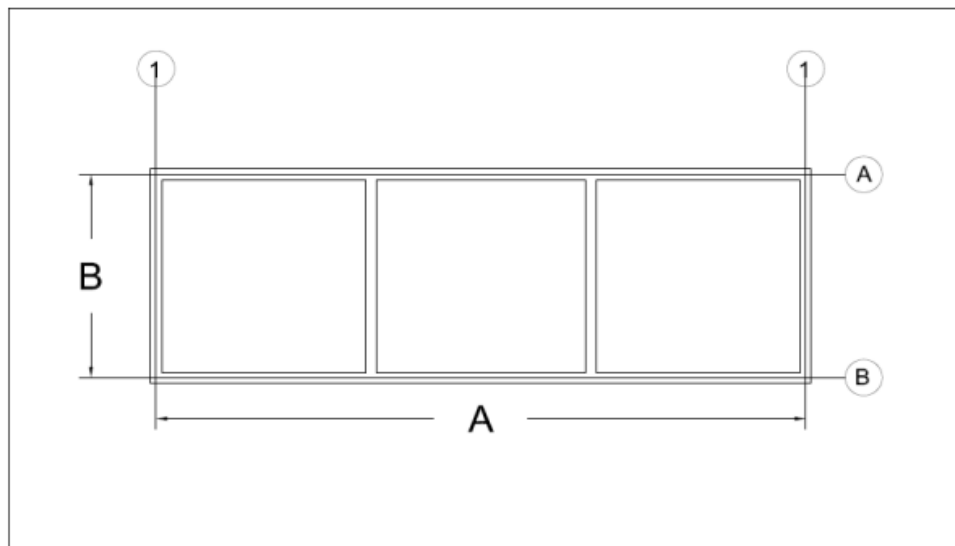


Figura B. 1. Indicación de factores A y B

P3 : Continuidad

Los edificios en estudio no poseen irregularidades en planta producto de ensanchamiento, estrangulaciones o perforaciones, no poseen una perforación a nivel de provocado por las escaleras, ya

que están fuera de la estructura. Por lo tanto su valor corresponde a una calificación de “bueno”, es decir es igual a 1.

B.1.2 Índice De La Elevación (E)

El valor de este índice está dado por el producto:

$$E = E_1 \times E_2 \times E_3$$

De acuerdo con las características de los conjuntos habitacionales estudiados, los valores de los términos E1, E2 y E3, son los siguientes:

Tabla B. 3. Parámetros de índice de elevación

Término	Valor
E1	1
E2	Sujeto a cálculo
E3	1

Los valores de la tabla se han establecido considerando:

E1 : Simetría en la Elevación

Dado que los casos en estudio poseen un solo cuerpo sin estrangulaciones o apéndices en elevación, su valor es igual a 1.

E2 : Proporción

Todos los casos en estudio poseen una elevación rectangular, por lo que el cálculo de este término se reduce a la verificación siguiente:

Tabla B. 4. Condiciones de proporción de altura

Calificativo	Condición
Bueno	$B/H \geq 1/4$
Regular	$1/4 > B/H \geq 1/6$
Malo	$B/H < 1/6$

Donde B es la longitud mostrada en la Figura B.1 y H corresponde a la altura total de la estructura

del edificio y corresponde a la suma de las alturas del primer y segundo piso.

E3 : Continuidad

La elevación del edificios de 4 pisos posee un sólo un cuerpo, sin estrangulaciones o recrecidos de los pisos, por lo que existe completa continuidad en elevación. Desde este punto vista, el valor de este término es igual a 1.

Para el caso de los edificios de 5 pisos, la diferencia de materiales entre el primer y segundo piso es la causa de calificar la continuidad de este edificio como mala, ya que el primero piso es de hormigón armado y el segundo piso es de albañilería armada, por lo que existe una discontinuidad de materiales y diferencias de rigidez.

B.1.3 Índice de componentes del sistema estructural (S)

El valor de este índice está dado por la ecuación:

$$S = S1 \times [R_C \times (S2 \times S3) + R_m \times (S4 \times S5)]$$

De acuerdo con las características de los conjuntos habitacionales estudiados, los valores de los términos S1, R_C, R_m, S4 y S5, son los siguientes:

Tabla B. 5. Parámetros Índice Componente del sistema Estructural

Término	Valor
S1	Sujeto a cálculo
R _c	0
R _m	1
S4	Sujeto a cálculo
S5	Sujeto a verificación

Los valores de la tabla se establecen considerando:

S1 : Densidad de Elementos Verticales

Para edificios de albañilería, como los casos en estudio, Gallegos propone las siguientes condiciones para calificar este término:

Tabla B. 6. Condiciones Densidad elementos verticales

Calificativo	Condición
Bueno	$A_v / (A_p \cdot n) \geq 100$
Regular	$100 > A_v / (A_p \cdot n) \geq 50$
Malo	$A_v / (A_p \cdot n) < 50$

Donde “ $A_v / (A_p \cdot n)$ ” corresponde al valor de la relación entre el área total de muros en una de las direcciones de la planta (cm^2) y el producto del área en planta (m^2) por el número de pisos (n).

Rc : Coeficiente de Columnas

Dado que los casos en estudio están íntegramente estructurados con muros, y no existen marcos de hormigón armado, este factor es igual a cero. A su vez, por el mismo motivo es innecesario el cálculo de los términos “S2” (Continuidad de Pórticos) y “S3” (Relación Columnas – Vigas).

Rm : Coeficiente de Muros

Este factor está dado por el cociente entre el área de muros y el área total de elementos verticales estructurales, dado que todos los casos en estudio están estructurados con muros, su valor es igual a 1.

S4 : Continuidad de Muros

Para los efectos de calificar esta propiedad se consideran como buenas las configuraciones que lleven las cargas de la forma más directa a la fundación, por ende se castigan las aberturas de primer piso cuyos muros se desvían de posición en relación a los muros del segundo piso.

En la Figura B.2 se muestra la forma en que se obtiene el parámetro “b”, con el cual se califica esta propiedad. A pesar de la gran cantidad de aberturas que presentan los edificios, el parámetro “b” es 0 ya que los elementos mantienen su configuración desde el primer piso hasta el último piso.

El criterio es el siguiente:

Tabla B.7. Condiciones continuidad de muros

% del área afectada (b / A) x 100	Calificativo
≤ 15 %	Bueno
> 15 y ≤ 25 %	Regular
> 25 %	Malo

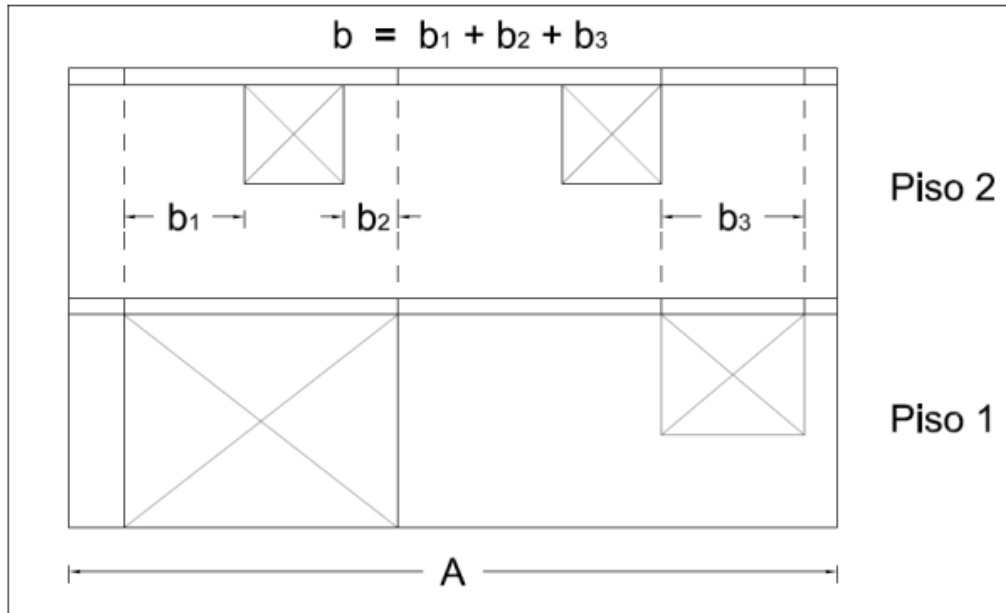


Figura B. 2. Indicación de cálculo del factor b

La línea punteada marca la condición de continuidad de los muros, tomando como referencia las aberturas del Piso 1. Teniendo en cuenta estas líneas punteadas se determinan los sumandos del término “b”, y ellos corresponden a todos los trazos de muros del Piso 2 que descargan sobre los vanos del Piso 1.

S5 : Conexiones de Muros

Para albañilería, Gallegos propone las siguientes condiciones.

Tabla B. 8. Condiciones conexiones de muros

Calificativo	Tipo de Conexión
Bueno	Mediante las losas de los techos
Regular	Mediante vigas peraltadas corridas a lo largo de todos los muros
Malo	Mediante vigas peraltadas que no continúan a lo largo de los muros

B.1.4 Índice de la configuración estructural (C)

El valor de este índice está dado por la ecuación:

$$C = C_1 \times C_2 \times C_3 \times C_4$$

De acuerdo con las características de los conjuntos habitacionales estudiados, los valores de los términos C1, C2, C3 y C4, son los siguientes:

Tabla B. 9. Condiciones Índice configuración estructural

Término	Valor
C1	0,9
C2	Sujeto a cálculo
C3	1
C4	0,9

Los valores de la tabla se establecen considerando:

C1 : Simetría y Uniformidad Estructural

El valor de este término es “0,9”, lo que corresponde a un calificativo de “Regular”, ya que las estructuras en estudio no cumplen las tres condiciones propuestas por Gallegos:

- Elementos resistentes simétricos o casi simétricos en relación a ambos ejes principales. (OK)
- Gran parte de los elementos resistentes están ubicados en el perímetro de la edificación. (NO)
- Tipo de estructuración similar en ambas direcciones. (OK)

C2 : Distribución de Rigidez

Gallegos propone calificar esta propiedad a partir de las condiciones siguientes:

- % de muros de largo mayor que el largo promedio

Para obtener esta relación se hace el análisis para cada dirección de la planta en forma separada, obteniendo en cada una de ellas el Largo promedio de muros (Lm prom).

- Relación entre el largo de cada muro y la longitud promedio de muros

Considera los casos en que exista un muro de largo muy inferior o muy superior respecto al largo promedio. Cuando todos los muros estén en un rango cercano al largo promedio, la calificación será buena, y mientras exista algún muro que se salga de estos rangos, la calificación irá bajando.

Los valores y rangos límites para ambas condiciones son las siguientes:

Tabla B. 10. Condición de distribución de rigidez

Calificativo	% Largo de Muros Mayor al promedio	Largo cada muro / Lm prom
Bueno	mayor que 50 %	de 0,7 a 1,4
Regular	entre 30 y 50 %	0,4 a 1,7
Malo	menor que 30 %	< 0,4 o >1,7

Para el caso de los edificios en estudio, los muros interiores son muy largos y los muros perimetrales son muy cortos, por lo que a pesar de que el % de muros es mayor al 50%, debiendo ser una calificación buena. Sin embargo la razón del largo entre el muro promedio y el resto, califica como malo.

C3 : Simetría de Masas

Tiene relación con la distribución o disposición de pesos importantes en la planta y a lo alto de la estructura. La asignación del calificativo en cada caso dependerá de la información disponible que pudiera existir producto del uso que se le de al edificio.

En relación con estos aspectos, Gallegos propone el criterio indicado en la tabla para la obtención del calificativo siguiente:

Tabla B. 11. Condición de simetría de masas

Ubicación de las Masas	Condición de Simetría	
	Simétrico o Casi Simétrico	Asimétrico
1/3 Inferior	Bueno	Regular
1/3 Central	Bueno	Malo
1/3 Superior	Regular	Malo

Una ayuda gráfica de esta tabla se muestra en la Figura B.3, donde la masa “m” representa una carga importante sobre la estructura, ubicada en diferentes ubicaciones en planta y en elevación.

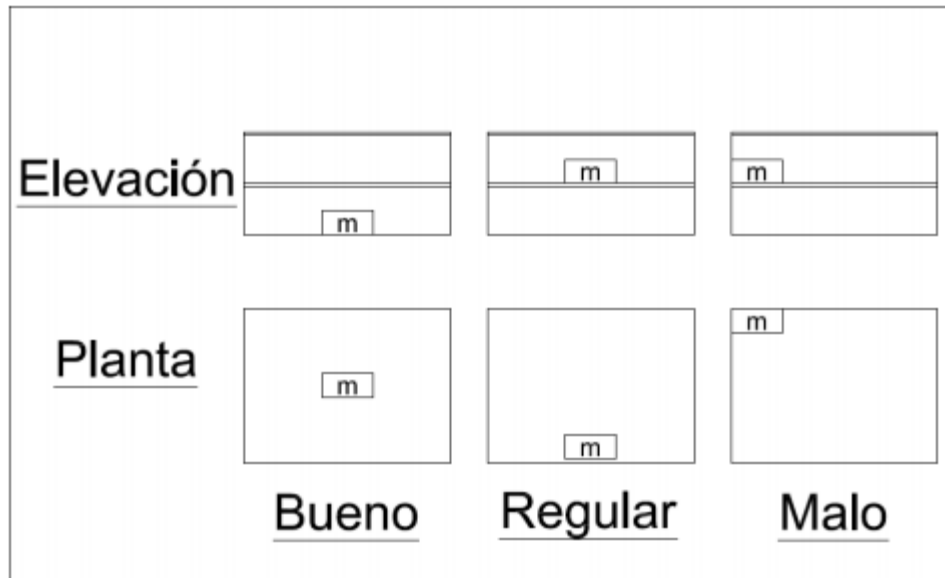


Figura B. 3. Indicación para la obtención de simetría de masas

Según la información disponible para este estudio, todos los conjuntos son utilizados como viviendas, por lo que este factor se considerará siempre como igual a 1.0.

C4 : Relación con Elementos No Estructurales

Este término también se obtiene según la información disponible y el criterio propuesto por Gallegos, adjunto.

Tabla B. 12. Condición de elementos no estructurales

Calificativo	Condiciones
Bueno	<ul style="list-style-type: none"> - Tabiquería independiente de la estructura principal. - Las instalaciones eléctricas o sanitarias no afectan la estructura principal, al no estar empotradas o requerir de huecos de pase.
Regular	<ul style="list-style-type: none"> - Tabiquería adosada a la estructura principal de manera simétrica, sin originar efectos de concentración de esfuerzos (columnas cortas, etc.) - Instalaciones eléctricas y sanitarias empotradas en elementos estructurales pero sin afectar a las secciones resistentes o refuerzos.
Malo	<ul style="list-style-type: none"> - Tabiquería adosada a la estructura principal dispuesta asimétricamente. - Instalaciones empotradas en elementos estructurales principales sin consideraciones particulares o refuerzos.

La tabiquería es simétrica en el interior de las viviendas, de material liviano e independiente de la estructura principal, sin embargo las instalaciones eléctricas y sanitarias afectan a algunos elementos

estructurales pero sin afectar las secciones resistentes, atravesando losas y perforando muros medianeros. Así el parámetro C4 es igual a 0,9. (Calificación Regular).

B.2 Factor De Adecuación (F)

El valor de este factor está dado por la ecuación:

$$F = F_1 \times F_2 \times F_3 \times F_4$$

De acuerdo con las condiciones existentes en los conjuntos habitacionales estudiados, los valores de los términos F1, F2, F3 y F4, son los siguientes:

F1 : Suelo

El suelo se denomina con categoría bueno, ya que sus propiedades no afectan al comportamiento de la estructura.

F2 : Uso

Todos los casos en estudio están destinados a la vivienda, por lo que la condición para éste factor es “1”.

F3 : Altura

Los casos en estudio tienen uno o dos pisos, por lo que caen en la descripción de “bajos”, según Gallegos, luego su condición es “1” y su valor es 1.

F4 : Relación Suelo – Altura de Edificación

Debido a la altura de la totalidad de los casos, este factor se reduciría a lo indicado en la tabla, pero como esto genera un contrasentido respecto al índice “F1”, este factor no se considerará, dejando su valor en “1” para todos los casos.

Obtenidos los factores de adecuación, el Índice de Calidad Estructural Sismorresistente se obtiene multiplicando el Índice Básico por el Factor de Adecuación.

Para determinar el valor de este índice se preparó una planilla de cálculo en la cual se entregan los valores individuales y totales de las cualidades que se cuantifican para cada edificio de la muestra. Detalle de esta planilla se muestra en la Figura B.4.

Tabla de Gallegos

Para el llenado de esta planilla se deben seguir las instrucciones siguientes:

- Parámetros Generales

i “A” y “B” corresponden a los indicados en la Figura B.1

ii “H” corresponde a la altura total del edificio, explicada en B.1.2

iii “Área Planta” corresponde al mismo valor presentado en la planilla del Índice de Meli.

Las dos columnas siguientes corresponden a parámetros generales separados para cada dirección de la planta, Eje “X” y Eje “Y” respectivamente.

iv “Área de Muros” corresponde al Área Total de Muros

v “b” corresponde al factor cuyo cálculo se explica en la Figura B.2

vi “ $(b/A) \times 100$ ” y “ $(b/B) \times 100$ ” corresponde a la aplicación directa de dicha fórmula.

vii “Lm prom” corresponde a la longitud promedio de muros del piso tipo en cada dirección, la cual se puede calcular sacando el promedio desde la ficha del Índice de Meli (Figura A.2).

viii “Tipo de Suelo” corresponde a la clasificación de Duro, Medio o Blando, según Gallegos, la cual se obtiene de la información disponible para cada conjunto.

- Términos del Índice

Cada término del Índice, es decir, “P”, “E”, “S” y “C”, en ambas direcciones, se obtienen a partir de las ecuaciones descritas en los puntos respectivos de este Anexo.

Los términos “P” y “E” se obtienen siguiendo las relaciones descritas en los puntos B.1.1 y B.1.2 de este Anexo.

Para el término “S” se deben calcular los parámetros “S1” y “S4”, para lo que se deben calcular los parámetros “Av/A” y “ $(b/A) \times 100$ ”, en ambas direcciones, para luego obtener el calificativo, tal como lo indica el punto B.1.3 de este Anexo B.

El término “C” se debe calcular a partir del “Lm prom”, obtenido de los parámetros generales, y de los “Datos del Piso tipo”, obtenidos de la ficha de cálculo del Índice de Meli (Figura A.2). Por lo tanto se deben llenar las casillas siguientes:

i $\frac{L_m}{L_m \text{ prom}} > 1$; que corresponde al porcentaje de muros de longitud mayor a la longitud promedio, y

ii $L_m / L_m \text{ prom}$; es el valor más desfavorable de la relación entre el largo de cada muro y la longitud promedio de muros.

Luego de obtenidos ambos factores y llenadas las casillas, se debe ir a la tabla y asignar un calificativo, según lo explicado en B.1.4. Luego, dicho calificativo dará el valor del parámetro.

- Factores de Adecuación

Para el caso en estudio, se considera que el factor de adecuación es igual a 1, ya que el suelo posee propiedades adecuadas para la construcción, además no existen factores que provoquen amplificación de las aceleraciones sísmicas. Por lo tanto el suelo no afecta al comportamiento de la estructura frente al sismo.

El cálculo final del Índice Básico de Calidad Estructural Sismorresistente se realiza según la ecuación destacada en B.1. Luego el Índice de Gallegos para cada dirección se obtiene multiplicando el respectivo índice básico por el Factor de Adecuación (F). Sin embargo como en este caso el factor de adecuación es considerado 1, el Índice de Calidad Estructural Sismorresistente es igual al Índice Básico de Calidad Sismorresistente. (IG igual a IB).

ANEXO C

CÁLCULOS DEL ÍNDICE DE MELI Y DE GALLEGOS

C.1 Cálculo Índice De Meli:

A continuación se muestran las tablas con los cálculos de los índices de Meli para los edificios de 4 y 5 pisos. Los muros fueron designados de acuerdo con lo indicado en el punto 3.2.1 donde se destaca la orientación de los muros según los ejes de la planta y el nombre asignado a cada muro. Además se indican las propiedades de cada muro necesarias para determinar el Índice de Meli.

Edificio de 4 pisos (TIPO A):

Tabla C. 1. Resultados Índice de Meli, edificio 4 pisos Tipo A (Eje X)

Piso Tipo (1°. 2°. 3° y 4°)							
Muros en Dirección X							
Nombre	Eje	Cantidad	Espesor	Largo	Alto	Am	F1
		[]	[m]	[m]	[m]	[m ²]	[]
Muro 1	A	2	0.14	1.55	1.16	0.22	1.00
Muro 2	A	1	0.14	0.94	2.36	0.13	0.28
Muro 1	A	2	0.14	1.55	1.16	0.22	1.00
Muro 2	A	1	0.14	0.94	2.36	0.13	0.28
Muro 3	B	1	0.14	14.43	2.36	2.02	1.00

d_{nx1}	0.40
d_{nx2}	0.54
d_{nx3}	0.80
d_{nx4}	1.61

Tabla C. 2. Resultados Índice de Meli, edificio 4 pisos Tipo A (Eje Y)

Piso Tipo (1°. 2°. 3° y 4°)							
Muros en Dirección Y							
Nombre	Eje	Cantidad	Espesor	Largo	Alto	Am	F1
		[]	[m]	[m]	[m]	[m ²]	[]
Muro a	1	2	0.14	3.7	1.16	0.52	1.00
Muro b	2	1	0.14	13.09	2.36	1.83	1.00
Muro a	1	2	0.14	3.7	1.16	0.52	1.00

d_{ny1}	0.53
d_{ny2}	0.71
d_{ny3}	1.06
d_{ny4}	2.12

Edificio de 4 pisos (TIPO B):

Tabla C. 3. Resultados Índice de Meli, edificio 4 pisos Tipo B (Eje X)

Piso Tipo (1°. 2°. 3° y 4°)							
Muros en Dirección X							
Nombre	Eje	Cantidad	Espesor	Largo	Alto	Am	F1
			[m]	[m]	[m]	[m2]	[]
Muro 1	A	2	0.14	3.1	1.16	0.43	1.00
Muro 2	A	1	0.14	0.94	2.36	0.13	0.28
Muro 1	A	2	0.14	3.1	1.16	0.43	1.00
Muro 2	A	1	0.14	0.94	2.36	0.13	0.28
Muro 3	B	1	0.14	14.43	2.36	2.02	1.00

d_{nx1}	0.52
d_{nx2}	0.69
d_{nx3}	1.04
d_{nx4}	2.08

Tabla C. 4. Resultados Índice de Meli, edificio 4 pisos Tipo B (Eje Y)

Piso Tipo (1°. 2°. 3° y 4°)							
Muros en Dirección Y							
Nombre	Eje	Cantidad	Espesor	Largo	Alto	Am	F1
			[m]	[m]	[m]	[m2]	[]
Muro a	1	2	0.14	2.15	1.16	0.3	1.00
Muro b	2	1	0.14	13.09	2.36	1.83	1.00
Muro a	1	2	0.14	2.15	1.16	0.3	1.00

d_{ny1}	0.41
d_{ny2}	0.55
d_{ny3}	0.82
d_{ny4}	1.65

Edificio de 5 Pisos:

Tabla C. 5. Resultados Índice de Meli, edificio 5 pisos (Eje X)

Piso Tipo (2°. 3° y 4°)							
Muros en Dirección X							
Nombre	Eje	Cantidad	Espesor	Largo	Alto	Am	F1
			[m]	[m]	[m]	[m2]	[]
Muro 1	A	2	0.14	1.55	1.16	0.22	1.00
Muro 2	A	1	0.14	0.94	2.36	0.13	0.28
Muro 3	B	1	0.14	14.43	2.36	2.02	1.00
Muro 1	A	2	0.14	1.55	1.16	0.22	1.00
Muro 2	A	1	0.14	0.94	2.36	0.13	0.28

Piso Tipo (5°)							
Muros en Dirección X							
Nombre	Eje	Cantidad	Espesor	Largo	Alto	Am	F1
			[m]	[m]	[m]	[m2]	[]
Muro 4	A	2	0.14	3.1	2.36	0.44	1.00
Muro 2	A	1	0.14	0.94	2.36	0.13	0.28
Muro 3	B	1	0.14	14.43	2.36	2.02	1.00
Muro 4	A	2	0.14	3.1	2.36	0.44	1.00
Muro 2	A	1	0.14	0.94	2.36	0.13	0.28

d_{nx2}	0.40
d_{nx3}	0.54
d_{nx4}	0.80
d_{nx5}	2.08

Tabla C. 6. Resultados Índice de Meli, edificio 5 pisos (Eje Y)

Piso Tipo (2°. 3° y 4°)							
Muros en Dirección Y							
Nombre	Eje	Cantidad	Espesor	Largo	Alto	Am	F1
			[m]	[m]	[m]	[m2]	[]
Muro c	1	2	0.14	2.79	1.16	0.39	1.00
Muro d	1	2	0.14	0.91	1.16	0.13	1.00
Muro b	2	1	0.14	13.09	2.36	1.83	1.00
Muro c	1	2	0.14	2.79	1.16	0.39	1.00
Muro d	1	2	0.14	0.91	1.16	0.13	1.00

Piso Tipo (5°)							
Muros en Dirección Y							
Nombre	Eje	Cantidad	Espesor	Largo	Alto	Am	F1
			[m]	[m]	[m]	[m2]	[]
Muro e	1	2	0.14	1.18	1.16	0.17	1.00
Muro d	1	2	0.14	0.91	1.16	0.13	1.00
Muro b	2	1	0.14	13.09	2.36	1.83	1.00

d_{ny2}	0.53
d_{ny3}	0.71
d_{ny4}	1.06
d_{ny5}	1.31

C.2 Índice de Gallegos:

Al ser las estructuras idénticas desde el punto de vista de las propiedades que considera el Índice de Gallegos, los edificios de cuatro pisos del Tipo A y B poseen el mismo Índice. Los valores fueron calculados según los criterios indicados en el ANEXO B.

➤ 4 Pisos

INDICE DE GALLEGOS

Datos del Conjunto Habitacional

Nombre: Villa Cordillera

Parámetros Generales

Nº de pisos	4						
A	14,04 [m]	Área Muros X	2,72 [m2]	Área Muros Y	2,87 [m2]		
B	13,3 [m]	b(X)	0,00 [m]	b(Y)	0,00 [m]		
H	9,44 [m]	(b/A)x100	0,00 [%]	(b/B)x100	0,00 [%]		
Área Planta	184,4 [m2]	Lm prom (X)	3,8 [m]	Lm prom (Y)	4,1 [m]		
		Tipo de Suelo	Medio	(según descripción de Gallegos)			

Términos del Índice

Índice de la Planta		P =		1
Término	A/B	Calificativo	Valor	
P1		Bueno	1	
P2	1,06	Bueno	1	
P3		Bueno	1	

Índice Elevación		E =		1
Término	B/H	Calificativo	Valor	
E1		Bueno	1	
E2	1,41	Bueno	1	
E3		Bueno	1	

Índice de Componentes del Sistema Estructural

	Av / A		% Afectado	
Término			(b / A) x 100	
EJE	X	Y	X	Y
S1	36,9	38,9		
Rm				
S4			0,0	0,0
S5				

Eje X	Sx =	Eje Y	Sy =
Calificativo	Valor	Calificativo	Valor
Malo	0,8	Malo	0,8
---	1	---	1
Bueno	1	Bueno	1
Bueno	1	Bueno	1

Índice de Configuración Estructural

Término	% > Lm prom		Lm / Lm prom	
EJE	X	Y	X	Y
C1				
C2	74	64	3,80	3,19
C3				
C4				

Eje X	Cx =	Eje Y	Cy =
Calificativo	Valor	Calificativo	Valor
Regular	0,9	Regular	0,9
Malo	0,8	Malo	0,8
Bueno	1	Bueno	1
Regular	0,9	Regular	0,9

Factor de Adecuación F = 1,00

Valor Índice de Gallegos

EJE X EJE Y

Índice de Calidad Estructural Sismorresistente I_e = 0,52 0,52

➤ 5 Pisos

INDICE DE GALLEGOS

Datos del Conjunto Habitacional	
Nombre:	Villa Cordillera

Párametros Generales

Nº de pisos	5	(4 para cálculos)						
A	14,04	[m]	Área Muros X	2,72	[m ²]	Área Muros Y	2,87	[m ²]
B	13,3	[m]	b(X)	0,00	[m]	b(Y)	0,00	[m]
H	11,8	[m]	(b/A)x100	0,00	[%]	(b/B)x100	0,00	[%]
Área Planta	184,4	[m ²]	Lm prom (X)	3,8	[m]	Lm prom (Y)	4,1	[m]
			Tipo de Suelo	Medio	(según descripción de Gallegos)			

Términos del Índice

Índice de la Planta		P =		1
Término	A/B	Calificativo	Valor	
P1		Bueno	1	
P2	1,06	Bueno	1	
P3		Bueno	1	

Índice Elevación		E =		0,8
Término	B/H	Calificativo	Valor	
E1		Bueno	1	
E2	1,13	Bueno	1	
E3		Malo	0,8	

Índice de Componentes del Sistema Estructural				
Término	Av / A		% Afectado	
	X	Y	(b / A) x 100	
EJE	X	Y	X	Y
S1	36,9	38,9		
Rm				
S4			0,0	0,0
S5				

Eje X	Sx =	Eje Y	Sy =
Calificativo	Valor	Calificativo	Valor
Malo	0,8	Malo	0,8
---	1	---	1
Bueno	1	Bueno	1
Bueno	1	Bueno	1

Índice de Configuración Estructural				
Término	% > Lm prom		Lm / Lm prom	
	X	Y	X	Y
EJE	X	Y	X	Y
C1				
C2	74	64	3,80	3,19
C3				
C4				

Eje X	Cx =	Eje Y	Cy =
Calificativo	Valor	Calificativo	Valor
Regular	0,9	Regular	0,9
Malo	0,8	Malo	0,8
Bueno	1	Bueno	1
Regular	0,9	Regular	0,9

Factor de Adecuación	F =	1,00
----------------------	-----	------

Valor Índice de Gallegos

EJE X	EJE Y
-------	-------

Índice de Calidad Estructural Sismorresistente	I _s =	0,41	0,41
--	------------------	------	------

ANEXO D
VALORES DE LAS SOLICITACIONES EN LOS MUROS

En las tablas de este Anexo se detallan los valores de las solicitaciones que actúan sobre los muros que forman la estructura de los edificios de 4 y 5 pisos. Los esfuerzos se detallan por piso y los muros se identifican según la designación indicada en la planta tipo del edificio de 4 pisos Tipo A (ver Figura 4.1) y del edificio de 5 pisos (ver Figura 4.2).

D.1 Resultados solicitaciones de diseño del edificio de 4 pisos

A continuación se indican las solicitaciones de diseño debido a la acción de peso propio, sobrecarga y sísmica, determinada tanto por el método dinámico como estático de análisis.

- **Dinámico:**

Tabla D. 1. Esfuerzos Axiales para cada estado de carga. Análisis Dinámico. Edificio 4 Pisos

		Carga Axial N (ton)						
		Piso	CP	SC	Sax	Sax + 0.05	Say	Say + 0.05
Muro 1	Piso 4		1.57	0.9	0.03	0.03	0.1	0.1
	Piso 3		4.25	1.98	0.08	0.12	0.9	0.93
	Piso 2		6.98	3.11	0.69	0.84	1.86	2.03
	Piso 1		10.06	4.4	1.79	2.09	2.74	3.08
Muro 2	Piso 4		1.22	0.59			0.25	0.25
	Piso 3		2.76	1.25			1.22	1.22
	Piso 2		4.26	1.88			2.94	2.94
	Piso 1		5.14	2.26			5.25	5.25
Muro 3	Piso 4		1.17	0.65	0.09	0.1	0.12	0.12
	Piso 3		4.38	2.01	0.45	0.47	0.48	0.51
	Piso 2		7.58	3.37	1.26	1.32	2.09	2.16
	Piso 1		10.66	4.69	2.19	2.41	4.68	4.94
Muro Central X	Piso 4		9.28	5.19				
	Piso 3		32.82	15.00				
	Piso 2		55.72	24.71				
	Piso 1		80.87	35.33				
Muro Central Y	Piso 4		8.75	4.93				
	Piso 3		30.51	13.92				
	Piso 2		53.24	23.61				
	Piso 1		77.98	34.08				

Tabla D. 2. Esfuerzos de Corte para cada estado de carga. Análisis Dinámico. Edificio 4 Pisos

		Corte V (ton)					
Piso		CP	SC	Sax	Sax + 0.05	Say	Say + 0.05
Muro 1	Piso 4	1.47	0.69	0.33	0.36		
	Piso 3	1.92	0.84	2.43	1.6		
	Piso 2	1.63	0.7	2.3	2.54		
	Piso 1	0.78	0.34	3.25	3.53		
Muro 2	Piso 4			0.25	0.27		
	Piso 3			0.55	0.59		
	Piso 2			0.69	0.74		
	Piso 1			0.81	0.87		
Muro 3	Piso 4	0.48	0.23			0.63	0.68
	Piso 3	0.46	0.19			3.26	3.63
	Piso 2	0.53	0.23			5.33	6.02
	Piso 1	0.24	0.1			7.08	7.96
Muro Central X	Piso 4			9.27	9.27		
	Piso 3			25.8	25.8		
	Piso 2			38.49	38.49		
	Piso 1			39.26	39.26		
Muro Central Y	Piso 4					8.11	8.11
	Piso 3					19.79	19.79
	Piso 2					26.93	26.93
	Piso 1					27.89	27.89

Tabla D. 3. Esfuerzos de Momento para cada estado de carga. Análisis Dinámico. Edificio 4 Pisos

		Momento M (ton*m)					
Piso		CP	SC	Sax	Sax + 0.05	Say	Say + 0.05
Muro 1	Piso 4	1.01	0.44	0.25	0.27		
	Piso 3	1.21	0.53	1.27	1.4		
	Piso 2	0.97	0.41	1.62	1.79		
	Piso 1	0.6	0.26	2.71	2.9		
Muro 2	Piso 4			0.28	0.3		
	Piso 3			0.67	0.72		
	Piso 2			0.81	0.87		
	Piso 1			1.06	1.14		
Muro 3	Piso 4	1.05	0.63			0.47	0.48
	Piso 3	0.43	0.19			2.25	2.57
	Piso 2	0.42	0.2			5.01	5.51
	Piso 1	0.2	0.07			10.89	11.95
Muro Central X	Piso 4			13.43	13.43		
	Piso 3			43.89	43.89		
	Piso 2			95.76	95.76		
	Piso 1			141.26	141.26		
Muro Central Y	Piso 4					15.5	15.5
	Piso 3					45.65	45.65
	Piso 2					83.19	83.19
	Piso 1					116.57	116.57

- **Estático:**

Tabla D. 4. Esfuerzos Axiales para cada estado de carga. Análisis Estático. Edificio 4 Pisos

		Carga Axial N (ton)					
	Piso	CP	SC	SX	SY	TEX	TEY
Muro 1	Piso 4	1.57	0.9	0.05	0.06	0	0
	Piso 3	4.25	1.98	0.32	0.79	0.07	0.05
	Piso 2	6.98	3.11	0.96	1.72	0.18	0.19
	Piso 1	10.06	4.4	1.84	2.55	0.28	0.36
Muro 2	Piso 4	1.22	0.59		0.47		
	Piso 3	2.76	1.25		1.53		
	Piso 2	4.26	1.88		3.22		
	Piso 1	5.14	2.26		5.58		
Muro 3	Piso 4	1.17	0.65	0.08	0.09	0	0
	Piso 3	4.38	2.01	0.59	0.31	0.03	0.03
	Piso 2	7.58	3.37	1.51	1.59	0.04	0.03
	Piso 1	10.66	4.69	2.53	3.72	0.17	0.18
Muro Central X	Piso 4	9.28	5.19				
	Piso 3	32.82	15				
	Piso 2	55.72	24.71				
	Piso 1	80.87	35.33				
Muro Central Y	Piso 4	8.75	4.93				
	Piso 3	30.51	13.92				
	Piso 2	53.24	23.61				
	Piso 1	77.98	34.08				

Tabla D. 5. Esfuerzos de Corte para cada estado de carga. Análisis Estático. Edificio 4 Pisos

		Corte V (ton)					
	Piso	CP	SC	SX	SY	TEX	TEY
Muro 1	Piso 4	1.47	0.69	0.3		0.02	
	Piso 3	1.92	0.84	1.33		0.12	
	Piso 2	1.63	0.7	1.92		0.13	
	Piso 1	0.78	0.34	3.18		0.2	
Muro 2	Piso 4			0.17		0.01	
	Piso 3			0.46		0.04	
	Piso 2			0.49		0.04	
	Piso 1			0.71		0.05	
Muro 3	Piso 4	0.48	0.23		0.46		0.05
	Piso 3	0.46	0.19		3.05		0.39
	Piso 2	0.53	0.23		4.77		0.66
	Piso 1	0.24	0.1		7.05		0.79
Muro Central X	Piso 4			15.11			
	Piso 3			26.79			
	Piso 2			37.83			
	Piso 1			41.37			
Muro Central Y	Piso 4				14.01		
	Piso 3				20.31		
	Piso 2				26.56		
	Piso 1				28.8		

Tabla D. 6. Esfuerzos de Momento para cada estado de carga. Análisis Estático. Edificio 4 Pisos

		Momento M (ton*m)					
Piso		CP	SC	SX	SY	TEX	TEY
Muro 1	Piso 4	1.01	0.44	0.23		0.02	
	Piso 3	1.21	0.53	1.1		0.14	
	Piso 2	0.97	0.41	1.4		0.15	
	Piso 1	0.6	0.26	2.72		0.19	
Muro 2	Piso 4			0.21		0.01	
	Piso 3			0.57		0.04	
	Piso 2			0.59		0.05	
	Piso 1			0.97		0.07	
Muro 3	Piso 4	1.05	0.63		0.3		0.07
	Piso 3	0.43	0.19		1.89		0.32
	Piso 2	0.42	0.2		4.9		0.55
	Piso 1	0.2	0.07		11.21		1.08
Muro Central X	Piso 4			25.35			
	Piso 3			59.68			
	Piso 2			115.45			
	Piso 1			168.24			
Muro Central Y	Piso 4				26.54		
	Piso 3				56.64		
	Piso 2				94.58		
	Piso 1				130.35		

D.2 Resultados solicitudes de diseño del edificio 5 pisos

- Dinámico:**

Tabla D. 7. Esfuerzos Axiales para cada estado de carga. Análisis Dinámico. Edificio 5 Pisos

	Piso	Carga Axial (N)					
		CP	SC	Sax	Sax + 0.05	Say	Say + 0.05
Muro 1	Piso 5	2.48	1.33	0.25	0.28	0.21	0.23
	Piso 4	3.74	1.72	0.14	0.19	1.18	1.23
	Piso 3	6.78	3	0.8	0.98	2.24	2.43
	Piso 2	9.98	4.35	2.17	2.54	3.25	3.66
	Piso 1	13.88	5.89	3.56	4.11	3.68	4.28
Muro 2	Piso 5	1.12	0.54			0.4	0.4
	Piso 4	2.29	1.11			1.51	1.51
	Piso 3	4.21	1.86			3.41	3.41
	Piso 2	5.23	2.29			6.07	6.07
	Piso 1	6.41	2.76			9.75	9.75
Muro 3	Piso 5	0.85	0.45	0.19	0.19	0.17	0.18
	Piso 4	4.8	2.22	0.4	0.46	0.21	0.28
	Piso 3	7.8	3.48	1.42	1.48	2.21	2.27
	Piso 2	10.89	4.79	3.1	3.42	5.94	6.29
	Piso 1	14.28	6.16	4.81	5.56	10.13	10.93
Muro Central X	Piso 5	9.37	5.23				
	Piso 4	32.59	14.91				
	Piso 3	55.44	24.60				
	Piso 2	80.60	35.24				
	Piso 1	110.19	47.15				
Muro Central Y	Piso 5	8.62	5.23				
	Piso 4	30.23	14.91				
	Piso 3	52.71	24.60				
	Piso 2	76.97	35.24				
	Piso 1	102.52	47.15				

Tabla D. 8. Esfuerzos de Corte para cada estado de carga. Análisis Dinámico. Edificio 5 Pisos

	Piso	Corte V (ton)					
		CP	SC	Sax	Sax + 0.05	Say	Say + 0.05
Muro 1	Piso 5	2.95	1.36	0.55	0.61		
	Piso 4	1.54	0.7	1.55	1.74		
	Piso 3	1.53	0.65	2.75	3.04		
	Piso 2	1.12	0.47	3.82	4.16		
	Piso 1	0.76	0.3	1.14	1.37		
Muro 2	Piso 5			0.14	0.15		
	Piso 4			0.74	0.8		
	Piso 3			0.85	0.92		
	Piso 2			0.96	1.04		
	Piso 1			0.35	0.41		
Muro 3	Piso 5	0.33	0.16			0.24	0.27
	Piso 4	0.32	0.19			2.76	3.06
	Piso 3	0.31	0.11			4.46	5.04
	Piso 2	0.25	0.09			6.01	6.78
	Piso 1	0.73	0.28			5.06	5.18

		Corte V (ton)					
Piso		CP	SC	Sax	Sax + 0.05	Say	Say + 0.05
Muro Central X	Piso 5			11.14	11.14		
	Piso 4			31.57	31.57		
	Piso 3			46.61	46.61		
	Piso 2			50.62	50.62		
	Piso 1			71.1	71.1		
Muro Central Y	Piso 5					10.9	10.9
	Piso 4					22.51	22.51
	Piso 3					31.06	31.06
	Piso 2					33.84	33.84
	Piso 1					48.3	48.3

Tabla D. 9. Esfuerzos Axiales para cada estado de carga. Análisis Dinámico. Edificio 5 Pisos

		Momento M (ton*m)					
Piso		CP	SC	Sax	Sax + 0.05	Say	Say + 0.05
Muro 1	Piso 5	3.71	1.53	0.52	0.66		
	Piso 4	0.97	0.45	1.23	1.36		
	Piso 3	0.95	0.4	1.97	2.17		
	Piso 2	0.72	0.3	2.92	3.14		
	Piso 1	0.98	0.38	3.86	4.23		
Muro 2	Piso 5			0.29	0.31		
	Piso 4			0.93	1.01		
	Piso 3			1	1.08		
	Piso 2			1.19	1.28		
	Piso 1			1.12	1.26		
Muro 3	Piso 5	0.21	0.13			0.15	0.19
	Piso 4	0.61	0.36			2.06	2.3
	Piso 3	0.65	0.25			3.3	3.68
	Piso 2	1.12	0.46			6.61	7.3
	Piso 1	2.41	0.95			11.16	12.71
Muro Central X	Piso 5			18.12	18.12		
	Piso 4			53.7	53.7		
	Piso 3			114.95	114.95		
	Piso 2			179.49	179.49		
	Piso 1			373.07	373.07		
Muro Central Y	Piso 5					20.63	20.63
	Piso 4					55.35	55.35
	Piso 3					99.13	99.13
	Piso 2					141.17	141.17
	Piso 1					207.49	207.49

- **Estático:**

Tabla D. 10. Esfuerzos Axiales para cada estado de carga. Análisis Estático. Edificio 5 Pisos

	Piso	Carga Axial (N)					
		CP	SC	SX	SY	TEX	TEY
Muro 1	Piso 5	2.48	1.33	0.08	0.19	0.05	0.05
	Piso 4	3.74	1.72	0.07	1.01	0.05	0.05
	Piso 3	6.78	3	0.74	2.02	0.21	0.22
	Piso 2	9.98	4.35	1.94	2.96	0.42	0.45
	Piso 1	13.88	5.89	3.31	3.44	0.62	0.65
Muro 2	Piso 5	1.12	0.54		0.56		
	Piso 4	2.29	1.11		1.73		
	Piso 3	4.21	1.86		3.52		
	Piso 2	5.23	2.29		6.05		
	Piso 1	6.41	2.76		9.9		
Muro 3	Piso 5	0.85	0.45	0.16	0.05	0.01	0.01
	Piso 4	4.8	2.22	0.52	0.08	0.08	0.08
	Piso 3	7.8	3.48	1.53	1.67	0.03	0.03
	Piso 2	10.89	4.79	3.05	4.67	0.26	0.28
	Piso 1	14.28	6.16	4.68	8.67	0.65	0.69
Muro Central X	Piso 5	9.37	5.23				
	Piso 4	32.59	14.91				
	Piso 3	55.44	24.60				
	Piso 2	80.60	35.24				
	Piso 1	110.19	47.15				
Muro Central Y	Piso 5	8.62	5.23				
	Piso 4	30.23	14.91				
	Piso 3	52.71	24.6				
	Piso 2	76.97	35.24				
	Piso 1	102.52	47.15				

Tabla D. 11. Esfuerzos de Corte para cada estado de carga. Análisis Estático. Edificio 5 Pisos

	Piso	Corte V (ton)					
		CP	SC	SX	SY	TEX	TEY
Muro 1	Piso 5	2.95	1.36	0.57		0.07	
	Piso 4	1.54	0.7	1.29		0.2	
	Piso 3	1.53	0.65	2.1		0.3	
	Piso 2	1.12	0.47	3.16		0.33	
	Piso 1	0.76	0.3	1.81		0.27	
Muro 2	Piso 5			0.21		0.02	
	Piso 4			0.56		0.06	
	Piso 3			0.58		0.06	
	Piso 2			0.7		0.06	
	Piso 1			0.46		0.06	
Muro 3	Piso 5	0.33	0.16		0.15		0.05
	Piso 4	0.32	0.19		2.38		0.34
	Piso 3	0.31	0.11		3.67		0.58
	Piso 2	0.25	0.09		5.42		0.77
	Piso 1	0.73	0.28		5.77		1.06

		Corte V (ton)					
Piso		CP	SC	SX	SY	TEX	TEY
Muro Central X	Piso 5			16.08			
	Piso 4			30.3			
	Piso 3			41.9			
	Piso 2			48.53			
	Piso 1			68.99			
Muro Central Y	Piso 5				16.28		
	Piso 4				22.4		
	Piso 3				29.57		
	Piso 2				33.77		
	Piso 1				49.23		

Tabla D. 12. Esfuerzos de Momento para cada estado de carga. Análisis Estático. Edificio 5 Pisos

		Momento M (ton*m)					
Piso		CP	SC	SX	SY	TEX	TEY
Muro 1	Piso 5	3.71	1.53	0.56		0.17	
	Piso 4	0.97	0.45	0.92		0.12	
	Piso 3	0.95	0.4	1.44		0.2	
	Piso 2	0.72	0.3	2.41		0.22	
	Piso 1	0.98	0.38	3.75		0.37	
Muro 2	Piso 5			0.27		0.02	
	Piso 4			0.71		0.08	
	Piso 3			0.72		0.07	
	Piso 2			0.87		0.08	
	Piso 1			1.17		0.13	
Muro 3	Piso 5	0.21	0.13		0.12		0.04
	Piso 4	0.61	0.36		1.66		0.26
	Piso 3	0.65	0.25		2.92		0.39
	Piso 2	1.12	0.46		6.11		0.72
	Piso 1	2.41	0.95		11.16		1.49
Muro Central X	Piso 5			26.03			
	Piso 4			62.7			
	Piso 3			122.4			
	Piso 2			192.53			
	Piso 1			367.13			
Muro Central Y	Piso 5				30.75		
	Piso 4				64.44		
	Piso 3				107.1		
	Piso 2				151.53		
	Piso 1				217.88		

ANEXO E
ENSAYO DE BLOQUE DE HORMIGÓN HUECO

ENSAYO DE BLOQUES HUECOS

OBRA : VILLA CORDILLERA III ETAPA - RANCAGUA
SOLICITANTE : ROBERTO ARANEDA ARANDA

ANTECEDENTES

- Con fecha 26/01/94 se retiró de obra una muestra de bloques huecos de hormigón de procedencia informada por el solicitante como Multicret.
- Los ensayos se realizaron según la Norma NCh 182.Of55 y los resultados se contrastan con la Norma NCh 181.Of67

RESULTADOS

Resistencias Obtenidas

Exigencias para Bloques Huecos

Ensaye	Promedio	Mín. Individual	Promedio Para tipo		Mín. Individual Para tipo	
			A	B	A	B
Compresión Kg/cm ²	88	68	45	22,5	35	17,5

Ensaye	Promedio	Máx. Individual	Máxima para tipo A y B
Absorción Kg/m ³	189	211	240