



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

**“VARIANTES DE ESTUDIO PARA LA CARACTERIZACIÓN DE DAÑOS Y
REPARACIONES SÍSMICAS EN CONJUNTOS DE VIVIENDA SOCIAL”**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

RAÚL EDUARDO LAMBRECHT PLAZA

**PROFESOR GUÍA:
EDGARDO GONZÁLEZ LIZAMA**

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
MAXIMILIANO ASTROZA INOSTROZA
FEDERICO DELFÍN ARIZTÍA**

**SANTIAGO DE CHILE
AGOSTO DE 2012**



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

**“VARIANTES DE ESTUDIO PARA LA CARACTERIZACIÓN DE DAÑOS Y
REPARACIONES SÍSMICAS EN CONJUNTOS DE VIVIENDA SOCIAL”**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

RAÚL EDUARDO LAMBRECHT PLAZA

COMISIÓN	NOTA (LETRAS)	NOTA (NÚMEROS)
EDGARDO GONZÁLEZ LIZAMA PROFESOR GUÍA	_____	_____
MAXIMILIANO ASTROZA INOSTROZA PROFESOR CO-GUÍA	_____	_____
FEDERICO DELFÍN ARIZTÍA PROFESOR INTEGRANTE	_____	_____

SANTIAGO DE CHILE
AGOSTO DE 2012

“VARIANTES DE ESTUDIO PARA LA CARACTERIZACIÓN DE DAÑOS Y REPARACIONES SÍSMICAS EN CONJUNTOS DE VIVIENDA SOCIAL”

El terremoto del 27 de febrero del 2010 (27-F), con una magnitud de 8,8 Mw, afectó con diversos grados de daño a los conjuntos de vivienda social situados en la zona centro sur de Chile, construidos principalmente en albañilería. La mayor parte de los estudios de daños sísmicos en viviendas sociales se basan en la caracterización de éstos según las diferentes materialidades y tipologías estructurales que permite la albañilería. De estos estudios derivan las políticas de recuperaciones sísmicas para los conjuntos de vivienda social. Sin embargo, existen otras variantes de caracterización que rara vez se abordan para los conjuntos de vivienda social. Una de ellas, es la correlación de los grados de intensidad según escala MSK con la razón espectral H/V en superficie, en adelante REHV. Otra, es la correlación de los daños observados con los períodos de las estructuras, lo que se extiende también a la correlación entre los niveles de recuperación y los períodos que resultan de éstos. Respecto de las recuperaciones sísmicas, aunque existen estudios técnicos para la proyección de éstas, elaborados a partir de experiencias anteriores, recién ahora es posible abordar el desempeño que han tenido frente a un terremoto de envergadura. En un contexto constructivo, que ha sido el contexto orientador y original de este trabajo, es necesario estudiar las recuperaciones sísmicas desde la perspectiva de sus metodologías propuestas, lo que incluye las etapas de proyecto y revisión, además de las de ejecución e inspección.

Para el caso de la primera variante destacada, se realizan mediciones de la REHV en 15 puntos de las comunas de Quinta Normal, Lo Prado y Pudahuel, las que correlacionan con los grados de intensidad determinados luego del terremoto de 1985. Este ejercicio da como resultado una interesante banda de puntos que indica que a mayor REHV, mayor es el grado de intensidad y por lo mismo el nivel de daño. Cabe destacar que las mediciones de la REHV se hicieron siguiendo el eje de la Línea 5 del Metro, en particular, muy cerca de piques de estaciones y ventilaciones, con el objeto de que a futuro se puedan establecer correlaciones entre mediciones de la REHV y estratigrafías conocidas. Para la segunda variante, se miden los períodos de 9 bloques de vivienda social ubicados en un mismo conjunto de la comuna de Lo Prado, afectado tanto por el terremoto de Marzo de 1985 como por el 27-F. Las mediciones combinan distintos niveles de daño y de recuperación, lo que permite analizar la evolución del período de los bloques en función de dichos niveles, lo mismo que del tipo de recuperación ejecutado. Para el caso de las recuperaciones sísmicas, se estudia cómo resistieron el 27-F 3 conjuntos de vivienda social recuperados luego del terremoto de Marzo de 1985, ubicados en las comunas de Maipú, San Joaquín y San Ramón. En general, tuvieron un buen desempeño. Finalmente, se estudian los daños y los proyectos de recuperación propuestos y/o ejecutados para 3 conjuntos afectados por el 27-F. El primero se ubica en la comuna de Rancagua, mientras que los otros 2 en la comuna de Lo Prado, siendo uno de ellos el mismo donde se hacen las mediciones de períodos. Los resultados de ésta última parte apuntan a la necesidad de contar con mayores herramientas de control para la revisión y ejecución de los proyectos, para lo que se requiere de la guía de mayores estudios estructurales y de construcción que apunten a consolidar el conocimiento al respecto.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar quiero agradecer a mis padres, Magda y Raúl por el infinito esfuerzo, nada sería posible sin el apoyo de ellos. Las palabras están demás. Los amo. También agradecer a mi hermana, Karen... hermana, solo tú y yo lo sabemos.

Quiero agradecer a mi Profesor Guía, el Sr. Edgardo González, porque a pesar de que muchas veces el trabajo se vio cuesta arriba, supo motivarme, tanto académicamente como de manera personal. A mi Profesor Co-Guía, el Sr. Maximiliano Astroza, por haber mostrado excelente disponibilidad a la hora de aclarar dudas y conversar aspectos relacionados con el trabajo, también por aquella conversación en Diciembre de 2011. A ellos, y a todos los que a lo largo de mi vida han sido mis profesores, GRACIAS.

Quiero agradecer también a las personas que me ayudaron con el desarrollo de este trabajo, al Profesor Pedro Soto, a Víctor, y a mis compañeros Rodrigo Aillapán y José Contreras. A ellos muchas gracias.

Agradecer también a mis amigos de la vida, Tano, Alex, Felipe, Guido, Queso, Tenso, Ciego, al Viejo y al Pájaro, por los momentos y alegrías vividas, se vienen más y mejores, estoy seguro de eso. A mis amigos de la U, especialmente al Gonzalo y al Pelao, por compartir eso del Hip Hop. Especiales agradecimientos a la Anita, ella sabe y todos saben.

También quiero agradecer a todas las personas de Keypro Ingeniería, por la comprensión y todo el apoyo.

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. MOTIVACIÓN	1
1.2. ALCANCE	1
1.3. OBJETIVOS.....	1
1.3.1. OBJETIVOS GENERALES	1
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	2
1.4. ESTRUCTURA DE LA MEMORIA	2
2. ANTECEDENTES	3
2.1. INTRODUCCIÓN.....	3
2.2. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LA ALBAÑILERÍA.....	3
2.2.1. DAÑOS ESPERABLES EN ALBAÑILERÍA CONFINADA	4
2.2.2. DAÑOS ESPERABLES EN ALBAÑILERÍA ARMADA.....	5
2.3. DEFINICIÓN DE GRADOS DE INTENSIDAD SEGÚN LA ESCALA MSK (ESCALA SEGÚN MONGE Y ASTROZA, 1989)	8
2.4. ÍNDICE DE DENSIDAD DE MUROS DE PRIMER NIVEL.....	9
2.4.1. ÍNDICE DE MELI (1991).....	10
3. MEDICIÓN DE MICROVIBRACIONES EN SUELOS DE LAS COMUNAS DE QUINTA NORMAL, LO PRADO Y PUDAHUEL	14
3.1. INTRODUCCIÓN.....	14
3.1.1 OBJETIVOS.....	15
3.2. MEDICIONES Y RESULTADOS.....	18
3.2.1 RELACIÓN ENTRE REHV Y LA INTENSIDAD DE DAÑOS.....	18
3.3. CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO	20
4. PERIODOS FUNDAMENTALES DE VIBRACIÓN EDIFICIOS CONJUNTO ALBERTO LARRAGUIBEL, LO PRADO	22
4.1. INTRODUCCIÓN.....	22
4.1.1 OBJETIVOS.....	22
4.2. RELACIONES EMPÍRICAS PARA EL PERIODO	22
4.3. PERIODOS EXPERIMENTALES: MEDICIONES Y RESULTADOS.....	25
4.3.1 PERIODOS EXPERIMENTALES PRIMER MODO TRASLACIONAL EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL.....	25
4.3.2 PERIODOS EXPERIMENTALES 1º MODO TRASLACIONAL DIRECCIÓN LONGITUDINAL.....	26
4.3.3 PERIODOS EXPERIMENTALES MODO TORSIONAL	27
4.3. CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO	28
5. PROYECTOS DE RECUPERACIÓN POST TERREMOTO MARZO DE 1985.....	29
5.1. INTRODUCCIÓN.....	29
5.1.1 OBJETIVOS.....	29
5.2. PROYECTO DE RECUPERACIÓN CONJUNTO HABITACIONAL ESPERANZA – MAIPÚ, SANTIAGO.....	29
5.3. PROYECTO DE RECUPERACIÓN CONJUNTO HABITACIONAL GERMÁN RIESCO, SAN JOAQUÍN.....	33
5.4. PROYECTO DE RECUPERACIÓN VILLA PARAGUAY, SAN RAMÓN.....	37
6. PROYECTOS DE RECUPERACIÓN POST TERREMOTO FEBRERO DE 2010	39
6.1. INTRODUCCIÓN.....	39

6.1.1 OBJETIVOS	39
6.2. PROYECTO DE RECUPERACIÓN VILLA LAS CUMBRES, RANCAGUA.....	39
6.2.1. INTRODUCCIÓN.....	40
6.2.1. DAÑOS	43
6.2.2. PROYECTO DE RECUPERACIÓN	45
6.3. PROYECTO DE RECUPERACIÓN VILLA LAGUNA PONIENTE, LO PRADO.....	51
6.3.1. INTRODUCCIÓN.....	51
6.3.2. DAÑOS POST TERREMOTO FEBRERO 2010	56
6.3.3. PROYECTO DE RECUPERACIÓN	63
6.4. PROYECTO DE RECUPERACIÓN CONJUNTO ALBERTO LARRAGUIBEL, LO PRADO.....	69
6.4.1. INTRODUCCIÓN.....	69
6.4.2. DAÑOS POST TERREMOTO FEBRERO 2010	77
6.4.3. PROYECTO DE RECUPERACIÓN	92
6.5. CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO	101
7. CONCLUSIONES.....	103
BIBLIOGRAFÍA	105
ANEXO A: ANTECEDENTES SUELO	108
ANEXO B: FIGURAS CAPITULO 3	110
ANEXO C: FIGURAS CAPITULO 4	127

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Falla por flexión	6
Figura 2.2: Falla por deslizamiento	7
Figura 2.3: Falla de corte por tracción diagonal	7
Figura 2.4: Falla de corte por compresión del puntal diagonal	8
Figura 2.5: Consideraciones para el cálculo del Coeficiente de Reducción por efecto de la esbeltez del muro.	11
Figura 2.6: Columnas de hormigón armado en edificios de albañilería	12
Figura 3.1: Sismómetro utilizado en las mediciones	16
Figura 3.2: Trazado mediciones	17
Figura 3.6: Relación entre IB y REHV.	19
Figura 3.7: Relación entre IB y REHV Promedio	21
Figura 5.1: Conjunto Habitacional Esperanza – Maipú	30
Figura 5.2a: Grieta de gran espesor (MINVU, 1985 (1))	31
Figura 5.2b: Grieta de gran espesor (Escobar, 1986)	31
Figura 5.3: Detalle reparación grieta de gran espesor (MINVU, 1985 (1))	32
Figura 5.4: Conjunto Esperanza-Maipú, 2011.	32
Figura 5.5: Conjunto Habitacional Germán Riesco (Metro Carlos Valdovinos)	33
Figura 5.6: Daños en muros del 4º piso, Conjunto Germán Riesco. 1985 (Escobar, 1986)	34
Figura 5.7: Planta estructura 4º piso. Refuerzos y alzaprimas (MINVU, 1985 (2))	34
Figura 5.8: Elevación eje B. Refuerzos y alzaprimas	35
Figura 5.9: Daños Conjunto Germán Riesco tras terremoto de Febrero de 2010	36
Figura 5.10: Blocks sin daños, Conjunto Germán Riesco	36
Figura 5.11: Villa Paraguay, San Ramón	37
Figura 5.12: Refuerzos estructura cubierta (MINVU, 1985 (3))	38
Figura 5.13: Estado actual edificios Villa Paraguay	38
Figura 6.1: Villa Las Cumbres, Rancagua	41
Figura 6.2: Planta tipo, block Villa Las Cumbres (dimensiones en cm)	42
Figura 6.3: Daños en estucos de muros exteriores por efecto del corte	44
Figura 6.4: Grietas en muro medianero por efecto del corte	44
Figura 6.5: Esquema refuerzo con fibras de carbono. Elevación ejes C y D	47
Figura 6.6: Colocación del refuerzo horizontal.	49
Figura 6.7: Detalle amarra.	50
Figura 6.8: Conjunto Laguna Poniente, Lo Prado	52
Figura 6.9: Planta tipo, block Laguna Poniente (dimensiones en cm)	53
Figura 6.10: Elevación eje A	54
Figura 6.11: Elevación eje B	54
Figura 6.12: Elevación eje C	55
Figura 6.13: Elevación ejes 2 y 3	55
Figura 6.14: Reparaciones tras terremoto de 1985	56

Figura 6.15: Daños Conjunto Laguna Poniente tras 27-F	57
Figura 6.16: Daños Block 1	59
Figura 6.17: Daños Block 2	60
Figura 6.18: Daños Block 9	60
Figura 6.19: Daños Block 11	61
Figura 6.20: Reparaciones 1985 Block 12	61
Figura 6.21: Reparaciones 1985 Block 15	62
Figura 6.22: Daños y Reparaciones 1985 Block 16	62
Figura 6.23: Detalle armaduras machón (dimensiones en cm)	64
Figura 6.24: Detalle armaduras machón (dimensiones en cm)	65
Figura 6.25: Muros reconstruidos block 1 (dimensiones en cm)	66
Figura 6.26: Reparaciones block 1	67
Figura 6.27: Detalle armadura machón	68
Figura 6.28: Conjunto Alberto Larraguibel, Lo Prado	70
Figura 6.29: Planta Tipo A, Conjunto Alberto Larraguibel, Lo Prado	71
Figura 6.30: Planta Tipo B, Conjunto Alberto Larraguibel, Lo Prado	72
Figura 6.31: Elevación eje A, block planta tipo A, Conjunto Alberto Larraguibel, Lo Prado	73
Figura 6.32: Elevación eje B, block planta tipo A, Conjunto Alberto Larraguibel, Lo Prado	73
Figura 6.33: Elevación eje 1, block planta tipo A, Conjunto Alberto Larraguibel, Lo Prado	74
Figura 6.34: Elevación eje 2, block planta tipo A, Conjunto Alberto Larraguibel, Lo Prado	74
Figura 6.35: Elevación eje A, block planta tipo B, Conjunto Alberto Larraguibel, Lo Prado	75
Figura 6.36: Elevación eje B, block planta tipo B, Conjunto Alberto Larraguibel, Lo Prado	75
Figura 6.37: Elevación ejes 2 y 3, block planta tipo B, Conjunto Alberto Larraguibel, Lo Prado	76
Figura 6.38: Refuerzos de hormigón armado en edificios dañados.	77
Figura 6.39: Daños en Conjunto Alberto Larraguibel	78
Figura 6.40: Daños block 5	80
Figura 6.41: Reparaciones 1985 block 11	81
Figura 6.42: Reparaciones 1985 block 12	81
Figura 6.43: Reparaciones 1985 block 15	82
Figura 6.44: Reparaciones 1985 y daños 2010 block 16	82
Figura 6.45: Daños block 17	83
Figura 6.46: Daños block 18	83
Figura 6.47: Daños block 19	84
Figura 6.48: Daños block 20	84
Figura 6.49: Daños block 21	85
Figura 6.50: Reparaciones 1985 block 21	86

Figura 6.51: Daños block 22	86
Figura 6.52: Daños en muro sur, block 23	87
Figura 6.53: Daños block 24	88
Figura 6.54: Daños block 25	89
Figura 6.55: Reparaciones 1985 block 26	89
Figura 6.56: Reparaciones 1985 block 28	90
Figura 6.57: Reparaciones 1985 y daños 2010 block 30	91
Figura 6.58: Daños block 31	91
Figura 6.59: Reparaciones 1985 block 32	92
Figura 6.60: Unión malla electrosoldada a fundación	94
Figura 6.61: Inserción de barras horizontales en reparación de grietas.	95
Figura 6.62: Daños en encuentro de muros, Block 24	97
Figura 6.63: Ausencia de endentado, block 24.	97
Figura 6.64: Machón construido en block 24.	98
Figura 6.65: Unión defectuosa machón-losa.	98
Figura 6.66: Daños en muro sur, block 23.	99
Figura 6.67: Reparaciones muro sur, block 23.	100

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Definición de grados de daños según escala MSK	9
Tabla 3.1: Programa de mediciones	18
Tabla 3.2: REHV e Intensidades de daño en las comunas de Quinta Normal (Infantas, 1987), Lo Prado y Pudahuel (Bertholet, 1989)	19
Tabla 3.3: REHV <i>Peak</i> por rango de frecuencias	20
Tabla 4.1: Parámetros block tipo Conjunto Alberto Larraguibel	23
Tabla 4.2: Estimaciones para el periodo de los edificios del Conjunto Alberto Larraguibel	24
Tabla 4.3: Periodo de edificios medidos en trabajos anteriores	24
Tabla 4.4: Programa de mediciones	25
Tabla 4.5: Periodos obtenidos para el primer modo traslacional dirección transversal	25
Tabla 4.6: Periodos obtenidos para el primer modo traslacional dirección longitudinal	26
Tabla 4.7: Periodos obtenidos para el modo torsional	27
Tabla 6.1: Antecedentes del Proyecto de Recuperación Villa Las Cumbres	46
Tabla 6.2: Detalle del refuerzo horizontal de acero	49
Tabla 6.3: Productos utilizados en Proyecto de Reparación Villa Las Cumbres	49
Tabla 6.4: Resumen estado blocks Villa Laguna Poniente y grado de daño según clasificación de Monge y Astroza, 1989	58
Tabla 6.5: Antecedentes del Proyecto de Recuperación Conjunto Laguna Poniente	63
Tabla 6.6: Productos utilizados en Proyecto Laguna Poniente	64
Tabla 6.7: Índice de densidad de muro edificio original y reparado	68
Tabla 6.8: Resumen estado blocks Conjunto Alberto Larraguibel y grado de daño según clasificación de Monge y Astroza, 1989	79
Tabla 6.9: Antecedentes del Proyecto	93
Tabla 6.10: Productos utilizados en Proyecto Larraguibel	96

1. INTRODUCCIÓN

1.1. MOTIVACIÓN

Chile es uno de los países con mayor actividad sísmica en el mundo. Tradicionalmente, los esfuerzos académicos y profesionales al respecto se han orientado al estudio de los mecanismos que producen los sismos y a la estimación de la respuesta de las estructuras frente a éstos a objeto de que los resistan. Sin embargo, no ha existido un esfuerzo sostenido para el estudio de las reparaciones de estructuras tras los sismos.

En este contexto, resulta motivador introducirse en el campo de las reparaciones sísmicas, las que si bien tienen entre sus precursores a los mismos ingenieros que desarrollaron los fundamentos del cálculo sismorresistente en Chile (R. Flores y S. Arias, entre otros), no ha logrado consolidarse como un área de estudio propiamente tal.

En este caso, se espera contribuir en el campo de las reparaciones sísmicas de viviendas sociales de albañilería.

1.2. ALCANCE

- Determinación de la razón espectral de los registros de microvibraciones del suelo (REHV) de las comunas de Quinta Normal, Lo Prado y Pudahuel.
- Determinación de los periodos fundamentales de vibración de un grupo de edificios de vivienda social de la comuna de Lo Prado.
- Revisión y análisis de tres proyectos de recuperación de viviendas sociales, uno desarrollado en Rancagua y los otros dos en la comuna de Lo Prado, Santiago.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVOS GENERALES

- Determinación de la REHV y su relación con el grado de intensidad sísmica determinado luego del terremoto de 1985 en las comunas de Quinta Normal, Lo Prado y Pudahuel (Infantas, 1987 y Bertholet, 1989).
- Determinación de los periodos fundamentales de vibración de un grupo de edificios, dañados y reparados tras los terremotos de Marzo de 1985 y Febrero de 2010, de la comuna de Lo Prado, y la evolución de éstos en función de los daños y de las reparaciones realizadas.
- Avanzar en el estudio de los métodos de construcción para reparaciones de daños estructurales de tipo sísmico.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Evaluar cuánto y cómo evoluciona el periodo de las estructuras en función de daños y reparaciones.
- Realizar un detallado análisis y seguimiento de las metodologías proyectadas para las reparaciones de daños ocasionados por el terremoto de Febrero de 2010.
- Estudio de las reparaciones de daños sísmicos en viviendas sociales de albañilería.

1.4. ESTRUCTURA DE LA MEMORIA

La estructura del presente trabajo es la siguiente:

Capítulo 1. Introducción: contiene la motivación, el alcance y los objetivos del trabajo.

Capítulo 2. Antecedentes que enmarcan el trabajo desde un punto de vista teórico referente al comportamiento sísmico de la albañilería, los daños esperables en ésta tras un terremoto, la escala de daños usada para clasificar las estructuras dañadas y una breve descripción del Índice de Densidad de Muros, calculado para las estructuras de los conjuntos estudiados.

Capítulo 3. Determinación de la razón espectral de los movimientos horizontal y vertical del suelo (REHV), a través de registros de microvibraciones obtenidos en mediciones realizadas en suelos de las comunas de Quinta Normal, Lo Prado y Pudahuel, análisis de su relación con los tipos de suelos del sector y el grado de daño observado en los sismos de 1985 y de 2010.

Capítulo 4. Determinación experimental de los periodos fundamentales de vibración, obtenidos del análisis de registros de microvibraciones, de un grupo de edificios de viviendas sociales de la comuna de Lo Prado, dañados y reparados tras los sismos de 1985 y de 2010, y análisis de su relación con los daños observados y las reparaciones realizadas con ocasión del sismo de 1985 y de 2010.

Capítulo 5. Revisión y análisis de tres proyectos de recuperación de viviendas sociales dañadas tras el sismo del 3 de Marzo de 1985, junto con una revisión de su estado actual.

Capítulo 6. Revisión y análisis de tres proyectos de recuperación de viviendas sociales dañadas tras el terremoto de Febrero de 2010.

Capítulo 7. Conclusiones y comentarios.

2. ANTECEDENTES

2.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se entregan antecedentes que permiten entender, en parte, el comportamiento sísmico de la construcción albañilería, además, se presentan los distintos tipos de fallas que pueden presentar las estructuras de albañilería. La identificación de estos modos de falla permite determinar la o las causas y efectos de los daños que éstas presentan y así determinar y definir los pasos a seguir a la hora de recuperar las condiciones de habitabilidad y servicio iniciales.

2.2. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LA ALBAÑILERÍA

A pesar de ser la albañilería, y sobre todo la de ladrillos cerámicos, un material estructural usado por el hombre desde la antigüedad, el conocimiento de sus propiedades y en especial de su comportamiento sísmico está a un nivel muy inferior al logrado con otros materiales.

Su mala reputación proviene del catastrófico historial de la albañilería sin reforzar, confeccionada la mayoría de las veces con unidades y morteros de mala calidad.

Por otro lado, hay que reconocer que el comportamiento de algunos edificios de albañilería no ha sido malo, por el tipo de suelo donde éstos se ubican, a una adecuada estructuración en las dos direcciones de la planta y la buena calidad de la albañilería, tanto desde el punto de vista de los materiales usados como de la mano de obra, lo que proporciona una mayor resistencia a cargas laterales en ambas direcciones.

La importancia de este problema es innegable para Chile, pues la albañilería es uno de los materiales más utilizados en el país y sin duda lo seguirá siendo en el futuro. Los sucesivos terremotos destructivos que han afectado nuestro territorio han demostrado constantemente graves daños a las albañilerías. Estos efectos se hacen sentir principalmente en las viviendas ocasionando, además de grandes daños materiales, irreparables pérdidas humanas.

En términos generales deberá aceptarse que la estructura proporcione una protección limitada a un costo tal, que agregado al de los daños que se espera que tenga a lo largo de su vida, haga mínimo el gasto total. Este requisito del costo mínimo deberá respetar la condición que frente a sismos fuertes aunque no excepcionales, que puedan ocurrir con cierta frecuencia, las estructuras deben resistir con daños reducidos. Para terremotos más fuertes se impone la condición de que no se produzca el colapso, aunque se permite la presencia de daños importantes (INN, 1996). En definitiva, la seguridad sísmica queda determinada por el monto que la sociedad está dispuesta a pagar para hacerle frente a sismos destructivos.

El comportamiento exitoso de las estructuras de albañilería frente a un sismo destructivo va a depender de su ductilidad y de los factores que la influyen. La alternativa consiste en elevar los niveles de resistencia.

Experimentalmente se ha constatado para diversos materiales y especialmente para albañilerías que el número de ciclos desempeña un importante rol en la generación de daños.

El movimiento vertical también aumenta la complejidad del problema, aumentando la generación de daños en las estructuras de albañilería, y en general en todas las estructuras. Además, teóricamente se ha demostrado la existencia de una componente torsional. Para poder evaluar los daños habría que tener en cuenta que todas las componentes actúan simultáneamente.

Por otro lado, el conocimiento que se tiene del comportamiento sísmico de estructuras de albañilería, de mediana altura, es limitado, además la respuesta de este tipo de estructuras es principalmente inelástica. Para evitar un rápido deterioro sería necesario que este comportamiento fuera estable en el nivel de resistencias y no se degradara en pocos ciclos.

La energía que se le transfiere a la estructura durante un terremoto, en parte importante la obliga a deformarse más allá del límite elástico, es decir, pone en acción sus propiedades de ductilidad. Es por esto que las estructuras deberán poseer la capacidad adecuada para que puedan desarrollar incursiones instantáneas en el rango inelástico, sin fallar. Ello pone especial énfasis en el cuidado de los detalles de construcción para evitar la falla frágil en los ejes resistentes de la estructura.

2.2.1. DAÑOS ESPERABLES EN ALBAÑILERÍA CONFINADA

La albañilería confinada ha resultado ser una forma constructiva para edificios de altura limitada (4 pisos) siempre que su proyecto y ejecución se ajuste a normas y buenas prácticas constructivas. Sin embargo, un problema serio de este tipo de albañilería lo constituye la posibilidad de que se produzca vaciamiento ante acciones normales al muro, después de quedar debilitada por agrietamiento en su plano. Este problema se reduce con el sistema de construcción usado en nuestro país: levantar primero la albañilería, que así permite que los pilares queden parcialmente trabados con la albañilería. Algunas veces este efecto se ve reforzado por la inclusión de “chicotes” que se anclan en la albañilería. En la pega superior con la viga se pueden adoptar disposiciones similares, por ejemplo retirando una de cada tres unidades, aunque el proceso constructivo se complica. La inclusión de barras horizontales que se colocan cada cierto número de hiladas y que se anclan a los pilares, también sirven al propósito de contener lateralmente y unir el paño de albañilería al marco de hormigón que lo rodea.

Es interesante consignar algunos errores que se han cometido en el pasado y que han provocado daños estructurales o fallas prematuras.

Es conocida en Chile la importancia de confinar con elementos de hormigón armado los bordes de razgos, puertas, muros y ventanas. La armadura del marco confinante es también un factor significativo en la resistencia de la albañilería.

En ocasiones se llevan fuerzas a zonas de la estructura no diseñadas para resistir dichas fuerzas, provocando así fallas en las columnas. Se han presentado casos donde la albañilería de relleno sin llegar hasta la cadena superior ha reducido la longitud de las columnas que flanquea, atrayendo esfuerzos importantes hacia tales columnas (columnas cortas).

Por otro lado, la colocación de la albañilería después de confeccionado el marco de hormigón armado tiene consecuencias negativas, pues queda el muro sin las correspondientes amarras a los elementos de hormigón facilitando la caída de paños completos.

Existen casos en que muros supuestamente no colaborantes han modificado la rigidez de los elementos resistentes, introduciendo torsiones no consideradas en los cálculos. También se ha

producido el caso al tratar de “balancear” en el diseño la rigidez de un muro de albañilería con uno de hormigón armado, sin tomar en cuenta que ante una sollicitación intensa puede modificarse de manera significativa la relación de rigideces entre un muro de albañilería con grietas frente a otro de hormigón, sin ellas.

El uso de tabiquerías de albañilería no armada ha sido también causa de importantes daños. Son tabiques aquellos muros que en virtud de su posición y construcción no contribuyen a la resistencia o rigidez de la estructura, los que si no están realmente separados de la estructura y guiados o retenidos para no volcarse pueden causar grandes daños en las terminaciones y en otros elementos de la estructura.

Otra causa de daños que se ha producido en las albañilerías confinadas proviene de detalles descuidados en su ejecución, tales como: concentración de ganchos terminales de barras en volúmenes reducidos de hormigón, traslape insuficiente de barras, etc. Son más bien fallas de detalles mal realizados en el hormigón armado que al afectar la resistencia de los marcos que confinan la albañilería, debilitan la estructura en su conjunto.

2.2.2. DAÑOS ESPERABLES EN ALBAÑILERÍA ARMADA

El objetivo de construir albañilería reforzada con barras verticales y horizontales en los bloques huecos de hormigón o ladrillos con orificios es obtener un producto similar al hormigón armado, idealmente con niveles de ductilidad semejantes. Se entiende entonces que las albañilerías armadas exigirán que el diseño, detallamiento y construcción alcancen un excelente nivel si se pretende hacer un todo monolítico donde las barras trabajen a tracción y puedan transferir por adherencia sus esfuerzos a la masa del muro.

En los casos de falla, ha sido fácil atribuirlos a graves defectos constructivos, generalmente asociados a un mal llenado de los orificios de las unidades.

Los modos de falla que pueden experimentar los muros en general, y en particular de albañilería armada, pueden ser por flexión o por corte, y en este último caso la falla puede ser por deslizamiento, tracción diagonal o compresión del puntal diagonal.

- **FALLA DE FLEXIÓN**

La falla por flexión se presenta en muros esbeltos, en los cuales se generan tensiones de tracción importantes en uno de los extremos del muro lo que genera un agrietamiento horizontal y un aplastamiento o agrietamiento vertical en el extremo más comprimido, tal como se muestra en la Figura 2.1 en un esquema del patrón de agrietamiento de este modo de falla. Se produce en muros que poseen una armadura de refuerzo vertical reducida en sus bordes y sometidos a bajas cargas axiales. También puede producirse esta falla en muros con altas cuantías de armadura horizontal, que le permiten resistir esfuerzos de corte mayores que el asociado con el momento de flexión máximo que puede resistir el muro con su armadura vertical.

En este tipo de falla es frecuente que la armadura longitudinal ubicada en el borde traccionado alcance la fluencia y la falla se produzca por compresión en el talón comprimido del muro. Junto con la falla de dicho talón, se produce el pandeo de la

armadura vertical ubicada en esa zona debido a la falta de confinamiento. En la medida que se produzca este fenómeno, el deterioro de la resistencia es importante lo que reduce la ductilidad. La forma de impedir esta pérdida de resistencia es a través de la incorporación de placas de confinamiento en las juntas de mortero en las zonas potenciales de rotura por compresión.

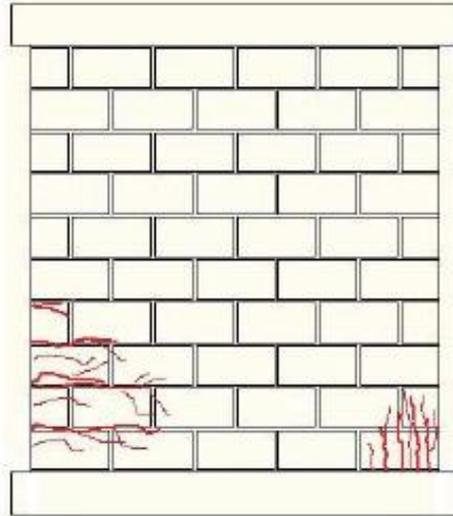


Figura 2.1: Falla por flexión

- FALLA DE CORTE

Este es el modo de falla más observado, especialmente en sistemas estructurales formados por muros de albañilería acoplados por los dinteles de albañilería y en muros de poca esbeltez, relación alto/largo del muro menor que 2.0.

Experimentalmente se ha comprobado que este modo de falla se produce a medida que:

- Se reduce la esbeltez del muro.
- Se aumenta la cuantía de armadura de refuerzo vertical ubicada en el borde vertical de los muros.
- Aumenta la carga axial de compresión.

La falla de corte se caracteriza por tener limitada ductilidad y por dejar el muro en malas condiciones para seguir resistiendo cargas axiales y horizontales, especialmente cuando la cuantía de refuerzo es reducida en muros de albañilería armada.

En relación con las fallas producidas por efecto de la fuerza de corte, la falla por deslizamiento se manifiesta por un desplazamiento a lo largo de la junta horizontal de mortero como consecuencia de una falla de adherencia por corte en la junta, esta falla se propaga en una distancia mayor o igual a $2/3$ del largo del muro tal como se muestra en la Figura 2.2. Este tipo de falla se produce principalmente en muros con poca cuantía de armadura de refuerzo vertical y con una relación de esbeltez pequeña.

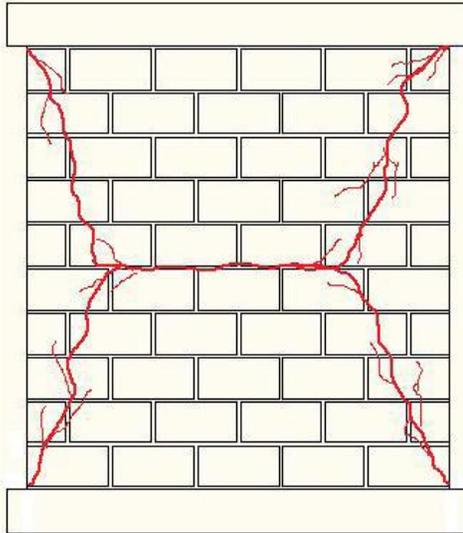


Figura 2.2: Falla por deslizamiento

La falla de corte por tracción diagonal corresponde al patrón de agrietamiento que se muestra en la Figura 2.3, el cual consiste en una grieta diagonal que se propaga entre la esquina superior a inferior opuesta del muro, la que puede seguir las juntas de mortero o cruzar indistintamente juntas y unidades, y se produce debido a las tensiones de tracción que se generan en el plano perpendicular a lo largo de la diagonal de compresión. Esta falla se presenta principalmente en muros con una cantidad insuficiente de armadura de refuerzo horizontal. Cuando ocurre esta falla, la capacidad del muro de resistir una carga mayor se ve disminuida y por lo mismo se produce sólo un leve aumento de la carga que produce el primer agrietamiento diagonal hasta alcanzar su resistencia máxima. La falla se caracteriza por presentar principalmente una grieta diagonal y muy pocas fisuras secundarias, las cuales por lo general se agrupan en las esquinas.

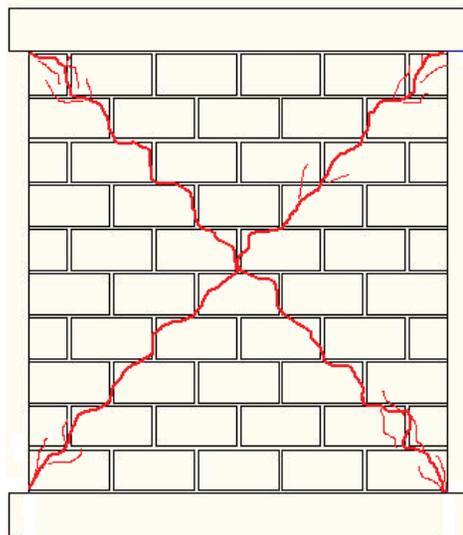


Figura 2.3: Falla de corte por tracción diagonal

La falla de corte por compresión en la diagonal se visualiza en la Figura 2.4; en ella se alcanza una resistencia al corte mayor en los muros como consecuencia de la existencia de una cuantía adecuada de armadura de refuerzo en la dirección horizontal. La falla se caracteriza por agrietamiento diagonal, pero a diferencia de la falla por tracción diagonal, este agrietamiento está acompañado de muchas fisuras y grietas secundarias y por la destrucción de las unidades de albañilería cercanas a la zona en que se cruzan las grietas diagonales debido a la compresión que actúa.

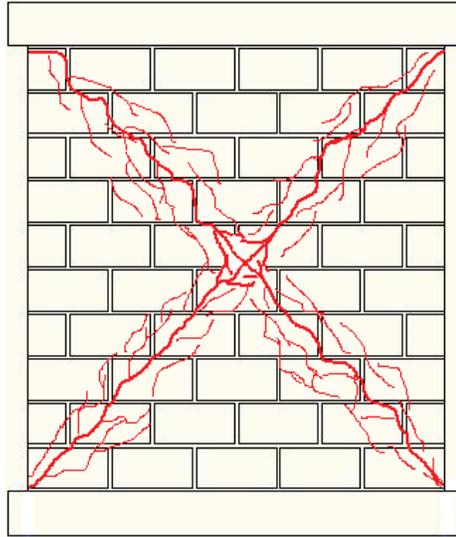


Figura 2.4: Falla de corte por compresión del puntal diagonal

2.3. DEFINICIÓN DE GRADOS DE INTENSIDAD SEGÚN LA ESCALA MSK (ESCALA SEGÚN MONGE Y ASTROZA, 1989)

La determinación del grado de intensidad se construye a partir de una escala de grados de daño. La definición original, hecha por los autores Medvedev, Sponheur y Kárnik en 1964, ha sido adaptada a las características de las construcciones chilenas por los autores Monge y Astroza luego del terremoto de 1985 (Monge y Astroza, 1989).

La escala MSK clasifica las estructuras de acuerdo con el tipo de construcción o la clase de vulnerabilidad y los daños, de acuerdo con una escala que describe los daños observados para cada uno de los seis grados de ella y la distribución de éstos para cada tipo de construcción o clase de vulnerabilidad en función de la intensidad sísmica.

La definición de grados de daño de la escala MSK y las adaptaciones hechas se muestran en la Tabla 2.1. Los cambios introducidos atienden a aspectos prácticos detectados en el estudio del sismo del 3 de Marzo de 1985.

Tabla 2.1: Definición de grados de daños según escala MSK

	Definiciones originales	Adaptaciones
Grado 0	Sin daños	
Grado 1	Daños ligeros. Grietas finas en estucos; caída de pequeños trozos de estuco	Daños menores en estucos
Grado 2	Daños moderados. Grietas pequeñas en muros; caída de trozos grandes de estuco; corrimiento de tejas; grietas en chimeneas; caen partes de chimeneas	Grietas horizontales en antetechos, tímpanos y chimeneas; grietas verticales en encuentros de muros, sin que aparezca separación; grietas finas en muros bajo el nivel del cielo.
Grado 3	Daños graves. Grietas grandes y profundas en muros; caída de chimeneas.	Caída de antetechos, tímpanos o partes de chimeneas; grietas verticales en encuentros de muros con separación, indicando desaplomo; grietas diagonales en muros bajo el nivel del cielo.
Grado 4	Destrucción. Separaciones en muros; partes de edificios pueden derrumbarse; elementos de un edificio pierden su cohesión; muros interiores y rellenos de estructuras de muros se derrumban.	Caída de un muro o parte de un muro bajo el nivel del cielo.
Grado 5	Daño total. Colapso total de edificios	Caída de más de un muro.

El nivel de daño de los edificios estudiados en este trabajo se clasificará de acuerdo a la Tabla 2.1, según lo observado en las visitas a terreno.

2.4. ÍNDICE DE DENSIDAD DE MUROS DE PRIMER NIVEL

Los índices de Primer Nivel clasifican la vulnerabilidad de las estructuras a partir de sus características sismorresistentes más básicas, por lo que se requiere de poca información para ser calculados. En este trabajo se calcula el Índice de Primer nivel propuesto por Roberto Meli (Meli, 1991), el que solo considera la geometría del edificio: área en planta, área de muros en las direcciones principales de la planta, número de pisos y la altura libre de los muros. Quedan fuera de análisis variables como la configuración en planta y elevación o irregularidades que ellas presenten a lo alto del edificio.

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 (Núñez, 2010).

2.4.1. ÍNDICE DE MELI (1991)

Constituye un índice de densidad de muros por unidad de piso (dn) en cada dirección de la planta del edificio, el que proporciona una forma directa de establecer la idoneidad sísmica de edificios de albañilería de altura no mayor que 5 pisos, ya que 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, con sistemas de entrepiso que actúan como diafragmas rígidos.

Bajo estas condiciones es aplicable el Método Simplificado de Diseño Sísmico propuesto en la norma mexicana, a partir del cual se deduce este índice, método que supone que la fuerza cortante generada por un sismo, en cada entrepiso y en cada dirección, se distribuye entre los muros alineados en dicha dirección en forma proporcional al área de cada muro con lo cual el esfuerzo cortante medio sobre cada muro es el mismo.

La expresión de la densidad de muros (d_i), para cada dirección de la planta de un edificio, está dada por la ecuación:

$$d_i = \frac{\sum_{j=1}^{j=nm} F_j * A_j}{A_p} \times 100 \text{ en } [\%]$$

Donde:

A_p : Área de la planta del edificio.

A_j : Área de la sección transversal del muro “j”.

nm : Número de muros en la dirección “i” analizada

F_j : Coeficiente de reducción la resistencia al corte por efecto de la esbeltez del muro “j”

El factor F_j se determina según la fórmula siguiente:

$$F_j = \begin{cases} 1 & \text{si } \frac{H_j}{L_j} \leq 1,33 \\ \left(1,33 \cdot \frac{L_j}{H_j}\right)^2 & \text{si } \frac{H_j}{L_j} > 1,33 \end{cases}$$

Donde:

L_j : Largo del muro “j”

H_j : Altura libre del muro “j”

Ambos parámetros L_j y H_j , se determinan según lo indicado en la Figura 2.5:

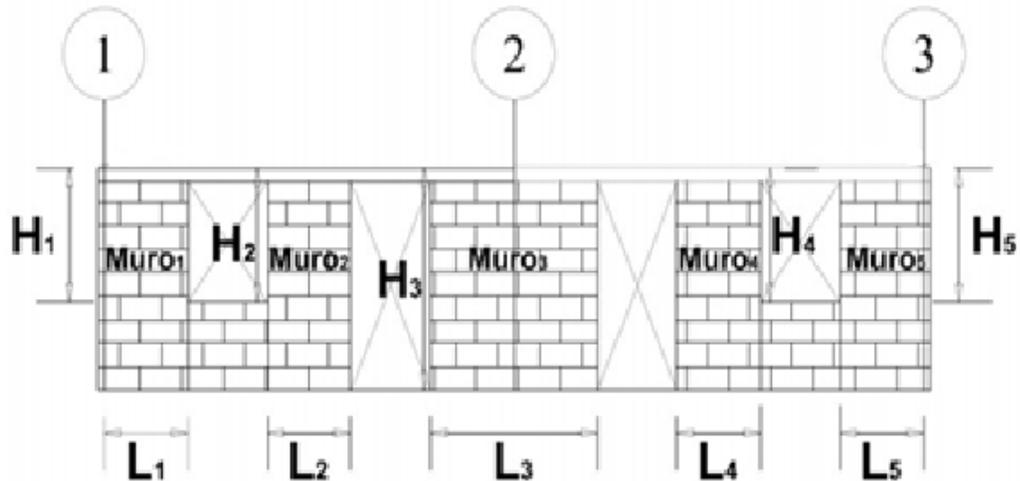


Figura 2.5: Consideraciones para el cálculo del Coeficiente de Reducción por efecto de la esbeltez del muro.

Como se muestra en la Figura 2.5, la altura libre 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 2.5. 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).

La densidad de muros, “d_i”, no contempla otras variables como el número de pisos o la masa del edificio. Evidentemente mientras más alta y pesada sea una estructura, mayor será la sollicitación producto del sismo y por ello se modifica el valor de “d_i” incluyendo el número de pisos por sobre el nivel donde se calcula la densidad, tal de contar con un indicador que permita comparar bajo las mismas condiciones, edificios de distinta altura.

La expresión del índice de densidad de muros por unidad de pisos (dn), para cada dirección “i” de la planta, está dado por la ecuación siguiente:

$$dn_i = \frac{d_i}{n} \times 100, \text{ en } [\%]$$

Donde:

d_i : Densidad de muros de la planta analizada en la dirección “i”.

n : Número de pisos sobre el nivel de la planta considerado.

Cuando los edificios de albañilería incluyen muros de hormigón armado en su estructura, la fórmula utilizada para el cálculo de la densidad de muros debe ser modificada. Esta modificación considera la transformación de hormigón armado a una sección equivalente de albañilería de igual resistencia al corte que la sección de hormigón. El factor de transformación se muestra en la siguiente ecuación (Osorio, 1993).

$$FR_2 = \frac{0,29 \cdot \sqrt{f'_c}}{0,23 \cdot \tau_0}$$

Donde:

f'_c : Resistencia cilíndrica a la compresión del hormigón (180kg/cm² para los edificios estudiados)

τ_0 : Resistencia básica de corte de la albañilería (5kg/cm² para ladrillos cerámicos hechos a máquina; 2 kg/cm² para bloques de hormigón).

Los muros de hormigón existentes en algunos edificios y a los cuales aplica este factor, corresponden a elementos aislados, no embebidos en el paño de albañilería. En la Figura 2.6 se muestra un ejemplo de la presencia de elementos de hormigón armado aislados en los edificios de albañilería.



Figura 2.6: Columnas de hormigón armado en edificios de albañilería

Finalmente la expresión para calcular la densidad de muros por unidad de pisos en los edificios que contienen muros de hormigón en su estructura, es la siguiente:

$$dn_i = \frac{\sum_{j=1}^{j=nma} F_j * A_{alb,j} + FR_2 \cdot \left(\sum_{k=1}^{k=nmh} F_k * A_{MHA,k} \right)}{n * A_p} \cdot 100, \text{ en } [\%]$$

Donde:

$A_{alb,j}$: Área del muro “j” de albañilería

$A_{MHA,k}$: Área del muro “k” de hormigón armado.

3. MEDICIÓN DE MICROVIBRACIONES EN SUELOS DE LAS COMUNAS DE QUINTA NORMAL, LO PRADO Y PUDAHUEL

3.1. INTRODUCCIÓN

La cuenca de Santiago se puede representar por una amplia y extensa cubeta de sedimentación de forma aproximadamente elíptica (Escobar, 1986). Su eje mayor está orientado en dirección N-S, aproximadamente, y se dispone entre el cordón de cerros de Chacabuco y el pequeño cordón de cerros de Angostura, que limita por el sur.

El origen de la cuenca se estima netamente tectónico y producida por un hundimiento, del tipo de graben o fosa, entre dos grandes fallas que se ubicarían a lo largo de los bordes de las cordilleras que la encierran por el este y el oeste, de los Andes y de la Costa, respectivamente

Sobre la cuenca de Santiago se derramaron y acumularon (en el transcurso del Cuaternario) grandes cantidades de sedimentos provenientes principalmente de la erosión de las tierras altas andinas y transportadas tanto por aguas de escurrimiento superficial como por acción de glaciares. De esta manera se produjo un relleno relativamente rápido y se formó el grueso espesor de sedimentos, él que en sus partes más profundas alcanza un espesor del orden de 450 m, compuesto por depósitos lenticulares que han originado varias unidades geomorfológicas cuyas expresiones superficiales son el suelo de fundación de Santiago. Estas unidades geomorfológicas son:

- Conos de depósitos fluviales
- Depósitos de Pumicita
- Conos de deyección
- Corrientes de barro
- Depósitos lacustres
- Sedimentos fluviales de afluentes menores
- Depósitos eólicos

Por otra parte, las unidades que componen el suelo de fundación son las siguientes (Anexo A, Figura A.1) (Escobar, 1986)

- Grava de Santiago
- Grava del Mapocho
- Depósitos de conos de deyección
- Depósitos de corrientes de barro
- Finos del noroeste
- Zona de contacto y transición
- Depósitos de Pumicita
- Rellenos artificiales

Las zonas de Cerrillos, Pudahuel, Maipú, y Lo Prado en parte, se ubican principalmente sobre los Depósitos de Pumicita, provenientes principalmente del volcán Tupungato (6584 m) y San José

(5830 m). Estos depósitos se encuentran desde la superficie, con espesor promedio de 30 m y están formados por alrededor de un 60% de cenizas volcánicas ácidas que no pasan la malla 200, conjuntamente con arenas volcánicas, fragmentos de piedra pómez y trozos de rocas de todos tamaños y variada litología. Estos materiales se conservan prácticamente intactos, debido a que quedaron fuera de los cursos de aguas superficiales, salvo en algunos sectores de Lo Prado en donde estos depósitos se mezclan con la grava de Santiago y también con los finos del noroeste de la ciudad.

Desde el punto de vista de mecánica de suelos, corresponde clasificar esta unidad como arena fina limosa con porcentajes de material fino de aproximadamente 40% y que usado como relleno muestra compresibilidad. Este tipo de suelo presenta buenas características, como suelo de fundación ante acciones estáticas y excelente estabilidad de taludes. Sin embargo el comportamiento de este tipo de suelos ante sollicitaciones dinámicas es deficiente.

La grava de Santiago por su parte, está constituida por ripios y gravas muy compactas de excelente graduación, con lentes de arenas y finos predominantemente arcillosos. Los clastos constituyentes de este depósito son en su mayoría duros, frescos y de formas aproximadamente redondeadas. La granulometría varía desde bolones de 10" hasta arenas con bajo porcentaje de finos. El origen de estos materiales está ligado a acciones fluviales del río Mapocho en la zona norte y del río Maipo en la zona sur. Este tipo de relleno se extiende más allá de 100 m bajo la superficie y se presenta en forma de capas dispuestas prácticamente horizontales, diferenciándose una capa de otra por el contenido de finos limo-arcillosos. En aquellos sectores donde existe una mayor concentración de material fino, su comportamiento mecánico se ve considerablemente disminuido. Este tipo de suelo en general es poco deformable, de falla frágil y presenta buena estabilidad de taludes, la que puede disminuir por la presencia de lentes de materiales finos (Escobar, 1986).

Los finos del noroeste están constituidos principalmente por lentes de limo y arcilla, con algunos lentes de poco espesor de arena fina limosa, grava y ceniza volcánica. Su origen se debe a un represamiento progresivo del drenaje, debido al desarrollo de los conos correspondientes a los ríos Mapocho, Lampa y estero Colina. Presenta baja estabilidad de taludes, debido principalmente a su grado de saturación y consistencia (Escobar, 1986).

La zona de contacto y transición corresponde a la zona en que la grava de Santiago se mezcla con los finos del noroeste. Está constituida por lentes de suelos cuyas características granulométricas y, por ende, mecánicas sufren variaciones en sentido horizontal (Escobar, 1986).

En la Figura A.1, Anexo A, se muestra un mapa con los suelos de fundación de la ciudad de Santiago, mientras que en la Figura A.2, Anexo A, se muestran los suelos de fundación de las comunas de Lo Prado y Pudahuel. En ellos se observan las cuatro unidades de suelo descritas anteriormente: finos del noroeste, zona de contacto y transición, depósitos de Pumicita y un sector de la grava de Santiago.

3.1.1 OBJETIVOS

En el marco del estudio del comportamiento de las estructuras en relación al tipo de suelo de fundación, se realizaron mediciones en 16 sitios de las comunas de Quinta Normal, Lo Prado y Pudahuel, los que se muestran en la Figura 3.2. Las mediciones consistieron en el registro de vibraciones del suelo mediante un Sismómetro (Figura 3.1). Estos registros fueron procesados

por el Profesor Felipe Leyton de la Universidad Diego Portales, mediante el método desarrollado por Nakamura (Nakamura, 1989).

Básicamente, el método desarrollado por Nakamura utiliza el cociente de los espectros de los movimientos horizontal y vertical medidos directamente en superficie, el que a pesar de tener detractores, es usado ampliamente como un valor índice. Este método también proporciona el factor de amplificación del terreno, pero los valores obtenidos no representan de forma apropiada la situación real (Verdugo et al, 2005).

El objetivo de estas mediciones es determinar, a través de la REHV, la presencia o no de efecto sitio, fenómeno de amplificación local de las ondas sísmicas asociado principalmente a las propiedades geotécnicas del subsuelo y profundidad del basamento rocoso (Verdugo et al, 2005); y distinguir la existencia de alguna relación entre la REHV y el nivel de daño de las estructuras.



Figura 3.1: Sismómetro utilizado en las mediciones

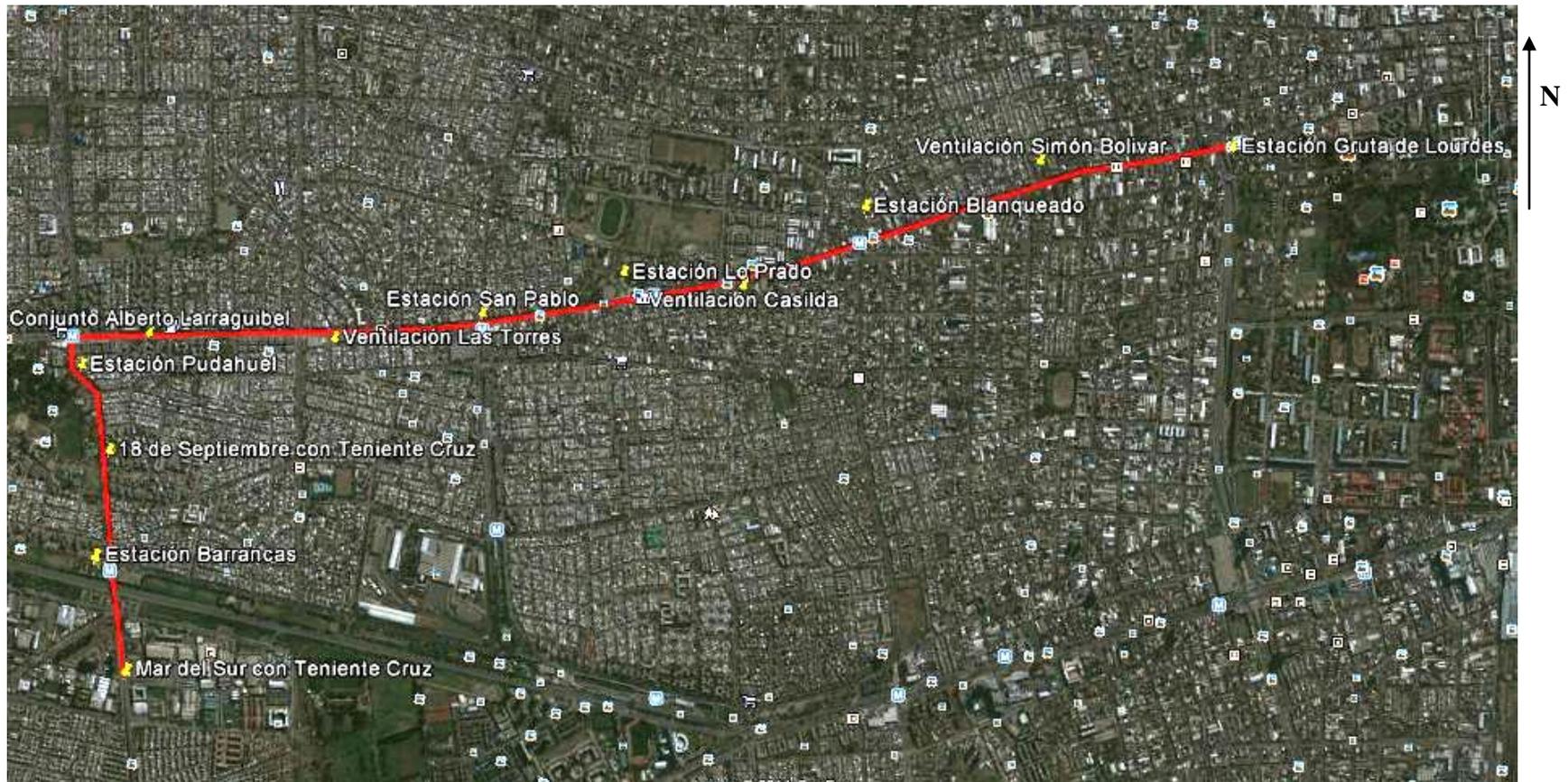


Figura 3.2: Sitios de medición

3.2. MEDICIONES Y RESULTADOS

El programa de mediciones se presenta en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1: Programa de mediciones

Nombre Punto de Medición		Fecha medición
Estación Gruta de Lourdes	GL	18/10/2011
Ventilación Simón Bolívar	SB	18/10/2011
Estación Blanqueado	BL	18/10/2011
Ventilación Casilda	CA	18/10/2011
Estación Lo Prado	LP	18/10/2011
Ventilación Las Torres 1º medición	LT1	02/11/2011
Conjunto Alberto Larraguibel 1	AL1	02/11/2011
Conjunto Alberto Larraguibel 2	AL2	02/11/2011
Conjunto Alberto Larraguibel 3	AL3	02/11/2011
Conjunto Alberto Larraguibel 4	AL4	02/11/2011
Estación Pudahuel	PU	02/11/2011
Estación Barrancas	BA	02/11/2011
Estación San Pablo	SP	10/11/2011
Ventilación Las Torres 2ª medición	LT2	10/11/2011
Mar del Sur con Teniente Cruz	MS	10/11/2011
18S con Teniente Cruz	18S	10/11/2011

De las dos mediciones realizadas en Ventilación Las Torres se considerará para el análisis solo los resultados del segundo registro, es decir, el que se realizó el día 10 de Noviembre de 2011.

Los espectros de la componente horizontal (uno en cada dirección horizontal) y de componente vertical del suelo, y la razón espectral de las componentes horizontal y vertical (REHV), resultado del procesamiento de los registros mediante el método desarrollado por Nakamura (1989) se pueden observar en el Anexo B (Figuras B.3 a B.17).

3.2.1 RELACIÓN ENTRE REHV Y LA INTENSIDAD DE DAÑOS

En la Tabla 3.2 se entrega la REHV y las intensidades sísmicas obtenidas a partir de la distribución de daño en las viviendas de adobe y albañilería simple, ubicadas en las comunas de Quinta Normal, Lo Prado y Pudahuel. Las intensidades de daño de la comuna de Quinta Normal se obtuvieron del trabajo de Infantas (1987), mientras que las de las comunas de Lo Prado y Pudahuel, del trabajo de Bertholet (1989) (Los mapas de las comunas mencionadas con las intensidades sísmicas en diferentes sectores de ellas se pueden observar en las Figuras B.1 y B.2 del Anexo B).

Tabla 3.2: REHV e Intensidades sísmicas del terremoto del 3 de Marzo de 1985 en las comunas de Quinta Normal (Infantas, 1987), Lo Prado y Pudahuel (Bertholet, 1989)

Nombre Sitios de Medición		Comuna	IA	IB	REHV
Estación Gruta de Lourdes	GL	Quinta Normal	7 3/4	8	2,2
Ventilación Simón Bolívar	SB	Quinta Normal	8	8 1/4	3,9
Estación Blanqueado	BL	Quinta Normal	8	8 1/4	3,4
Ventilación Casilda	CA	Lo Prado	7 3/4	8	2,8
Estación Lo Prado	LP	Lo Prado	7 3/4	8	3,9
Estación San Pablo	SP	Lo Prado	7 3/4	8	3,2
Ventilación Las Torres	LT	Lo Prado	7 3/4	7 3/4	3,6
Conjunto Alberto Larraguibel 1	AL 1	Lo Prado	7 3/4	7 3/4	2,8
Conjunto Alberto Larraguibel 2	AL 2	Lo Prado	7 3/4	7 3/4	1,9
Conjunto Alberto Larraguibel 3	AL 3	Lo Prado	7 3/4	7 3/4	2,6
Conjunto Alberto Larraguibel 4	AL 4	Lo Prado	7 3/4	7 3/4	3,7
Estación Pudahuel	PU	Pudahuel	8	8	2,9
18S con Teniente Cruz	18S	Pudahuel	7 3/4	7 3/4	1,6
Estación Barrancas	BA	Pudahuel	-	8	2,7
Mar del Sur con Teniente Cruz	MS	Pudahuel	-	8	4,0

IA: Intensidad de daños en viviendas de adobe

IB: Intensidad de daños en viviendas de albañilería simple

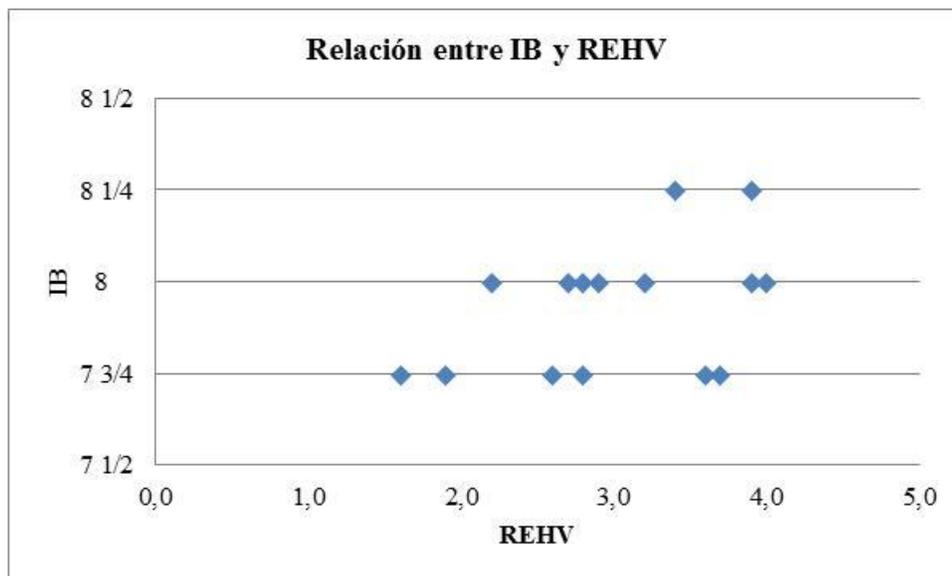


Figura 3.6: Relación entre IB y REHV.

En el gráfico de la Figura 3.6 se observa una banda que marca la tendencia en la que a medida que la REHV medida aumenta, la intensidad también lo hace.

Tabla 3.3: REHV *Peak* por rango de frecuencias

Nombre Punto	Rango de frecuencias (Hz)	REHV <i>peak</i>	Rango de frecuencias (Hz)	REHV <i>peak</i>
Estación Gruta de Lourdes	0,5 - 5	2,2	5 - 10	1,2
Ventilación Simón Bolívar	0,5 - 5	2,8	5 - 10	1,7
Estación Blanqueado	0,5 - 5	3,4	5 - 10	1,0
Ventilación Casilda	0,5 - 5	2,8	5 - 10	1,0
Estación Lo Prado	0,5 - 5	2,6	5 - 10	1,0
Estación San Pablo	0,5 - 5	2,7	5 - 10	1,2
Ventilación Las Torres	0,5 - 5	2,7	5 - 10	0,9
Conjunto Alberto Larraguibel 1	0,5 - 5	2,2	5 - 10	0,7
Conjunto Alberto Larraguibel 2	0,5 - 5	1,8	5 - 10	0,8
Conjunto Alberto Larraguibel 3	0,5 - 5	2,4	5 - 10	0,7
Conjunto Alberto Larraguibel 4	0,5 - 5	2,4	5 - 10	0,8
Estación Pudahuel	0,5 - 5	3,0	5 - 10	0,8
18S con Teniente Cruz	0,5 - 5	1,7	5 - 10	1,2
Estación Barrancas	0,5 - 5	2,0	5 - 10	1,3
Mar del Sur con Teniente Cruz	0,5 - 5	1,9	5 - 10	1,3

Como se observa en la Tabla 3.3, para el rango de frecuencias en que se encuentran los edificios estudiados en la comuna de Lo Prado (5 – 10 Hz) no se observa ningún valor *peak* de la REHV excepcionalmente elevado, pero la mayoría de estos valores es menor que 2.0, lo cual no indicaría la presencia de un efecto de sitio.

3.3. CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO

Las mediciones realizadas en el Conjunto Alberto Larraguibel no muestran *peaks* tampoco. Una de las razones por la cual no se observan *peaks* en este sector puede ser por la uniformidad del suelo, ya que se encuentra relativamente lejos de las zonas donde los depósitos de pumicita entran en contacto con otros tipos de suelos, como se observa en la Figura A.2, Anexo A, lo que podría dar cuenta de la existencia de estratos de gran espesor (mayor a 30 m). En suelos duros y uniformes, no existe ninguna razón por la cual alguna frecuencia en particular, en cualquiera dirección, fuese a sufrir algún tipo de amplificación. Los resultados de mediciones tanto con sismómetros como con registros de terremotos así lo demuestran (Nakamura, 2008).

No así lo que pasa para rangos de frecuencia menores, donde se observan *peaks* que superan ampliamente los máximos observados para el rango de frecuencias entre 5 y 10 Hz. No sería recomendable la construcción de edificios con periodos del orden de 2 segundos (0.5 Hz).

Se observa que las mayores intensidades sísmicas y por lo mismo los mayores daños en viviendas de albañilería van asociadas con los valores más altos de la REHV, mientras que las intensidades menores corresponden a sectores donde la REHV es menor.

Como se ve en la Figura 3.7, donde se expone la relación entre el IB y el valor de la REHV Promedio, se observa una relación lineal bien marcada entre ambas variables.

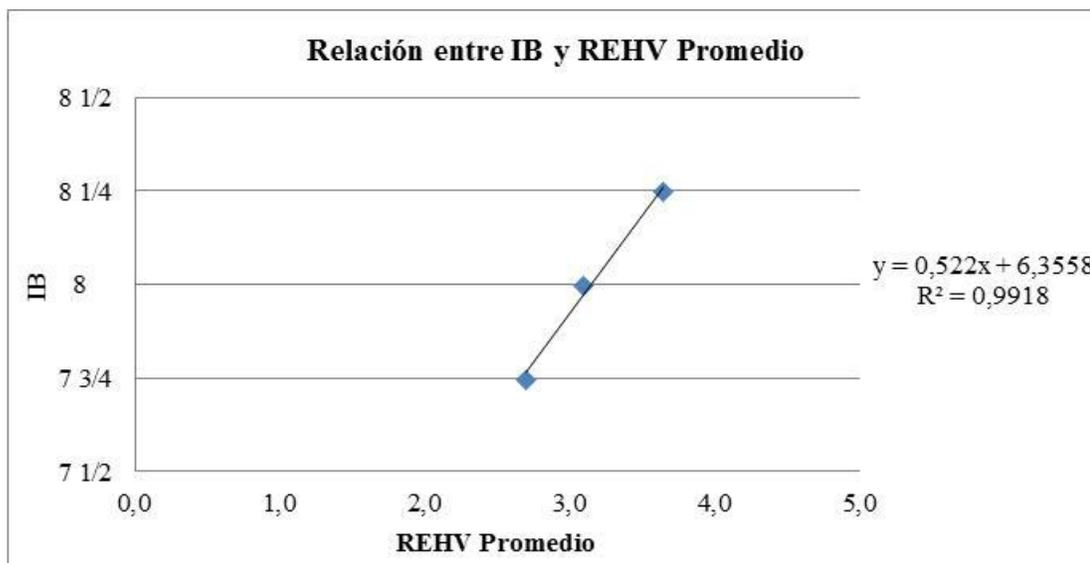


Figura 3.7: Relación entre IB y REHV Promedio

4. PERIODOS FUNDAMENTALES DE VIBRACIÓN EDIFICIOS CONJUNTO ALBERTO LARRAGUIBEL, LO PRADO

4.1. INTRODUCCIÓN

Con el propósito de evaluar cómo varía el periodo de los edificios en función de los daños, en particular de los sufridos tras el terremoto de 2010 y del tipo de reparación realizada en éstos, con ocasión de los daños del terremoto de 1985, se tomaron registros de microvibraciones en 9 edificios que representan todas las configuraciones daño/reparación de ambos tipos de plantas. Los registros de microvibraciones fueron procesados por Rodrigo Aillapán, de la Universidad de Chile, a través del método PSD (Caroca, 2011).

4.1.1 OBJETIVOS

El objetivo de las mediciones es comparar periodos de estructuras que nunca han sufrido daño con periodos de estructuras dañadas y reparadas tras el terremoto de 1985, y estructuras dañadas y reparadas tras el terremoto de 2010; y observar la variación en sus periodos.

4.2. RELACIONES EMPÍRICAS PARA EL PERIODO

En varios trabajos anteriores se han encontrado relaciones entre los periodos fundamentales de los edificios y algunos parámetros como número de pisos, altura y densidad de muros.

Baeza en 1963 midió el periodo de 42 edificios de hormigón armado, entre 4 y 17 pisos de altura, ubicados en Santiago, Valparaíso y Viña del Mar, mediante un inscriptor mecánico que registraba la oscilación en un papel fotográfico mediante un haz luminoso. Para obtener el periodo simplemente se contaba un número conveniente de ciclos y se dividía por el tiempo transcurrido. Este procedimiento no permite detectar frecuencias superiores, y por contar con sólo un sismómetro no se puede distinguir si los periodos medidos corresponden a modos traslacionales o torsionales. En el trabajo de Baeza (1963) se encontraron relaciones entre los periodos fundamentales de los edificios y parámetros simples, como el número de pisos, altura o densidad de muros (Pérez, 2005). Entre las relaciones obtenidas están:

$$T = 0,035N \quad (1)$$

$$T = 0,012H \quad (2)$$

$$T = 0,0134H^{0,965} \quad (3)$$

$$T = 1/57.4(4+H(1-4\gamma)) \quad (4)$$

Donde:

T = Periodo (s)

N = Número de pisos

$$H = \text{Altura del edificio} \quad (\text{m})$$

$$\gamma = \text{Razón de muros del edificio} = (\text{suma del largo de muros en la dirección de análisis en todos los pisos}) / (\text{suma del área de piso de todos los pisos}) \quad (1/\text{m})$$

Por otro lado, en el trabajo de Midorikawa (1990) se estudiaron 128 edificios ubicados en Santiago y Viña del Mar. Para ello se utilizaron dos sensores electromagnéticos colocados en el último piso de cada edificio, midiendo en cada una de las direcciones principales de éste. A partir de los registros obtenidos, se separaron los modos de vibrar (traslacionales y torsionales). Una observación importante que se hace en este trabajo es que según mediciones realizadas fuera de Chile, el periodo de las estructuras durante un evento sísmico es, en promedio, solo un 20% mayor que el obtenido a partir de las microvibraciones, siempre que las aceleraciones sean menores a 200 cm/s^2 . Sobre este nivel de aceleración, el periodo aumenta bruscamente debido al comportamiento inelástico de las estructura. Las relaciones obtenidas por Midorikawa en función del número de piso son (Pérez, 2005):

$$T = 0,049N \quad \text{Periodos fundamentales traslacionales} \quad (5)$$

$$T = 0,052N \quad \text{Periodo fundamental torsional} \quad (6)$$

En Portugal, Oliveira (1997) obtuvo relaciones entre el periodo y la altura para diferentes tipos de edificios. En particular, para edificios de albañilería obtuvo (Pérez, 2005):

$$T = 0,0158H \quad (7)$$

Espinoza (1999) encontró varias fórmulas empíricas a partir de mediciones de microvibraciones en 22 edificios de albañilería en Barcelona, España. Entre las expresiones encontradas se tiene (Pérez, 2005):

$$T = 0,03H^{0,75} \quad (8)$$

$$T = 0,021 + 0,028H^{0,75} \quad (9)$$

Evaluando todas las expresiones anteriores con los datos de altura, número de pisos y la razón de muros del edificio, del conjunto Alberto Larraguibel, se estimaron periodos para los edificios estudiados, los que se muestran en la Tabla 4.2

Tabla 4.1: Parámetros block tipo Conjunto Alberto Larraguibel

Número de pisos	4
Altura (m)	11.44
Área planta (m²)	64.3
γ longitudinal	0,1750
γ transversal	0,1882

Tabla 4.2: Estimaciones para el periodo de los edificios del Conjunto Alberto Larraguibel

Relación	Periodo (s)
1	0,1400
2	0,1373
3	0,1408
4 (longitudinal) (block tipo A)	0,1295
4 (transversal) (block tipo A)	0,1190
4 longitudinal) (block tipo B)	0,1424
4 (transversal) (block tipo B)	0,1517
5	0,1960
6*	0,2080
7	0,1808
8	0,1866
9	0,1952

*: Estimación del periodo para modo torsional

Algunos periodos estimados anteriormente, en los trabajos de Midorikawa (1990) y Pérez (2005), se presentan a continuación.

Tabla 4.3: Periodo de edificios medidos en trabajos anteriores

Nombre del edificio	Tipo de estructuración	Periodo transversal (s)	Periodo longitudinal (s)	Periodo torsional (s)	Número de pisos	H (m)
Los Álamos (1)	Albañilería armada	0,150	0,150	0,120	4	9,6
Doble Almeida (1)	Albañilería armada	0,150	0,140	0,120	4	12,1
La Aurora A (2)	Albañilería*	0,104	0,106	0,072	3	7,2
La Aurora B (2)	Albañilería*	0,098	0,100	0,074	3	7,2
Nuevo Horizonte (2)	Híbrida	0,130	0,096	0,100	4	9,3
El Cabildo (2)	Híbrida	0,105	0,123	0,095	3	6,9
Colectivo 1010 (2)	Hormigón Armado**	0,177	0,158	-	4	10,0

* Muros de albañilería parcialmente armada y parcialmente confinada

** Muros de albañilería parcialmente confinada y muros de hormigón armado

(1) Midorikawa, 1990

(2) Pérez, 2005

4.3. PERIODOS EXPERIMENTALES: MEDICIONES Y RESULTADOS

Las mediciones se realizaron en un grupo de nueve edificios del Conjunto Alberto Larraguibel, de la comuna de Lo Prado. Dentro de los edificios medidos se distinguen dos tipos de plantas, planta tipo A y planta tipo B, como se muestra en la Figura 6.29 y Figura 6.30, Capítulo 6. El programa de mediciones se presenta en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4: Programa de mediciones

Block	Fecha mediciones	Tipo de planta
16	04/10/2011	A
24	04/10/2011	A
2	05/10/2011	A
31	05/10/2011	B
22	11/10/2011	B
3	11/10/2011	B
9	14/10/2011	A
12	14/10/2011	A
26	14/10/2011	A

La posición de los sensores utilizados en cada una de las mediciones realizadas en el conjunto Alberto Larraguibel, de la comuna de Lo Prado, y los espectros de densidad de potencia en función de la frecuencia y en función del periodo de las estructuras, resultado del procesamiento de los registros de microvibraciones, se entregan en el Anexo C.

4.3.1 PERIODOS EXPERIMENTALES PRIMER MODO TRASLACIONAL EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL

En la Tabla 4.5 se resumen los periodos obtenidos experimentalmente para el 1° modo traslacional en la dirección transversal.

Tabla 4.5: Periodos obtenidos para el primer modo traslacional dirección transversal

Block	Planta	Categoría	Periodo Experimental (s)
2	A	S/D 1985 - S/D 2010	0,168
9	A	S/D 1985 - S/D 2010	0,155
16	A	C/D 1985 - C/R 1985 - S/D 2010	0,175
12	A	C/D 1985 - C/R 1985 - C/DL 2010	0,178
26	A	C/D 1985 - C/RE 1985 - S/D 2010	0,161
24	A	S/D 1985 - C/D 2010 - C/R 2010	0,160
3	B	S/D 1985 - S/D 2010	0,169
22	B	S/D 1985 - S/D 2010	0,171
31	B	S/D 1985 - C/D 2010 - S/R 2010	0,185

Planta tipo A

Se observa que los periodos de aquellos edificios de planta tipo A, reparados en 1985 (blocks 12 y 16), son mayores que los periodos de los edificios que no han sufrido daños (blocks 2 y 9). Esto significa que las reparaciones solo lograron recuperar la capacidad resistente del edificio, pero no su rigidez.

Caso aparte pueden ser las reparaciones en los blocks 24 y 26; en el block 24, por el tipo de reparación (reemplazo de encuentro de muros dañados por muros de hormigón armado), el periodo no sufrió mayores variaciones, pues éstas pudieron recuperar su rigidez original. En el block 26, debido a lo extensa de la reparación/refuerzo, se recuperó la rigidez en un 100% aproximadamente.

Planta tipo B

Los daños sufridos por el block 31 se ven reflejados en una degradación de la rigidez y, por consiguiente, un aumento del periodo en comparación con los blocks 3 y 22. La flexibilización de la estructura del block 31, en la dirección transversal, es coherente con los daños observados, ya que la mayoría de éstos se concentran en muros orientados en esta misma dirección (Figura 6.58).

4.3.2 PERIODOS EXPERIMENTALES 1º MODO TRASLACIONAL DIRECCIÓN LONGITUDINAL

En la Tabla 4.6 se resumen los periodos experimentales obtenidos para el 1º modo traslacional en la dirección longitudinal.

Tabla 4.6: Periodos obtenidos para el primer modo traslacional dirección longitudinal

Block	Planta	Categoría	Periodo Experimental (s)
2	A	S/D 1985 - S/D 2010	0,148
9	A	S/D 1985 - S/D 2010	0,138
16	A	C/D 1985 - C/R 1985 - S/D 2010	0,185
12	A	C/D 1985 - C/R 1985 - C/DL 2010	0,179
26	A	C/D 1985 - C/RE 1985 - S/D 2010	0,180
24	A	S/D 1985 - C/D 2010 - C/R 2010	0,161
3	B	S/D 1985 - S/D 2010	0,181
22	B	S/D 1985 - S/D 2010	0,185
31	B	S/D 1985 - C/D 2010 - S/R 2010	0,185

Planta tipo A

Se observa que los periodos de aquellos edificios de planta tipo A, reparados en 1985 (blocks 12, 16 y 26) y en 2010 (block 24), son considerablemente mayores que los periodos de los edificios que no han sufrido daños (blocks 2 y 9). Los resultados demuestran que las reparaciones realizadas en los edificios no lograron recuperar la rigidez original de la estructura.

Dentro de los edificios reparados (blocks 12, 16, 24, 26) se observa una diferencia, de aproximadamente un 10%, entre los periodos de los blocks 12, 16, 26 en comparación con el block 24. La razón de esta diferencia radica en el tipo de reparación: encamisado de acero recubierto de mortero, y reemplazo de encuentro de muros dañados por muros de hormigón armado, siendo este último tipo de reparación la que recupera de mejor forma la rigidez de la estructura.

Planta tipo B

No se observan mayores diferencias entre los periodos medidos para blocks de planta tipo B, básicamente por que los daños sufridos por el block 31 se concentraron en muros transversales del edificio, es decir, no hubo degradación de su rigidez en el sentido longitudinal.

En relación a las estimaciones extraídas del trabajo de Pérez (Tabla 4.2), las estimaciones (1), (2), (3) y (4) están considerablemente por debajo de los periodos mostrados en las Tablas 5.5 y 5.6; las estimaciones (5) y (9) están por sobre los periodos obtenidos. Las estimaciones (7) y (8) son las que se acercan de mejor manera a los resultados obtenidos.

Si se comparan los periodos obtenidos ahora con los periodos obtenidos en trabajos anteriores, se observa que los periodos medidos en el Conjunto Alberto Larraguibel están por sobre los medidos en trabajos anteriores, para edificios de 4 pisos, salvo para el Colectivo 1010 (Pérez, 2005), donde los periodos para el movimiento transversal se asemejan bastante.

4.3.3 PERIODOS EXPERIMENTALES MODO TORSIONAL

En la Tabla 4.7 se resumen los periodos experimentales obtenidos para el 1º modo torsional.

Tabla 4.7: Periodos obtenidos para el modo torsional

Block	Planta	Categoría	Periodo Experimental (s)
2	A	S/D 1985 - S/D 2010	0,088
9	A	S/D 1985 - S/D 2010	0,090
12	A	S/D 2010 - C/R/S 1985	0,097
16	A	S/D 2010 - C/R/S 1985	0,105
24	A	S/D 1985 - C/D 2010 - C/R 2010	0,093
26	A	S/D 2010 - C/R/E 1985	0,103
3	B	S/D 1985 - S/D 2010	0,108
22	B	S/D 1985 - S/D 2010	0,125
31	B	S/D 1985 - C/D 2010	0,135

Planta tipo A

Se observa que los periodos de los edificios planta tipo A, reparados (12, 16, 24 y 26), son levemente mayores que los de aquellos edificios que no han sufrido daños (blocks 2 y 9). La leve diferencia es atribuible a la flexibilización de las estructuras tras sufrir daños, y luego ser reparados, ya que estas reparaciones no siempre recuperan la rigidez original de las estructuras.

Si bien es cierto, el block 26, debido a lo extensa de las reparaciones, recuperó la rigidez en un 100% aproximadamente, en la dirección transversal, las reparaciones no lograron recuperar totalmente la rigidez en la otra dirección, lo que explica que el periodo torsional sea mayor que el de edificios sin daño.

Planta tipo B

De manera análoga, los periodos de los blocks tipo B, sin daño, son menores que el periodo del block con daños (block 31), es decir, la degradación de la rigidez en la dirección transversal del block 31, mostrada en la Tabla 4.6, también se ve reflejada en un aumento del periodo torsional.

Comparando los resultados de la Tabla 4.7 con la única estimación para el periodo torsional, presentada en la Tabla 4.2, se observa que dicha estimación es ampliamente mayor a los periodos obtenidos en este trabajo. No sucede lo mismo en relación a los periodos torsionales presentados en la Tabla 4.3, correspondientes a los trabajos de Pérez (2005) y Midorikawa (1990), los que se asemejan bastante a los aquí obtenidos.

4.3. CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO

Los periodos obtenidos son todos menores que 0,2 s, tal como se espera para edificios de albañilería de 4 pisos. Las ecuaciones mostradas en la sección 4.2 se ajustan solo en algunos de los casos, en otros, las relaciones propuestas están muy por debajo de los resultados acá obtenidos, principalmente, a que para éstas se necesitan parámetros muy generales, dejando de lado otros que proveen más información, como el tipo de material, por ejemplo.

Se observa que los daños en las estructuras van de la mano con una flexibilización de éstas, es decir, con una degradación de la rigidez, lo que se observa claramente si se comparan los periodos transversales de los blocks dañados con aquellos que no han experimentado daños. En la Tabla 4.5 se observa que el periodo transversal del block 31 (dañado) es casi un 10 % superior a los periodos de los blocks 3 y 22.

En general, los periodos longitudinales no sufrieron mayores variaciones. Esto se debe a que los daños se concentraron principalmente en muros orientados en la dirección transversal, es decir, los muros longitudinales se conservaron prácticamente sin daños o con daños leves.

Por otro lado, se observa que en estructuras reparadas, las obras de reparación/refuerzo implementadas en los edificios medidos, logran eficientemente recuperar la resistencia de las estructuras, pues edificios reparados anteriormente no sufrieron daños. No así la rigidez, la que solo en algunos pudo ser recuperada, como es el caso de los blocks 24 y 26 del Conjunto Alberto Larraguibel, donde sus periodos en la dirección transversal no variaron respecto de los edificios sin daño (block 2 y 9), debido al tipo de reparación y a lo extensa de éstas respectivamente. En los demás edificios reparados (block 12 y 16) que se midieron, los periodos son siempre más altos que los de edificios que nunca han sufrido daños (block 2 y 9).

En la dirección longitudinal, los periodos de los edificios reparados medidos son todos más altos que los periodos de edificios que nunca han sufrido daños, es decir, las reparaciones realizadas no aportaron rigidez en esta dirección.

5. PROYECTOS DE RECUPERACIÓN POST TERREMOTO MARZO DE 1985

5.1. INTRODUCCIÓN

A raíz del terremoto de Marzo de 1985 el Gobierno, a través del Ministerio de Vivienda y Urbanismo puso en acción un plan para la recuperación de viviendas sociales afectadas. Con ese fin, se constituyó una comisión *ad-hoc*, la Comisión Especial Asesora (CEA). Los estudios realizados por la CEA abarcaron los daños causados por el terremoto en 144 conjuntos habitacionales (50 mil viviendas aproximadamente).

El Servicio de Vivienda y Urbanismo Metropolitano, y más tarde SERVIU V Región encargaron a la sociedad RFA Ingenieros Ltda. los estudios y proyectos para rehabilitar los grupos habitacionales más dañados, y la supervisión de las obras contratadas con ese objetivo.

Mediante SERVIU, se tuvo acceso a planos de distintos proyectos de recuperación post terremoto de 1985. En dichos planos aparecen catastrados los daños sufridos, las reparaciones y los refuerzos proyectados para la recuperación de las estructuras.

A continuación se presenta una breve revisión de tres proyectos implementados tras el terremoto de 1985.

5.1.1 OBJETIVOS

El objetivo de la revisión de estos tres proyectos de recuperación es recopilar información respecto de los daños sufridos por las estructuras de los conjuntos estudiados y el método empleado en su recuperación, junto con la revisión del estado de las estructuras tras el terremoto de 2010.

5.2. PROYECTO DE RECUPERACIÓN CONJUNTO HABITACIONAL ESPERANZA – MAIPÚ, SANTIAGO

El Conjunto Habitacional Esperanza – Maipú es un grupo de tres blocks construido por el SERVIU el año 1962, ubicado en la comuna de Santiago, Región Metropolitana. Son estructuras mixtas de albañilería confinada (por elementos de hormigón armado) y muros de hormigón armado. Los 3 blocks son de 4 pisos de altura más un subterráneo. Todos conservan sus estanques originales, ubicados en las azoteas de éstos.

Los blocks 1 y 2, según Figura 5.1, poseen el mismo tipo de planta, de 39.3 x 9.9 m, mientras que el block 3 posee una planta un poco más ancha y más alargada, de 59.5 x 11.1 m. Los blocks 1 y 2 contienen 16 departamentos cada uno, todos dúplex de 68 m², mientras que el block 3 contiene 24 departamentos dúplex, de 78.2 m² cada uno.



Figura 5.1: Conjunto Habitacional Esperanza – Maipú

Dentro de los daños que aparecen en la información recopilada (MINVU, 1985 (1)), tanto en el block 1 como en el block 2 se observan algunas fisuras en losas del primer piso junto con algunas fisuras diagonales en muros del primer y tercer piso básicamente. Por su parte, en el block 3, las fisuras que se observaron en losas son aproximadamente las mismas que las observadas en los otros dos blocks, tanto en número como en severidad, no así las fisuras observadas en muros. En éstos, se observan numerosas fisuras orientadas en su mayoría en sentido oblicuo, producto del esfuerzo de corte, las que se encuentran presentes en los primeros 3 pisos del edificio. Estas fisuras en general son del orden de 0.1 a 0.3 mm de espesor. Se observan también otras fisuras horizontales generadas por las juntas de construcción.

Adicionalmente a los daños antes mencionados, puntualmente se produjo una gran grieta en el block 3, de aproximadamente 8 cm de espesor, dejando la enfierradura a la vista, como se muestra en la Figura 5.2a y 3.2b. Esta grieta se produjo en uno de los muros interiores del primer piso del edificio, casi al llegar a la losa del cielo del piso superior, precisamente en uno de los muros que soportan el estanque, y se extiende a través de una junta de hormigonado.

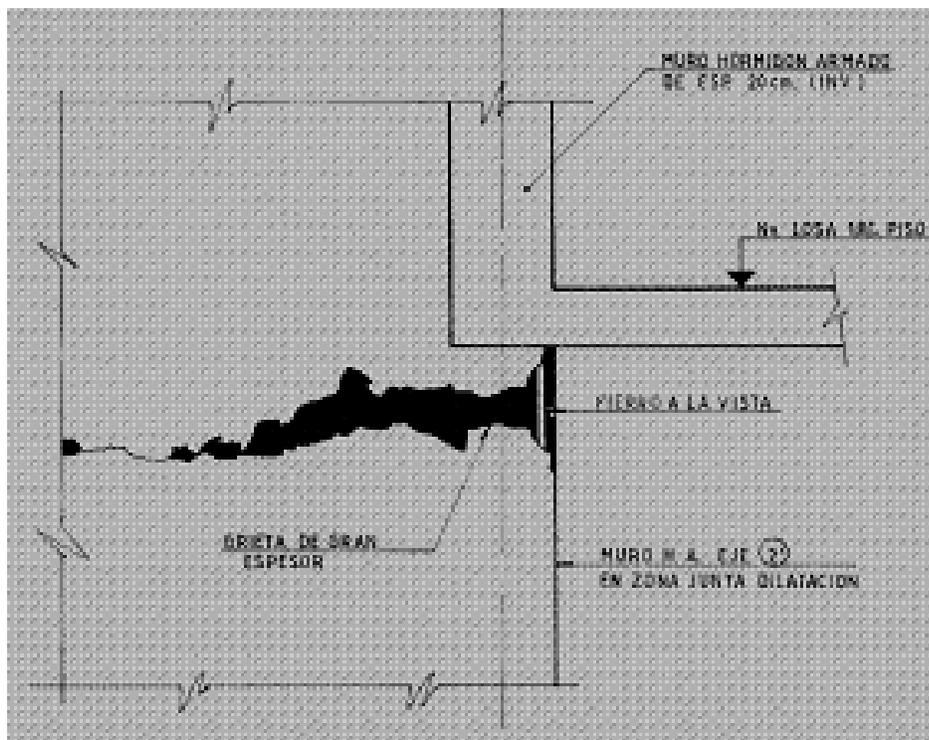


Figura 5.2a: Grieta de gran espesor (MINVU, 1985 (1))



Figura 5.2b: Grieta de gran espesor (Escobar, 1986)

Las reparaciones de todas las fisuras se realizaron mediante inyecciones epóxicas, mientras que la reparación de la grieta de gran espesor se realizó mediante la inserción de barras de acero y la colocación de hormigón nuevo con aditivo expansor (Intraplast® de SIKA). La colocación del hormigón se realiza en 3 etapas, separadas 8 horas cada una de la siguiente. El detalle de la reparación de la grieta de la Figura 5.2 se muestra en la Figura 5.3

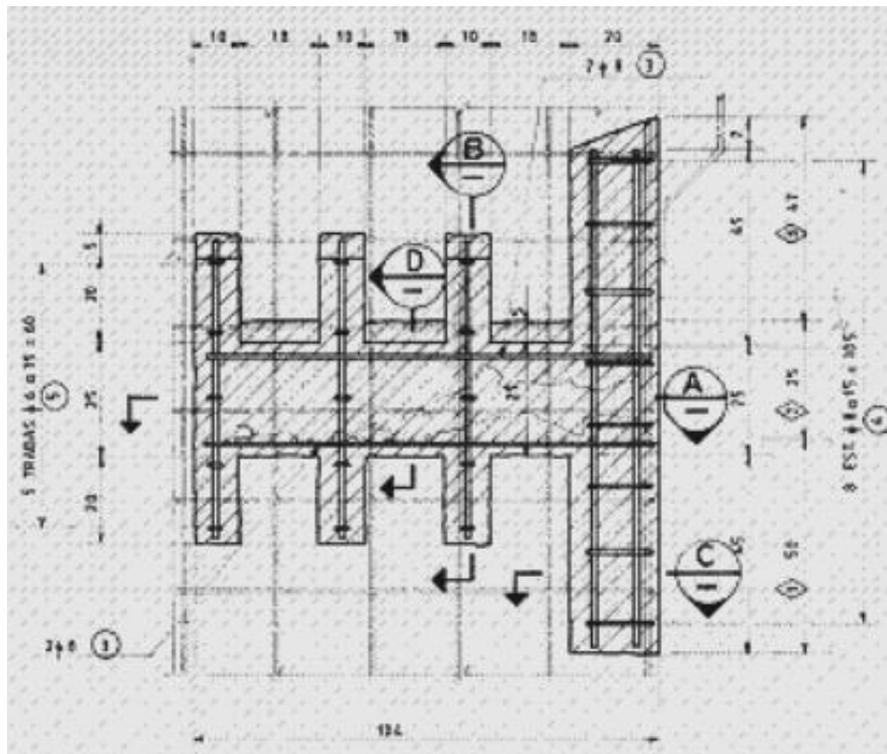


Figura 5.3: Detalle reparación grieta de gran espesor (MINVU, 1985 (1))

Luego del terremoto de Febrero de 2010, no se detectaron mayores daños en las estructuras, salvo algunas fisuras por estucos. El estado de conservación de los edificios es relativamente bueno, salvo algunas jardineras en voladizo, donde las enfierraduras se encuentran a la vista. Salvo estos defectos, el conjunto en general se encuentra en excelente estado, según se puede apreciar en la Figura 5.4



Figura 5.4: Conjunto Esperanza-Maipú, 2011.

5.3. PROYECTO DE RECUPERACIÓN CONJUNTO HABITACIONAL GERMÁN RIESCO, SAN JOAQUÍN

El Conjunto Habitacional Germán Riesco, es un grupo de doce blocks (240 departamentos en total) construido en 1954, ubicado en la comuna de San Joaquín en la Región Metropolitana, como se observa en la Figura 5.5:

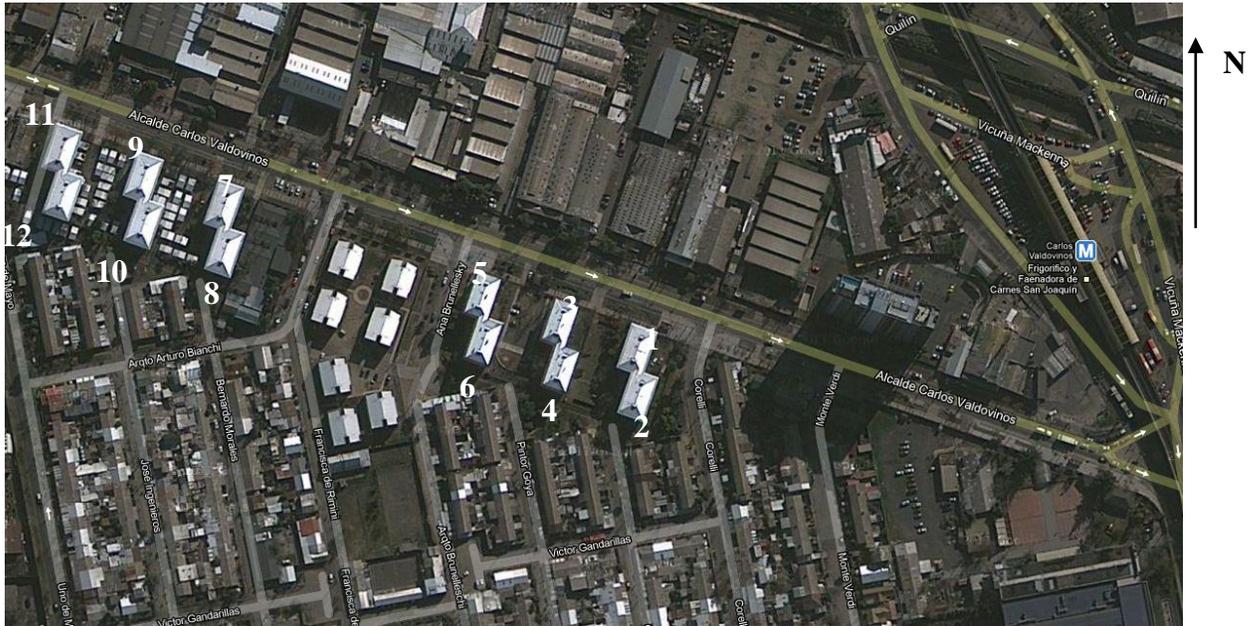


Figura 5.5: Conjunto Habitacional Germán Riesco (Metro Carlos Valdovinos)

Son edificios de 5 pisos, con cuatro departamentos por piso, cada uno de ellos de 55.3 m^2 , estructurados en muros de albañilería de bloque de hormigón, confinados por pilares y cadenas de hormigón armado, y muros interiores de hormigón armado. Poseen losa de hormigón armado en todos los pisos, incluyendo el cielo del 5º piso. En planta se observa un solo eje de simetría transversal.

Tras el terremoto de 1985 se registraron diversos daños, principalmente en muros en ambas direcciones y en todos los pisos. Dichos daños se presentaron en la mayoría de los casos como grietas a lo largo del mortero de pega de los bloques, horizontales y escalonadas. Dentro de los daños antes mencionados, en los muros de los cuartos pisos, justo donde los muros interiores cambian de hormigón armado a albañilería de bloques (Escobar, 1986), se produjo una importante destrucción de unidades junto con grietas de espesor importante, Figura 5.6.



Figura 5.6: Daños en muros del 4º piso, Conjunto Germán Riesco. 1985 (Escobar, 1986)

Los daños producidos en elementos estructurales de hormigón armado se repararon mediante inyecciones epóxicas, mientras que las albañilerías se retiraron y reconstruyeron, restituyéndolas según las especificaciones técnicas de entonces. Junto con la reparación de los elementos dañados de hormigón armado y albañilerías, se reforzaron los muros de cuartos y quintos pisos a través de la incorporación de machones de hormigón armado, como se observa en las Figuras 3.7 y 3.8:

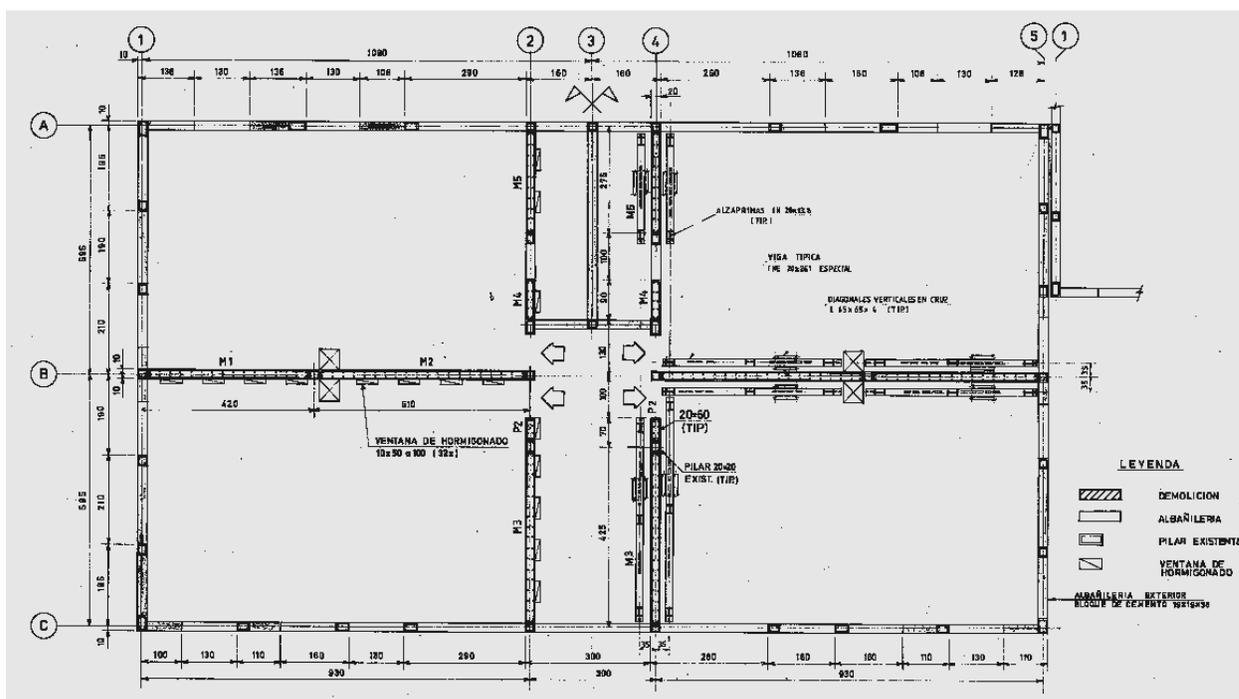


Figura 5.7: Planta estructura 4º piso. Refuerzos y alzaprimas (MINVU, 1985 (2))

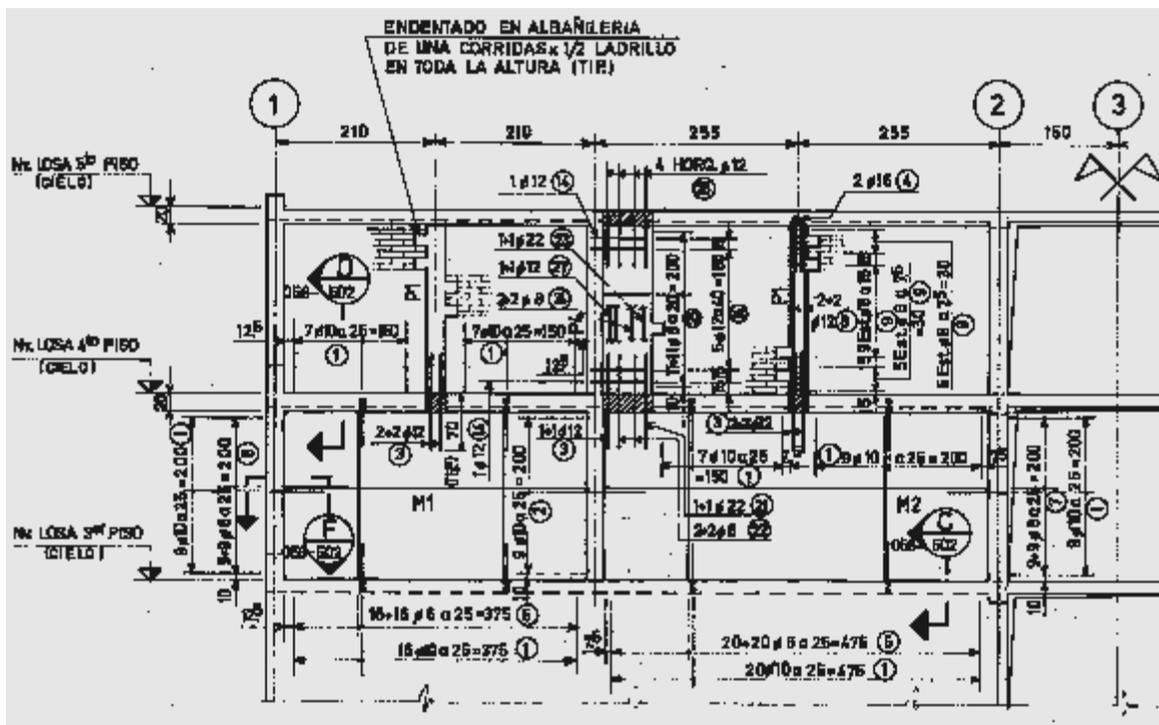


Figura 5.8: Elevación eje B. Refuerzos y alzaprimas

Luego del terremoto de Febrero de 2010, nuevamente se produjeron numerosos daños. Se observan múltiples fisuras y grietas en el mortero de pega, del orden de 2 a 3 cm de espesor, tanto horizontales como escalonadas, en muros exteriores de todos los pisos en ambas direcciones, además de fisuras en estucos, como se observan en la Figura 5.9. Estos daños se presentan en los blocks 1, 2, 7, 8, 9, 10, 11 y 12. En todos ellos la cantidad de daños y la intensidad de éstos es aproximadamente la misma. No se observaron daños en escaleras ni techumbres. El aspecto de los blocks 3, 4, 5 y 6 es absolutamente distinto. No se observan daños de ningún tipo, es más, sus fachadas lucen recién pintadas, como se observa en la Figura 5.10.





Figura 5.9: Daños Conjunto Germán Riesco tras terremoto de Febrero de 2010



Figura 5.10: Blocks sin daños, Conjunto Germán Riesco

Si bien es cierto no se produjo la destrucción de unidades como la observada tras el terremoto de 1985, lo que supone que los refuerzos de hormigón armado, introducidos tras el terremoto de 1985 (Figuras 3.7 y 3.8), trabajaron adecuadamente, la cantidad de daños y la intensidad de éstos, indican que junto con una solución de reparación de todos los defectos, es imprescindible la implementación de un refuerzo integral en todos los edificios, con el objetivo de ajustar la capacidad resistente de las estructuras según norma, para que ante un próximo evento sísmico no se replique la situación, otra vez.

5.4. PROYECTO DE RECUPERACIÓN VILLA PARAGUAY, SAN RAMÓN

La Villa Paraguay, es un grupo de 16 blocks (256 departamentos en total) construido en el año 1968, ubicado en la comuna de San Ramón en la Región Metropolitana, Figura 5.11.

Son edificios de 4 pisos, con cuatro departamentos por piso, los que están estructurados en muros de albañilería de ladrillo fiscal, confinados por vigas, muros y columnas de hormigón armado. Se observa también la existencia de muros y antetechos de hormigón armado. Poseen losa de hormigón armado en todos los pisos, incluyendo el cielo del 4º piso. En planta se observa solo un eje de simetría transversal.



Figura 5.11: Villa Paraguay, San Ramón

Tras el terremoto de 1985 se registraron algunas fisuras y grietas en muros de albañilería, los que fueron reparadas mediante colocación de mortero con aditivo expansor, SIKA Intraplast®. También se produjeron daños en las cubiertas de los edificios las que fueron reparadas mediante la reconstrucción de los pilares soportantes y su rigidización a través de la adición de perfiles de acero, como se muestra en la Figura 5.12.

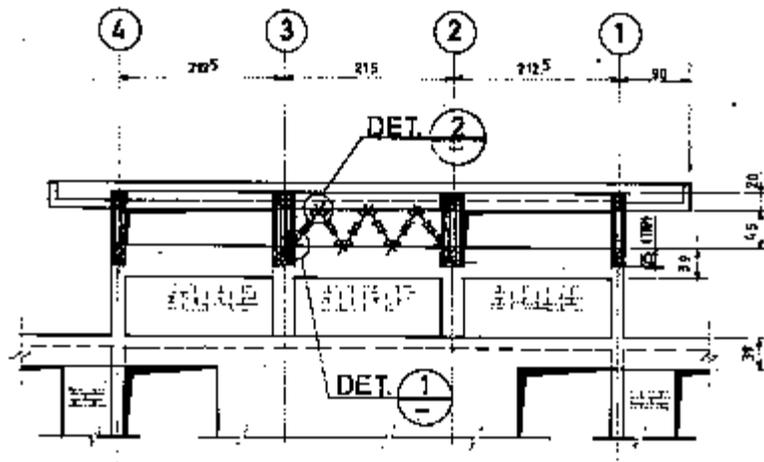


Figura 5.12: Refuerzos estructura cubierta (MINVU, 1985 (3))

Luego del terremoto de Febrero de 2010, no se observan daños de ningún tipo en ninguno de los edificios.



Figura 5.13: Estado actual edificios Villa Paraguay

6. PROYECTOS DE RECUPERACIÓN POST TERREMOTO FEBRERO DE 2010

6.1. INTRODUCCIÓN

Las estructuras dañadas a causa de terremotos de menor magnitud, normalmente pueden recuperarse por medio de reparaciones, las que a lo menos, deberán permitir recuperar las condiciones de serviciabilidad y seguridad iniciales. En otros casos (sismos de mayor magnitud) será necesario recurrir a la instalación de refuerzos, para alcanzar o mejorar los niveles de resistencia y rigidez de la estructura original.

Una vez realizados los estudios preliminares sobre el grado de compromiso estructural y posibles consecuencias de los daños en la estructura, se deberá determinar si ésta es recuperable o no y en ese caso definir el método de reparación más adecuado, tomando en consideración factores como efectividad y seguridad, materiales y equipos necesarios, costos y condiciones particulares de la obra (temperatura, condiciones ambientales, plazos, etc.)

En algunas elementos estructurales, para cada tipo y grado de daño podrán presentarse más de una alternativa de recuperación, debiendo elegirse entre ellas aquella que otorgue mayor seguridad, es decir, que restituya en mejor forma las propiedades requeridas según el proyecto original y, en caso de refuerzos, permita que el elemento trabaje de acuerdo a su función, sin alterar la respuesta global de la estructura.

En segundo lugar se deberá considerar la disponibilidad de tecnología (personal capacitado, materiales y equipos *ad-hoc*) en el lugar donde se ejecutará la obra. La elección de procedimientos que requieren equipos sofisticados como es el caso del hormigón proyectado (*shotcrete*) e inyecciones de lechadas, va generalmente asociada con aplicaciones en grandes extensiones o muy repetitivas.

Hoy en día, partiendo del análisis del grado de deterioro y compromiso estructural de los elementos dañados, y utilizando procedimientos, equipos y productos diseñados para la aplicación específica, es posible abordar con éxito la reparación y recuperación de obras que de otra forma estarían perdidas.

En este capítulo se presentan tres proyectos de recuperación, uno implementado en la comuna de Rancagua y los otros dos en la comuna de Lo Prado, Santiago.

6.1.1 OBJETIVOS

El objetivo de la revisión de estos tres proyectos de recuperación es recopilar información respecto de los daños sufridos por las estructuras de los conjuntos estudiados, para determinar las posibles causas de éstos y analizar el método empleado en su recuperación.

6.2. PROYECTO DE RECUPERACIÓN VILLA LAS CUMBRES, RANCAGUA

6.2.1. INTRODUCCIÓN

Villa Las Cumbres es un condominio de viviendas sociales construido en 1998 a través de Licitación SERVIU VI REGIÓN. Se trata de un conjunto de 17 blocks de 4 pisos de altura, cada uno con 8 departamentos de 43.87 m² y 8 departamentos de 43.41 m² (4 departamentos por piso), con un total de 11783 m² edificados (272 departamentos en total).

Este conjunto está estructurado en albañilería de ladrillos rejilla de 29 x 14 x 11 cm (largo x ancho x alto), confinada entre pilares y cadenas de hormigón armado. Las losas de entrepiso son prefabricadas, tipo Tralix, de 11 cm de espesor, las que distribuyen la carga gravitacional a los muros de albañilería y pilares interiores, a través de cadenas de hormigón armado. Las techumbres de los edificios son estructuras conformadas por cerchas y planchas onduladas de fibrocemento, fijadas sobre éstas. Las escaleras y pasillos son estructuras de acero adosadas a los edificios, sobre las cuales van montadas planchas diamantadas. La altura de entrepiso es 2.3 m. En planta se observa un eje de simetría transversal, mientras que en elevación de los ejes resistentes presenta uniformidad geométrica y de materiales.

En general, este tipo de estructuración es aceptable hasta 4 pisos. No obstante ello, se requiere el cumplimiento de ciertas consideraciones en cuanto a las dimensiones mínimas aceptables para los elementos, las que están prescritas en las normas correspondientes, recomendaciones de especialistas y buenas prácticas. En los edificios analizados, se observó que algunas de ellas no se han cumplido en forma estricta.

Desde el punto de vista geométrico, existen algunos valores máximos (distancia máxima entre pilares de confinamiento y área máxima del paño confinado) y que aunque la norma acepta como máximos los siguientes:

- Distancia entre pilares de confinamiento: 6,00 m
- Área del paño confinado 12,5 m²

Los que se cumplen en los edificios de Villa Las Cumbres, existen otras recomendaciones, basadas en la experiencia, que no se cumplen, específicamente en el muro medianero del eje A:

- La distancia entre pilares es recomendable que sea no mayor a 30 veces el espesor del muro en el sentido horizontal. En el caso del muro medianero la distancia máxima recomendable entre pilares no debería superar los 4,20m. El muro medianero tiene pilares de confinamiento lateral ubicados a una distancia de 4,93 m.
- La distancia entre intersecciones de los muros en donde se ubican los pilares no debe exceder 1,8 veces la altura del piso. En este caso, la distancia entre pilares no debería ser mayor que $1,8 \times 2,28 \text{ m} = 4,10 \text{ m}$, como lo recomienda la “Ordenanza General de Construcciones y Urbanización”.

El *layout* del conjunto y la planta tipo de los edificios se muestra en las Figuras 4.1 y 4.2 respectivamente.



Figura 6.1: Villa Las Cumbres, Rancagua

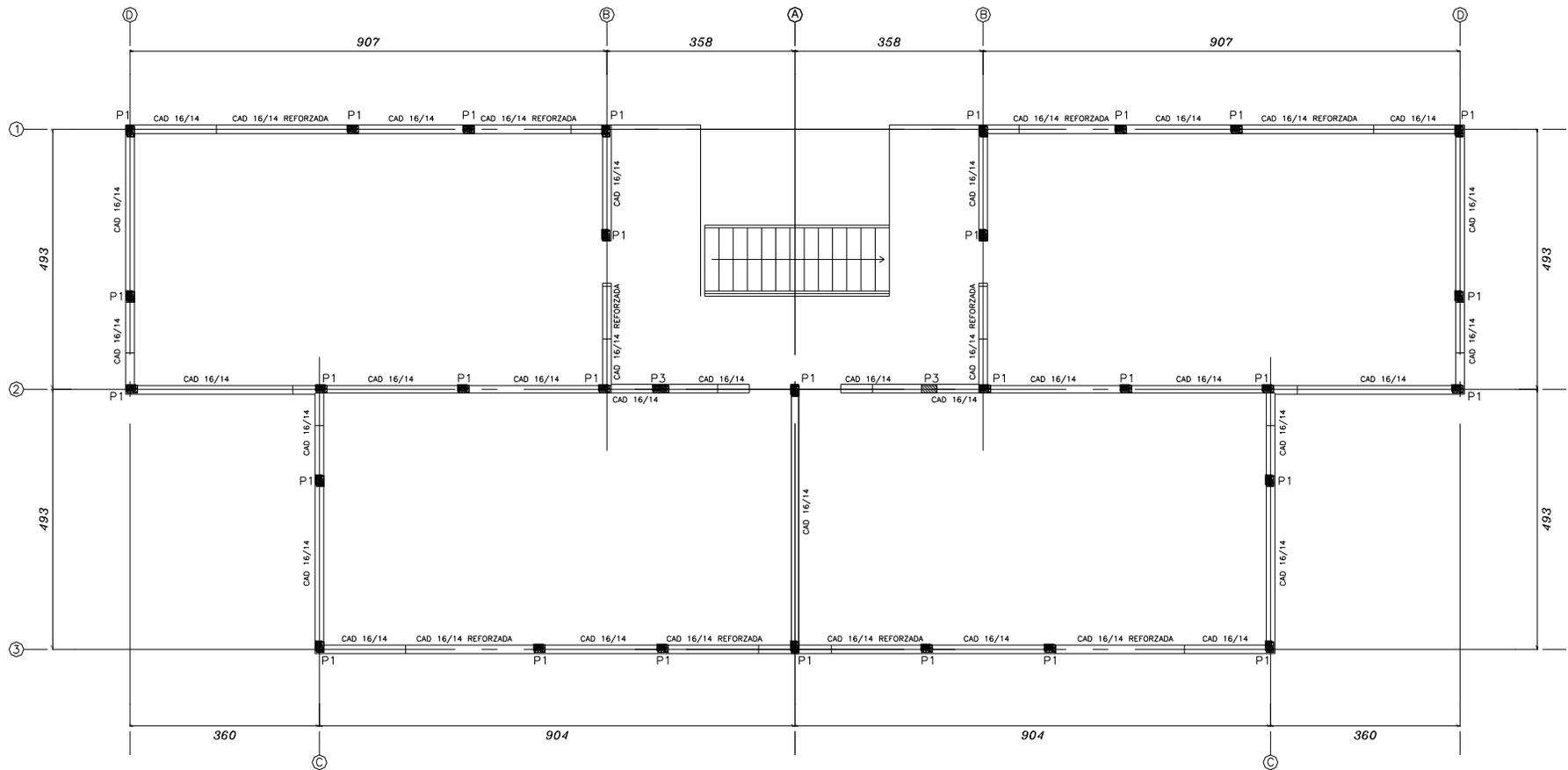


Figura 6.2: Planta tipo, block Villa Las Cumbres (dimensiones en cm)

6.2.1. DAÑOS

Como consecuencia del terremoto de Febrero de 2010 se produjeron daños de diversa consideración en las estructuras, según su ubicación en el block y el piso en el que se encuentran.

Los daños detectados se repiten prácticamente de manera sistemática en cada edificio, siendo de mayor gravedad en el primer y segundo piso, y notoriamente menores en tercer y cuarto piso. Por otro lado, los muros transversales, correspondientes a los ejes A, B, C y D, según Figura 6.2, presentan mayor cantidad de fallas que los muros longitudinales, identificados como ejes 1, 2 y 3. Esta distribución de daños es coherente con los resultados de la revisión de la Memoria de Cálculo del proyecto original presentada en el Informe de Evaluación Estructural de Villa Las Cumbres (Gallardo, 2010), ya que en dicha verificación, se observa que los muros transversales se encuentran subdimensionados producto de una subestimación de las solicitaciones horizontales producto del sismo, es decir, la capacidad resistente de éstos está por debajo de las solicitaciones reales.

Dentro de los daños, se observan grietas y fisuras en muros soportantes, las que comprometen en diverso grado la integridad de los muro. Los muros más afectados corresponden, en general, a los muros transversales de los primeros y segundos pisos. En menor grado se observan fisuras en muros del tercer piso. En los cuartos pisos no se observan fisuras en general. La condición de habitabilidad que presentan los departamentos ubicados en los pisos superiores se reduce gradualmente hacia el primer piso, en donde se concentra la mayor parte de los daños.

Las grietas observadas, por lo general diagonales y escalonadas, corresponden a fallas producto del efecto del corte en muros. La falla de ellos involucra la rotura de ladrillos y/o por falla del mortero de pega.

Se observan también grietas horizontales de corte, entre la losa y la primera hilada de ladrillos, grietas, fisuras y desprendimiento de estucos, corrimiento de planchas de cubierta, entre otros. No se produjo el vaciamiento de muros ni tampoco el colapso de elementos de los edificios.

Las grietas horizontales, observadas entre la losa y la primera hilada de ladrillos en los ejes longitudinales, son atribuibles por lo general a defectos de construcción (juntas de hormigonado mal ejecutadas) que debilitan la estructura para resistir cargas horizontales generadas por el sismo.

Las fisuras que se presentan en muros no-estructurales, no representan en general un compromiso para la estabilidad del edificio. Estas fallas, por lo general ubicadas en los vértices del lado libre son atribuibles a fallas de tracción generadas en las esquinas por la falta de confinamiento. Por otra parte, las fisuras y grietas que se observan en los muros estructurales, representan un daño leve a moderado. Necesariamente estos daños deben ser reparados, con el objetivo de recuperar la resistencia original del edificio, pese a que en la condición actual, con las cargas de uso normal o permanente, no presentan riesgos de colapso.

El daño mayor se produjo en el muro medianero, ubicado en el eje A de la Figura 6.2, del primer piso, disminuyendo el daño gradualmente hacia los pisos superiores. Se trata de un muro de 4.93 m de largo y 2.2 m de alto, confinado por pilares de hormigón armado de 20 cm x 14 cm de sección y una cadena de 14 cm x 16 cm de sección, correspondiente a la losa de cielo del primer

piso. No presenta pilares intermedios. Se presentaron daños por efecto del corte, manifestándose éstos en forma de grieta diagonal, la que atravesó unidades y mortero, observándose también, en algunos casos, un cierto grado de comba (des-alineamiento vertical) en el primer piso. Las reparaciones en este muro son de primera necesidad, pues este muro es un elemento fundamental en la estructuración de los edificios, aportando rigidez y resistencia.

Los daños en los muros resistentes, de acuerdo con la verificación estructural del edificio (contenida en el Informe de Evaluación Estructural), tomando como base de comparación la memoria de cálculo y los planos estructurales, las fisuras y grietas observadas se deben a fallas por corte ocasionadas principalmente por una subestimación de las solicitaciones horizontales producidas por el sismo. Es por esta razón que junto con reparar las fallas que presentan los edificios es necesario el refuerzo de los mismos mediante algún método adecuado.



Figura 6.3: Daños en estucos de muros exteriores por efecto del corte



Figura 6.4: Grietas en muro medianero por efecto del corte

A pesar de que los daños se repiten sistemáticamente, no todos los edificios sufrieron igual severidad de daños, pese a que el diseño estructural de ellos es el mismo. La diferencia en el

comportamiento de las estructuras se puede deber a los siguientes factores principalmente, como se indica en el Informe de Evaluación Estructural:

- En el informe de mecánica de suelos (Estudio de Mecánica de Suelos N° 12.706-A preparado por la Empresa de Ingeniería Mecánica de Suelos Hormigones Asfaltos INGESHA, de fecha 13 de julio de 1998 suscrito por el Ingeniero Civil Mario Pinto M.), analizado en el Informe de Evaluación Estructural, se establecen recomendaciones sobre el horizonte de fundación y las presiones admisibles sobre el suelo para un conjunto habitacional de dos pisos, por lo que, una aplicación de lo allí consignado para estructuras de más de dos pisos (cuatro pisos en este caso), debería haber contado con una revisión de las presiones admisibles recomendadas en éste. Además, se recomienda fundar a una profundidad de 0.9 m, en contraposición con lo que se muestra en planos estructurales, donde el sello de fundación se ubica, como máximo, a 0.7 m de profundidad, con presiones admisibles inferiores a las del horizonte recomendado, no existiendo información de recepción de sellos de fundación que pudiese indicar otra cosa.
- Pese a la gran superficie que abarca el conjunto en su totalidad se realizó solo un pozo de reconocimiento, lo que es insuficiente para determinar con precisión el horizonte de fundación, ya sea por variaciones de cota que éste experimenta a lo largo y ancho del terreno, como también por las variaciones del tipo de suelo.

Estos dos aspectos podrían haber generado asentamientos no previstos en algunos de los edificios, como parece ser el caso de al menos uno de ellos, donde el muro medianero presenta daños atribuibles a esta causa y por el desnivel de piso observado en el encuentro con el muro a nivel de primer piso.

Otro factor importante que podría ser también una de las causas de la asimetría de los daños entre distintos edificios son las deficiencias en la calidad de la ejecución de las obras de construcción de éstos.

6.2.2. PROYECTO DE RECUPERACIÓN

Por encargo del SERVIU de la Región de O'Higgins, la Entidad de Gestión Inmobiliaria Social (EGIS) 360 Soluciones Territoriales EIRL, desarrolló un proyecto de recuperación y refuerzo de todo el conjunto de edificios.

Los objetivos del proyecto de recuperación son principalmente los siguientes:

- Recuperar la capacidad estructural de los blocks, mediante el refuerzo estructural de los muros cabezales, ubicados en los ejes B, C y D, la reconstrucción del muro medianero de los departamentos (eje A) y la reparación de todas las grietas y fisuras en elementos estructurales
- Recuperar las condiciones de habitabilidad de las viviendas.
- Reparar espacios comunes (pasillos, escaleras, techumbres, etc.) que hayan resultado dañados tras el terremoto de Febrero de 2010 o que se encontrasen dañados con anterioridad.

Los antecedentes del proyecto se muestran en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1: Antecedentes del Proyecto de Recuperación Villa Las Cumbres

Nombre	Proyecto de Reparación Villa Las Cumbres
Población	Villa Las Cumbres
Comuna	Rancagua
EGIS	Estudio 360 Soluciones Territoriales EIRL
Nº de postulantes	272
Presupuesto total	\$ 347.775.606
Tipo de proyecto	PPPF Título II, Bienes Comunes Edificados
Nombre Contratista	Constructora Raúl Ramírez M.

En primera instancia se visualizaron dos alternativas de recuperación de los edificios. La primera consistía en el refuerzo de todos los muros cabezales, ubicados en los ejes B, C y D, según Figura 6.2, de los dos primeros pisos de los edificios mediante la colocación de bandas de CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) tipo Carbodur®, de Sika. La segunda alternativa consistía en el refuerzo de los mismos muros de los dos primeros pisos también, mediante la inserción de barras lisas de acero en las canterías de éstos. Cabe destacar que en las dos alternativas el refuerzo se hace en todos los muros, fisurados y no fisurados, en pos de solucionar el déficit de resistencia de éstos. Ambas alternativas contemplan la reparación de grietas y fisuras, reposición de estucos, entre otras reparaciones que apuntan a recuperar las condiciones de habitabilidad de los departamentos.

Alternativa 1: Colocación de bandas de CFRP

Consiste en la instalación de láminas sintéticas de fibras de carbono adheridas en ambas caras del muro mediante un adhesivo epóxico, el que se coloca en todo el largo de la banda. Para que se produzca una buena adhesión a la superficie del muro, ésta se debe limpiar y tratar previamente hasta que quede lo suficientemente áspera, idealmente este procedimiento debe hacerse con chorro de arena. Estas fibras se instalarían en las fachadas de los edificios e interiormente, en diagonales, como se muestra en la Figura 6.5. Es importante destacar que para recuperar las estructuras de modo óptimo mediante este método, se deben reparar todas las grietas y fisuras presentes en los muros antes de la colocación de estas bandas.

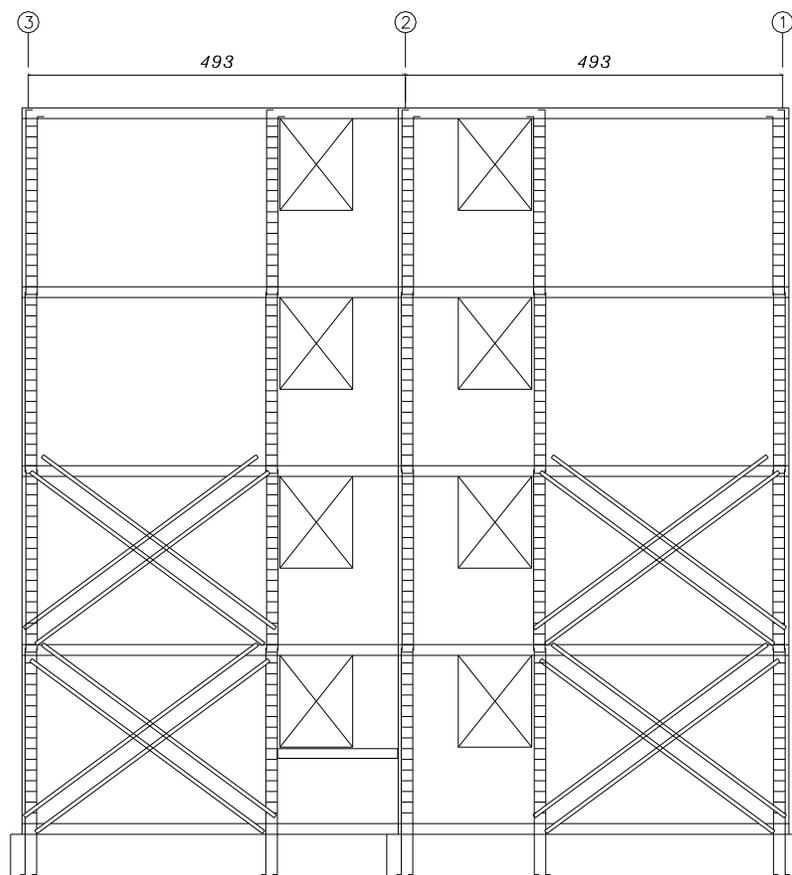


Figura 6.5: Esquema refuerzo con fibras de carbono. Elevación ejes C y D

Este tipo de refuerzo se ha usado típicamente en estructuras de hormigón, principalmente como refuerzo externo de flexión y corte en vigas y losas; refuerzo externo de flexión, confinamiento y corte en columnas y muros; y como refuerzo de confinamiento en uniones viga-columna, obteniéndose satisfactorios resultados desde el punto de vista estructural y económico, debido a la baja relación entre el peso y la resistencia que aporta este tipo de refuerzo: despreciable peso propio adicional incorporado a la estructura reforzada (aproximadamente 225 gr/m^2 de refuerzo); despreciables alteraciones a la geometría y arquitectura de la estructura reforzada, ya que el refuerzo con telas de FRP tiene un espesor del orden de $0,13 \text{ mm}$ a $0,2 \text{ mm}$; además de aumentar la capacidad de deformación de los muros reforzados.

Investigaciones realizadas respecto al reforzamiento de muros dañados mediante esta técnica dan cuenta que el comportamiento último de estos muros es muy similar en cuanto resistencia al de muros reforzados sin previo daño, no así en cuanto a rigidez. Los muros dañados y luego reforzados no recuperan la rigidez original, por lo que este tipo de refuerzo solo aumenta la capacidad resistente, dejando los elementos más flexibles respecto de su condición original sin daño (Alcaíno y Santa María, 2010).

Si bien es cierto la ejecución de los trabajos necesarios para materializar este tipo de refuerzo se llevan a cabo de manera relativamente rápida y limpia, pues no necesita de instalaciones adicionales, es poco invasiva, sobre todo teniendo en cuenta que los trabajos se realizarán sin

desalojar a las personas que allí viven, también es cierto que se necesita de una mano de obra más calificada, que generalmente no se encuentra con facilidad y/o encarece el proyecto. Además, en muros de albañilería sometidos a grandes esfuerzos de compresión durante el sismo, se produce el desprendimiento de las láminas.

Alternativa 2: Incorporación de refuerzos de acero

La segunda alternativa de recuperación, y finalmente la alternativa escogida, consiste en la incorporación de refuerzos horizontales de acero en ambas caras de los muros. Se trata de barras lisas de acero, de 6 mm de diámetro, las que se colocan en las canterías horizontales de los muros, cada tres hiladas (cada 36 cm aproximadamente) y se amarran a la armadura vertical de los pilares que confinan cada muro. Una vez puestas las barras y amarradas a la armadura vertical del pilar, éstas se cubren con un mortero de reparación (Sikalisto® GR 2010).

Para colocar las barras en las canterías de los muros, éstas se rebajan utilizando un disco de corte. Esta maniobra, además de generar excesivos ruidos, genera una importante proliferación de polvo y de partículas de mortero y ladrillo. Es decir, el nivel de intervención es considerable, por lo que este método de refuerzo de los muros es altamente invasivo, sobre todo cuando se realiza el refuerzo por las caras interiores de los muros, es decir, dentro de los departamentos. En algunos departamentos, por condiciones especiales de los habitantes (bebés, adultos mayores, personas con enfermedades respiratorias, etc.) no es posible la colocación del refuerzo por ambas caras, y se coloca doble barra por la cara exterior del muro, amarrándose ambas a la armadura vertical del pilar de confinamiento, como se muestra en la Figura 6.6. El detalle del refuerzo colocado se muestra en la Tabla 6.2.

Para realizar la amarra a la armadura del pilar, ésta se debe descubrir retirando el hormigón del pilar que la recubre, disminuyendo su sección de manera sistemática. La amarra de la barra a la armadura vertical del pilar se realiza grifando los extremos de la barra con un napoleón. Esta maniobra no asegura que se produzca una suficiente trabazón que permita a la barra desarrollar toda su resistencia antes de que la amarra falle. Una mejor solución, que asegure que la barra desarrolle toda su resistencia sin que la conexión en su extremo falle podría haber sido el anclaje, en 90° de los extremos de las barras en el muro.





Figura 6.6: Colocación del refuerzo horizontal.

Tabla 6.2: Detalle del refuerzo horizontal de acero

Distancia entre llagas	36 cm
Ancho llaga	2 a 4 cm
Profundidad llaga	5 a 6 cm
Barra	Barra de acero lisa A63-42H ϕ 6

Los materiales y productos utilizados en este proyecto son los que se muestran a en la Tabla 6.3:

Tabla 6.3: Productos utilizados en Proyecto de Reparación Villa Las Cumbres

Refuerzo acero horizontal	Barra lisa de acero, A63-42H ϕ 6
Armadura pilares	Acero A63-42H ϕ 10
Morteros de reparación	Sikalisto® GR 2010 – Sikalisto® Repair Plus
Mortero de sellado y nivelación	Sikalisto® Mix A
Aditivo expansor	Intraplast®
Adhesivo epóxico para anclajes	Sikadur® 31Hi-Mod Gel
Puente de adherencia	Colma Fix® 32
Cemento	Polpaico Especial.

El éxito de este refuerzo depende de dos aspectos fundamentales: el primero es cuánta adherencia se produce entre la barra de acero y el mortero de reparación con el cual se rellena la llaga de inserción, ya que la barra de acero es lisa, sin resaltes, y el segundo es cuánta resistencia alcanza a desarrollar la barra de acero antes de que la amarra en la armadura del pilar falle. En varias ocasiones se observa que la amarra de la barra es insuficiente, es decir, apenas alcanza el extremo de la barra a dar la vuelta a la armadura del pilar, como se muestra en la Figura 6.7:



Figura 6.7: Detalle amarra.

Por otro lado, la intervención sistemática del pilar de confinamiento, disminuyendo su sección de manera significativa para descubrir la armadura, genera una modificación importante en su comportamiento, pues el elemento pierde su monolitismo original, el que en ningún caso se logra recuperar de manera íntegra a través de la aplicación de productos, como morteros de reparación.

Adicionalmente a los trabajos relacionados con la colocación del refuerzo horizontal en los muros cabecales (ejes B, C y D, Figura 6.2), según el proyecto de recuperación, se contemplan distintas acciones a realizar sobre el muro medianero, ubicado en el eje A, Figura 6.2. En el primer piso se reconstruirá completamente el muro medianero, al que se le incorporará un pilar de hormigón armado en el centro, pilarejos en los extremos adosados a los pilares existentes de modo de anclar los ladrillos, y escalerillas de acero electrosoldada AT 56-50H, cada tres hiladas, como refuerzo horizontal; en el segundo piso el proyecto contempla el refuerzo de la franja central mediante la incorporación del mismo pilar de hormigón armado; y para el tercer piso solo se reemplazarán las unidades dañadas. No se especifican trabajos para este muro en el cuarto piso, más que la reparación de fisuras y grietas. Las obras de demolición, en el primer y segundo piso específicamente, son maniobras que también generan variados inconvenientes, como contaminación, ruidos molestos, invasión de la privacidad, entre otros.

El mortero que se utilice tanto para la pega de ladrillos nuevos que reemplacen los dañados, como en la coronación del muro medianero que se reconstruye en los primeros pisos debe prepararse con aditivo expansor, según las especificaciones técnicas del proyecto, con el objetivo de que las unidades nuevas y existentes trabajen como un solo elemento y tampoco se produzcan discontinuidades entre éstas ni tampoco entre la coronación del muro y la losa del piso superior.

Sin embargo, la incorporación del aditivo expansor no es suficiente garantía de un adecuado monolitismo en dicha unión.

El objetivo de esto es intentar devolver el monolitismo a la unión del muro, en su coronación, con la losa de cielo, evitando discontinuidades.

Respecto de la reparación de fisuras y grietas, el proyecto contempla la inyección o relleno de éstas mediante la utilización de diferentes productos y métodos. Para fisuras de ancho menor a 3 mm que afecten ladrillos, se recomienda su reparación mediante la inyección de lechada de cemento con aditivo expansor (Intraplast® de Sika o similar) o algún mortero de alta fluidez. Si la grieta se ubica en el mortero de pega, éste debe reemplazarse utilizando un mortero preparado con aditivo expansor. Además de generar expansión, el aditivo le otorga mayor fluidez a la mezcla, dejándola apta para rellenar fisuras pequeñas.

Para fisuras de ancho mayor a 3 mm se recomienda su reparación con inyección de un mortero de alta fluidez o un mortero expansivo (Sikalisto® Repair Plus), previo análisis si es necesario el reemplazo de ladrillos o del mortero de pega.

6.3. PROYECTO DE RECUPERACIÓN VILLA LAGUNA PONIENTE, LO PRADO

6.3.1. INTRODUCCIÓN

El Conjunto Laguna Poniente es un condominio de viviendas sociales ubicado en la comuna de Lo Prado, Región Metropolitana, construido el año 1977. Son 16 blocks, cada uno de ellos contiene 8 departamentos de 58 m² (128 departamentos, con una superficie total de 7576 m²). Los edificios son de albañilería de ladrillo tipo fiscal, parcialmente confinada, pues existen encuentros de muros en los que no se observa ningún elemento de hormigón armado que confine dichos muros. Todos los blocks son de 4 pisos (altura de entrepiso 2.4 m, espesor de muros 20 cm, espesor de losa 12 cm). La planta de los edificios es la misma para todos ellos (7.4 x 16.7 metros)

En planta se observa un eje de simetría transversal, mientras que en elevación de los ejes resistentes presenta uniformidad geométrica y de materiales.

El *layout* del conjunto, con los blocks numerados, y la planta tipo y elevaciones se muestran en las Figuras 4.8 a 4.13.



Figura 6.8: Conjunto Laguna Poniente, Lo Prado

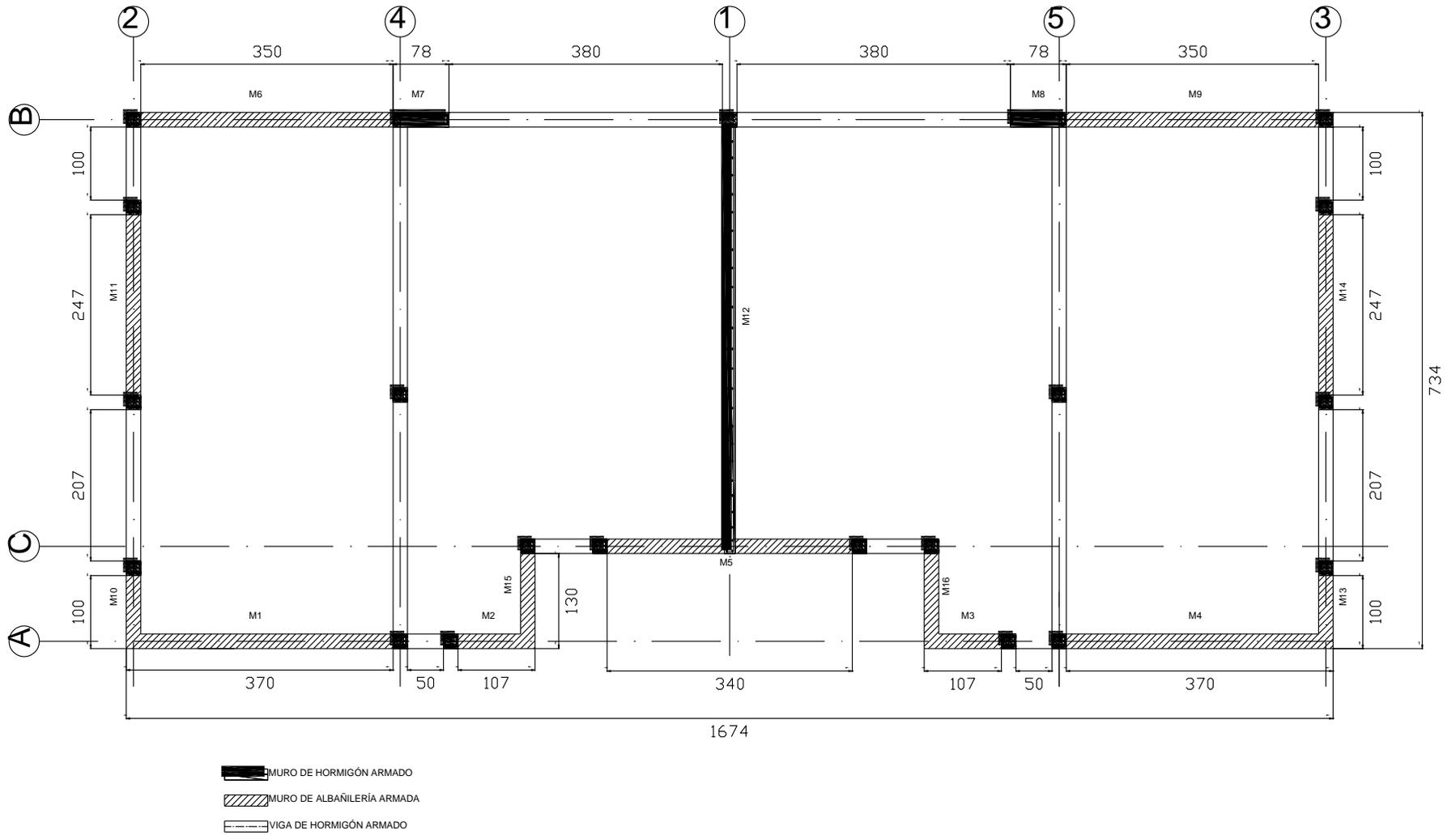


Figura 6.9: Planta tipo, block Laguna Poniente (dimensiones en cm)

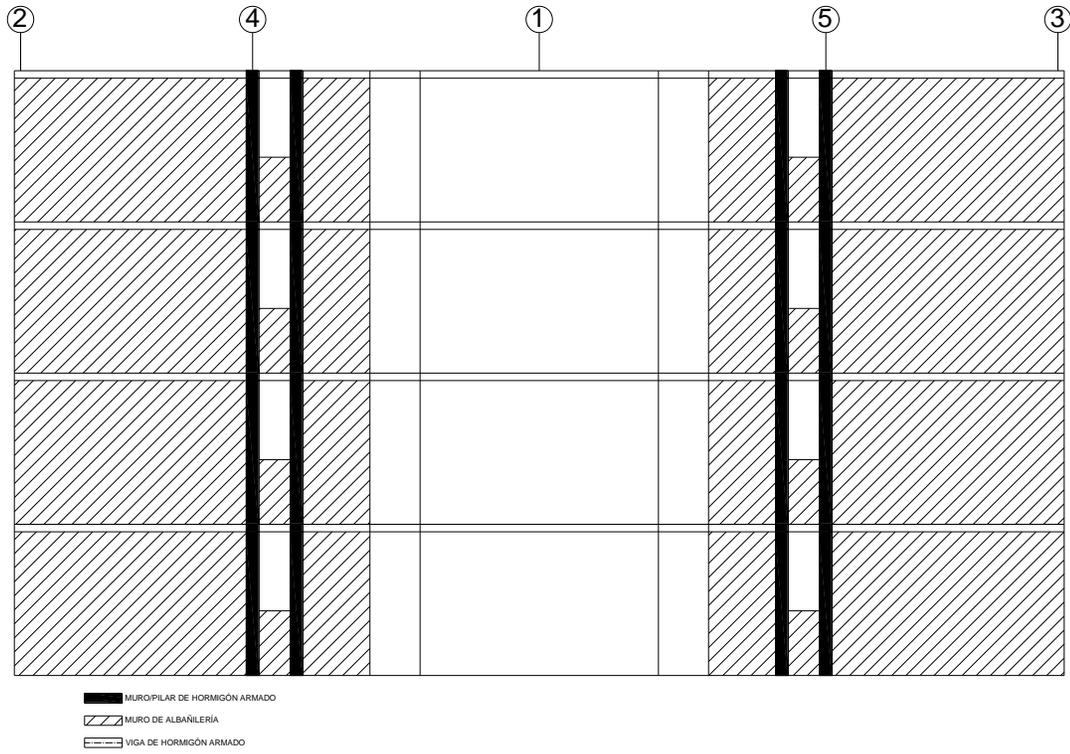


Figura 6.10: Elevación eje A

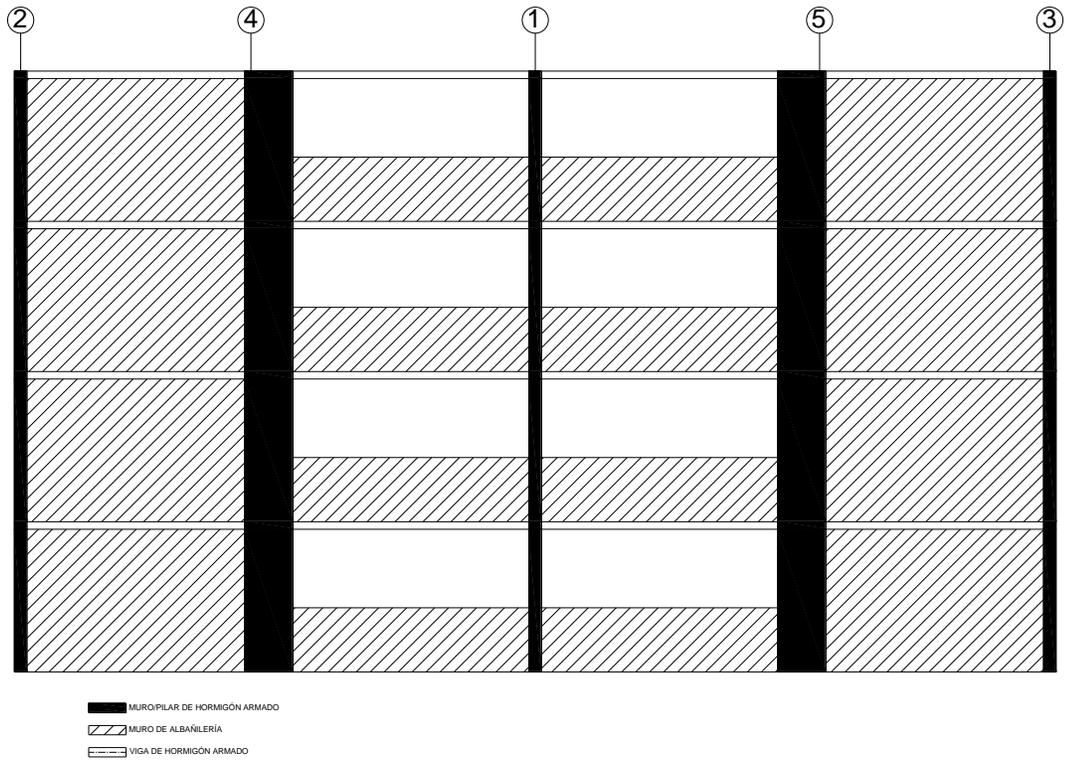


Figura 6.11: Elevación eje B

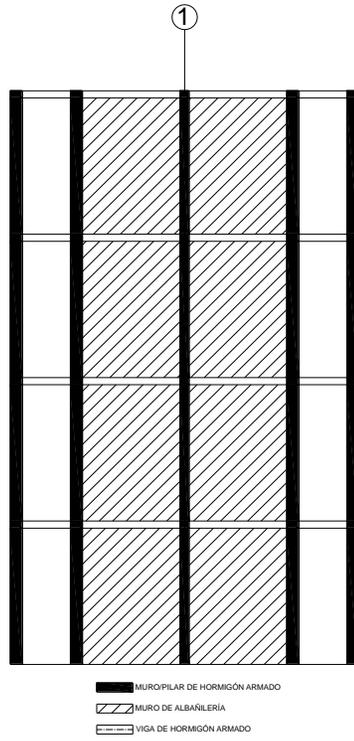


Figura 6.12: Elevación eje C

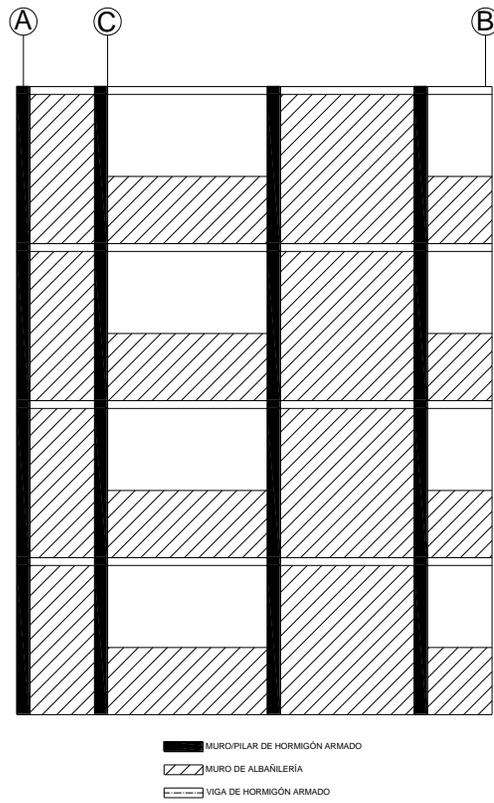


Figura 6.13: Elevación ejes 2 y 3

Como consecuencia del sismo del 3 de Marzo de 1985 se produjeron daños de diversa consideración, estos se pueden resumir como sigue (Bertholet, 1989):

- En el primer piso, en las esquinas de albañilerías no confinadas, se observaron grietas verticales, diagonales y horizontales, del orden de 2 cm de espesor, las que produjeron inestabilidad en la losa que descansa sobre ellas.
- Varios muros de albañilería presentaron grietas diagonales, producto del esfuerzo de corte, y desprendimiento masivo del estuco.
- Se observaron también descensos, del orden de 1 cm, en losas y vigas, los que originaron defectos en la tabiquería liviana.
- En segundos pisos se produjeron grietas horizontales profundas pero de poco espesor, desarrolladas en el mortero de la segunda hilada. También se observaron leves descensos de algunas losas con pequeñas grietas en las esquinas.
- No se observaron mayores daños en terceros y cuartos pisos.

Los edificios dañados se repararon a través de la incorporación de machones de hormigón armado en los dos primeros pisos, como se muestra en la Figura 6.14. Estos refuerzos se realizaron solo en edificios dañados; los demás edificios no fueron intervenidos.



Figura 6.14: Reparaciones tras terremoto de 1985

6.3.2. DAÑOS POST TERREMOTO FEBRERO 2010

Tras el terremoto de 2010 se produjeron daños de diversa consideración en los edificios, concentrándose los más severos casi única y exclusivamente en los 2 bloques ubicados en la esquina norponiente del conjunto, como se puede ver en la Figura 6.15. En la mayoría de los edificios que se observan daños, la mayoría leves, éstos están contenidos en el primer piso.

En general los daños en las estructuras son leves y se presentan como grietas en el mortero y ladrillos. La mayoría de las grietas son similares a las grietas de corte por deslizamiento, es decir, al centro del muro se observa una grieta horizontal que atraviesa el mortero.

Los daños que se observan en los blocks más afectados son grietas de espesor considerable junto con destrucción de ladrillos. Se observa también que el encuentro de muros que no se encuentra confinado presenta daños severos, los que afectan la capacidad resistente de la estructura.

Queda en evidencia que los refuerzos de hormigón armado incorporados en los edificios dañados tras el terremoto de 1985 trabajaron adecuadamente, pues estos edificios no sufrieron mayores daños.



Figura 6.15: Daños Conjunto Laguna Poniente tras 27-F

En la Tabla 6.4 se resume el estado de los edificios Villa Poniente. De los 16 edificios, 9 resultaron dañados tras el sismo de 1985 (todos planta tipo A). De estos edificios dañados y reparados anteriormente, 4 no sufrieron daños tras el terremoto de 2010, 1 resultó con daño grado G1, y los 4 restantes resultaron con daños grado G2.

De los edificios que nunca habían sufrido daños (23 edificios), 6 no registraron daños tras el terremoto de 2010; 3 edificios registraron daños grado G1; 5 edificios registraron daños grado G2; y 2 edificios registraron daños grado G3.

Tabla 6.4: Resumen estado blocks Villa Laguna Poniente y grado de daño según clasificación de Monge y Astroza, 1989

Block	Reparaciones 1985	Grado de daño post 27/F
1	No	G3
2	No	G3
3	No	G0
4	No	G0
5	No	G0
6	No	G0
7	No	G0
8	No	G1
9	No	G2
10	No	G1
11	No	G2
12	Sí	G2
13	No	G2
14	No	G0
15	Sí	G2
16	Sí	G1

Los edificios que no fueron intervenidos

A continuación se muestran y describen los daños más importantes observados en los edificios de Villa Laguna Poniente. También se muestran imágenes de las reparaciones que se efectuaron en éstos tras haber sufrido daños tras el terremoto de Marzo de 1985.

Block 1

Es el block más dañado de todo el conjunto. Presenta graves daños en los muros longitudinales del primer piso, precisamente los que no se encuentran confinados. En el caso más grave, se trata de una grieta diagonal de gran espesor, con destrucción masiva del revestimiento y de ladrillos, producida por efecto del corte. El encuentro de muros también presenta graves daños. Se observan otras grietas productos del efecto del corte, además de una grieta en el sector de la losa del primer piso. En pisos superiores no se observan daños de ningún tipo. Ver Figura 6.16



Figura 6.16: Daños Block 1

Block 2

Es el segundo block más dañado del conjunto. Presenta grietas, por efecto del corte, de menor espesor que las observadas en el block 1, en los mismos muros no confinados, Figura 6.17. En este block se observa la misma grieta horizontal en la primera hilada de ladrillos de uno de los muros del segundo piso, muy parecida a la descrita en el trabajo de Bertholet (1989). No se observan daños en pisos superiores.

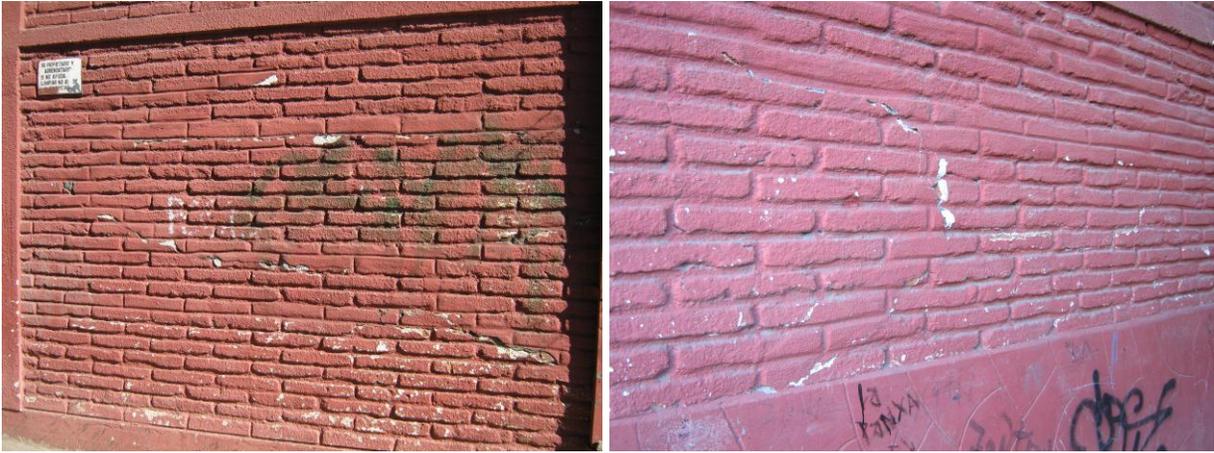


Figura 6.17: Daños Block 2

Block 9

Grieta de espesor leve a moderado en uno de los muros transversales del primer piso, Figura 6.18.



Figura 6.18: Daños Block 9

Block 11

Leves fisuras en estucos de muros del primer piso. Se observa una grieta por efecto del corte en uno de los muros longitudinales del segundo piso, Figura 6.19.



Figura 6.19: Daños Block 11

Block 12

Se observan pequeñas fisuras por corte en uno de los muros longitudinales.

En el block 16 se incorporaron dos machones de hormigón armado en uno de los muros longitudinales, no confinados, del primer y segundo piso, como se observa en la Figura 6.20.



Figura 6.20: Reparaciones 1985 Block 12

Block 15

Se observan algunas fisuras por corte en muros, transversales y longitudinales, del primer piso.

Presenta reparaciones tras terremoto de 1985. En este edificio, a diferencia del block 12, se construyeron 4 machones de hormigón armado en los muros longitudinales del primer y segundo piso, nuevamente en los que no se encontraban confinados, Figura 6.21.



Figura 6.21: Reparaciones 1985 Block 15

Block 16

Se observan pequeñas fisuras en revestimientos. No se observan daños de mayor gravedad.

Este block presenta reparaciones tras el terremoto de 1985. Se construyeron 2 machones de hormigón armado en uno de los muros longitudinales del primer y segundo piso, Figura 6.22.

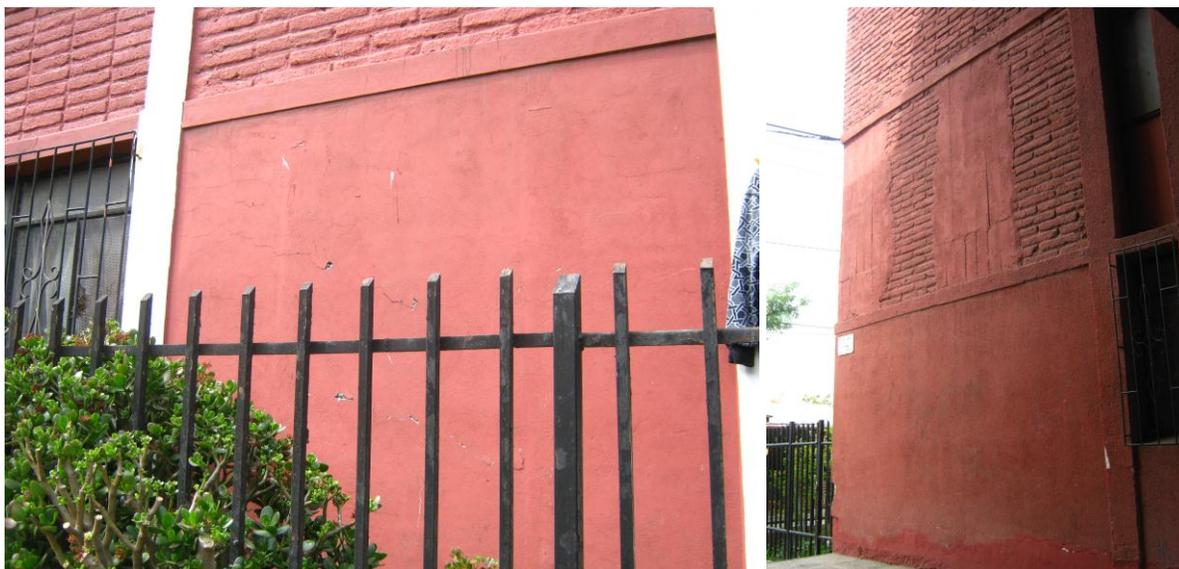


Figura 6.22: Daños y Reparaciones 1985 Block 16

6.3.3. PROYECTO DE RECUPERACIÓN

De los 16 blocks que componen el Conjunto Laguna Poniente, sólo 2 de ellos sufrieron daños graves. Son precisamente estos 2 blocks los que se repararán y reforzarán, mediante la incorporación de machones de hormigón armado en los encuentros de muros no confinados del primer piso (eje A, según Figura 6.9), además de la reconstrucción del muro contiguo al machón y de los demás muros dañados.

El machón corresponde a un muro esquina, que se construye en los encuentros de muros no confinados, solamente en el primer piso. Para esto es necesaria la colocación de alzaprimas por el lado interior a 0.4 metros como máximo desde el plano interior del mismo lado, y cada 0.4 metros, extendiéndose en 1.2 m más allá de sus extremos en los 3 primeros pisos. Estas alzaprimas se conectarán al radier y a las losas por sus caras superior e inferior mediante una solera continua de pino estructural de 3" x 3". No deberá darse un torque excesivo a las alzaprimas para evitar agrietamientos en la losa.

Dado que el refuerzo se ejecuta en 2 esquinas de cada edificio, la demolición y construcción del muro esquina será alternada, es decir, primera etapa en esquinas opuestas en blocks opuestos.

Junto con la incorporación de este machón, se reconstruirá el muro de albañilería contiguo al machón. Las armaduras del machón se anclan al sobrecimiento mediante un adhesivo epóxico. El detalle de los machones y sus armaduras se muestran en las Figuras 4.23 y 4.24.

Tabla 6.5: Antecedentes del Proyecto de Recuperación Conjunto Laguna Poniente

Nombre del Proyecto	Laguna Poniente
Población	Conjunto Habitacional Laguna Poniente
Comuna	Lo Prado
PSAT (Prestador de Servicios de Asistencia Técnica)	I. Municipalidad de Lo Prado
Nº de postulantes	Sin información
Presupuesto total	512 UF
Tipo de proyecto	PPPF Título II, Bienes Comunes Edificados
Nombre Contratista	Sin información
Nombre ITO PSAT	María Jesús Amigo - Arquitecto

En la Tabla 6.6 se muestran los materiales y productos utilizados para el desarrollo del proyecto de recuperación de Villa Laguna Poniente.

Tabla 6.6: Productos utilizados en Proyecto Laguna Poniente

Acero armaduras y conectores	Barra de acero con resaltes, A63-42H
Refuerzos longitudinales albañilería	Barra de acero con resaltes, A63-42H
Morteros de reparación	Sikalisto® GR 2010
Adhesivo epóxico para anclajes	Sikadur® 31Hi-Mod Gel
Puente de adherencia	Colma Fix® 32

En la Figura 6.23 se muestra un esquema de los muros reconstruidos del block 1; en la Figura 6.26 se muestran los edificios reparados.

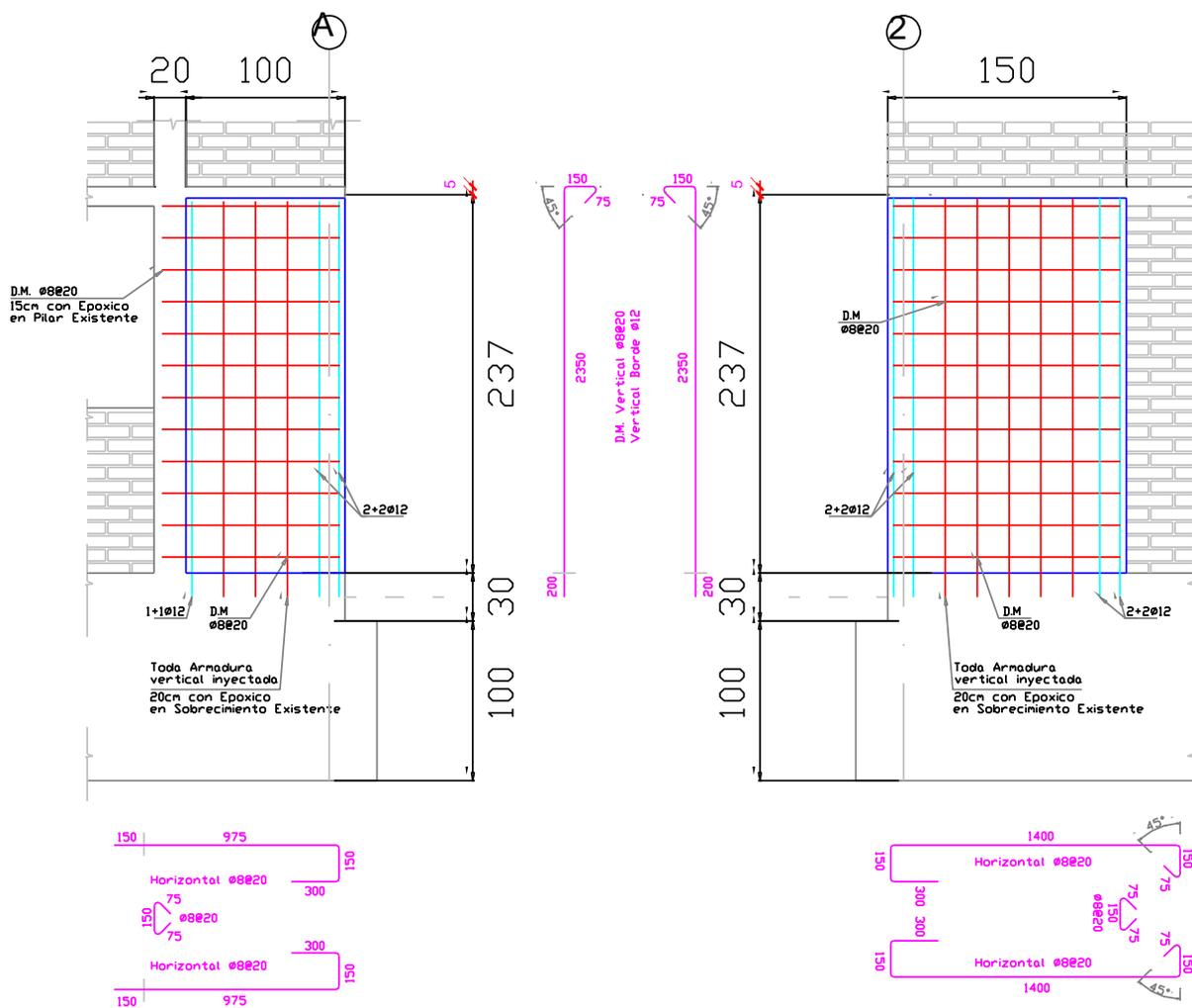


Figura 6.23: Detalle armaduras machón (dimensiones en cm)

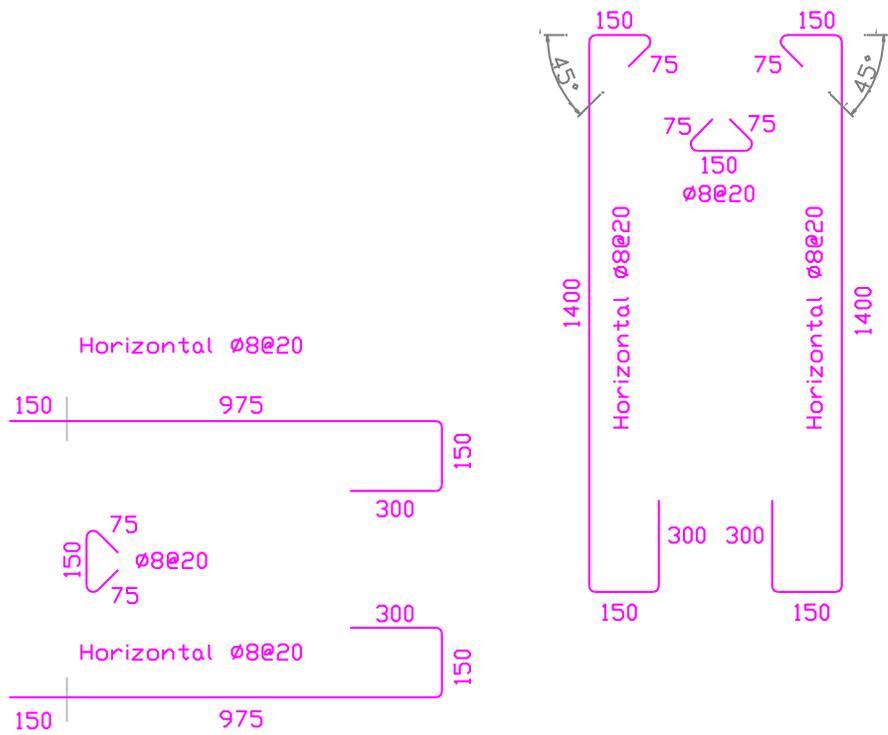
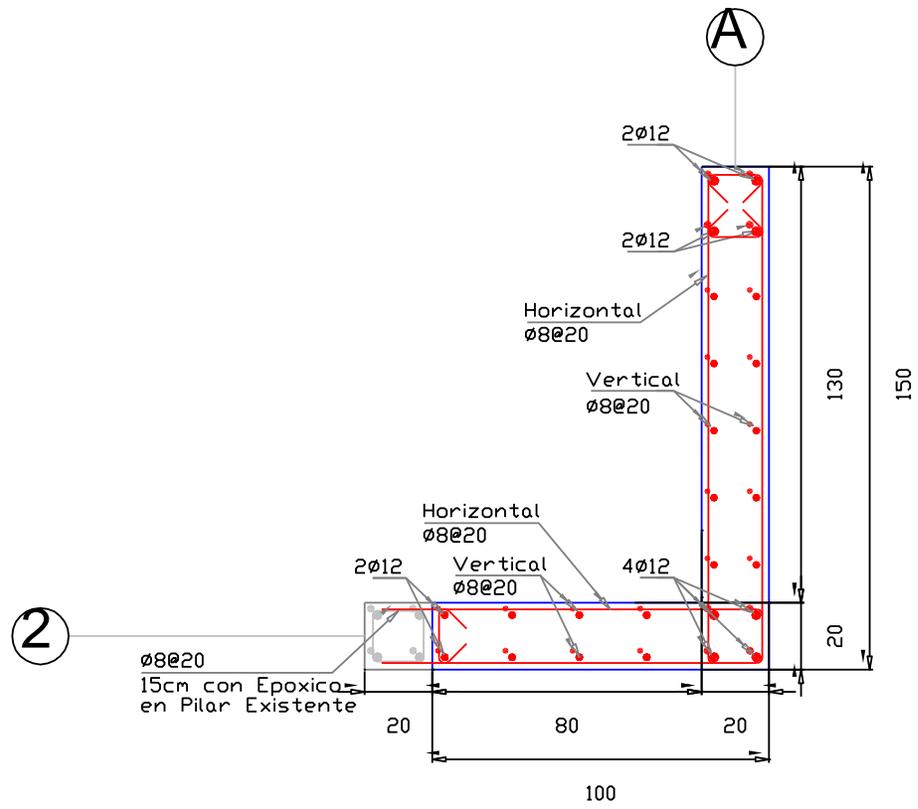


Figura 6.24: Detalle armaduras machón (dimensiones en cm)

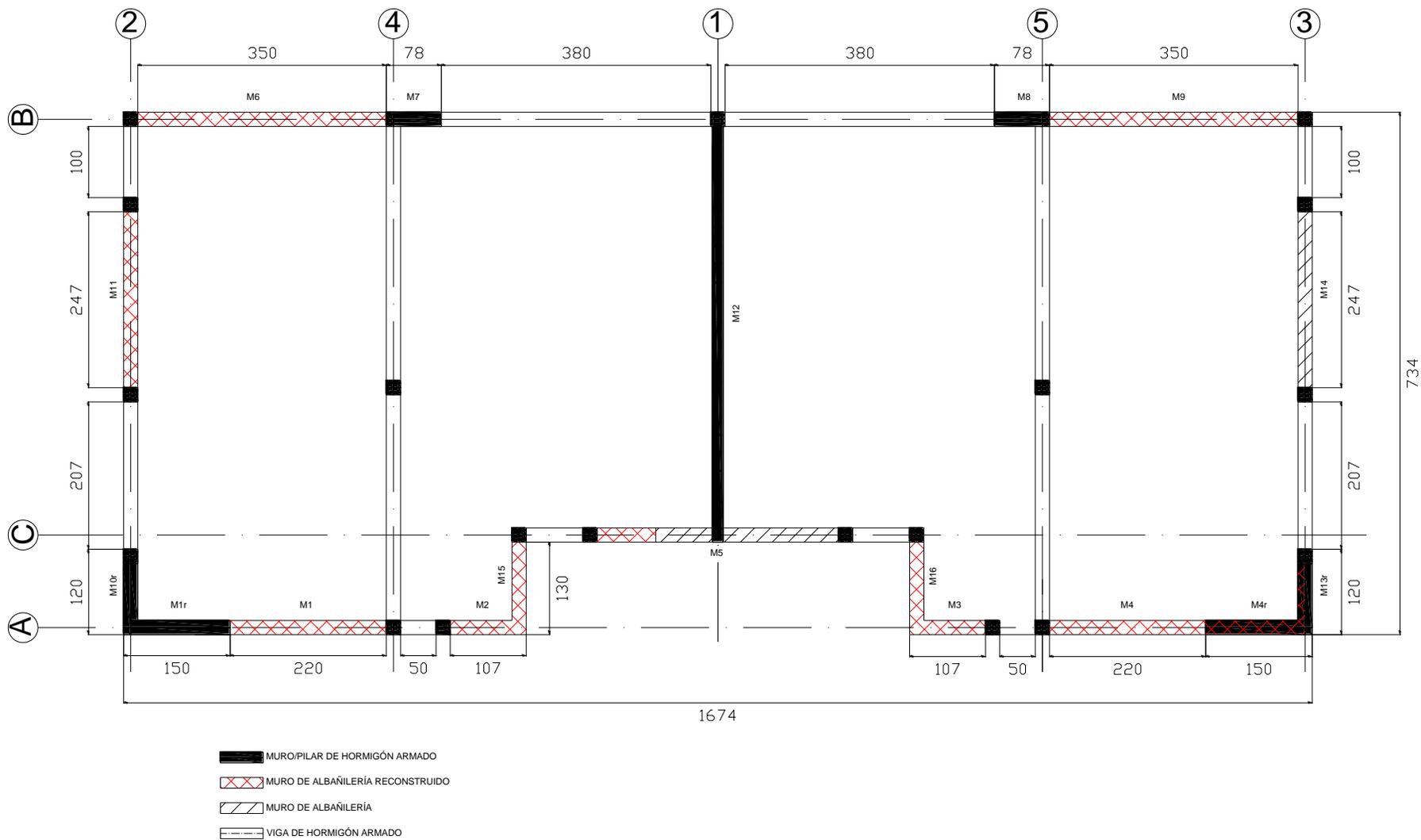


Figura 6.25: Muros reconstruidos block 1 (dimensiones en cm)



Figura 6.26: Reparaciones block 1



Figura 6.27: Detalle armadura machón

En la Figura 6.26, imagen superior izquierda se verifica un pequeño endentado en el muro de albañilería.

No aparece especificado el uso de ningún aditivo expansor para la preparación del hormigón.

La incorporación de estos muros esquina, junto con recuperar la capacidad estructural del edificio, contribuye con su rigidización transversal y longitudinalmente, además, dado que el refuerzo es simétrico, los efectos por torsión derivados de estos se presume serán menores. En la Tabla 6.7 se presenta la evolución del índice de densidad de muros.

Tabla 6.7: Índice de densidad de muro edificio original y reparado

	dn (longitudinal) (%)	dn (transversal) (%)	Δ (%)
Edificio original	0,62	1,10	78
Edificio reparado	0,86	1,38	61

Se observa que el aumento del índice de densidad de muros en ambas direcciones es considerablemente significativo.

6.4. PROYECTO DE RECUPERACIÓN CONJUNTO ALBERTO LARRAGUIBEL, LO PRADO

6.4.1. INTRODUCCIÓN

El Conjunto Alberto Larraguibel es un condominio de viviendas de albañilería ubicado en la comuna de Lo Prado, Región Metropolitana (Av. San Pablo, entre las calles Gabriela Mistral y Río Nacimiento), construido en el año 1978. Se trata de un conjunto de 32 blocks (184 departamentos, con una superficie total de 16.670 m²) de estructuras mixtas de muros de albañilería armada (ladrillos tipo Princesa) y columnas de hormigón armado. Todos los edificios son de 4 pisos, entre los que se distinguen dos tipos de plantas:

- Planta tipo A: 18 edificios de un departamento por piso, de un área de 9,05 x 7,1 metros.
- Planta tipo B: 14 edificios de dos departamentos por piso, separados por un muro de albañilería armada, hecho en ladrillo fiscal. El área total es de 18 x 7,1 metros.

La altura de entrepiso es de 2.3 m. Las losas de entrepiso son de hormigón armado, de 11 cm de espesor, las que distribuyen la carga gravitacional a los muros de albañilería, a las columnas de hormigón armado y a un pilar interior, a través de vigas invertidas de hormigón armado. La techumbre está conformada por cerchas de madera de pino, costaneras de pino y una cubierta de planchas de fibrocemento onduladas. Los antetechos son de albañilería, de aproximadamente 60 cm de altura. Las escaleras de acceso a los departamentos son estructuras metálicas con peldaños de perfiles tipo “C” hormigonados, las cuales están unidas a los edificios por medio de insertos metálicos anclados a las losas de hormigón. Adicionalmente, hay pasarelas de acceso hechas de perfiles y arriostramientos metálicos.

En ambos tipos de plantas, Figuras 4.29 y 4.30 se observa la ausencia de columnas de hormigón armado en dos de los 4 encuentros de muros. La dirección de trabajo de estas columnas es principalmente en el sentido longitudinal del edificio.

El *layout* del conjunto, con los blocks numerados se muestra en la Figura 6.28, los dos tipos de plantas que existen y las elevaciones se muestran en las Figuras 4.29 a 4.37.

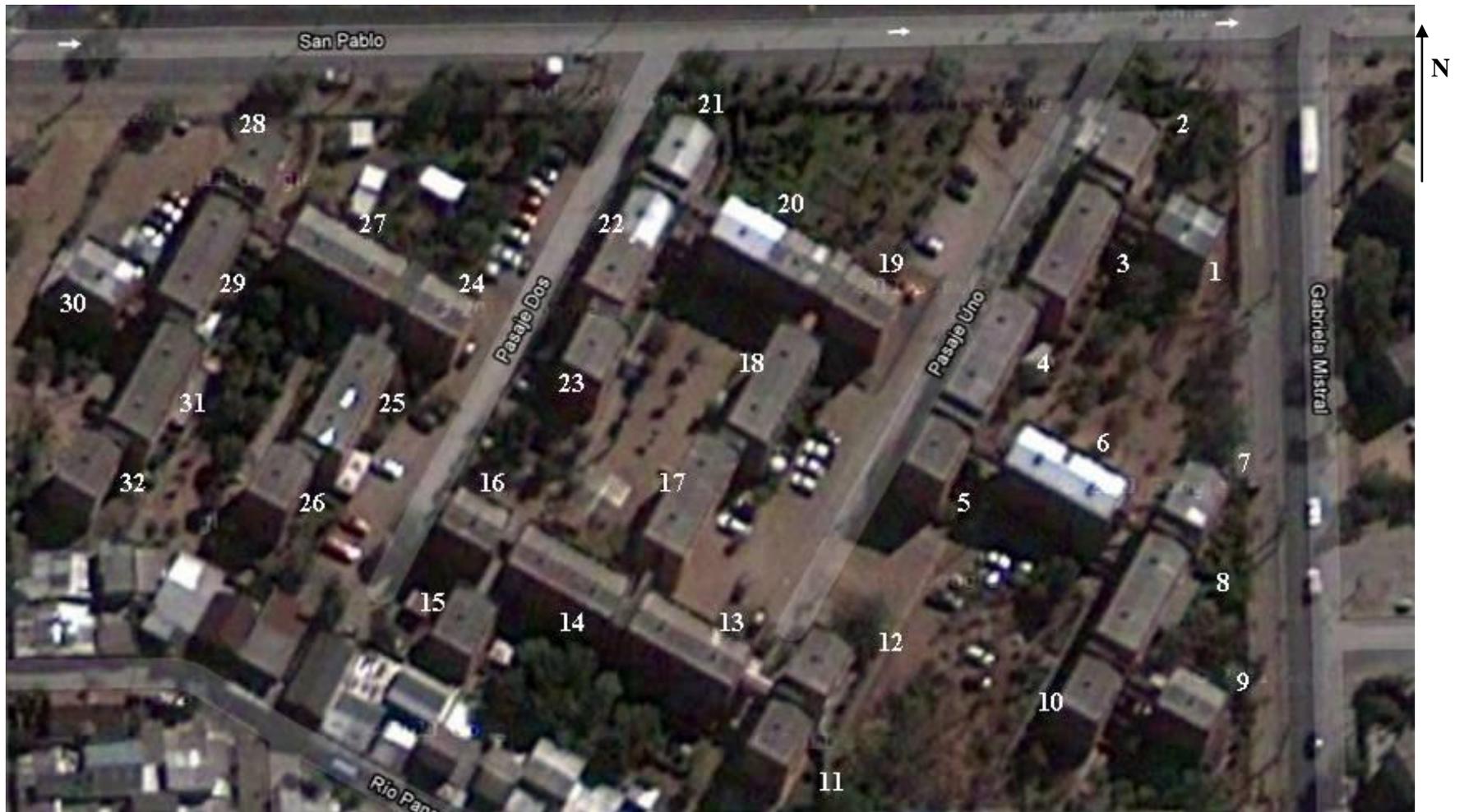


Figura 6.28: Conjunto Alberto Larraguibel, Lo Prado

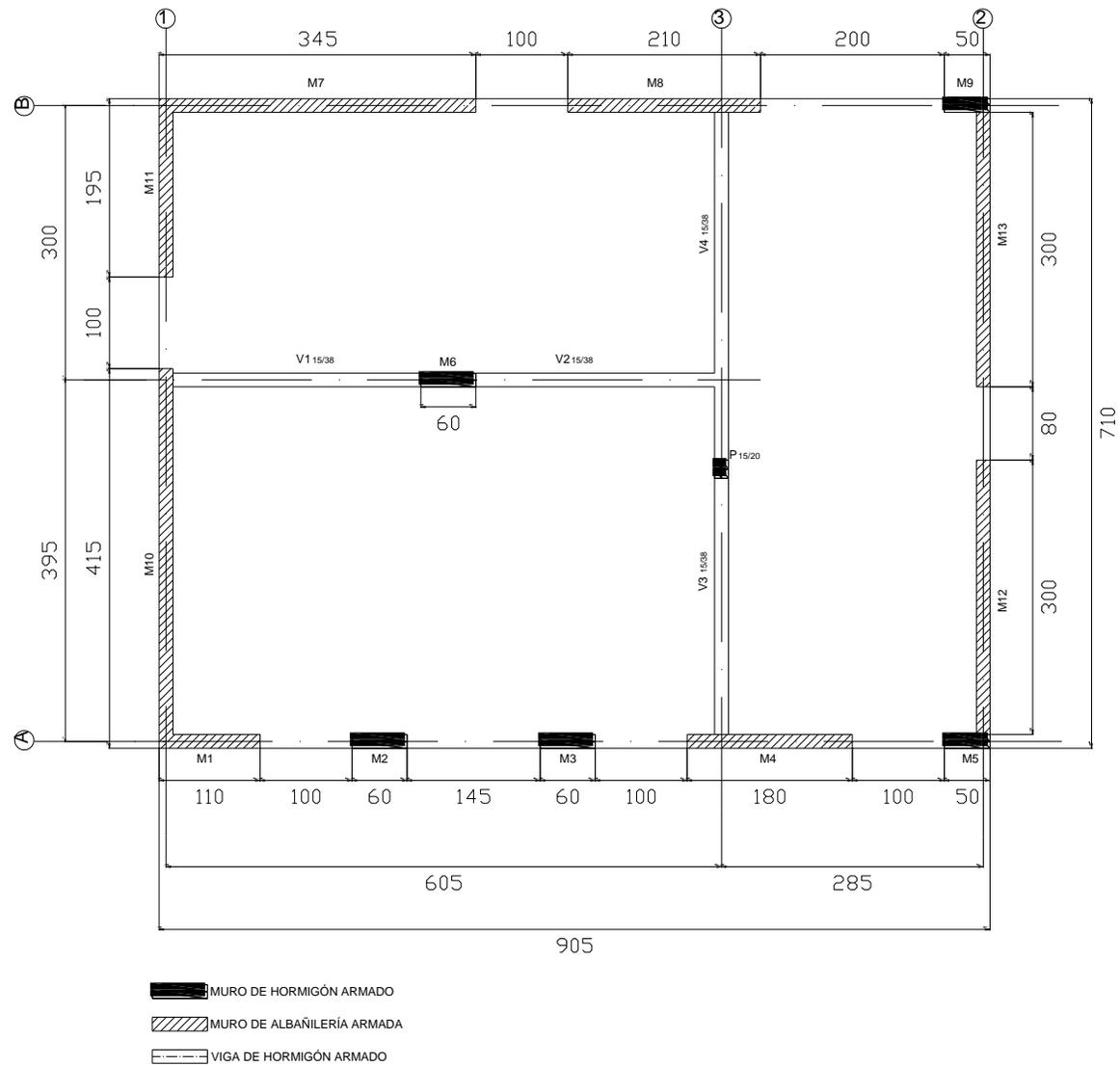


Figura 6.29: Planta Tipo A, Conjunto Alberto Larraguibel, Lo Prado

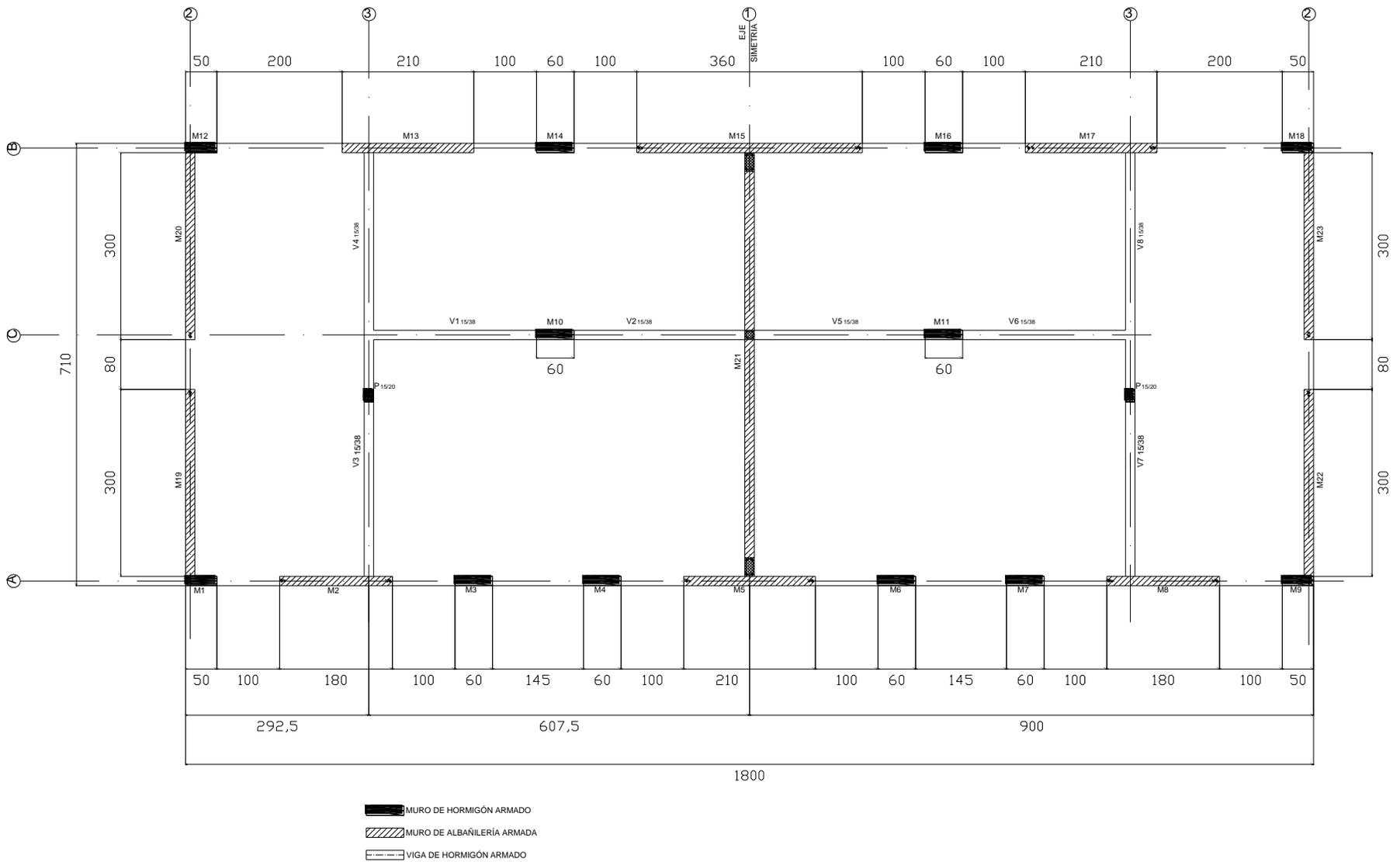


Figura 6.30: Planta Tipo B, Conjunto Alberto Larraguibel, Lo Prado

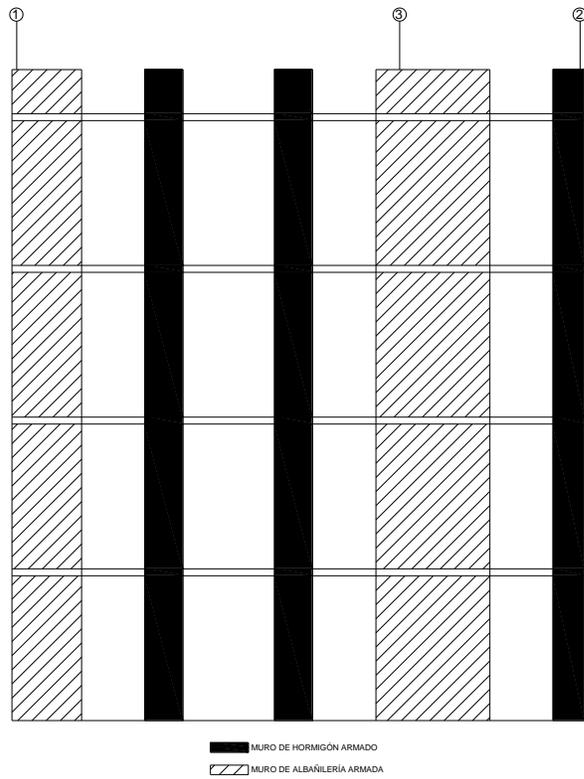


Figura 6.31: Elevación eje A, block planta tipo A, Conjunto Alberto Larraguibel, Lo Prado

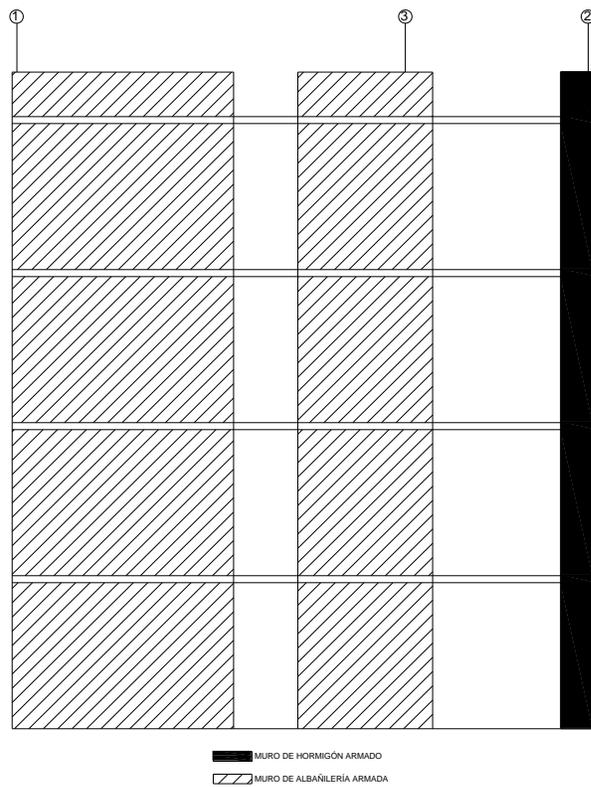


Figura 6.32: Elevación eje B, block planta tipo A, Conjunto Alberto Larraguibel, Lo Prado

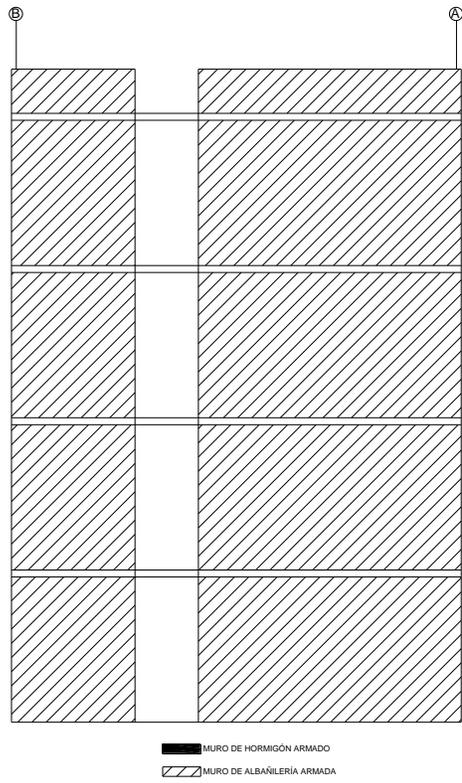


Figura 6.33: Elevación eje 1, block planta tipo A, Conjunto Alberto Larraguibel, Lo Prado

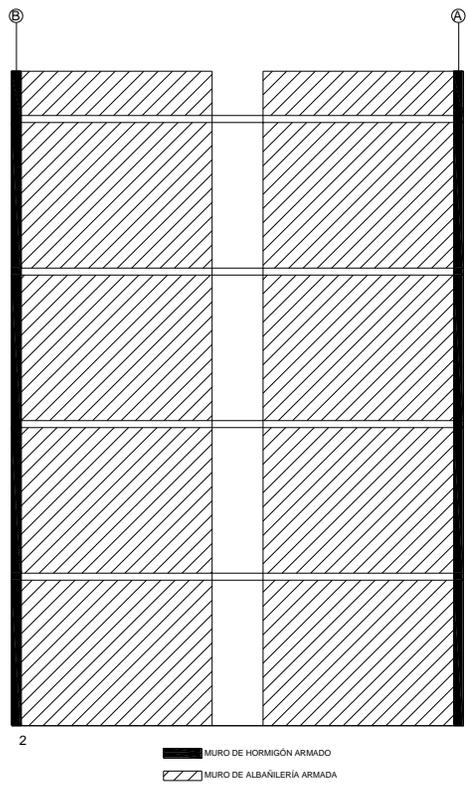


Figura 6.34: Elevación eje 2, block planta tipo A, Conjunto Alberto Larraguibel, Lo Prado

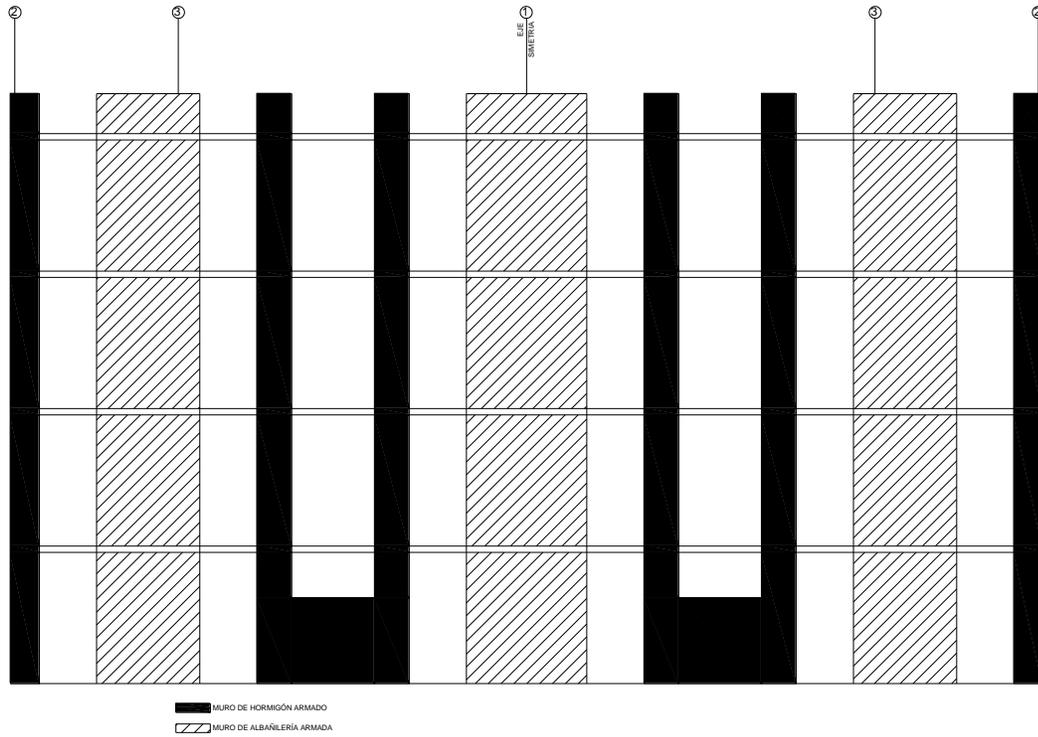


Figura 6.35: Elevación eje A, block planta tipo B, Conjunto Alberto Larraguibel, Lo Prado

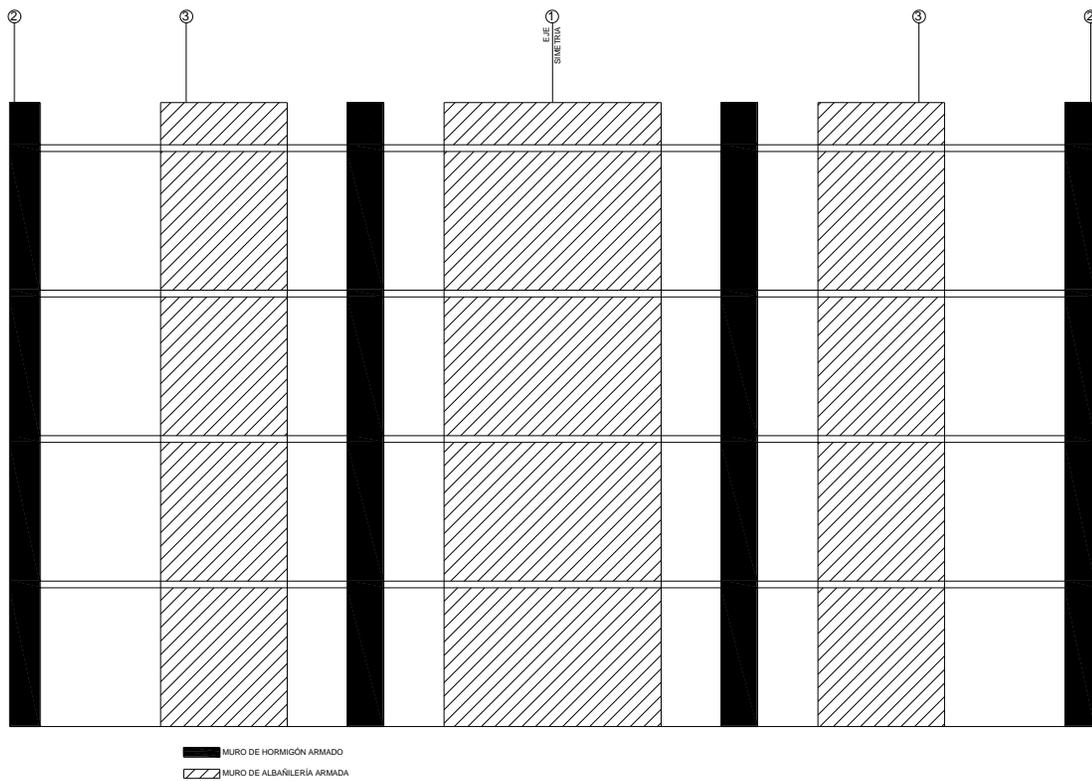


Figura 6.36: Elevación eje B, block planta tipo B, Conjunto Alberto Larraguibel, Lo Prado

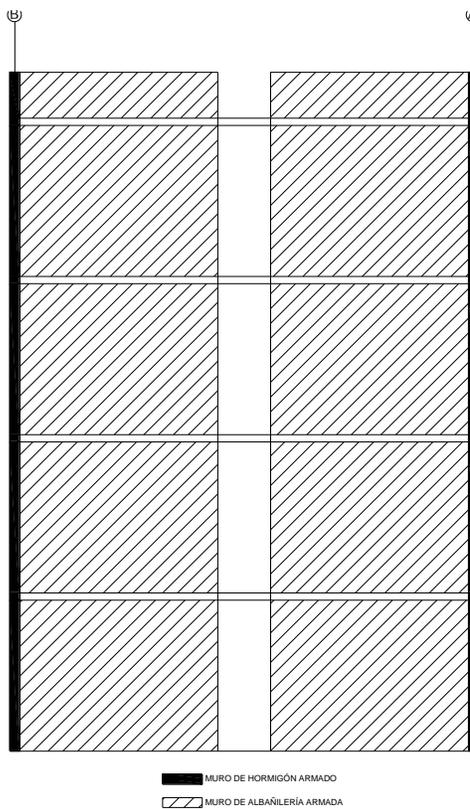


Figura 6.37: Elevación ejes 2 y 3, block planta tipo B, Conjunto Alberto Larraguibel, Lo Prado

Tras el sismo del 3 de Marzo de 1985 se produjeron daños en varios de los edificios del conjunto. En aquella oportunidad los daños observados se pueden resumir como sigue (Bertholet, 1989):

- En albañilerías de los primeros pisos se observaron grietas diagonales, horizontales y verticales, llegando en algunos casos a 1 cm de ancho aproximadamente. Los daños se concentraron en los encuentros de muros de albañilería sin pilares, y en general en muros orientados en sentido transversal a la dirección de trabajo de las columnas de hormigón armado.
- Pérdida de ladrillos con enfierraduras a la vista, en algunos casos. Los segundos pisos presentan grandes grietas diagonales y verticales en las albañilerías, y también destrucción de ladrillos en los casos de mayor importancia. En terceros y cuartos pisos se observaron daños de menor importancia.
- Los elementos de hormigón armado más dañados se ubican en los primeros pisos, observándose pérdida de hormigón en algunos casos. Las grietas en machones de hormigón armado se extienden hasta el sobrecimiento en lo casos más graves. En pisos superiores no se observan mayores daños.
- En todos los pisos, la tabiquería de albañilería de pandereta se encuentra suelta y desprendida de sus apoyos.

Las estructuras dañadas en aquella oportunidad fueron reparadas a través de la CEA, comisión, designada por el Ministerio de Vivienda y Urbanismo de ese entonces, encargada de los proyectos de recuperación y refuerzo de viviendas sociales que resultaron dañadas tras el sismo de 1985.

Los muros de albañilería dañados se reforzaron con un encamisado de acero, sobre el cual se colocó una capa de mortero de 7 cm de espesor. Estos refuerzos se realizaron mayoritariamente en encuentros de muros, precisamente en aquéllos que no presentan columnas de hormigón armado. Los edificios que actualmente presentan estos refuerzos son 9, todos de planta tipo A, los que se observan en primeros y segundos pisos solamente. No se observan refuerzos en el resto de los edificios.



Figura 6.38: Refuerzos de hormigón armado en edificios dañados.

6.4.2. DAÑOS POST TERREMOTO FEBRERO 2010

En líneas generales, los edificios que fueron reforzados tras sufrir daños en 1985, no sufrieron mayores daños tras el terremoto de Febrero de 2010, lo que deja en evidencia que el refuerzo incorporado en los edificios dañados logró efectivamente recuperar su capacidad estructural y los dejó en condiciones aptas para resistir otro sismo de intensidad moderada.

Por otro lado, es importante destacar que se hace necesario, junto con reparar y reforzar los edificios dañados, reforzar todas aquellas estructuras de la misma tipología que no presentaron fallas.

Como consecuencia del terremoto de Febrero de 2010 se produjeron daños de diversa consideración en los edificios: fisuras, grietas, desprendimiento de estucos, destrucción de ladrillos, desplome de muros, entre otros.

Una evaluación estructural de los daños con posterioridad al terremoto de Febrero de 2010 permitió resumir el estado del conjunto de la siguiente forma:

- Las fundaciones no evidenciaban daños apreciables como consecuencia del terremoto.
- En muros de los primeros pisos de los edificios se observan grietas horizontales, aproximadamente en la cuarta hilada de ladrillos, las que viajan a través del mortero de pega; grietas diagonales, en mortero y ladrillos en la mayoría de los casos (1 cm de espesor los casos más graves), producto del esfuerzo de corte, y en general se observan fisuras, grietas y desprendimiento de estucos interiores. En algunos edificios se observan grietas verticales en los encuentros de muros con ausencia de columnas, los que incluyen destrucción de ladrillos y desaplome de los muros.
- En muros de los segundos pisos de los edificios se observan fallas similares a las observadas en los muros del primer piso, incluyendo los daños en estucos y revestimientos. También se observan daños en encuentros de muros.
- En los muros de los pisos superiores no se observan daños mayormente. Tampoco se observan daños en antetechos.
- Por la arquitectura de los edificios no es posible verificar daños en techumbres, aunque según la opinión de algunos vecinos, las cubiertas presentan daños de importancia.

En la Figura 6.39 se muestran algunos daños observados en el Conjunto Alberto Larraguibel:

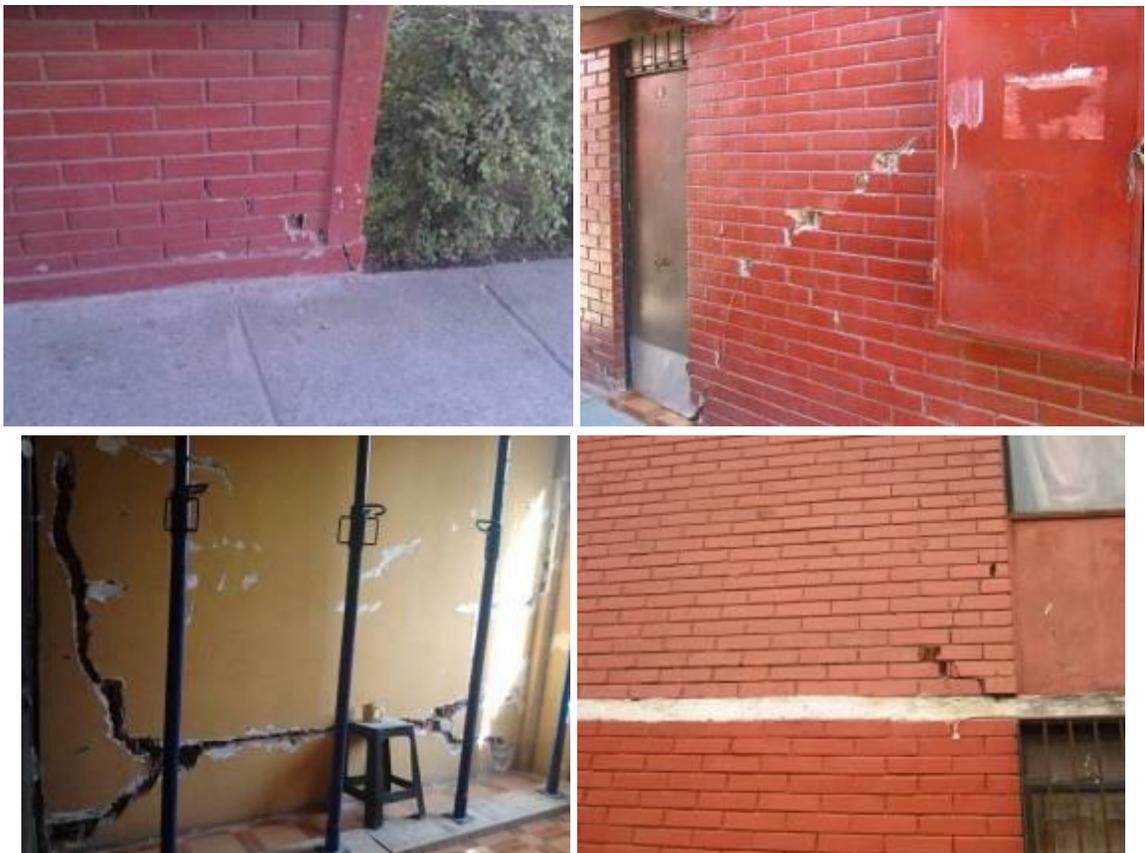


Figura 6.39: Daños en Conjunto Alberto Larraguibel

En la Tabla 6.8 se resume el estado de los edificios del Conjunto Alberto Larraguibel. De los 32 edificios, 9 resultaron dañados tras el sismo de 1985 (todos planta tipo A). De estos edificios dañados y reparados anteriormente, 4 no sufrieron daños tras el terremoto de 2010, 1 resultó con daño grado G1, y los 4 restantes resultaron con daños grado G2. En total, tras el terremoto de Febrero de 2010, 16 edificios resultaron sin daños (9 planta tipo A y 7 planta tipo B).

De los edificios que nunca habían sufrido daños (23 edificios), 12 no registraron daños tras el terremoto de 2010 (5 planta tipo A y 7 planta tipo B); 8 edificios registraron daños grado G2 (2 planta tipo A y 6 planta tipo B); y 3 edificios registraron daños grado G3 (2 planta tipo A y uno planta tipo B).

Tabla 6.8: Resumen estado blocks Conjunto Alberto Larraguibel y grado de daño según clasificación de Monge y Astroza, 1989

Block	Tipo de planta	Reparaciones 1985	Grado de daño post 27/F
1	A	No	G0
2	A	No	G0
3	B	No	G0
4	B	No	G0
5	A	No	G2
6	B	No	G0
7	A	No	G0
8	B	No	G0
9	A	No	G0
10	A	No	G0
11	A	Sí	G2
12	A	Sí	G0
13	B	No	G0
14	B	No	G0
15	A	Sí	G0
16	A	Sí	G2
17	B	No	G2
18	B	No	G2
19	A	No	G2
20	B	No	G2
21	A	Sí	G2
22	B	No	G2
23	A	No	G3
24	A	No	G3
25	B	No	G2
26	A	Sí	G1
27	B	No	G2
28	A	Sí	G0

Block	Tipo de planta	Reparaciones 1985	Grado de daño post 27/F
29	B	No	G0
30	A	Sí	G2
31	B	No	G3
32	A	Sí	G0

A continuación se muestran y describen los daños más importantes observados en los edificios del Conjunto Alberto Larraguibel. También se muestran imágenes de las reparaciones que se efectuaron en éstos tras haber sufrido daños tras el terremoto de Marzo de 1985.

Block 5 (Planta tipo A):

Se observa una pequeña fisura en la junta de la losa cielo 2º piso con el muro. Se observa también una pequeña grieta por corte en uno de los muros longitudinales del 2º piso. Se observan también fisuras verticales en uno de los encuentros de muros del primer piso. Ver Figura 6.40.

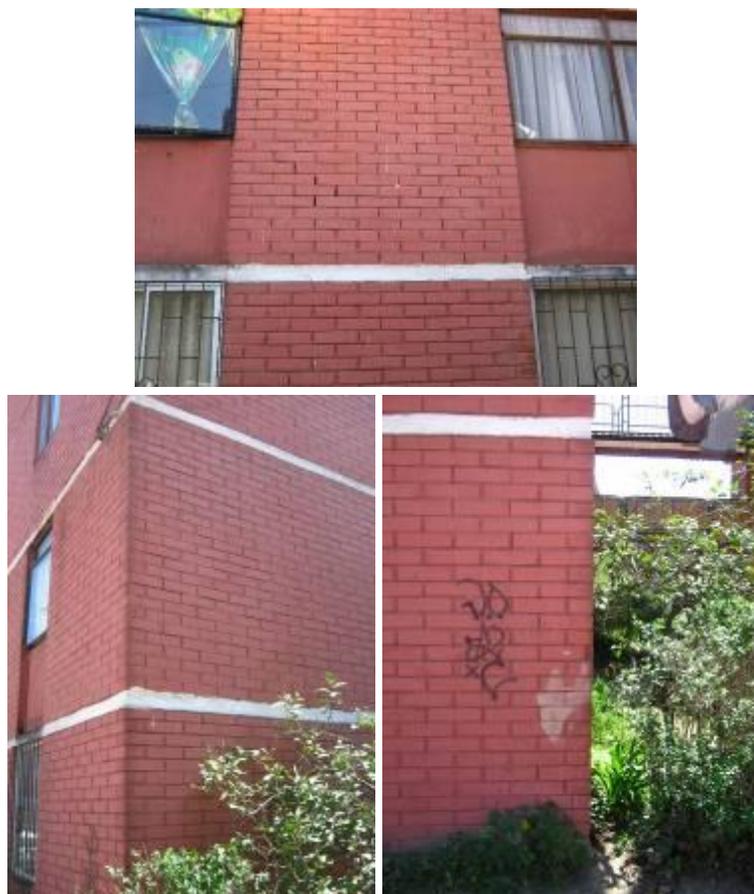


Figura 6.40: Daños block 5

Block 11 (Planta tipo A):

Se observan algunas grietas diagonales, producto del corte, en muros transversales del primer piso. Tras el sismo de Marzo de 1985, se reforzaron dos encuentros de muros y uno de los muros del primer piso. Ver Figura 6.41.



Figura 6.41: Reparaciones 1985 block 11

Block 12 (Planta tipo A):

Se observan algunas grietas diagonales, producto del corte, en muros transversales del primer piso.

Tras el sismo de Marzo de 1985, se reforzaron los cuatro encuentros de muros. En la Figura 6.42 se observan los refuerzos construidos en los encuentros de muros donde no existen columnas de hormigón armado. En los encuentros donde éstas si existen, éstos se reforzaron con hormigón por la cara contigua a la columna.



Figura 6.42: Reparaciones 1985 block 12

Block 15 (Planta tipo A):

Tras sufrir daños a causa del sismo de Marzo de 1985, se reforzaron tres de los cuatro encuentros de muros. Ver Figura 6.43.



Figura 6.43: Reparaciones 1985 block 15

Block 16 (Planta tipo A):

En uno de los muros del segundo piso se observan algunas fisuras diagonales de pequeño espesor, las que atraviesan mortero y ladrillos. No se observan otros daños. Tras daños sufridos a causa del sismo de Marzo de 1985, se reforzaron dos de los cuatro encuentros de muros. Ver Figura 6.44.



Figura 6.44: Reparaciones 1985 y daños 2010 block 16

Block 17 (Planta tipo A):

Se observan reparaciones realizadas en muros transversales del primer piso. Se repararon fallas en el mortero producidas por el esfuerzo de corte. Ver Figura 6.45.



Figura 6.45: Daños block 17

Block 18 (Planta tipo B):

Al igual que en el block 17, se observan reparaciones realizadas en muros transversales del primer piso. Se repararon fallas en el mortero producidas por el esfuerzo de corte. Ver Figura 6.46.



Figura 6.46: Daños block 18

Block 19 (Planta tipo A):

Se observan fisuras diagonales en muros del segundo piso. Ver Figura 6.47.



Figura 6.47: Daños block 19

Block 20 (Planta tipo B):

Se observan fisuras en ladrillos de los muros transversales del primer piso, atribuibles al esfuerzo de corte, además de una fisura horizontal en el mortero del mismo muro. Ver Figura 6.48.



Figura 6.48: Daños block 20

Block 21 (Planta tipo A):

Se observa una grieta escalonada reparada, producto del esfuerzo de corte, en uno de los muros transversales del primer piso. Ver Figura 6.49.

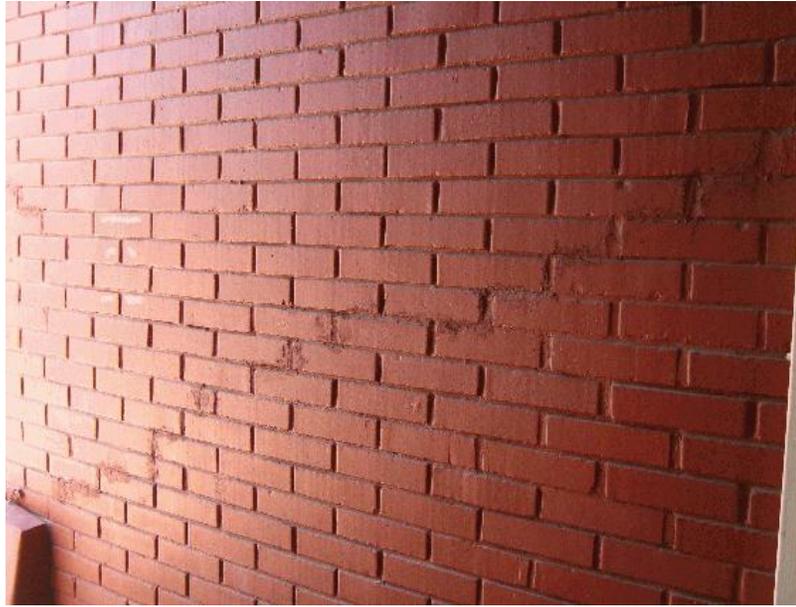


Figura 6.49: Daños block 21

Este block presenta amplias reparaciones tras el terremoto de 1985. Se reforzaron dos de los cuatro encuentros de muros, además de reforzarse muros de albañilería dañados. El refuerzo se hizo en ambas direcciones. Ver Figura 6.50.





Figura 6.50: Reparaciones 1985 block 21

Block 22 (Planta tipo B):

Se observan fisuras en muros transversales y longitudinales del primer piso del edificio. Ver Figura 6.51.



Figura 6.51: Daños block 22

Block 23 (Planta tipo A):

El muro más afectado es el muro sur del departamento del primer piso. Este muro presentaba grietas de ancho considerable, destrucción de ladrillos y mortero, y discontinuidades en el muro, todas fallas atribuibles al efecto del corte. En los demás muros se observan las fallas descritas anteriormente en menor intensidad. Por ser este el primer piso, el edificio completo tiene problemas estructurales graves a causa de los daños. Ver Figura 6.52.



Figura 6.52: Daños en muro sur, block 23

Block 24 (Planta tipo A):

Los daños que se produjeron en este block se presentan en forma de grietas de ancho considerable, las que han producido un desplome de una sección del muro, destrucción de unidades completas, ubicadas en los encuentros de los muros del primer y segundo piso, como se muestra en la Figura 6.53:



Figura 6.53: Daños block 24

Block 25 (Planta tipo B):

Se observan pequeñas fisuras en los muros transversales del primer piso, producto del esfuerzo de corte. Ver Figura 6.54.



Figura 6.54: Daños block 25

Block 26 (Planta tipo A):

Se observa una pequeña fisura horizontal en uno de los muros del primer piso. No se observan más daños en la estructura. Este block presenta extendidas reparaciones tras el terremoto de Marzo de 1985, es decir, gran parte de los muros de albañilería dañados, del primer y segundo piso, se reforzaron con hormigón y mallas de acero. Ver Figura 6.55.



Figura 6.55: Reparaciones 1985 block 26

Block 28 (Planta tipo A):

Presenta reparaciones realizadas tras el terremoto de 1985. Se reforzaron dos de los cuatro encuentros de muros, además de reforzarse uno de los muros de albañilería del primer piso. Ver Figura 6.56.



Figura 6.56: Reparaciones 1985 block 28

Block 30 (Planta tipo A):

Se observan leves daños en uno de los muros del primer piso, precisamente uno de los muros de albañilería que no se reemplazó. Se observan pequeñas fisuras en el mortero y en los ladrillos. Este edificio presenta masivas reparaciones tras daños sufridos a causa del terremoto de 1985. Se reforzaron todos los muros de albañilería del primer y segundo piso. Ver Figura 6.57.



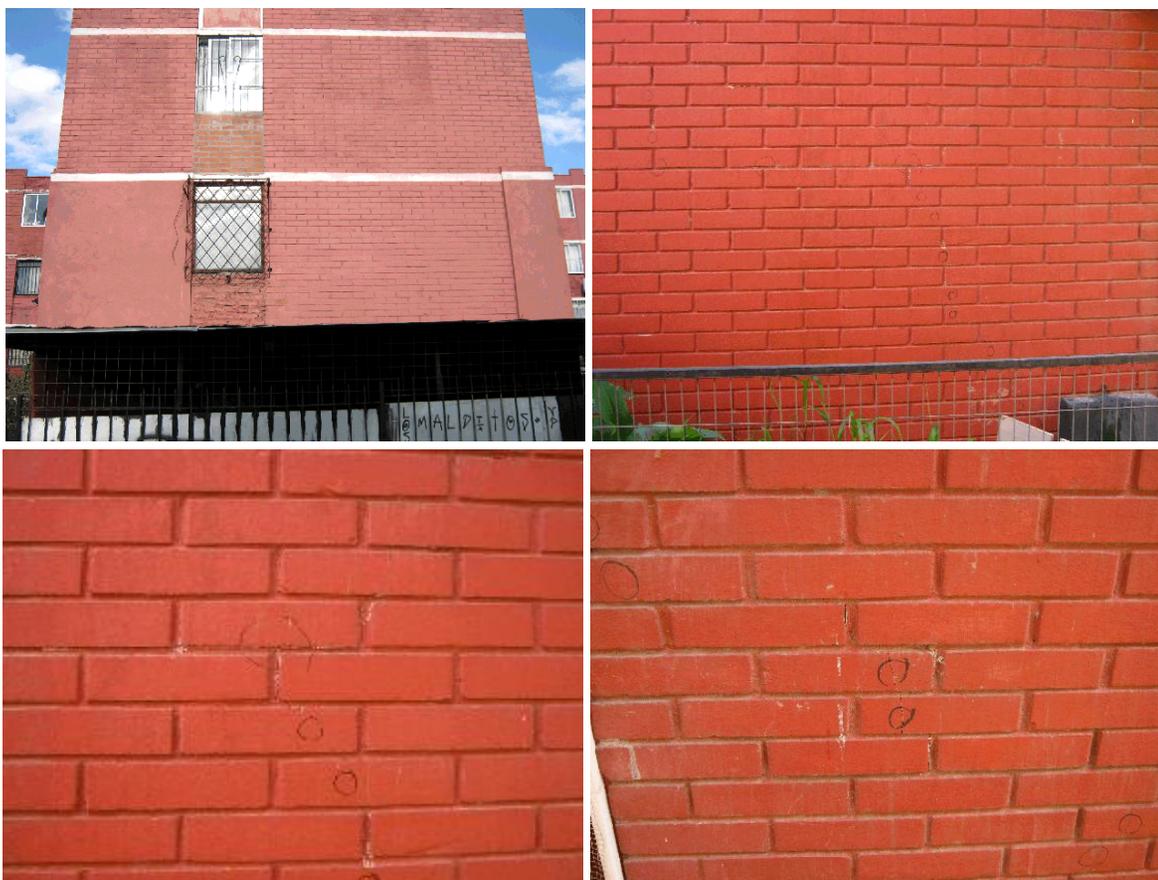


Figura 6.57: Reparaciones 1985 y daños 2010 block 30

Block 31 (Planta tipo B):

Se observan daños severos en muros transversales del primer piso, los que se presentan en forma de grietas diagonales de espesor considerable, las que atraviesan mortero y ladrillos. Ver Figura 6.58.



Figura 6.58: Daños block 31

Block 32 (Planta tipo A):

En la Figura 6.58 se observan reparaciones realizadas en el block 32 tras haber sufrido daños para el terremoto de 1985.



Figura 6.59: Reparaciones 1985 block 32

6.4.3. PROYECTO DE RECUPERACIÓN

Tras el terremoto de Febrero de 2010 y de acuerdo con los resultados de la evaluación estructural, se determinó que los edificios eran recuperables a un costo razonable. SERVIU Metropolitano fue el organismo encargado de diseñar y financiar un proyecto de recuperación en donde se definieran las alternativas de refuerzo y de reparación de las fallas presentes en los edificios. Se priorizó que las intervenciones en los edificios y departamentos se efectuasen de la manera menos invasiva posible, para garantizar, entre otras cosas, la rapidez del desarrollo y ejecución del proyecto, fácil acceso a fiscalización de las obras y el menor gasto e inversión posible, considerando que la edificación no tiene garantías. En la Tabla 6.9 se presentan los antecedentes del proyecto:

Tabla 6.9: Antecedentes del Proyecto de Recuperación Conjunto Alberto Larraguibel

Nombre del Proyecto	Larraguibel
Población	Conjunto Habitacional Alberto Larraguibel
Comuna	Lo Prado
PSAT (Prestador de Servicios de Asistencia Técnica)	I. Municipalidad de Lo Prado
N° de postulantes	17
Presupuesto total	1.646 UF
Tipo de proyecto	PPPF Título II, Bienes Comunes Edificados
Nombre Contratista	Construcciones, Proyectos y Asesorías Luis Octavio Villegas Llanos E.I.R.L. (Chileproyectos E.I.R.L.)
Nombre ITO PSAT	María Jesús Amigo - Arquitecto

Las soluciones de refuerzo y reparación presentadas por SERVIU apuntan a mejorar la capacidad resistente de los muros perimetrales de los primeros y segundos pisos de los edificios. Para lograr este objetivo se considera reforzar dichos muros, interior y exteriormente, a través de la colocación de mallas de acero electrosoldadas (acero AT56-50H), sobre las cuales se proyectará una capa de 6 cm de espesor de hormigón (*shotcrete*) calidad H25.

La proyección del hormigón se debe realizar en dos capas de 3 cm, a una distancia entre 60 y 80 cm, perpendicular al muro. Previo a proyectar el hormigón sobre los muros, éstos deben punterearse con el objetivo de conseguir una superficie rugosa que favorezca la adherencia entre el *shotcrete* y el muro original. La superficie del muro debe quedar libre de partículas sueltas y polvo, además ésta debe encontrarse húmeda para conseguir condiciones adecuadas para su colocación. Las mallas se fijan a los muros mediante trabas de acero A63-42H, de 6 mm de diámetro, que lo atraviesan, como se muestra en la Figura 6.59. La unión de la malla a la fundación de los muros se realiza mediante barras de acero, diámetro 10 mm. Estas barras se insertan en la fundación, luego se inyectan y finalmente se amarran a la malla, traslapándose la longitud correspondiente.

Constructivamente, la ejecución de este refuerzo se realiza de manera relativamente limpia y rápida por el lado exterior. Por el lado interior podrían surgir inconvenientes al proyectar el hormigón, debido a la cantidad de salpicaduras que eventualmente podrían producirse dentro de los departamentos.

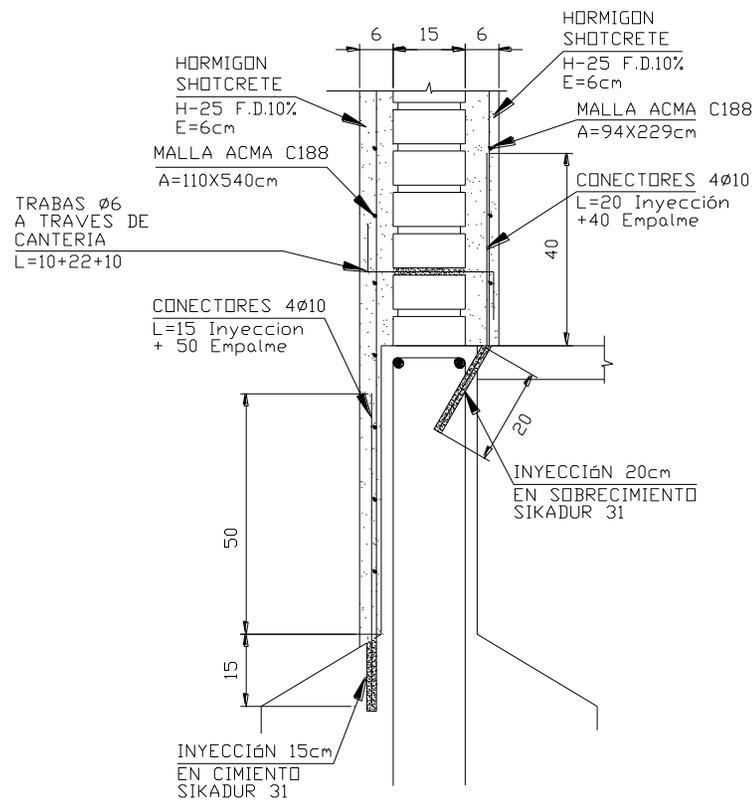


Figura 6.60: Unión malla electrosoldada a fundación

Es importante mencionar que antes de reforzar el muro con las mallas y el hormigón proyectado, deben repararse todas las grietas y fisuras con productos o métodos *ad-hoc*, ya sea mediante el uso de algún tipo de mortero de reparación predosificado, inyección de lechada u otro sistema.

Con este método (refuerzo de muros mediante la instalación de mallas de acero y hormigón proyectado) es posible aumentar en forma considerable la resistencia de los muros dañados e incluso, en algunos casos, mejorarla respecto del muro original, debido a que para una misma sollicitación, se pueden obtener desplazamientos menores, lo que muestra un aumento de la rigidez del muro (Campbell, 2005).

Por otro lado, el método de reparación de fisuras y grietas se realizará dependiendo del tipo de fisura o grieta y por donde atraviesa. Se distinguen dos tipos de grietas o fisuras:

- Grietas/fisuras visibles a simple vista, orientadas en 45° aproximadamente, de ancho variable. Atraviesan indistintamente ladrillos y mortero.
- Grietas/ fisuras verticales u horizontales, que coinciden con la cantería del muro. Se observan a simple vista, por una o ambas caras del muro.

Ambos tipos de grietas se reparan de manera similar. El procedimiento de reparación parte con picar la grieta, aumentando su ancho en aproximadamente 2 ó 3 cm, con una profundidad cercana a la mitad del espesor del muro. Luego, se debe retirar todo el material suelto o mal adherido y

limpiar el polvo, de preferencia con un equipo de aire a presión. Previo al relleno de la grieta con mortero predosificado, la superficie debe estar húmeda, de esta manera el agua de amasado de la mezcla no se filtrara por los poros del mortero o de la albañilería, dando paso a una buena hidratación del cemento. Utilizando una llana se aplica el mortero de reparación a lo largo de toda la grieta o fisura, presionando hacia el interior de manera de garantizar un correcto llenado. En algunos casos, para el primer tipo de grietas, por las dimensiones de ésta, se hace necesaria la inserción de barras de acero liso A63-42H de diámetro 6 mm, cada 2 ó 3 hiladas, las que se disponen al interior de las canterías horizontales, como se muestra en la Figura 6.40:



Figura 6.61: Inserción de barras horizontales en reparación de grietas.

Además del refuerzo de muros y la reparación de grietas y fisuras, se contempla la reposición de estucos interiores que hayan sufrido daños severos junto con el repintado e impermeabilización.

En general, los materiales y herramientas que se utilizan para la reparación de ambos tipos de grietas son los mismos, variando en algunos casos el tipo de producto utilizado. Para grietas de menor espesor, se utiliza con regularidad morteros de reparación de grano fino, monocomponentes que se mezclan solo con agua. Para grietas de espesor mayor el mortero que se utiliza es de grano un poco mayor, que en algunos casos se debe mezclar con algún tipo de aditivo expansor.

En la Tabla 6.10 se muestran los materiales y productos utilizados para el desarrollo del proyecto de recuperación del Conjunto Alberto Larraguibel.

Tabla 6.10: Productos utilizados en Proyecto Larraguibel

Malla de acero electrosoldada	C-188 (Acero AT56-50H)
Trabas de acero (fijación de mallas a muros)	Acero A63-42H ϕ 6
Conectores (fijación de mallas a fundaciones)	Acero A63-42H ϕ 10
Adhesivo epóxico para anclajes	Sikadur® 31Hi-Mod Gel
Puente de adherencia	Colma Fix® 32
Reparación de elementos de hormigón armado	Sikagrout® 214
Reparación de albañilerías	Sikalisto® GR-2010

El proyecto original contempla la conservación de los muros de albañilería, los que se reforzarán interior y exteriormente. Cualquier intervención o modificación que se realice al proyecto deberá ser certificada por un profesional competente que garantice la conformidad de los elementos o soluciones estructurales que allí se ejecuten. Estas modificaciones deberán ser visadas por la inspección técnica y aprobadas por SERVIU Metropolitano y la Municipalidad de Lo Prado, los que cuidarán su correcta ejecución. Cualquier alteración es responsabilidad del contratista y es causal del no pago de las obras o partidas, hecho que podría retrasar el desarrollo del proyecto en su conjunto.

A pesar de que el proyecto de recuperación de los edificios no contempla el refuerzo de las estructuras mediante la incorporación de elementos de hormigón armado, igualmente, en 2 de los edificios dañados, la empresa constructora encargada de llevar a cabo las reparaciones, de manera unilateral, reemplazo muros de albañilería dañados por muros de hormigón armado.

En los blocks 23 y 24 se realizó este tipo de refuerzo, descritos anteriormente.





Figura 6.62: Daños en encuentro de muros, Block 24

Dado lo deteriorado que se encontraban los ladrillos del muro del segundo piso, se reemplazó la albañilería de las esquinas en los pisos 1 y 2, por machones de hormigón ($300 \text{ kg cemento/m}^3$), de 18 cm de espesor con malla simple ($\phi 12$ en sentido vertical y $\phi 8$ en horizontal), los cuales fueron fijados a los muros contiguos a través de la inserción de barras de acero de diámetro 12 mm, a 25 cm de profundidad. El anclaje de las barras de acero se realiza mediante la utilización de un adhesivo epóxico, y a su vez se utiliza un puente de adherencia entre el muro de hormigón y la albañilería.

En la Figura 6.62 se observan las barras de acero insertadas en el muro de albañilería. Se observa también la inexistencia del endentado que en la mayoría de los casos se deja en muros de albañilería para producir una mejor trabazón entre el elemento de hormigón y el muro. Es importante señalar que esa separación entre el muro de albañilería y el machón de hormigón armado es un error netamente constructivo.



Figura 6.63: Ausencia de endentado, block 24.

El hormigonado de estos machones se realiza separado por piso, es decir, primero se hormigona el machón del primer piso, desde la fundación hasta la losa del cielo del primer piso, y luego se hormigona el machón del segundo piso, desde la losa del cielo del primer piso hasta la losa del cielo del segundo piso. Una mejor solución hubiese sido hormigonar el machón en una sola colada, desde la fundación hasta la losa del cielo del segundo piso, retirando el hormigón del sector de la losa del cielo del primer piso que queda empotrado en el machón, así se evitaría cualquier tipo de junta en dicho sector. En la Figura 6.43 se observa uno de los machones construido.



Figura 6.64: Machón construido en block 24.

En primera instancia los machones presentaban discontinuidades en la unión con la losa, producto de una mala colocación del hormigón (Figura 6.44). Se observaba una clara separación de aproximadamente 3 a 5 cm. La solución planteada para resolver dicho problema fue la utilización de un buzón de hormigonado, colocado en el sector de la losa, por el que se vertería el hormigón para rellenar dicha discontinuidad.



Figura 6.65: Unión defectuosa machón-losa.

Por otra parte, en el block 23, el muro más afectado es el muro sur del departamento del primer piso. Este muro presentaba grietas de ancho considerable, destrucción de ladrillos y mortero, y discontinuidades en el muro, todas fallas atribuibles al efecto del corte. En los demás muros se observan las fallas descritas anteriormente y que afectan de manera general, en mayor o menor grado todos los edificios. Todas estas deficiencias disminuyen considerablemente la capacidad de soporte de los muros de albañilería afectados (cara Sur, Norte y Este). Por ser este el primer piso, el edificio completo tiene problemas estructurales graves a causa de los daños.

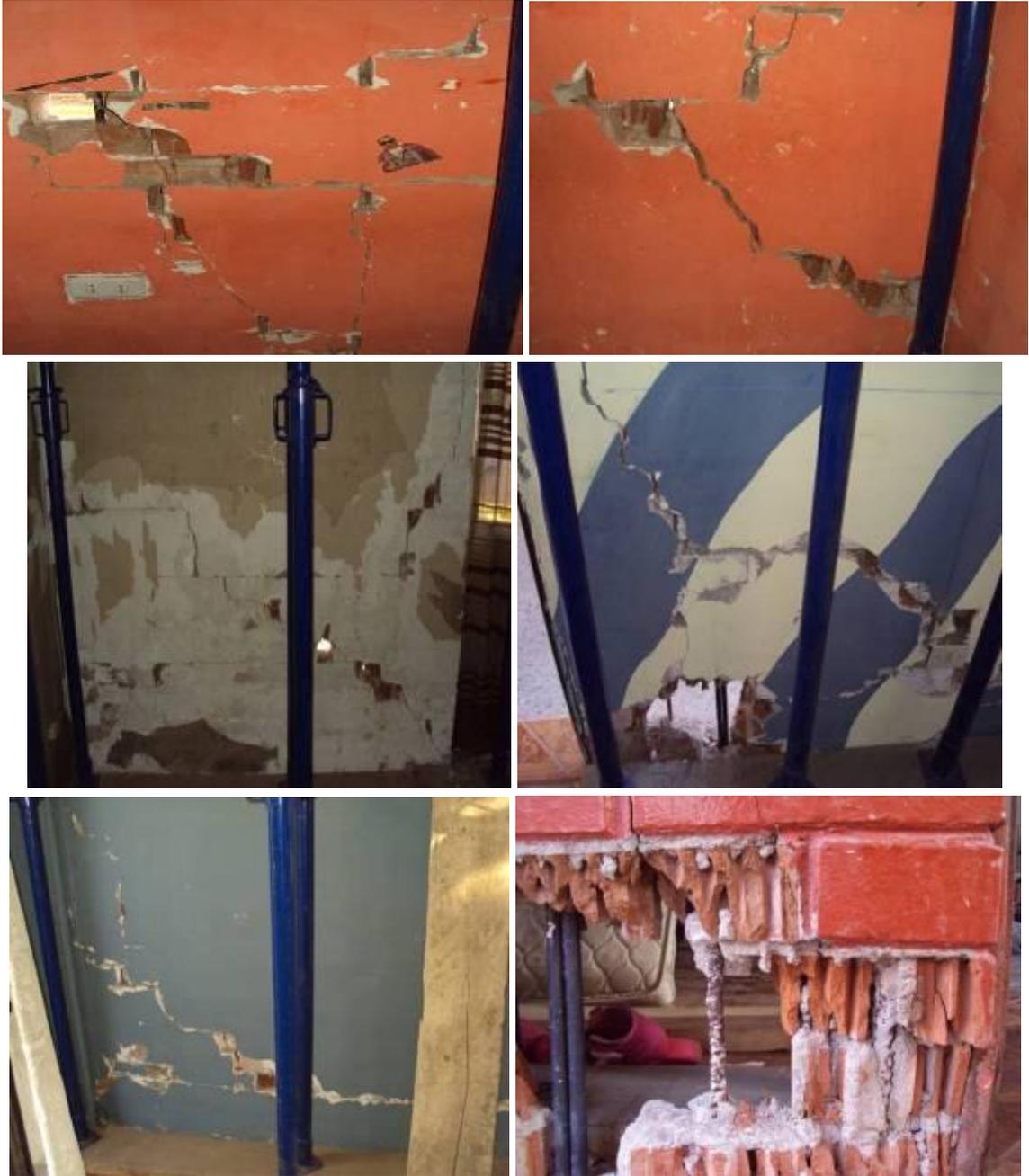


Figura 6.66: Daños en muro sur, block 23.

Como 3 de los 4 muros de albañilería que componen el primer piso del edificio, se encontraban completamente agrietados y con desprendimiento severo de ladrillos, fueron reemplazados por muros de hormigón (300 kg cemento/m³) de 18 cm de espesor con armadura simple (\varnothing 12 en sentido vertical y \varnothing 12 en horizontal), y una malla electrosoldada (C-188) en su cara exterior, como refuerzo adicional. Estos, al igual que el caso anterior, se fijaron a los muros contiguos (sectores de albañilería sin daños y machones existentes) por medio de insertos de acero \varnothing 12, a 25 cm de profundidad.

Además, en los lados que se construyeron estos muros, se reforzaron las fundaciones y los sobrecimientos en las esquinas y en la mitad, adicionando fierros \varnothing 8 y hormigón de 300 kg cemento por m³.



Figura 6.67: Reparaciones muro sur, block 23.

Durante el mes de Agosto de 2011 el contratista se declaró insolvente económicamente, por lo que las obras, que ya se encontraban paralizadas, quedaron incompletas, habiéndose concretado solamente la construcción de los machones de hormigón armado y otras reparaciones menores de baja calidad.

De la construcción de los machones se observan algunas irregularidades: el refuerzo de los machones corresponde a una malla de simple, en lugar de doble malla, pues todos aquellos muros que resistan solicitaciones sísmicas se deben armar con doble malla (aunque existe consenso en que aun cuando se pueda usar una sola malla central desde el punto de la resistencia, el usar doble malla asegura estabilidad fuera del plano y tiene ventajas prácticas en cuanto a la colocación del hormigón en obra y confina mejor el núcleo de hormigón dentro del panel del muro) (INN, 2008); inexistencia del endentado típico que se deja en muros de albañilería contiguos a elementos de hormigón; dudosa calidad de los insertos en las fundaciones así como también los anclajes de estos.

Finalmente estos hechos derivaron en el término de contrato.

6.5. CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO

Basado en las visitas a terreno realizadas a conjuntos de viviendas sociales, en las que se constató que, después de varios meses de transcurrido el terremoto, las obras de recuperación y refuerzo no habían comenzado, y en algunos casos los proyectos aún no eran siquiera definidos, es imprescindible contar con un plan de contingencia, con el objetivo de actuar de manera rápida y ordenada en el catastro de daños, para poder determinar la intensidad de éstos de manera eficiente, y así contar con información de buena calidad a la hora de evaluar las distintas soluciones y desarrollar los proyectos de recuperación.

Por otro lado, es importante destacar que se hace necesario, junto con reparar y reforzar los edificios dañados, reforzar todas aquellas estructuras de la misma tipología que no presentaron fallas. Queda en evidencia, como es el caso del Conjunto Germán Riesco de la comuna de San Joaquín, que la sola acción de reparar daños y/o reforzar zonas específicas, no es suficiente. Se deben estudiar soluciones integrales que mejoren propiedades, fundamentalmente la capacidad resistente de las estructuras, y que además le otorguen la ductilidad necesaria para disipar energía a la hora de un sismo. A su vez, es recomendable que los refuerzos proyectados sean simétricos, en la medida de lo posible, para así evitar la aparición de modos torsionales no previstos en el análisis y diseño de las estructuras originales.

El desarrollo de los proyectos de recuperación a través de distintas EGIS constituye una diferencia fundamental si se compara este proceso de reconstrucción con el proceso llevado a cabo tras el terremoto de 1985. Tras dicho terremoto, fue un único ente (la Comisión Especial Asesora, CEA) el encargado de ponderar y clasificar los distintos niveles de daño, el que también fue responsable de elaborar los proyectos de reparación y refuerzo. Si bien es cierto la integración de ambas etapas no constituye necesariamente un valor, el hecho de cada una se haya desarrollado de modo centralizado posibilitó la adopción de criterios comunes, incidiendo en un correcto enfoque de los recursos.

Otro aspecto que llama la atención es la poca o casi nula consulta a la información existente respecto de lo realizado durante 1985. Los proyectos de recuperación revisados en este trabajo no incluyen en sus antecedentes ningún proyecto de reparación realizado en viviendas sociales dañadas tras el sismo de 1985, no dando cuenta de las distintas naturalezas estructurales de las albañilerías.

Desde un punto de vista social, es importante evaluar el impacto de los trabajos de reparación/refuerzo en la vida cotidiana de las familias, por lo que es recomendable que, junto con proyectar una solución eficiente, ésta sea fácil de implementar, es decir, que los trabajos sean lo más limpios, rápidos y lo menos invasivos posibles, cuidando de minimizar ruidos, escombros, etc.

7. CONCLUSIONES

De los Resultados de las Microvibraciones del Suelo

Al correlacionar los resultados de las mediciones de microvibraciones realizadas en distintos lugares de las comunas de Quinta Normal, Lo Prado y Pudahuel con los grados de intensidad obtenidos en trabajos anteriores para estas comunas luego del terremoto de 1985 (Infantas, 1987 y Bertholet, 1989) es posible observar una tendencia lineal, que indica que la relación espectral H/V es mayor cuando aumenta el grado de intensidad.

Por otra parte, desde la perspectiva de los suelos de fundación, se observa que las relaciones de la REHV tienden a ser más bajas en los límites de las comunas de Lo Prado con Pudahuel, lo que indicaría la presencia de un suelo con estratigrafía relativamente uniforme, en este caso de pumicita. (Ver Figuras A1 (Escobar, 1986) y A.2 (Bertholet, 1989) en combinación con la Figura 3.2 de Trazado de la mediciones de REHV).

De la Evolución de los Periodos

Los periodos obtenidos son todos menores que 0,2 s, tal como se espera para edificios de albañilería de 4 pisos. Las ecuaciones de trabajos anteriores se ajustan solo en algunos de los casos, en otros, las relaciones propuestas están muy por debajo de los resultados obtenidos en este trabajo, debido, principalmente, a que para éstas se necesitan parámetros muy generales, dejando de lado otros que proveen más información, como el tipo de material, por ejemplo.

Queda de manifiesto que los daños en las estructuras van de la mano con una flexibilización de éstas, es decir, con una degradación de la rigidez, lo que se observa claramente si se comparan los periodos transversales de los blocks dañados con aquellos que no han experimentado daños. En la Tabla 4.5 se observa que el periodo transversal del block 31 (dañado) es casi un 10 % superior a los periodos de los blocks 3 y 22.

En general, los periodos longitudinales no sufrieron mayores variaciones. Esto se debe a que los daños se concentraron principalmente en muros orientados en la dirección transversal, es decir, los muros longitudinales se conservaron prácticamente sin daños o con daños leves.

Por otro lado, se observa que en estructuras reparadas, las obras de reparación/refuerzo implementadas en los edificios medidos, logran eficientemente recuperar la resistencia de las estructuras, pues edificios reparados anteriormente no sufrieron daños. No así la rigidez, la que solo en algunos pudo ser recuperada, como es el caso de los blocks 24 y 26 del Conjunto Alberto Larraguibel, donde sus periodos en la dirección transversal no variaron respecto de los edificios sin daño (block 2 y 9), debido al tipo de reparación y a lo extensa de éstas respectivamente. En los demás edificios reparados (block 12 y 16) que se midieron, los periodos son siempre más altos que los de edificios que nunca han sufrido daños (block 2 y 9).

En la dirección longitudinal, los periodos de los edificios reparados medidos son todos más altos que los periodos de edificios que nunca han sufrido daños, es decir, las reparaciones realizadas no aportaron rigidez en esta dirección.

De los Proyectos de Recuperación

Basado en las visitas a terreno realizadas a conjuntos de viviendas sociales, en las que se constató que, después de varios meses de transcurrido el terremoto, las obras de recuperación y refuerzo no habían comenzado, y en algunos casos los proyectos aún no eran siquiera definidos, es imprescindible contar con un plan de contingencia, con el objetivo de actuar de manera rápida y ordenada en el catastro de daños, para poder determinar la intensidad de éstos de manera eficiente, y así contar con información de buena calidad a la hora de evaluar las distintas soluciones y desarrollar los proyectos de recuperación.

Por otro lado, es importante destacar que se hace necesario, junto con reparar y reforzar los edificios dañados, reforzar todas aquellas estructuras de la misma tipología que no presentaron fallas. Queda en evidencia, como es el caso del Conjunto Germán Riesco de la comuna de San Joaquín, que la sola acción de reparar daños y/o reforzar zonas específicas, no es suficiente. Se deben estudiar soluciones integrales que mejoren propiedades, fundamentalmente la capacidad resistente de las estructuras, y que además le otorguen la ductilidad necesaria para disipar energía a la hora de un sismo. A su vez, es recomendable que los refuerzos proyectados sean simétricos, en la medida de lo posible, para así evitar la aparición de modos torsionales no previstos en el análisis y diseño de las estructuras originales.

El desarrollo de los proyectos de recuperación a través de distintas EGIS constituye una diferencia fundamental si se compara este proceso de reconstrucción con el proceso llevado a cabo tras el terremoto de 1985. Tras dicho terremoto, fue un único ente (la Comisión Especial Asesora, CEA) el encargado de ponderar y clasificar los distintos niveles de daño, el que también fue responsable de elaborar los proyectos de reparación y refuerzo. Si bien es cierto la integración de ambas etapas no constituye necesariamente un valor, el hecho de cada una se haya desarrollado de modo centralizado posibilitó la adopción de criterios comunes, incidiendo en un correcto enfoque de los recursos.

Otro aspecto que llama la atención es la poca o casi nula consulta a la información existente respecto de lo realizado durante 1985. Los proyectos de recuperación revisados en este trabajo no incluyen en sus antecedentes ningún proyecto de reparación realizado en viviendas sociales dañadas tras el sismo de 1985, no dando cuenta de las distintas naturalezas estructurales de las albañilerías.

Desde un punto de vista social, es importante evaluar el impacto de los trabajos de reparación/refuerzo en la vida cotidiana de las familias, por lo que es recomendable que, junto con proyectar una solución eficiente, ésta sea fácil de implementar, es decir, que los trabajos sean lo más limpios, rápidos y lo menos invasivos posibles, cuidando de minimizar ruidos, escombros, etc.

BIBLIOGRAFÍA

Alcaíno, Pablo; Santa María, Hernán, 2008, “Resistencia al Corte de Muros de Albañilería Reforzados Exteriormente con Fibras” XXXIII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Santiago, Chile, 26 al 30 de Mayo de 2008.

Alcaíno, Pablo; Santa María, Hernán, 2010, “Muros de Albañilería Reforzados Exteriormente con Fibras: Casos Especiales” X Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Valdivia-Santiago, Chile, 22 al 27 de Mayo de 2010.

Arias, Santiago, 1976, “Metodología para la reparación de una estructura dañada por sismo”, II° Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, Chile, 26 al 30 de Julio de 1976.

Astroza I., Maximiliano, 2009, Apuntes del curso Diseño de Albañilería Estructural, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.

Bertholet Muñoz, Patricio, 1989, “Estudio de los efectos del sismo del 3 de Marzo de 1985 en la Región Metropolitana, comunas de Pudahuel y Lo Prado”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.

Campbell B., J. et al, 2005, “Ensayos de muros de albañilería armada dañados y reparados sometidos a carga horizontal dinámica”, IX° Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Concepción, Chile, 16 al 19 de Noviembre de 2005.

Caroca Gaete, José Luis, 2011, “Teoría de identificación de sistemas” Apunte del curso de Dinámica Avanzada de Estructuras, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.

EGIS Estudio 360 Soluciones Territoriales, 2010, Planos y Especificaciones Técnicas Proyecto de Reparación Villa Las Cumbres, Rancagua, SERVIU Región de O’Higgins.

Escobar Elorza, Pedro, 1986, “Influencia del suelo de fundación del Gran Santiago en el comportamiento sísmico”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.

Flores Álvarez, Rodrigo, 1976, “Resistencia Sísmica de Albañilerías”, 2° Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, Chile, 26 al 30 de Junio de 1976.

Flores Álvarez, Rodrigo, 1989, “Daños estructurales en viviendas sociales, sismo del 3 de Marzo de 1985”, V° Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, Chile, 7 al 11 de Agosto de 1989.

Fuentes Vergara, José Manuel, 2009, “Modelo puntal-tensor para determinar la resistencia al corte de muros de albañilería armada construidos con bloques de hormigón”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.

Gallardo V., Jorge, 2010, Informe de Evaluación Estructural Conjunto Habitacional Villa Las Cumbres, Rancagua.

Infantas López, Iván, 1987, “Estudio de los efectos del sismo del 3 de Marzo de 1985 en la Región Metropolitana, comuna de Quinta Normal Sur”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.

INN, 2008. NCh 430.Of2008 “Hormigón armado – Requisitos de diseño y cálculo”. *Instituto Nacional de Normalización*, Santiago, Chile.

INN, 1996. NCh 433.Of96 “Diseño Sísmico de Edificios”. *Instituto Nacional de Normalización*, Santiago, Chile.

INN, 1993. NCh 1928.Of93 “Albañilería armada – Requisitos para el diseño y cálculo”. *Instituto Nacional de Normalización*, Santiago, Chile.

INN, 2003. NCh 2123.Of1997 Modificada en 2003 “Albañilería confinada – Requisitos para el diseño y cálculo”. *Instituto Nacional de Normalización*, Santiago, Chile.

MINVU, 1985 (1), Proyecto Conjunto Habitacional Esperanza – Maipú, Planos N° 7138-043-501; 7138-043-502; 7138-043-503; 7138-043-504, Comisión Especial Asesora Sismo del 3 de Marzo de 1985, *Ministerio de Vivienda y Urbanismo*, Santiago, Chile.

MINVU, 1985 (2), Proyecto Población Germán Riesco, Planos N° 7138-058-501; 7138-058-502, Comisión Especial Asesora Sismo del 3 de Marzo de 1985, *Ministerio de Vivienda y Urbanismo*, Santiago, Chile.

MINVU, 1985 (3), Proyecto Villa Paraguay, Planos N° 7138-038-501, Comisión Especial Asesora Sismo del 3 de Marzo de 1985, *Ministerio de Vivienda y Urbanismo*, Santiago, Chile.

Monge, Joaquín.; Astroza Maximiliano, 1989, “Metodología para determinar el grado de intensidad a partir de los daños”, V° Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, Chile, 7 al 11 de Agosto de 1989.

Nakamura, Y., 1989. “A Method for Dynamic Characteristics Estimation of Subsurface Using Microtremor on the Ground Surface”. Quarterly Report of RTRI, vol. 30, No. 1, Page No. 25 to 33.

Nakamura, Y., 2008. “On the H/V Spectrum”. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, October 12-17, 2008.

Núñez Cortez, Manuel Alejandro, 2010, “Análisis de los daños provocados por el terremoto del 27 de Febrero de 2010 a los edificios de Villa Cordillera, comuna de Rancagua”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.

Pérez Ossa, Federico, 2005, “Determinación de periodos fundamentales de vibración en edificios de viviendas sociales mediante análisis de registros de microvibraciones”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.

SERVIU RM, 2011, Memoria descriptiva, Planos y Especificaciones Técnicas Proyecto de Reparación Laguna Poniente, Lo Prado, *Servicio de Vivienda y Urbanismo*, Santiago, Chile.

SERVIU RM, 2011, Memoria descriptiva, Planos y Especificaciones Técnicas Proyecto de Reparación Larraguibel, Lo Prado, Santiago, Chile.

Verdugo, R. et al, 2005, “Uso de la Razón Espectral H/V en superficie para la caracterización sísmica de Santiago”, IX° Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Concepción, Chile, 16 al 19 de Noviembre de 2005.

ANEXO A: ANTECEDENTES SUELO

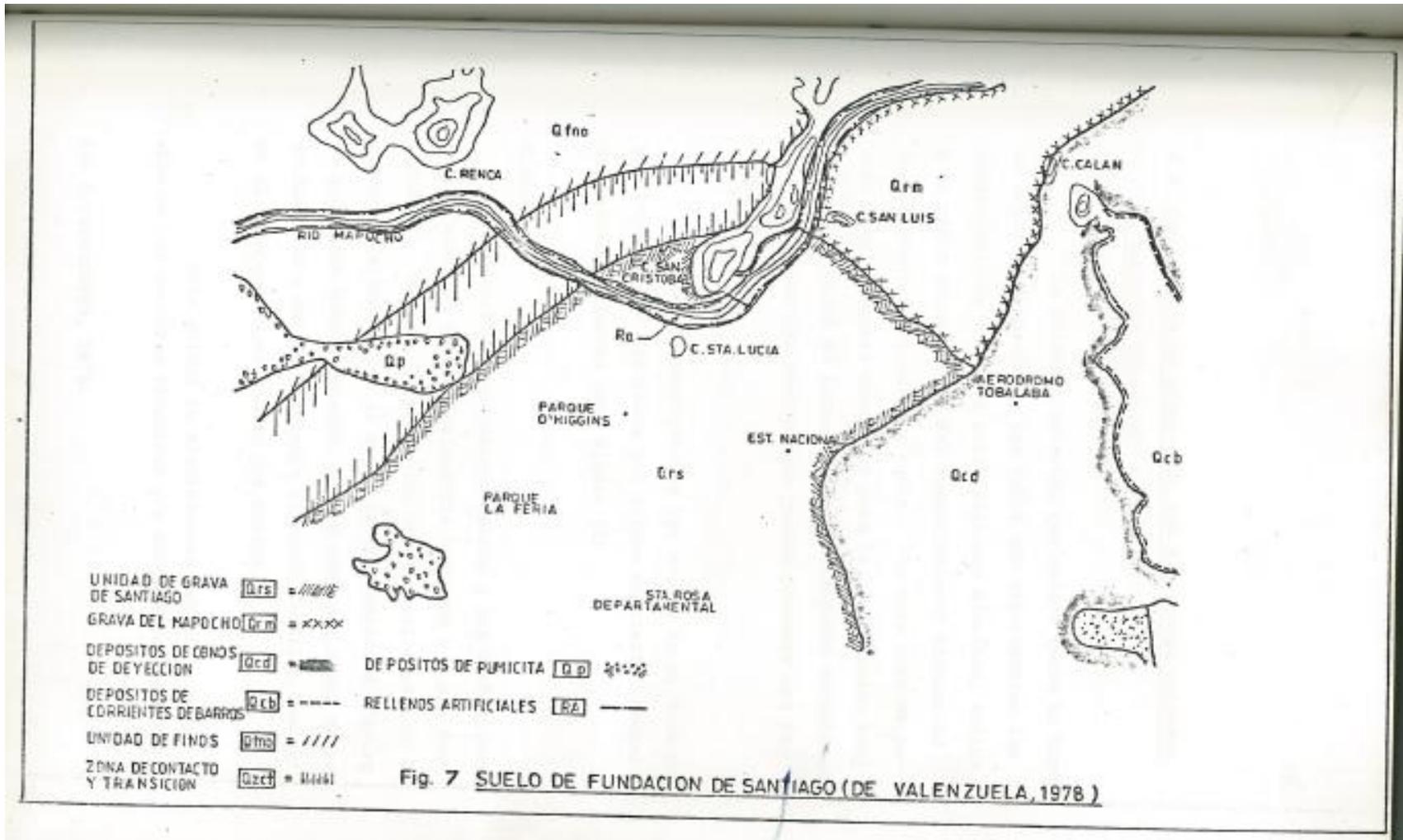


Figura A.1: Suelo de Fundación del Gran Santiago (Escobar, 1986)

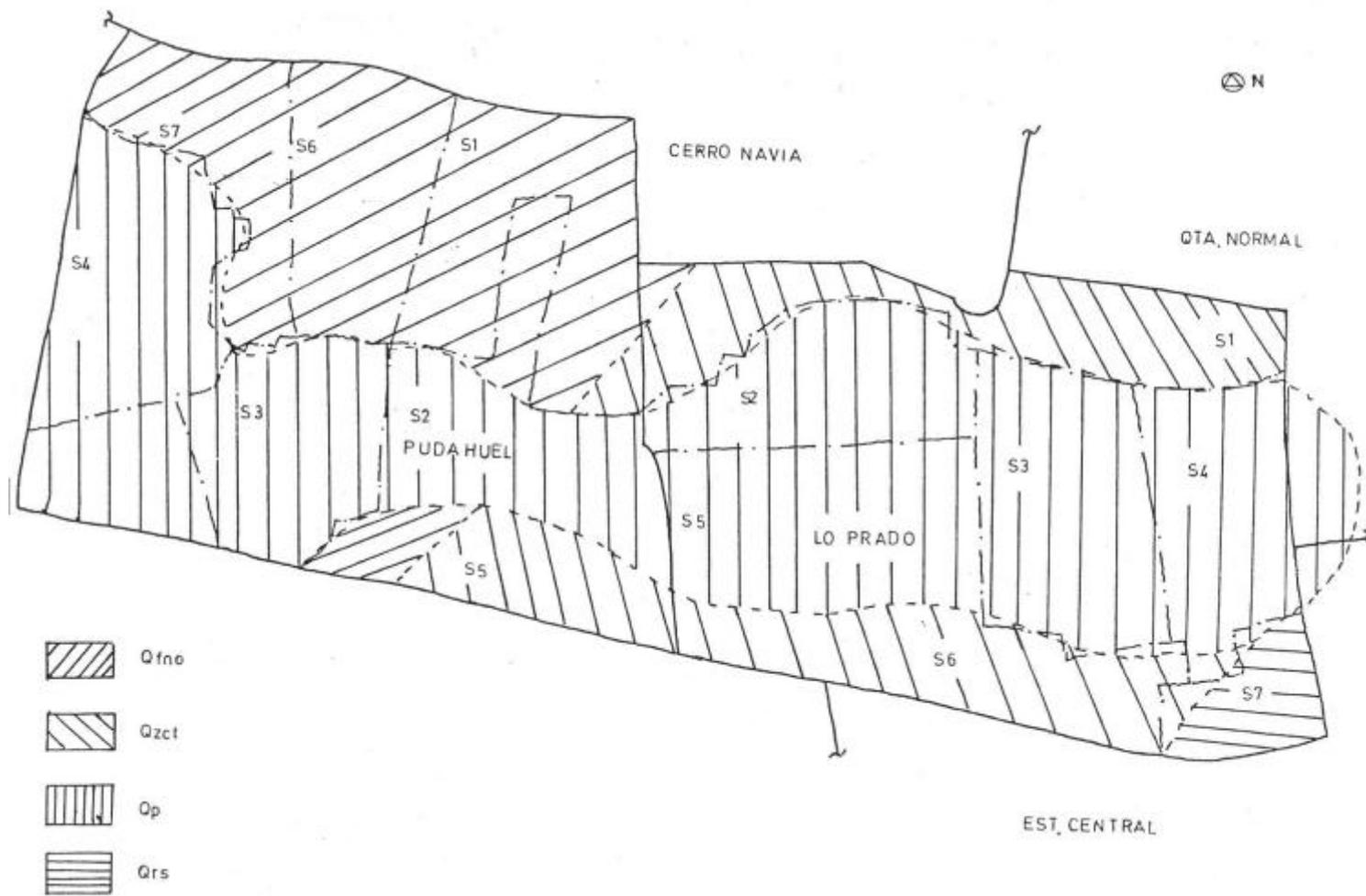


Figura A.2: Sectorización y suelos de fundación comunas de Pudahuel y Lo Prado (Bertholet, 1989)

ANEXO B: FIGURAS CAPITULO 3

A continuación se presentan los mapas con las intensidades de daño tras el sismo de Marzo de 1985, y los espectros de aceleración horizontal, 1 en cada dirección, y el espectro de aceleración vertical, del suelo y la razón espectral entre las aceleraciones horizontal y vertical, resultado del procesamiento de los registros mediante el método desarrollado por Nakamura (1989).

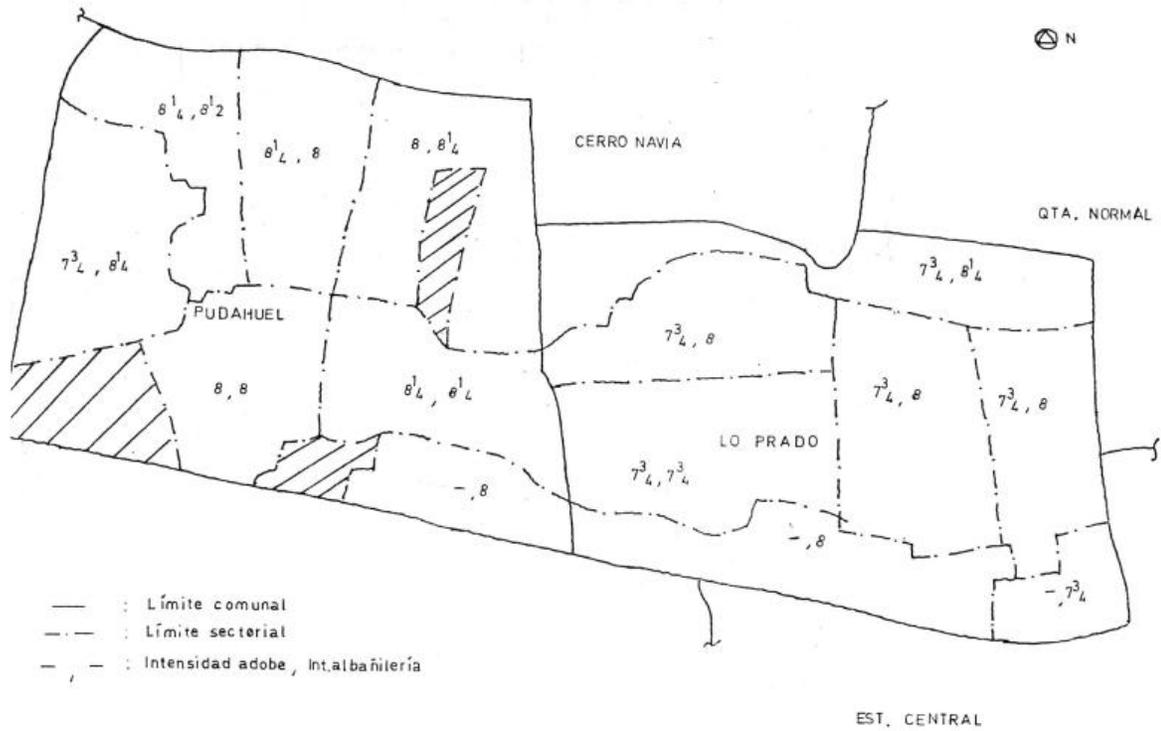


Figura B.1: Intensidades de daño comunas de Pudahuel y Lo Prado tras sismo del 3 de Marzo de 1985 (Bertholet, 1989)

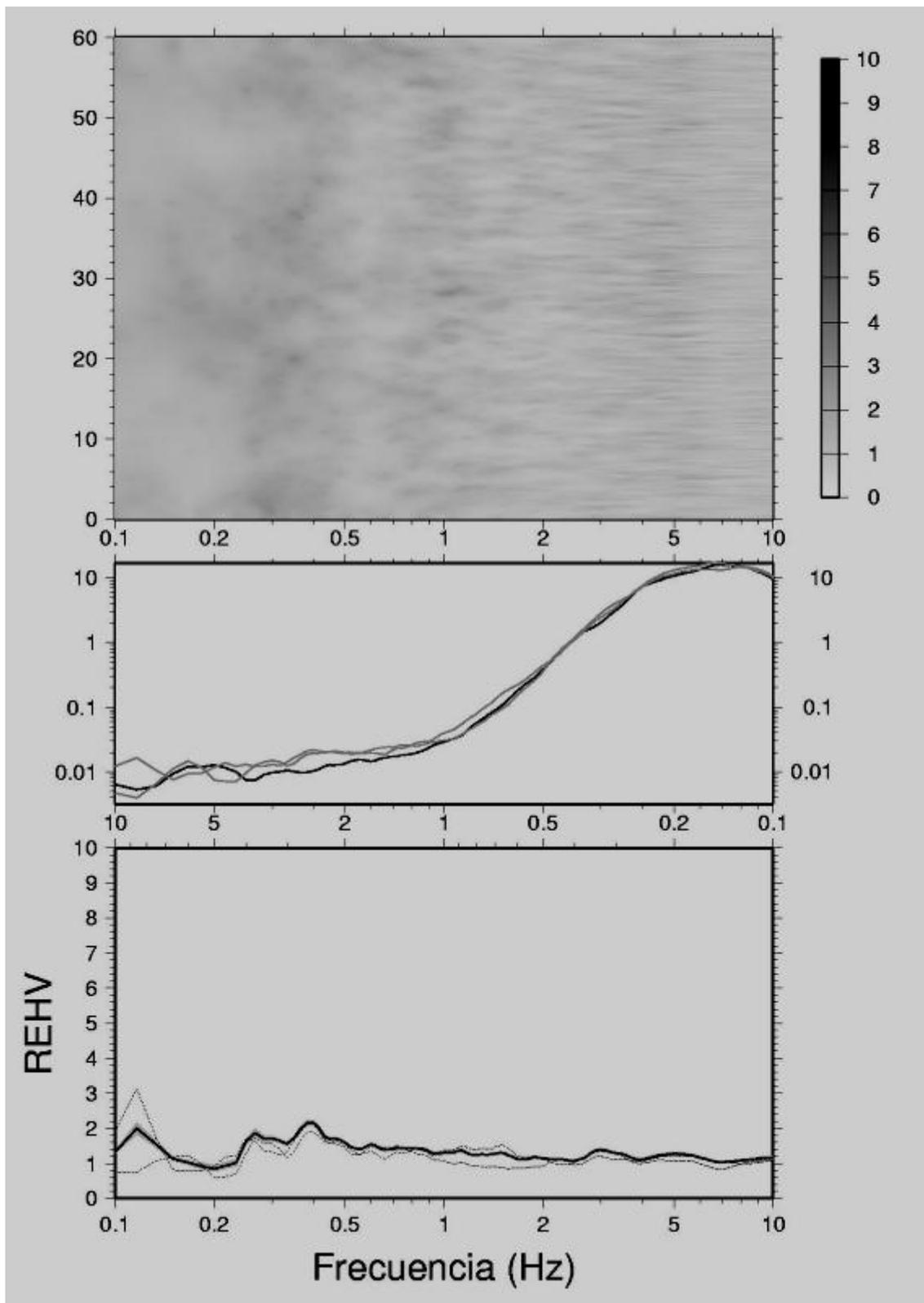


Figura B.3: Estación Gruta de Lourdes

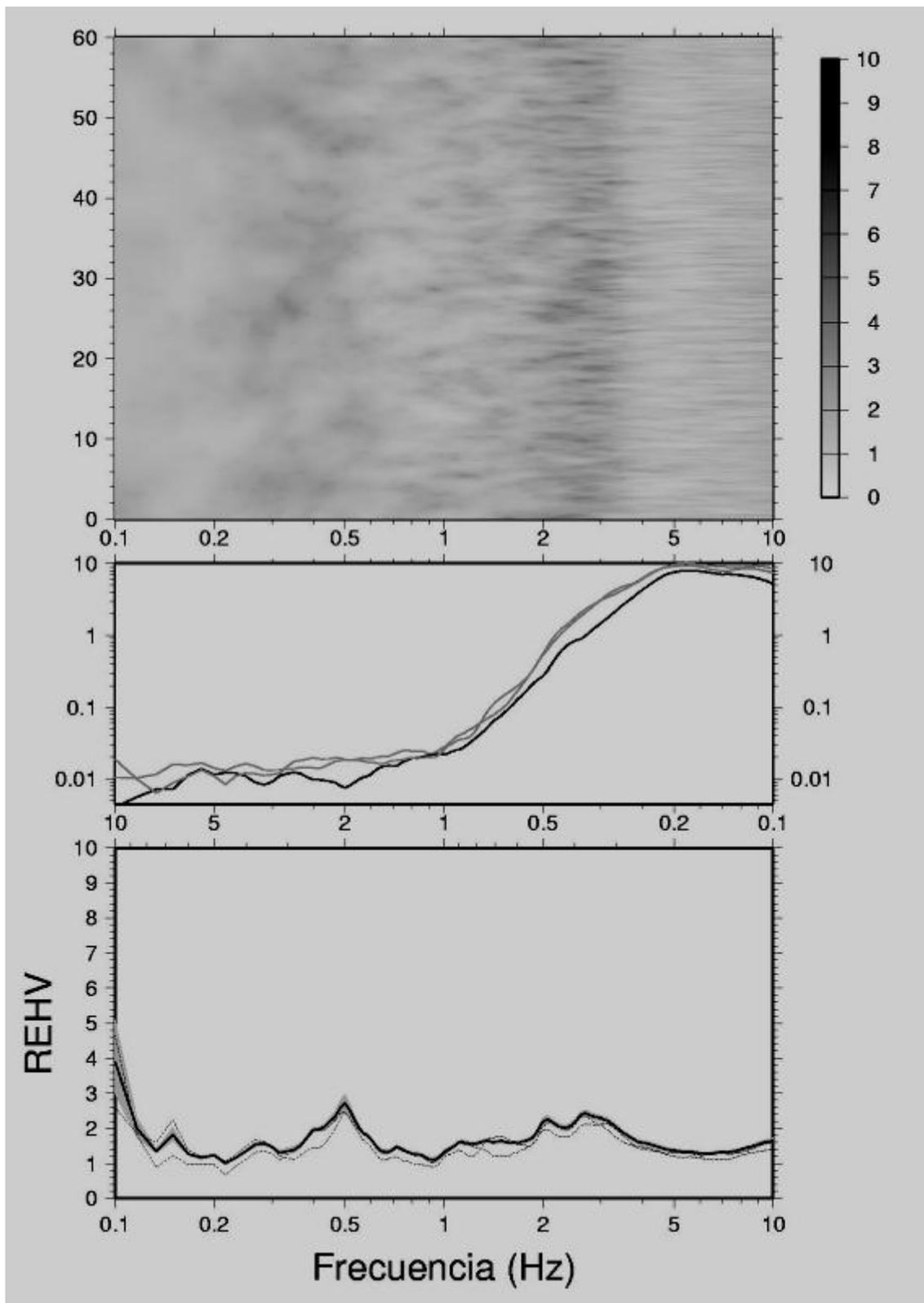


Figura B.4: Ventilación Simón Bolívar

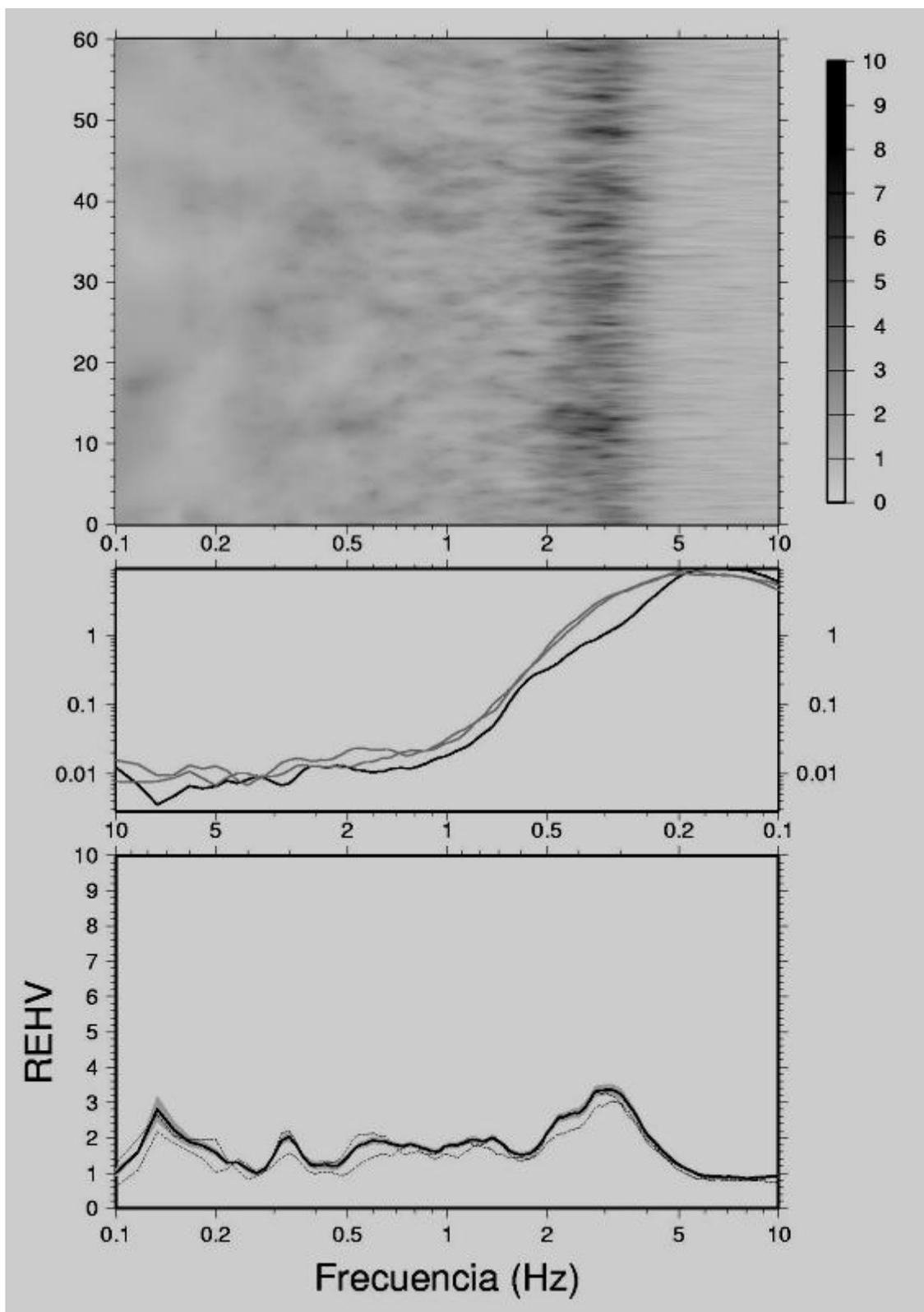


Figura B.5: Estación Blanqueado

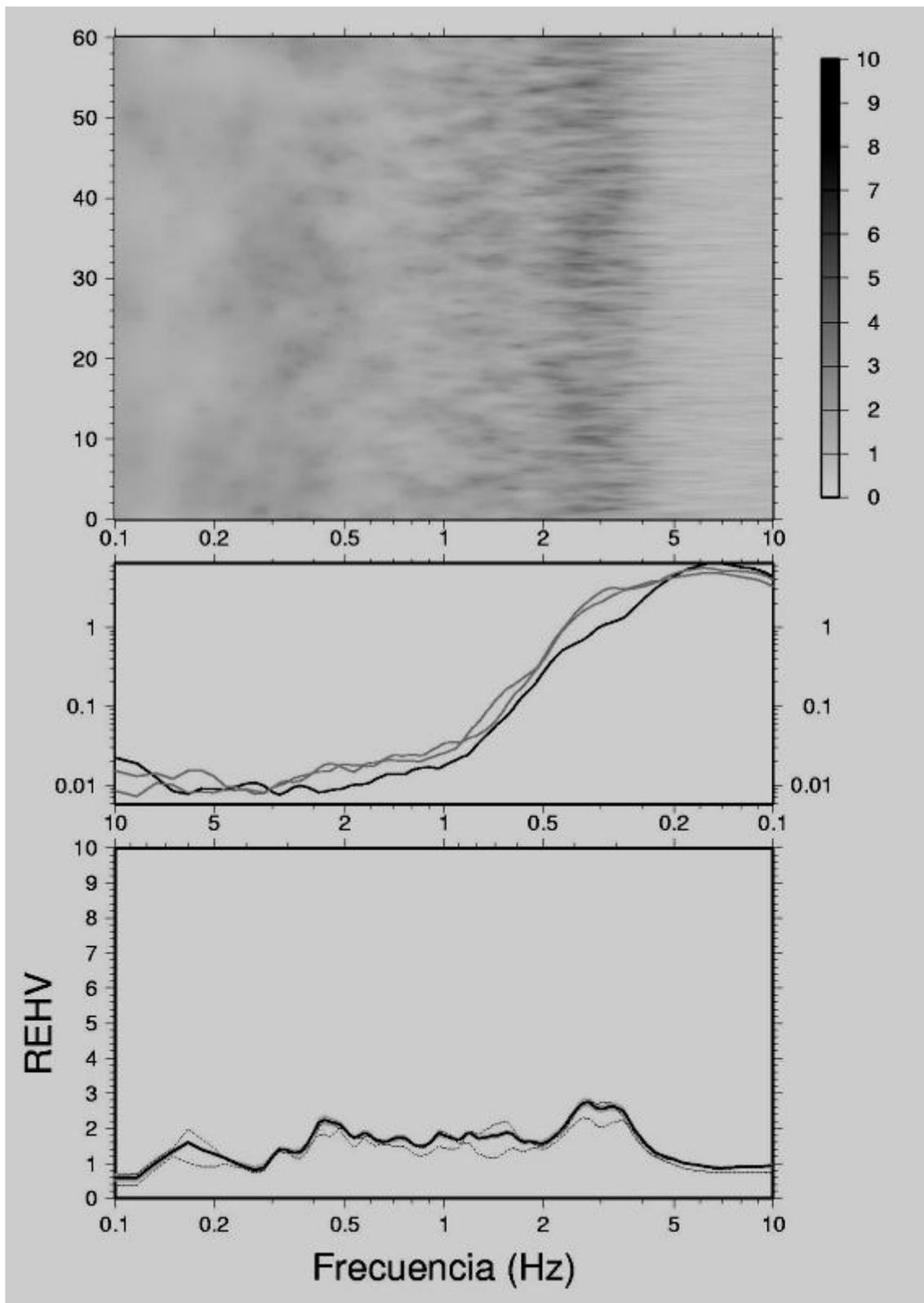


Figura B.6: Ventilación Casilda

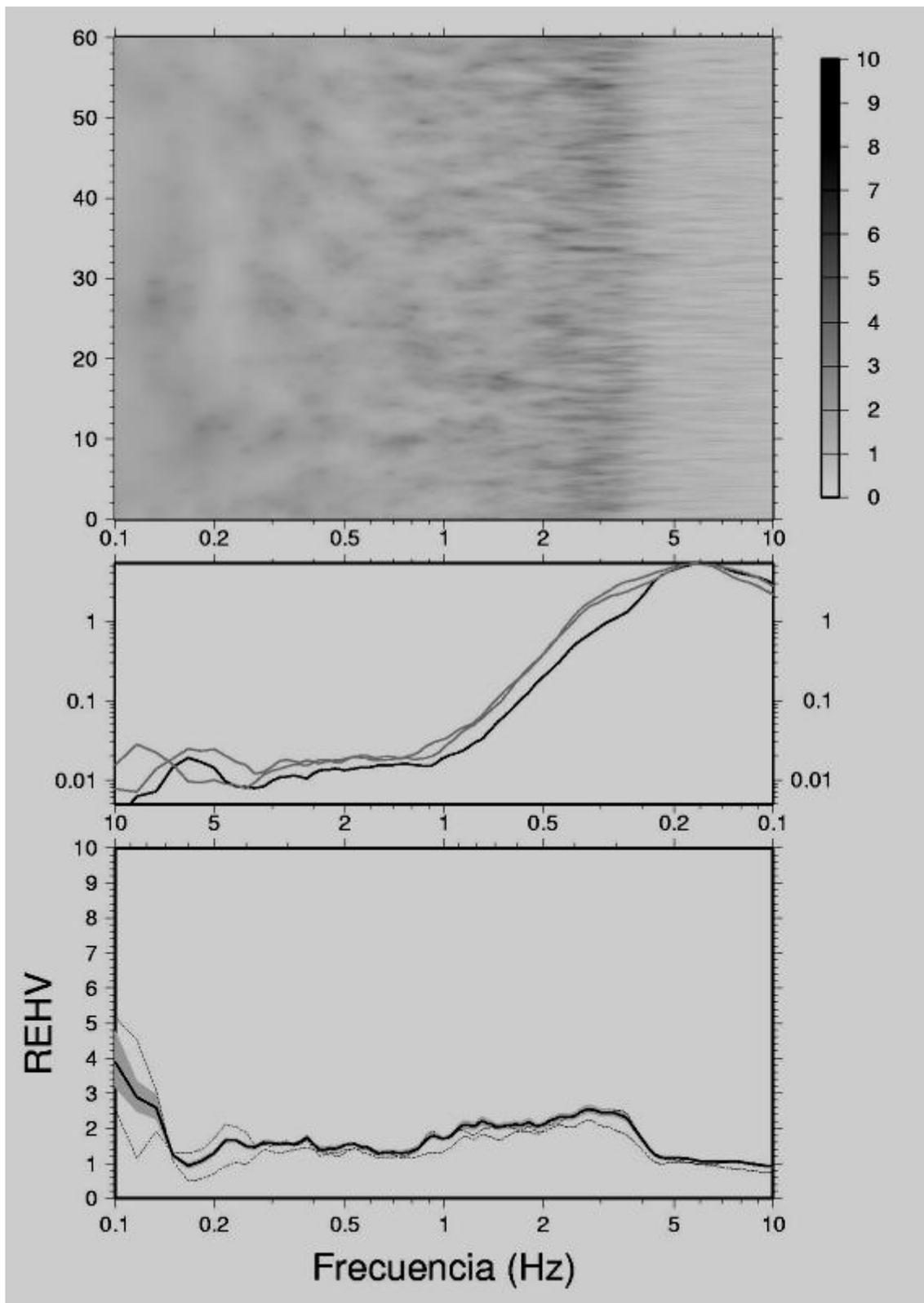


Figura B.7: Estación Lo Prado

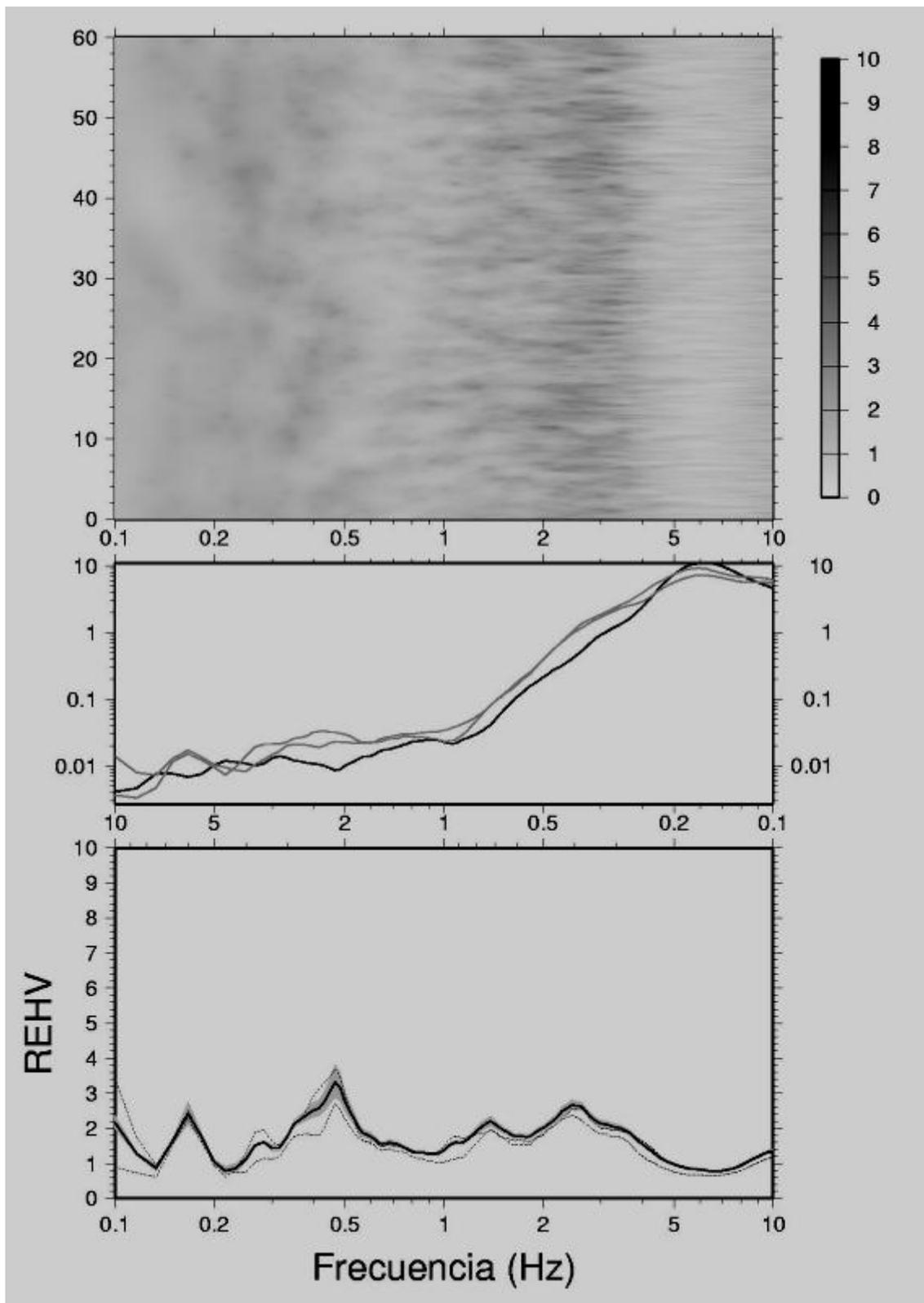


Figura B.8: Estación San Pablo

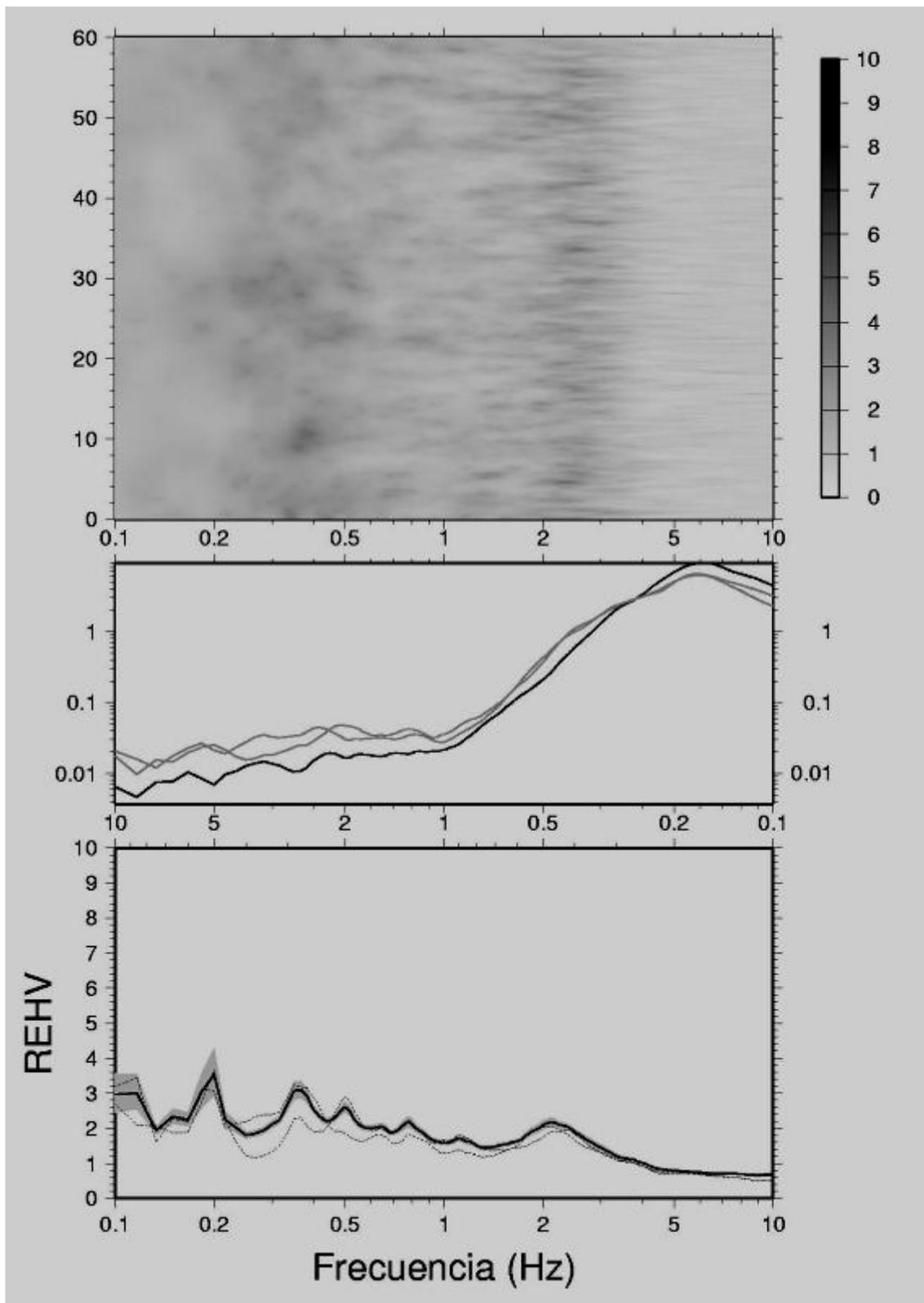


Figura B.9: Ventilación Las Torres 2º medición

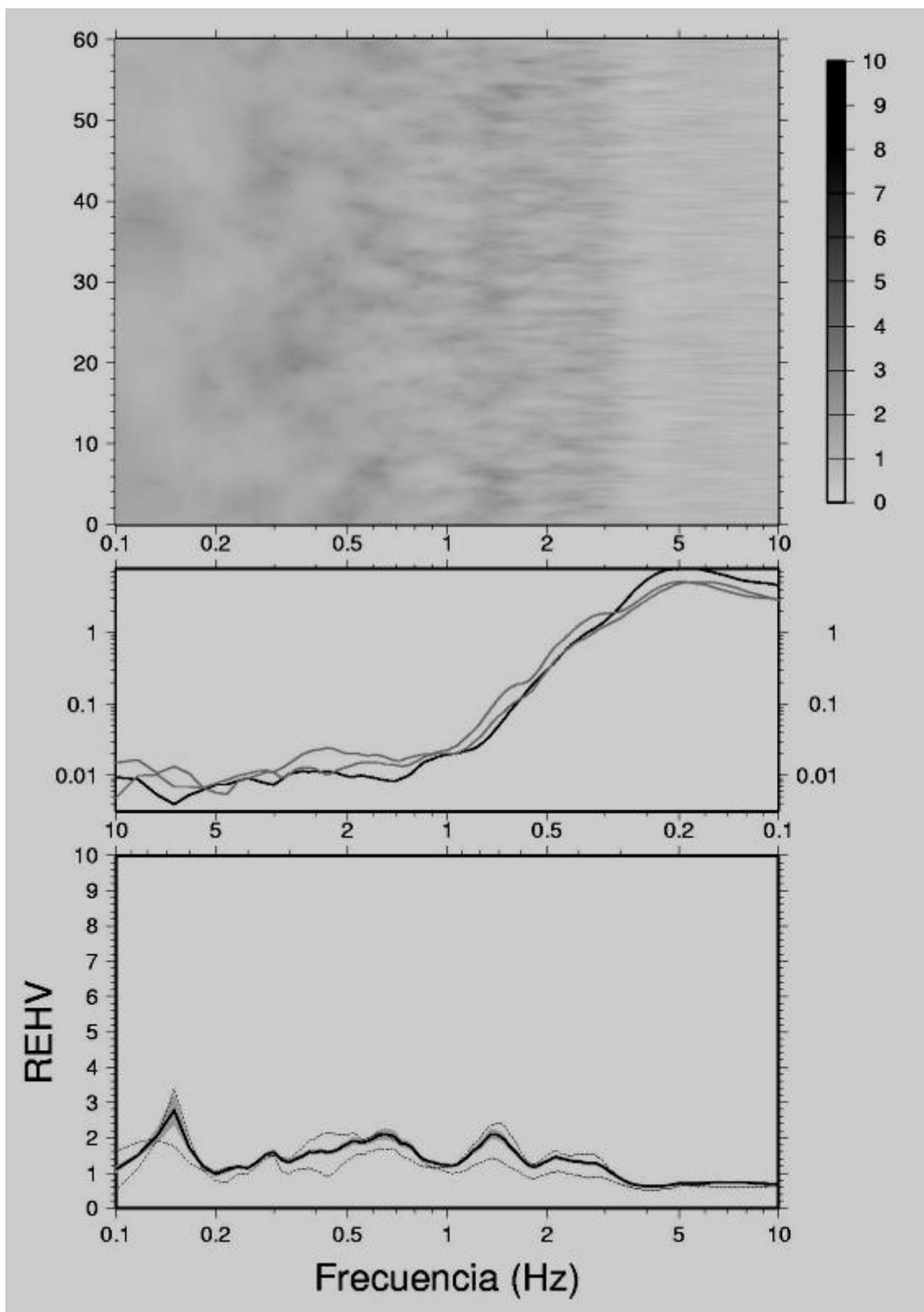


Figura B.10: Conjunto Alberto Larraguibel 1

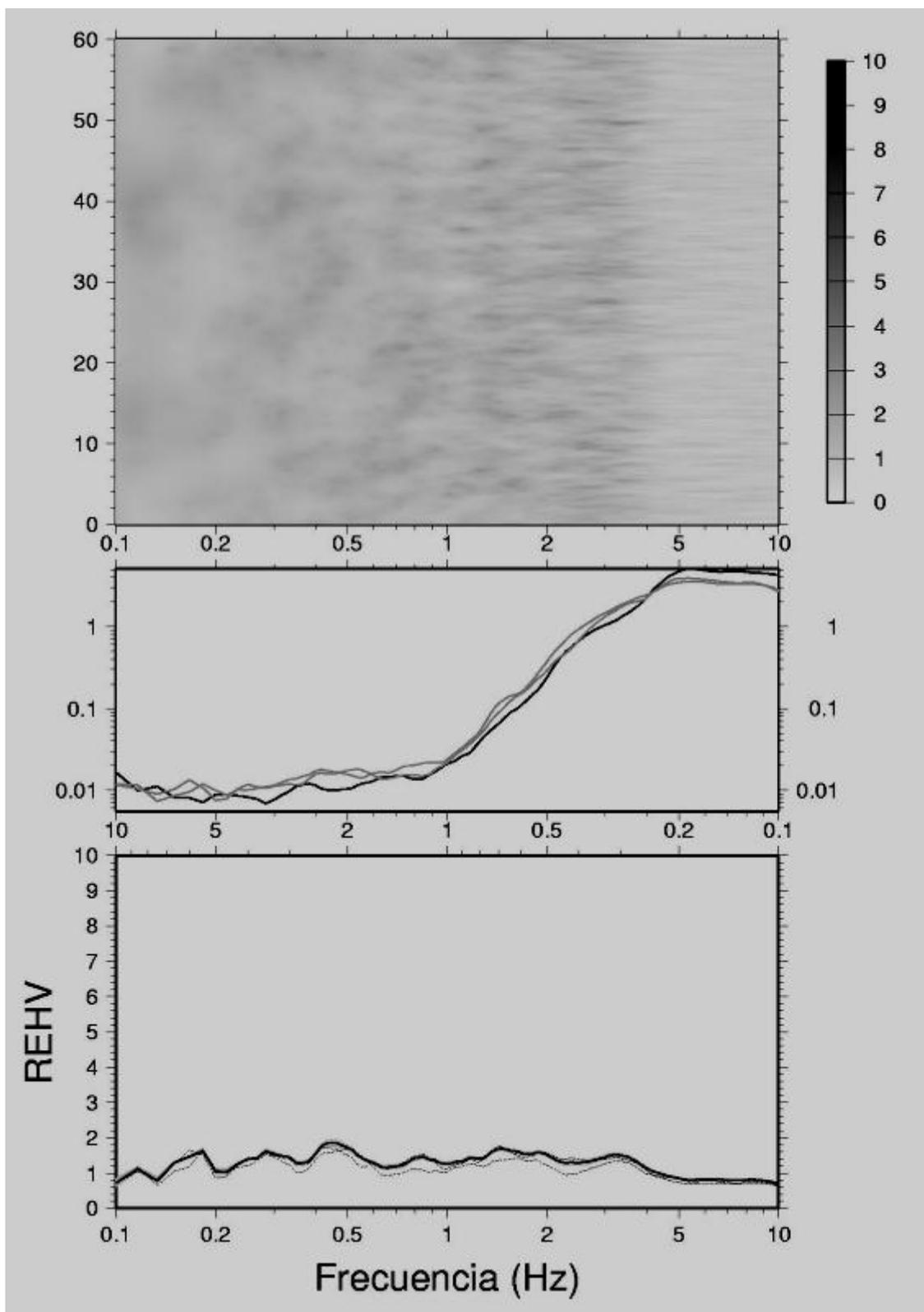


Figura B.11: Conjunto Alberto Larraguibel 2

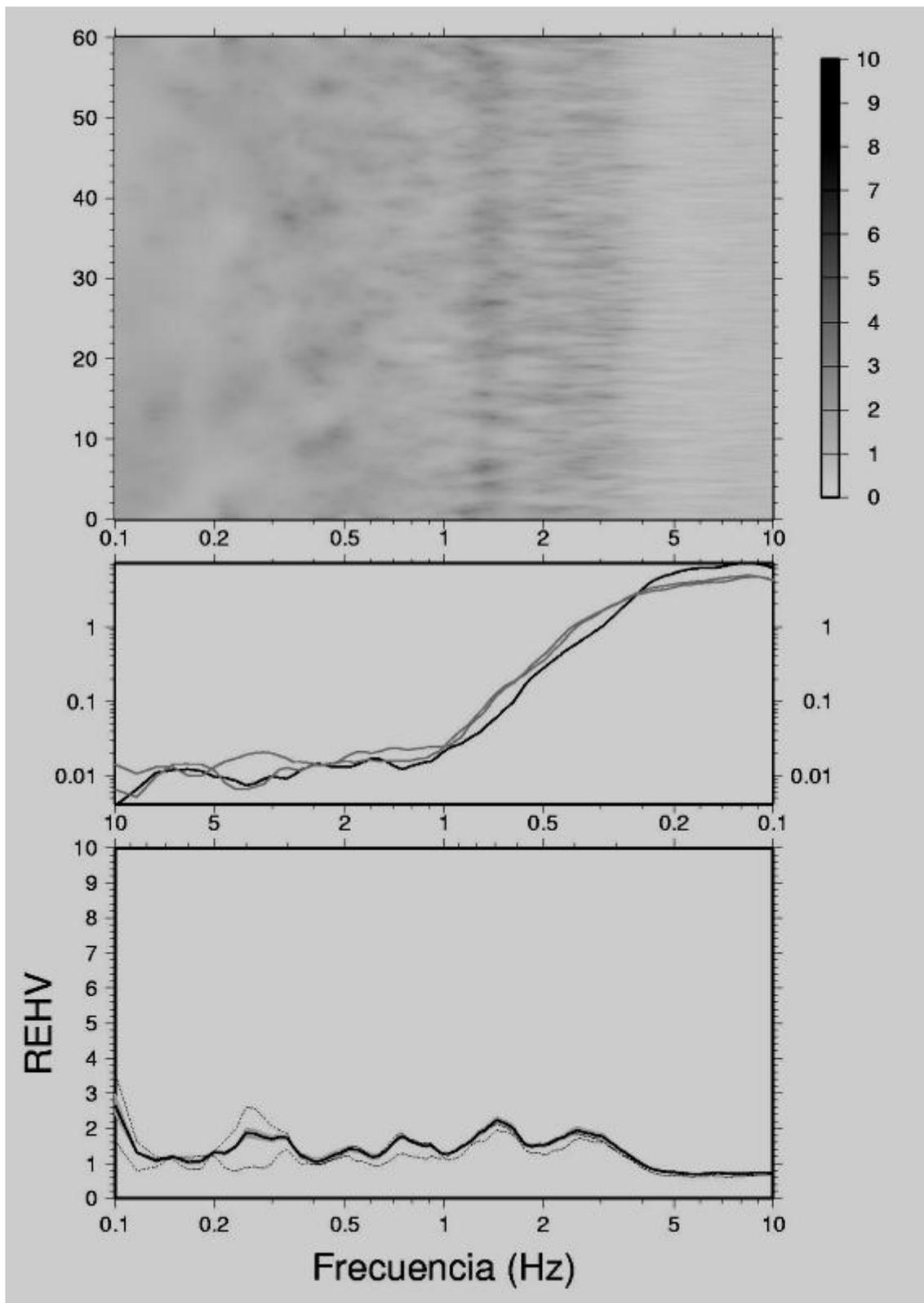


Figura B.12: Conjunto Alberto Larraguibel 3

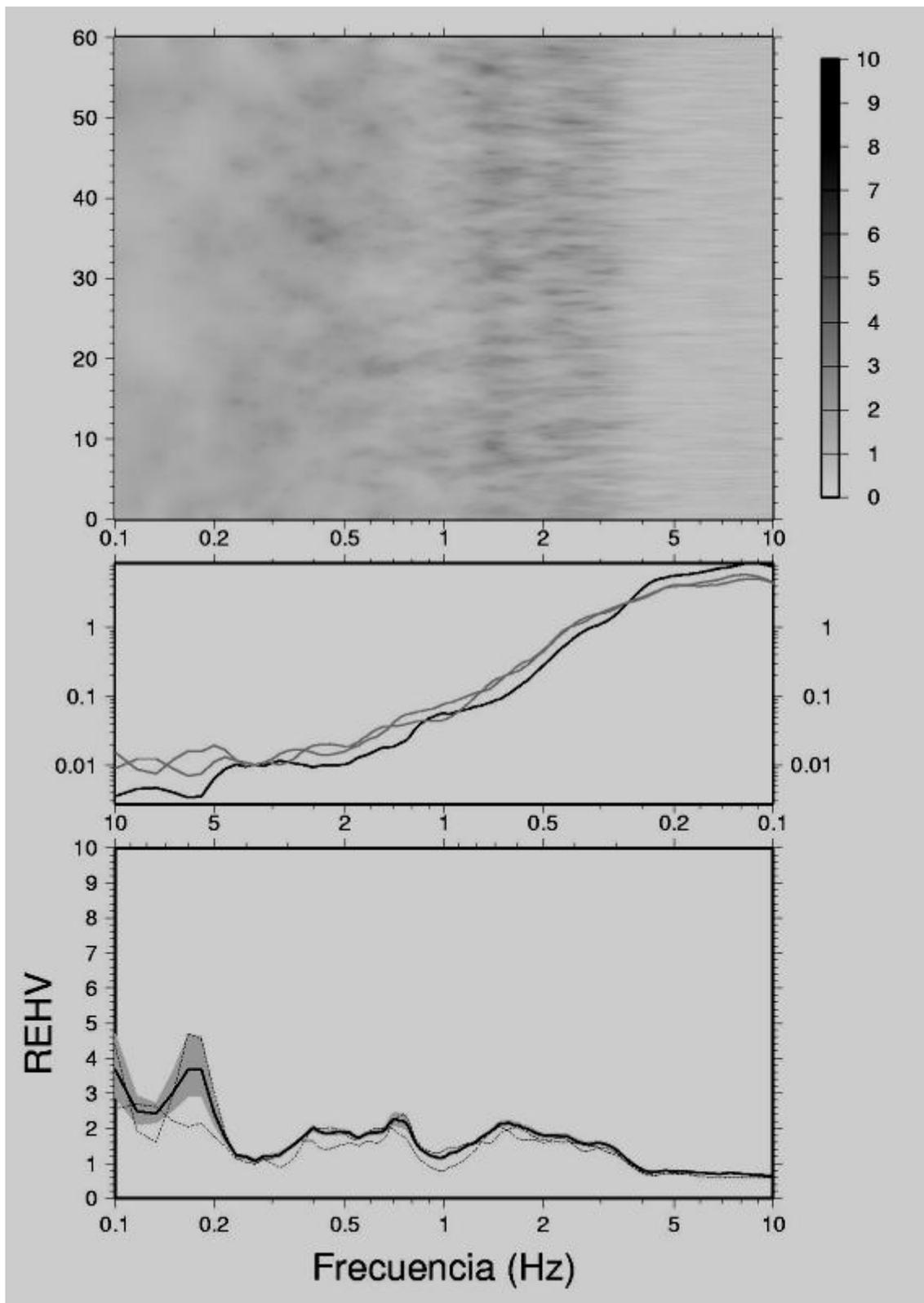


Figura B.13: Conjunto Alberto Larraguibel 4

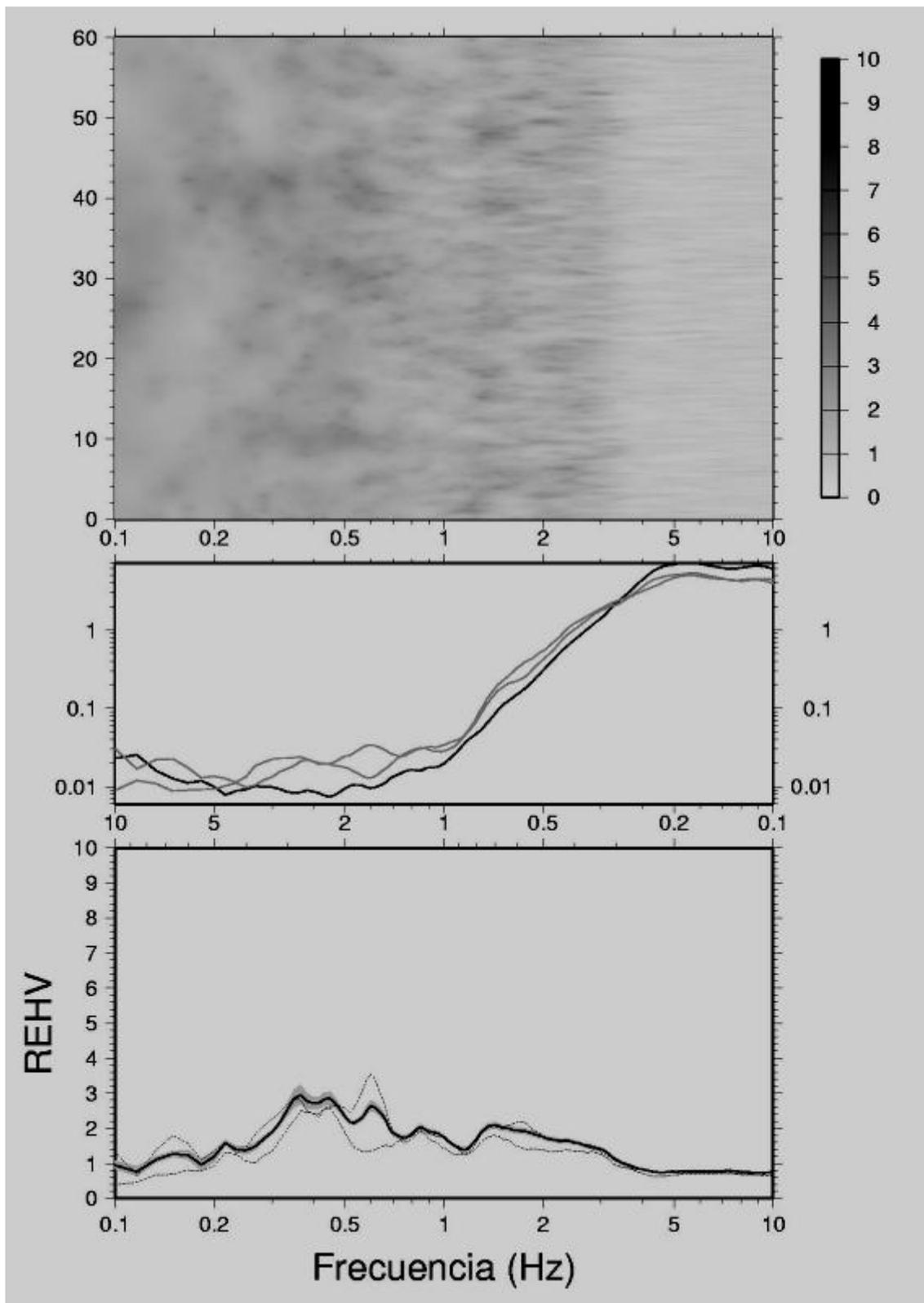


Figura B.14: Estación Pudahuel

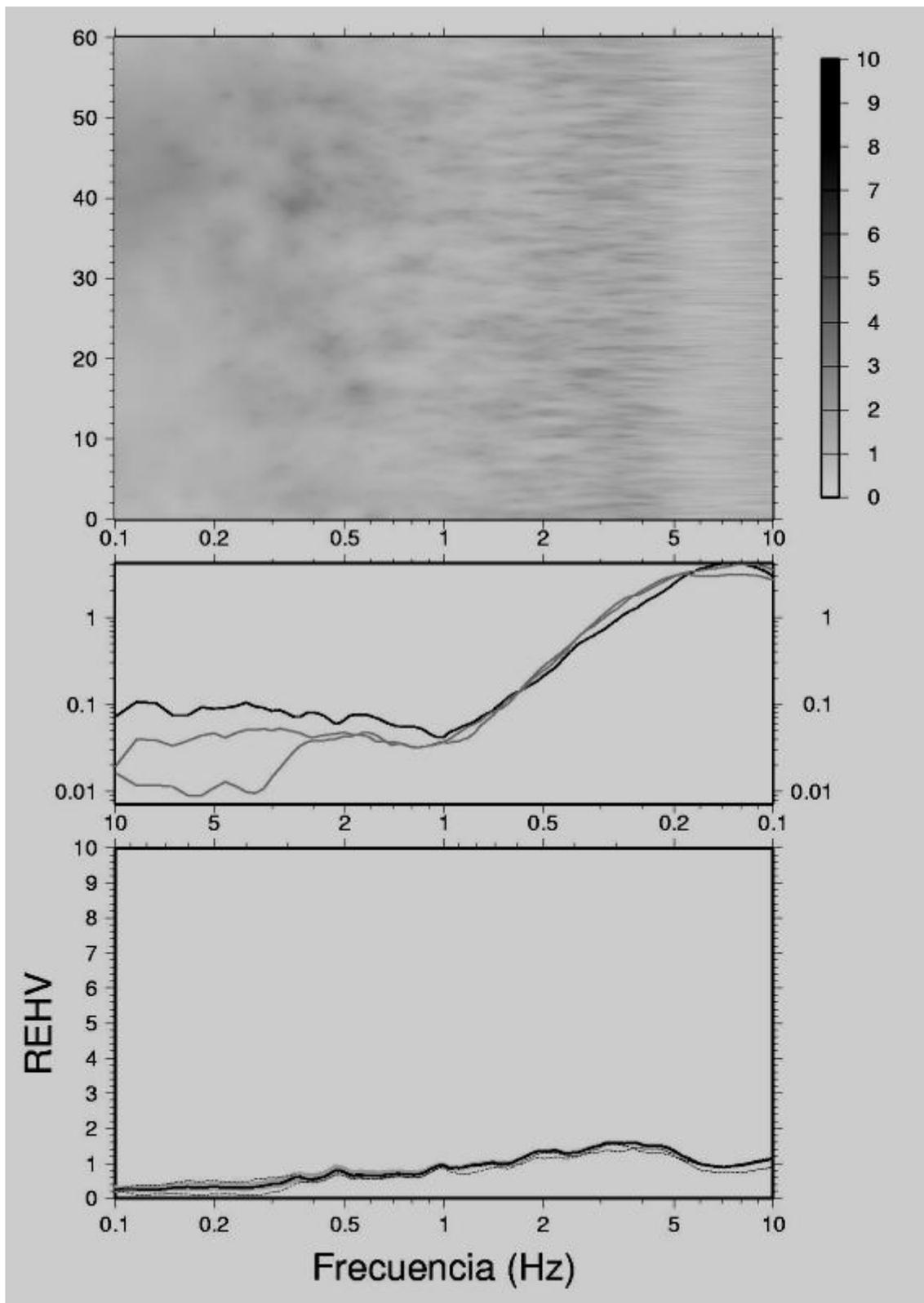


Figura B.15: 18 de Septiembre con Teniente Cruz

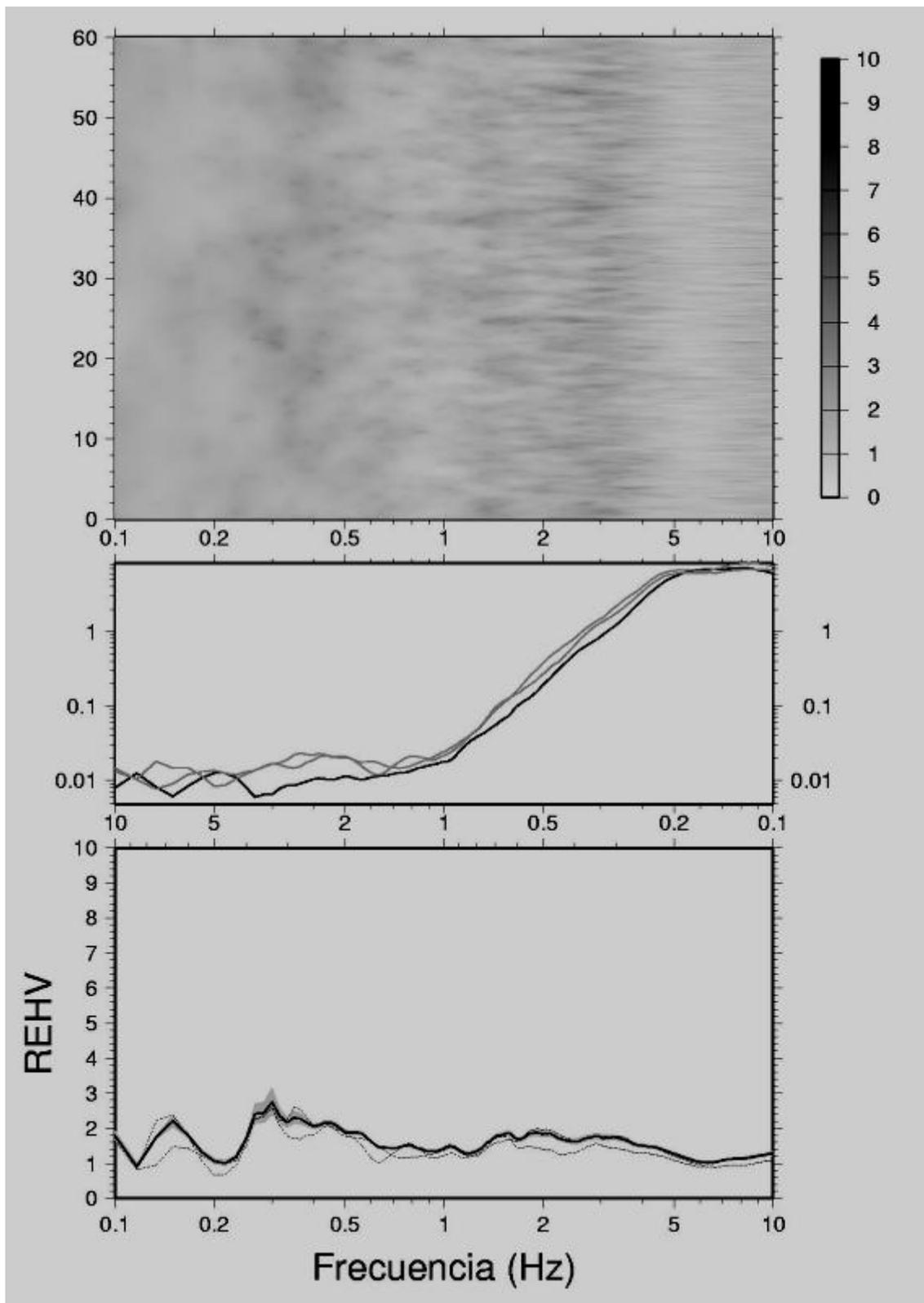


Figura B.16: Estación Barrancas

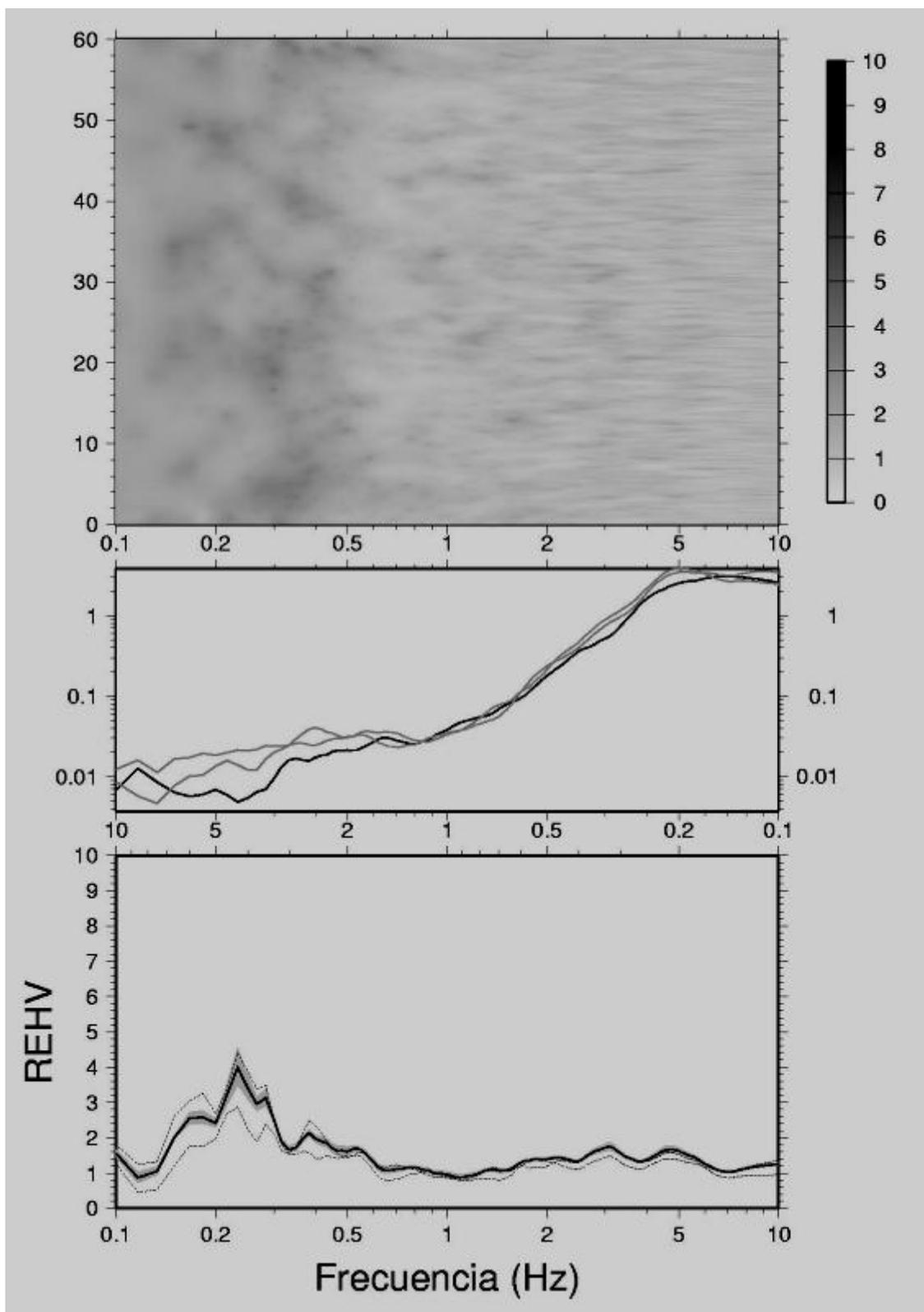


Figura B.17: Mar del Sur con Teniente Cruz

ANEXO C: FIGURAS CAPITULO 4

A continuación se muestra la posición de los sensores utilizados en cada una de las mediciones realizadas en el conjunto Alberto Larraguibel, de la comuna de Lo Prado, Región Metropolitana:

- Block 2 (Sin daños 1985 – Sin daños 2010)

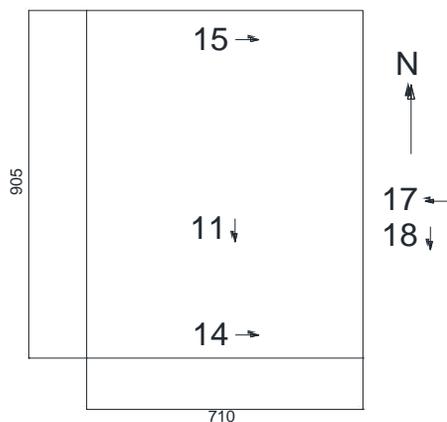


Figura C.1: Posición sensores registro Block 2.

- Block 9 (Sin daños 1985 – Sin daños 2010)

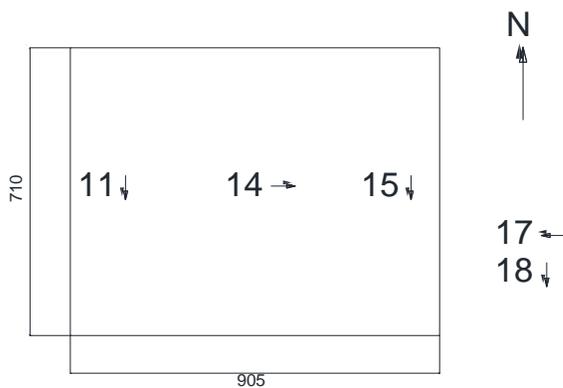


Figura C.2: Posición sensores registro Block 9.

- Block 16 (Con daños 1985 – Con reparación 1985 – Sin daños 2010)

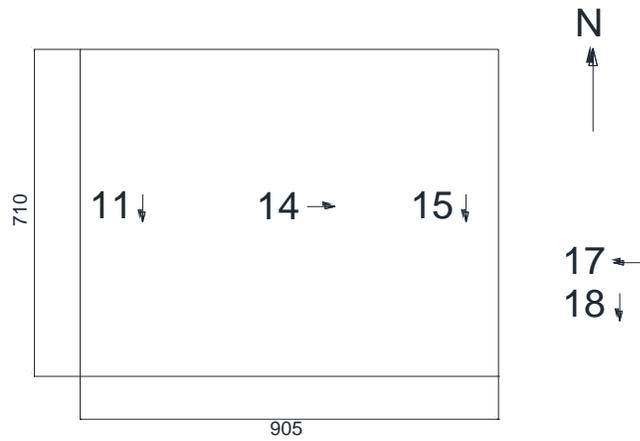


Figura C.3: Posición sensores registro Block 16.

- Block 12 (Con daños 1985 – Con reparación 1985 – Con daños leves 2010)

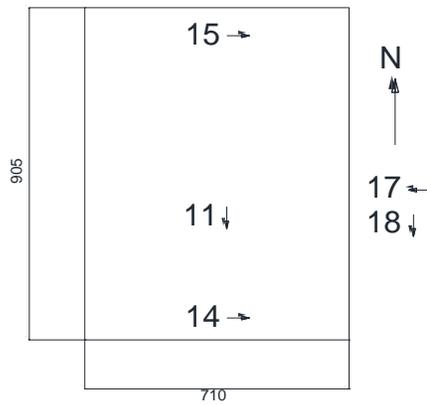


Figura C.4: Posición sensores registro Block 12.

- Block 26 (Con daños 1985 – Con reparación extendida 1985 – Sin daños 2010)

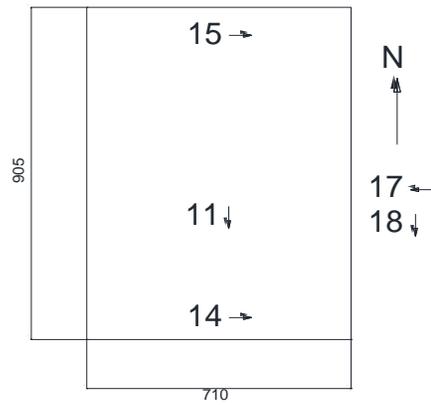


Figura C.5: Posición sensores registro Block 26.

- Block 24 (Sin daños 1985 – Con daños 2010 – Con reparaciones 2010)

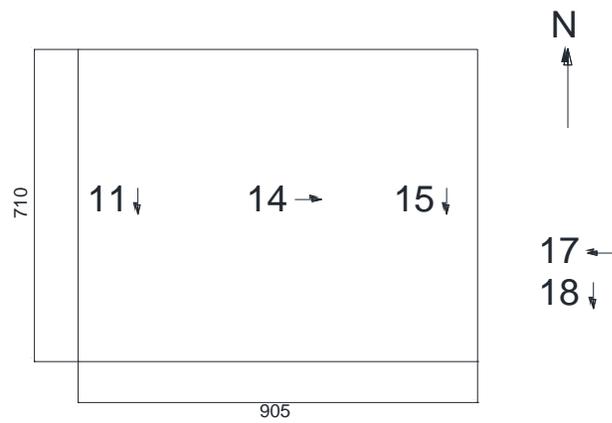


Figura C.6: Posición sensores registro Block 24.

- Block 3 (Sin daños 1985 – Sin daños 2010)

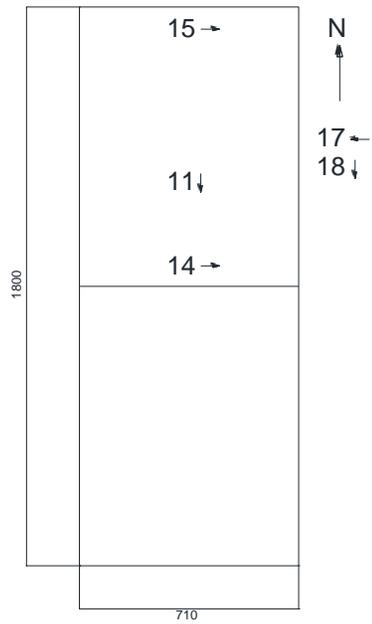


Figura C.7: Posición sensores registro Block 3.

- Block 22 (Sin daños 1985 – Sin daños 2010)

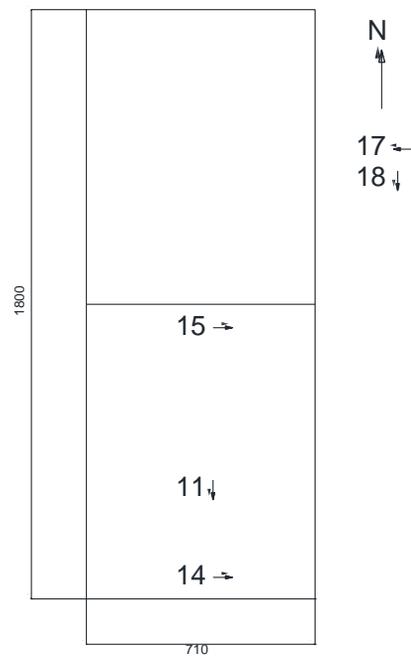


Figura C.8: Posición sensores registro Block 22.

- Block 31 (Sin daños 1985 – Daños severos 2010 – Sin reparaciones 2010)

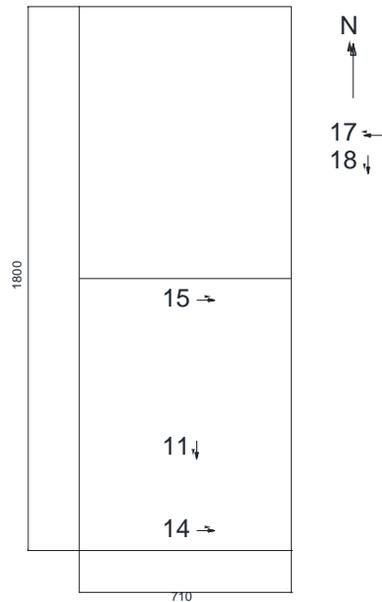


Figura C.9: Posición sensores registro Block 31.

Los espectros de densidad de potencia en función de la frecuencia y en función del periodo de las estructuras, resultado del procesamiento de los registros de microvibraciones, se muestran a continuación.

- Block 2 (Sin daños 1985 – Sin daños 2010)

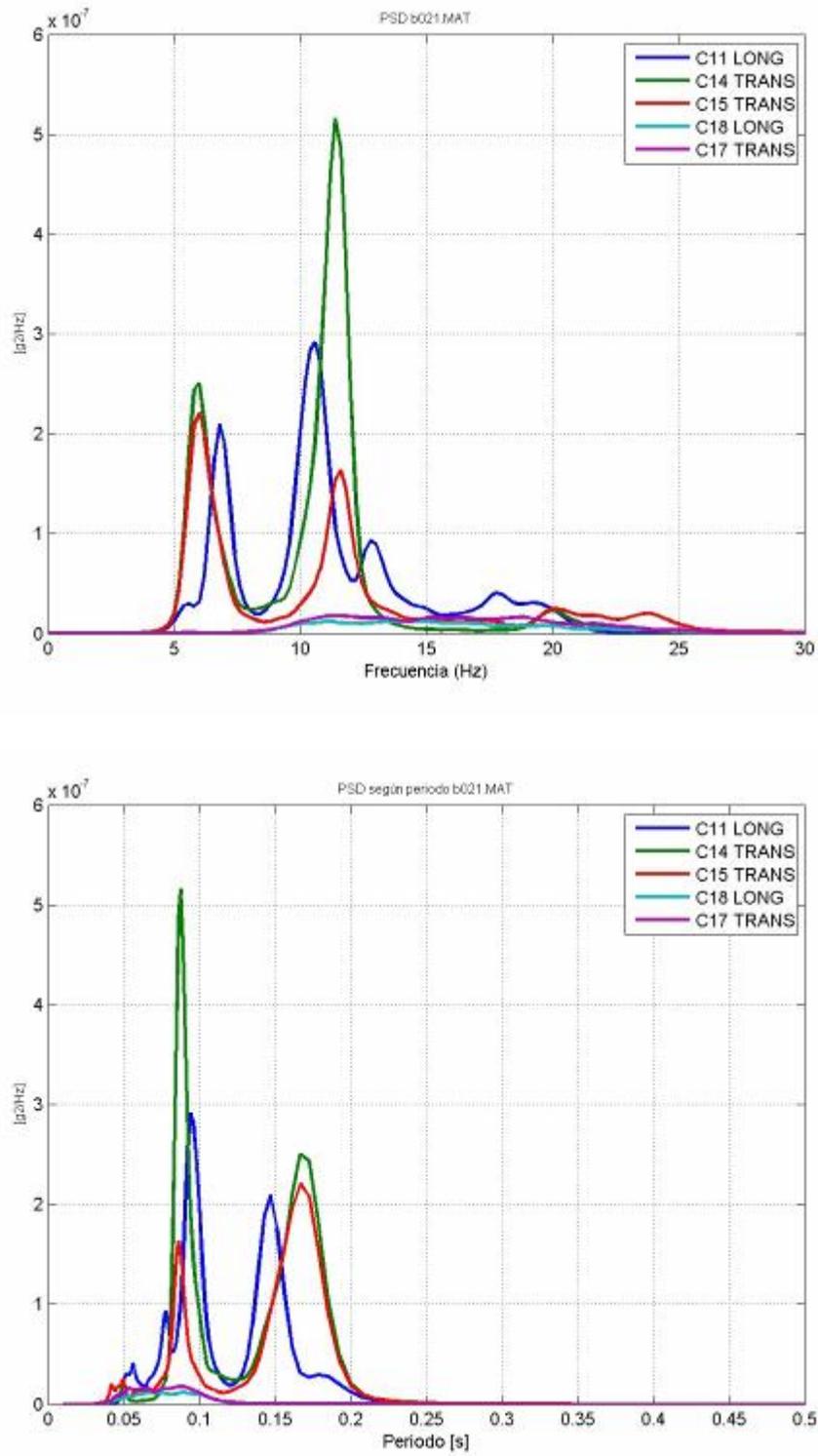


Figura C.10: Espectros de densidad de potencia block 2

- Block 9 (Sin daños 1985 – Sin daños 2010)

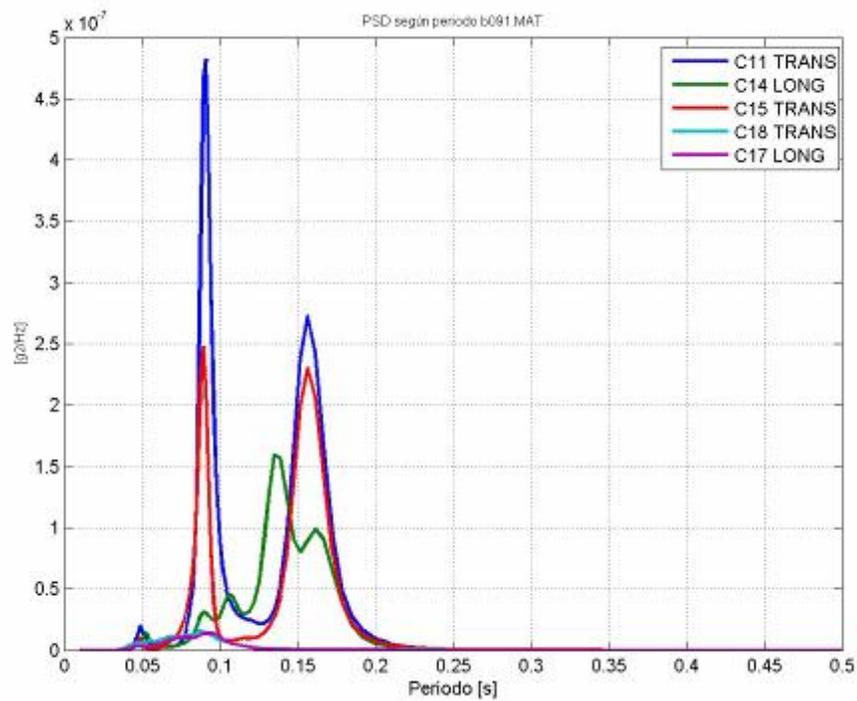
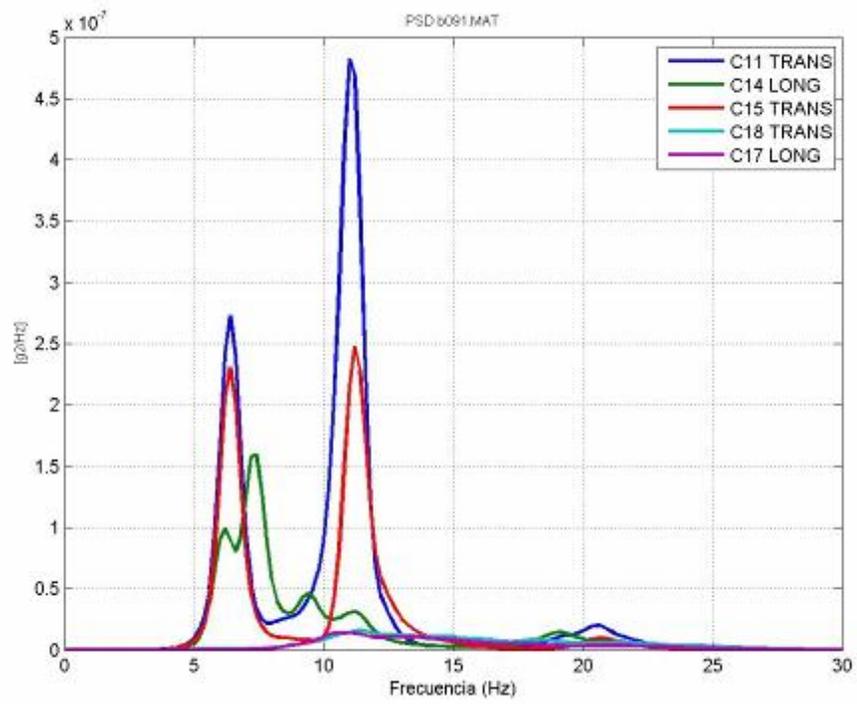


Figura C.11: Espectros de densidad de potencia block 9

- Block 16 (Con daños 1985 – Con reparación 1985 – Sin daños 2010)

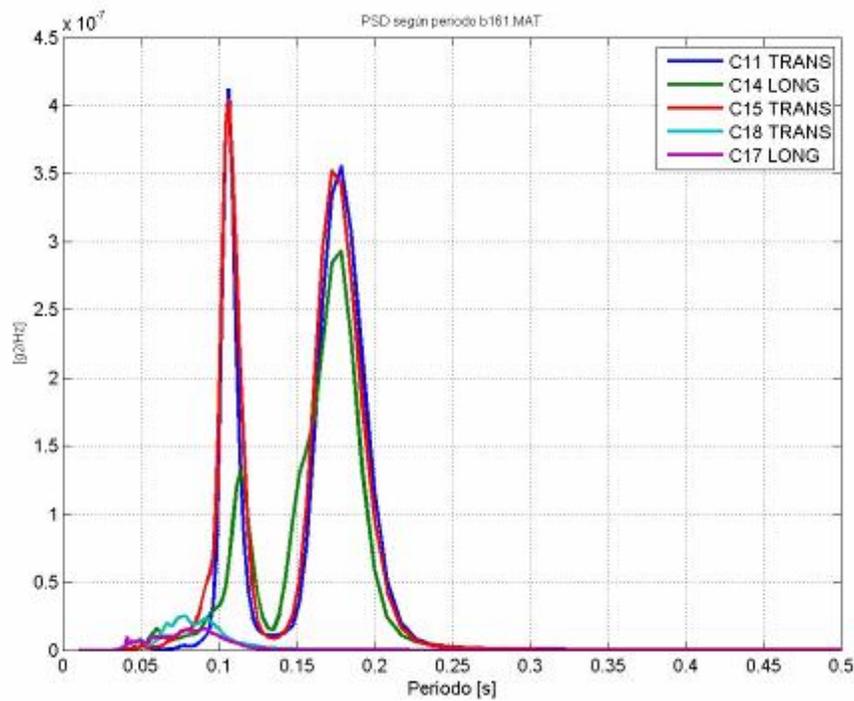
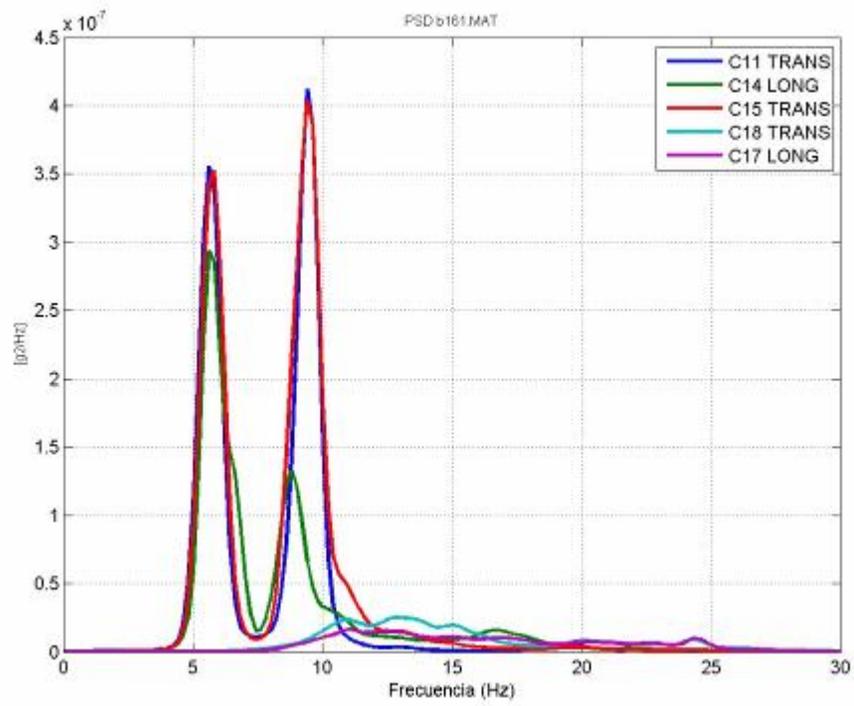


Figura C.12: Espectros de densidad de potencia block 16

- Block 12 (Con daños 1985 – Con reparación 1985 – Con daños leves 2010)

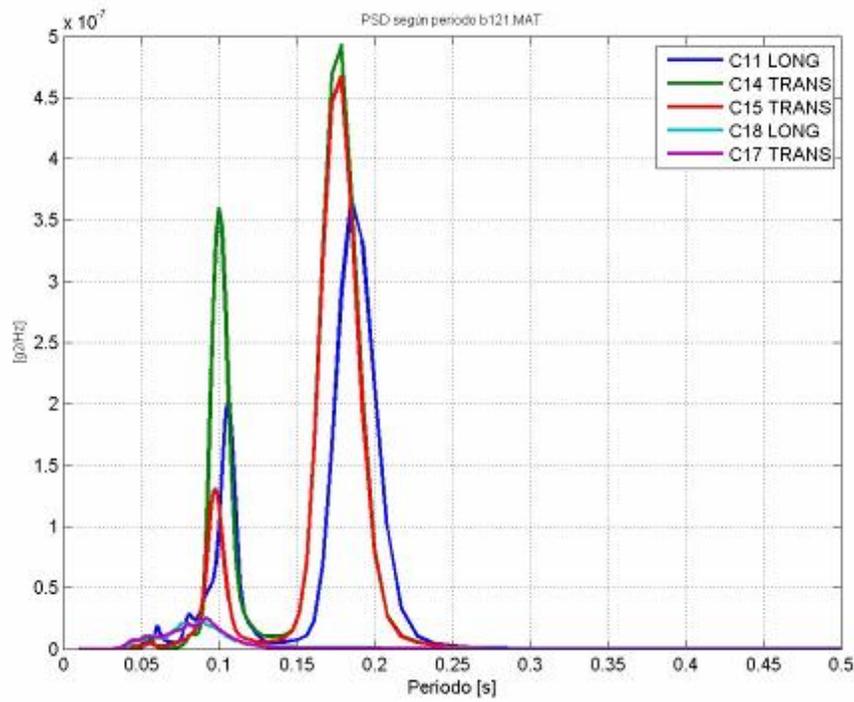
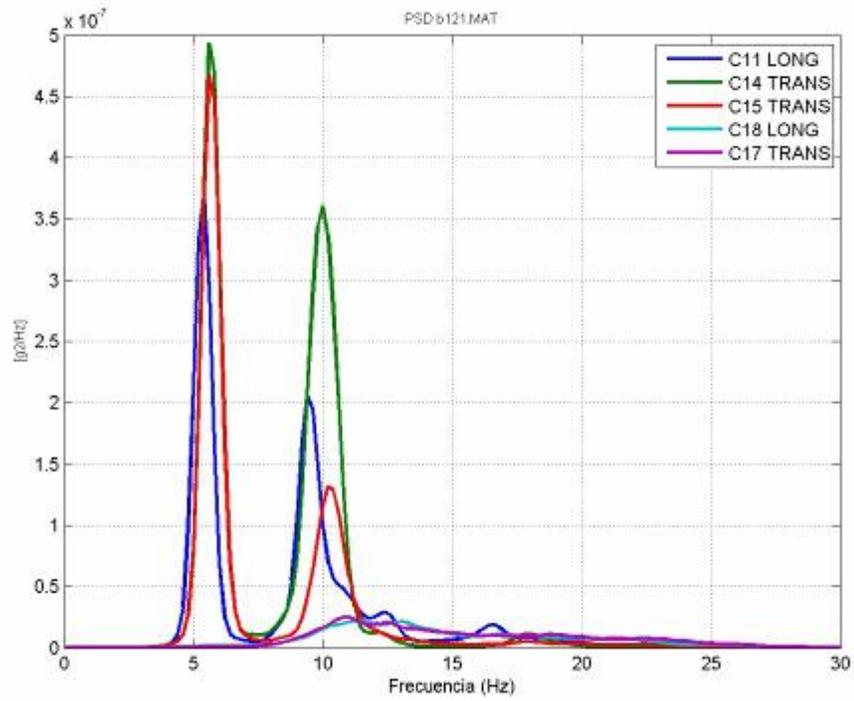


Figura C.13: Espectros de densidad de potencia block 12

- Block 26 (Con daños 1985 – Con reparación extendida 1985 – Sin daños 2010)

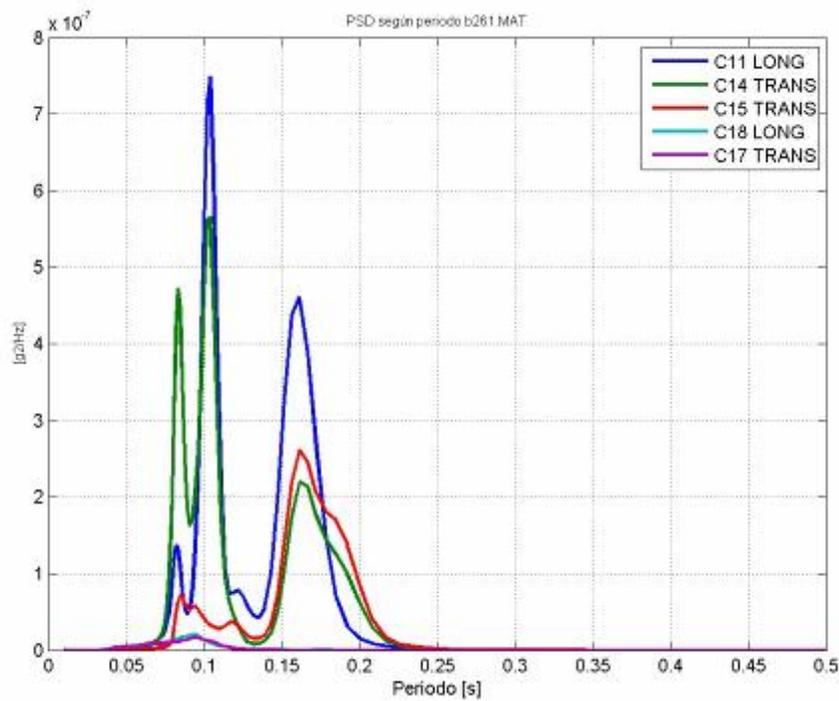
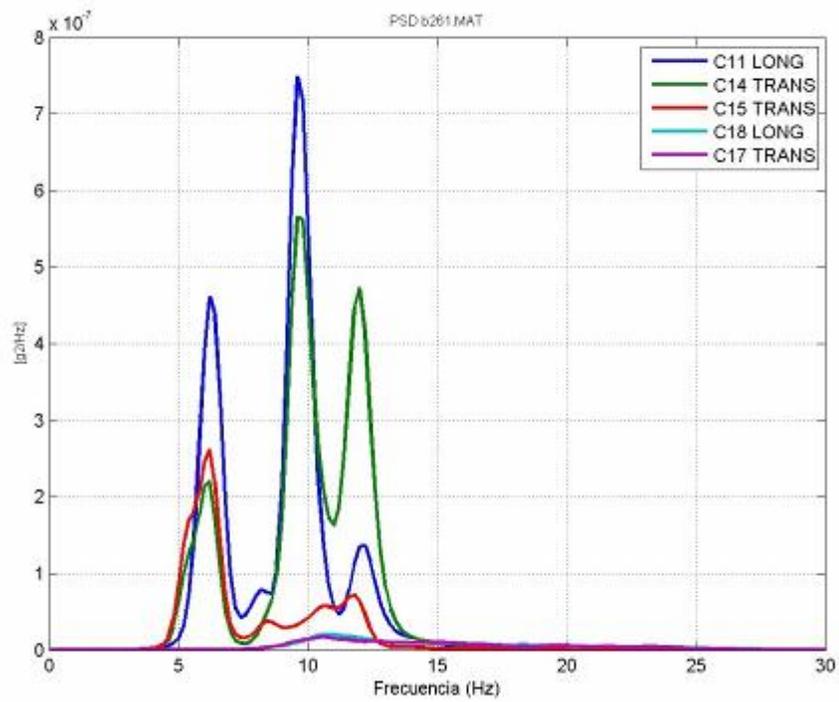


Figura C.14: Espectros de densidad de potencia block 26

- Block 24 (Sin daños 1985 – Con daños 2010 – Con reparaciones 2010)

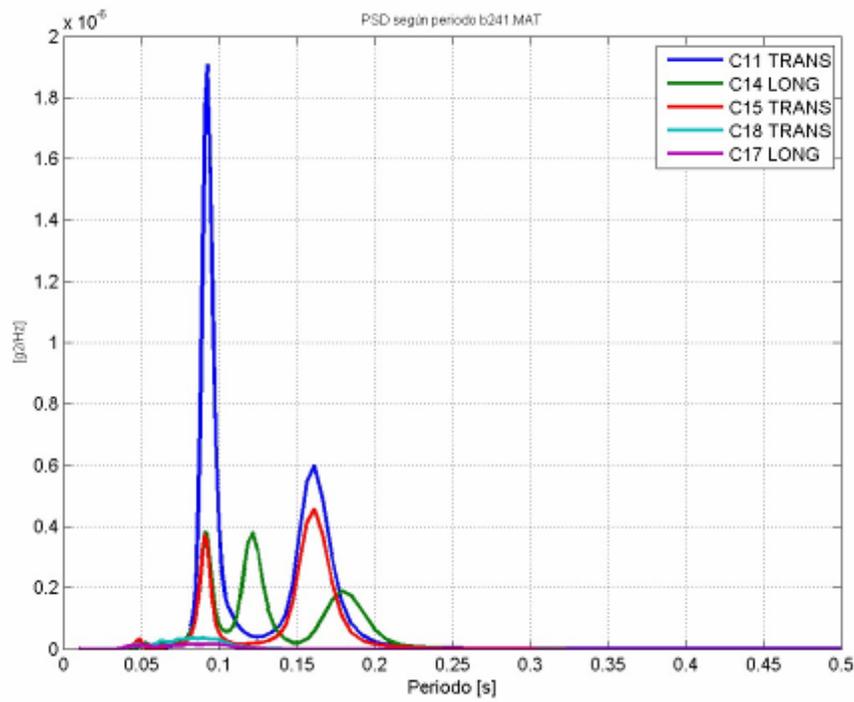
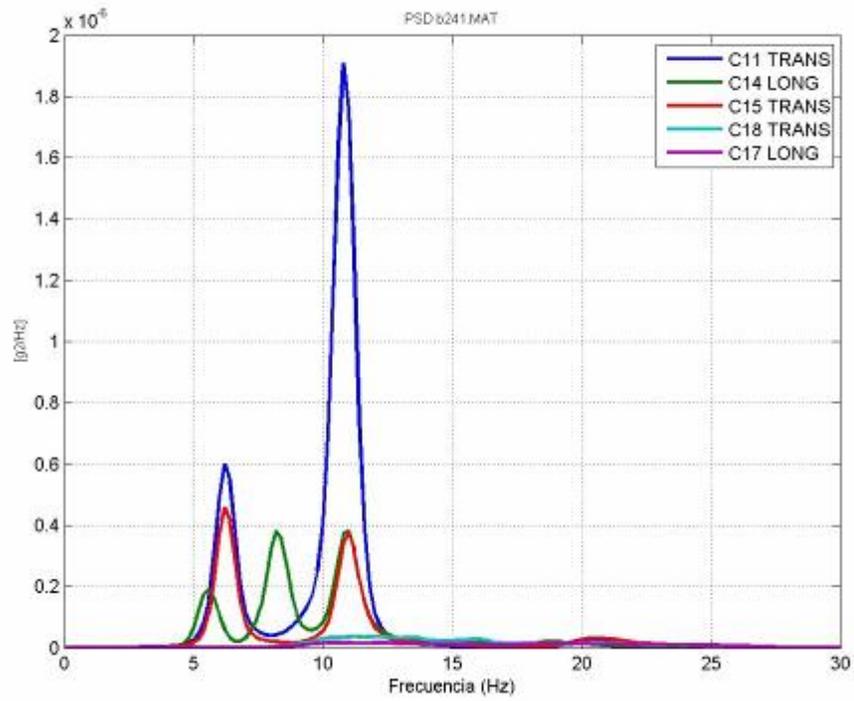


Figura C.15: Espectros de densidad de potencia block 24

- Block 3 (Sin daños 1985 – Sin daños 2010)

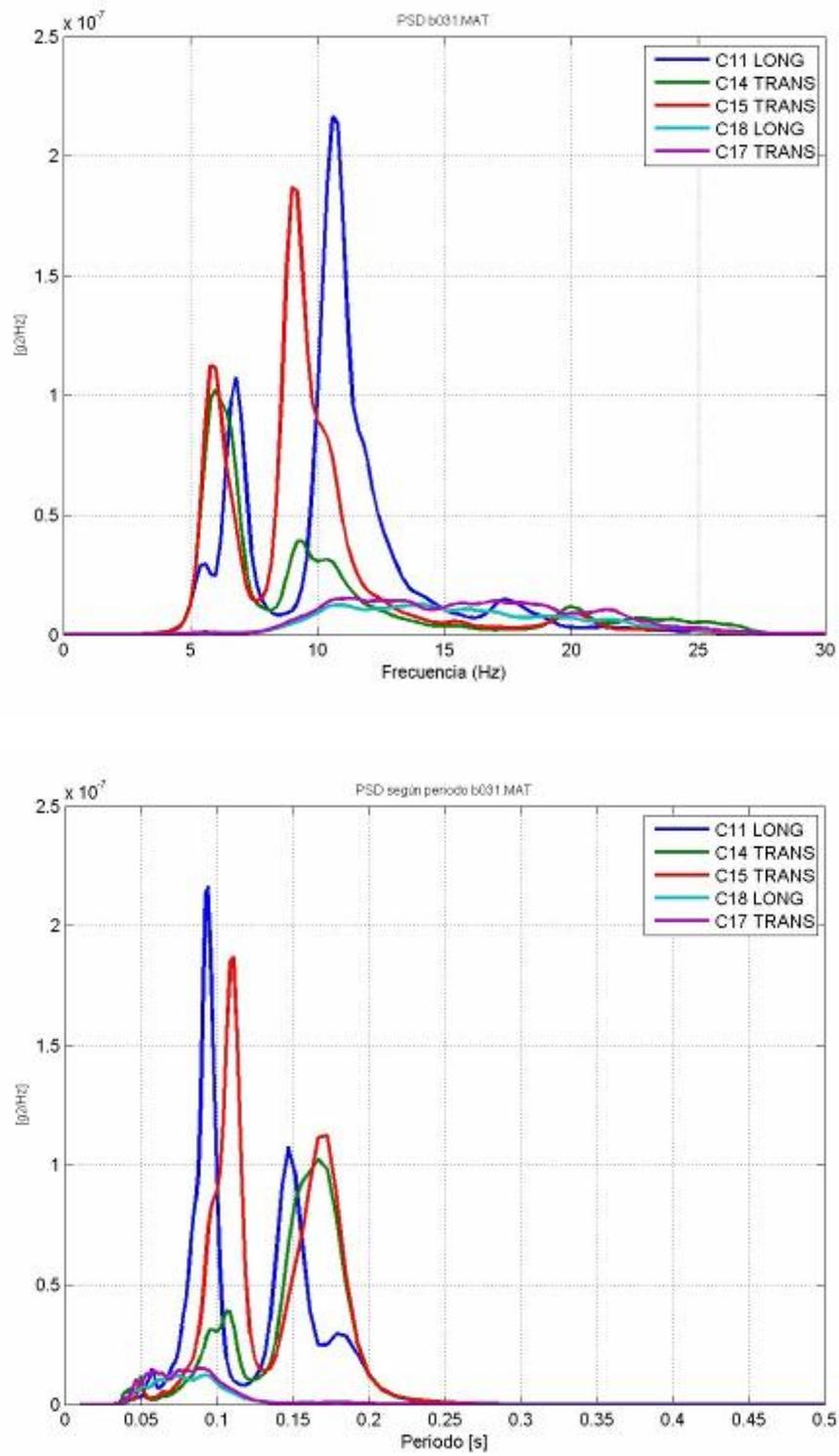


Figura C.16: Espectros de densidad de potencia block 3

- Block 22 (Sin daños 1985 – Sin daños 2010)

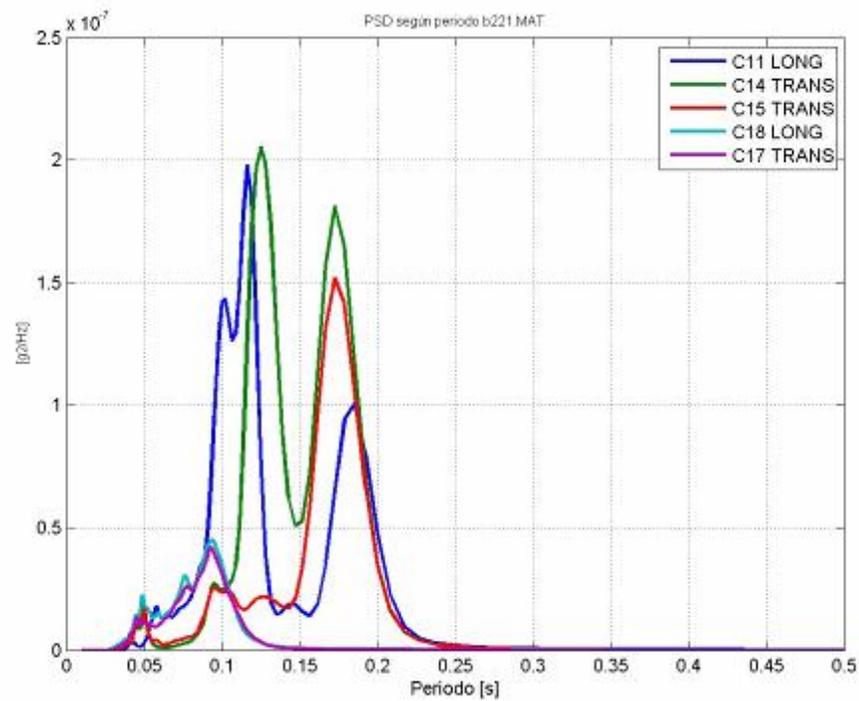
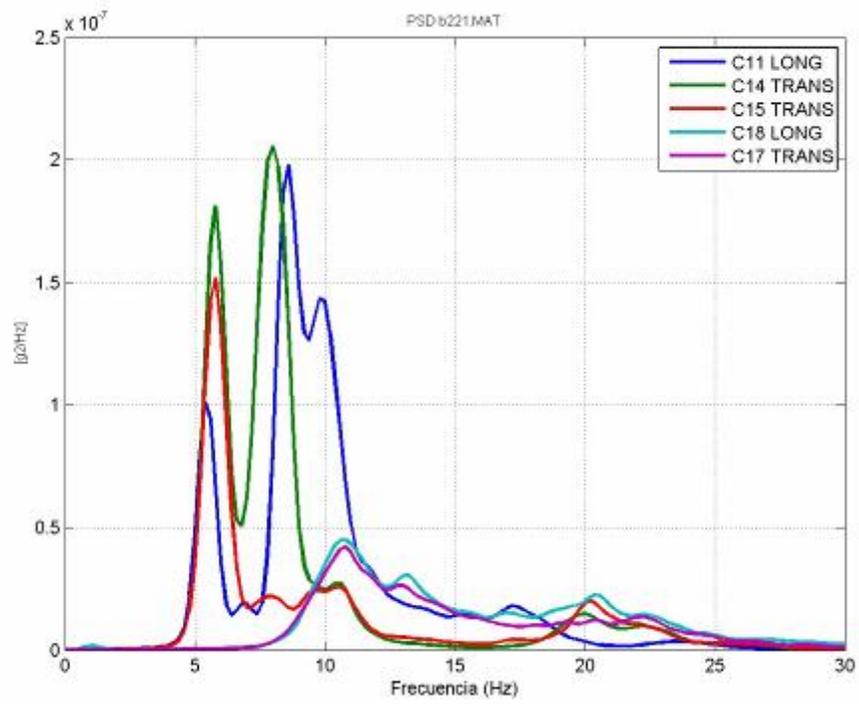


Figura C.17: Espectros de densidad de potencia block 22

- Block 31 (Sin daños 1985 – Daños severos 2010 – Sin reparaciones 2010)

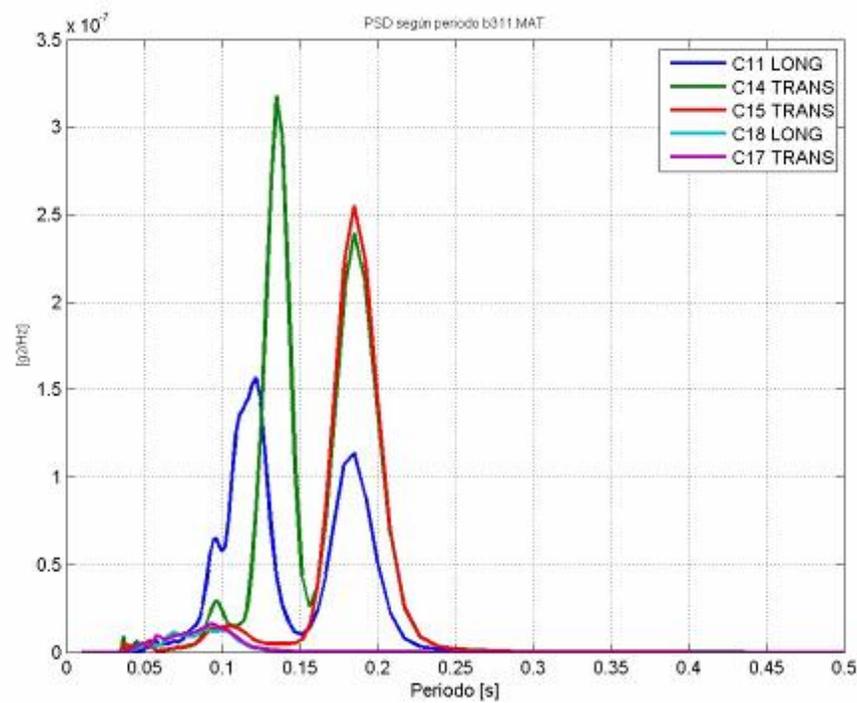
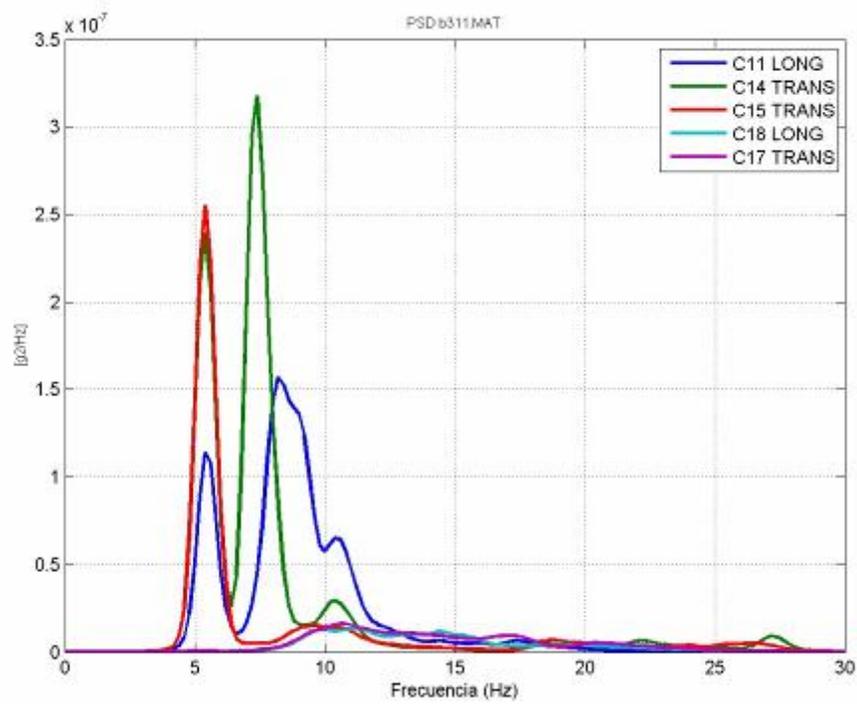


Figura C.18: Espectro de densidad de potencia block 31