



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

EFFECTO DE FLEXIBILIDAD VERTICAL EN EDIFICIOS MAYORES A 30 PISOS

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

DAVID ESTEBAN CARES VILLEGAS

PROFESOR GUÍA:
RUBÉN BOROSCHEK KRAUSKOPF

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
RENÉ LAGOS CONTRERAS
ALFONSO LARRAÍN VIAL

SANTIAGO DE CHILE
2019

RESUMEN DE MEMORIA PARA OPTAR AL TITULO
DE: Ingeniero Civil con mención en Estructuras,
Construcción y Geotecnia.
POR: David Esteban Cares Villegas
FECHA: 14/01/2019
PROFESOR GUÍA: Rubén Boroschek Krauskopf

EFFECTO DE FLEXIBILIDAD VERTICAL EN EDIFICIOS MAYORES A 30 PISOS

El diseño de edificios en Chile y el mundo se basa esencialmente en la consideración de dos componentes horizontales del sismo, mediante análisis modal espectral. Adicionalmente, en algunos casos particulares en que se requiere el diseño vertical, se obtiene un espectro de diseño en esta dirección a partir de una modificación del horizontal. Esto se basa en la consideración de que las estructuras poseen rigidez suficiente en la dirección vertical, con lo que no existe amplificación de esta componente de aceleraciones o se encuentra indirectamente considerada debido a factores de seguridad.

Algunos estudios han mostrado que, para periodos cortos, rango en el que se encuentran los modos predominantes en la dirección vertical, la relación entre las aceleraciones horizontales y verticales puede no necesariamente ser la de reducción. Esto es especialmente relevante para edificios altos, puesto que produce flexibilización en la vertical.

En el presente trabajo de título se estudia este efecto en edificios mayores a 30 pisos. Para esto, se analizan 12 edificios chilenos que cumplen con esta característica, a través del modelo computacional. Mediante análisis tiempo-historia con sismos adecuados a suelo y zona sísmica de los edificios, se obtienen las respuestas de desplazamiento y aceleración en la base y el piso superior, considerando la componente vertical del sismo. Además, se determina que existe amplificación en las frecuencias predominantes verticales resultando máximo promedio de 2.

Por otra parte, se calcula la armadura de refuerzo de los muros de ascensores de la base y el primer piso sobre nivel de terreno. Esto permite determinar que la variación de esfuerzos al considerar la demanda vertical no tiene mayor influencia en el diseño, pues la cuantía mínima cumple con las solicitaciones en todos los casos. Solo en el caso de los edificios más altos en estudio (Edificio 2 y Edificio 3), se tiene un factor de utilización más cercano a 1.

Por último, se obtiene de los modelos computacionales el nivel de rotación de losas existente en el primer y último pisos de cada edificio para todos los sismos considerados en el análisis, incluyendo la componente vertical. Como resultado, se alcanzan rotaciones máximas fuera del plano de 0.5° , lo que produce desniveles de planta de hasta 20 cm.

*„Wir müssen wissen
Wir werden wissen.“
David Hilbert.*

Agradecimientos

En primer lugar, agradezco al profesor Rubén Boroschek, por permitirme trabajar con él como profesor auxiliar y colaborar en diversos proyectos de investigación. Además, por supuesto, por darme la presente oportunidad de investigación y brindarme guía durante todo su desarrollo. Todo esto significó un gran avance en mi desarrollo personal y profesional.

Asimismo, agradezco a los profesores de la comisión, René Lagos y Alfonso Larraín, por darme acceso a información de sus respectivas oficinas, lo que me permitió llevar a cabo este trabajo con mayor precisión. Por otra parte, a los ingenieros Mario Lafontaine y Ricardo Rojas, de René Lagos Engineers, así como Andrés Larraín y Tomás Yáñez, de Alfonso Larraín Vial y Asociados, por recibirme constantemente en sus puestos de trabajo y brindarme ayuda con el desarrollo de esta memoria.

También quiero dar las gracias a mis compañeros de RBA, quienes me acompañaron en la oficina durante todo el desarrollo del presente trabajo y me ayudaron además a superar cada obstáculo técnico que se apareció en el camino. En particular, a Antonio, Iván, Sandra, Pame, Ary, Emilio y Pastor. Sin duda hicieron más ameno el tiempo que pasé trabajando en mi memoria.

Al querido Team Πηγα, el equipo al que me uní al entrar a Civil y que me acompañó en toda mi carrera, en las vivencias dentro y fuera de la universidad. A cada uno de sus miembros por su incondicionalidad. Porque batallamos juntos hasta el final. Mati, Lupi, Angie, Gonzalo, César, Kathi, Ale, Coni... ¡muchas gracias por todo!

A los amigos de Alemania, que también fueron parte importante de la ejecución de este trabajo, por apoyarme y darme consejos sobre mi futuro: David 1, David 2 e Iván.

Por último, pero de ningún modo menos importante, a mis padres. Ellos son quienes me dieron lo que tengo y lo que he logrado. Agradezco la incansable compañía y soporte. Y de la misma manera a los más fieles acompañantes, Melissa y Miau... quien vivió toda mi educación hasta aquí pero no llegó a ver la conclusión de esta etapa.

Tabla de contenido

| | | |
|---------------------------|---|-----------|
| CAPÍTULO 1: | INTRODUCCIÓN | 1 |
| 1.1 | OBJETIVOS..... | 2 |
| 1.2 | METODOLOGÍA..... | 2 |
| 1.3 | ALCANCES..... | 3 |
| CAPÍTULO 2: | REVISIÓN DE ANTECEDENTES | 5 |
| CAPÍTULO 3: | CARACTERIZACIÓN DE LOS EDIFICIOS A ESTUDIAR | 6 |
| 3.1 | SELECCIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS | 19 |
| CAPÍTULO 4: | DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE AMPLIFICACIÓN VERTICAL DE LOS EDIFICIOS..... | 20 |
| 4.1 | AMPLIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTO | 20 |
| 4.2 | AMPLIFICACIÓN DE ACELERACIÓN..... | 36 |
| CAPÍTULO 5: | ANÁLISIS DE ESFUERZOS Y DISEÑO DE LOS MUROS DE EDIFICIOS EN ESTUDIO..... | 43 |
| 5.1 | CÁLCULO DE LA VARIACIÓN DE ESFUERZOS EN MUROS..... | 43 |
| 5.2 | DISEÑO DE LA ARMADURA DE REFUERZO DE LOS MUROS | 51 |
| 5.3 | VERIFICACIÓN DE ARMADURA CON AMORTIGUAMIENTO DE 3% EN LA DIRECCIÓN VERTICAL | 65 |
| CAPÍTULO 6: | CÁLCULO DEL NIVEL DE ROTACIÓN DE LOSAS EXISTENTE | 80 |
| CAPÍTULO 7: | CONCLUSIONES | 92 |
| 7.1 | ANÁLISIS DE RESULTADOS | 92 |
| 7.2 | RECOMENDACIONES FUTURAS | 93 |
| BIBLIOGRAFÍA | 94 | |
| ANEXO A: | REGISTROS SÍSMICOS UTILIZADOS EN EL ESTUDIO | 96 |

Índice de Tablas

| | |
|--|----|
| TABLA 1: CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO 1..... | 6 |
| TABLA 2: CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO 2..... | 7 |
| TABLA 3: CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO 3..... | 7 |
| TABLA 4: CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO 4..... | 8 |
| TABLA 5: CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO 5..... | 8 |
| TABLA 6: CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO 6..... | 9 |
| TABLA 7: CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO 7..... | 9 |
| TABLA 8: CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO 8..... | 10 |
| TABLA 9: CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO 9..... | 10 |
| TABLA 10: CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO 10..... | 11 |
| TABLA 11: CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO 11..... | 11 |
| TABLA 12: CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO 12..... | 12 |
| TABLA 13: PERIODOS DE LOS EDIFICIOS, OBTENIDOS DE DISTINTOS ESTÁNDARES | 18 |
| TABLA 14: LISTA DE REGISTROS SÍSMICOS DISPONIBLES | 19 |
| TABLA 15: VALORES ESTADÍSTICOS AMPLIFICACIÓN EDIFICIO 1 | 21 |
| TABLA 16: VALORES ESTADÍSTICOS AMPLIFICACIÓN EDIFICIO 2 | 22 |
| TABLA 17: VALORES ESTADÍSTICOS AMPLIFICACIÓN EDIFICIO 3 | 23 |
| TABLA 18: VALORES ESTADÍSTICOS AMPLIFICACIÓN EDIFICIO 4 | 24 |
| TABLA 19: VALORES ESTADÍSTICOS AMPLIFICACIÓN EDIFICIO 5 | 24 |
| TABLA 20: VALORES ESTADÍSTICOS AMPLIFICACIÓN EDIFICIO 6 | 25 |
| TABLA 21: VALORES ESTADÍSTICOS AMPLIFICACIÓN EDIFICIO 7 | 26 |
| TABLA 22: VALORES ESTADÍSTICOS AMPLIFICACIÓN EDIFICIO 8 | 26 |
| TABLA 23: VALORES ESTADÍSTICOS AMPLIFICACIÓN EDIFICIO 9 | 27 |
| TABLA 24: VALORES ESTADÍSTICOS AMPLIFICACIÓN EDIFICIO 10 | 28 |
| TABLA 25: VALORES ESTADÍSTICOS AMPLIFICACIÓN EDIFICIO 11 | 28 |
| TABLA 26: VALORES ESTADÍSTICOS AMPLIFICACIÓN EDIFICIO 12 | 29 |

Índice de Figuras

| | |
|---|----|
| FIGURA 1: VISTA 3D DE LOS MODELOS DE EDIFICIOS EN ZONA 2..... | 13 |
| FIGURA 2: VISTA 3D DE LOS MODELOS DE EDIFICIOS EN ZONA 3..... | 14 |
| FIGURA 3: RESUMEN DE EDIFICIOS A ESTUDIAR, SEGÚN NÚMERO DE PISOS | 15 |
| FIGURA 4: RESUMEN DE PERIODOS PREDOMINANTES HORIZONTALES DE EDIFICIOS A ESTUDIAR | 15 |
| FIGURA 5: RESUMEN DE PERIODOS PREDOMINANTES VERTICALES DE EDIFICIOS A ESTUDIAR | 16 |
| FIGURA 6: RESUMEN DE PERIODOS PREDOMINANTES TORSIONALES DE EDIFICIOS A ESTUDIAR | 16 |
| FIGURA 7: RESUMEN DE LOS PERIODOS PREDOMINANTES POR DIRECCIÓN DE EDIFICIOS A ESTUDIAR | 17 |
| FIGURA 8: COMPARACIÓN DE PERIODOS HORIZONTALES DE LOS MODELOS CON ESTÁNDARES..... | 18 |
| FIGURA 9: AMPLIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTO EN EL TIEMPO EDIFICIO 1 | 21 |
| FIGURA 10: AMPLIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTO EN EL TIEMPO EDIFICIO 2..... | 21 |
| FIGURA 11: AMPLIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTO EN VOLADIZO PISO 52 EDIFICIO 2..... | 22 |
| FIGURA 12: AMPLIFICACIÓN DE ACELERACIONES EN VOLADIZO PISO 52 EDIFICIO 2 | 22 |
| FIGURA 13: AMPLIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTO EN EL TIEMPO EDIFICIO 3..... | 23 |
| FIGURA 14: AMPLIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTO EN EL TIEMPO EDIFICIO 4..... | 23 |
| FIGURA 15: AMPLIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTO EN EL TIEMPO EDIFICIO 5..... | 24 |
| FIGURA 16: AMPLIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTO EN EL TIEMPO EDIFICIO 6..... | 25 |
| FIGURA 17: AMPLIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTO EN EL TIEMPO EDIFICIO 7 | 25 |
| FIGURA 18: AMPLIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTO EN EL TIEMPO EDIFICIO 8..... | 26 |
| FIGURA 19: AMPLIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTO EN EL TIEMPO EDIFICIO 9..... | 27 |
| FIGURA 20: AMPLIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTO EN EL TIEMPO EDIFICIO 10..... | 27 |
| FIGURA 21: AMPLIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTO EN EL TIEMPO EDIFICIO 11 | 28 |
| FIGURA 22: AMPLIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTO EN EL TIEMPO EDIFICIO 12..... | 29 |
| FIGURA 23: RAZÓN DE FRECUENCIAS (DESPLAZAMIENTO VERTICAL) EDIFICIO 1 | 30 |
| FIGURA 24: RAZÓN DE FRECUENCIAS (DESPLAZAMIENTO VERTICAL) EDIFICIO 2 | 30 |
| FIGURA 25: RAZÓN DE FRECUENCIAS (DESPLAZAMIENTO VERTICAL) EDIFICIO 3 | 31 |
| FIGURA 26: RAZÓN DE FRECUENCIAS (DESPLAZAMIENTO VERTICAL) EDIFICIO 4 | 31 |

| | |
|---|----|
| FIGURA 27: RAZÓN DE FRECUENCIAS (DESPLAZAMIENTO VERTICAL) EDIFICIO 5 | 32 |
| FIGURA 28: RAZÓN DE FRECUENCIAS (DESPLAZAMIENTO VERTICAL) EDIFICIO 6 | 32 |
| FIGURA 29: RAZÓN DE FRECUENCIAS (DESPLAZAMIENTO VERTICAL) EDIFICIO 7 | 33 |
| FIGURA 30: RAZÓN DE FRECUENCIAS (DESPLAZAMIENTO VERTICAL) EDIFICIO 8 | 33 |
| FIGURA 31: RAZÓN DE FRECUENCIAS (DESPLAZAMIENTO VERTICAL) EDIFICIO 9 | 34 |
| FIGURA 32: RAZÓN DE FRECUENCIAS (DESPLAZAMIENTO VERTICAL) EDIFICIO 10 | 34 |
| FIGURA 33: RAZÓN DE FRECUENCIAS (DESPLAZAMIENTO VERTICAL) EDIFICIO 11 | 35 |
| FIGURA 34: RAZÓN DE FRECUENCIAS (DESPLAZAMIENTO VERTICAL) EDIFICIO 12 | 35 |
| FIGURA 35: RAZÓN DE FRECUENCIAS (ACELERACIÓN VERTICAL) EDIFICIO 1 | 36 |
| FIGURA 36: RAZÓN DE FRECUENCIAS (ACELERACIÓN VERTICAL) EDIFICIO 2 | 37 |
| FIGURA 37: RAZÓN DE FRECUENCIAS (ACELERACIÓN VERTICAL) EDIFICIO 3 | 37 |
| FIGURA 38: RAZÓN DE FRECUENCIAS (ACELERACIÓN VERTICAL) EDIFICIO 4 | 38 |
| FIGURA 39: RAZÓN DE FRECUENCIAS (ACELERACIÓN VERTICAL) EDIFICIO 5 | 38 |
| FIGURA 40: RAZÓN DE FRECUENCIAS (ACELERACIÓN VERTICAL) EDIFICIO 6 | 39 |
| FIGURA 41: RAZÓN DE FRECUENCIAS (ACELERACIÓN VERTICAL) EDIFICIO 7 | 39 |
| FIGURA 42: RAZÓN DE FRECUENCIAS (ACELERACIÓN VERTICAL) EDIFICIO 8 | 40 |
| FIGURA 43: RAZÓN DE FRECUENCIAS (ACELERACIÓN VERTICAL) EDIFICIO 9 | 40 |
| FIGURA 44: RAZÓN DE FRECUENCIAS (ACELERACIÓN VERTICAL) EDIFICIO 10 | 41 |
| FIGURA 45: RAZÓN DE FRECUENCIAS (ACELERACIÓN VERTICAL) EDIFICIO 11 | 41 |
| FIGURA 46: RAZÓN DE FRECUENCIAS (ACELERACIÓN VERTICAL) EDIFICIO 12 | 42 |
| FIGURA 47: NOMENCLATURA DE MUROS EDIFICIO 1 | 44 |
| FIGURA 48: ESFUERZOS DE DISEÑO EDIFICIO 1 CAJA 1 | 44 |
| FIGURA 49: ESFUERZOS DE DISEÑO EDIFICIO 1 CAJA 2 | 44 |
| FIGURA 50: NOMENCLATURA DE MUROS EDIFICIO 2 | 45 |
| FIGURA 51: ESFUERZOS DE DISEÑO EDIFICIO 2 CAJA 1 | 45 |
| FIGURA 52: ESFUERZOS DE DISEÑO EDIFICIO 2 CAJA 2 | 45 |
| FIGURA 53: NOMENCLATURA DE MUROS EDIFICIO 3 | 46 |
| FIGURA 54: ESFUERZOS DE DISEÑO EDIFICIO 3 CAJA 1 | 46 |
| FIGURA 55: ESFUERZOS DE DISEÑO EDIFICIO 3 CAJA 2 | 46 |
| FIGURA 56: NOMENCLATURA DE MUROS EDIFICIO 4 | 47 |
| FIGURA 57: ESFUERZOS DE DISEÑO EDIFICIO 4 CAJA 1 | 47 |
| FIGURA 58: NOMENCLATURA DE MUROS EDIFICIO 7 | 47 |
| FIGURA 59: ESFUERZOS DE DISEÑO EDIFICIO 7 CAJA 1 | 48 |
| FIGURA 60: NOMENCLATURA DE MUROS EDIFICIO 8 | 48 |
| FIGURA 61: ESFUERZOS DE DISEÑO EDIFICIO 8 CAJA 1 | 48 |
| FIGURA 62: NOMENCLATURA DE MUROS EDIFICIO 9 | 49 |
| FIGURA 63: ESFUERZOS DE DISEÑO EDIFICIO 9 CAJA 1 | 49 |
| FIGURA 64: NOMENCLATURA DE MUROS EDIFICIO 10 | 49 |
| FIGURA 65: ESFUERZOS DE DISEÑO EDIFICIO 10 CAJA 1 | 50 |
| FIGURA 66: NOMENCLATURA DE MUROS EDIFICIO 11 | 50 |
| FIGURA 67: ESFUERZOS DE DISEÑO EDIFICIO 11 CAJA 1 | 50 |
| FIGURA 68: NOMENCLATURA DE MUROS EDIFICIO 12 | 51 |
| FIGURA 69: ESFUERZOS DE DISEÑO EDIFICIO 12 CAJA 1 | 51 |
| FIGURA 70: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 1 CAJA 1 BASE | 52 |
| FIGURA 71: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 1 CAJA 2 BASE | 53 |
| FIGURA 72: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 1 CAJA 1 PISO 1 | 53 |
| FIGURA 73: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 1 CAJA 2 PISO 1 | 54 |
| FIGURA 74: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 2 CAJA 1 BASE | 54 |
| FIGURA 75: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 2 CAJA 2 BASE | 55 |
| FIGURA 76: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 2 CAJA 1 PISO 1 | 55 |
| FIGURA 77: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 2 CAJA 2 PISO 1 | 56 |
| FIGURA 78: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 3 CAJA 1 BASE | 56 |
| FIGURA 79: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 3 CAJA 2 BASE | 57 |
| FIGURA 80: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 3 CAJA 1 PISO 1 | 57 |
| FIGURA 81: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 3 CAJA 2 PISO 1 | 58 |
| FIGURA 82: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 4 CAJA 1 BASE | 58 |
| FIGURA 83: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 4 CAJA 1 PISO 1 | 59 |
| FIGURA 84: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 7 CAJA 1 BASE | 59 |

| | |
|--|----|
| FIGURA 85: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 7 CAJA 1 PISO 1..... | 60 |
| FIGURA 86: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 8 CAJA 1 BASE..... | 60 |
| FIGURA 87: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 8 CAJA 1 PISO 1..... | 61 |
| FIGURA 88: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 9 CAJA 1 BASE..... | 61 |
| FIGURA 89: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 9 CAJA 1 PISO 1..... | 62 |
| FIGURA 90: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 10 CAJA 1 BASE..... | 62 |
| FIGURA 91: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 10 CAJA 1 PISO 1..... | 63 |
| FIGURA 92: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 11 CAJA 1 BASE..... | 63 |
| FIGURA 93: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 11 CAJA 1 PISO 1..... | 64 |
| FIGURA 94: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 12 CAJA 1 BASE..... | 64 |
| FIGURA 95: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 12 CAJA 1 PISO 1..... | 65 |
| FIGURA 96: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 1 BASE CAJA 1 (AMORTIGUAMIENTO VERTICAL 3%)..... | 66 |
| FIGURA 97: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 1 BASE CAJA 2 (AMORTIGUAMIENTO VERTICAL 3%)..... | 66 |
| FIGURA 98: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 1 PISO 1 CAJA 1 (AMORTIGUAMIENTO VERTICAL 3%)..... | 67 |
| FIGURA 99: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 1 PISO 1 CAJA 2 (AMORTIGUAMIENTO VERTICAL 3%)..... | 67 |
| FIGURA 100: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 2 BASE CAJA 1 (AMORTIGUAMIENTO VERTICAL 3%)..... | 68 |
| FIGURA 101: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 2 BASE CAJA 2 (AMORTIGUAMIENTO VERTICAL 3%)..... | 68 |
| FIGURA 102: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 2 PISO 1 CAJA 1 (AMORTIGUAMIENTO VERTICAL 3%)..... | 69 |
| FIGURA 103: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 2 PISO 1 CAJA 2 (AMORTIGUAMIENTO VERTICAL 3%)..... | 69 |
| FIGURA 104: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 3 BASE CAJA 1 (AMORTIGUAMIENTO VERTICAL 3%)..... | 70 |
| FIGURA 105: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 3 BASE CAJA 2 (AMORTIGUAMIENTO VERTICAL 3%)..... | 70 |
| FIGURA 106: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 3 PISO 1 CAJA 1 (AMORTIGUAMIENTO VERTICAL 3%)..... | 71 |
| FIGURA 107: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 3 PISO 1 CAJA 2 (AMORTIGUAMIENTO VERTICAL 3%)..... | 71 |
| FIGURA 108: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 4 BASE CAJA 1 (AMORTIGUAMIENTO VERTICAL 3%)..... | 72 |
| FIGURA 109: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 4 PISO 1 CAJA 1 (AMORTIGUAMIENTO VERTICAL 3%)..... | 72 |
| FIGURA 110: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 7 BASE CAJA 1 (AMORTIGUAMIENTO VERTICAL 3%)..... | 73 |
| FIGURA 111: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 7 PISO 1 CAJA 1 (AMORTIGUAMIENTO VERTICAL 3%)..... | 73 |
| FIGURA 112: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 8 BASE CAJA 1 (AMORTIGUAMIENTO VERTICAL 3%)..... | 74 |
| FIGURA 113: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 8 PISO 1 CAJA 1 (AMORTIGUAMIENTO VERTICAL 3%)..... | 74 |
| FIGURA 114: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 9 BASE CAJA 1 (AMORTIGUAMIENTO VERTICAL 3%)..... | 75 |
| FIGURA 115: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 9 PISO 1 CAJA 1 (AMORTIGUAMIENTO VERTICAL 3%)..... | 75 |
| FIGURA 116: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 10 BASE CAJA 1 (AMORTIGUAMIENTO VERTICAL 3%)..... | 76 |
| FIGURA 117: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 10 PISO 1 CAJA 1 (AMORTIGUAMIENTO VERTICAL 3%)..... | 76 |
| FIGURA 118: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 11 BASE CAJA 1 (AMORTIGUAMIENTO VERTICAL 3%)..... | 77 |
| FIGURA 119: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 11 PISO 1 CAJA 1 (AMORTIGUAMIENTO VERTICAL 3%)..... | 77 |
| FIGURA 120: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 12 BASE CAJA 1 (AMORTIGUAMIENTO VERTICAL 3%)..... | 78 |
| FIGURA 121: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EDIFICIO 12 PISO 1 CAJA 1 (AMORTIGUAMIENTO VERTICAL 3%)..... | 78 |
| FIGURA 122: MÁXIMO GIRO FUERA DEL PLANO EDIFICIO 1..... | 80 |
| FIGURA 123: MÁXIMO GIRO FUERA DEL PLANO EDIFICIO 2..... | 80 |
| FIGURA 124: MÁXIMO GIRO FUERA DEL PLANO EDIFICIO 3..... | 81 |
| FIGURA 125: MÁXIMO GIRO FUERA DEL PLANO EDIFICIO 4..... | 81 |
| FIGURA 126: MÁXIMO GIRO FUERA DEL PLANO EDIFICIO 5..... | 82 |
| FIGURA 127: MÁXIMO GIRO FUERA DEL PLANO EDIFICIO 6..... | 82 |
| FIGURA 128: MÁXIMO GIRO FUERA DEL PLANO EDIFICIO 7..... | 83 |
| FIGURA 129: MÁXIMO GIRO FUERA DEL PLANO EDIFICIO 8..... | 83 |
| FIGURA 130: MÁXIMO GIRO FUERA DEL PLANO EDIFICIO 9..... | 84 |
| FIGURA 131: MÁXIMO GIRO FUERA DEL PLANO EDIFICIO 10..... | 84 |
| FIGURA 132: MÁXIMO GIRO FUERA DEL PLANO EDIFICIO 11..... | 85 |
| FIGURA 133: MÁXIMO GIRO FUERA DEL PLANO EDIFICIO 12..... | 85 |
| FIGURA 134: MÁXIMO DESNIVEL POR ROTACIÓN DE LOSAS EDIFICIO 1..... | 86 |
| FIGURA 135: MÁXIMO DESNIVEL POR ROTACIÓN DE LOSAS EDIFICIO 2..... | 86 |
| FIGURA 136: MÁXIMO DESNIVEL POR ROTACIÓN DE LOSAS EDIFICIO 3..... | 87 |
| FIGURA 137: MÁXIMO DESNIVEL POR ROTACIÓN DE LOSAS EDIFICIO 4..... | 87 |
| FIGURA 138: MÁXIMO DESNIVEL POR ROTACIÓN DE LOSAS EDIFICIO 5..... | 88 |
| FIGURA 139: MÁXIMO DESNIVEL POR ROTACIÓN DE LOSAS EDIFICIO 6..... | 88 |
| FIGURA 140: MÁXIMO DESNIVEL POR ROTACIÓN DE LOSAS EDIFICIO 7..... | 89 |
| FIGURA 141: MÁXIMO DESNIVEL POR ROTACIÓN DE LOSAS EDIFICIO 8..... | 89 |
| FIGURA 142: MÁXIMO DESNIVEL POR ROTACIÓN DE LOSAS EDIFICIO 9..... | 90 |

| | |
|---|----|
| FIGURA 143: MÁXIMO DESNIVEL POR ROTACIÓN DE LOSAS EDIFICIO 10 | 90 |
| FIGURA 144: MÁXIMO DESNIVEL POR ROTACIÓN DE LOSAS EDIFICIO 11 | 91 |
| FIGURA 145: MÁXIMO DESNIVEL POR ROTACIÓN DE LOSAS EDIFICIO 12 | 91 |

Índice de Figuras Anexo A

| | |
|---|-----|
| FIGURA A. 1: REGISTRO CURICÓ 27/2/2010 | 97 |
| FIGURA A. 2: ESPECTROS DE RESPUESTA CURICÓ 27/2/2010 | 97 |
| FIGURA A. 3: REGISTRO PICA 10/9/2008 | 98 |
| FIGURA A. 4: ESPECTROS DE RESPUESTA PICA 10/9/2008 | 98 |
| FIGURA A. 5: REGISTRO PICA 13/6/2005 | 99 |
| FIGURA A. 6: ESPECTROS DE RESPUESTA PICA 13/6/2005 | 99 |
| FIGURA A. 7: REGISTRO PICA 14/11/2007 | 100 |
| FIGURA A. 8: ESPECTROS DE RESPUESTA PICA 14/11/2007 | 100 |
| FIGURA A. 9: REGISTRO PICA 1/4/2014 | 101 |
| FIGURA A. 10: ESPECTROS DE RESPUESTA PICA 1/4/2014 | 101 |
| FIGURA A. 11: REGISTRO TALCA 27/2/2010 | 102 |
| FIGURA A. 12: ESPECTROS DE RESPUESTA TALCA 27/2/2010 | 102 |
| FIGURA A. 13: REGISTRO SAN FERNANDO 3/3/1985 | 103 |
| FIGURA A. 14: ESPECTROS DE RESPUESTA SAN FERNANDO 3/3/1985 | 103 |
| FIGURA A. 15: REGISTRO TALCA 3/3/1985 | 104 |
| FIGURA A. 16: ESPECTROS DE RESPUESTA TALCA 3/3/1985 | 104 |
| FIGURA A. 17: REGISTRO ALTO HOSPICIO 10/9/2008 | 105 |
| FIGURA A. 18: ESPECTROS DE RESPUESTA ALTO HOSPICIO 10/9/2008 | 105 |
| FIGURA A. 19: REGISTRO ALTO HOSPICIO 13/7/2014 | 106 |
| FIGURA A. 20: ESPECTROS DE RESPUESTA ALTO HOSPICIO 13/7/2014 | 106 |
| FIGURA A. 21: REGISTRO HUALAÑE 27/2/2010 | 107 |
| FIGURA A. 22: ESPECTROS DE RESPUESTA HUALAÑE 27/2/2010 | 107 |
| FIGURA A. 23: REGISTRO ILLAPEL 15/10/1997 | 108 |
| FIGURA A. 24: ESPECTROS DE RESPUESTA ILLAPEL 15/10/1997 | 108 |
| FIGURA A. 25: REGISTRO PAPUDO 27/2/2010 | 109 |
| FIGURA A. 26: ESPECTROS DE RESPUESTA PAPUDO 27/2/2010 | 109 |
| FIGURA A. 27: REGISTRO POCONCHILE 1/4/2014 | 110 |
| FIGURA A. 28: ESPECTROS DE RESPUESTA POCONCHILE 1/4/2014 | 110 |
| FIGURA A. 29: REGISTRO POCONCHILE 13/6/2005 | 111 |
| FIGURA A. 30: ESPECTROS DE RESPUESTA POCONCHILE 13/6/2005 | 111 |
| FIGURA A. 31: REGISTRO LA HIGUERA - COMISARÍA 16/9/2015 | 112 |
| FIGURA A. 32: ESPECTROS DE RESPUESTA LA HIGUERA - COMISARÍA 16/9/2015 | 112 |
| FIGURA A. 33: REGISTRO COQUIMBO - HOSPITAL 16/9/2015 | 113 |
| FIGURA A. 34: ESPECTROS DE RESPUESTA COQUIMBO - HOSPITAL 16/9/2015 | 113 |
| FIGURA A. 35: REGISTRO EL PEDREGAL 16/9/2015 | 114 |
| FIGURA A. 36: ESPECTROS DE RESPUESTA EL PEDREGAL 16/9/2015 | 114 |
| FIGURA A. 37: REGISTRO EL PEDREGAL 26/9/2015 | 115 |
| FIGURA A. 38: ESPECTROS DE RESPUESTA EL PEDREGAL 26/9/2015 | 115 |
| FIGURA A. 39: REGISTRO ILOCA 3/3/1985 | 116 |
| FIGURA A. 40: ESPECTROS DE RESPUESTA ILOCA 3/3/1985 | 116 |
| FIGURA A. 41: REGISTRO LLAY LLAY 3/3/1985 | 117 |
| FIGURA A. 42: ESPECTROS DE RESPUESTA LLAY LLAY 3/3/1985 | 117 |
| FIGURA A. 43: REGISTRO MELIPILLA 3/3/1985 | 118 |
| FIGURA A. 44: ESPECTROS DE RESPUESTA MELIPILLA 3/3/1985 | 118 |
| FIGURA A. 45: REGISTRO PICHILEMU 3/3/1985 | 119 |
| FIGURA A. 46: ESPECTROS DE RESPUESTA PICHILEMU 3/3/1985 | 119 |
| FIGURA A. 47: REGISTRO QUINTAY 3/3/1985 | 120 |
| FIGURA A. 48: ESPECTROS DE RESPUESTA QUINTAY 3/3/1985 | 120 |
| FIGURA A. 49: REGISTRO SAN FELIPE 3/3/1985 | 121 |
| FIGURA A. 50: ESPECTROS DE RESPUESTA SAN FELIPE 3/3/1985 | 121 |
| FIGURA A. 51: REGISTRO ZAPALLAR 3/3/1985 | 122 |

| | |
|---|-----|
| FIGURA A. 52: ESPECTROS DE RESPUESTA ZAPALLAR 3/3/1985 | 122 |
| FIGURA A. 53: REGISTRO ALTO HOSPICIO 1/4/2014 | 123 |
| FIGURA A. 54: ESPECTROS DE RESPUESTA ALTO HOSPICIO 1/4/2014..... | 123 |
| FIGURA A. 55: REGISTRO IQUIQUE CHIPANA 1/4/2014 | 124 |
| FIGURA A. 56: ESPECTROS DE RESPUESTA IQUIQUE CHIPANA 1/4/2014 | 124 |

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

Parte fundamental del diseño de edificios en Chile es la estructuración sismorresistente de estos, debido a la recurrencia de los eventos sísmicos en el territorio nacional. Al respecto, la norma NCh433 [10], que regula el diseño sísmico de edificios, establece como obligatorio el análisis modal espectral de las estructuras. Este análisis consiste en la aplicación de un espectro de diseño, particular a cada zona sísmica y tipo de suelo, en dos direcciones horizontales perpendiculares. Además, la normativa vigente a la fecha sugiere el análisis vertical para algunos casos particulares, a saber, “las marquesinas, balcones, aleros y otros elementos vulnerables a la acción vertical del sismo” (2009, p.34). En estos casos, sin embargo, se establece que el diseño debe ser efectuado para una fuerza vertical estática. Esta es, según la norma antes citada, “igual a las cargas permanentes más la totalidad de la sobrecarga de uso aumentadas ambas en un 30%” (2009, p.34).

En la práctica, el espectro de diseño vertical para los elementos que lo requieren se obtiene con la reducción del espectro horizontal en $2/3$, lo cual se encuentra por ejemplo dentro de las recomendaciones de la norma de diseño sísmico industrial [9]. Esta consideración asume que las edificaciones en la vertical son suficientemente rígidas como para que exista una transferencia de las cargas en esta dirección sin amplificación alguna [2].

Hoy en día, el constante aumento en la altura de las edificaciones ha provocado que las estructuras se flexibilicen en la dirección vertical, por lo cual puede existir amplificación de las aceleraciones en esta componente. Esta situación invita a revisar la forma de obtener el espectro de diseño vertical como una reducción de la horizontal, en particular en edificios altos.

En trabajos de memoria anteriores [11][16] se analizó este tema en edificios con estructuraciones típicas, obteniendo que la mayor variación de esfuerzos se tiene en los elementos de pisos superiores de edificios altos, y que esta variación no implica una variación en las cuantías de aceros debido a que resultan aún bajo la armadura mínima. Algunas limitaciones al estudio detectadas por los autores incluyen la escasez de recursos computacionales y la baja cantidad de registros de componente vertical.

En la actualidad, el avance de la tecnología ha permitido el cálculo estructural de forma más precisa y eficiente, gracias a las herramientas computacionales de análisis por elementos finitos, entre otras utilidades. Por otro lado, desde el año en que se realizó el trabajo de título que antecede a este (1982) hasta la fecha han ocurrido varios sismos de gran magnitud dentro del territorio nacional, de los cuales se cuenta con un registro digital de sus tres componentes. Más aún, se han registrado aceleraciones verticales de hasta 87% de la aceleración de la gravedad [7]. Es por esto que llevar a cabo esta investigación en este contexto permite colaborar con un avance en el estudio del efecto de la inclusión de las aceleraciones verticales en el diseño.

En el presente trabajo de título se estudia aquel efecto. Para esto, se analizan 12 edificios chilenos de más de 30 pisos, de las oficinas René Lagos Engineers y Alfonso Larraín Vial y Asociados, mediante modelos computacionales en el software ETABS. El estudio

consiste en el cálculo de la respuesta estructural a través de análisis tiempo-historia con el uso de registros sísmicos reales, adecuados al tipo de suelo y zona sísmica de cada edificio. A partir de la respuesta de los edificios se establece el nivel de amplificación existente entre la base y el piso superior. Este nivel se obtiene en el espacio del tiempo y el espacio de la frecuencia. Además, se diseña la armadura de los muros de ascensores de cada edificio, tanto considerando la componente vertical como sin considerarla, a fin de establecer el cambio en las cuantías debido a la inclusión de las aceleraciones verticales. Por último, se busca establecer la rotación de losas del edificio producto del sismo en sus tres componentes.

1.1 Objetivos

Objetivo general

Determinar el efecto de la inclusión de la componente vertical de aceleraciones en edificios mayores a 30 pisos.

Objetivos específicos

1. Calcular el nivel de amplificación vertical entre la base y el piso superior de edificios altos.
2. Determinar la variación en la cuantía de acero de refuerzo en los muros de ascensores, debido a la inclusión de la componente vertical del sismo.
3. Establecer el nivel de rotación de losa producto de aceleraciones triaxiales.

1.2 Metodología

Revisión de antecedentes

Buscar trabajos anteriores relacionados a la inclusión de la componente sísmica vertical en edificios. Analizar la normativa vigente en Chile y el mundo, e identificar la forma de consideración de las aceleraciones verticales.

Selección de modelos y registros

Recolectar los modelos de los edificios a estudiar. Ejecución preliminar de estos para la obtención de propiedades modales, peso sísmico, dimensiones características y coeficientes de reducción.

Seleccionar los registros sísmicos según aceleración peak de al menos 20% de la aceleración de la gravedad, correspondientes con tipo de suelo y zona sísmica.

Análisis numérico de los edificios

Ejecutar los análisis tiempo-historia con los registros escogidos, para una cantidad de modos que permitan considerar al menos el 90% de la masa en la vertical. Aplicación de los registros con la componente vertical y sin ella.

Extraer la respuesta de aceleración, velocidad y desplazamiento para la base y el piso superior de cada edificio. Determinar el nivel de amplificación en el tiempo y en el espacio de la frecuencia para cada sismo.

Calcular la armadura requerida para los muros de ascensores en la base y en el primer piso sobre nivel del suelo de cada edificio, tanto para el caso sin vertical como para el caso con ella. Verificar además el cumplimiento de la armadura para esfuerzos resultantes de aplicar un amortiguamiento menor al 5% en la dirección vertical.

Rescatar la respuesta de desplazamiento de puntos fijos de las losas inferior y superior de cada edificio, y establecer el nivel de rotación de ambas en el tiempo respecto a un plano horizontal.

Conclusiones

Analizar los resultados obtenidos. Verificar el cumplimiento de los objetivos general y específicos del estudio.

1.3 Alcances

A continuación, se presenta brevemente el contenido de cada capítulo del trabajo de título.

Capítulo 1: Introducción

Contextualización y planteamiento del problema, objetivos, metodología y alcances de la investigación.

Capítulo 2: Revisión de antecedentes

Análisis bibliográfico respecto al tema. Se resumen los principales resultados obtenidos en investigaciones pasadas relacionadas. Estos se abordan a modo de preámbulo del presente estudio.

Capítulo 3: Caracterización de los edificios a estudiar

Descripción detallada de los edificios que componen el presente estudio. Además, se presenta en este capítulo la lista de registros sísmicos seleccionados para el análisis tiempo-historia.

Capítulo 4: Determinación del nivel de amplificación vertical de los edificios

Presentación de los resultados numéricos asociados al cálculo del nivel de amplificación vertical. Se calcula en este capítulo la amplificación de respuesta de desplazamiento y aceleración entre la base del edificio y el piso superior.

Capítulo 5: Análisis de esfuerzos y diseño de los muros de edificios en estudio

Estudio de la diferencia de esfuerzos de diseño en los muros de ascensores de la base y del primer piso sobre nivel de terreno, producto de la inclusión de la componente vertical. Además, se calcula la armadura requerida en el caso con vertical y se compara con la necesaria para el caso sin inclusión de aceleraciones verticales. Adicionalmente, se verifica el cumplimiento de esta armadura al aplicar un amortiguamiento del 3% en la vertical.

Capítulo 6: Cálculo del nivel de rotación de losas existente

Determinación de las rotaciones máximas de los planos de losas del primer nivel sobre terreno y el piso superior de cada edificio.

Capítulo 7: Conclusiones

Análisis de los resultados y recomendaciones futuras.

CAPÍTULO 2: REVISIÓN DE ANTECEDENTES

En un trabajo de título anterior, Souyet [16] estudió el efecto de incluir la componente vertical en los esfuerzos de tres edificios en base a marcos rígidos. Para esto calculó un edificio de un piso y un vano, uno de cinco pisos y tres vanos, y uno de veinte pisos y un vano. Debido a que en el contexto en que se realizó esta investigación los recursos computacionales eran escasos, estos análisis se realizaron en base a un coeficiente sísmico vertical obtenido del estudio de la relación entre las componentes horizontales y vertical de los registros disponibles a la fecha. Adicionalmente, diseñó los edificios para el caso con aceleraciones verticales y sin ella. Entre los resultados más relevantes se encuentra el aumento de hasta un 50% en la armadura de las vigas de los pisos superiores en edificios altos y del 20% en las columnas de todos los niveles, al considerar la componente vertical.

Posteriormente, Leschot [11] realizó una investigación similar sobre edificios estructurados en base a muros rígidos. Un resultado importante de este estudio es el del aumento de hasta un 12% en el esfuerzo axial en muros de pisos superiores. El autor concluye a partir de este resultado que podría existir mayor amplificación en el caso de edificios más altos. Además, indica que, pese al aumento de esfuerzos en los pisos superiores, la influencia sobre la cuantía de acero es muy baja, puesto que sigue siendo cercana a la armadura mínima.

Complementariamente a la norma de diseño de edificios, la respectiva al diseño industrial NCh2369 [9] sugiere la inclusión de la acción vertical como una reducción de la aceleración horizontal en $2/3$. En la práctica, el espectro de diseño vertical se obtiene con esta reducción.

En el resto del mundo, la normativa [2][13] indica que debe realizarse una simulación explícita de la respuesta ante sismo vertical sólo cuando existen discontinuidades en los elementos que transfieren las cargas, pues en estos casos puede amplificarse la demanda. Cuando es necesaria esta simulación, la recomendación normativa es la de usar no menos de 11 registros de aceleraciones que incluyan la componente vertical, aplicándola simultáneamente con las horizontales. Adicionalmente, existe la opción de desarrollar un espectro de respuesta vertical, para periodos menores a 2 s, bajo un procedimiento adecuado al sitio en que se emplaza el edificio, y luego tomar el espectro de diseño como $2/3$ de éste. Y para periodos mayores se requiere la determinación de un espectro de diseño específico mediante estudio de sitio.

Bozorgnia y Campbell [5] abordaron este tema en 2004, donde identificaron que la relación espectral V/H depende de múltiples factores, entre ellos distancia a la zona de ruptura, condiciones de sitio y magnitud del sismo, por lo cual no es una relación constante. Además, determinaron en el mismo estudio que en general la relación entre aceleraciones verticales y horizontales es mayor a $2/3$ para periodos cortos, donde se encuentra la mayoría de los periodos naturales verticales de los edificios.

CAPÍTULO 3: CARACTERIZACIÓN DE LOS EDIFICIOS A ESTUDIAR

En el presente capítulo se resumen las principales características de los 12 edificios a estudiar. Por motivos de privacidad de la información, estos se identifican solo con un número distintivo, correlativo entre 1 y 12.

Las Tablas 1 a 12 muestran estas características, obtenidas de la ejecución preliminar de los modelos correspondientes, considerando amortiguamientos modales del 5% en todos los modos.

Tabla 1: Características del Edificio 1

| | |
|-------------------------------|--|
| Número de pisos | Sobre suelo: 30 Subterráneos: 5 |
| Año de diseño | 1997 |
| Año de término | 1998 |
| Norma de diseño | NCh433.Of1996 |
| Altura de piso característico | 3.24 m |
| Perímetro planta tipo | 59.8 x 21.4 |
| Peso sísmico | 925 kg/m ² |
| Peso total | 60950 ton |
| Periodos | X: 2.73 s Y: 3.25 s Z: 0.29 s θ: 2.87 s |
| Zona sísmica | 2 |
| Clasificación del suelo | B |
| Cortante mínimo normativo | 3048 ton |
| Uso del parámetro S | No |
| R* | X: 10.806 Y: 10.977 |
| Coef/R* | X: 0.468 Y: 0.362 |

Tabla 2: Características del Edificio 2

| | |
|-------------------------------|--|
| Número de pisos | Sobre suelo: 54 Subterráneos: 7 |
| Año de diseño | 2005 |
| Año de término | 2009 |
| Norma de diseño | NCh433.Of1996 |
| Altura de piso característico | 3.6 m |
| Perímetro planta tipo | 70 x 32.5 |
| Peso sísmico | 1200 kg/m ² |
| Peso total | 170000 ton |
| Periodos | X: 4.30 s Y: 5.62 s Z: 0.38 s θ: 3.80 s |
| Zona sísmica | 2 |
| Clasificación del suelo | B |
| Cortante mínimo normativo | 10200 ton |
| Uso del parámetro S | No |
| R* | X: 11.218 Y: 11.391 |
| Coef/R* | X: 0.451 Y: 0.358 |

Tabla 3: Características del Edificio 3

| | |
|-------------------------------|--|
| Número de pisos | Sobre suelo: 63 Subterráneos: 5 |
| Año de diseño | 2004 |
| Año de término | 2013 |
| Norma de diseño | NCh433.Of1996 |
| Altura de piso característico | 4.1 m |
| Perímetro planta tipo | 47 x 47 |
| Peso sísmico | 1400 kg/m ² |
| Peso total | 215295 ton |
| Periodos | X: 7.32 s Y: 6.71 s Z: 0.55 s θ: 3.85 s |
| Zona sísmica | 2 |
| Clasificación del suelo | B |
| Cortante mínimo normativo | 10765 ton |
| Uso del parámetro S | No |
| R* | X: 11.533 Y: 11.495 |
| Coef/R* | X: 2.988 Y: 6.362 |

Tabla 4: Características del Edificio 4

| | |
|-------------------------------|--|
| Número de pisos | Sobre suelo: 34 Subterráneos: 2 |
| Año de diseño | 2006 |
| Año de término | 2007 |
| Norma de diseño | NCh433.Of1996 |
| Altura de piso característico | 2.5 m |
| Perímetro planta tipo | 25 x 21 |
| Peso sísmico | 980 kg/m ² |
| Peso total | 18520 ton |
| Periodos | X: 1.55 s Y: 1.26 s Z: 0.17 s θ: 1.07 s |
| Zona sísmica | 2 |
| Clasificación del suelo | B |
| Cortante mínimo normativo | 926 ton |
| Uso del parámetro S | No |
| R* | X: 10.079 Y: 9.745 |
| Coef/R* | X: 0.869 Y: 0.872 |

Tabla 5: Características del Edificio 5

| | |
|-------------------------------|--|
| Número de pisos | Sobre suelo: 20 Subterráneos: 6 |
| Año de diseño | 2006 |
| Año de término | 2008 |
| Norma de diseño | NCh433.Of1996 |
| Altura de piso característico | 3.24 m |
| Perímetro planta tipo | 58.8 x 14.7 |
| Peso sísmico | 1340 kg/m ² |
| Peso total | 30000 ton |
| Periodos | X: 1.06 s Y: 2.58 s Z: 0.30 s θ: 1.63 s |
| Zona sísmica | 2 |
| Clasificación del suelo | B |
| Cortante mínimo normativo | 1500 ton |
| Uso del parámetro S | No |
| R* | X: 9.839 Y: 10.989 |
| Coef/R* | X: 0.553 Y: 0.475 |

Tabla 6: Características del Edificio 6

| | |
|-------------------------------|--|
| Número de pisos | Sobre suelo: 30 Subterráneos: 4 |
| Año de diseño | 2010 |
| Año de término | 2012 |
| Norma de diseño | NCh433.Of1996mod2009 |
| Altura de piso característico | 2.56 m |
| Perímetro planta tipo | 38 x 21 |
| Peso sísmico | 1250 kg/m ² |
| Peso total | 34000 ton |
| Periodos | X: 1.54 s Y: 1.98 s Z: 0.38 s θ: 2.15 s |
| Zona sísmica | 2 |
| Clasificación del suelo | B |
| Cortante mínimo normativo | 1700 ton |
| Uso del parámetro S | No |
| R* | X: 10.089 Y: 10.442 |
| Coef/R* | X: 0.364 Y: 0.367 |

Tabla 7: Características del Edificio 7

| | |
|-------------------------------|--|
| Número de pisos | Sobre suelo: 31 Subterráneos: 3 |
| Año de diseño | 2010 |
| Año de término | 2013 |
| Norma de diseño | NCh433.Of1996mod2009 |
| Altura de piso característico | 2.56 m |
| Perímetro planta tipo | 32.5 x 15 |
| Peso sísmico | 980 kg/m ² |
| Peso total | 16300 ton |
| Periodos | X: 1.35 s Y: 1.70 s Z: 0.16 s θ: 0.69 s |
| Zona sísmica | 3 |
| Clasificación del suelo | B |
| Cortante mínimo normativo | 1304 ton |
| Uso del parámetro S | No |
| R* | X: 7.866 Y: 8.420 |
| Coef/R* | X: 0.159 Y: 0.208 |

Tabla 8: Características del Edificio 8

| | |
|-------------------------------|--|
| Número de pisos | Sobre suelo: 31 Subterráneos: 3 |
| Año de diseño | 2010 |
| Año de término | 2013 |
| Norma de diseño | NCh433.Of1996mod2009 |
| Altura de piso característico | 2.56 m |
| Perímetro planta tipo | 34.5 x 19 |
| Peso sísmico | 780 kg/m ² |
| Peso total | 17350 ton |
| Periodos | X: 1.34 s Y: 1.58 s Z: 0.16 s θ: 0.71 s |
| Zona sísmica | 3 |
| Clasificación del suelo | B |
| Cortante mínimo normativo | 1388 ton |
| Uso del parámetro S | No |
| R* | X: 7.847 Y: 8.242 |
| Coef/R* | X: 0.165 Y: 0.204 |

Tabla 9: Características del Edificio 9

| | |
|-------------------------------|--|
| Número de pisos | Sobre suelo: 35 Subterráneos: 1 |
| Año de diseño | 2015 |
| Año de término | 2017 |
| Norma de diseño | NCh433.Of1996mod2009 |
| Altura de piso característico | 2.57 m |
| Perímetro planta tipo | 41 x 32.5 |
| Peso sísmico | 780 kg/m ² |
| Peso total | 37700 ton |
| Periodos | X: 1.24 s Y: 1.91 s Z: 0.19 s θ: 2.50 s |
| Zona sísmica | 3 |
| Clasificación del suelo | B |
| Cortante mínimo normativo | 2520 ton |
| Uso del parámetro S | Sí |
| R* | X: 9.703 Y: 10.387 |
| Coef/R* | X: 0.376 Y: 0.389 |

Tabla 10: Características del Edificio 10

| | |
|-------------------------------|--|
| Número de pisos | Sobre suelo: 31 Subterráneos: 1 |
| Año de diseño | 2015 |
| Año de término | 2017 |
| Norma de diseño | NCh433.Of1996mod2009 |
| Altura de piso característico | 2.57 m |
| Perímetro planta tipo | 41 x 32.5 |
| Peso sísmico | 780 kg/m ² |
| Peso total | 33220 ton |
| Periodos | X: 1.05 s Y: 1.59 s Z: 0.19 s θ: 2.15 s |
| Zona sísmica | 3 |
| Clasificación del suelo | B |
| Cortante mínimo normativo | 2220 ton |
| Uso del parámetro S | Sí |
| R* | X: 9.370 Y: 10.119 |
| Coef/R* | X: 0.330 Y: 0.329 |

Tabla 11: Características del Edificio 11

| | |
|-------------------------------|--|
| Número de pisos | Sobre suelo: 29 Subterráneos: 2 |
| Año de diseño | 2014 |
| Año de término | 2017 |
| Norma de diseño | NCh433.Of1996mod2009 |
| Altura de piso característico | 2.52 m |
| Perímetro planta tipo | 41.5 x 18 |
| Peso sísmico | 1000 kg/m ² |
| Peso total | 23950 ton |
| Periodos | X: 1.00 s Y: 1.48 s Z: 0.22 s θ: 1.59 s |
| Zona sísmica | 3 |
| Clasificación del suelo | B |
| Cortante mínimo normativo | 1600 ton |
| Uso del parámetro S | Sí |
| R* | X: 9.311 Y: 10.027 |
| Coef/R* | X: 0.303 Y: 0.318 |

Tabla 12: Características del Edificio 12

| | |
|-------------------------------|--|
| Número de pisos | Sobre suelo: 30 Subterráneos: 2 |
| Año de diseño | 2014 |
| Año de término | 2017 |
| Norma de diseño | NCh433.Of1996mod2009 |
| Altura de piso característico | 2.52 m |
| Perímetro planta tipo | 43.5 x 18 |
| Peso sísmico | 850 kg/m ² |
| Peso total | 21280 ton |
| Periodos | X: 1.30 s Y: 1.86 s Z: 0.17 s θ: 1.97 s |
| Zona sísmica | 3 |
| Clasificación del suelo | B |
| Cortante mínimo normativo | 1420 ton |
| Uso del parámetro S | Sí |
| R* | X: 9.800 Y: 10.357 |
| Coef/R* | X: 0.382 Y: 0.376 |

Una vista 3D de los edificios ubicados en Zona 2 se observa en la Figura 1, mientras que la Figura 2 presenta aquellos que se localizan en Zona 3. Esta vista es obtenida de los modelos de elementos finitos de los edificios en estudio.

La Figura 3 muestra un resumen de los edificios según número de pisos. Además, de Figura 4 a Figura 7 se presentan los periodos predominantes de los edificios por dirección.

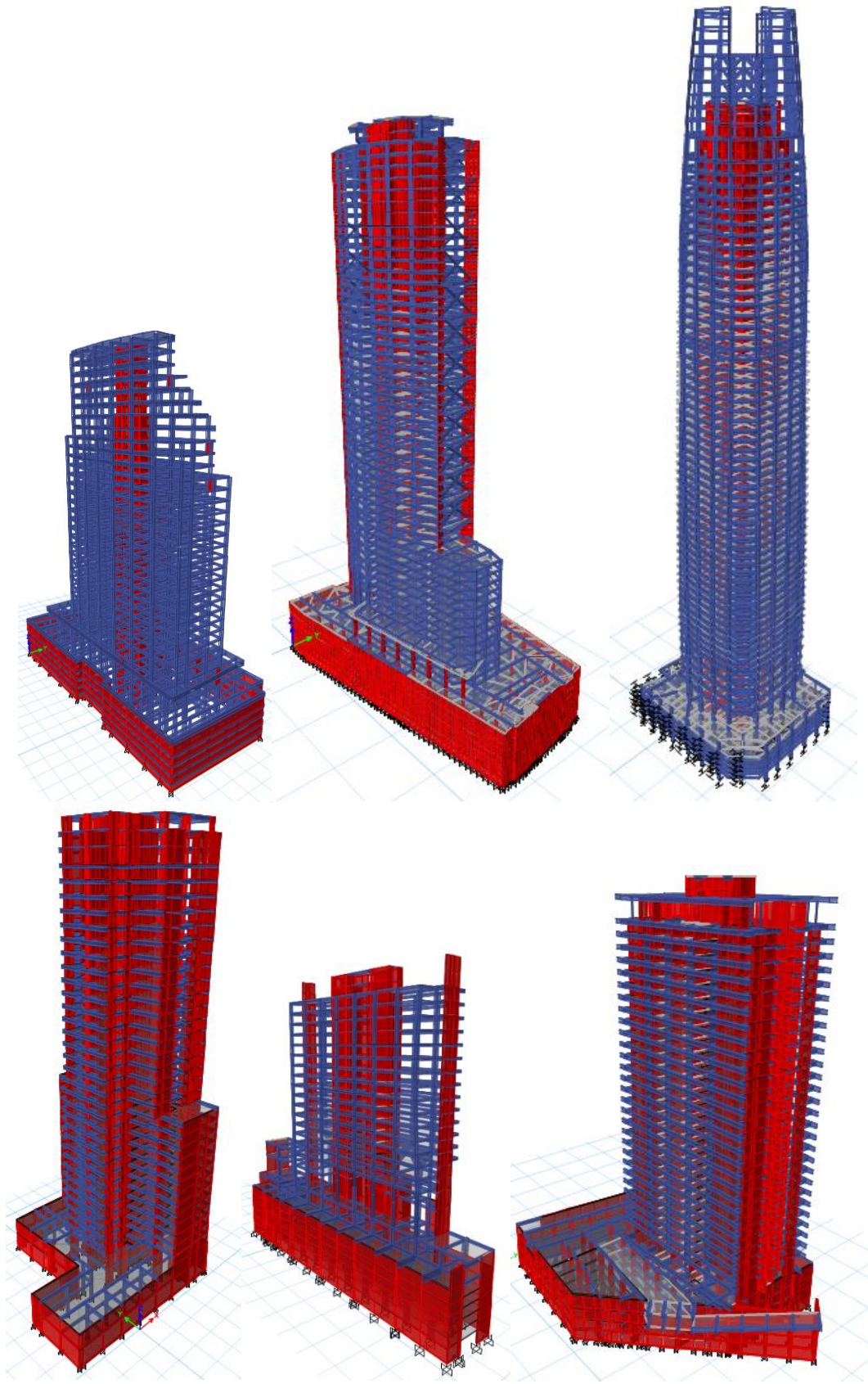


Figura 1: Vista 3D de los modelos de edificios en Zona 2

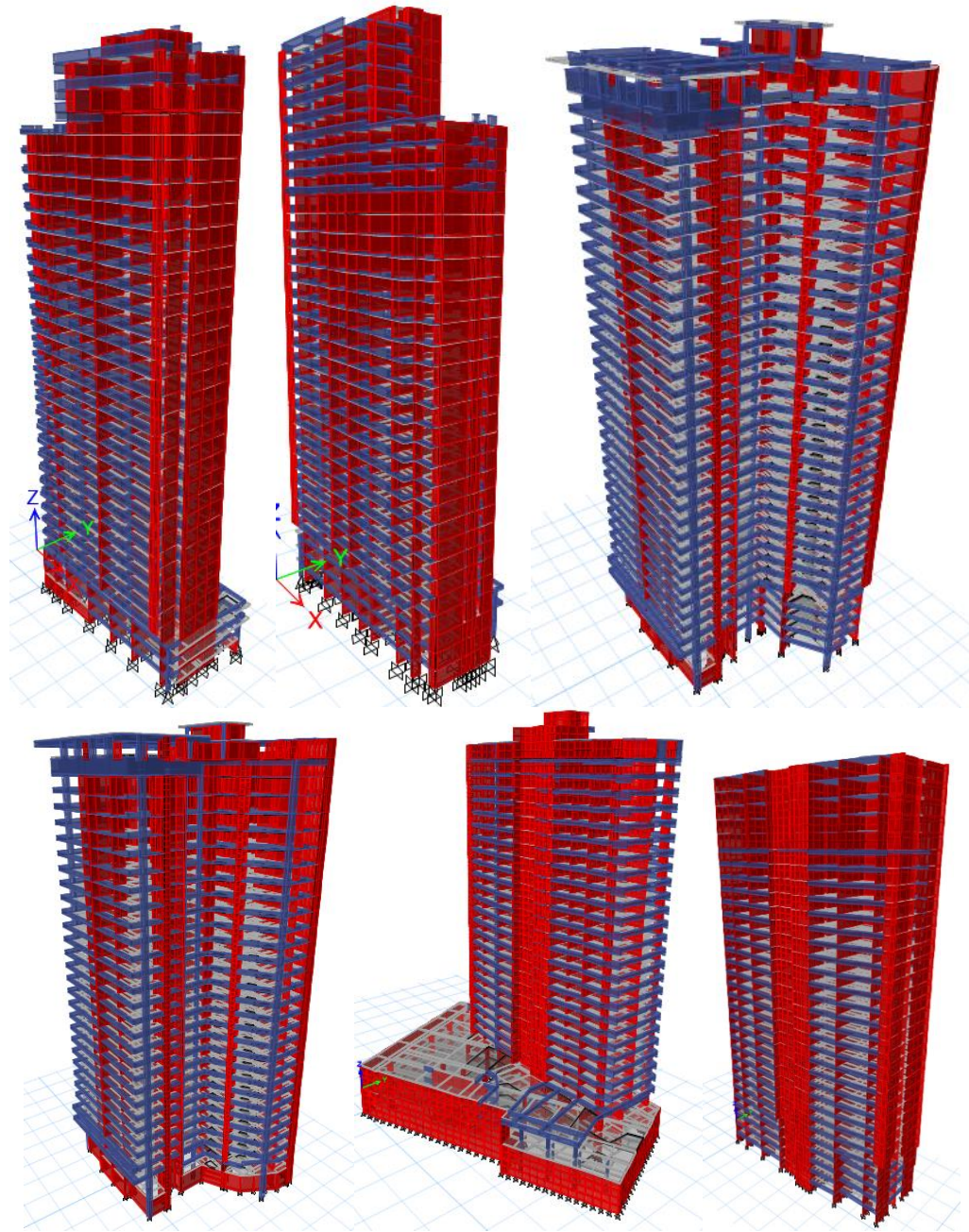


Figura 2: Vista 3D de los modelos de edificios en Zona 3

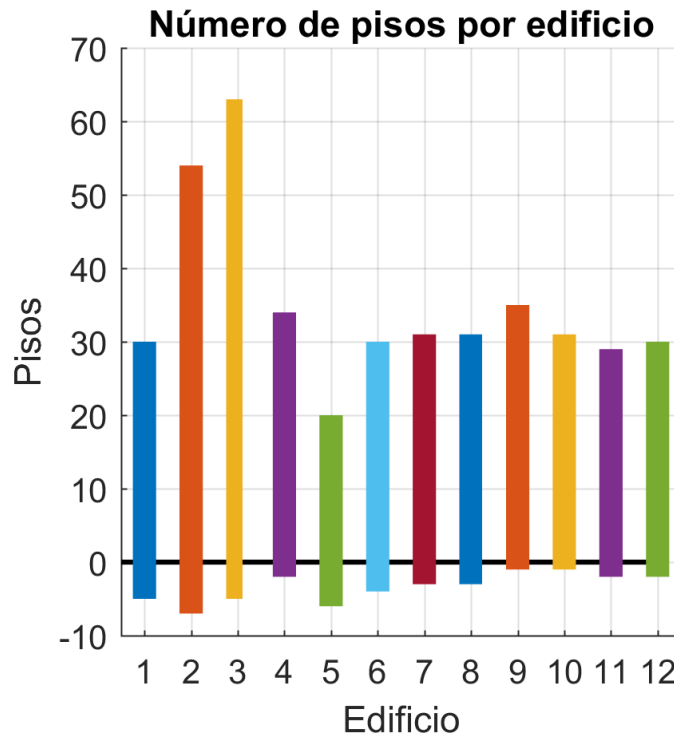


Figura 3: Resumen de edificios a estudiar, según número de pisos

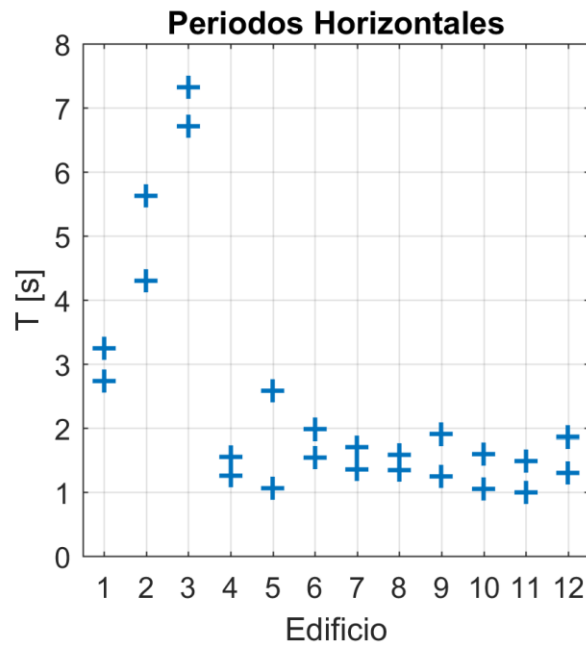


Figura 4: Resumen de periodos predominantes horizontales de edificios a estudiar

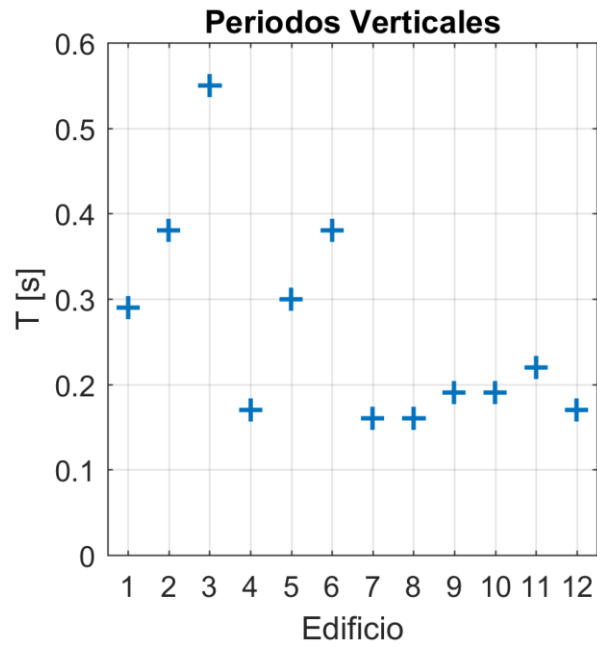


Figura 5: Resumen de periodos predominantes verticales de edificios a estudiar

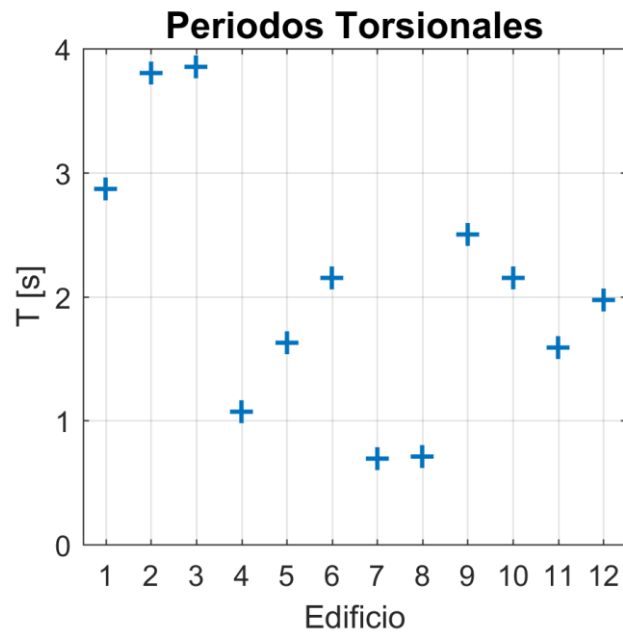


Figura 6: Resumen de periodos predominantes torsionales de edificios a estudiar

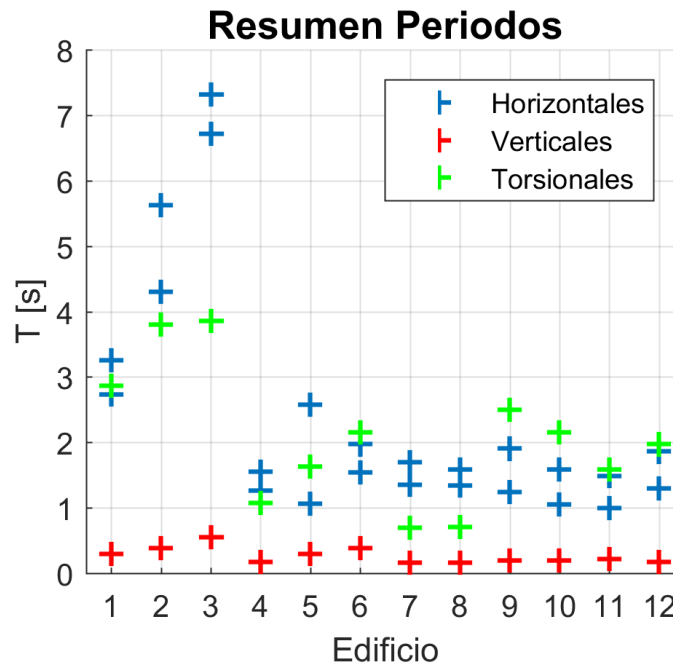


Figura 7: Resumen de los periodos predominantes por dirección de edificios a estudiar

Adicionalmente, se contrastan los periodos obtenidos de los modelos computacionales con los aproximados por las fórmulas de Midorikawa y Baeza [14], además de las estipuladas en ASCE7-16 [2] y las estimaciones estándares de número de pisos entre 10 y entre 20.

Las fórmulas de Midorikawa son:

$$T = \begin{cases} 0.049 \cdot N, & \text{periodos traslacionales} \\ 0.052 \cdot N, & \text{periodos rotacionales} \end{cases} \quad (1)$$

Donde N es el número de pisos del edificio.

Por otro lado, las ecuaciones de Baeza, válidas para el periodo fundamental del edificio, son:

$$T = 0.035 \cdot N \text{ ó } 0.012 \cdot H \quad (2)$$

Con N el número de pisos del edificio, y H la altura total del edificio.

Además, en ASCE7-16 se establece la siguiente forma de estimar el periodo fundamental:

$$T = \begin{cases} 0.0466 \cdot H^{0.9}, & \text{edificios de marcos} \\ 0.0488 \cdot H^{0.75}, & \text{todo otro edificio} \end{cases} \quad (3)$$

Donde H es la altura total del edificio.

La Tabla 13 presenta el periodo fundamental de los edificios a estudiar, calculado a través de los distintos estándares mencionados. Además, se comparan gráficamente en la Figura 8.

Tabla 13: Periodos de los edificios, obtenidos de distintos estándares

| Edificio | Modelo [s] | Baeza-n [s] | Baeza-h [s] | Midorikawa [s] | n/10 [s] | n/20 [s] | ASCE7-16 marcos [s] | ASCE7-16 otros [s] |
|----------|------------|-------------|-------------|----------------|----------|----------|---------------------|--------------------|
| 1 | 3.25 | 1.23 | 1.38 | 1.72 | 3.50 | 1.75 | 3.32 | 1.71 |
| 2 | 5.62 | 2.14 | 2.54 | 2.99 | 6.10 | 3.05 | 5.77 | 2.71 |
| 3 | 7.32 | 2.38 | 4.86 | 3.33 | 6.80 | 3.40 | 10.35 | 4.40 |
| 4 | 1.55 | 1.26 | 1.12 | 1.76 | 3.60 | 1.80 | 2.75 | 1.46 |
| 5 | 2.58 | 0.91 | 1.99 | 1.27 | 2.60 | 1.30 | 4.64 | 2.26 |
| 6 | 2.15 | 1.19 | 1.12 | 1.77 | 3.40 | 1.70 | 2.76 | 1.46 |
| 7 | 1.70 | 1.19 | 0.98 | 1.67 | 3.40 | 1.70 | 2.45 | 1.32 |
| 8 | 1.58 | 1.19 | 1.06 | 1.67 | 3.40 | 1.70 | 2.63 | 1.41 |
| 9 | 2.50 | 1.26 | 1.58 | 1.87 | 3.60 | 1.80 | 3.77 | 1.90 |
| 10 | 2.15 | 1.12 | 1.43 | 1.66 | 3.20 | 1.60 | 3.45 | 1.76 |
| 11 | 1.59 | 1.09 | 0.88 | 1.61 | 3.10 | 1.55 | 2.22 | 1.22 |
| 12 | 1.97 | 1.12 | 0.91 | 1.66 | 3.20 | 1.60 | 2.29 | 1.25 |

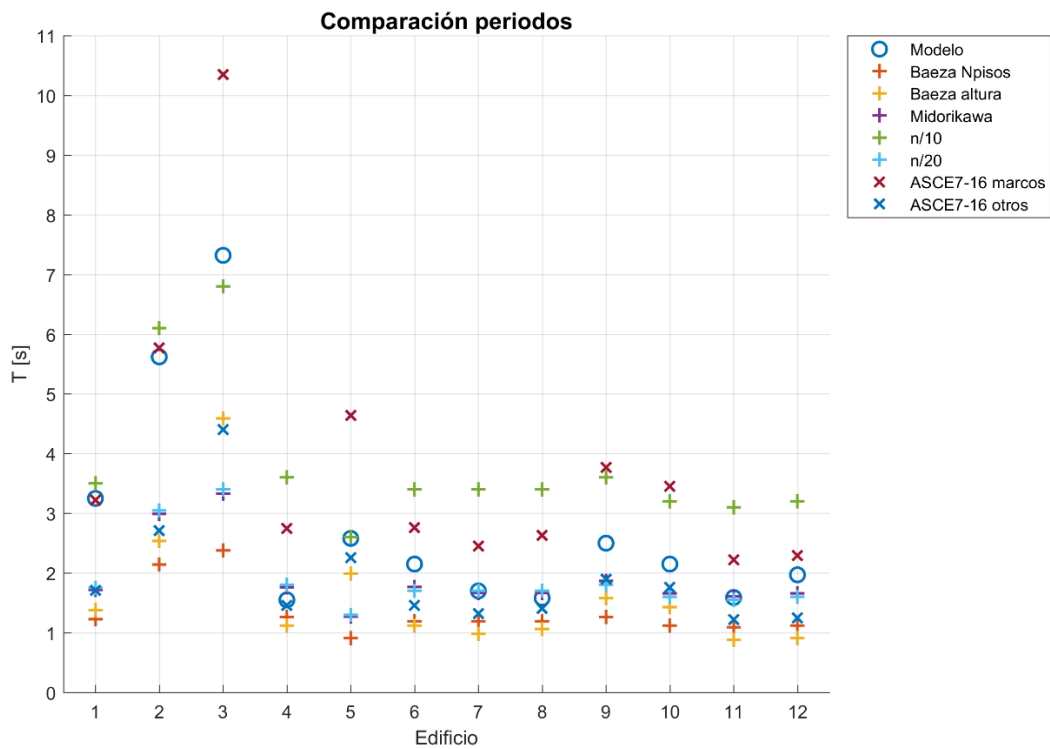


Figura 8: Comparación de periodos horizontales de los modelos con estándares

3.1 Selección de registros sísmicos

Se observa en las características de los edificios que todos ellos se encuentran emplazados en suelo tipo B, en zonas sísmicas 2 y 3. Con esto, se seleccionan los registros sísmicos para el análisis tiempo-historia, los cuales se listan en la Tabla 14 con la numeración que se utiliza en el estudio. Para la numeración se consideran los sets de registros por Zona. En Anexo A se presentan las gráficas de los registros en el tiempo. Adicionalmente, se grafican los espectros de aceleración de estos registros junto al espectro de diseño normativo. Para el caso vertical, el espectro de diseño se calcula como 2/3 del horizontal.

Tabla 14: Lista de registros sísmicos disponibles

| Fecha Evento | Mw | Estación | Zona | Suelo | N° |
|--------------|-----|------------------------|------|-------|----|
| 27/2/2010 | 8.8 | Curicó | 2 | B | 1 |
| 10/9/2008 | 5.7 | Pica | 2 | B | 2 |
| 13/6/2005 | 7.8 | Pica | 2 | B | 3 |
| 14/11/2007 | 7.7 | Pica | 2 | B | 4 |
| 1/4/2014 | 8.1 | Pica | 2 | B | 5 |
| 27/2/2010 | 8.8 | Talca | 2 | B | 6 |
| 3/3/1985 | 7.9 | San Fernando | 2 | B | 7 |
| 3/3/1985 | 7.9 | Talca | 2 | B | 8 |
| 10/9/2008 | 5.7 | Alto Hospicio | 3 | B | 1 |
| 13/7/2014 | 5.6 | Alto Hospicio | 3 | B | 2 |
| 27/2/2010 | 8.8 | Hualañe | 3 | B | 3 |
| 15/10/1997 | 7.1 | Illapel | 3 | B | 4 |
| 27/2/2010 | 8.8 | Papudo | 3 | B | 5 |
| 1/4/2014 | 8.1 | Poconchile | 3 | B | 6 |
| 13/6/2005 | 7.8 | Poconchile | 3 | B | 7 |
| 16/9/2015 | 8.3 | La Higuera - Comisaria | 3 | B | 8 |
| 16/9/2015 | 8.3 | Coquimbo - Hospital | 3 | B | 9 |
| 16/9/2015 | 8.3 | El Pedregal | 3 | B | 10 |
| 26/9/2015 | 6.3 | El Pedregal | 3 | B | 11 |
| 3/3/1985 | 7.9 | Iloca | 3 | B | 12 |
| 3/3/1985 | 7.9 | Llay Llay | 3 | B | 13 |
| 3/3/1985 | 7.9 | Melipilla | 3 | B | 14 |
| 3/3/1985 | 7.9 | Pichilemu | 3 | B | 15 |
| 3/3/1985 | 7.9 | Quintay | 3 | B | 16 |
| 3/3/1985 | 7.9 | San Felipe | 3 | B | 17 |
| 3/3/1985 | 7.9 | Zapallar | 3 | B | 18 |
| 1/4/2014 | 8.1 | Alto Hospicio | 3 | B | 19 |
| 1/4/2014 | 8.1 | Iquique Chipana | 3 | B | 20 |

CAPÍTULO 4: DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE AMPLIFICACIÓN VERTICAL DE LOS EDIFICIOS

En este capítulo se calcula el nivel de amplificación vertical de los edificios para cada sismo listado en el capítulo precedente. Este nivel se determina a partir de la respuesta de aceleración y desplazamiento de la base y del piso superior. Para esto, se ejecutan los distintos modelos con los registros sísmicos seleccionados, incluyendo la componente vertical, y se extrae la respuesta en el tiempo asociada a los puntos extremos de cada caja de ascensores.

4.1 Amplificación de Desplazamiento

En primer lugar, se determina la amplificación de la respuesta de desplazamiento en el tiempo. Con este objetivo, se calcula el desplazamiento máximo absoluto en ambos niveles en estudio, además del promedio de máximos en el piso superior. Luego se calculan las razones de desplazamiento tomando como referencia la base. Para esto se definen las siguientes fórmulas:

$$Max P_{sup} := \frac{\max |u_z^{sup}|}{\max |u_z^{base}|} \quad (4)$$

$$Max Media P_{sup} := \frac{\sum_i \max |u_z^{sup}| / N}{\max |u_z^{base}|} \quad (5)$$

$$Max Dif := \frac{\max(u_z^{sup} - u_z^{base})}{\max |u_z^{base}|} \quad (6)$$

$$Min Dif := \frac{\min(u_z^{sup} - u_z^{base})}{\max |u_z^{base}|} \quad (7)$$

De Figura 9 a Figura 22 se presentan los resultados obtenidos para cada edificio en estudio, utilizando las fórmulas definidas. Además, en Edificio 2 se realiza el cálculo de la razón de desplazamiento y aceleración entre el sismo con vertical y sin ella, para un punto extremo en un voladizo del Piso 52 (piso superior), presentado en la Figura 11 y la Figura 12.

Adicionalmente, se calcula la media, mediana y desviación estándar de los indicadores definidos anteriormente. Estos se presentan en una Tabla para cada Edificio.

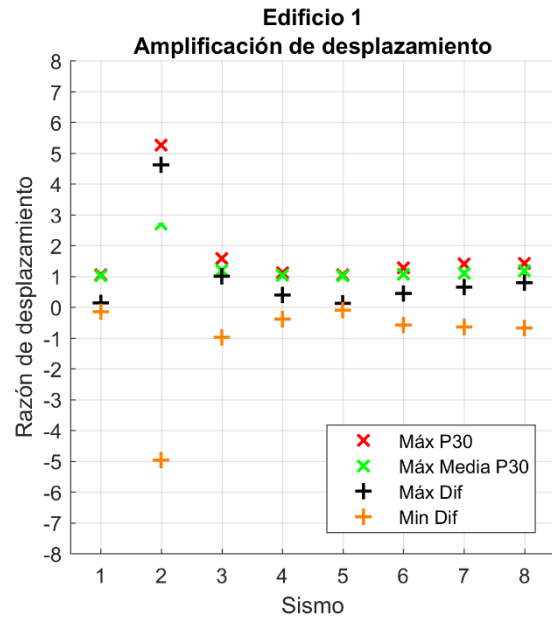
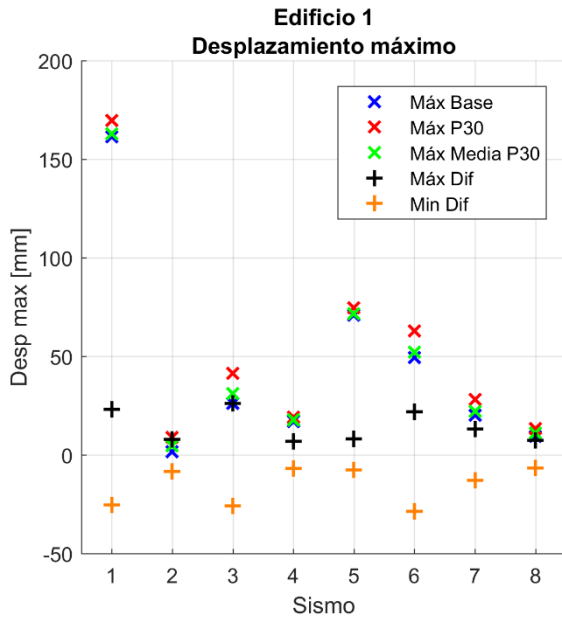


Figura 9: Amplificación de desplazamiento en el tiempo Edificio 1

Tabla 15: Valores estadísticos amplificación Edificio 1

| Indicador | \bar{X} | M_e | σ |
|---------------|-----------|-------|----------|
| Máx P30 | 1.8 | 1.3 | 1.4 |
| Máx Media P30 | 1.3 | 1.1 | 0.6 |
| Máx Dif | 1.0 | 0.5 | 1.5 |
| Min Dif | -1.1 | -0.6 | 1.6 |

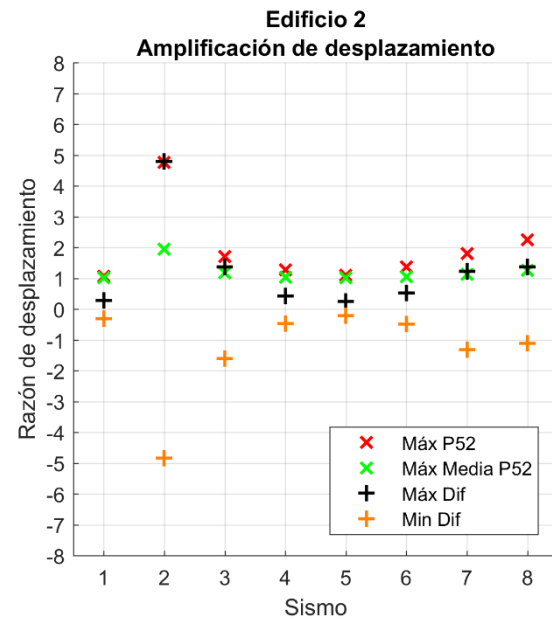
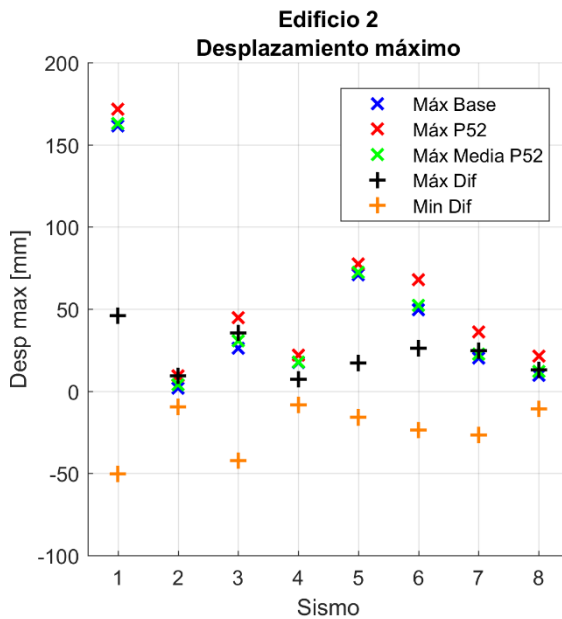


Figura 10: Amplificación de desplazamiento en el tiempo Edificio 2

Tabla 16: Valores estadísticos amplificación Edificio 2

| Indicador | \bar{X} | M_e | σ |
|---------------|-----------|-------|----------|
| Máx P52 | 1.9 | 1.5 | 1.2 |
| Máx Media P52 | 1.2 | 1.1 | 0.3 |
| Máx Dif | 1.3 | 0.9 | 1.5 |
| Min Dif | -1.3 | -0.8 | 1.5 |

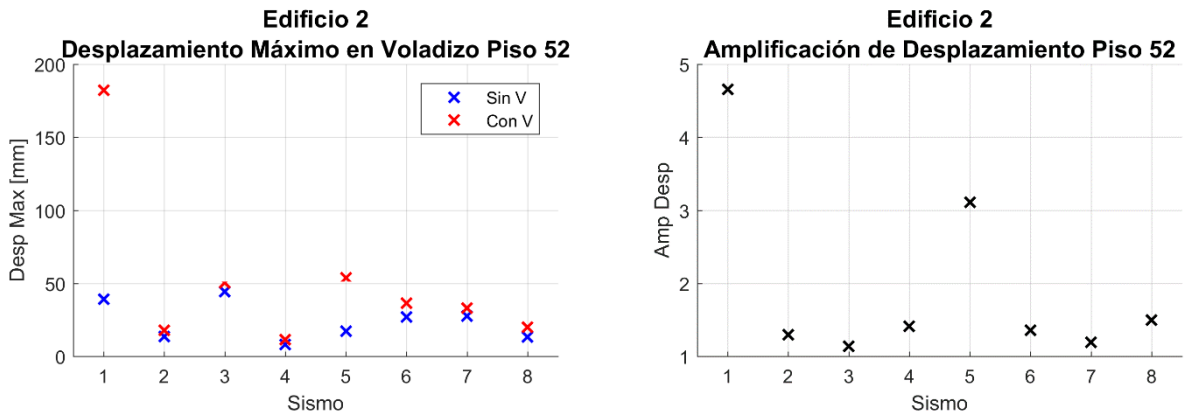


Figura 11: Amplificación de Desplazamiento en Voladizo Piso 52 Edificio 2

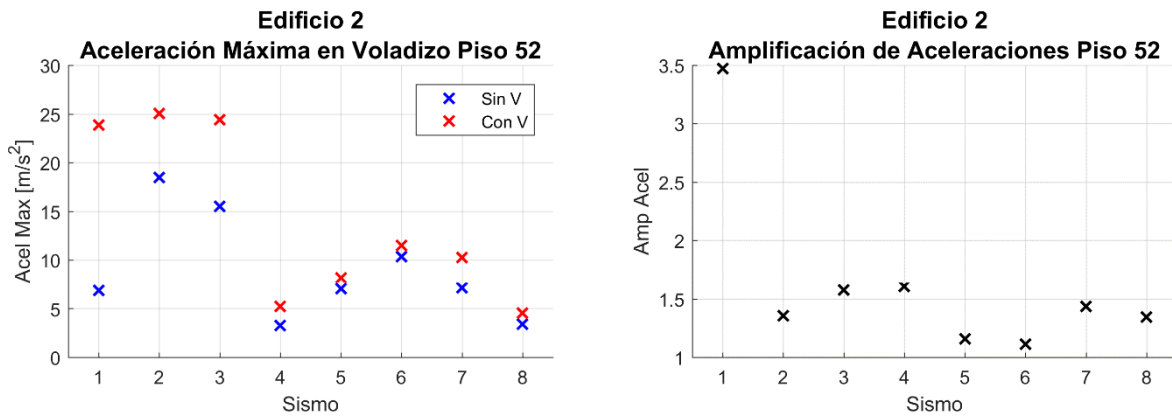


Figura 12: Amplificación de Aceleraciones en Voladizo Piso 52 Edificio 2

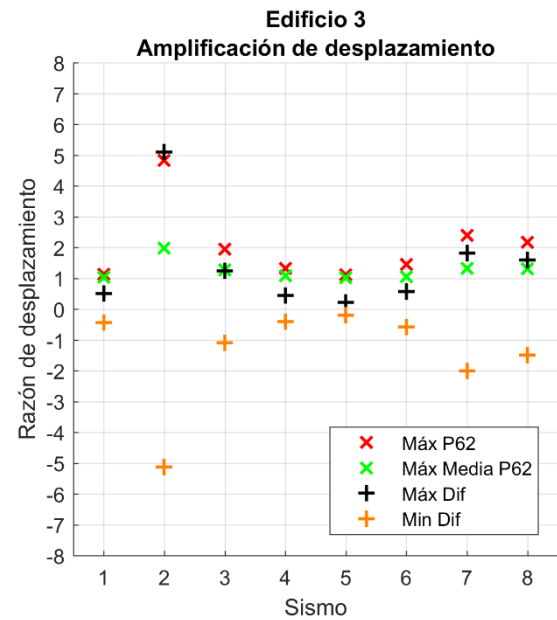
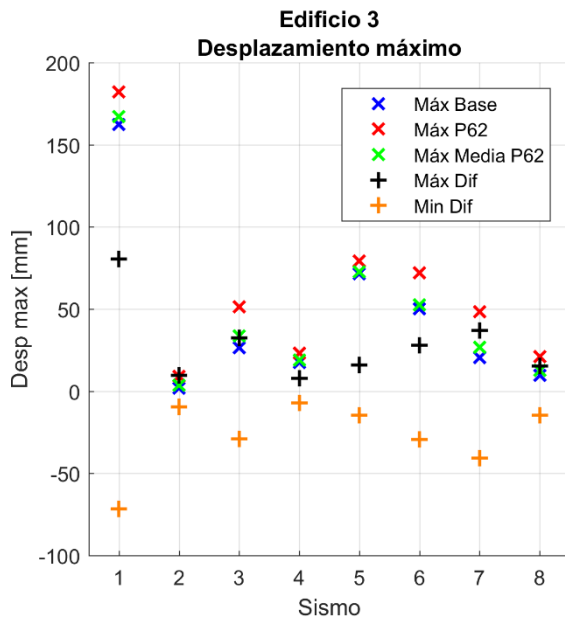


Figura 13: Amplificación de desplazamiento en el tiempo Edificio 3

Tabla 17: Valores estadísticos amplificación Edificio 3

| Indicador | \bar{X} | M_e | σ |
|---------------|-----------|-------|----------|
| Máx P62 | 2.0 | 1.7 | 1.2 |
| Máx Media P62 | 1.3 | 1.2 | 0.3 |
| Máx Dif | 1.4 | 0.9 | 1.6 |
| Min Dif | -1.4 | -0.8 | 1.6 |

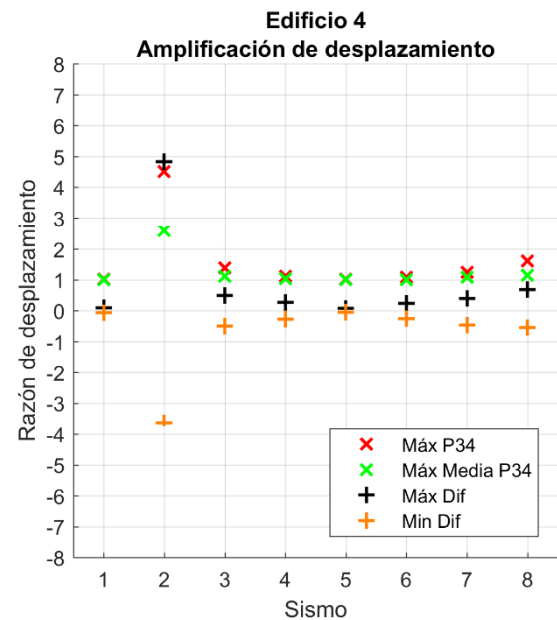
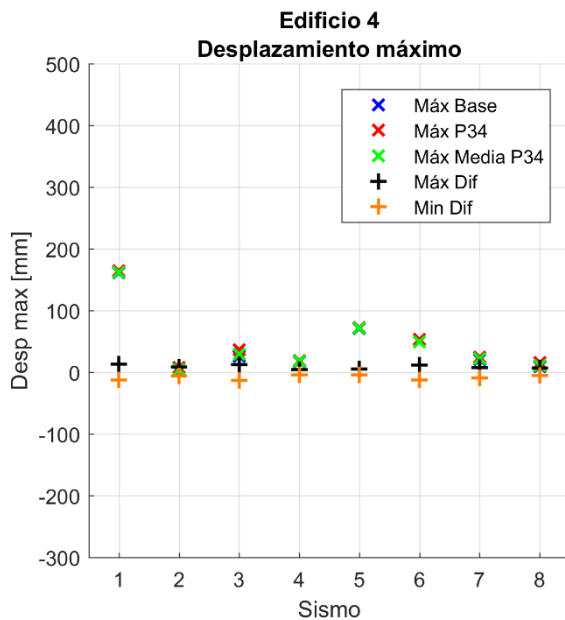


Figura 14: Amplificación de desplazamiento en el tiempo Edificio 4

Tabla 18: Valores estadísticos amplificación Edificio 4

| Indicador | \bar{X} | M_e | σ |
|---------------|-----------|-------|----------|
| Máx P34 | 1.6 | 1.2 | 1.2 |
| Máx Media P34 | 1.2 | 1.1 | 0.5 |
| Máx Dif | 0.9 | 0.3 | 1.6 |
| Min Dif | -0.7 | -0.4 | 1.2 |

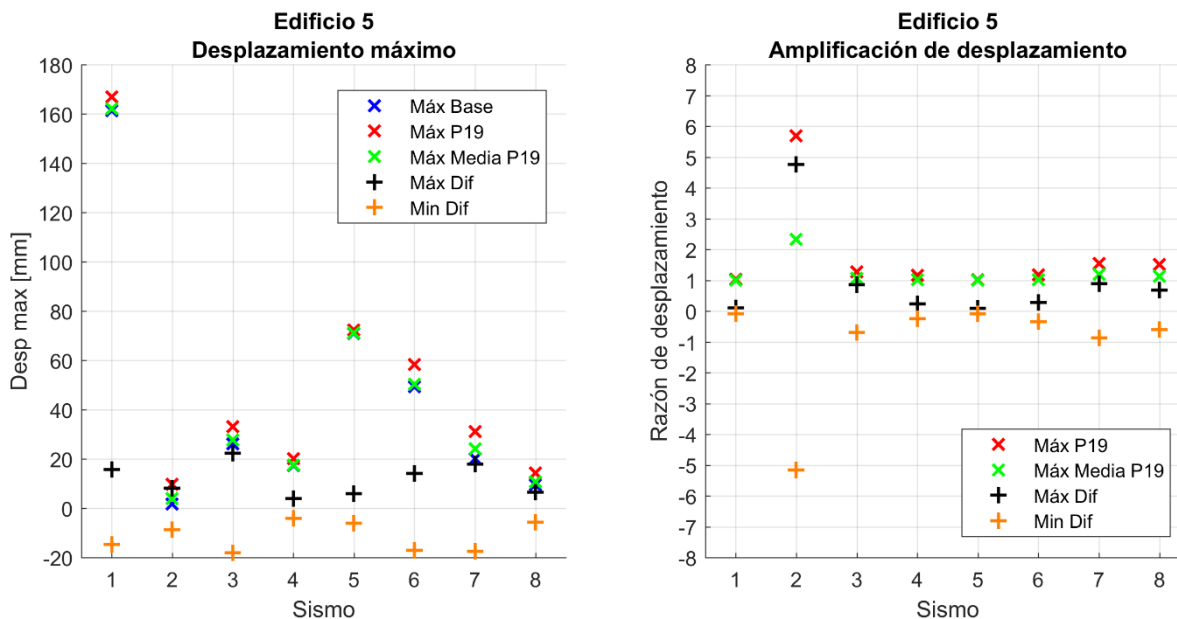


Figura 15: Amplificación de desplazamiento en el tiempo Edificio 5

Tabla 19: Valores estadísticos amplificación Edificio 5

| Indicador | \bar{X} | M_e | σ |
|---------------|-----------|-------|----------|
| Máx P19 | 1.8 | 1.2 | 1.6 |
| Máx Media P19 | 1.2 | 1.0 | 0.5 |
| Máx Dif | 1.0 | 0.5 | 1.6 |
| Min Dif | -1.0 | -0.5 | 1.7 |

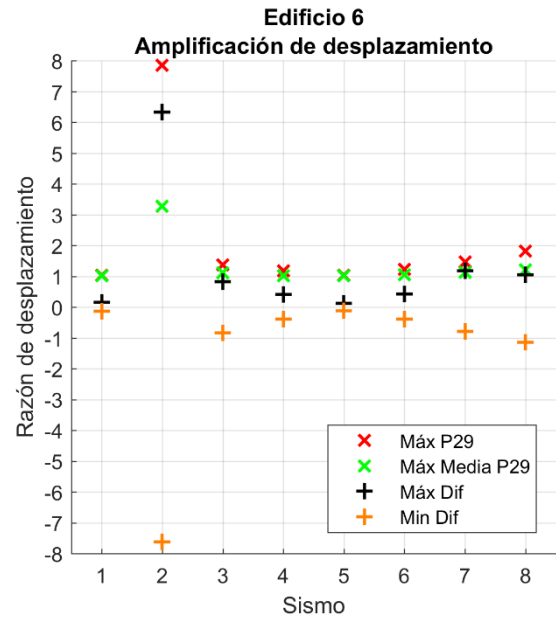
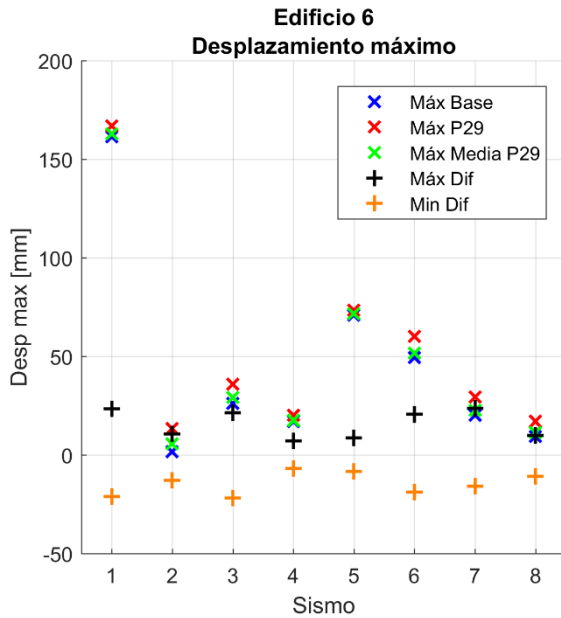


Figura 16: Amplificación de desplazamiento en el tiempo Edificio 6

Tabla 20: Valores estadísticos amplificación Edificio 6

| Indicador | \bar{X} | M_e | σ |
|---------------|-----------|-------|----------|
| Máx P29 | 2.1 | 1.3 | 2.3 |
| Máx Media P29 | 1.4 | 1.1 | 0.8 |
| Máx Dif | 1.3 | 0.6 | 2.1 |
| Min Dif | -1.4 | -0.6 | 2.5 |

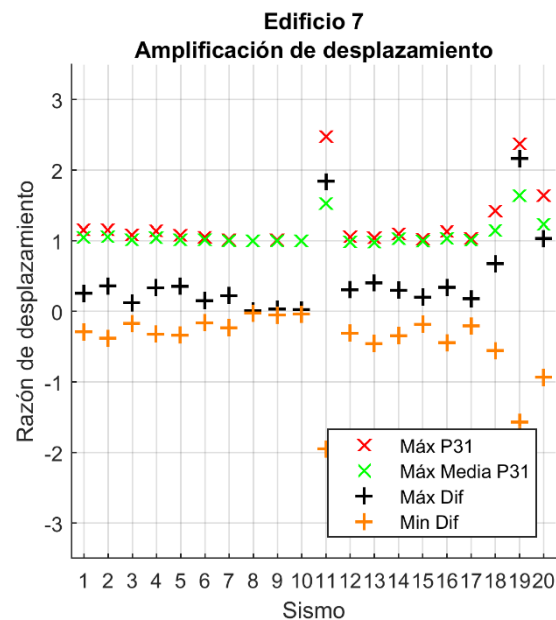
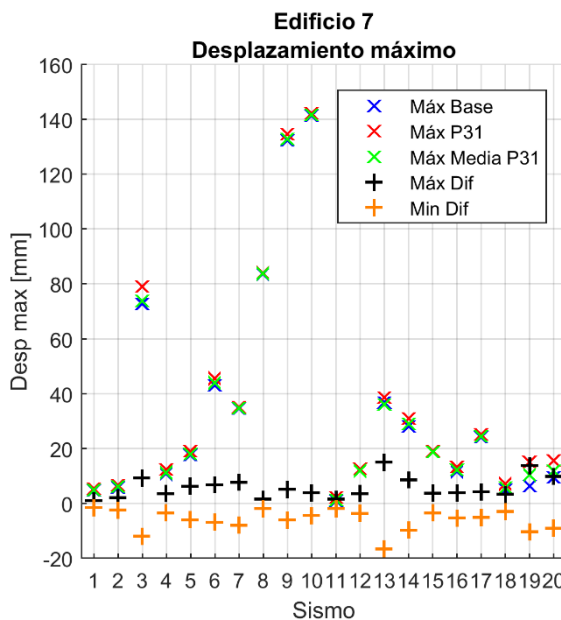


Figura 17: Amplificación de desplazamiento en el tiempo Edificio 7

Tabla 21: Valores estadísticos amplificación Edificio 7

| Indicador | \bar{X} | M_e | σ |
|---------------|-----------|-------|----------|
| Máx P31 | 1.3 | 1.1 | 0.4 |
| Máx Media P31 | 1.1 | 1.0 | 0.2 |
| Máx Dif | 0.5 | 0.3 | 0.6 |
| Min Dif | -0.4 | -0.3 | 0.5 |

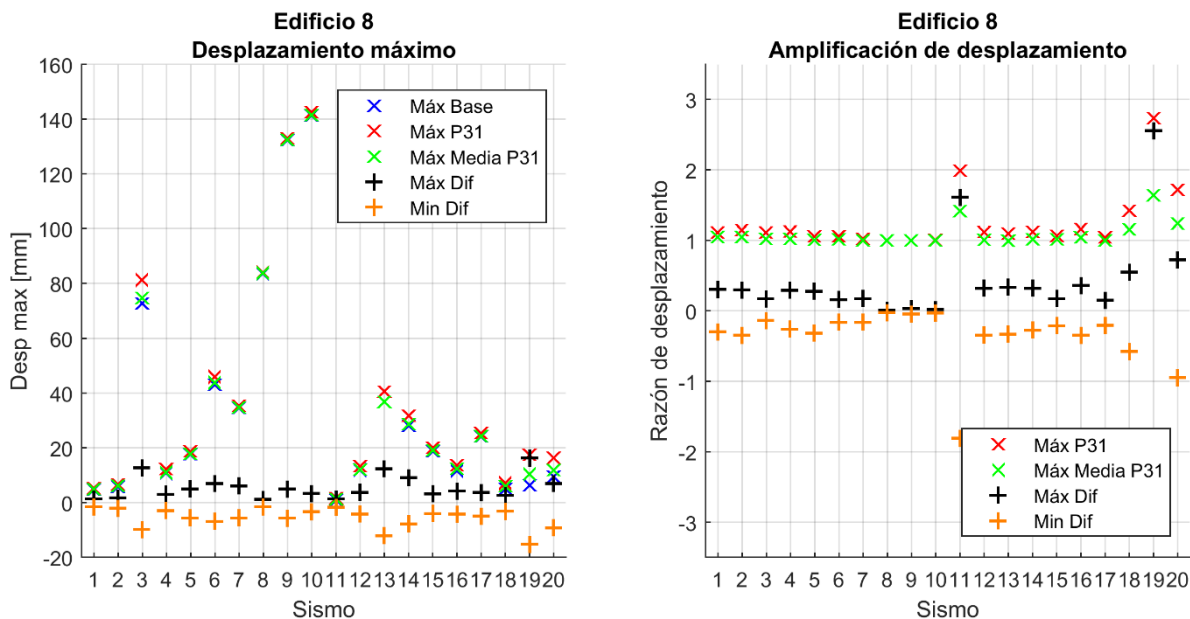


Figura 18: Amplificación de desplazamiento en el tiempo Edificio 8

Tabla 22: Valores estadísticos amplificación Edificio 8

| Indicador | \bar{X} | M_e | σ |
|---------------|-----------|-------|----------|
| Máx P31 | 1.3 | 1.1 | 0.4 |
| Máx Media P31 | 1.1 | 1.0 | 0.2 |
| Máx Dif | 0.4 | 0.3 | 0.6 |
| Min Dif | -0.5 | -0.3 | 0.6 |

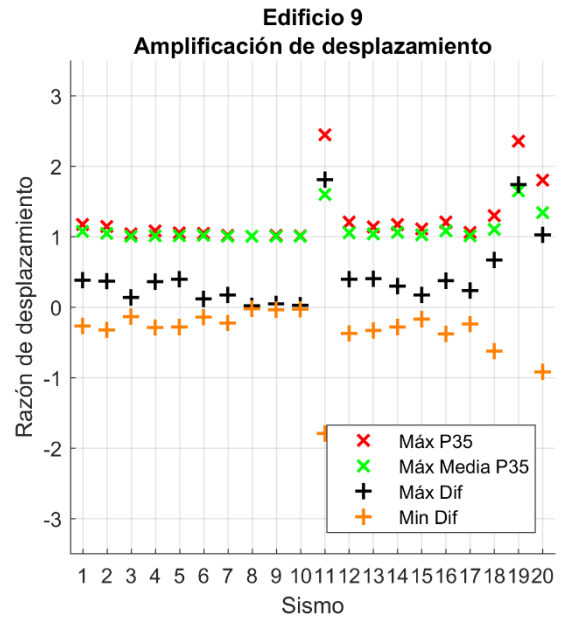
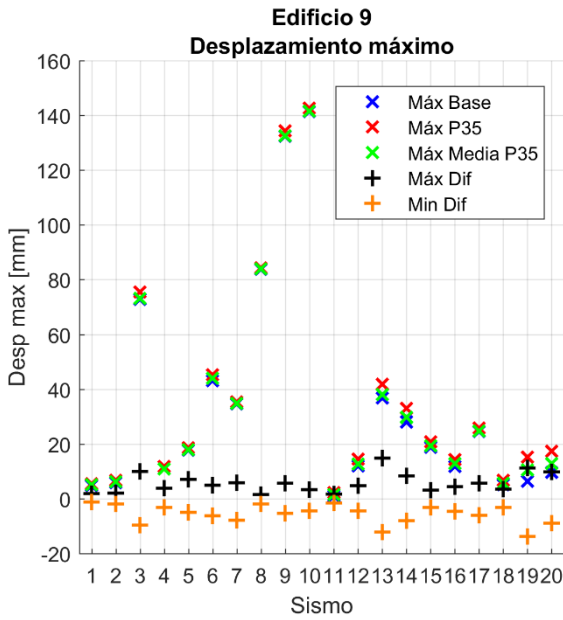


Figura 19: Amplificación de desplazamiento en el tiempo Edificio 9

Tabla 23: Valores estadísticos amplificación Edificio 9

| Indicador | \bar{X} | M_e | σ |
|---------------|-----------|-------|----------|
| Máx P35 | 1.3 | 1.1 | 0.4 |
| Máx Media P35 | 1.1 | 1.0 | 0.2 |
| Máx Dif | 0.5 | 0.4 | 0.5 |
| Min Dif | -0.5 | -0.3 | 0.6 |

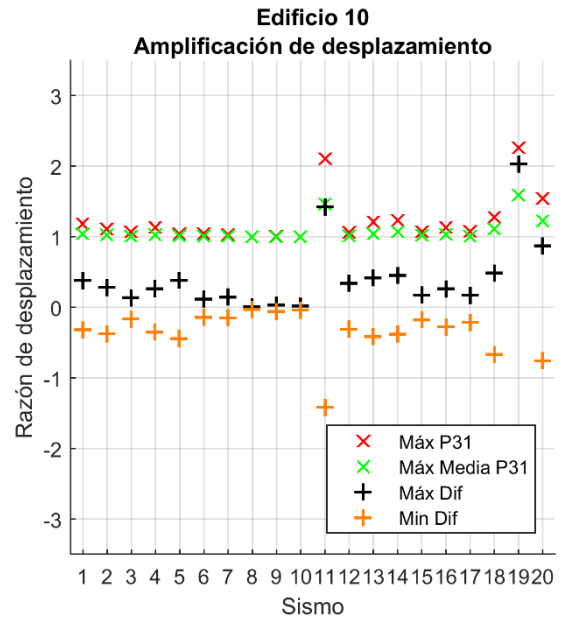
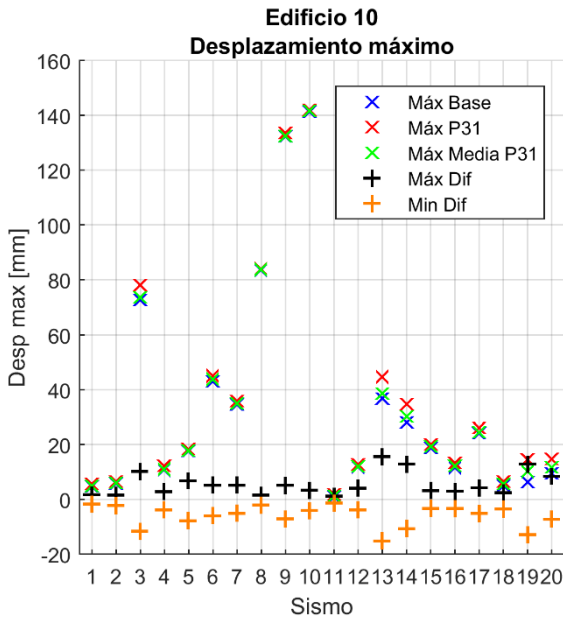


Figura 20: Amplificación de desplazamiento en el tiempo Edificio 10

Tabla 24: Valores estadísticos amplificación Edificio 10

| Indicador | \bar{X} | M_e | σ |
|---------------|-----------|-------|----------|
| Máx P31 | 1.2 | 1.1 | 0.4 |
| Máx Media P31 | 1.1 | 1.0 | 0.2 |
| Máx Dif | 0.4 | 0.3 | 0.5 |
| Min Dif | -0.4 | -0.3 | 0.5 |

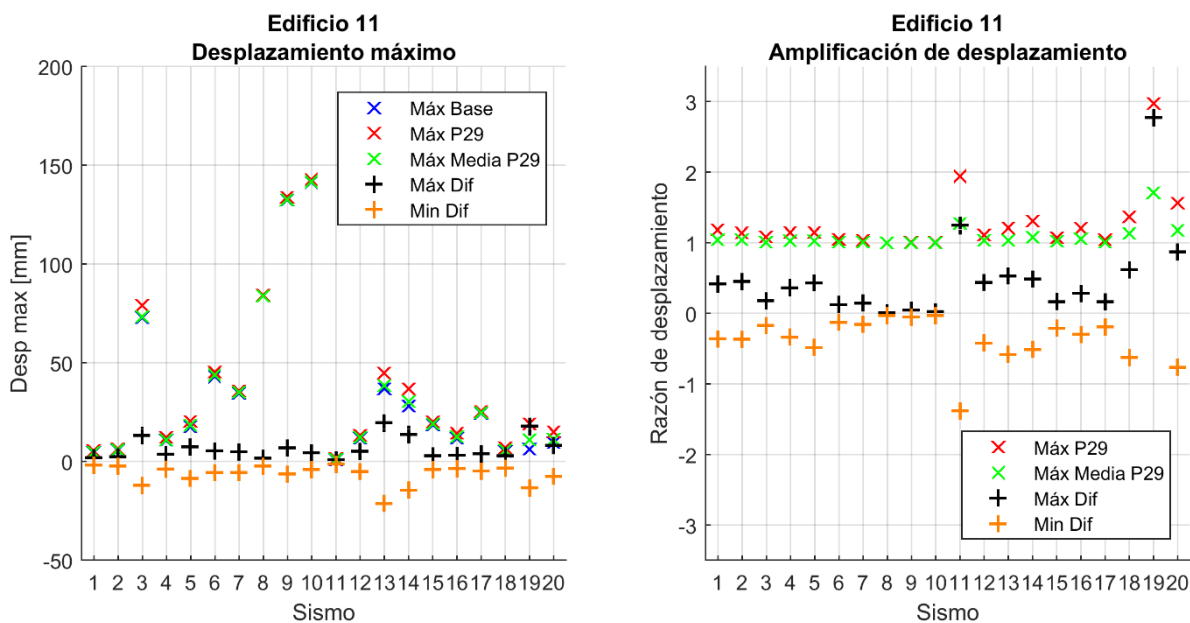


Figura 21: Amplificación de desplazamiento en el tiempo Edificio 11

Tabla 25: Valores estadísticos amplificación Edificio 11

| Indicador | \bar{X} | M_e | σ |
|---------------|-----------|-------|----------|
| Máx P29 | 1.3 | 1.1 | 0.5 |
| Máx Media P29 | 1.1 | 1.0 | 0.2 |
| Máx Dif | 0.5 | 0.4 | 0.6 |
| Min Dif | -0.5 | -0.3 | 0.5 |

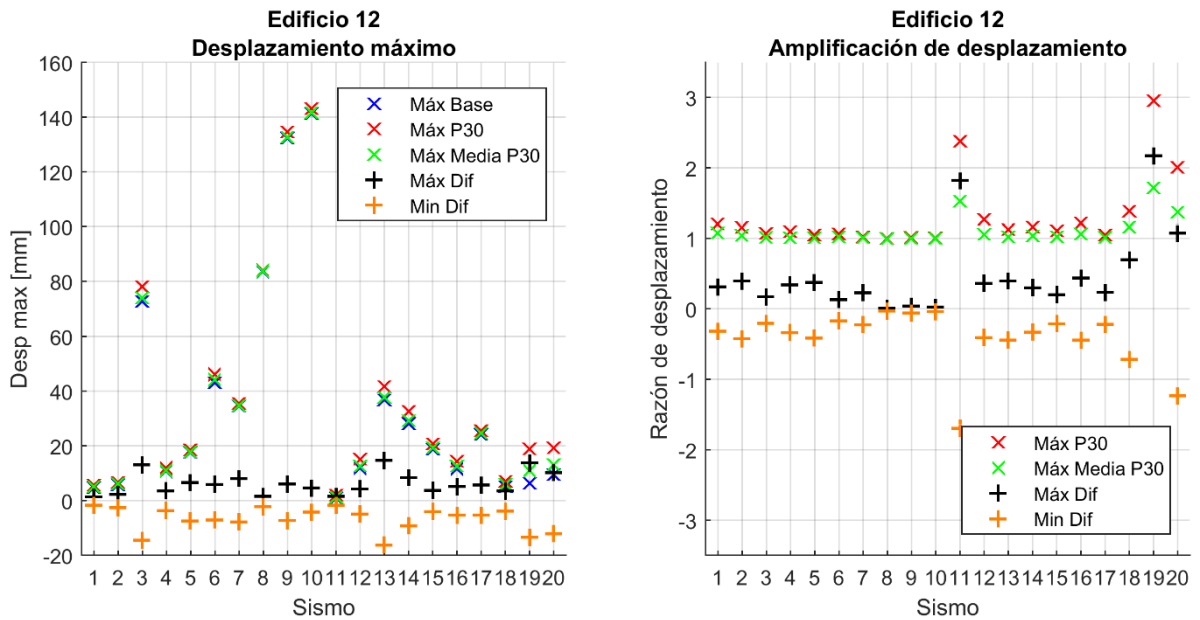


Figura 22: Amplificación de desplazamiento en el tiempo Edificio 12

Tabla 26: Valores estadísticos amplificación Edificio 12

| Indicador | \bar{X} | M_e | σ |
|---------------|-----------|-------|----------|
| Máx P30 | 1.3 | 1.1 | 0.5 |
| Máx Media P30 | 1.1 | 1.0 | 0.2 |
| Máx Dif | 0.5 | 0.3 | 0.6 |
| Min Dif | -0.5 | -0.3 | 0.5 |

Se obtiene que el máximo observado de amplificación está en promedio entre 1.8 y 2.1 para los edificios de la Zona 2, mientras que los edificios de la Zona 3 presentan una amplificación promedio máxima observada de 1.3. Se exceptúa el evento sísmico de Pica 2008, en el cual se observa un nivel de amplificación en el piso más alto de 8 veces la respuesta de la base. Esto último se debe a que el sismo fue de tipo impulsivo, el cual liberó el 95 % de la energía en 2 segundos. Sin embargo, se nota que la magnitud de la respuesta en este caso fue notoriamente menor que la de los otros sismos registrados en Zona 2. Este comportamiento también se observa en el sismo El Pedregal 2015 (sismo 11, Zona 3).

A continuación, se determina la amplificación de desplazamiento en el espacio de la frecuencia. Se calcula para esto la Transformada de Fourier de cada respuesta, mediante la función *fft* de Matlab, y se obtiene la razón entre la señal del piso superior y la de la base, teniendo cuidado en limitar el efecto de frecuencias de baja excitación basal. Luego se toma la envolvente de los cuocientes para cada aceleración sísmica considerada. En las figuras siguientes se muestra la razón de frecuencias resultante para cada edificio, donde además se destacan las frecuencias modales y la proporción de masa modal efectiva vertical incluida en ellas. Se destaca además el primer modo de vibrar vertical.

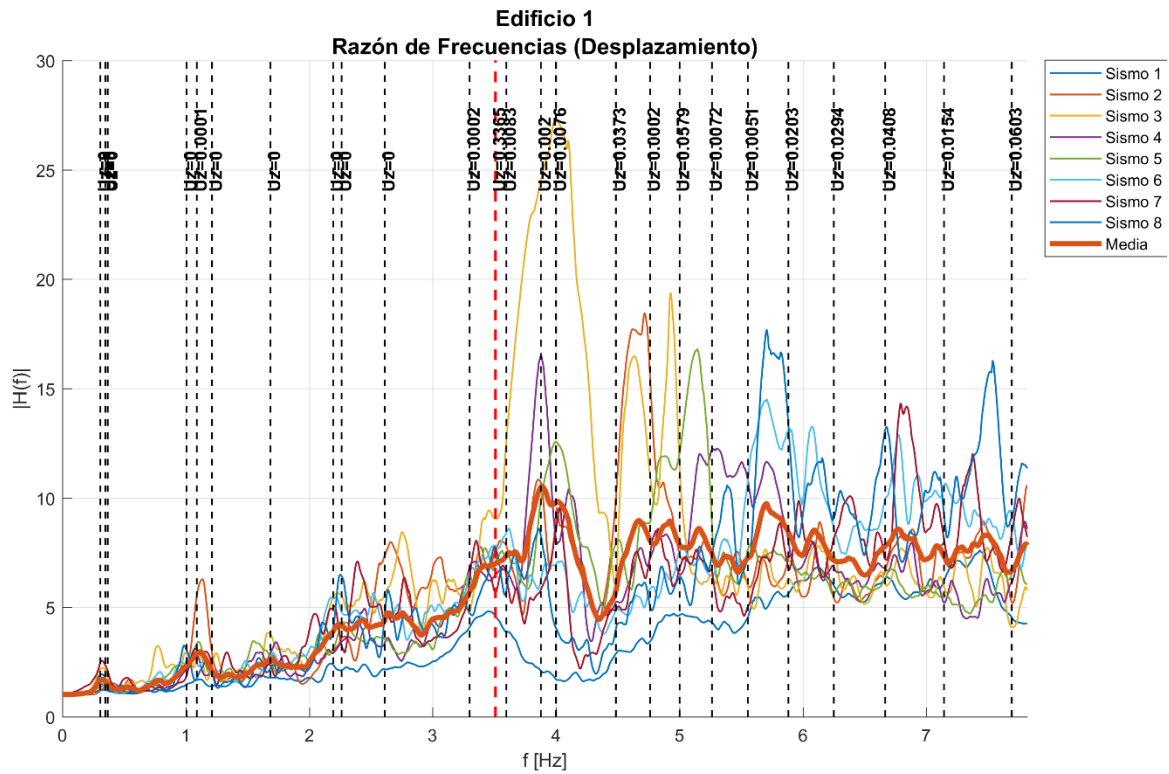


Figura 23: Razón de frecuencias (Desplazamiento Vertical) Edificio 1

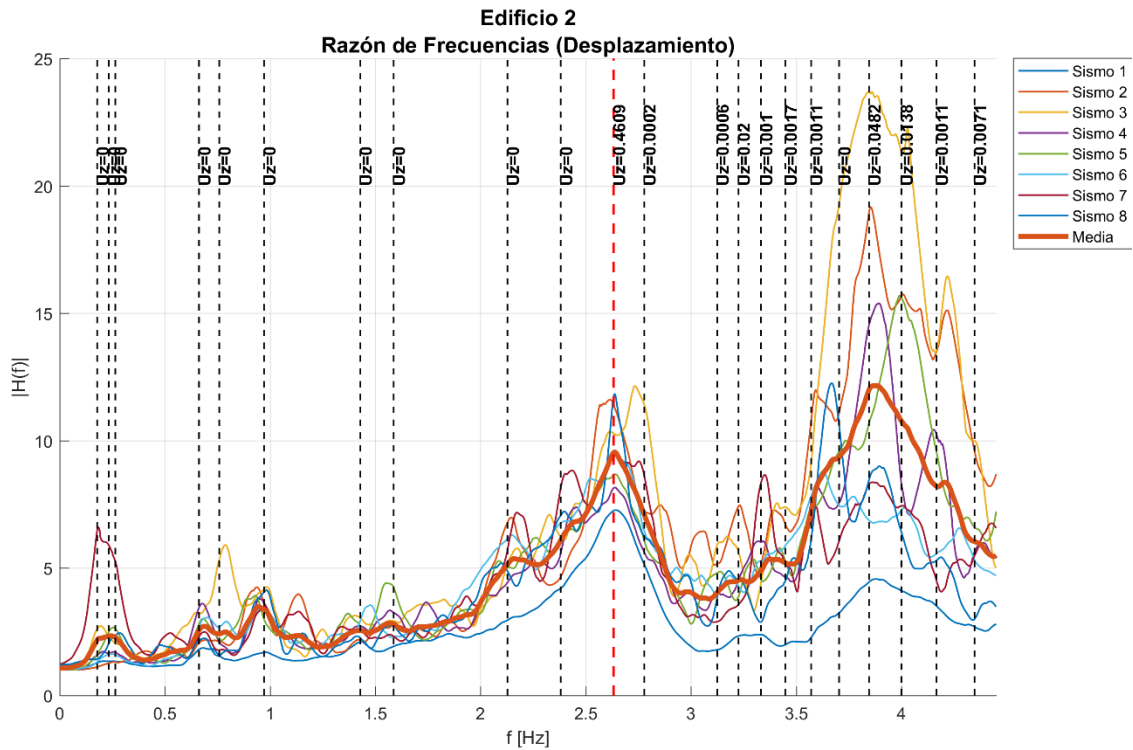


Figura 24: Razón de frecuencias (Desplazamiento Vertical) Edificio 2

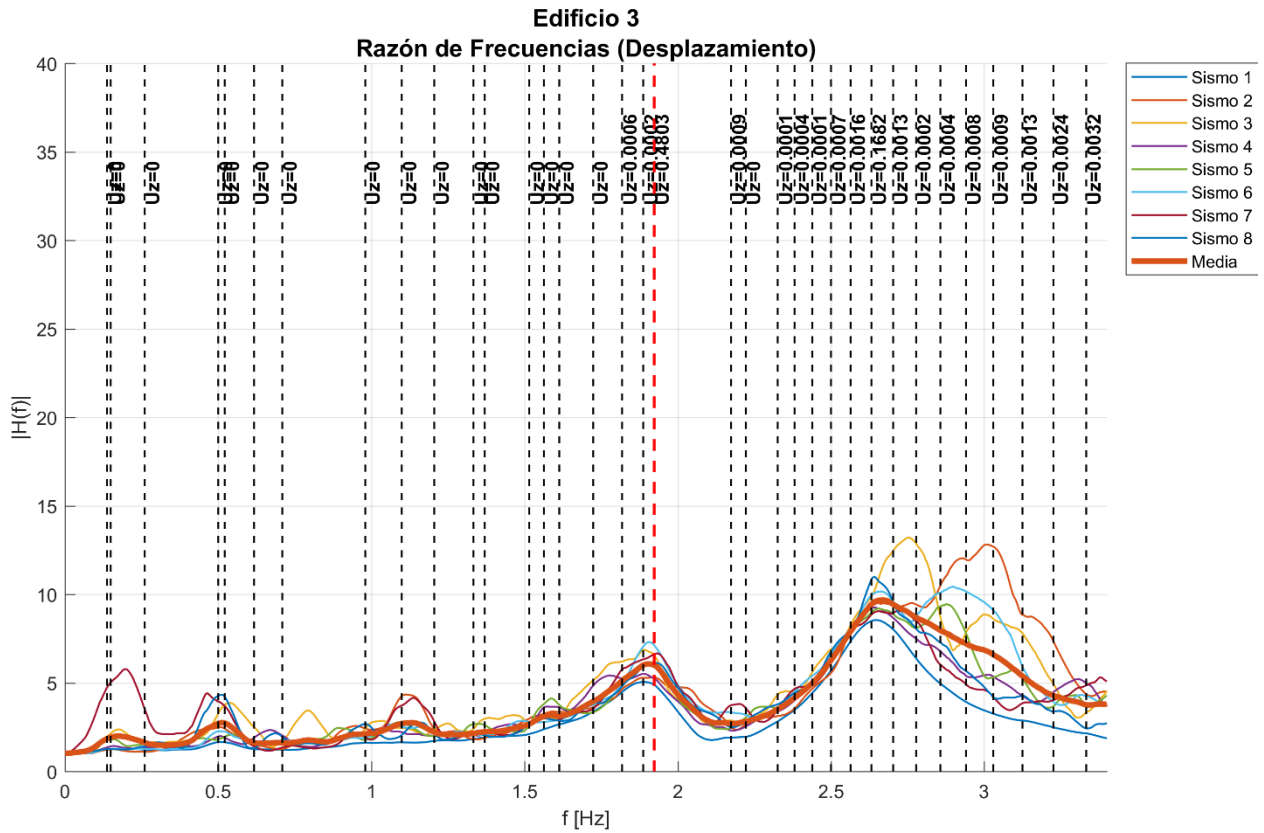


Figura 25: Razón de frecuencias (Desplazamiento Vertical) Edificio 3

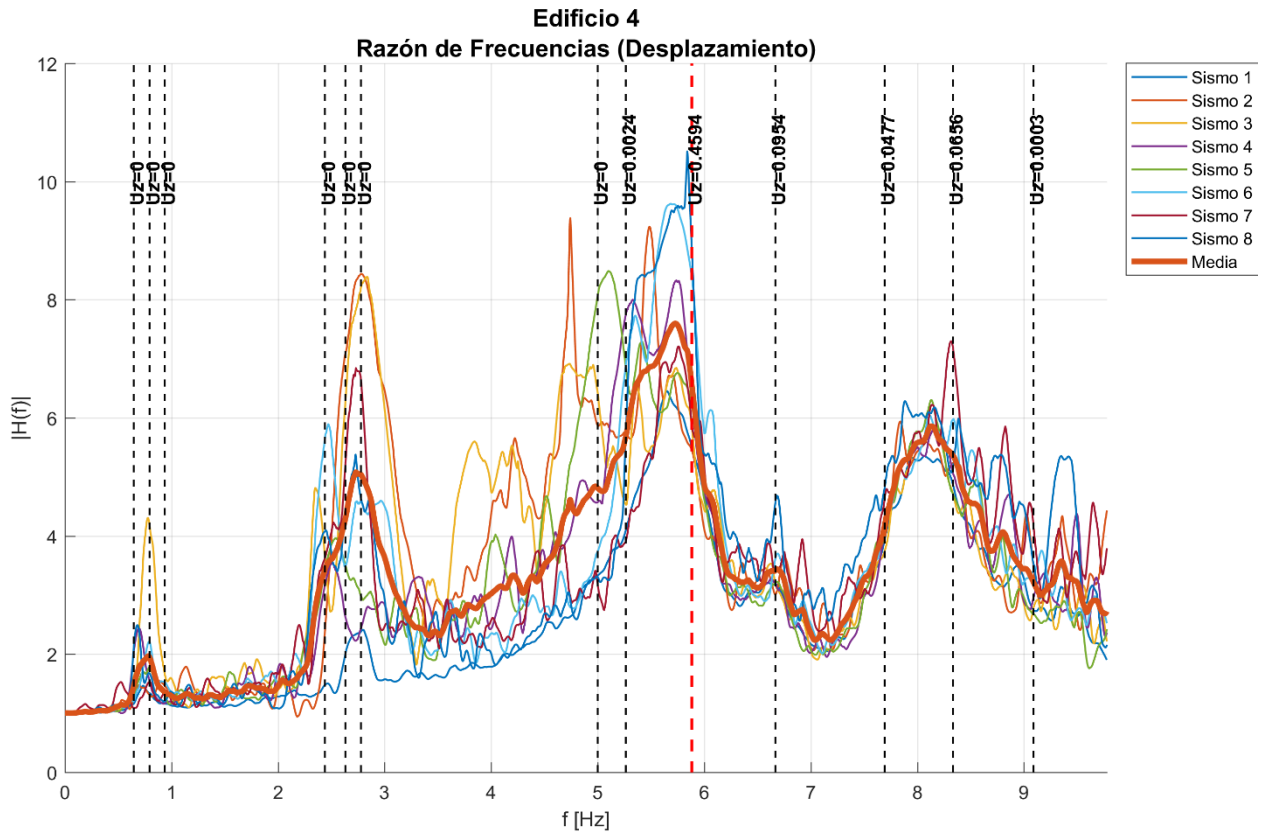


Figura 26: Razón de frecuencias (Desplazamiento Vertical) Edificio 4

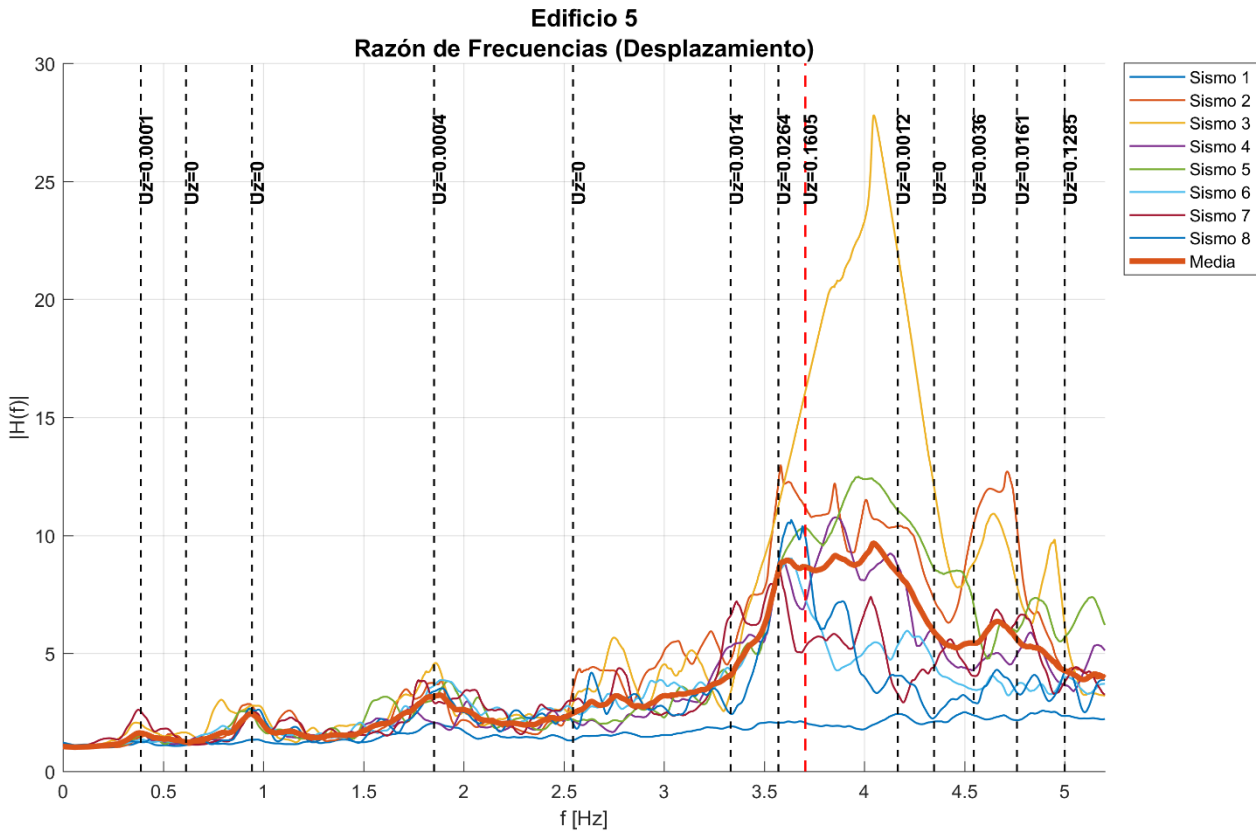


Figura 27: Razón de frecuencias (Desplazamiento Vertical) Edificio 5

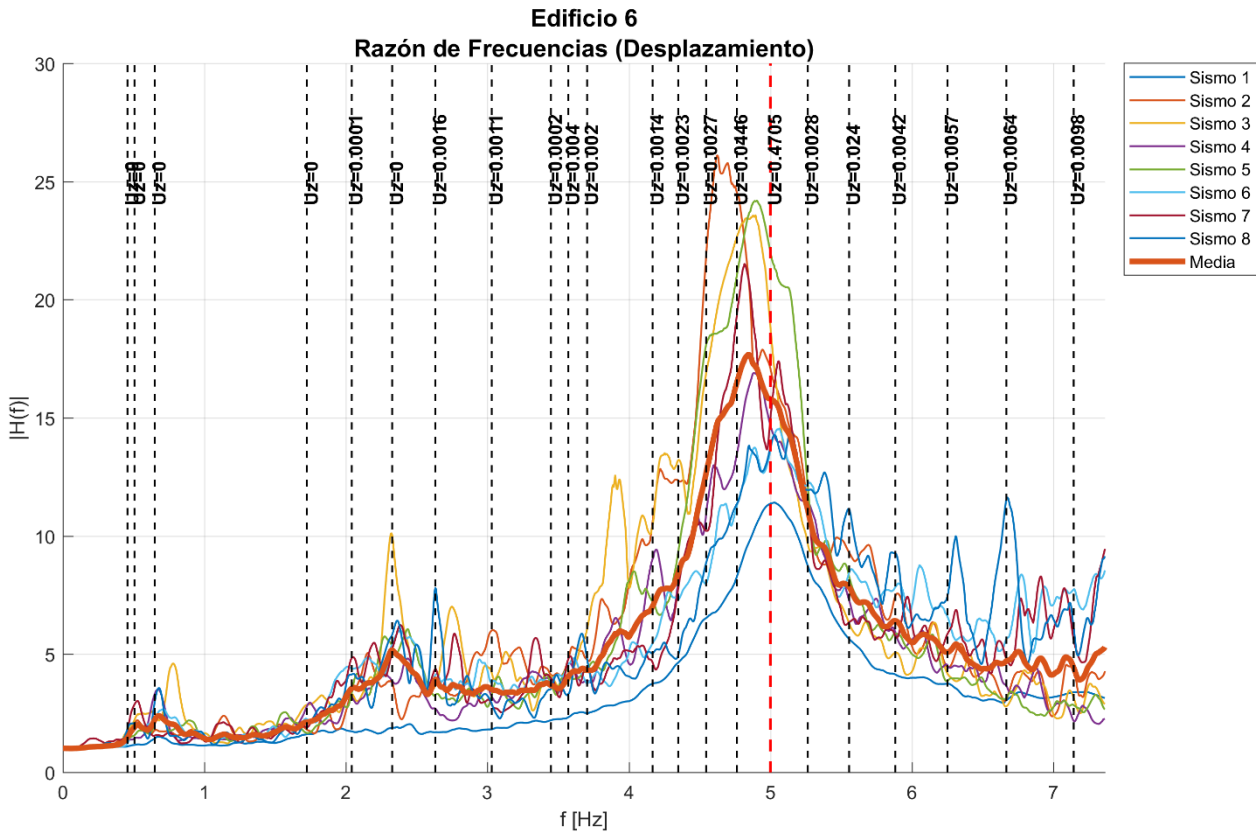


Figura 28: Razón de frecuencias (Desplazamiento Vertical) Edificio 6

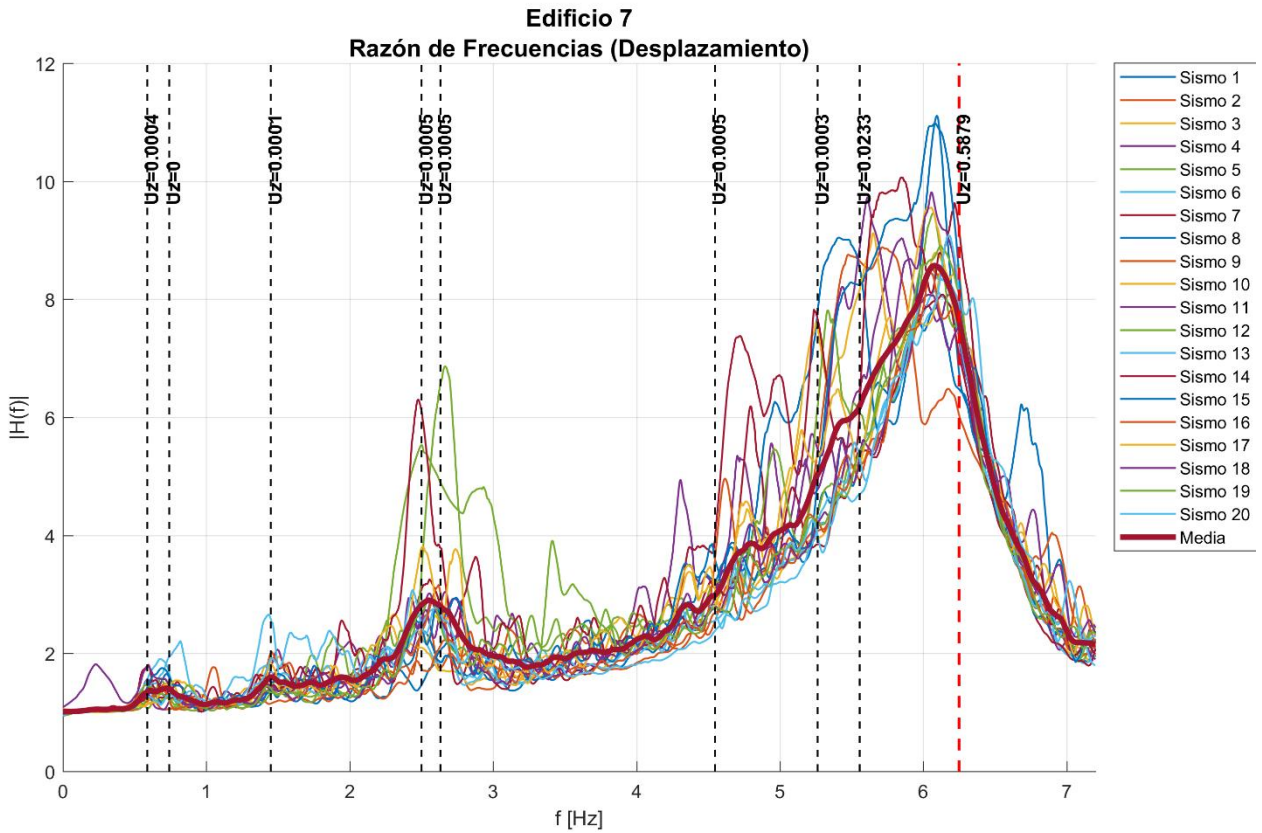


Figura 29: Razón de frecuencias (Desplazamiento Vertical) Edificio 7

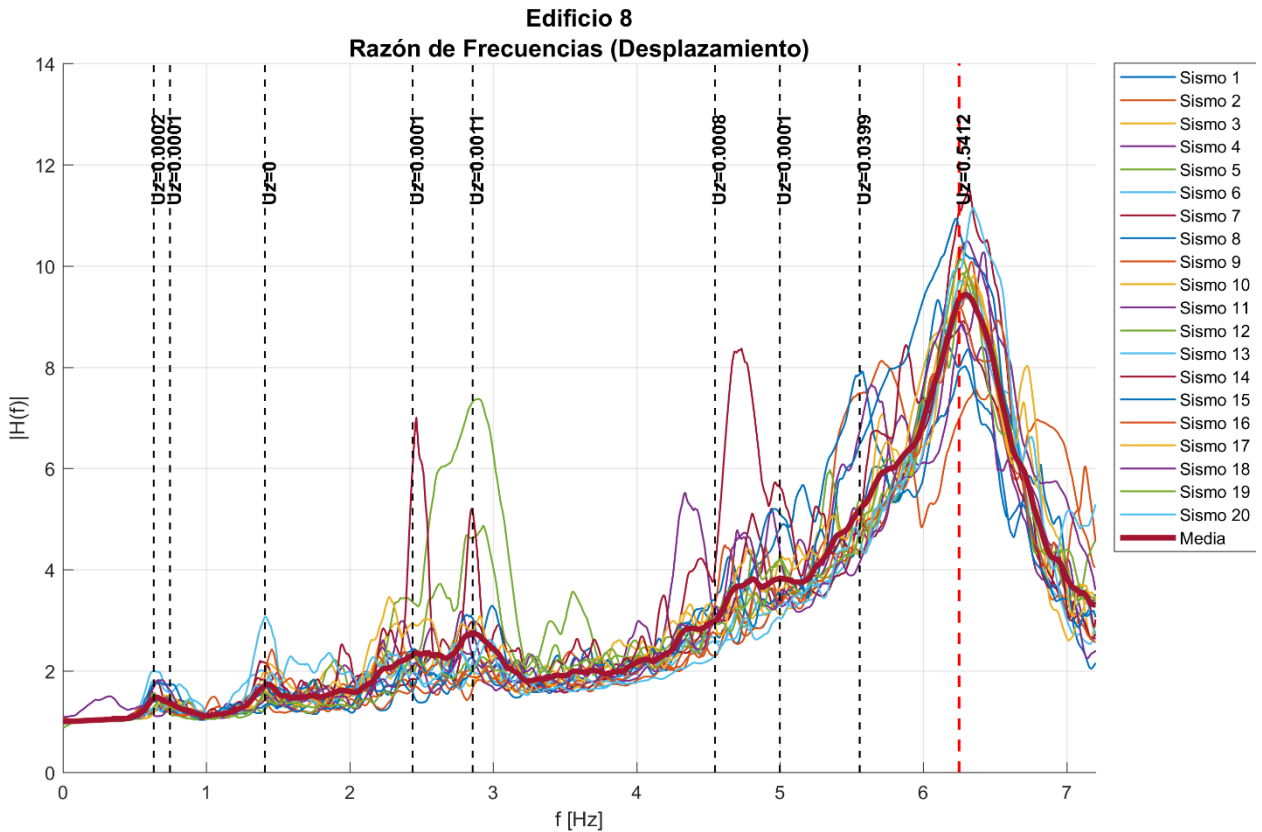


Figura 30: Razón de frecuencias (Desplazamiento Vertical) Edificio 8

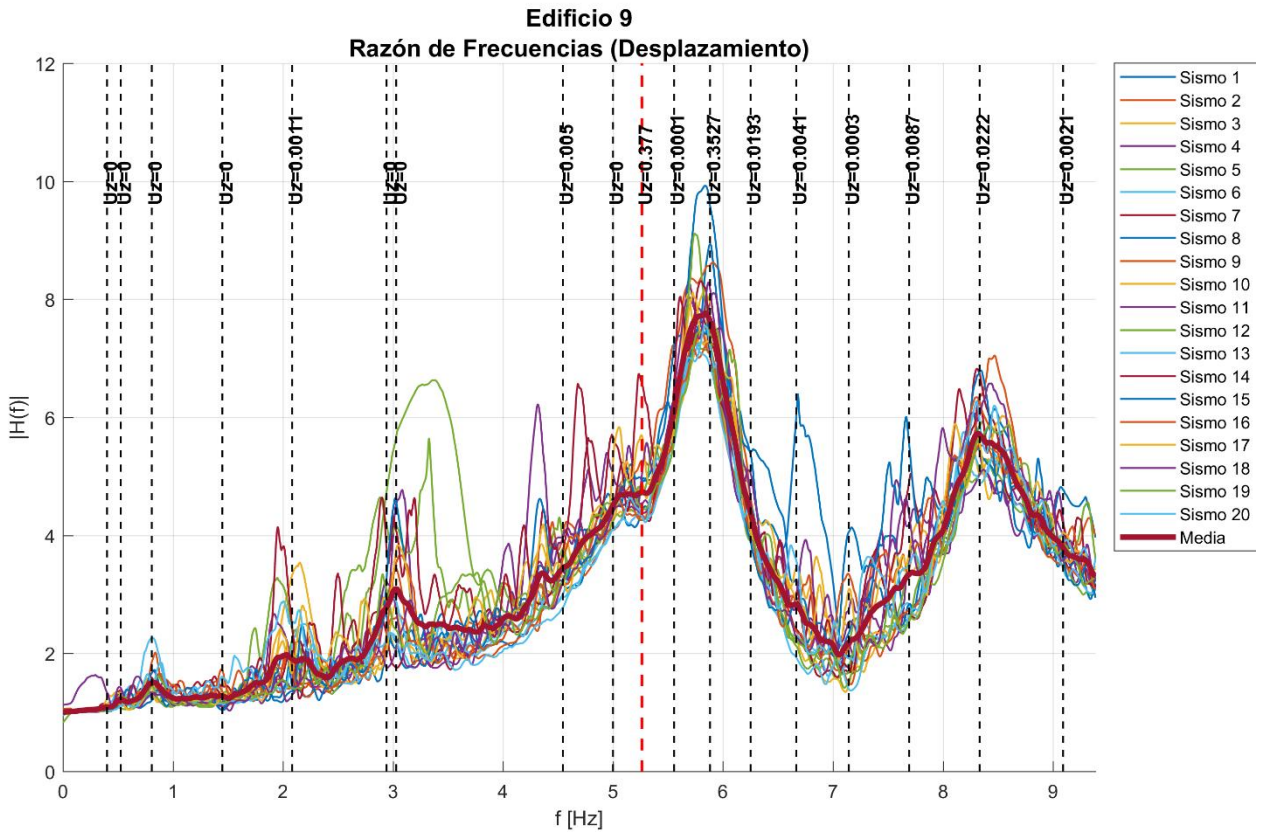


Figura 31: Razón de frecuencias (Desplazamiento Vertical) Edificio 9

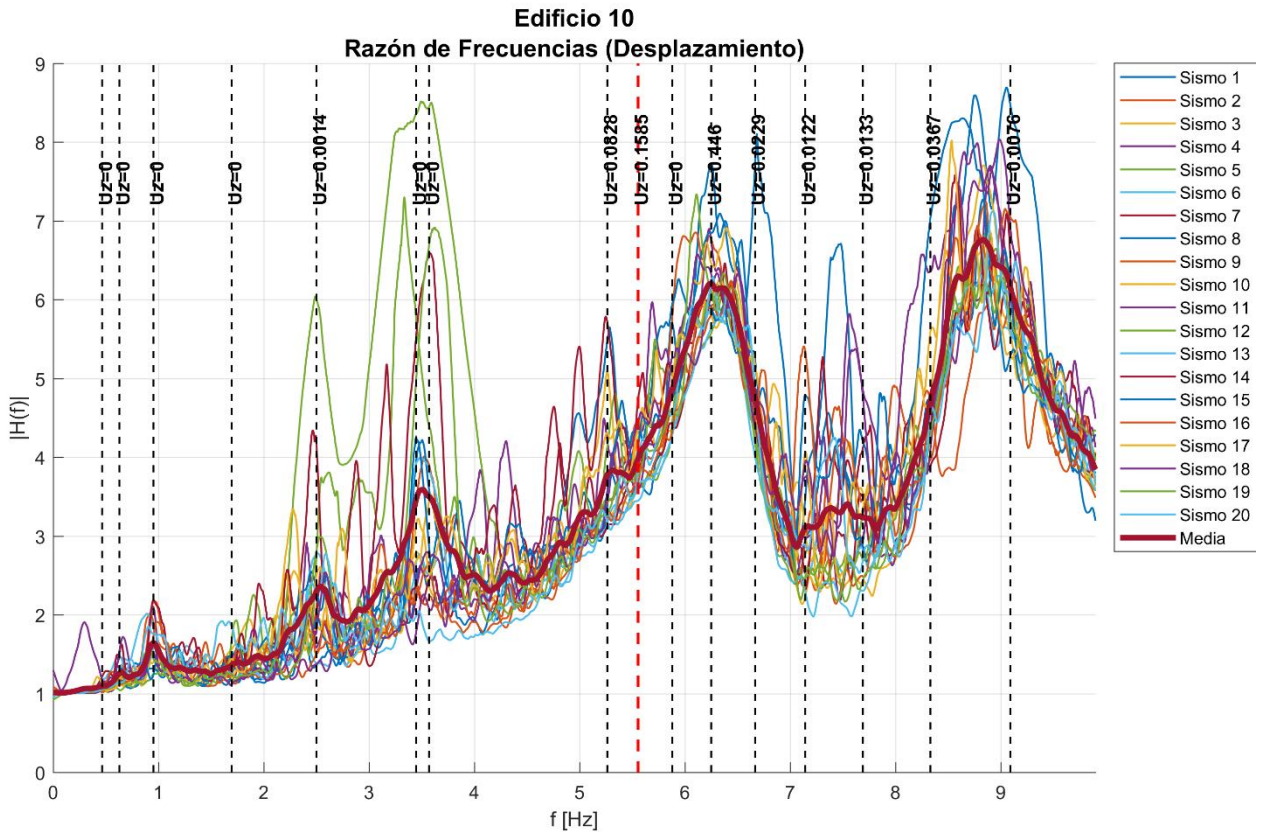


Figura 32: Razón de frecuencias (Desplazamiento Vertical) Edificio 10

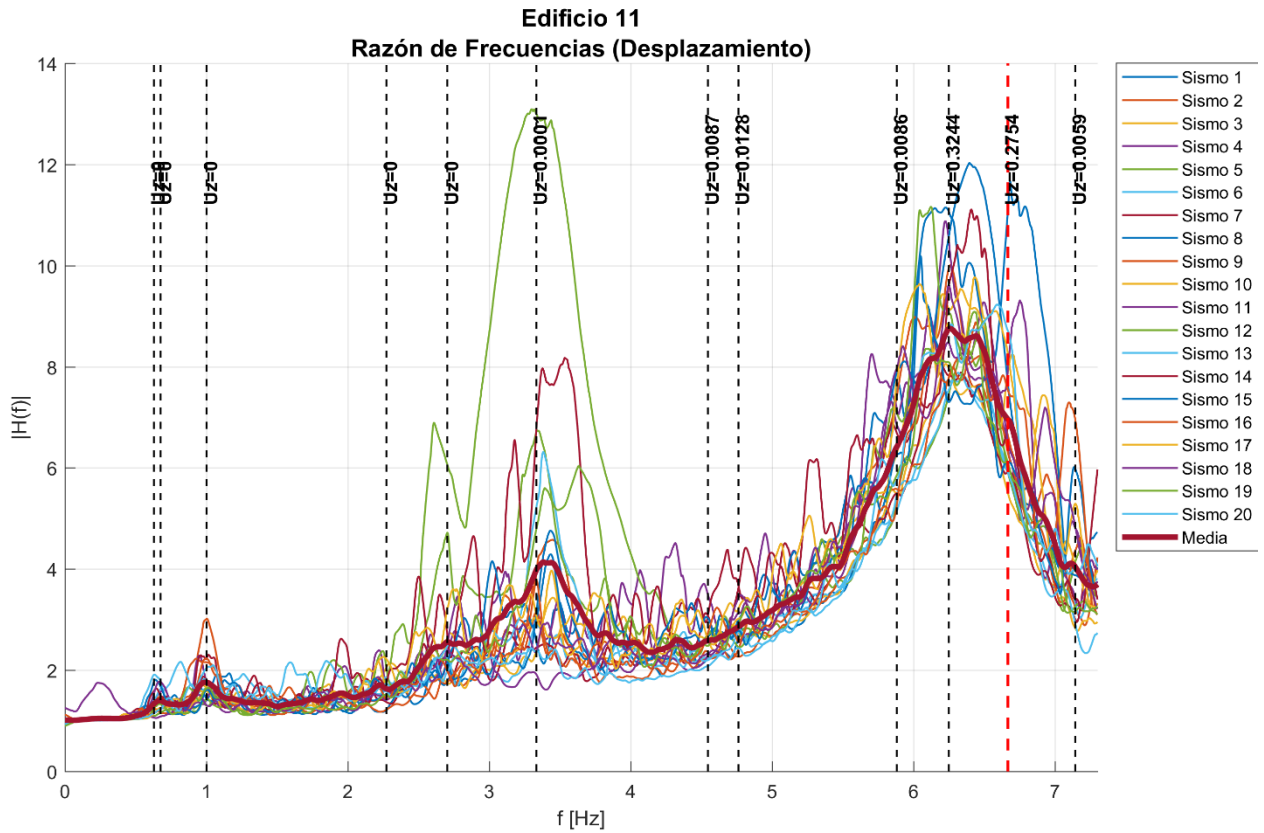


Figura 33: Razón de frecuencias (Desplazamiento Vertical) Edificio 11

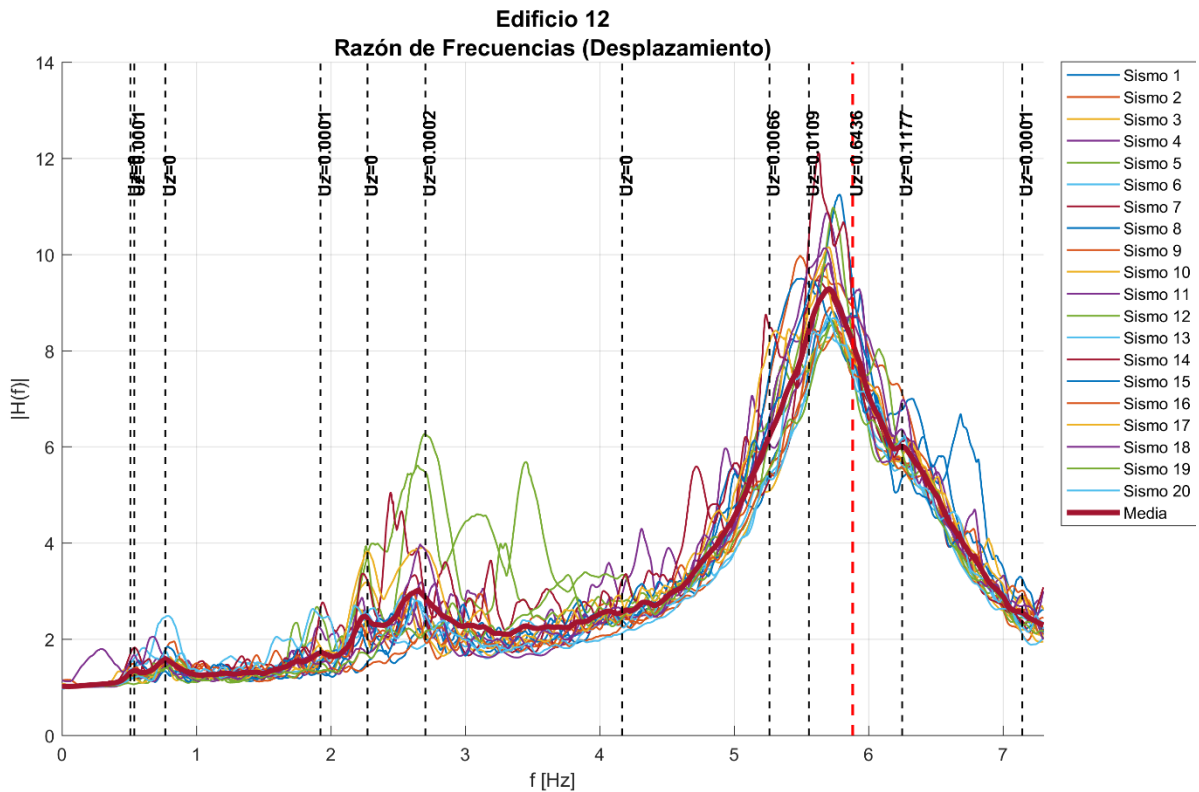


Figura 34: Razón de frecuencias (Desplazamiento Vertical) Edificio 12

La razón de frecuencias muestra que la respuesta se amplifica principalmente en los modos de vibrar verticales, además de aquellos modos horizontales en los que se mueve masa vertical. El nivel máximo de amplificación alrededor de las frecuencias verticales en promedio es de 10. En las otras frecuencias modales este nivel es variable, pero en todo caso es menor que la amplificación en los modos de vibrar verticales.

4.2 Amplificación de Aceleración

Finalmente, se hace el cálculo análogo en el espacio de la frecuencia para el caso de aceleraciones. Las siguientes figuras resumen estos resultados.

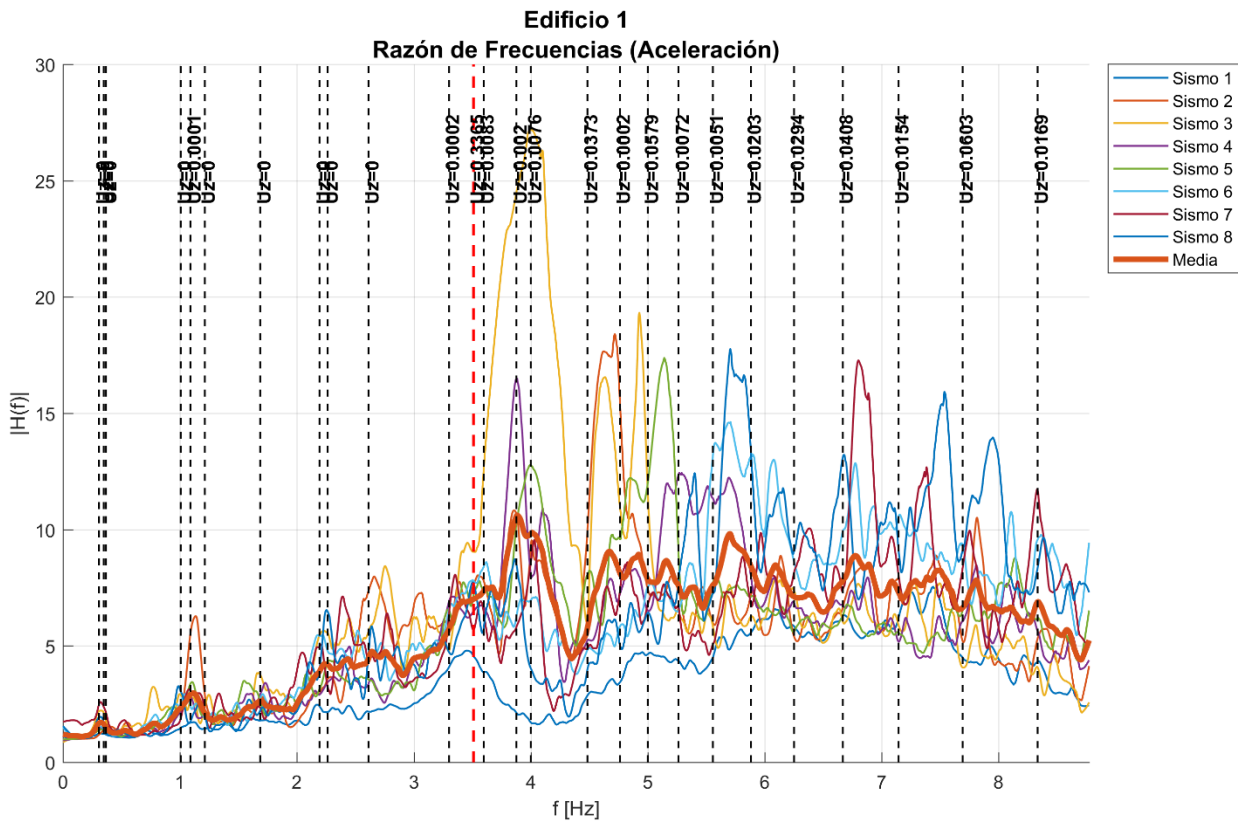


Figura 35: Razón de frecuencias (Aceleración Vertical) Edificio 1

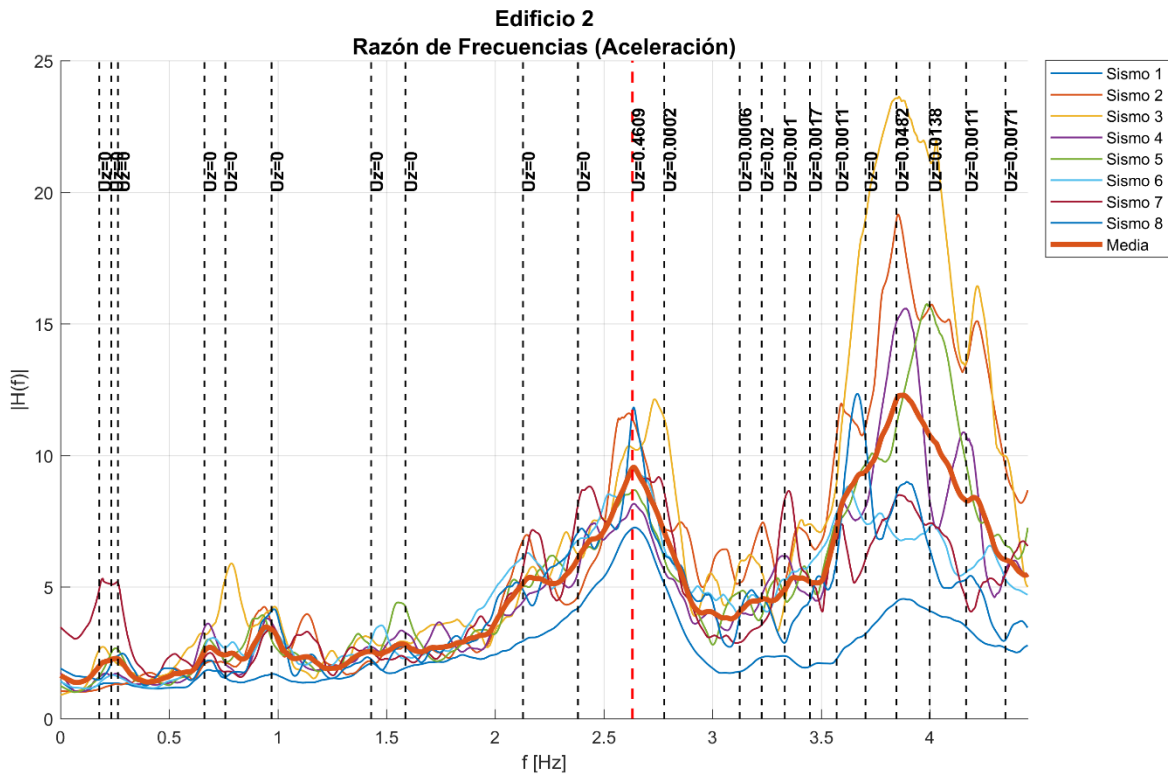


Figura 36: Razón de frecuencias (Aceleración Vertical) Edificio 2

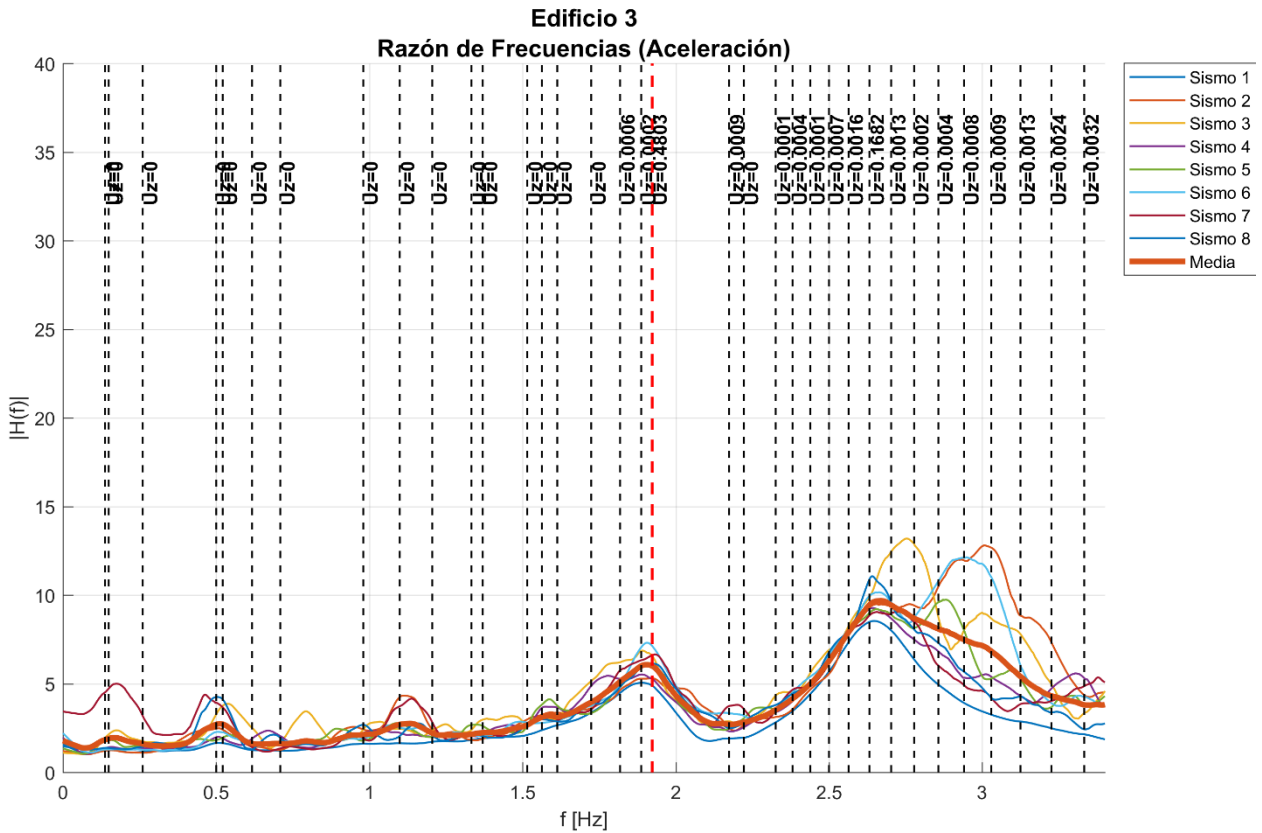


Figura 37: Razón de frecuencias (Aceleración Vertical) Edificio 3

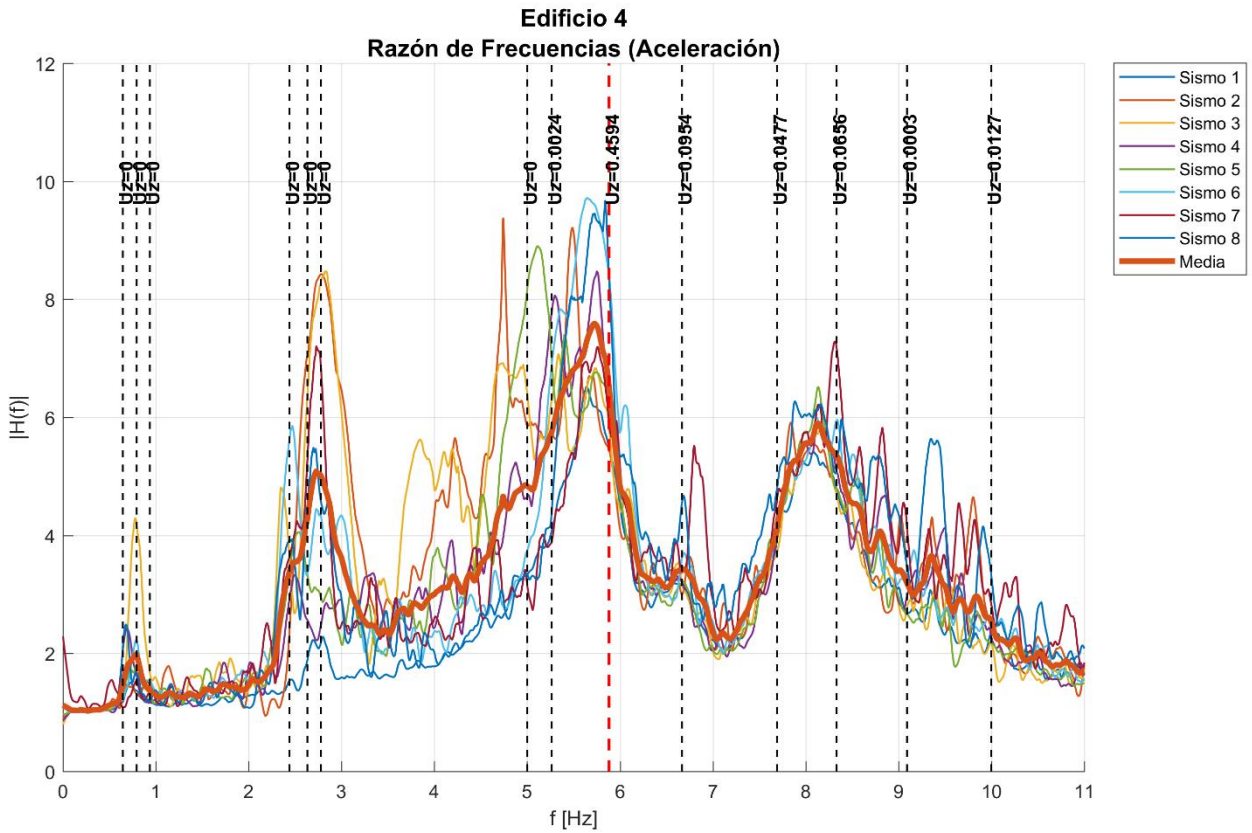


Figura 38: Razón de frecuencias (Aceleración Vertical) Edificio 4

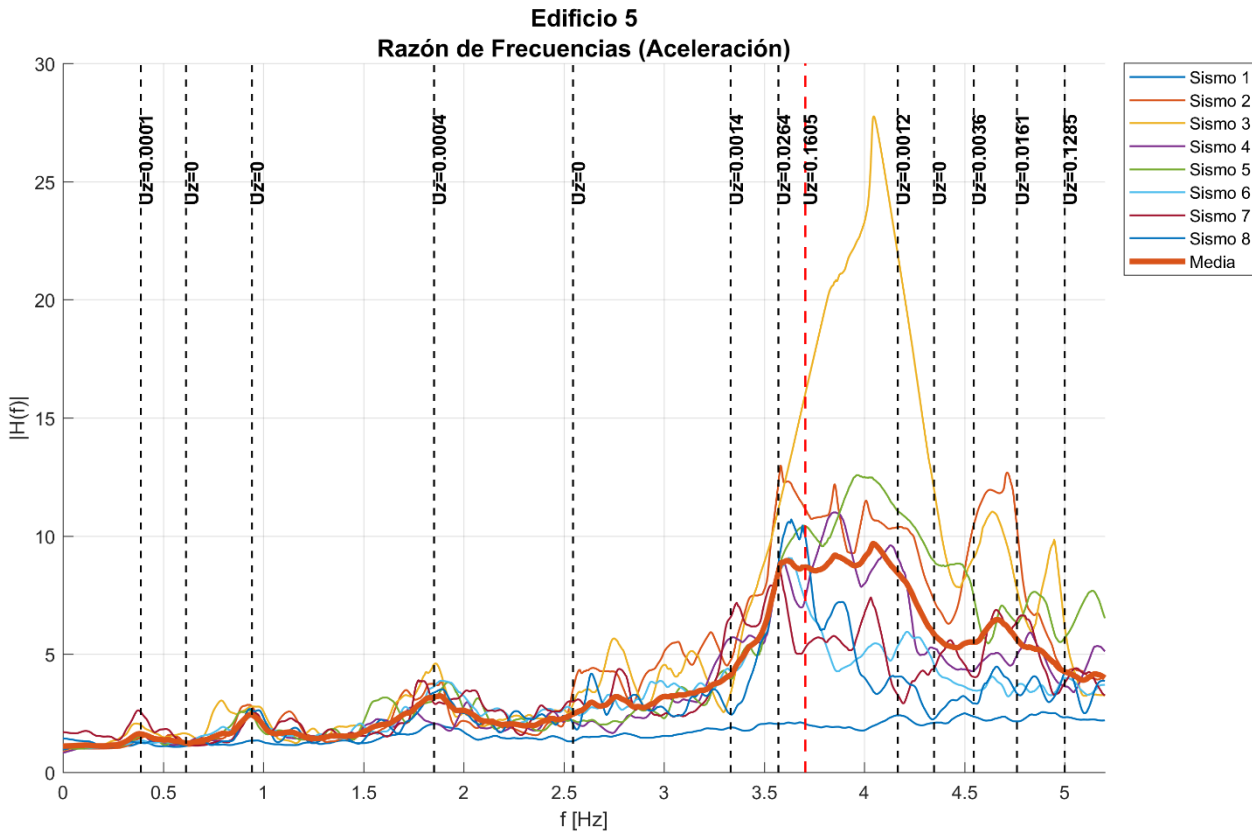


Figura 39: Razón de frecuencias (Aceleración Vertical) Edificio 5

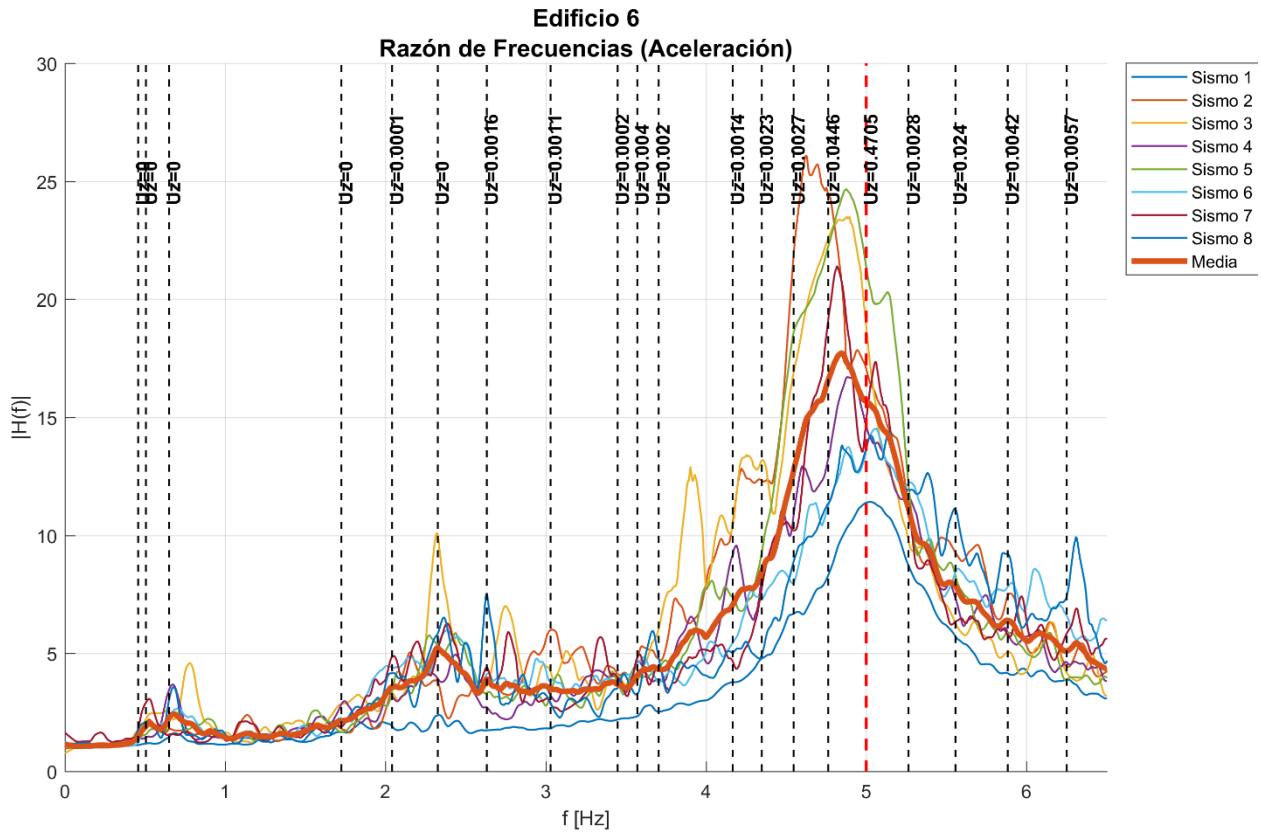


Figura 40: Razón de frecuencias (Aceleración Vertical) Edificio 6

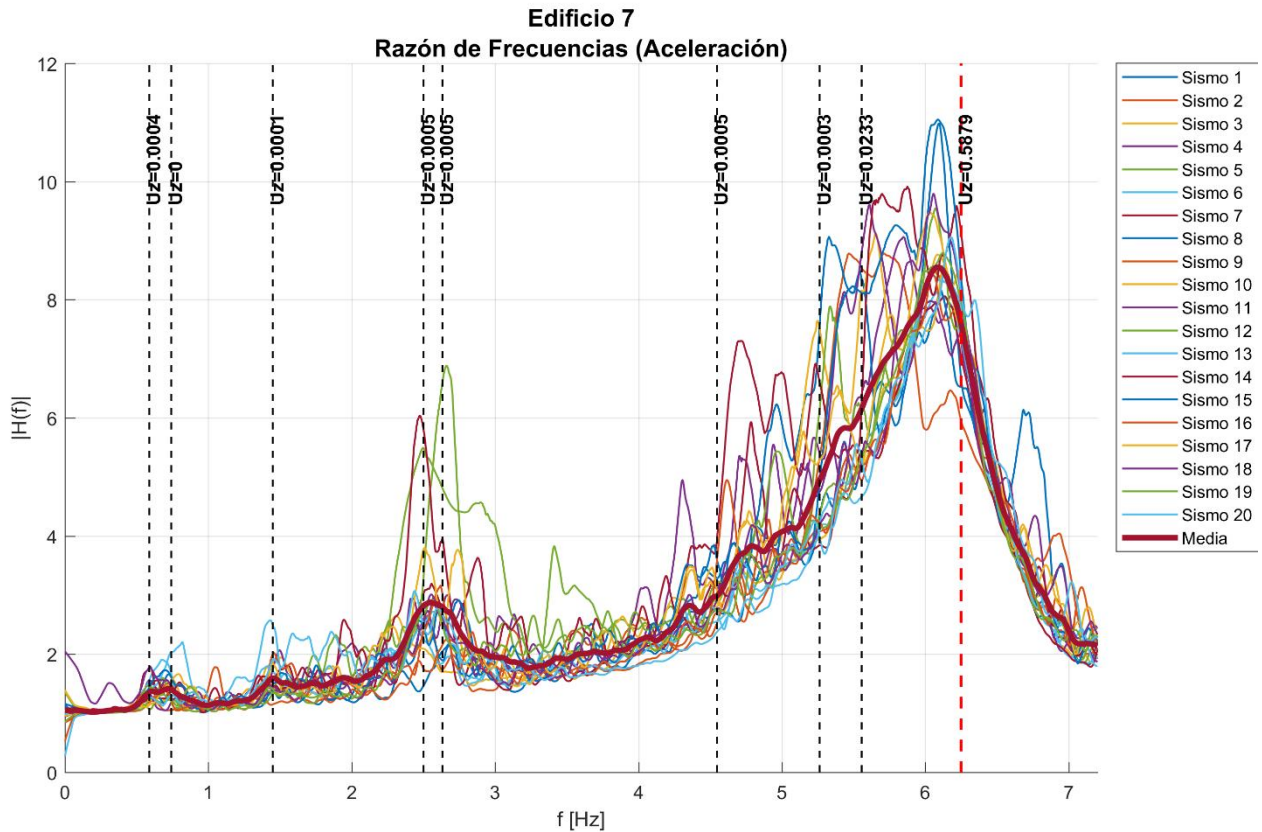


Figura 41: Razón de frecuencias (Aceleración Vertical) Edificio 7

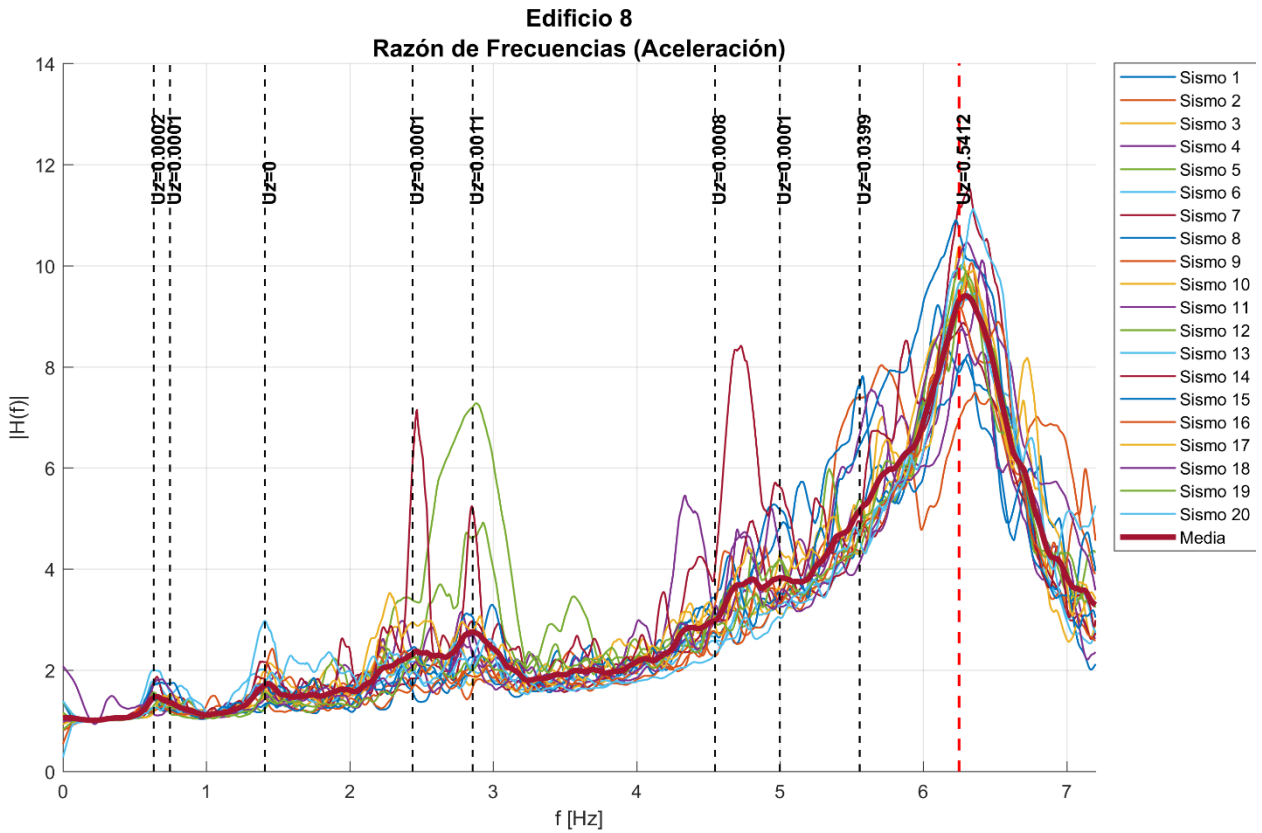


Figura 42: Razón de frecuencias (Aceleración Vertical) Edificio 8

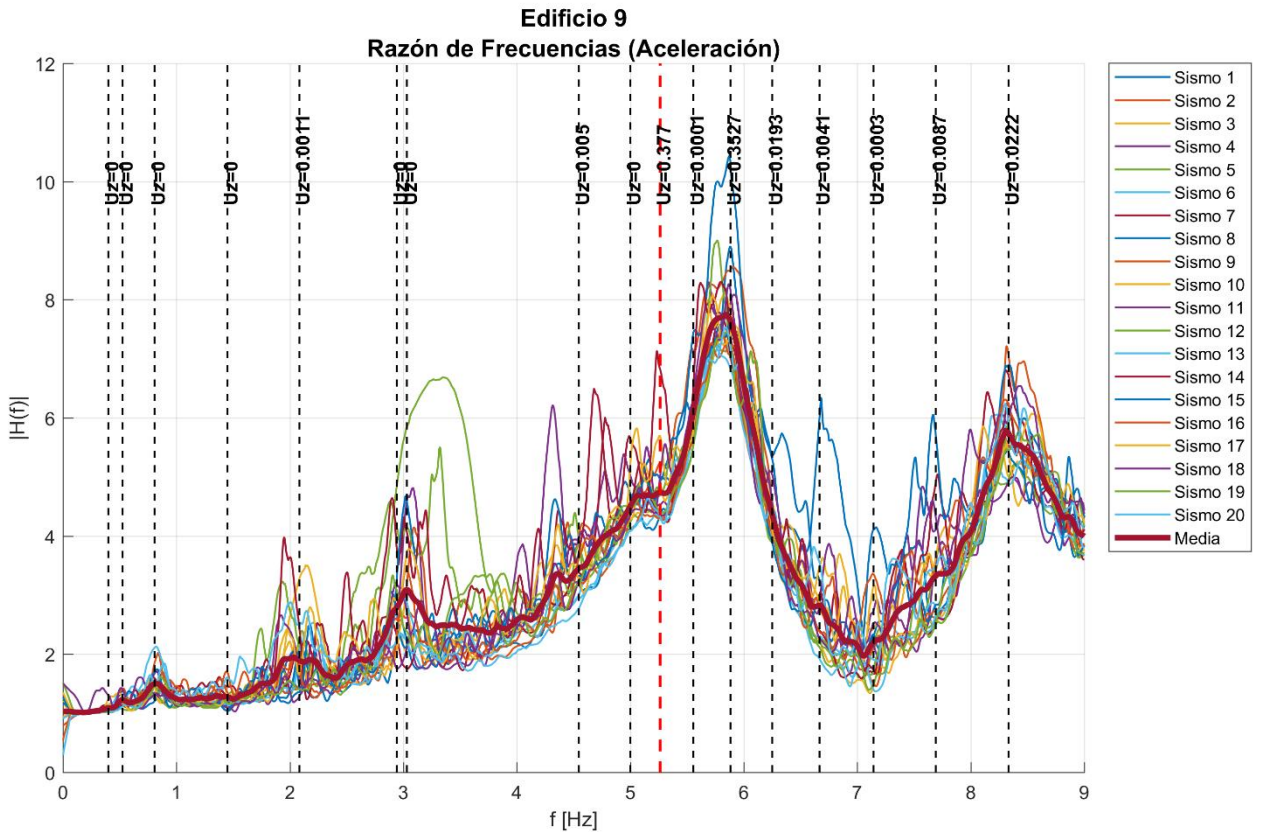


Figura 43: Razón de frecuencias (Aceleración Vertical) Edificio 9

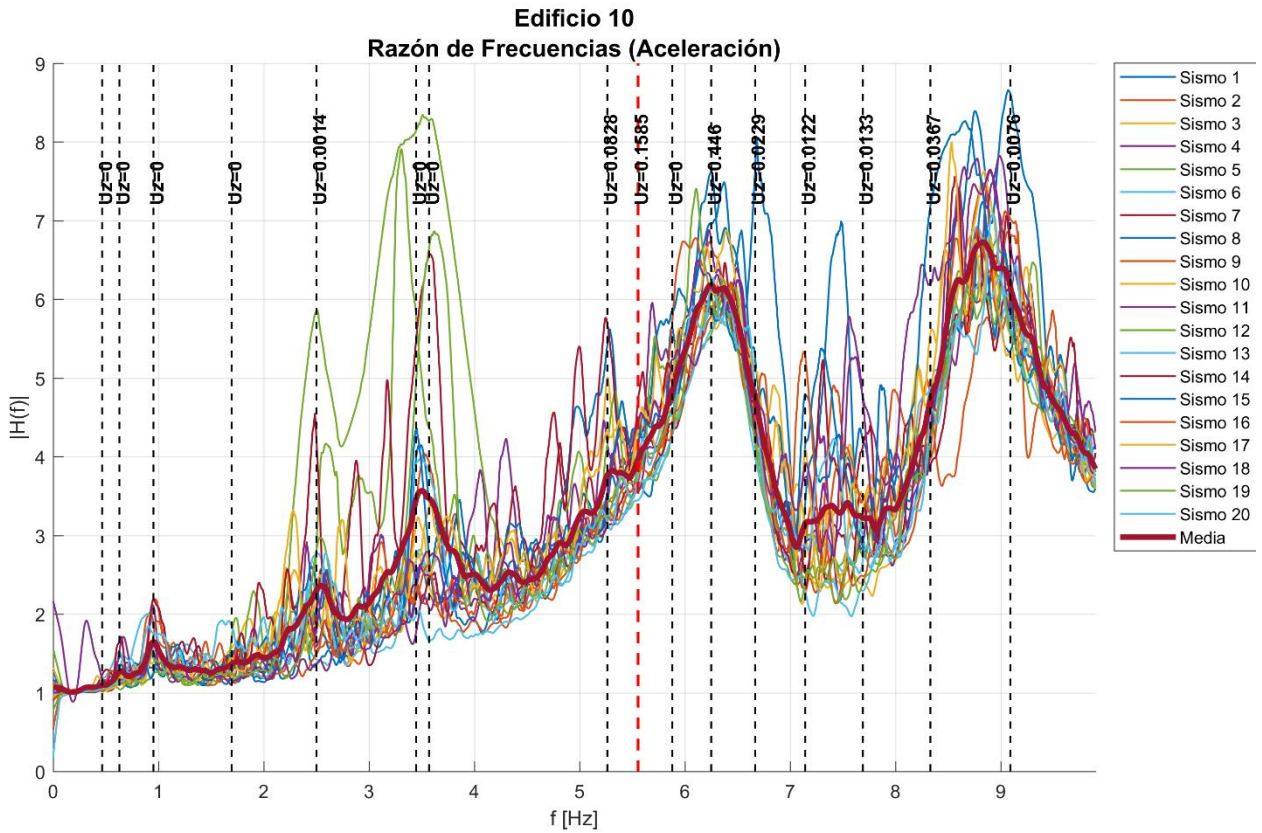


Figura 44: Razón de frecuencias (Aceleración Vertical) Edificio 10

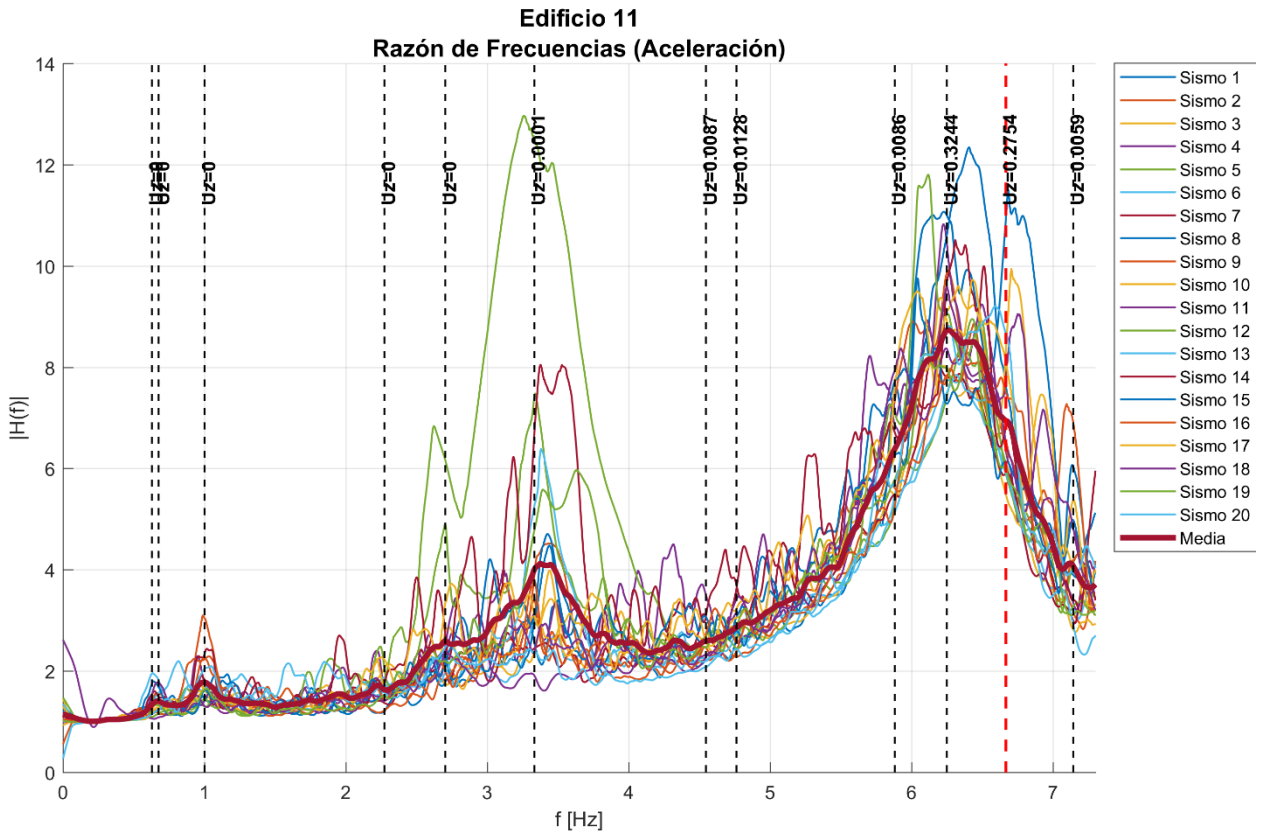


Figura 45: Razón de frecuencias (Aceleración Vertical) Edificio 11

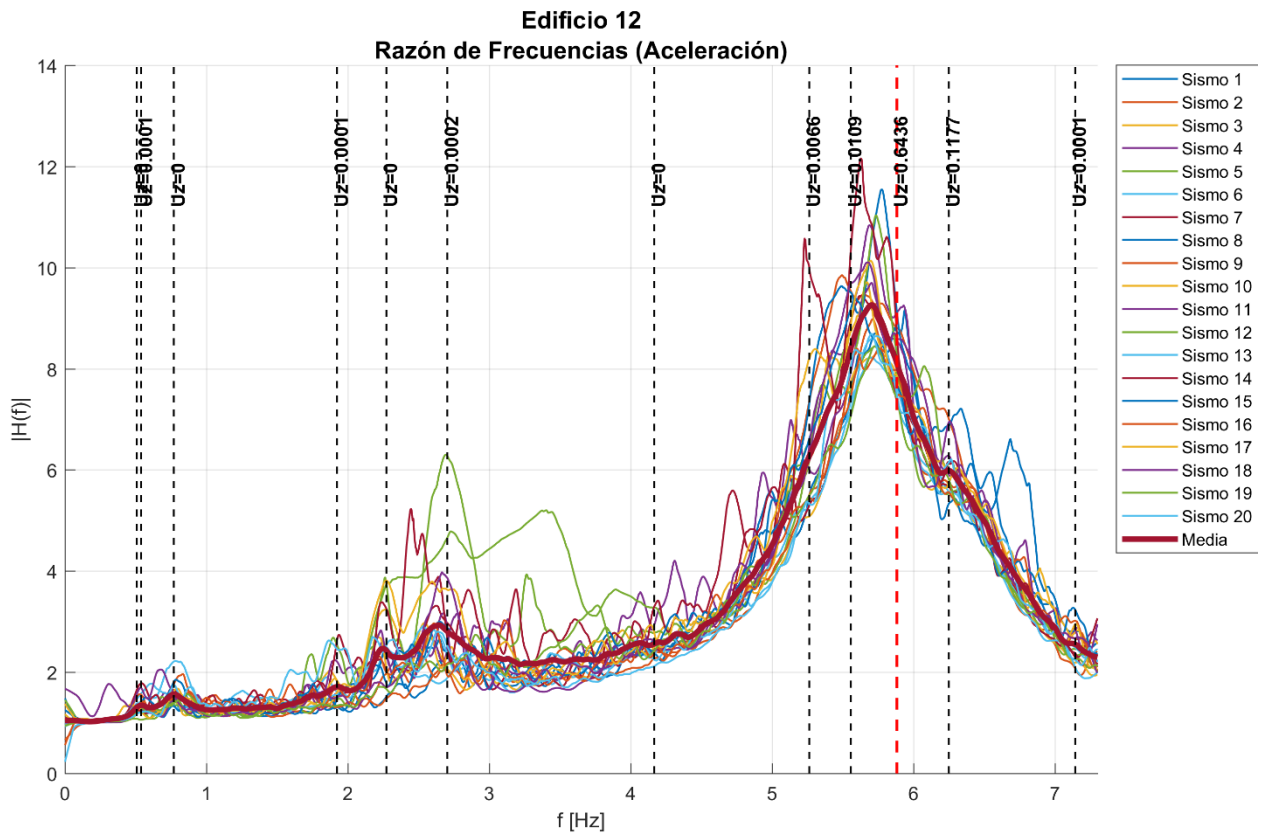


Figura 46: Razón de frecuencias (Aceleración Vertical) Edificio 12

Es claro que la razón de frecuencias en el caso de aceleraciones produce niveles de amplificación idénticos a los obtenidos para la respuesta de desplazamientos (lo que concuerda con la teoría).

La amplificación de desplazamientos está asociada a la variación de esfuerzos en los elementos resistentes de los edificios. Es por esto que en el siguiente capítulo se estudia esta variación y la posible consecuente variación de armadura de refuerzo de estos elementos. Por otra parte, la amplificación de aceleraciones se asocia a la percepción de las personas durante un sismo.

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DE ESFUERZOS Y DISEÑO DE LOS MUROS DE EDIFICIOS EN ESTUDIO

En el presente capítulo se estudia la variación de los esfuerzos de diseño de los muros de ascensores, que se produce por la inclusión de la componente vertical del sismo. Se comparan a continuación los esfuerzos obtenidos de considerar las tres direcciones de aceleración con aquellos resultantes de utilizar solo las componentes horizontales. Para ello se consideran los muros de edificios con secciones transversales típicas: secciones C o Canal. Luego se utilizan estos esfuerzos en las combinaciones de carga del Reglamento ACI 318-14 [1], para calcular la armadura requerida en ambos casos. Finalmente, se obtienen las combinaciones de carga al considerar los esfuerzos luego de aplicar un amortiguamiento del 3% en la vertical y se verifica el cumplimiento de la armadura diseñada anteriormente. Esto último responde a que los amortiguamientos obtenidos experimentalmente al instrumentar edificios normalmente son menores al 5% utilizado en la práctica, con lo cual se subestiman las fuerzas elásticas.

5.1 Cálculo de la variación de esfuerzos en muros

El procedimiento utilizado para el análisis tiempo-historia es el recomendado por ASCE 7-16 [2] para las componentes horizontales. Debido a que en aquella sección no se consideran las aceleraciones verticales, se considera la recomendación de NCh2369 [9] para esta componente.

Se asume que los casos de aceleración son lineales e independientes entre sí. Luego, el procedimiento se resume en:

1. Aplicación de cada componente horizontal del sismo al edificio;
2. Obtención del corte basal para cada caso de carga;
3. Cálculo del coeficiente de reducción de la respuesta elástica;
4. Aplicación de la componente vertical del sismo al edificio;

Como no es posible obtener un factor de reducción de respuesta para el caso vertical de la misma forma que para las componentes horizontales, se considera el coeficiente recomendado por NCh2369 para estructuras de hormigón armado con muros de corte: $R = 5$. La calibración de un coeficiente adecuado es necesaria, pero requiere de un estudio detallado que sale del alcance de este trabajo, por lo que se recomienda su análisis en un trabajo futuro. Finalmente, el esfuerzo en el elemento, producto del sismo, es simplemente la suma ponderada por los factores de reducción. Es decir, se considera un caso sumando solo las componentes horizontales y otro en que se agrega la vertical.

En lo que sigue, se presenta una Figura de cada edificio con muros de corte de sección C, mostrando la nomenclatura utilizada para el análisis de variación de esfuerzos. A continuación de cada una, se exhiben los esfuerzos axiales y de momento reducidos de estos muros, los cuales se utilizan en la sección siguiente para el diseño de la armadura.

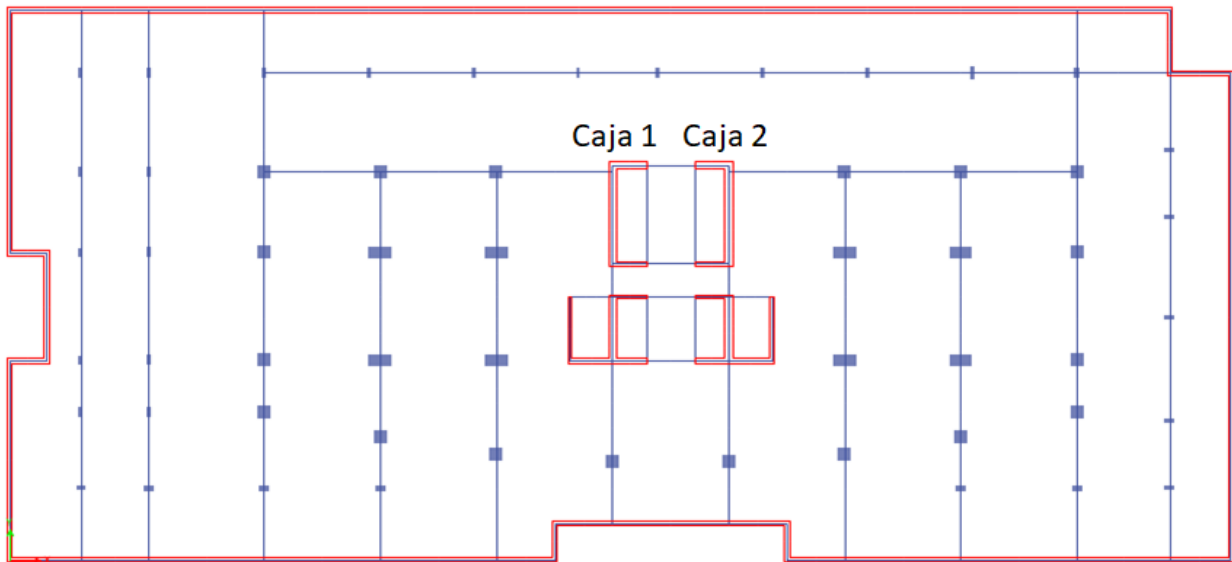


Figura 47: Nomenclatura de muros Edificio 1

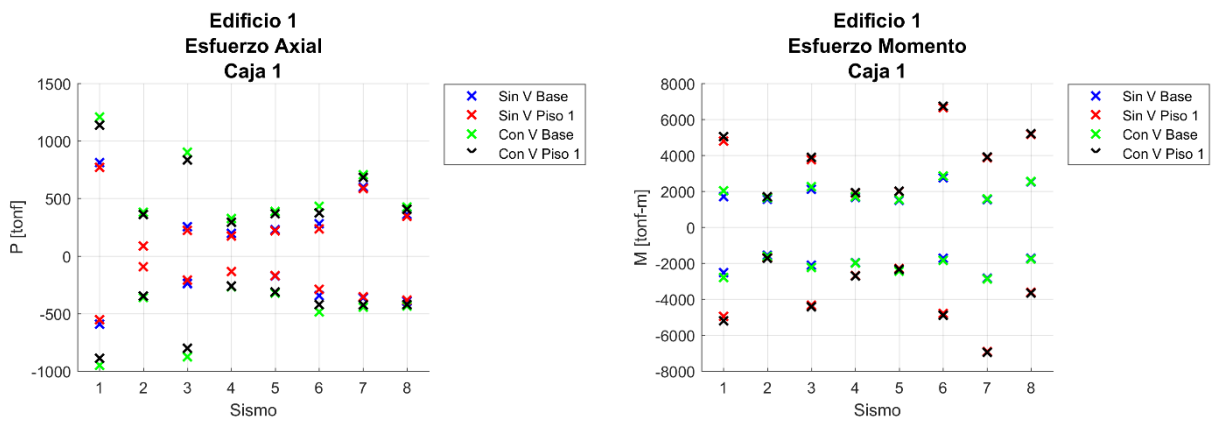


Figura 48: Esfuerzos de diseño Edificio 1 Caja 1

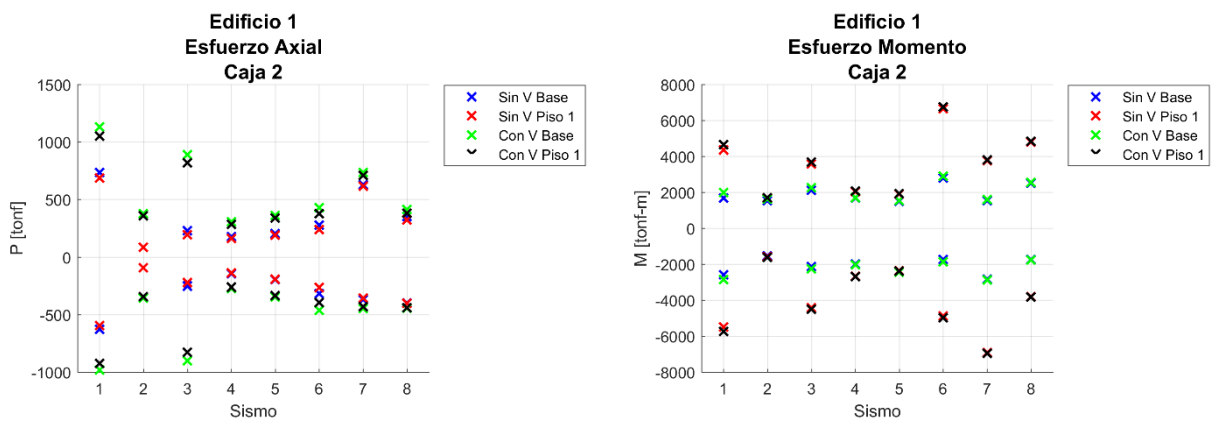


Figura 49: Esfuerzos de diseño Edificio 1 Caja 2

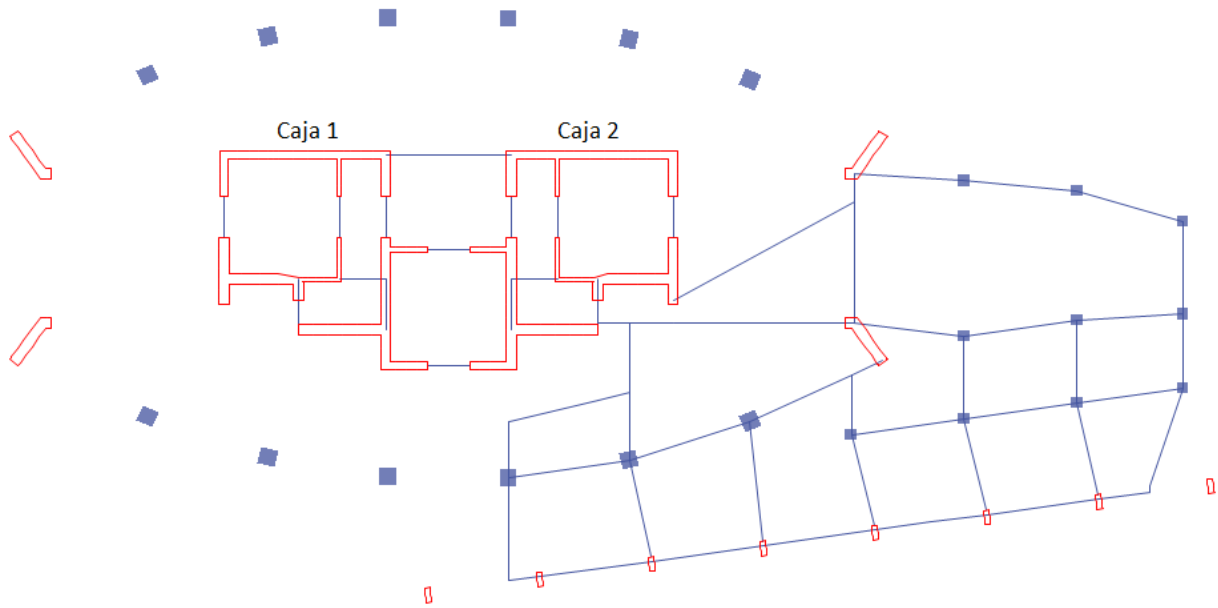


Figura 50: Nomenclatura de muros Edificio 2

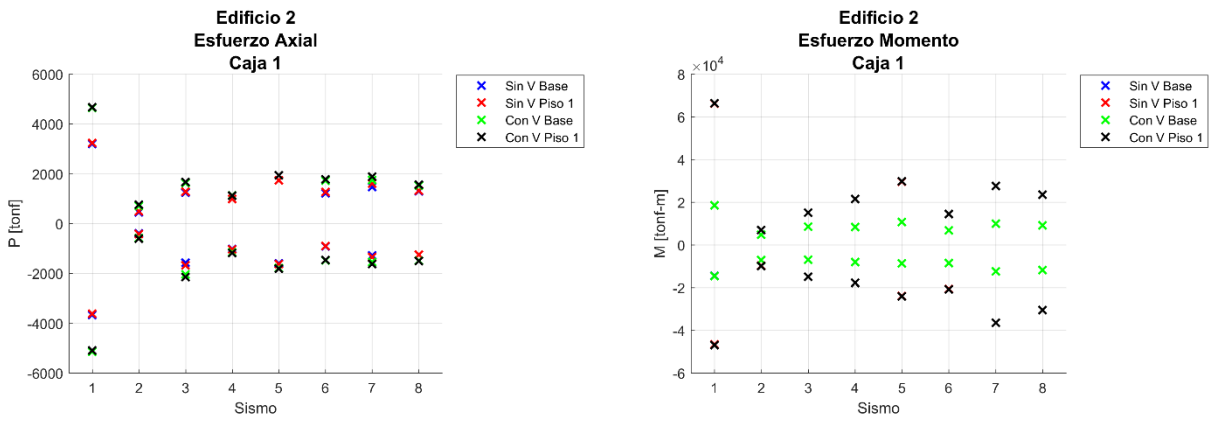


Figura 51: Esfuerzos de diseño Edificio 2 Caja 1

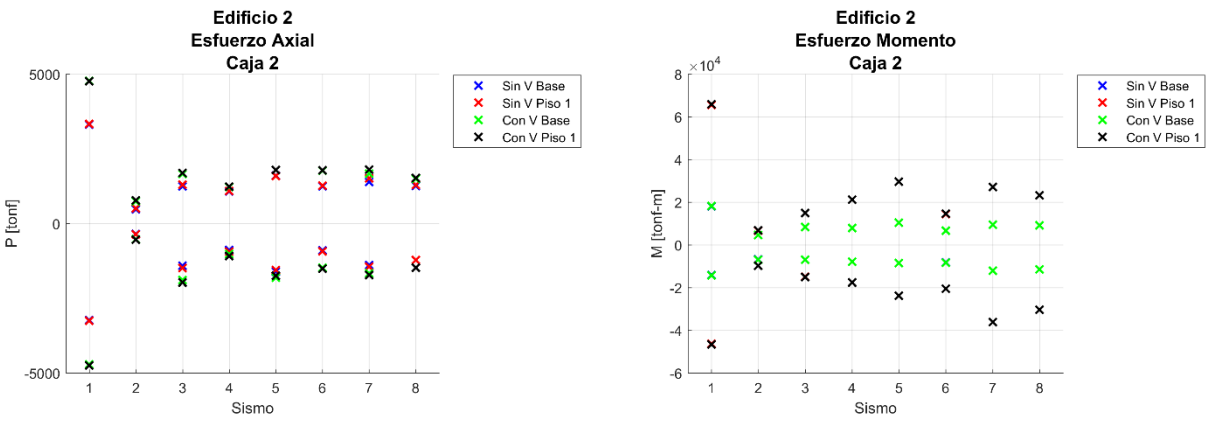


Figura 52: Esfuerzos de diseño Edificio 2 Caja 2

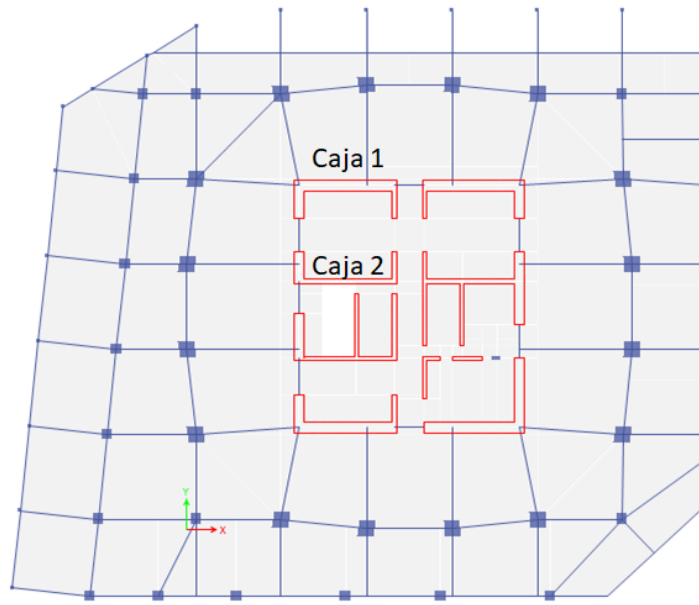


Figura 53: Nomenclatura de muros Edificio 3

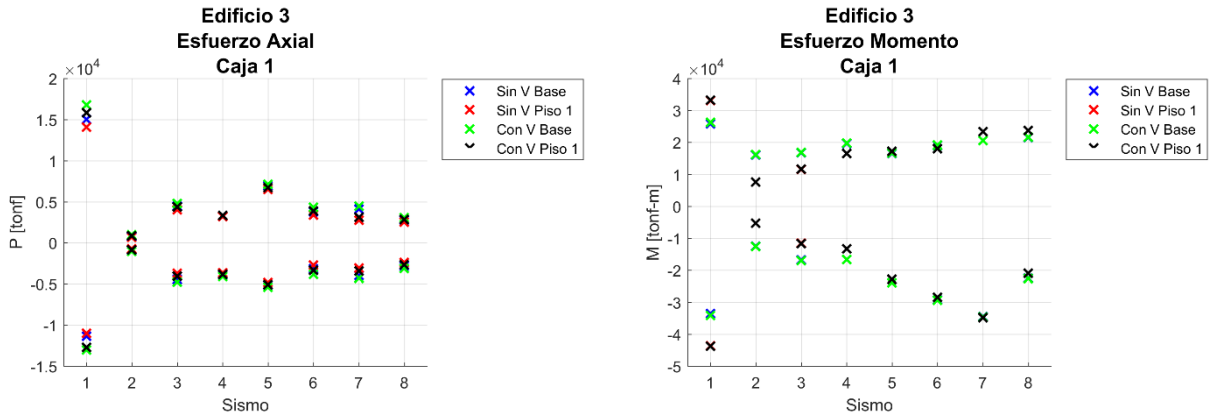


Figura 54: Esfuerzos de diseño Edificio 3 Caja 1

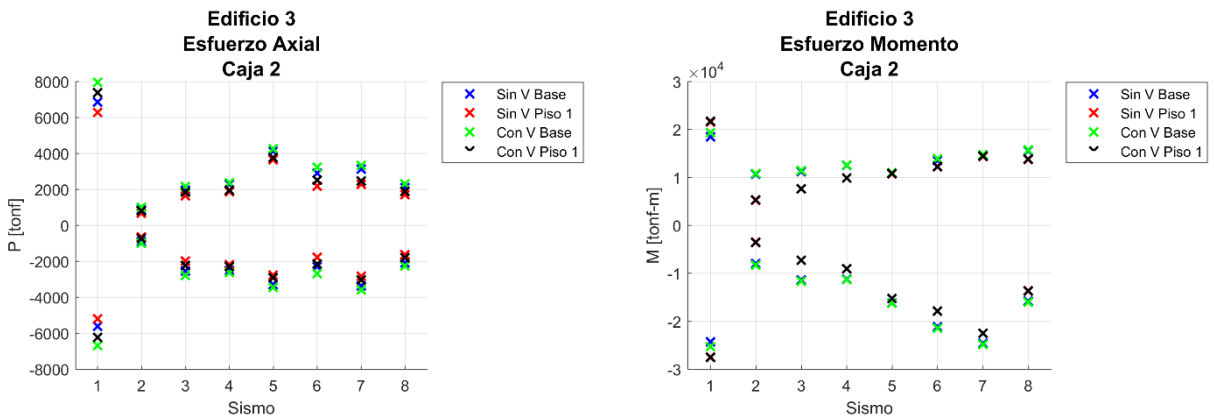


Figura 55: Esfuerzos de diseño Edificio 3 Caja 2

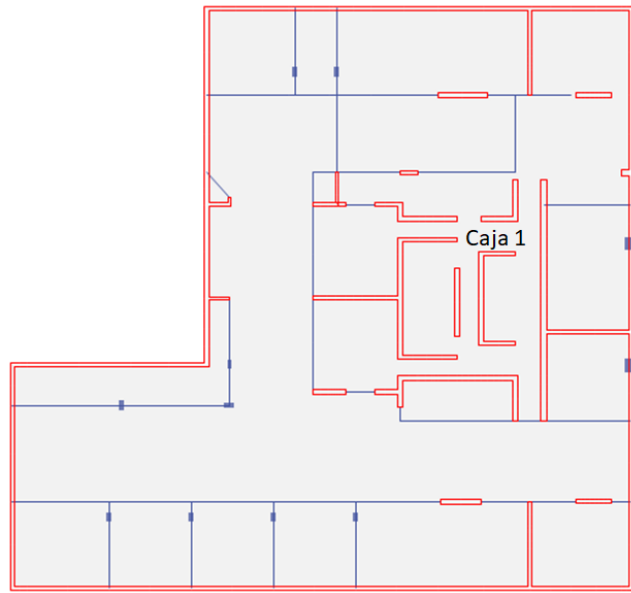


Figura 56: Nomenclatura de muros Edificio 4

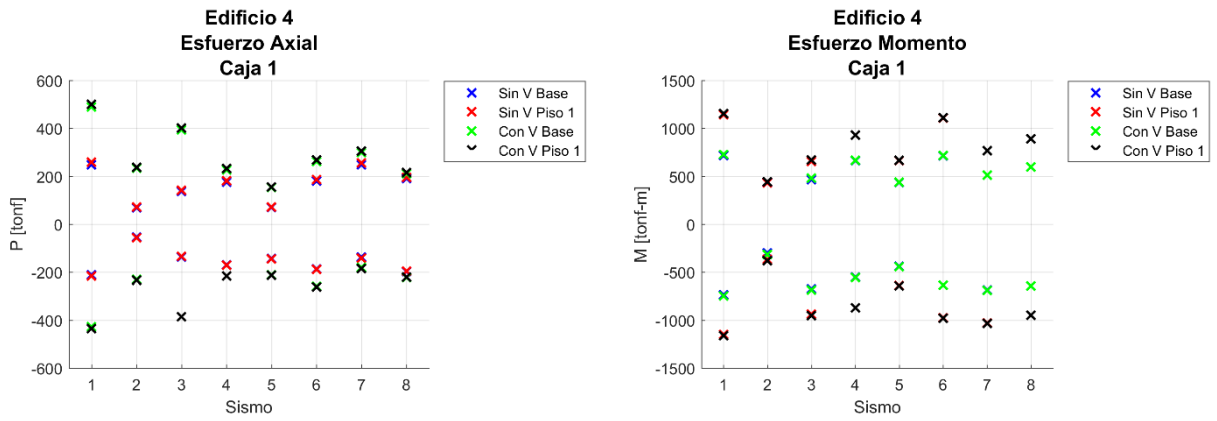


Figura 57: Esfuerzos de diseño Edificio 4 Caja 1

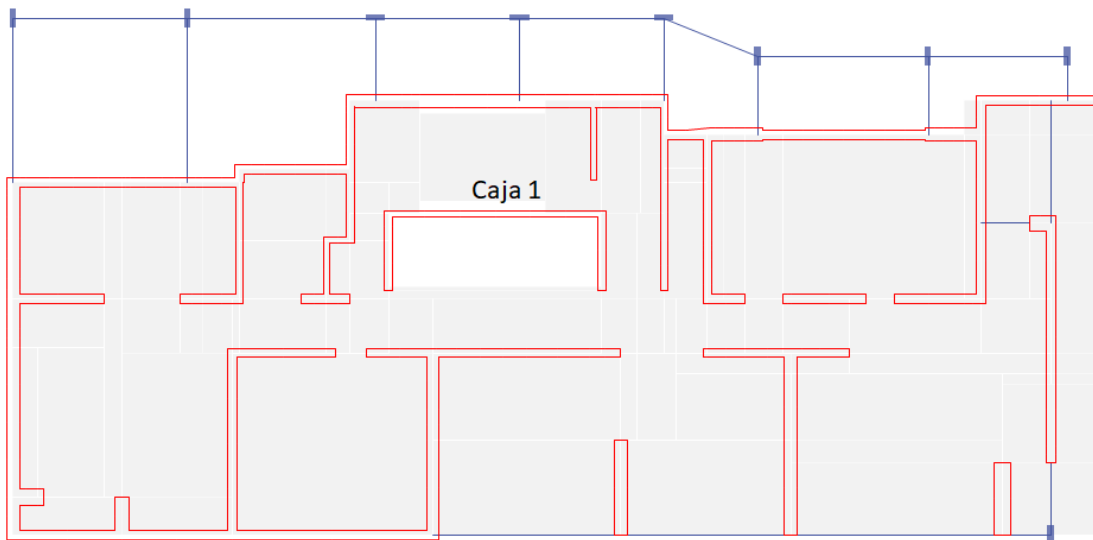


Figura 58: Nomenclatura de muros Edificio 7

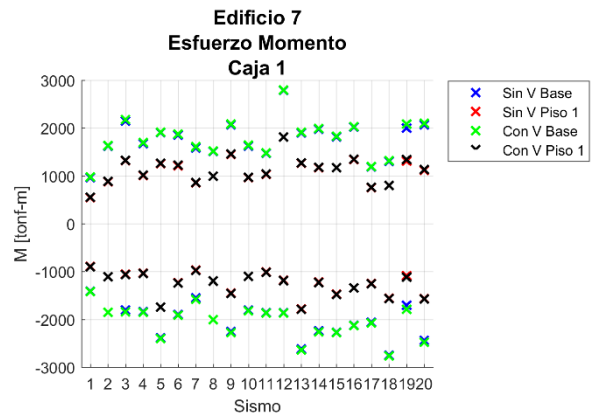
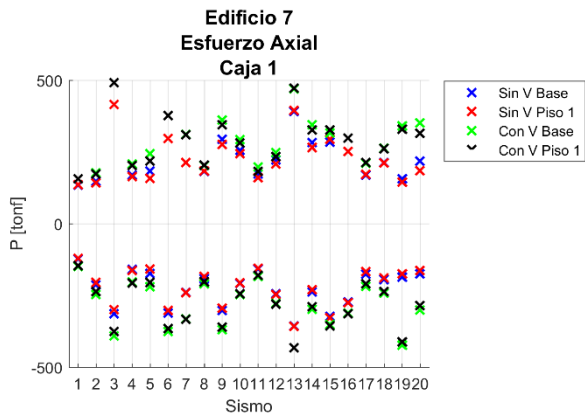


Figura 59: Esfuerzos de diseño Edificio 7 Caja 1

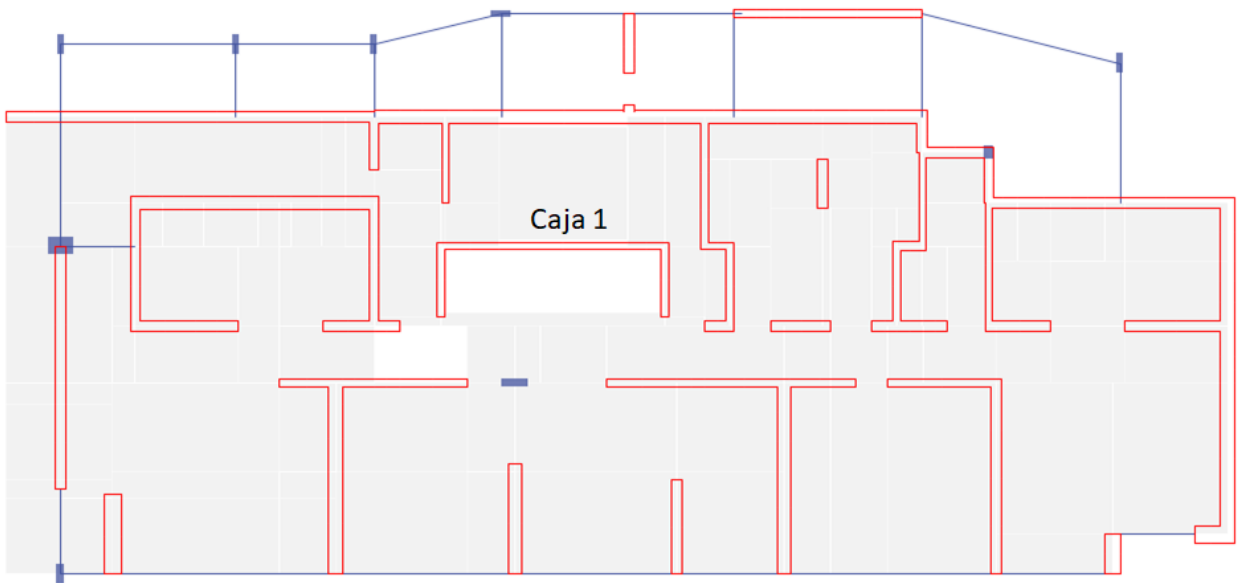


Figura 60: Nomenclatura de muros Edificio 8

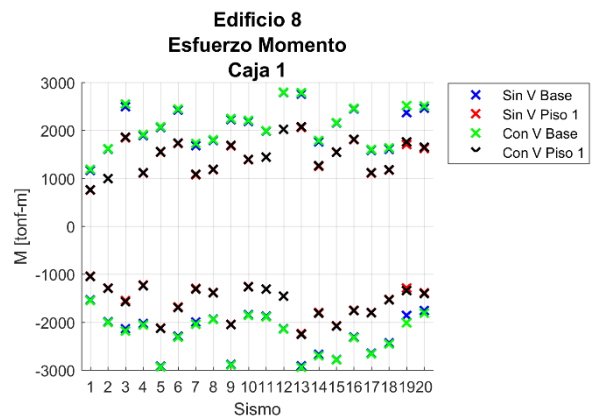
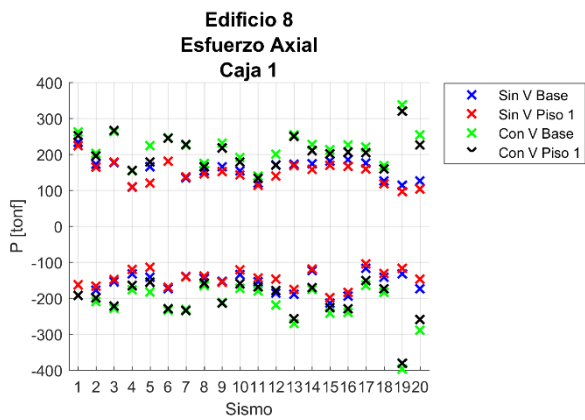


Figura 61: Esfuerzos de diseño Edificio 8 Caja 1

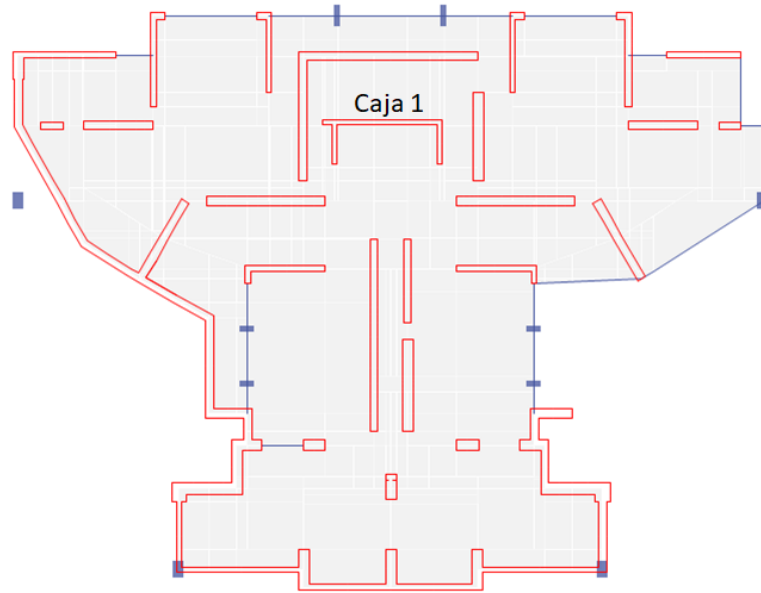


Figura 62: Nomenclatura de muros Edificio 9

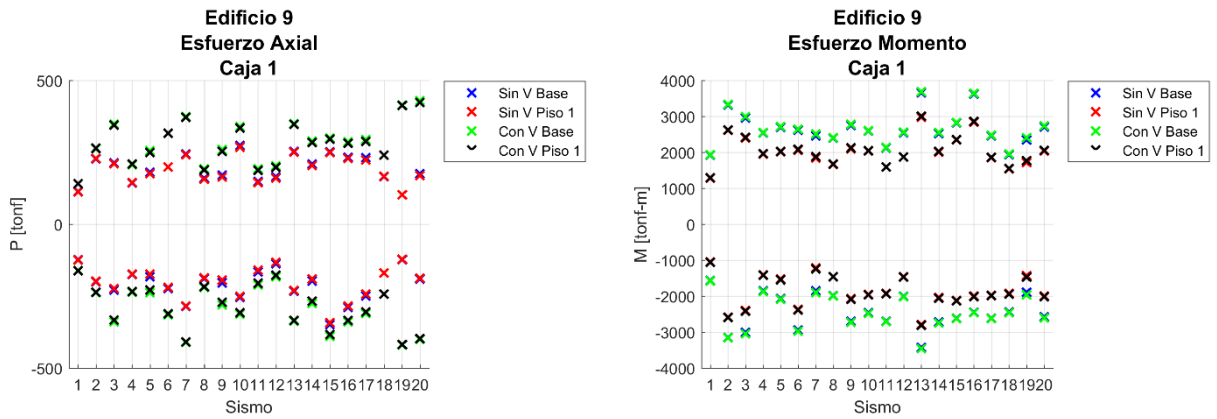


Figura 63: Esfuerzos de diseño Edificio 9 Caja 1

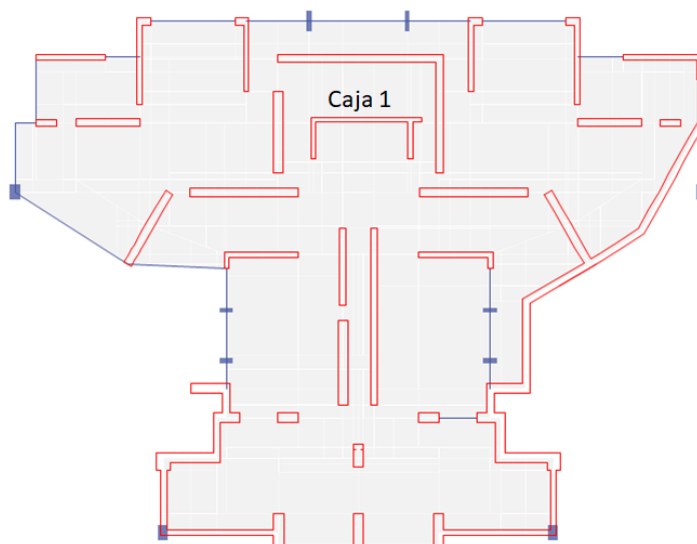


Figura 64: Nomenclatura de muros Edificio 10

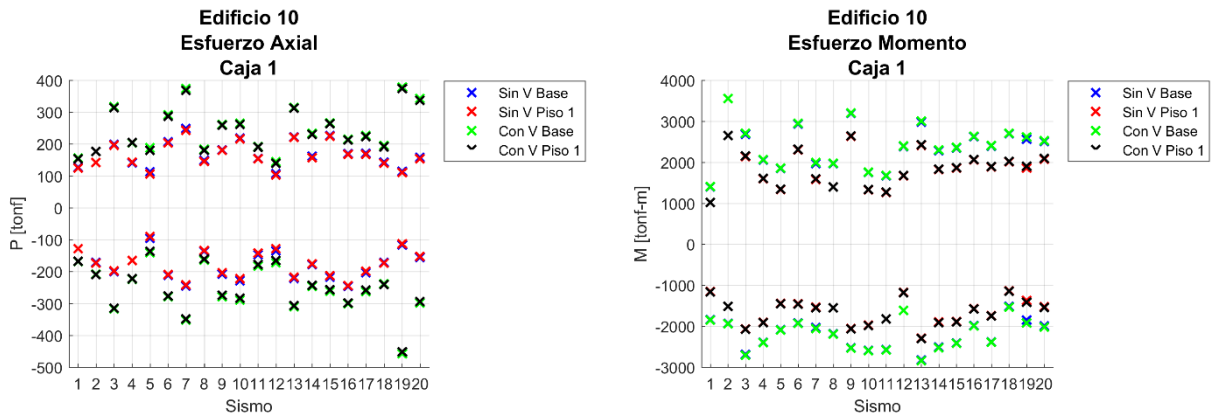


Figura 65: Esfuerzos de diseño Edificio 10 Caja 1

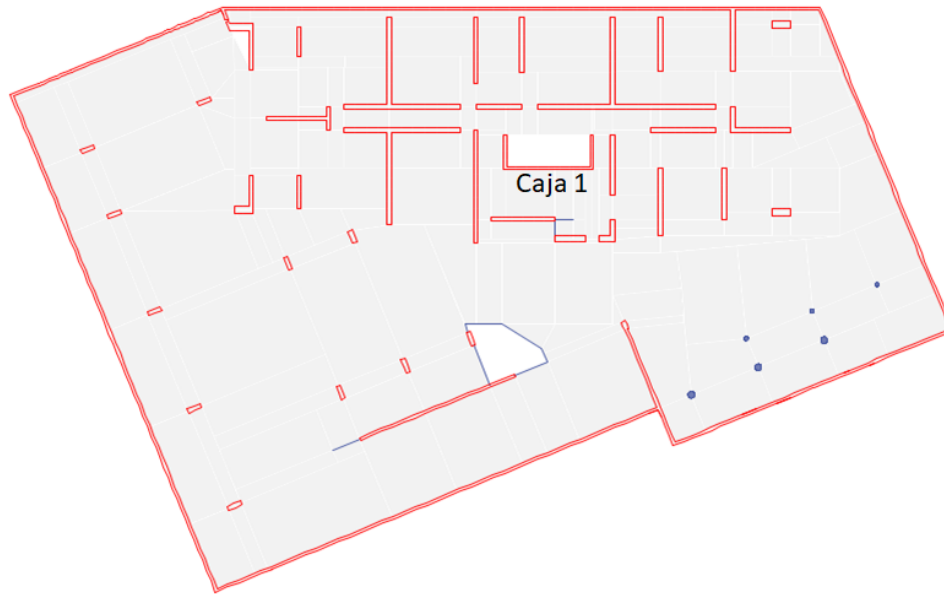


Figura 66: Nomenclatura de muros Edificio 11

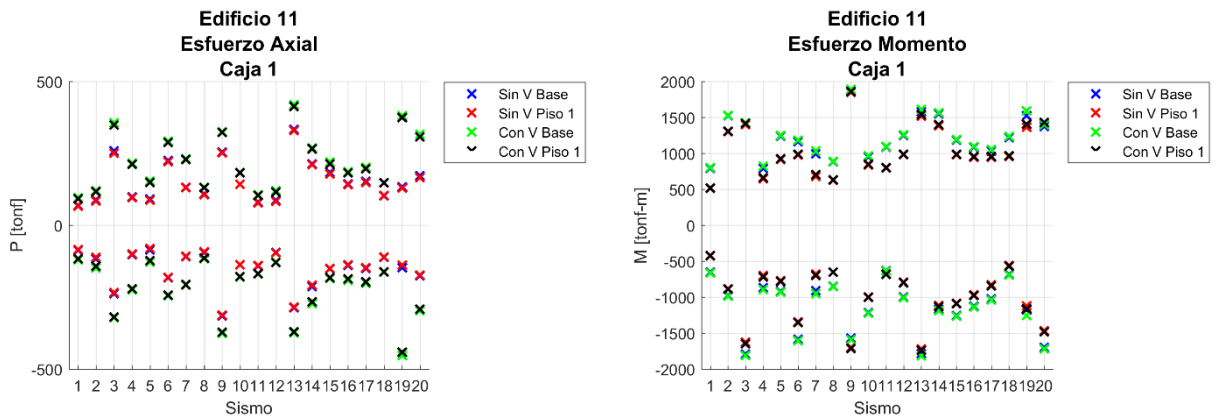


Figura 67: Esfuerzos de diseño Edificio 11 Caja 1

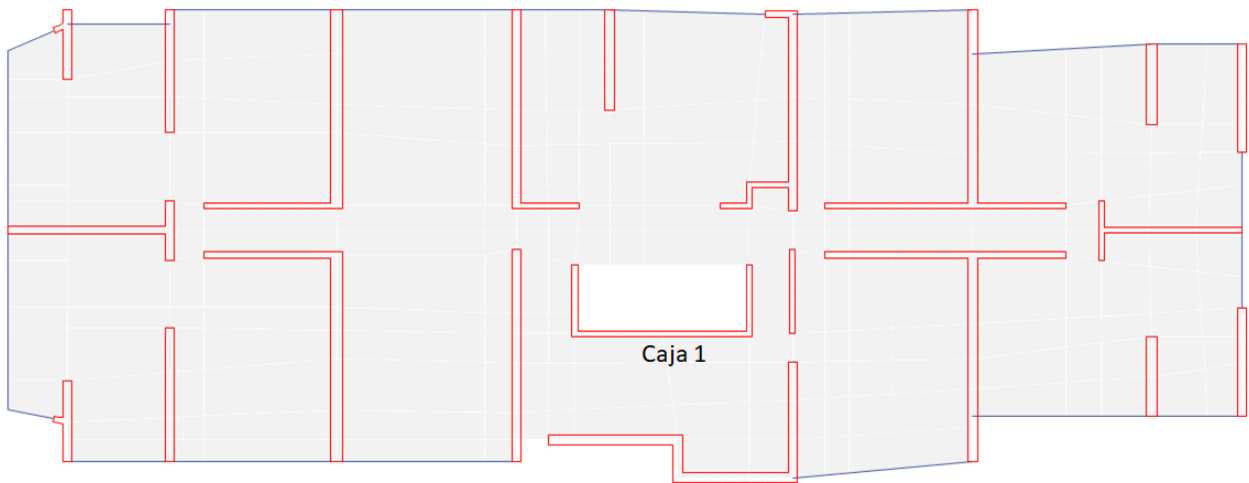


Figura 68: Nomenclatura de muros Edificio 12

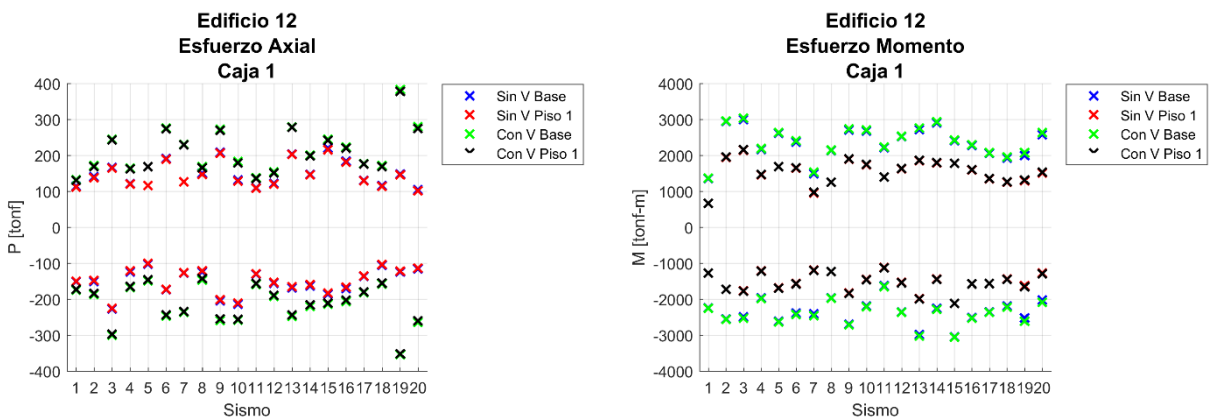


Figura 69: Esfuerzos de diseño Edificio 12 Caja 1

De las Figuras anteriores se observa que la mayor variación de esfuerzos, producto de la inclusión de las aceleraciones verticales, se presenta para el esfuerzo axial, mientras que el momento tiene muy poca variación. En la siguiente sección se estudia el efecto en las combinaciones de carga y en la armadura de refuerzo.

5.2 Diseño de la armadura de refuerzo de los muros

De acuerdo con la norma ACI318-14 [1] se consideran las siguientes combinaciones de carga, que corresponden a las más frecuentes en la práctica de diseño de muros:

1. $1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L$
2. $1.2 \cdot D + 1.0 \cdot L \pm 1.4 \cdot S$
3. $0.9 \cdot D \pm 1.4 \cdot S$

Donde D corresponde a las cargas muertas, L a las cargas vivas y S denota las cargas sísmicas en el elemento, que en este caso corresponden a los esfuerzos máximos producidos por cada registro de historia de tiempo utilizado en el análisis.

A continuación, se diseña la armadura de los muros de ascensores de manera conceptual, utilizando la nomenclatura presentada en la sección anterior. Para esto, se grafican las combinaciones de carga de los esfuerzos de diseño en los muros de la base y del primer piso y se calcula un diagrama de interacción P-M de modo que sea una envolvente de las combinaciones horizontales. Luego se analiza el cumplimiento para las combinaciones que incluyen la componente vertical y se diseña una nueva armadura en caso de que la envolvente original no cumpla.

Para el Edificio 1, los muros corresponden a secciones de 7.25 m de longitud y 60 cm de espesor. El hormigón posee resistencia f'_c de 35 MPa. Todas las cajas de ascensores de este edificio tienen la misma geometría, por lo cual se diseña una armadura única para todos ellos. En este caso resultan cabezas de muro de $4\phi 22$ y malla de $2\phi 12@15$. De Figura 70 a Figura 73 se muestran los diagramas de esta situación. El resultado es una cuantía del 1% y no se requiere el diseño de una armadura diferente para el caso con vertical.

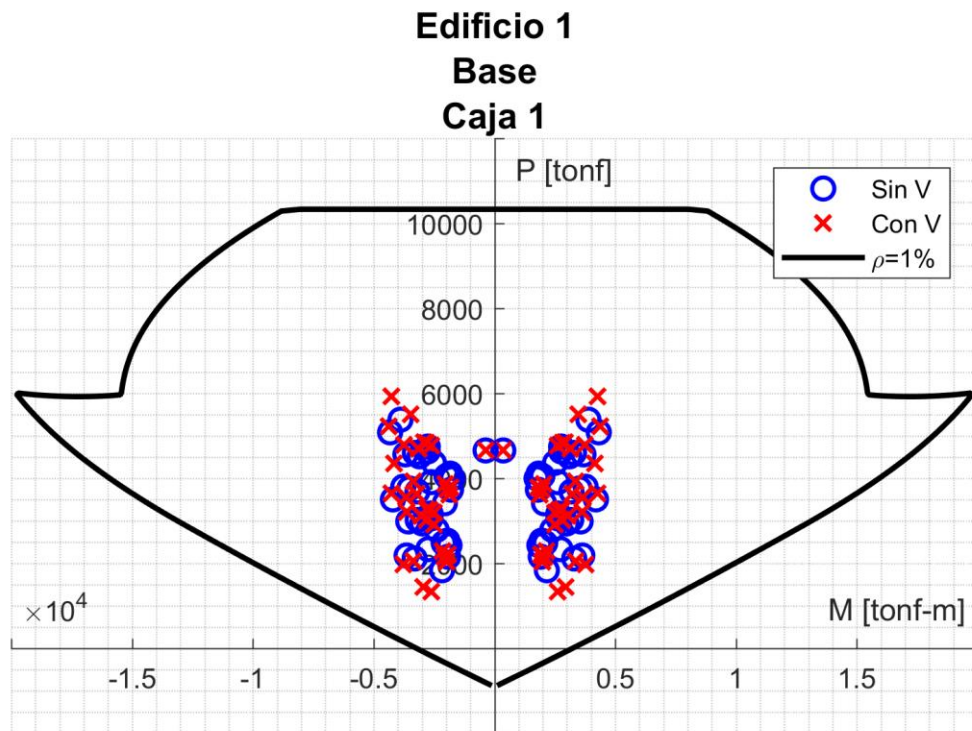


Figura 70: Diagrama de interacción Edificio 1 Caja 1 Base

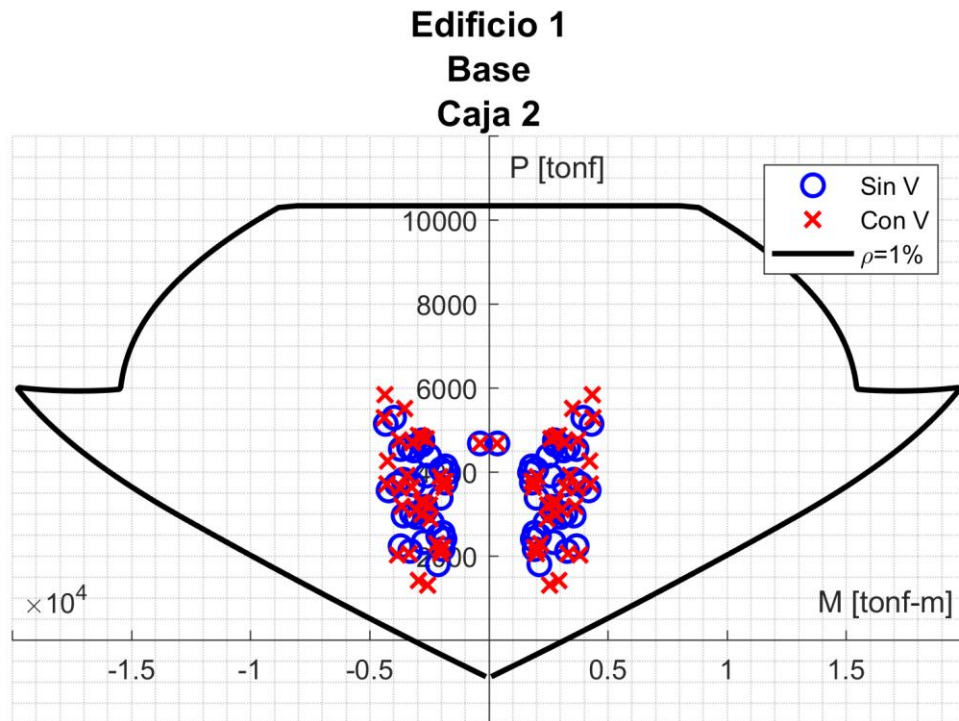


Figura 71: Diagrama de interacción Edificio 1 Caja 2 Base

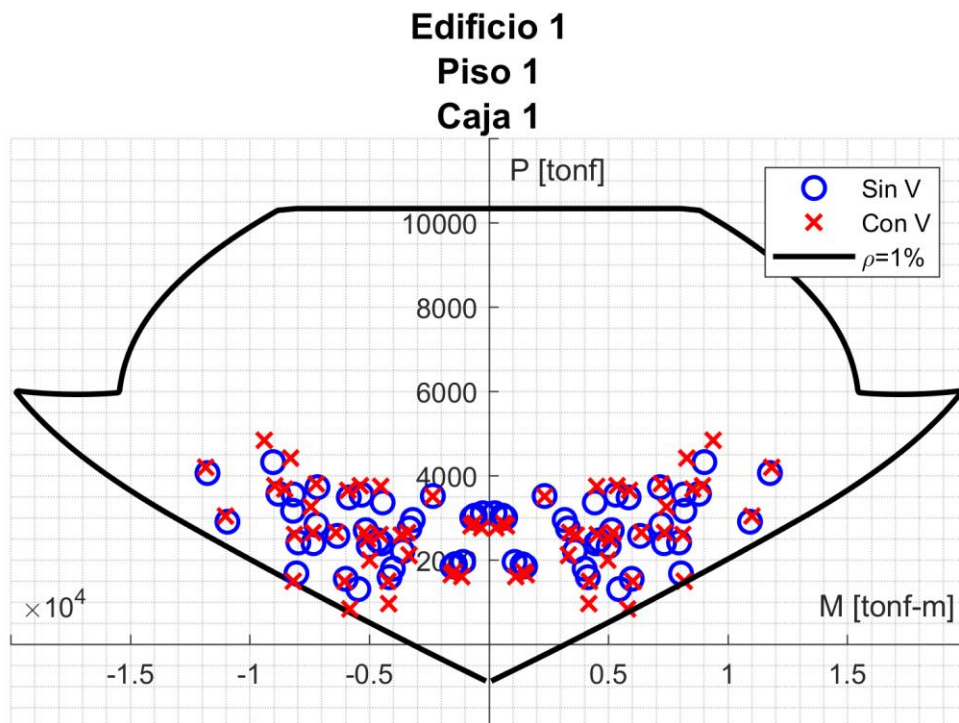


Figura 72: Diagrama de interacción Edificio 1 Caja 1 Piso 1

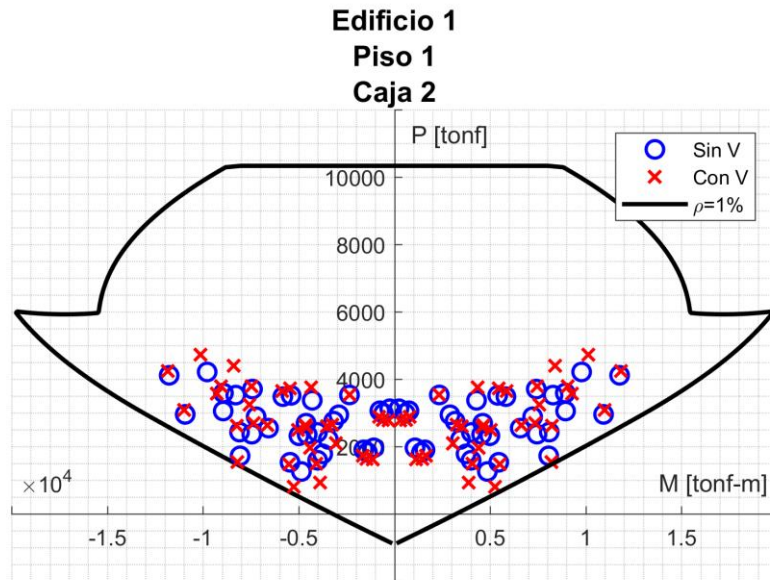


Figura 73: Diagrama de interacción Edificio 1 Caja 2 Piso 1

En el caso del Edificio 2 se tienen dos cajas de ascensores de 60 cm de espesor y 11.5 m de longitud. El hormigón en ambos muros es H60. Se diseñan cabezas de muro de $20\phi 32$ y malla $8\phi 32@18$. Esto corresponde a cuantías de acero del 4% y se observa que para la Caja 1 en el Piso 1 se debe aumentar la cuantía. Las figuras siguientes presentan lo descrito.

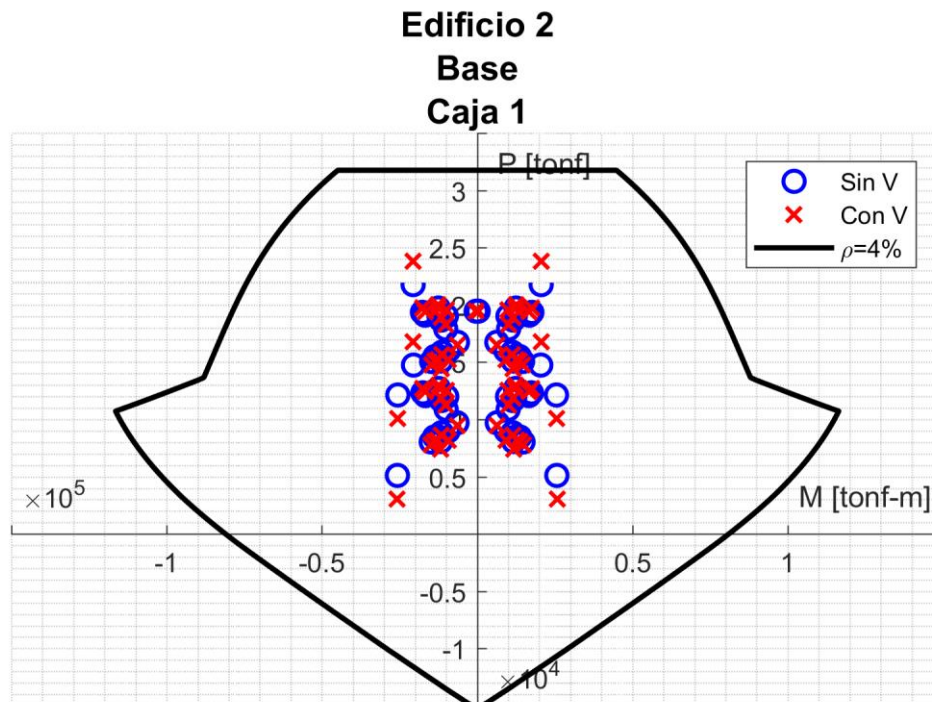


Figura 74: Diagrama de interacción Edificio 2 Caja 1 Base

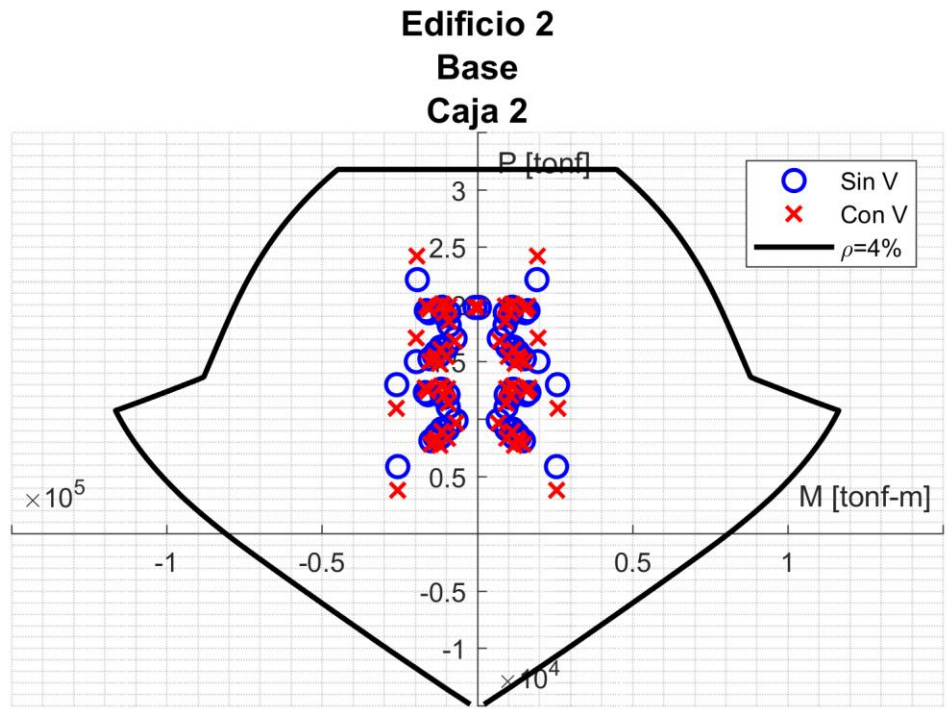


Figura 75: Diagrama de interacción Edificio 2 Caja 2 Base

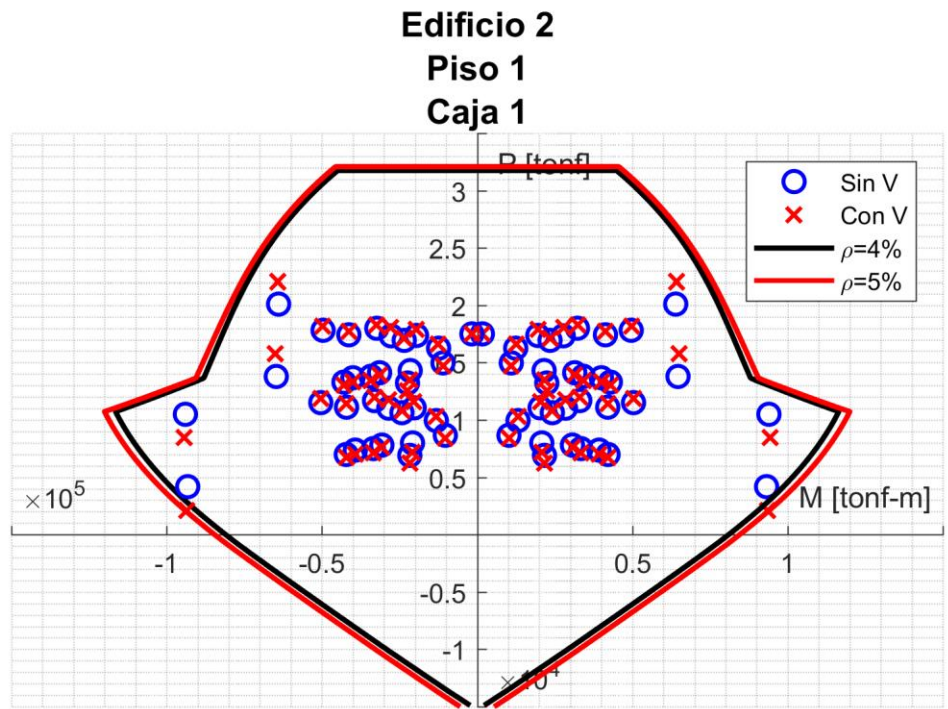


Figura 76: Diagrama de interacción Edificio 2 Caja 1 Piso 1

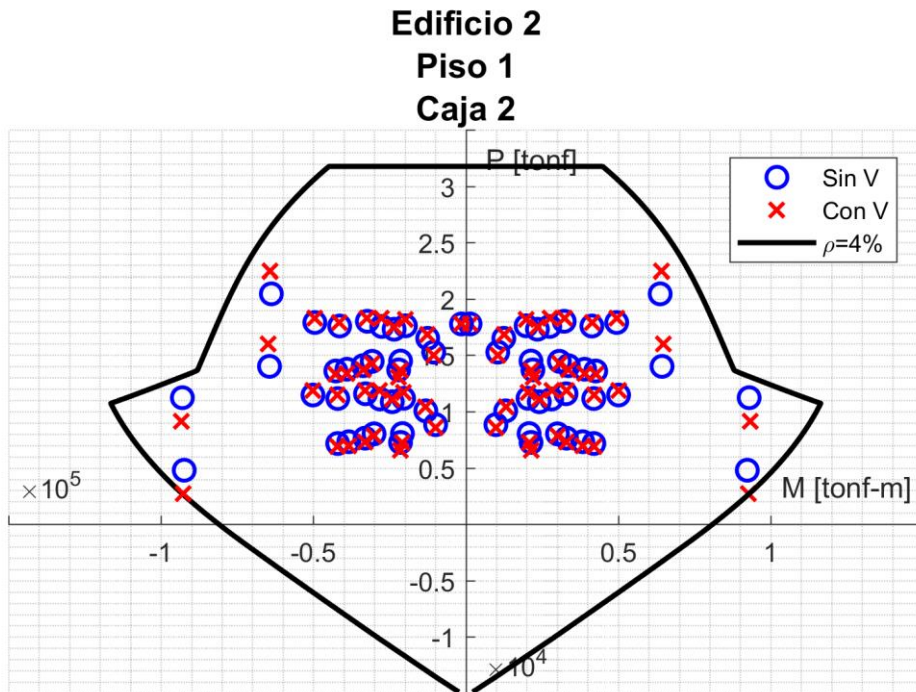


Figura 77: Diagrama de interacción Edificio 2 Caja 2 Piso 1

A continuación, se presentan los resultados para el Edificio 3. En este caso se tienen dos cajas de ascensores de distinta geometría. La Caja 1 corresponde a un muro de 110 cm de espesor, mientras que la Caja 2 es de 55 cm. El largo de los muros es de 9.9 m en ambos casos, y el hormigón posee una resistencia f'_c de 55 MPa. Para el primer muro se diseña una armadura uniforme de $6\phi 32@18$. El segundo muro requiere una armadura compuesta por cabezas de $20\phi 28$ y malla de $4\phi 22@12$. Se observa que la envolvente del primer caso resiste las solicitaciones horizontales, pero se tiene un mayor factor de utilización en el caso vertical. En este caso se aumenta la cuantía en las cabezas del muro. De Figura 78 a Figura 81 se resume esta situación.

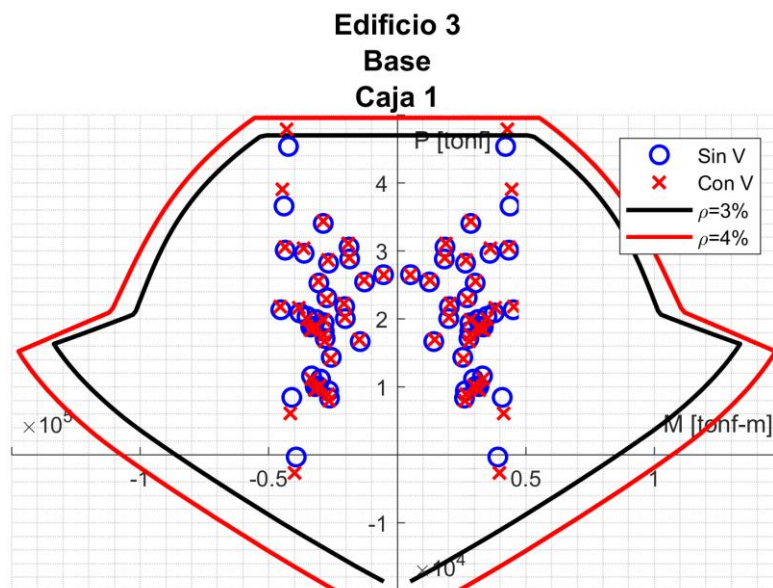


Figura 78: Diagrama de interacción Edificio 3 Caja 1 Base

**Edificio 3
Base
Caja 2**

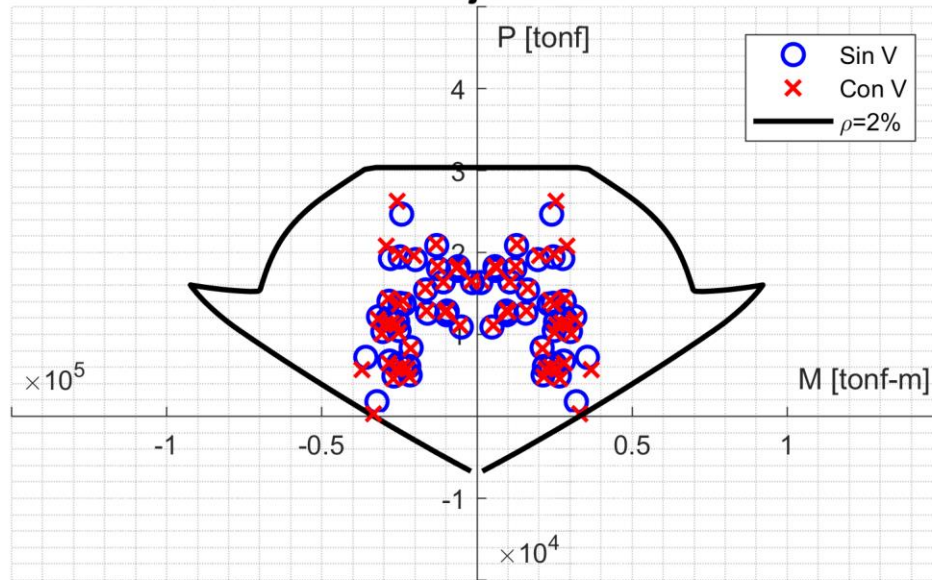


Figura 79: Diagrama de interacción Edificio 3 Caja 2 Base

**Edificio 3
Piso 1
Caja 1**

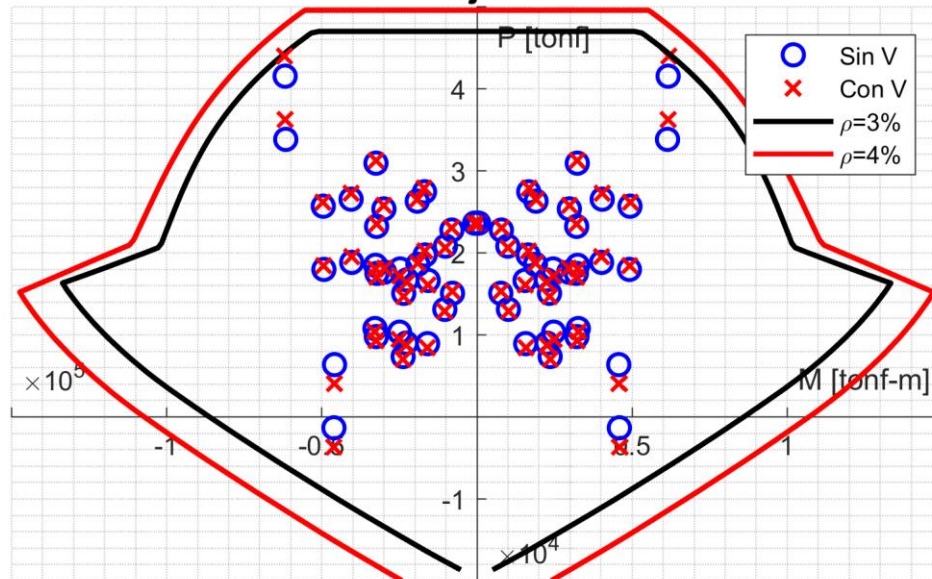


Figura 80: Diagrama de interacción Edificio 3 Caja 1 Piso 1

**Edificio 3
Piso 1
Caja 2**

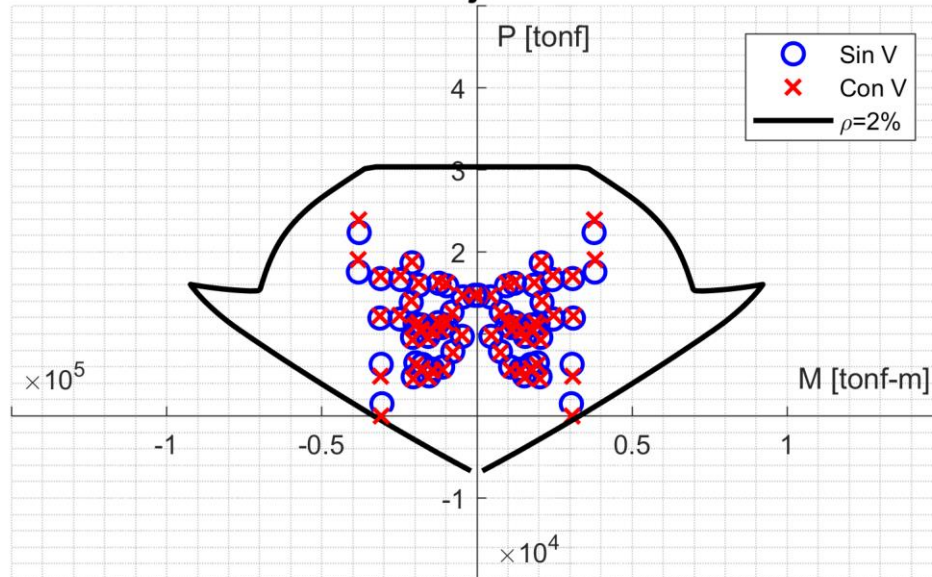


Figura 81: Diagrama de interacción Edificio 3 Caja 2 Piso 1

El Edificio 4 consta de una caja de ascensores de 5.5 m de longitud, 30 cm de espesor y hormigón con f'_c de 30 MPa. En este caso se calcula la armadura mínima, que corresponde a una malla de $2\phi 8@15$. Se presenta esto en las siguientes figuras.

**Edificio 4
Base
Caja 1**

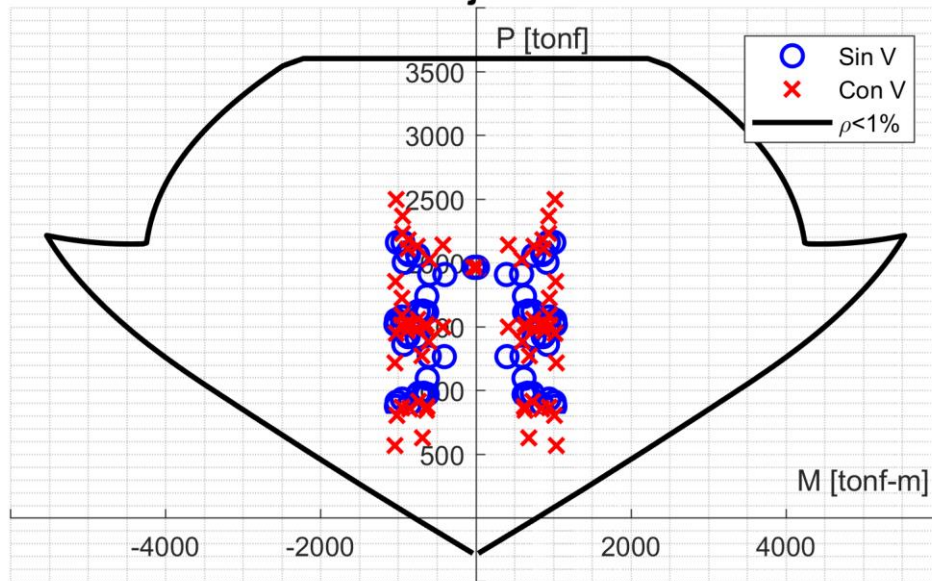


Figura 82: Diagrama de interacción Edificio 4 Caja 1 Base

**Edificio 4
Piso 1
Caja 1**

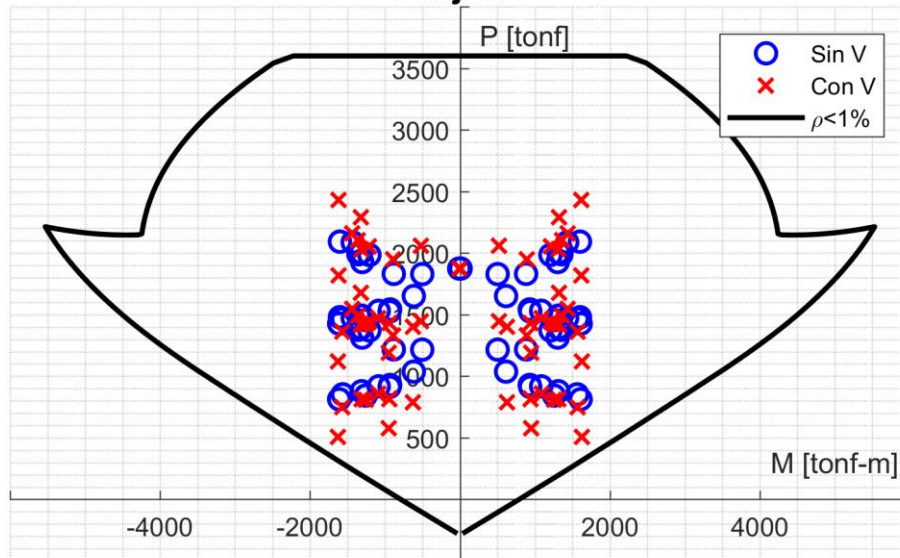


Figura 83: Diagrama de interacción Edificio 4 Caja 1 Piso 1

El Edificio 7 tiene un muro de corte de 6.75 m de longitud y 20 cm de espesor, con hormigón H40 ($f'_c = 35$ MPa). En este caso el muro de la base requiere mayor armadura, sin aumento considerable de la cuantía. Sin embargo, para ambos pisos en estudio la armadura que se diseña cumple para las combinaciones que incluyen la componente vertical, por lo que no se requiere la consideración de aumento en la cuantía. Las cabezas de muro son de $4\phi 12$ para el primero piso y $4\phi 16$ para la base. Las mallas son de $2\phi 10@15$ y $2\phi 12@15$, respectivamente.

**Edificio 7
Base
Caja 1**

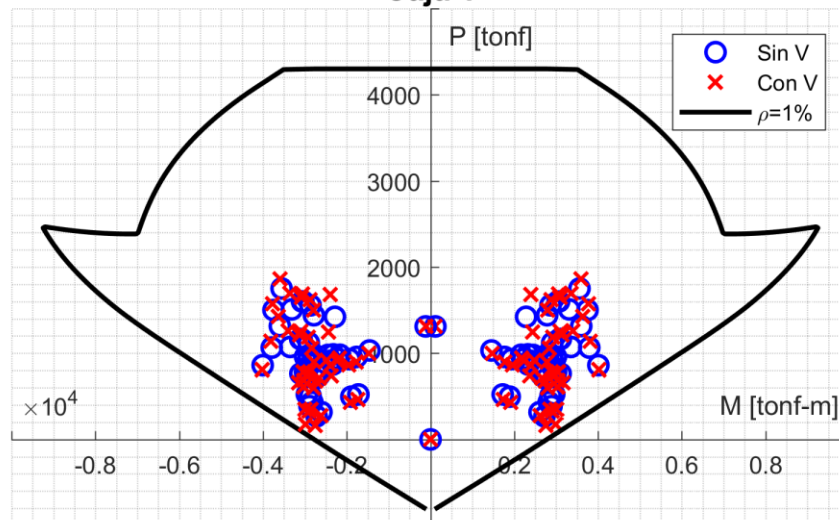


Figura 84: Diagrama de interacción Edificio 7 Caja 1 Base

Edificio 7
Piso 1
Caja 1

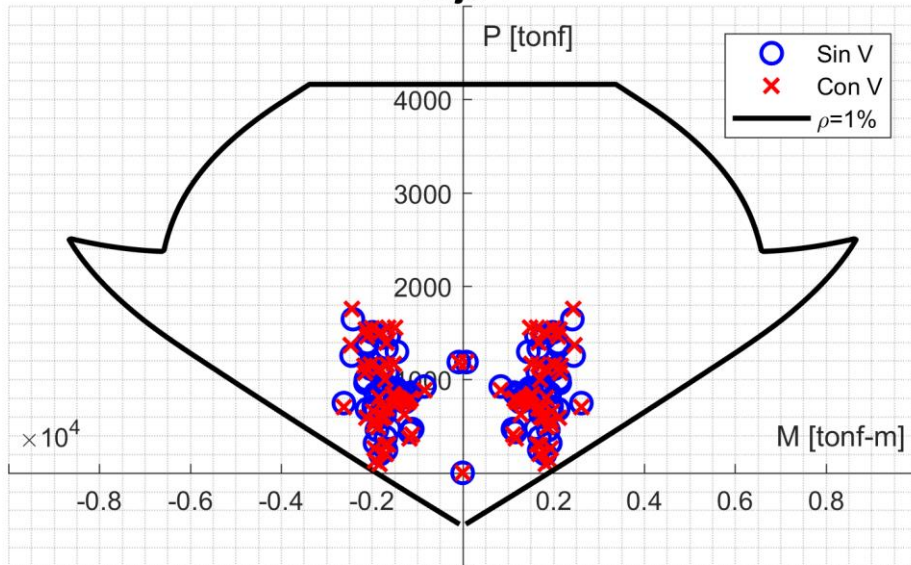


Figura 85: Diagrama de interacción Edificio 7 Caja 1 Piso 1

La geometría de los muros del Edificio 8 es igual a la del Edificio 7. Sin embargo, las combinaciones de esfuerzos en este caso requieren que la armadura de los muros sea ligeramente mayor. Se utilizan entonces cabezas de $4\phi 16$ y mallas de $2\phi 10@15$ y $2\phi 12@15$ para el primer piso y la base, respectivamente. Las cuantías no exceden el 1%.

Edificio 8
Base
Caja 1

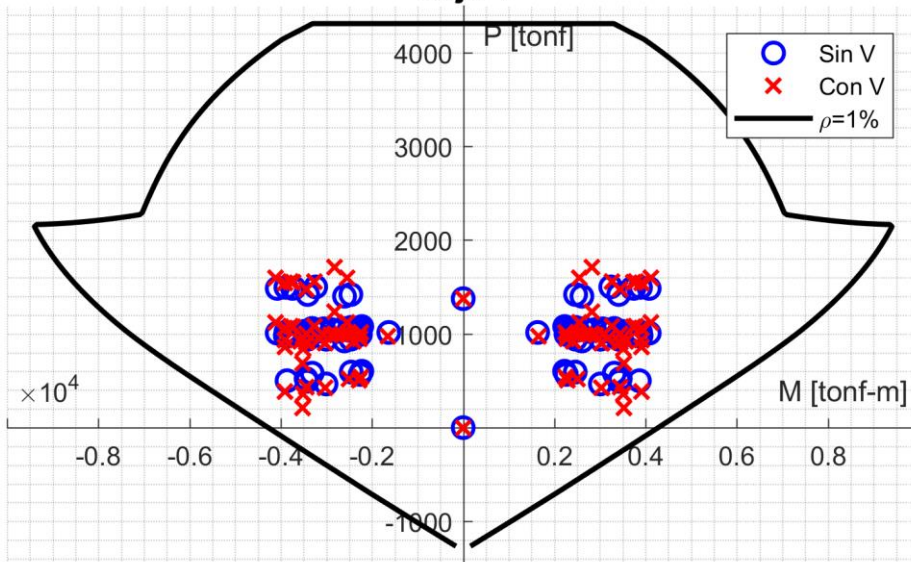


Figura 86: Diagrama de interacción Edificio 8 Caja 1 Base

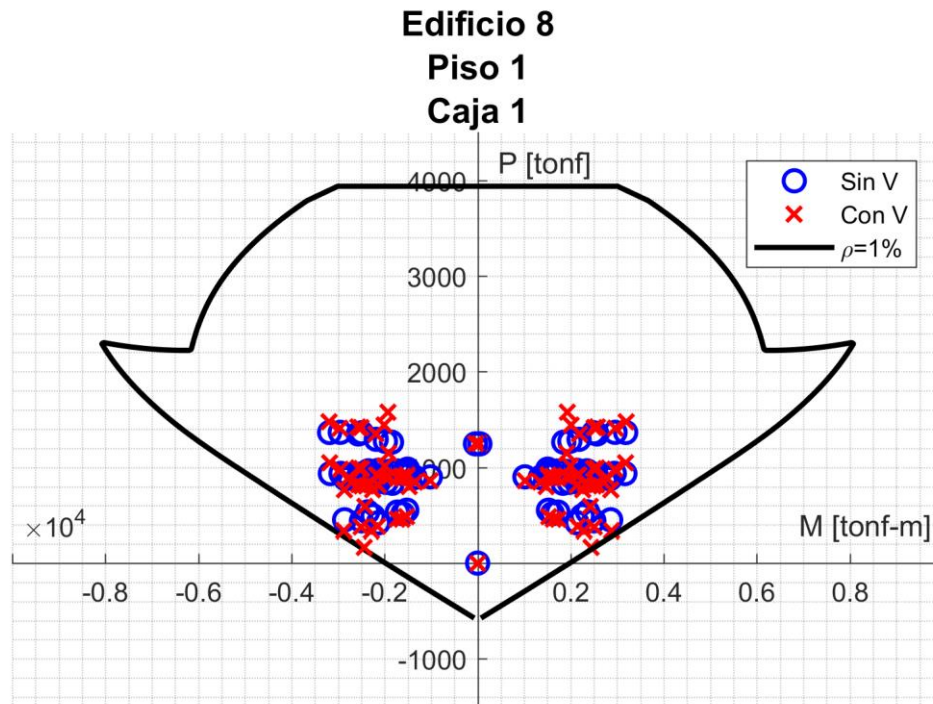


Figura 87: Diagrama de interacción Edificio 8 Caja 1 Piso 1

Los Edificios 9 y 10 también poseen igual geometría entre sí. La longitud del muro es de 6 m con un espesor de 30 cm. Los muros del primer piso se diseñan con la misma armadura, con cabezas de $6\phi 16$ y malla $2\phi 12@20$. La base se diseña con distintas armaduras para ambos edificios: cabezas de $6\phi 18$ y malla $2\phi 12@10$ para Edificio 9, y cabezas de $6\phi 16$ con malla de $2\phi 12@15$ en Edificio 10.

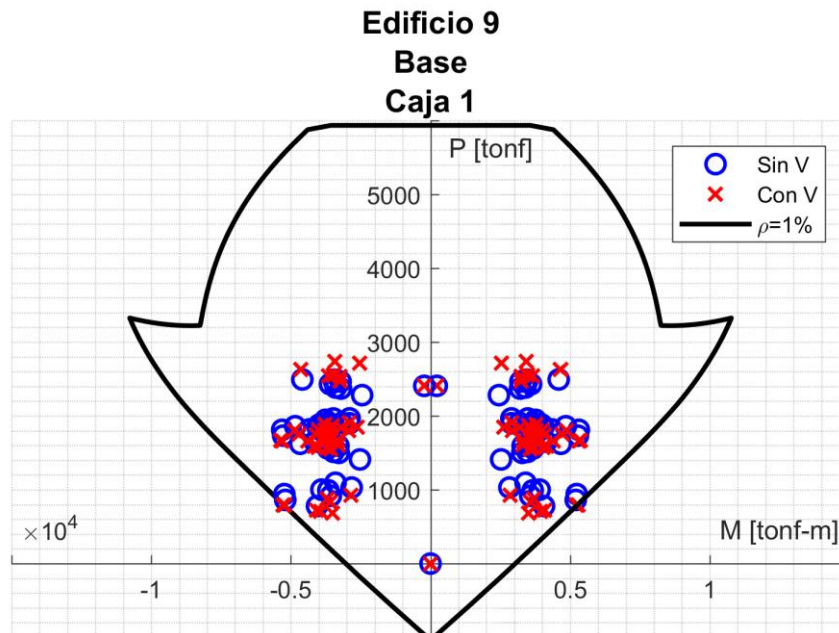


Figura 88: Diagrama de interacción Edificio 9 Caja 1 Base

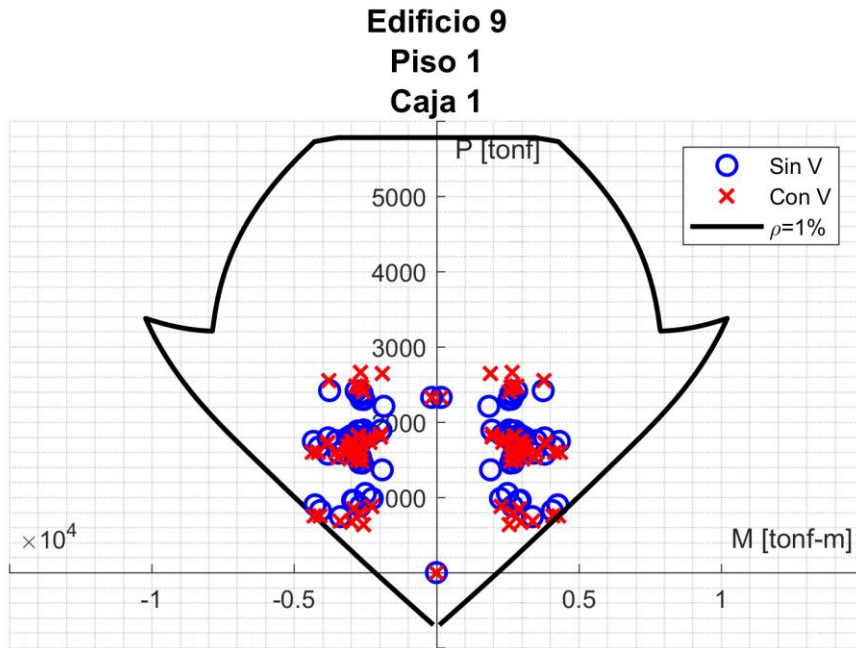


Figura 89: Diagrama de interacción Edificio 9 Caja 1 Piso 1

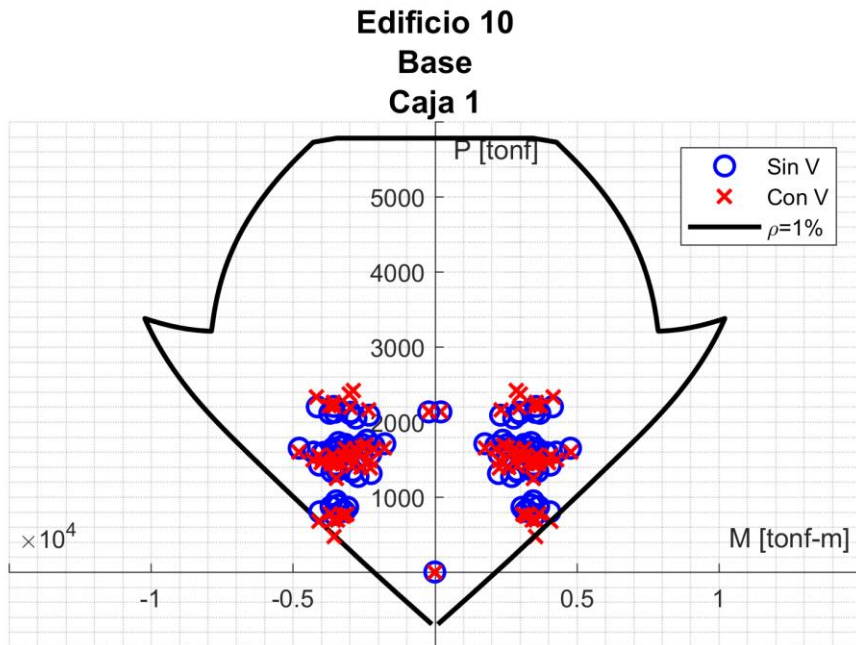


Figura 90: Diagrama de interacción Edificio 10 Caja 1 Base

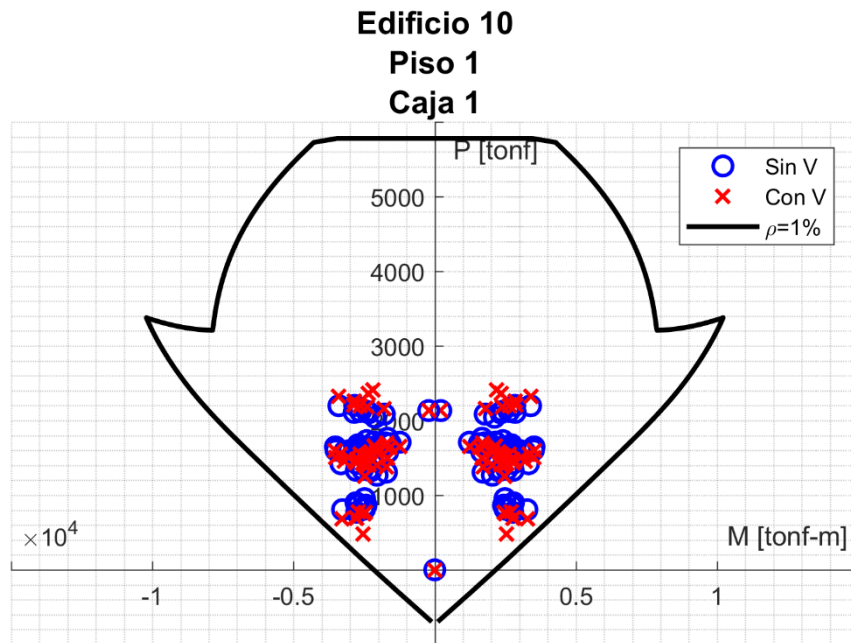


Figura 91: Diagrama de interacción Edificio 10 Caja 1 Piso 1

El muro de ascensores del Edificio 11 es de 6.25 m de largo, con un espesor de 25 cm. En este caso, se diseñan las cajas con una armadura de $4\phi 16$ en las cabezas de muro y malla de $2\phi 12@15$.

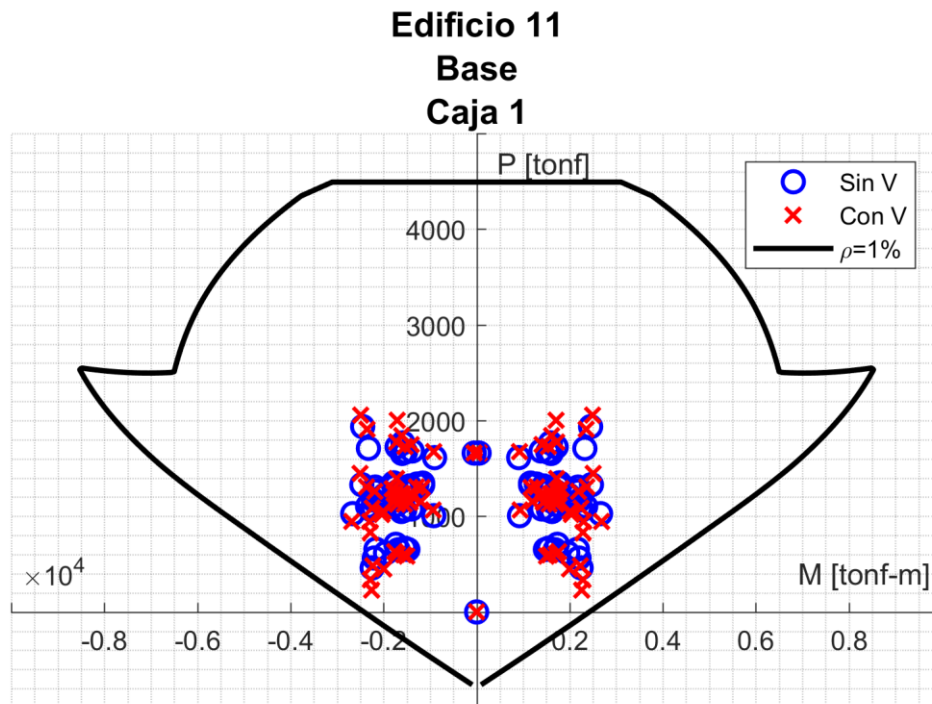


Figura 92: Diagrama de interacción Edificio 11 Caja 1 Base

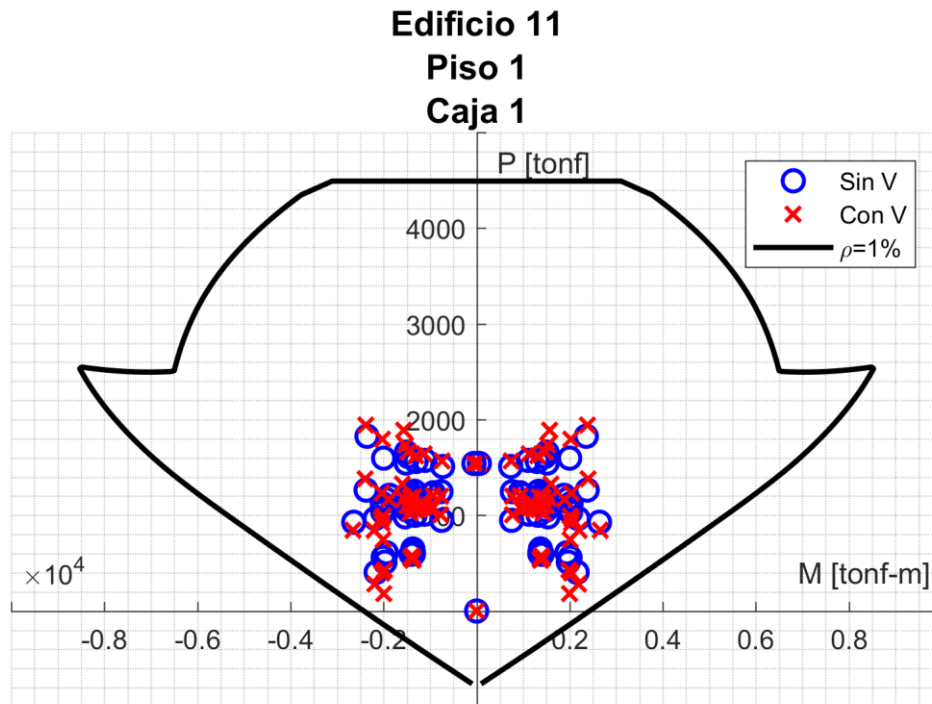


Figura 93: Diagrama de interacción Edificio 11 Caja 1 Piso 1

Finalmente, el Edificio 12 posee una caja de ascensores de 6 m de largo y 20 cm de espesor. Las cabezas de muro se escogen de $4\phi 16$ y las mallas de $2\phi 12@15$.

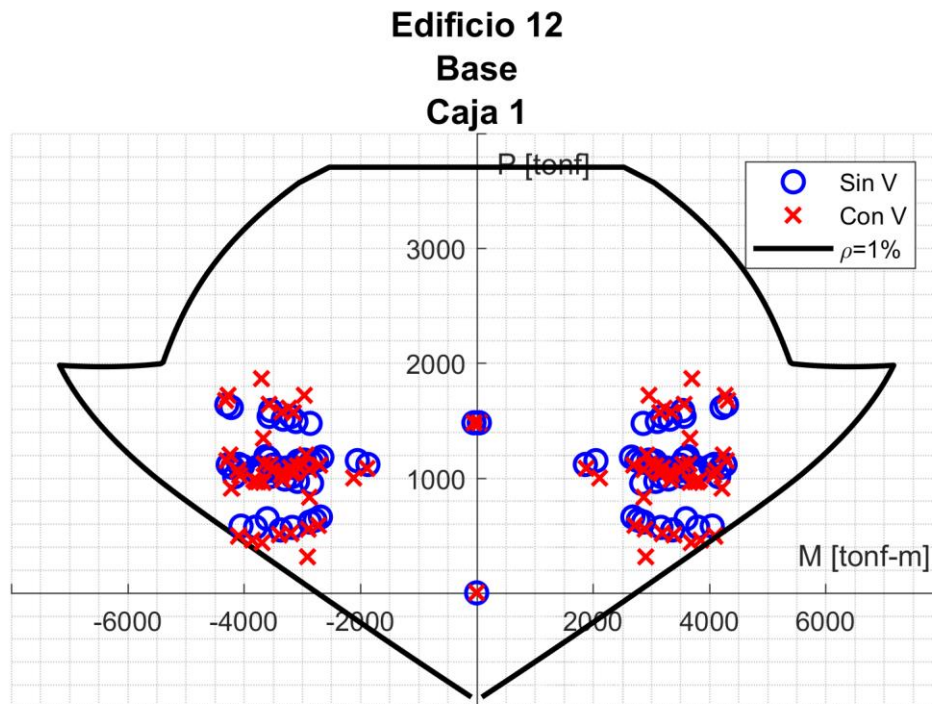
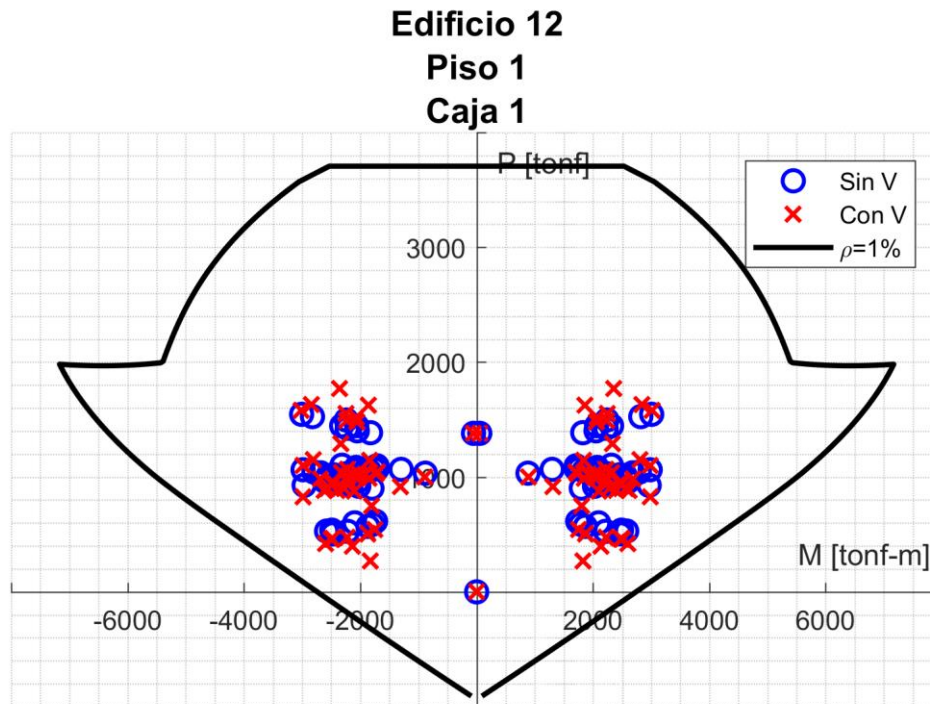


Figura 94: Diagrama de interacción Edificio 12 Caja 1 Base



Con todo, se observa que la cuantía requerida en el diseño es del 1% en todos los casos, salvo en Edificio 3, donde las cuantías son de hasta 3% en combinaciones de carga horizontales. Además, se tiene que, al agregar la componente vertical del sismo, solo en ese mismo caso se requiere aumentar la cuantía.

5.3 Verificación de armadura con amortiguamiento de 3% en la dirección vertical

En la presente sección se resumen los diagramas de interacción P-M obtenidos en la parte anterior, donde se verifica el cumplimiento de la armadura con nuevas combinaciones de carga, resultantes de considerar un amortiguamiento de 3% en la vertical.

De Figura 96 a Figura 121 se presentan estos diagramas de interacción considerando amortiguamiento vertical del 3%.

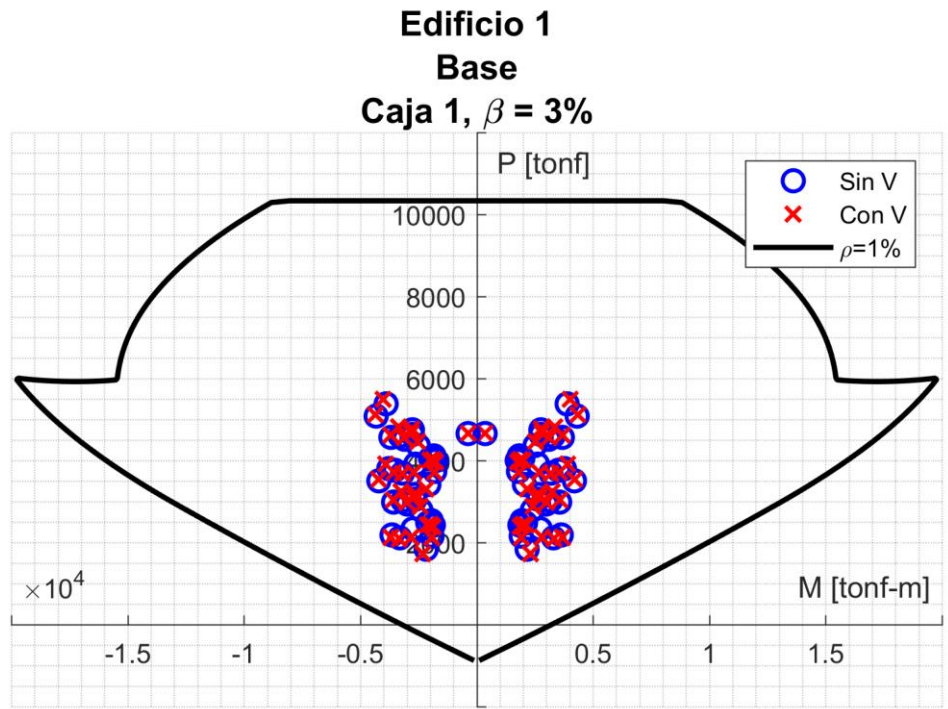


Figura 96: Diagrama de interacción Edificio 1 Base Caja 1 (Amortiguamiento Vertical 3%)

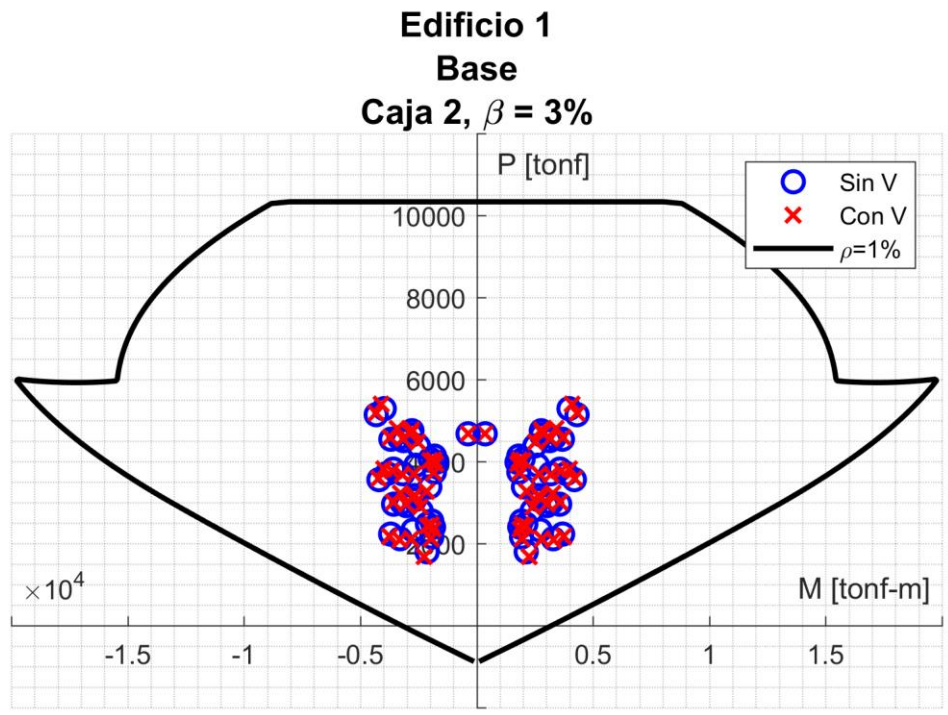


Figura 97: Diagrama de interacción Edificio 1 Base Caja 2 (Amortiguamiento Vertical 3%)

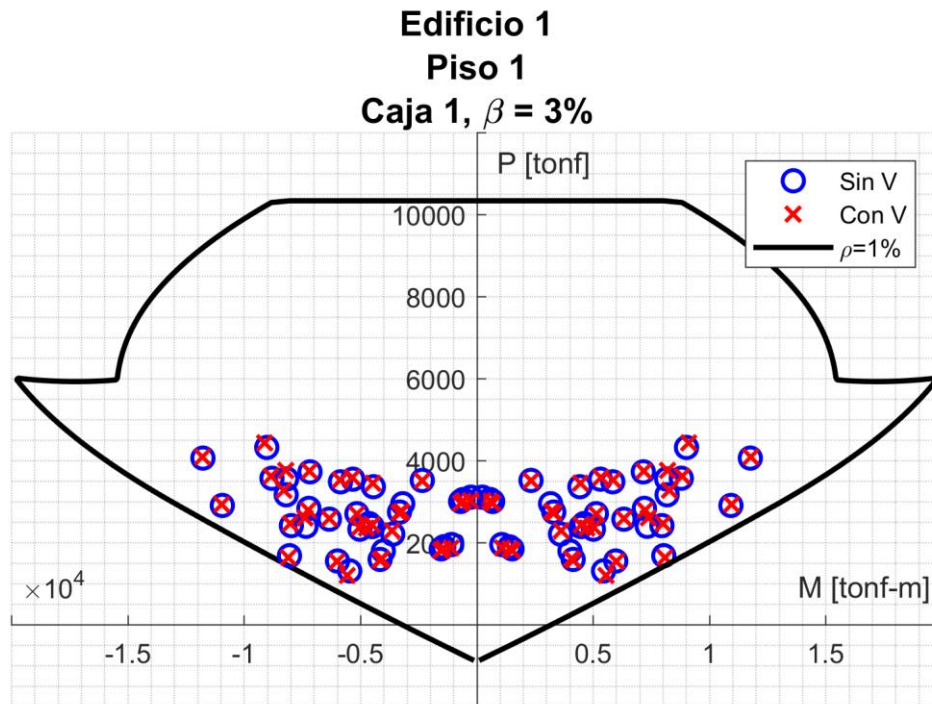


Figura 98: Diagrama de interacción Edificio 1 Piso 1 Caja 1 (Amortiguamiento Vertical 3%)

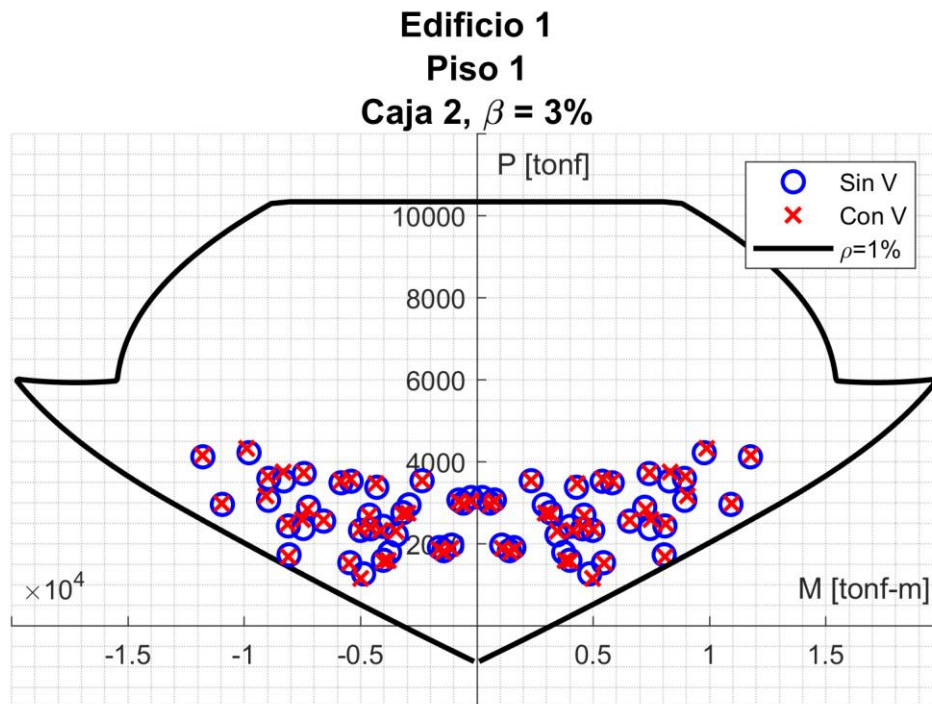


Figura 99: Diagrama de interacción Edificio 1 Piso 1 Caja 2 (Amortiguamiento Vertical 3%)

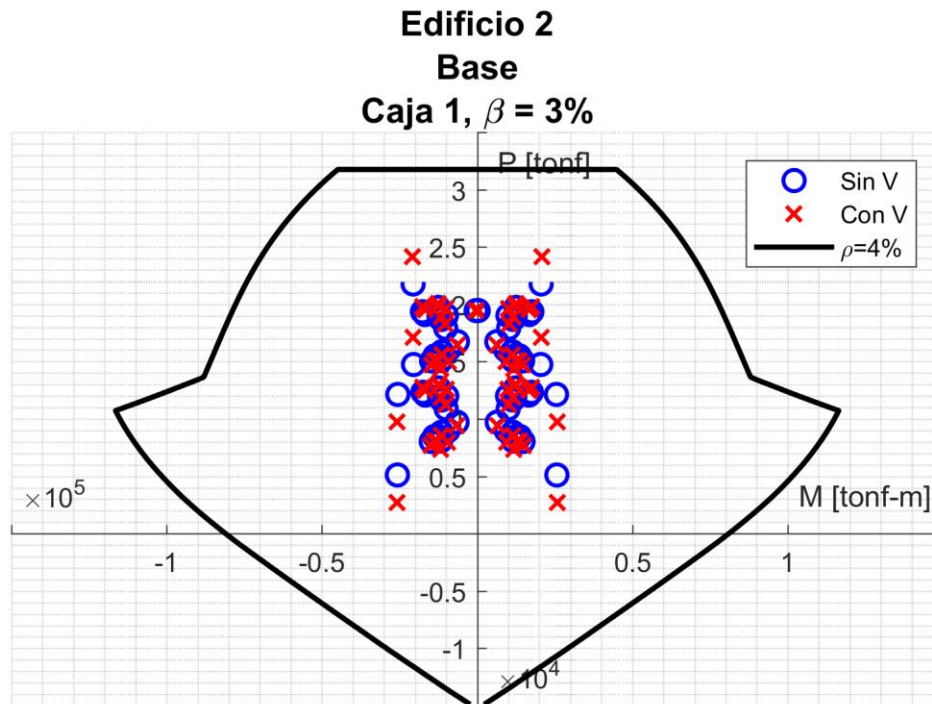


Figura 100: Diagrama de interacción Edificio 2 Base Caja 1 (Amortiguamiento Vertical 3%)

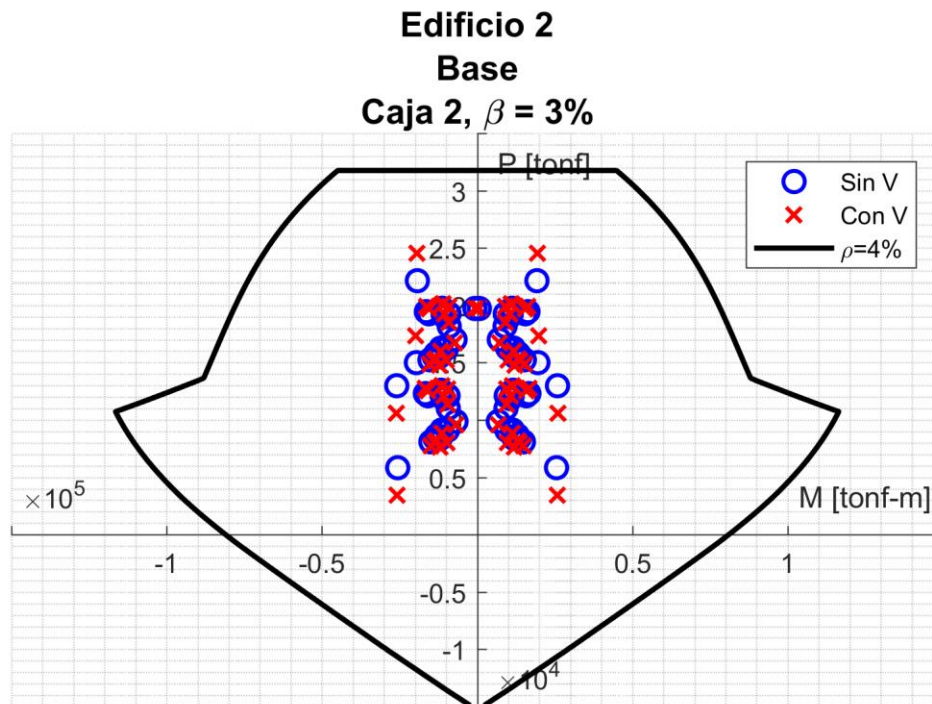


Figura 101: Diagrama de interacción Edificio 2 Base Caja 2 (Amortiguamiento Vertical 3%)

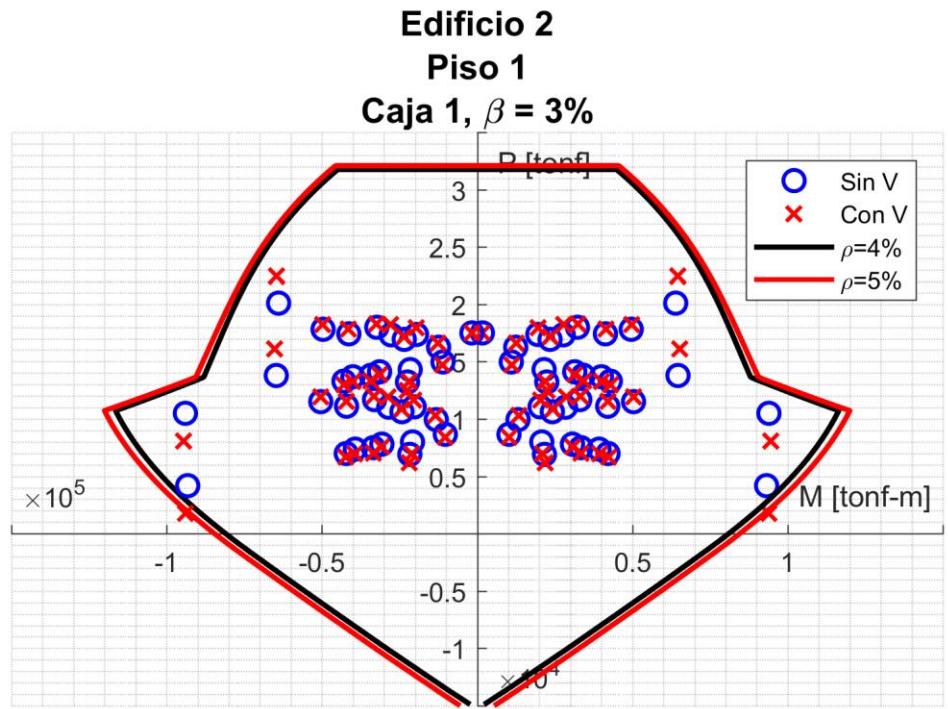


Figura 102: Diagrama de interacción Edificio 2 Piso 1 Caja 1 (Amortiguamiento Vertical 3%)

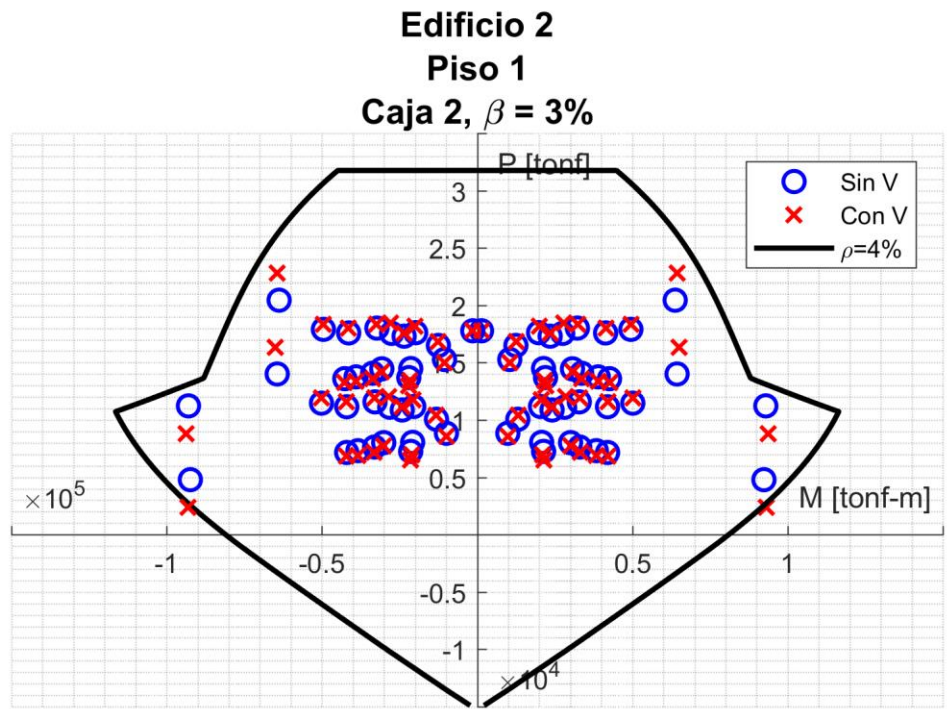


Figura 103: Diagrama de interacción Edificio 2 Piso 1 Caja 2 (Amortiguamiento Vertical 3%)

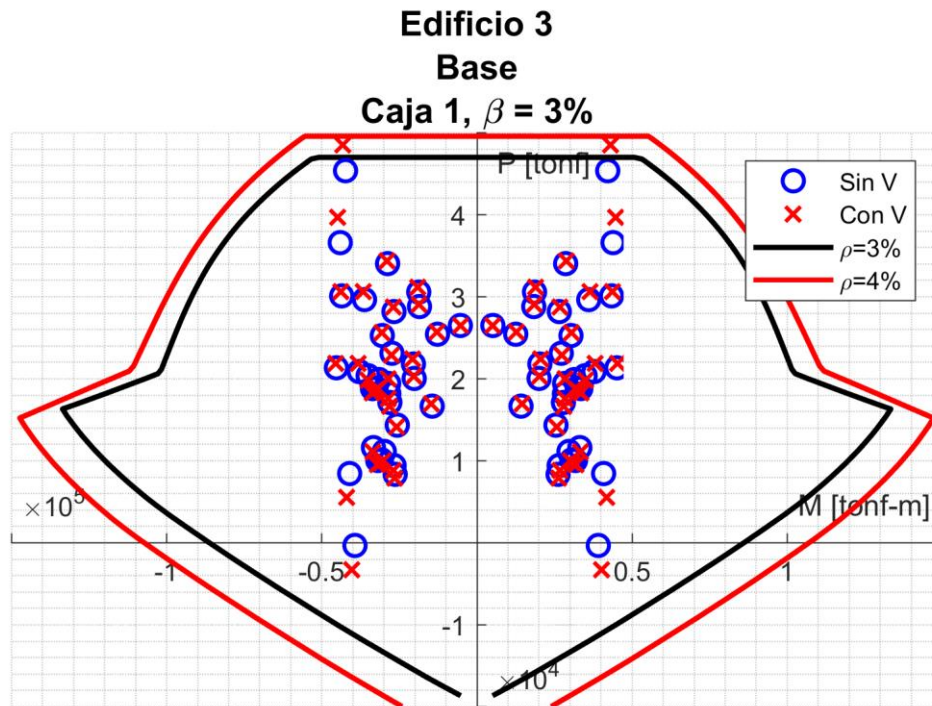


Figura 104: Diagrama de interacción Edificio 3 Base Caja 1 (Amortiguamiento Vertical 3%)

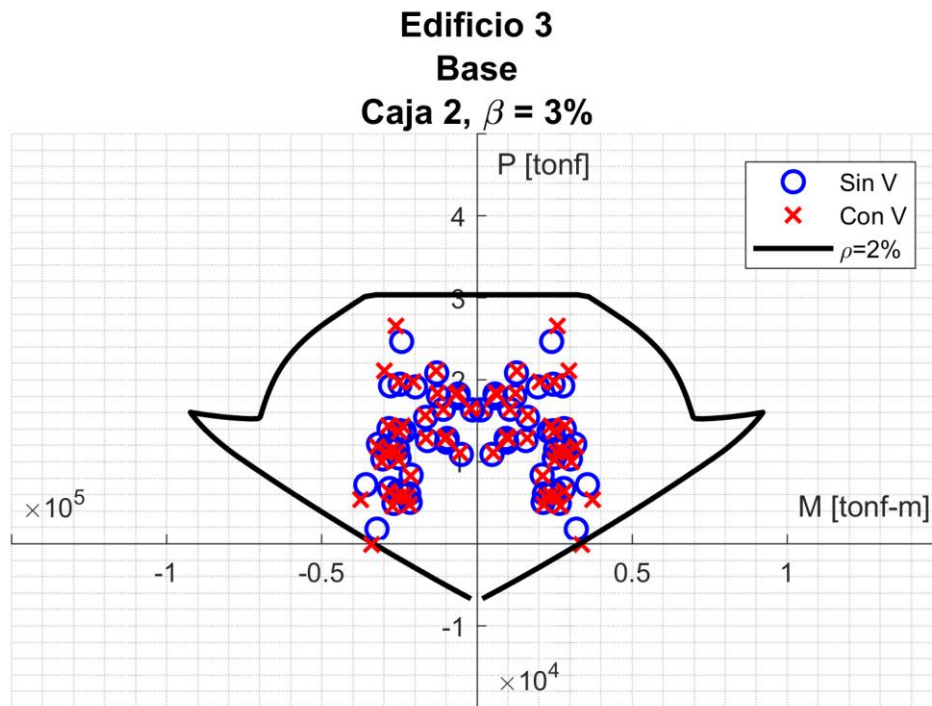


Figura 105: Diagrama de interacción Edificio 3 Base Caja 2 (Amortiguamiento Vertical 3%)

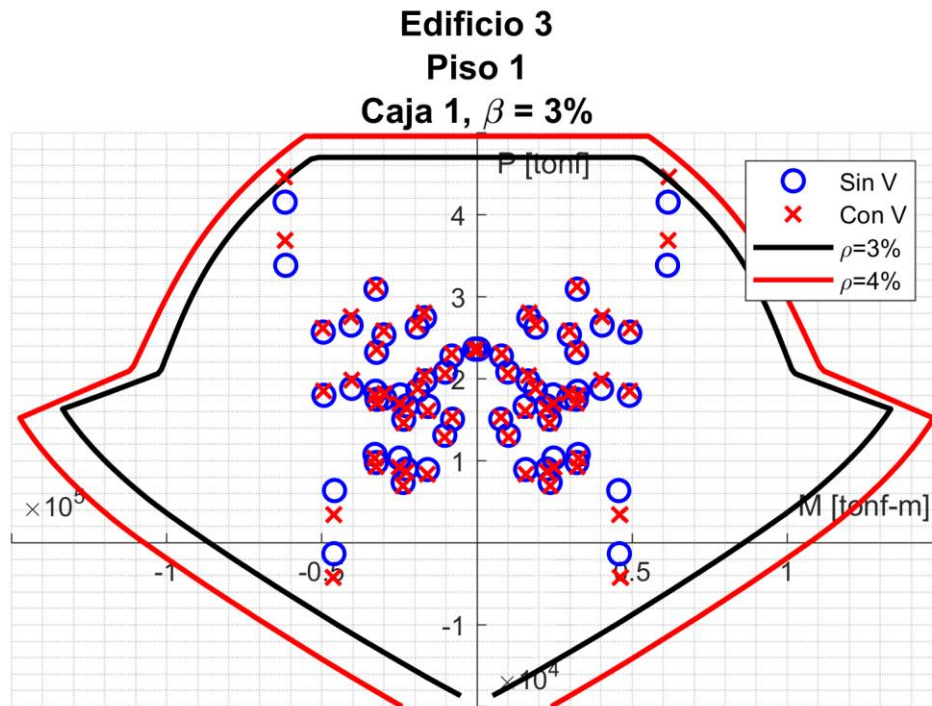


Figura 106: Diagrama de interacción Edificio 3 Piso 1 Caja 1 (Amortiguamiento Vertical 3%)

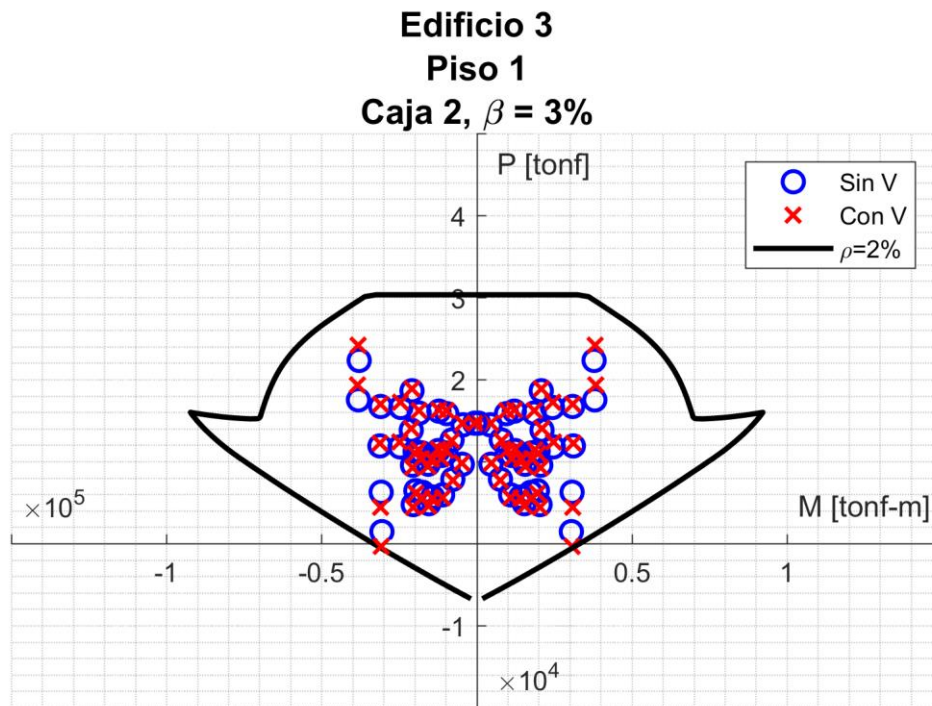


Figura 107: Diagrama de interacción Edificio 3 Piso 1 Caja 2 (Amortiguamiento Vertical 3%)

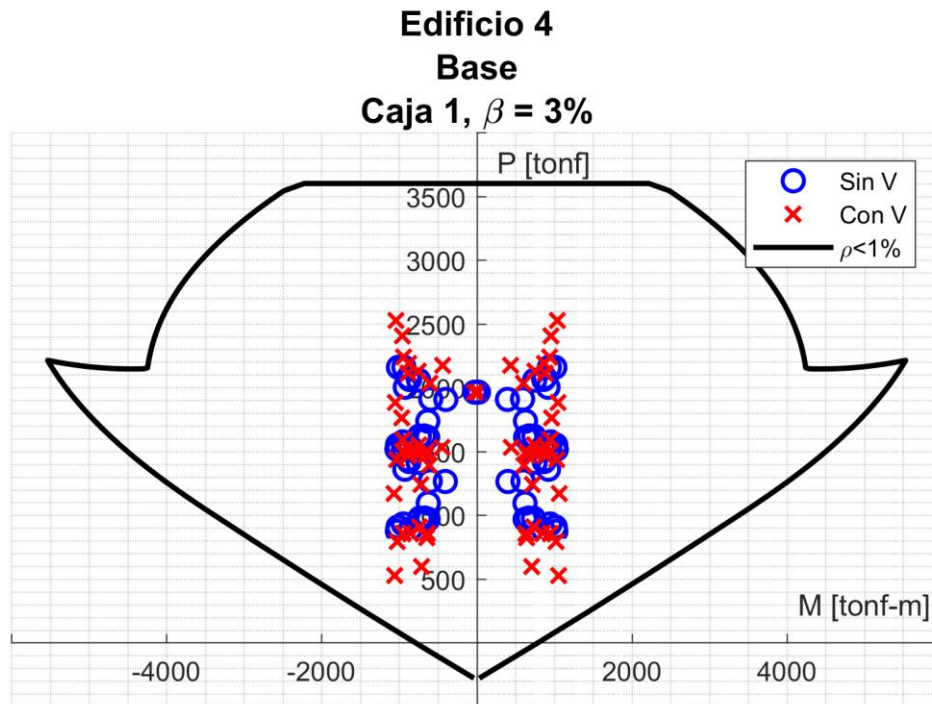


Figura 108: Diagrama de interacción Edificio 4 Base Caja 1 (Amortiguamiento Vertical 3%)

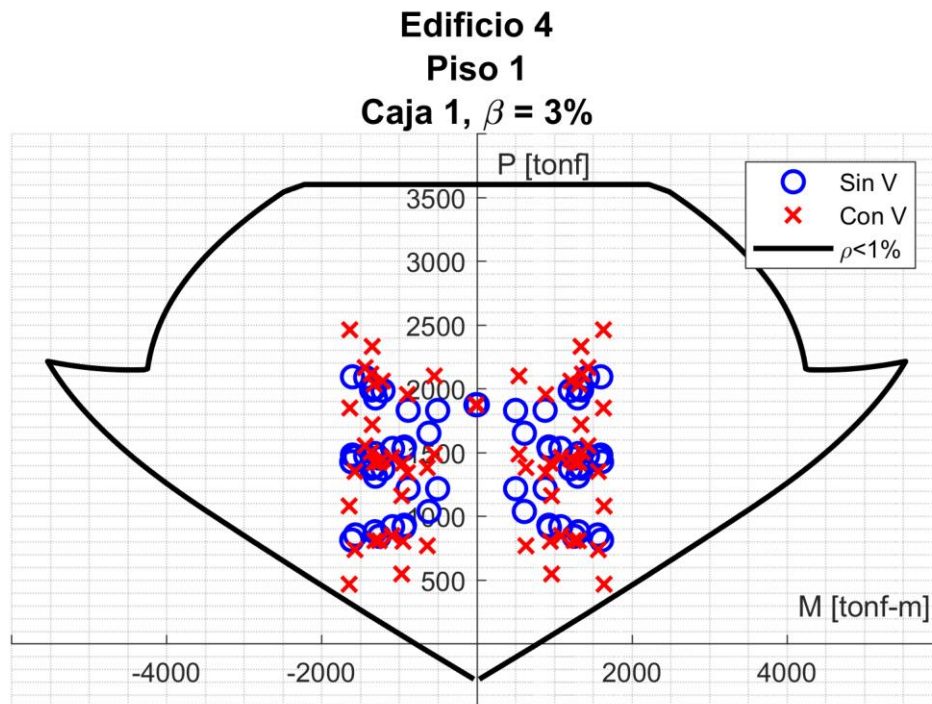


Figura 109: Diagrama de interacción Edificio 4 Piso 1 Caja 1 (Amortiguamiento Vertical 3%)

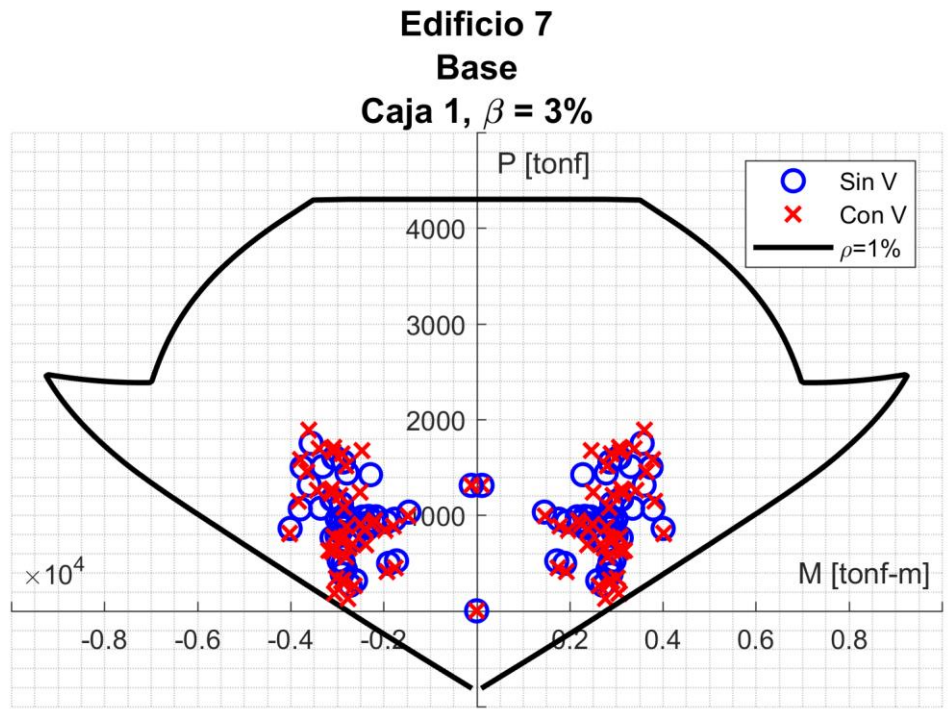


Figura 110: Diagrama de interacción Edificio 7 Base Caja 1 (Amortiguamiento Vertical 3%)

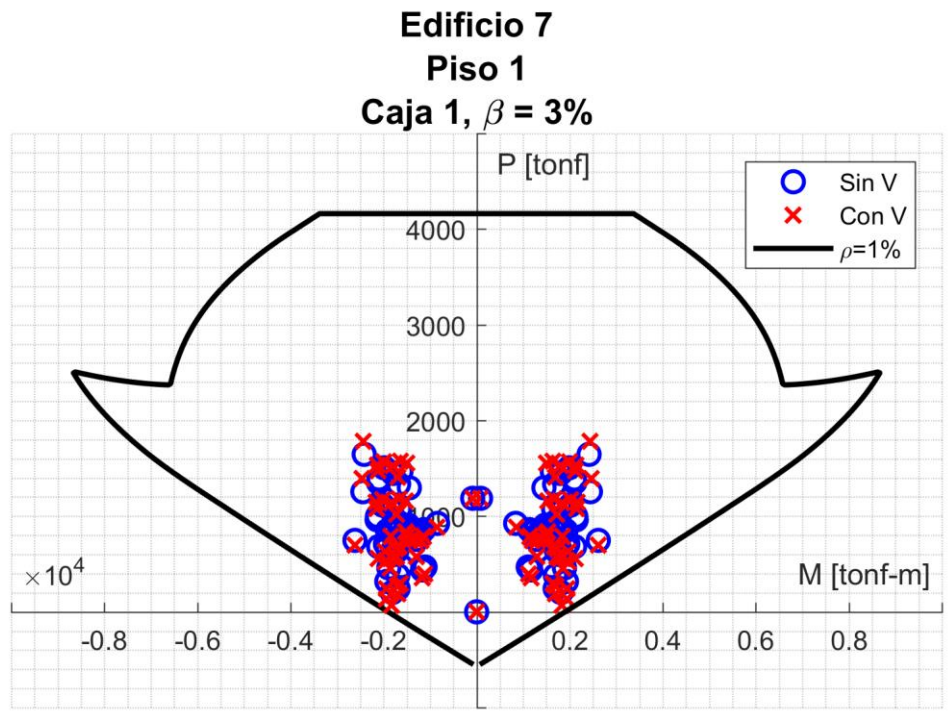


Figura 111: Diagrama de interacción Edificio 7 Piso 1 Caja 1 (Amortiguamiento Vertical 3%)

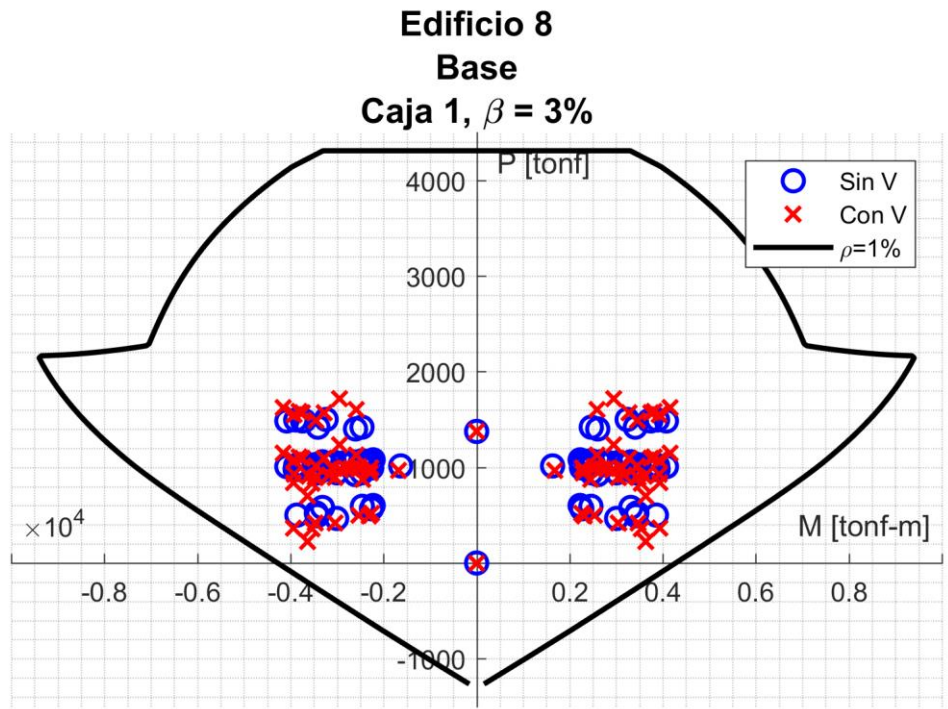


Figura 112: Diagrama de interacción Edificio 8 Base Caja 1 (Amortiguamiento Vertical 3%)

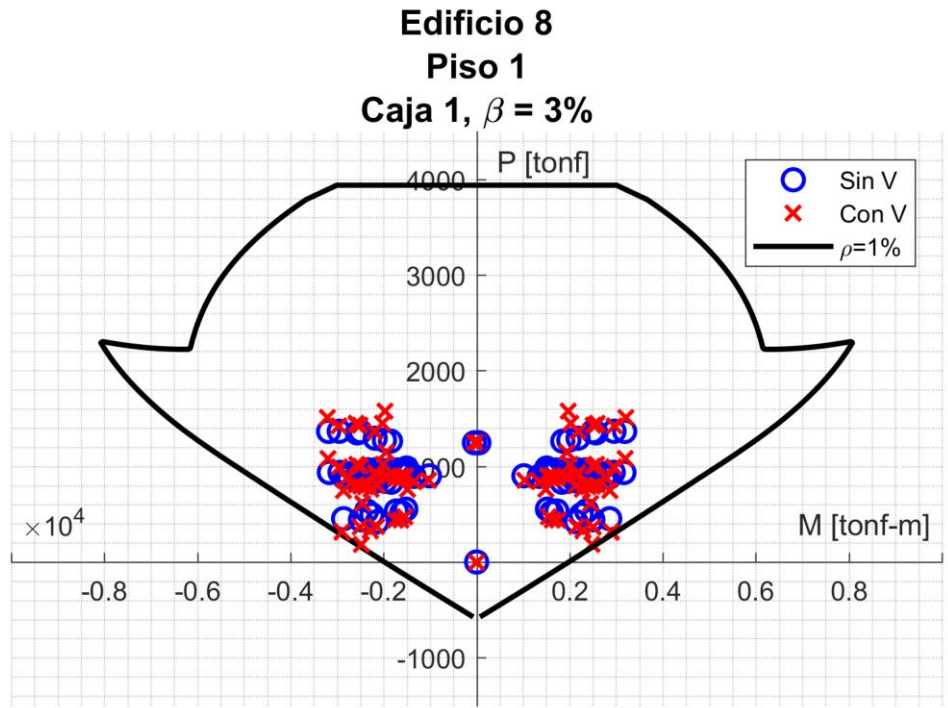


Figura 113: Diagrama de interacción Edificio 8 Piso 1 Caja 1 (Amortiguamiento Vertical 3%)

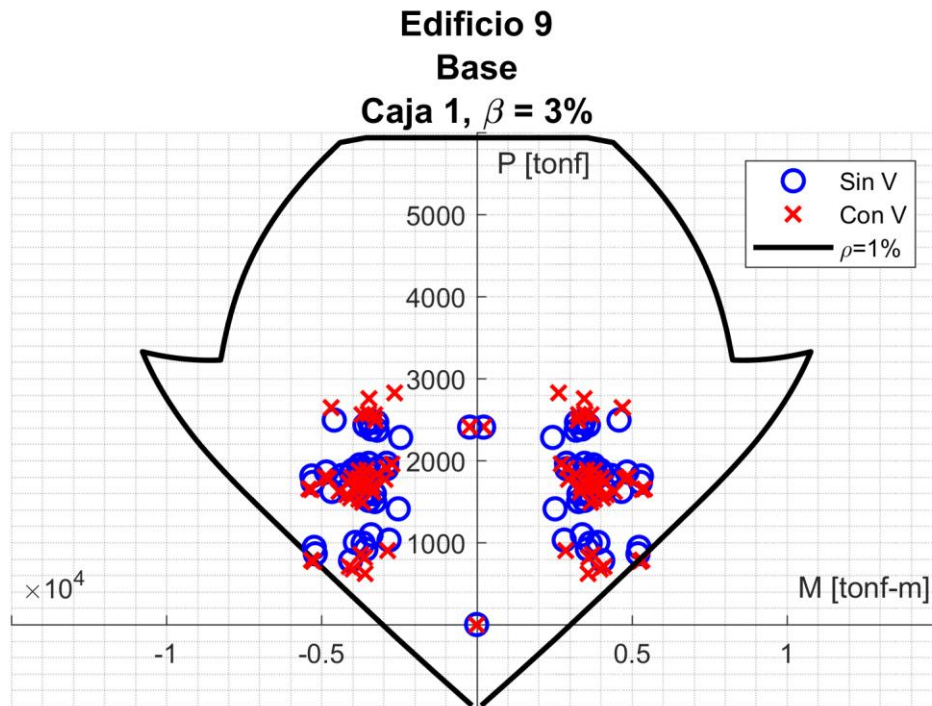


Figura 114: Diagrama de interacción Edificio 9 Base Caja 1 (Amortiguamiento Vertical 3%)

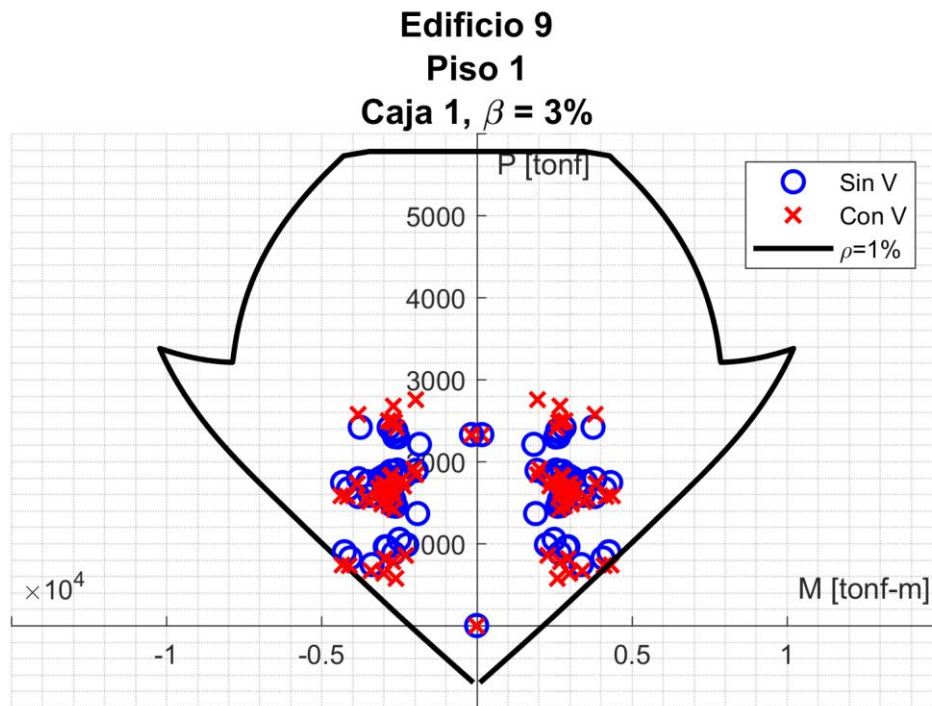


Figura 115: Diagrama de interacción Edificio 9 Piso 1 Caja 1 (Amortiguamiento Vertical 3%)

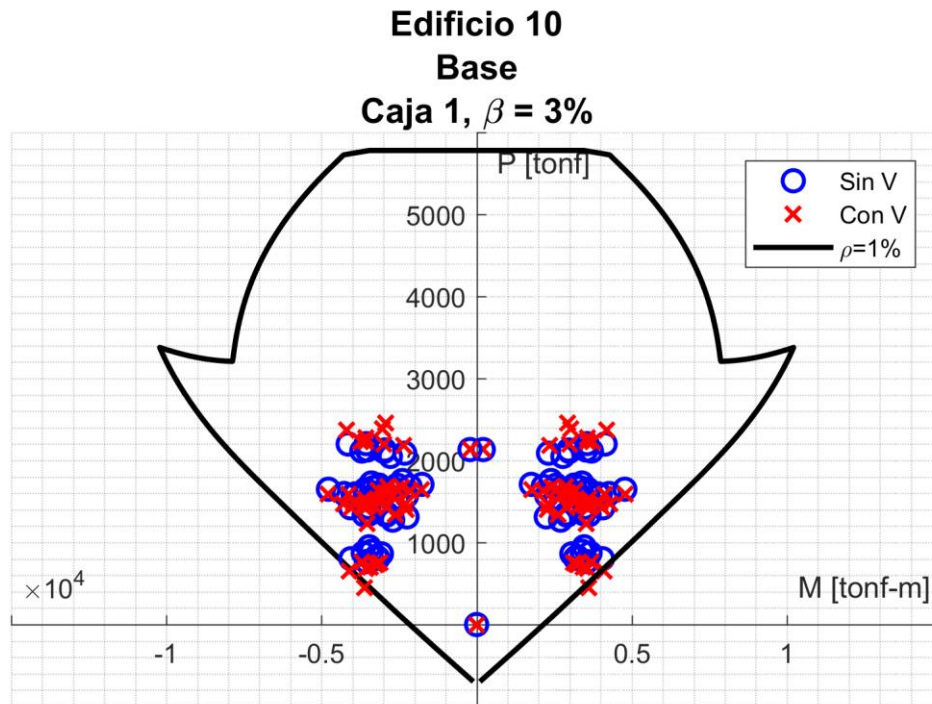


Figura 116: Diagrama de interacción Edificio 10 Base Caja 1 (Amortiguamiento Vertical 3%)

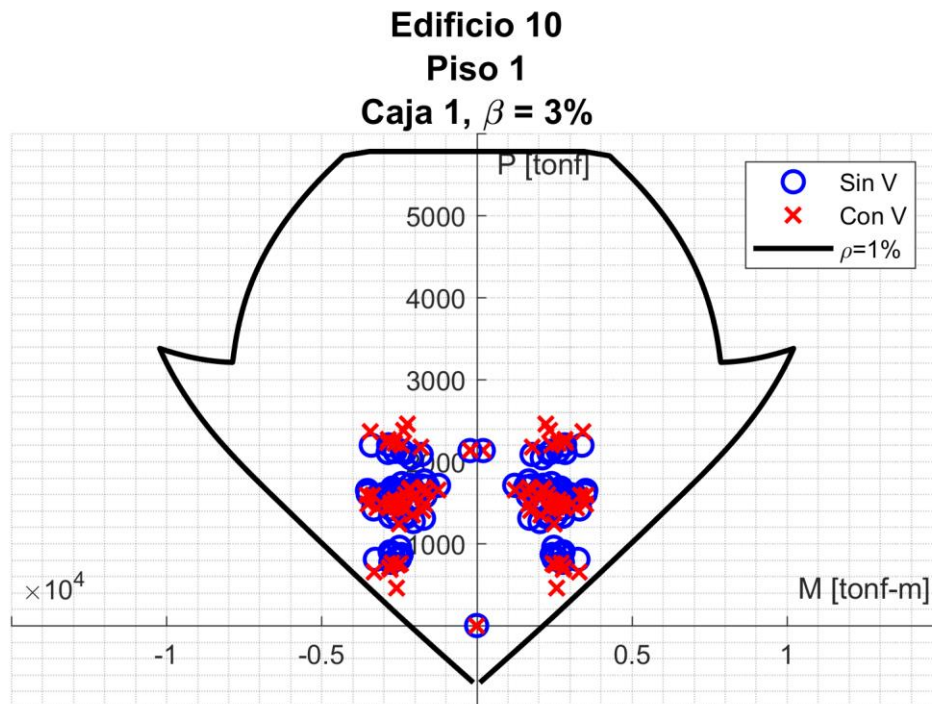


Figura 117: Diagrama de interacción Edificio 10 Piso 1 Caja 1 (Amortiguamiento Vertical 3%)

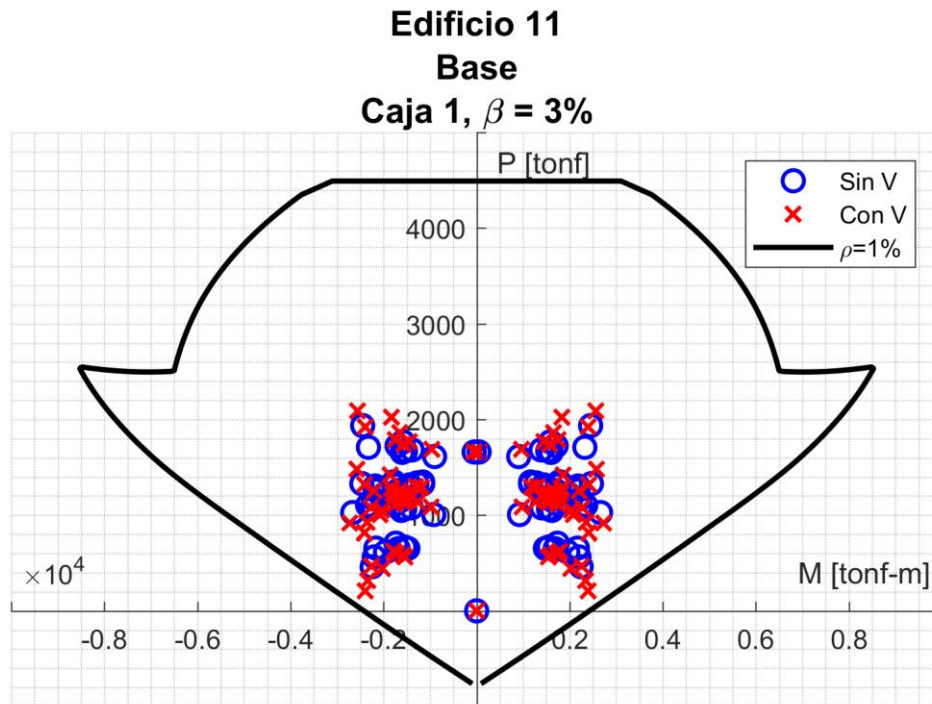


Figura 118: Diagrama de interacción Edificio 11 Base Caja 1 (Amortiguamiento Vertical 3%)

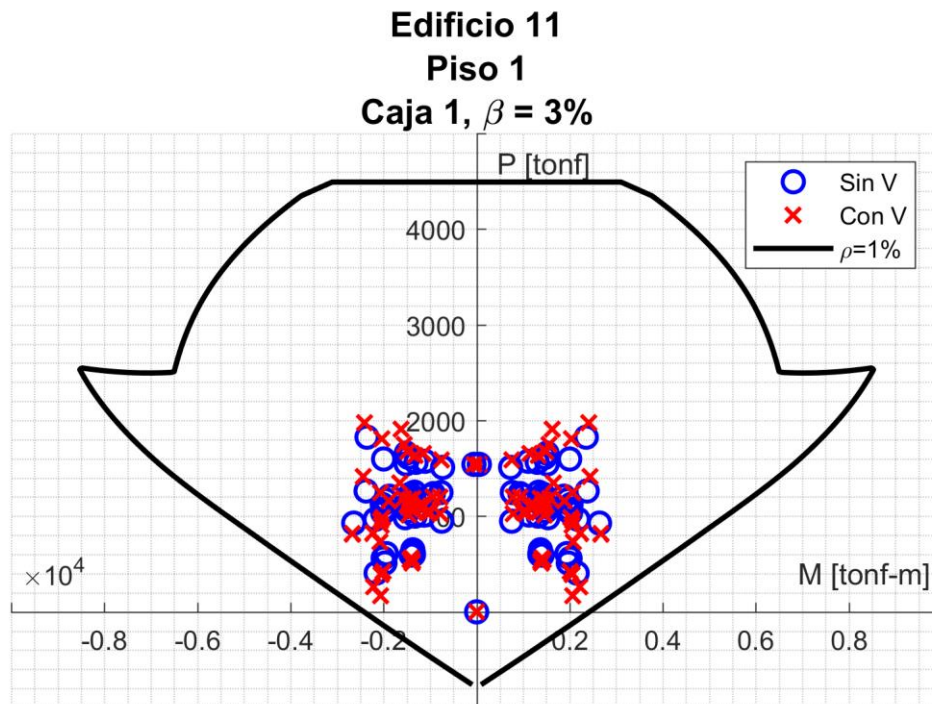


Figura 119: Diagrama de interacción Edificio 11 Piso 1 Caja 1 (Amortiguamiento Vertical 3%)

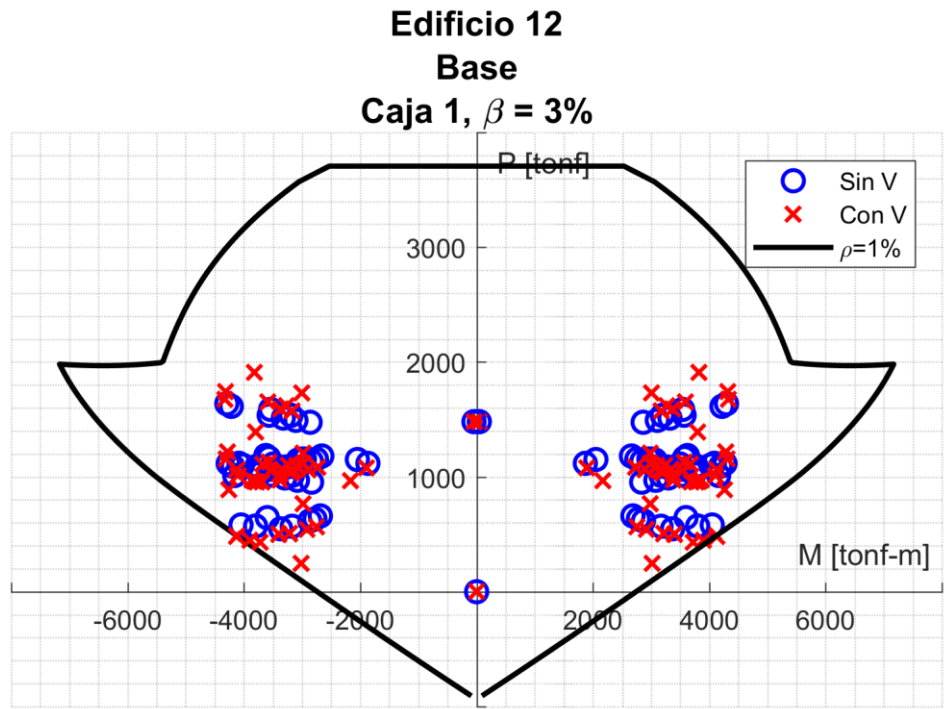


Figura 120: Diagrama de interacción Edificio 12 Base Caja 1 (Amortiguamiento Vertical 3%)

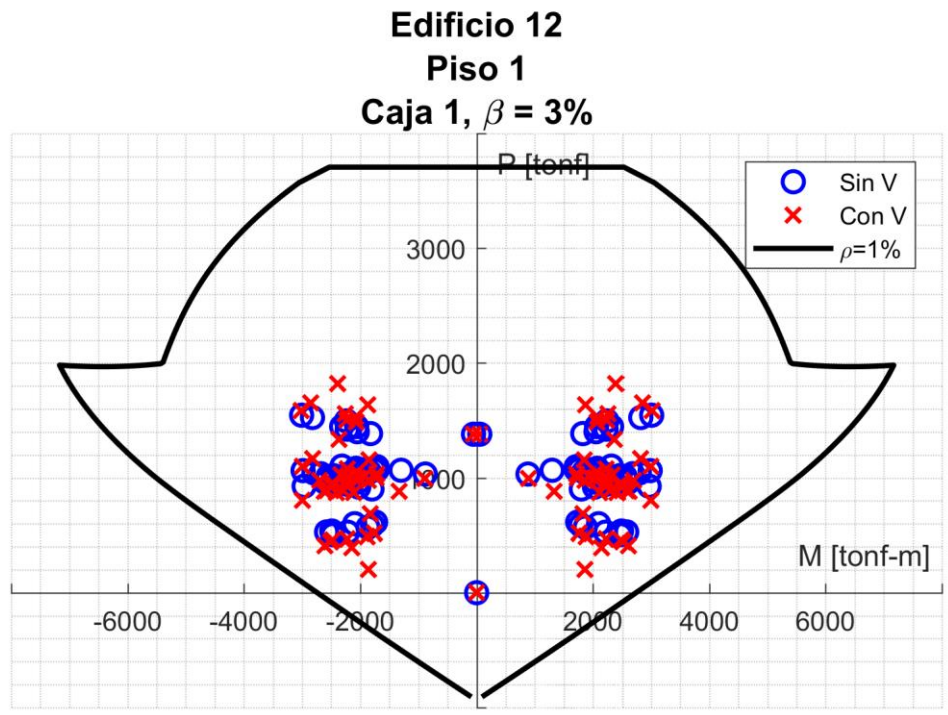


Figura 121: Diagrama de interacción Edificio 12 Piso 1 Caja 1 (Amortiguamiento Vertical 3%)

En las figuras recién presentadas es posible observar que, si bien la armadura de refuerzo diseñada anteriormente resiste las nuevas solicitaciones, existen algunas combinaciones con las cuales el factor de utilización se acerca a 1. Esto sugiere que, de encontrarse menores amortiguamientos en la dirección vertical, podrían no resistirse las fuerzas elásticas.

CAPÍTULO 6: CÁLCULO DEL NIVEL DE ROTACIÓN DE LOSAS EXISTENTE

A partir del análisis tiempo-historia con la inclusión de la componente de aceleraciones vertical, se extrae de los modelos computacionales la respuesta de rotación de los planos de losas del primer piso sobre nivel de terreno y el piso superior de cada edificio. Se establece a continuación el máximo giro fuera del plano para cada evento sísmico, lo cual se presenta en las figuras siguientes.

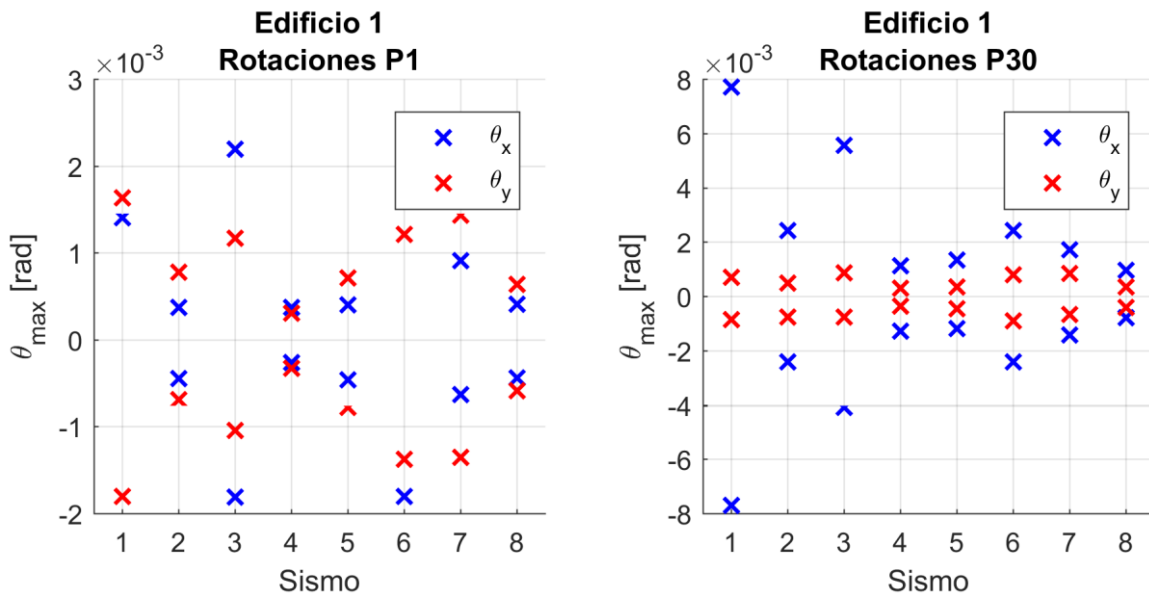


Figura 122: Máximo giro fuera del plano Edificio 1

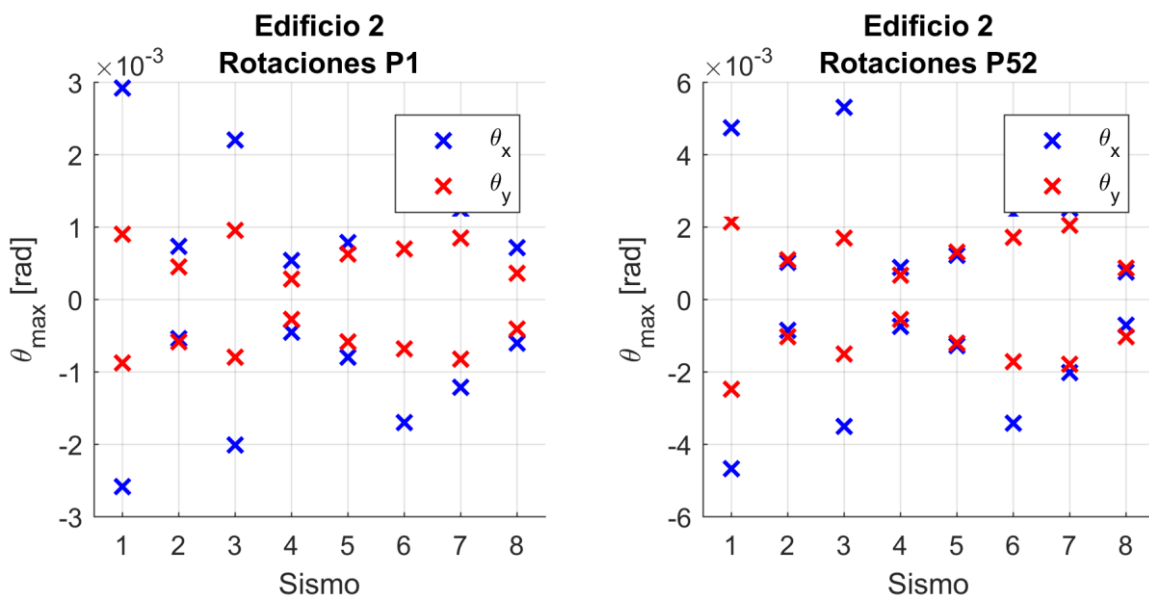


Figura 123: Máximo giro fuera del plano Edificio 2

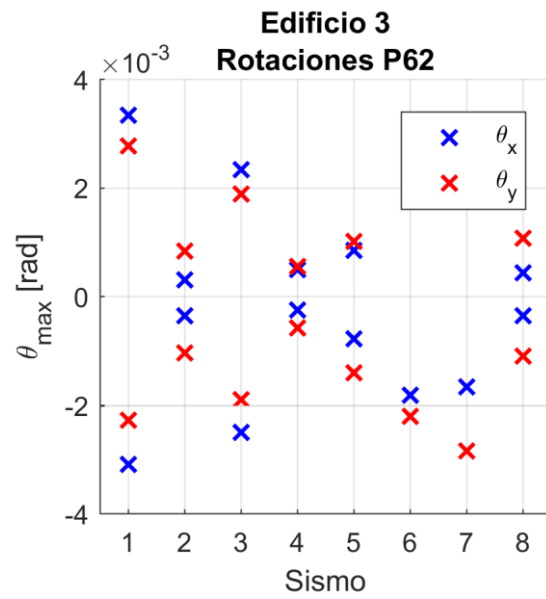
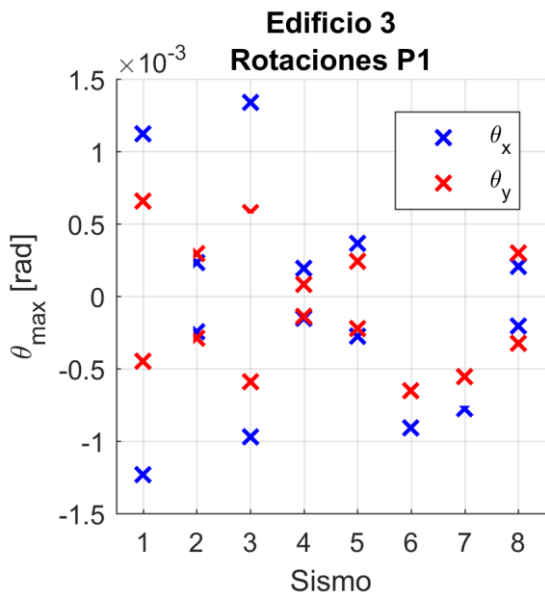


Figura 124: Máximo giro fuera del plano Edificio 3

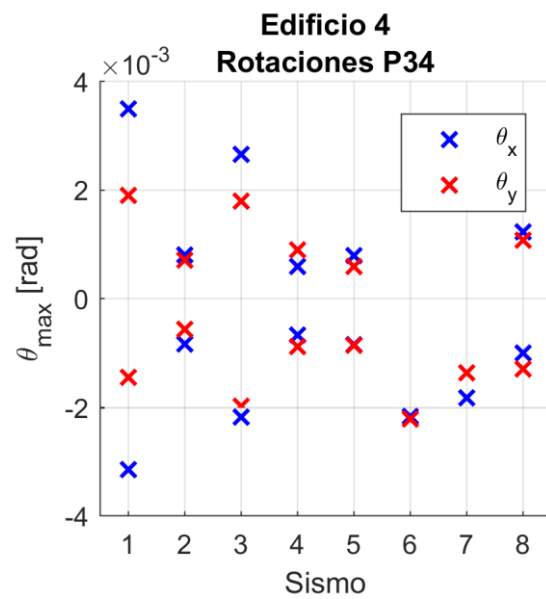
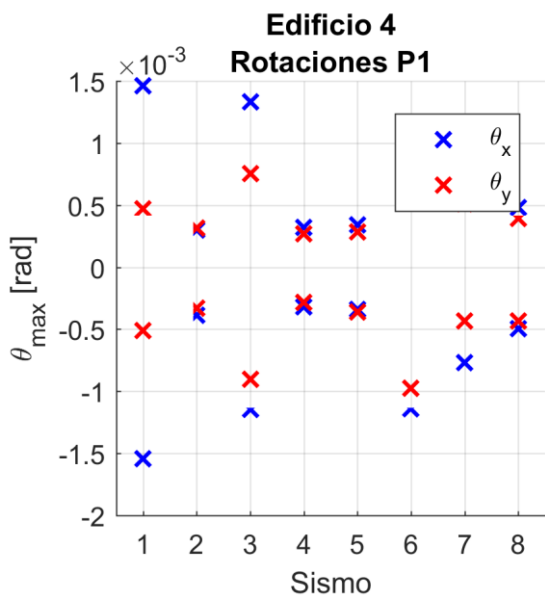


Figura 125: Máximo giro fuera del plano Edificio 4

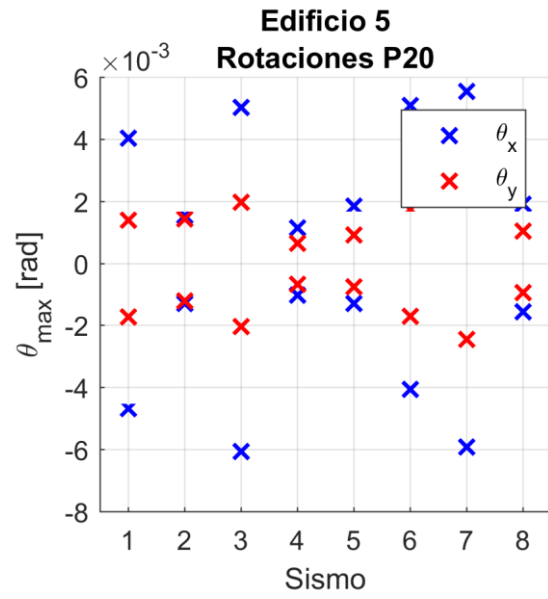
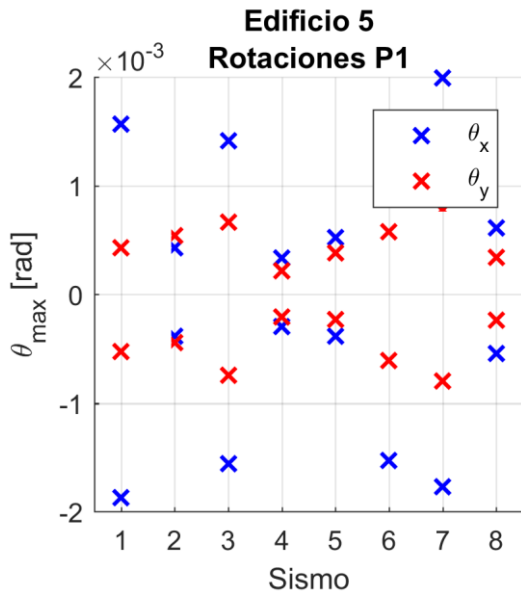


Figura 126: Máximo giro fuera del plano Edificio 5

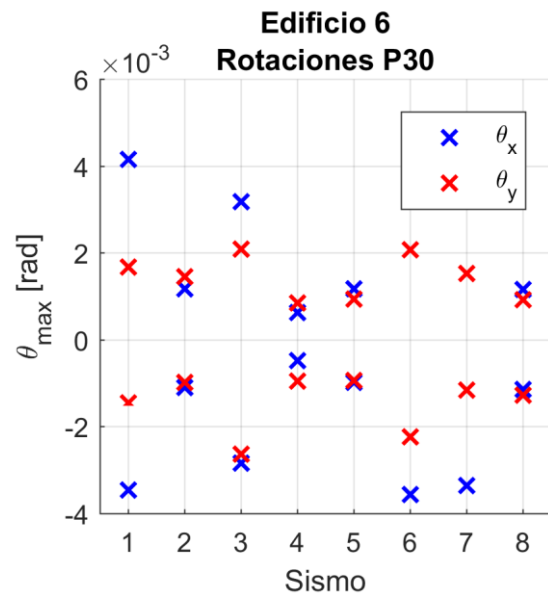
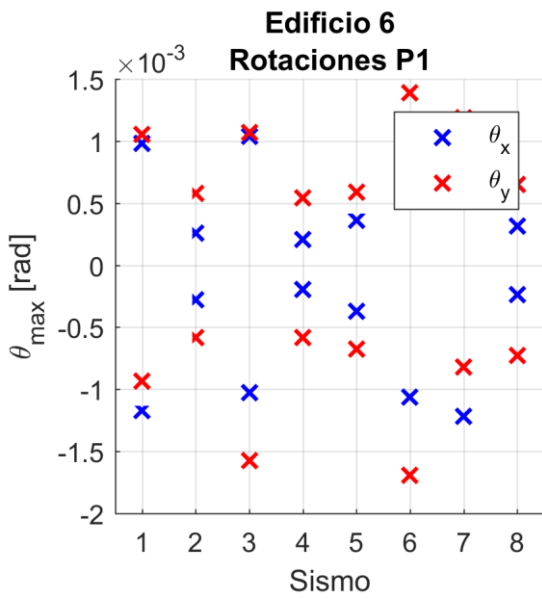


Figura 127: Máximo giro fuera del plano Edificio 6

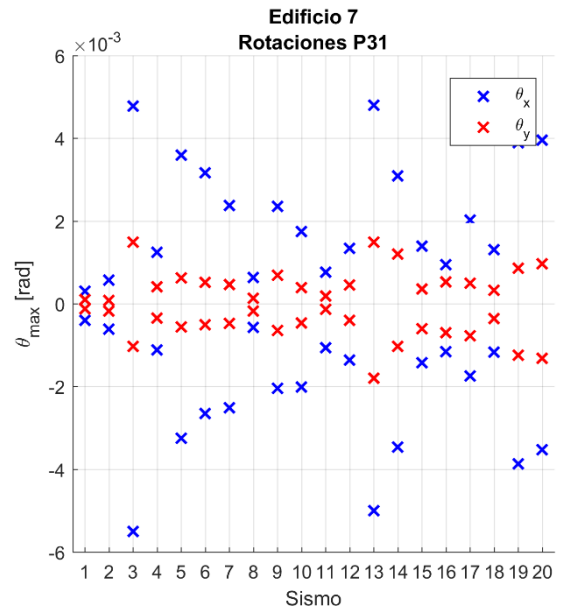
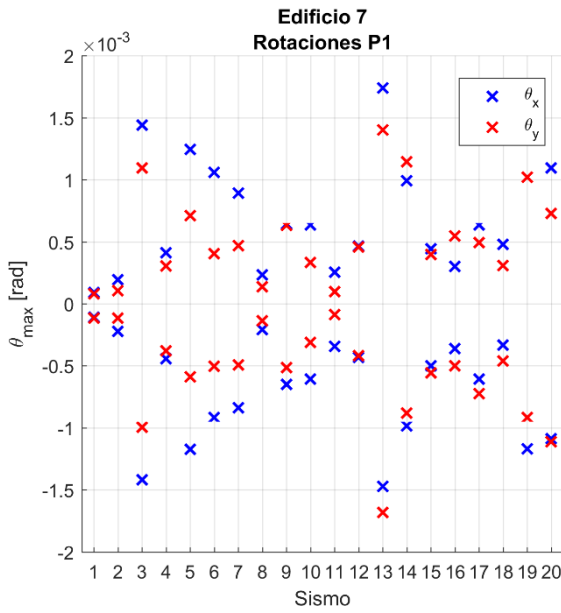


Figura 128: Máximo giro fuera del plano Edificio 7

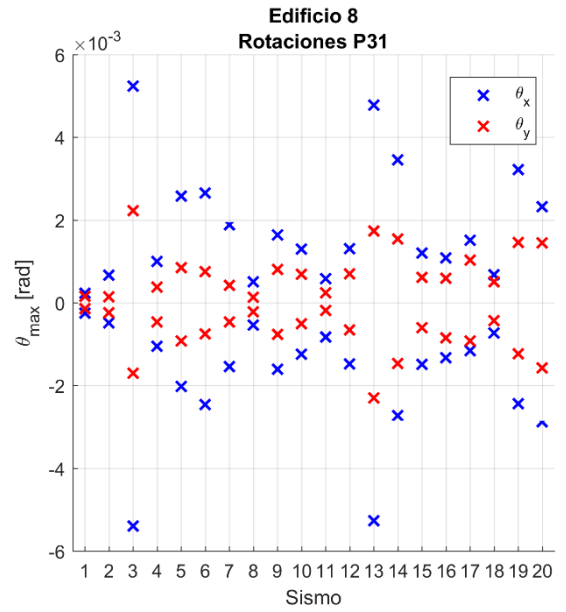
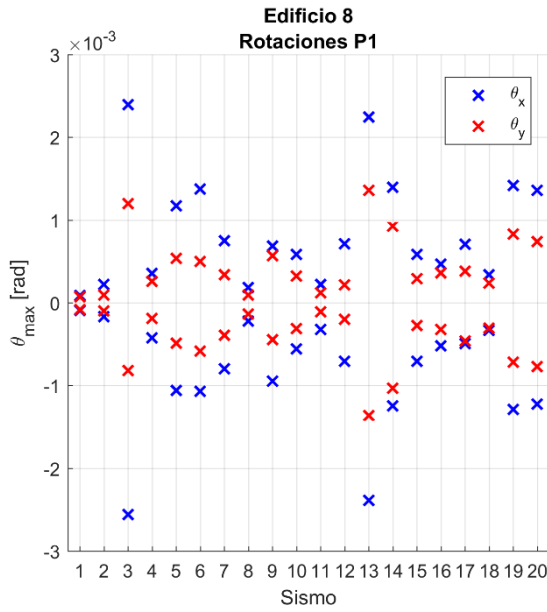


Figura 129: Máximo giro fuera del plano Edificio 8

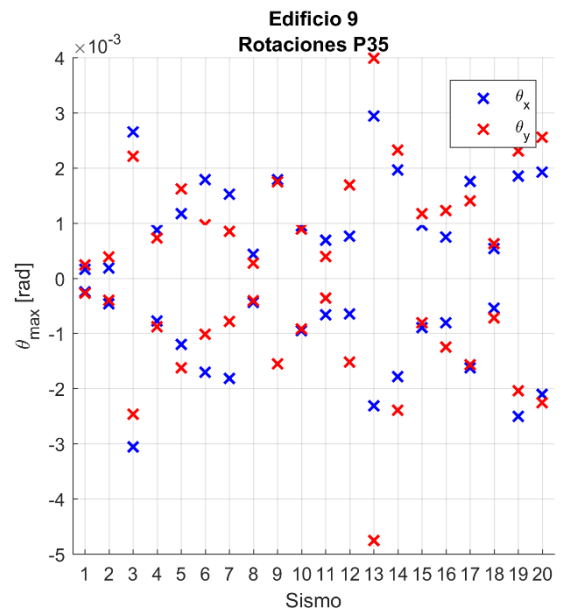
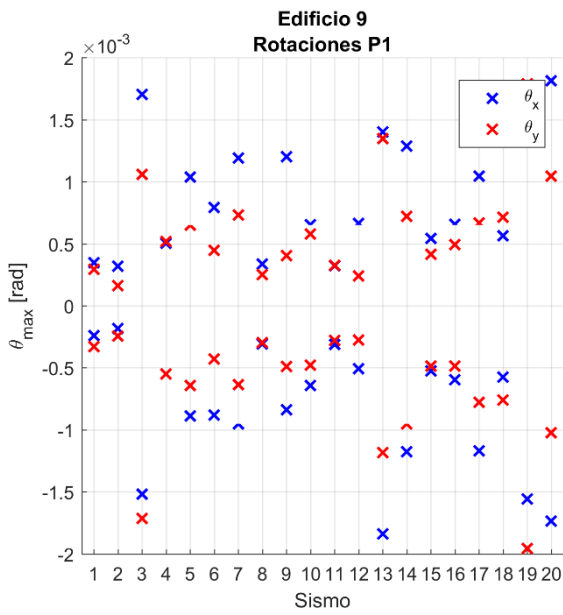


Figura 130: Máximo giro fuera del plano Edificio 9

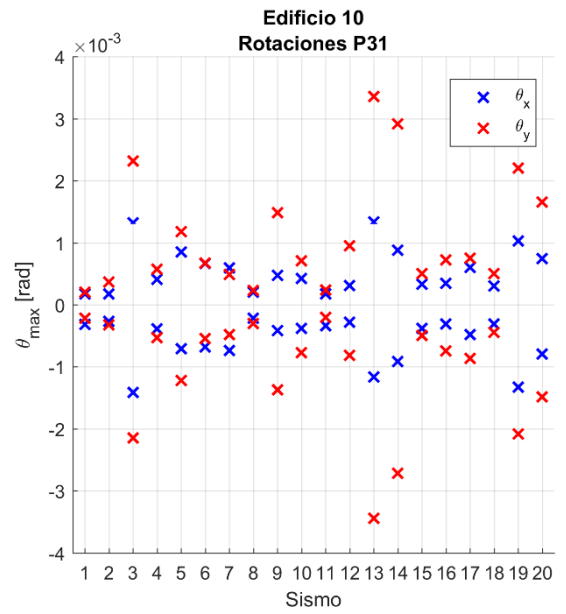
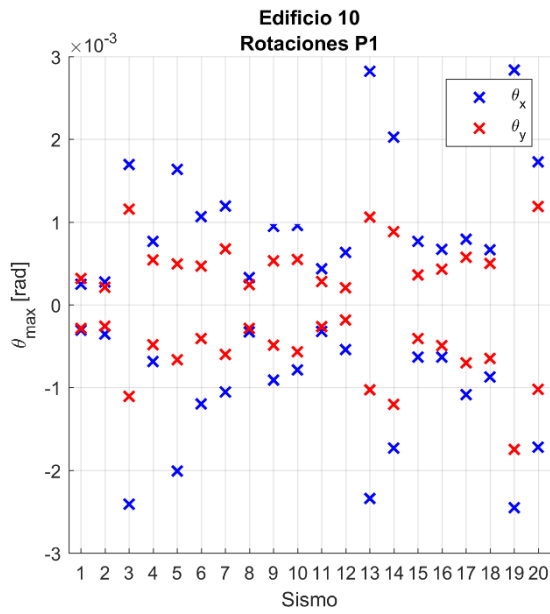


Figura 131: Máximo giro fuera del plano Edificio 10

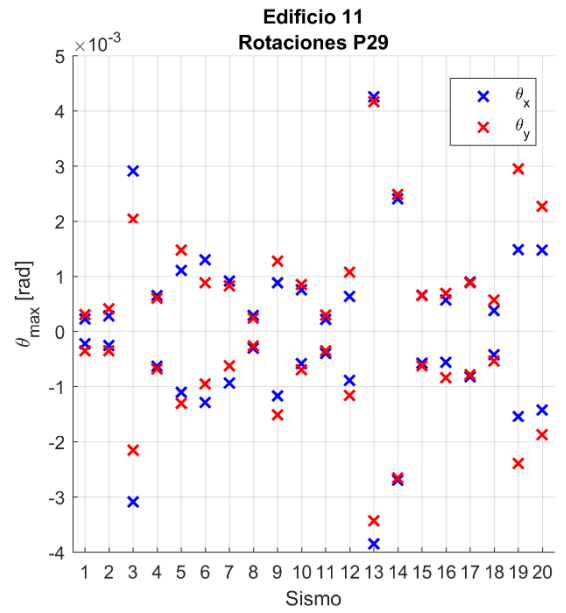
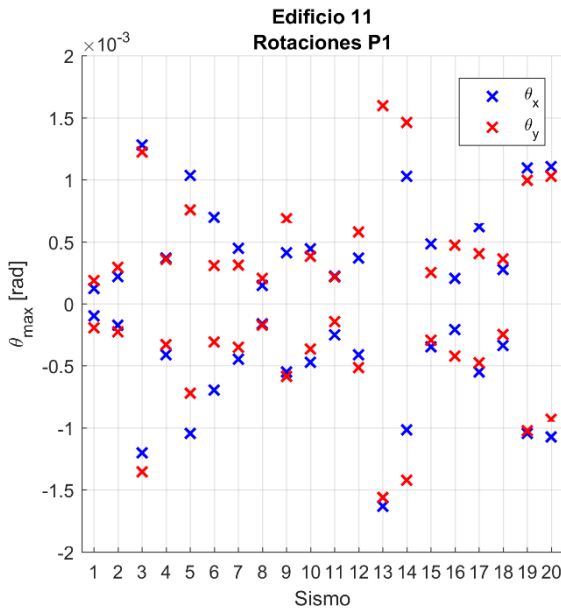


Figura 132: Máximo giro fuera del plano Edificio 11

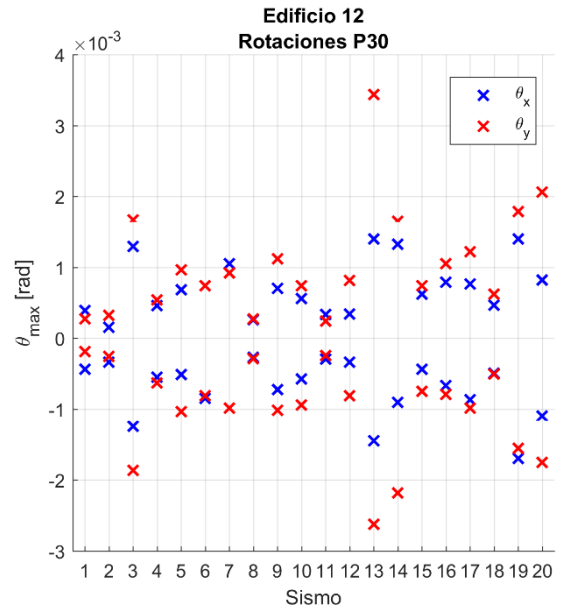
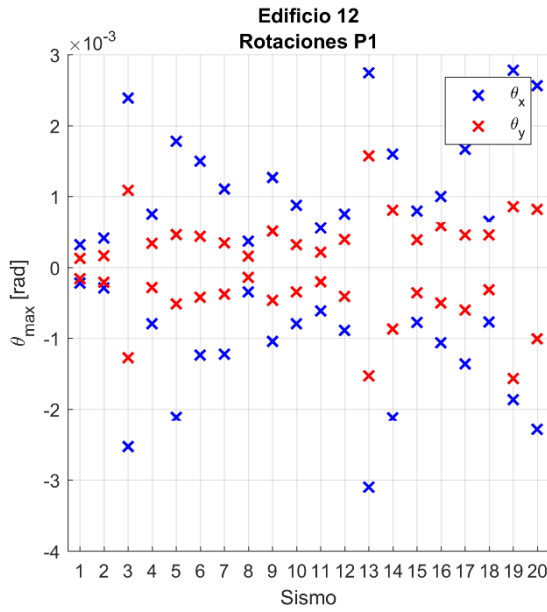


Figura 133: Máximo giro fuera del plano Edificio 12

Se observa que en todos los casos la rotación máxima en el piso superior es de aproximadamente el doble del giro existente en la primera planta. Esta rotación máxima llega hasta 0.008 rad, es decir, un ángulo de aproximadamente 0.5°.

Adicionalmente, se determina el mayor desnivel de cada planta, producido por las rotaciones fuera del plano. Las figuras que se muestran a continuación presentan el sismo y el instante en que se produce la mayor diferencia de altura para cada piso en estudio de los edificios.

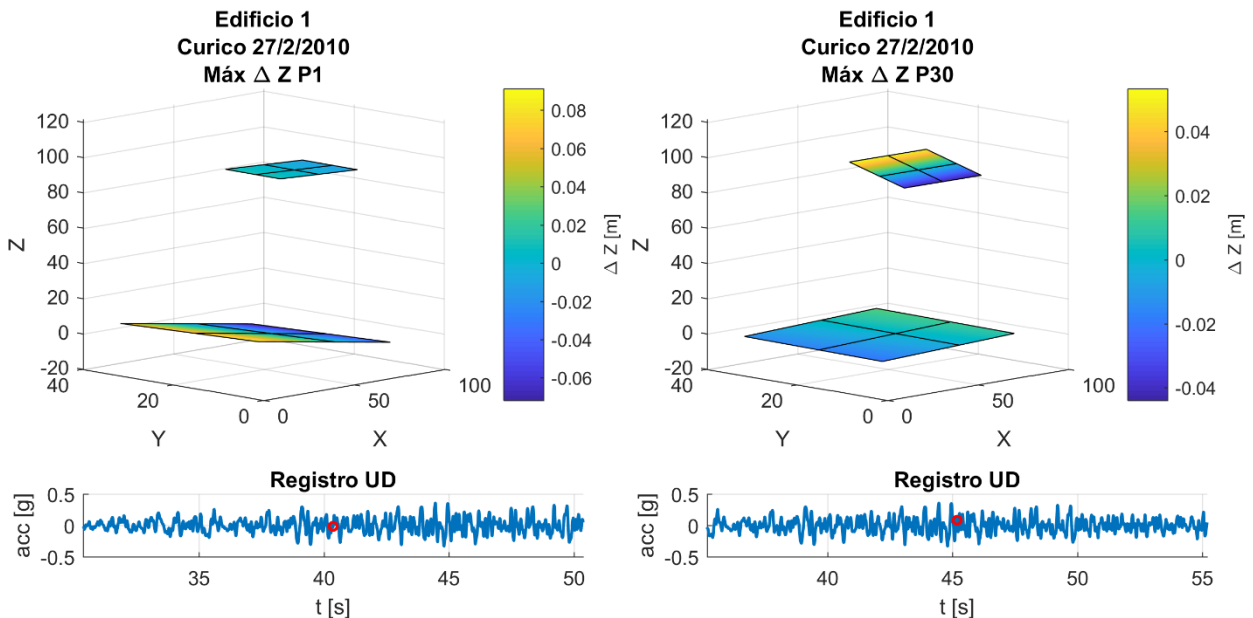


Figura 134: Máximo desnivel por rotación de losas Edificio 1

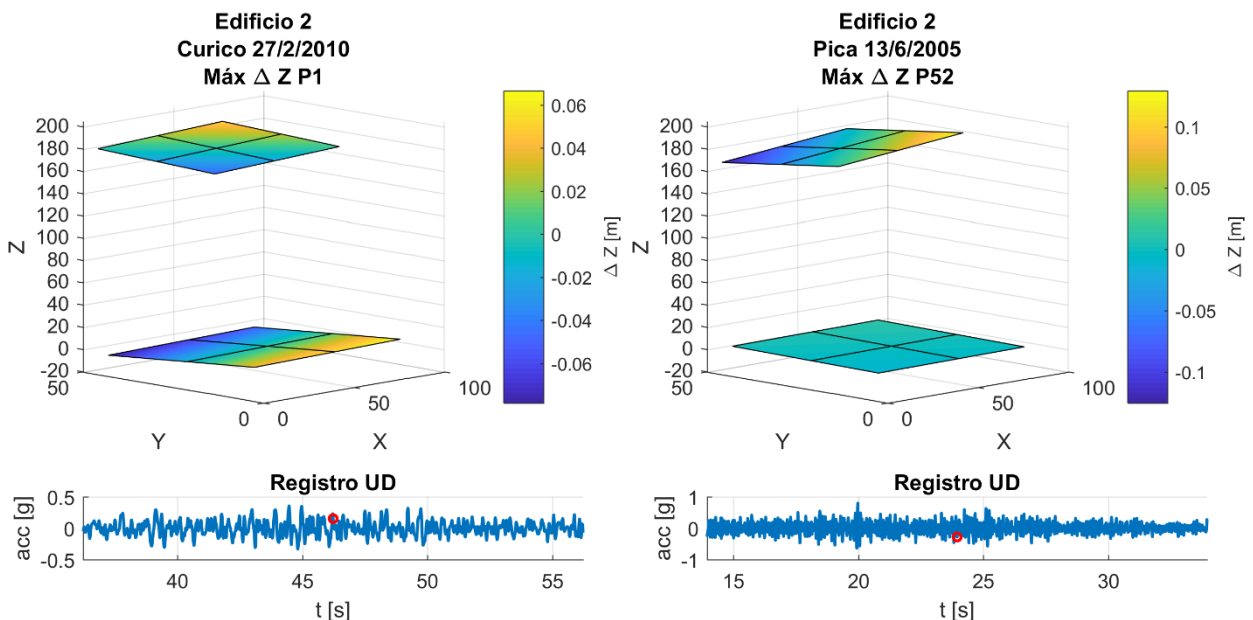


Figura 135: Máximo desnivel por rotación de losas Edificio 2

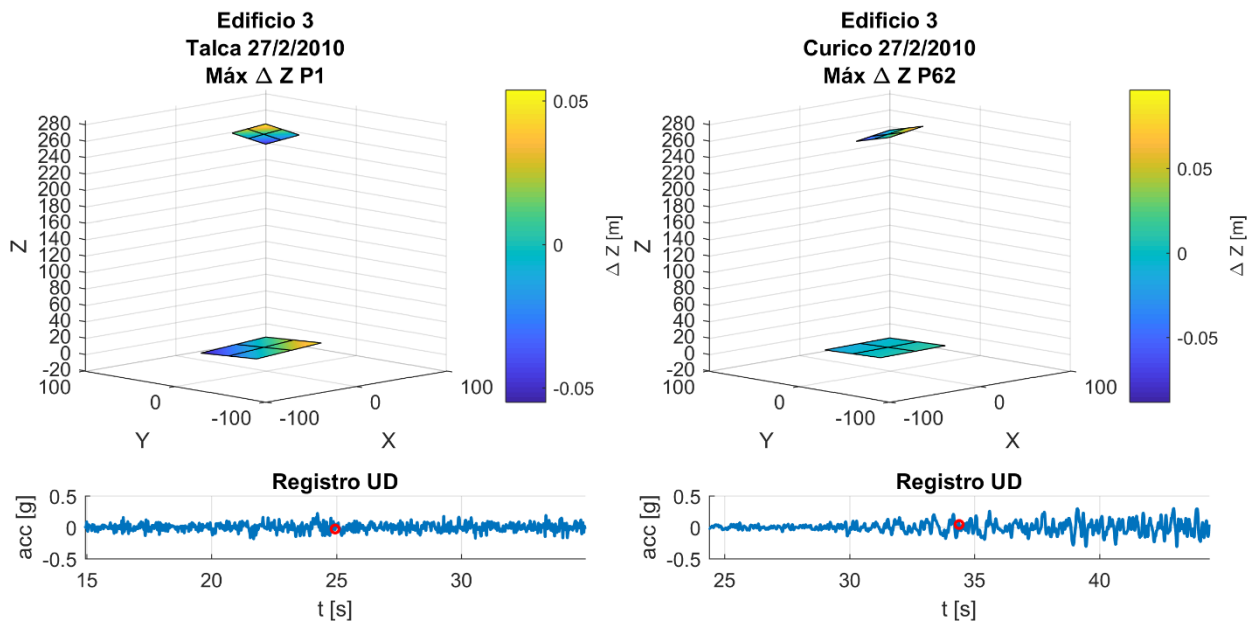


Figura 136: Máximo desnivel por rotación de losas Edificio 3

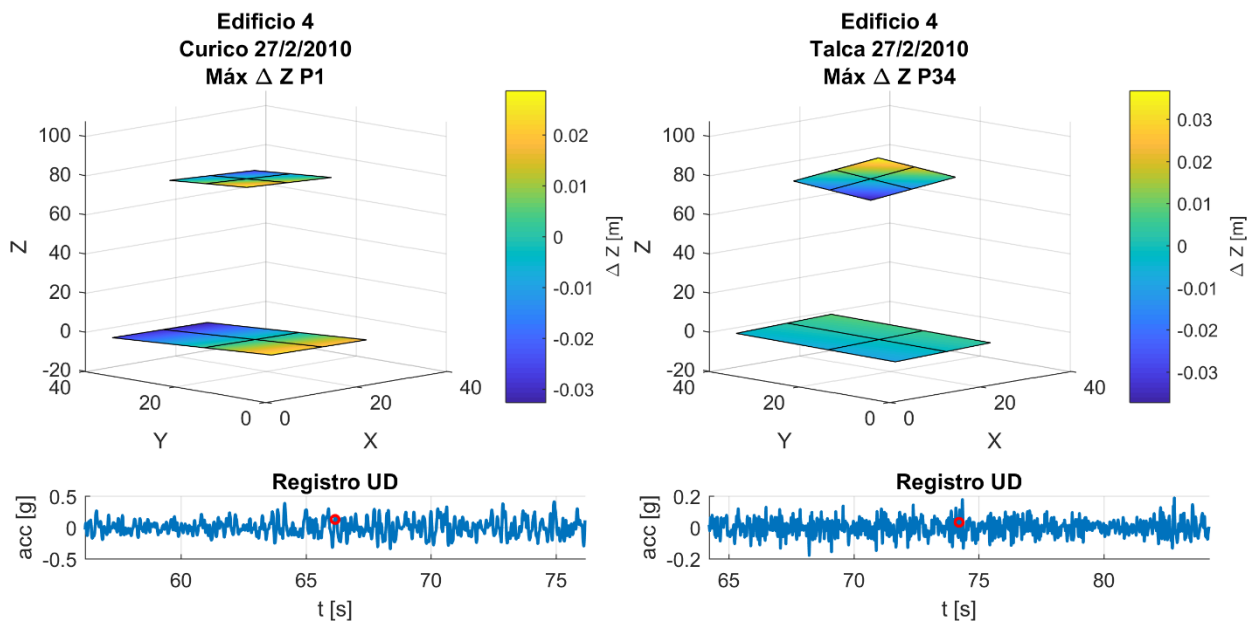


Figura 137: Máximo desnivel por rotación de losas Edificio 4

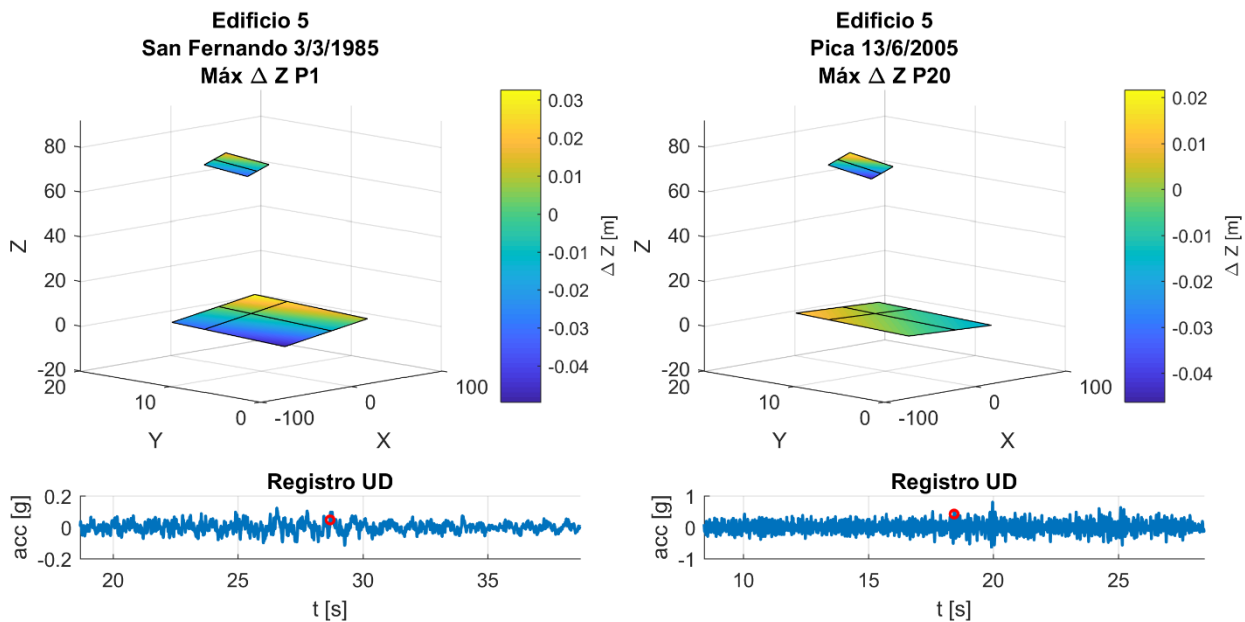


Figura 138: Máximo desnivel por rotación de losas Edificio 5

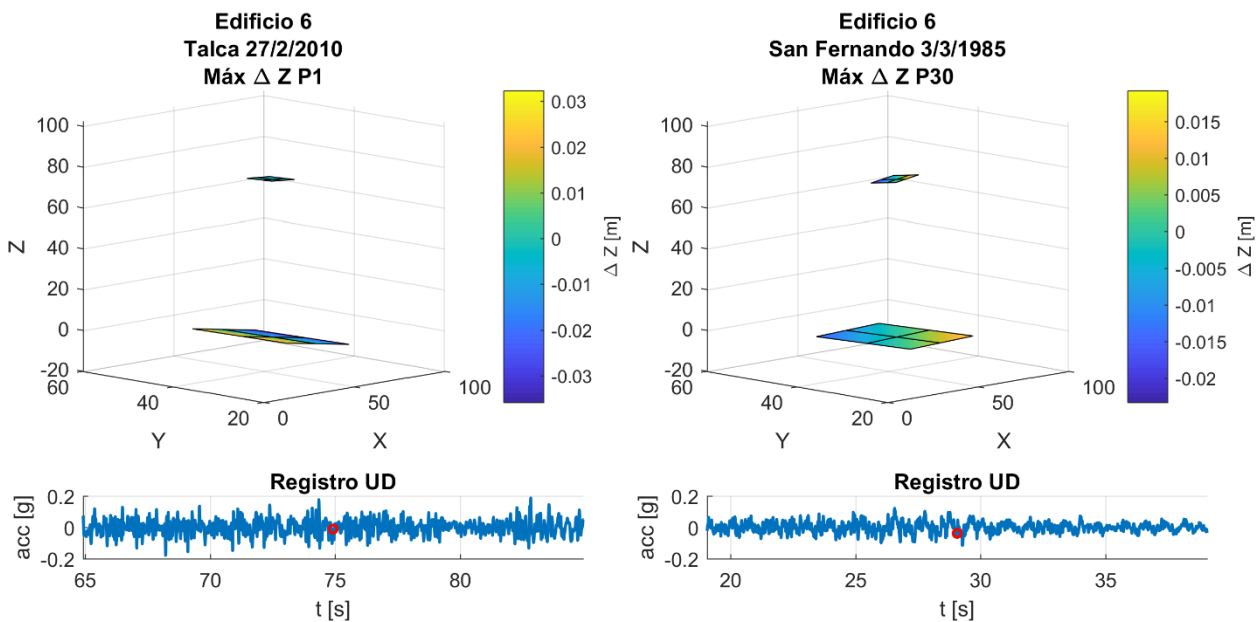


Figura 139: Máximo desnivel por rotación de losas Edificio 6

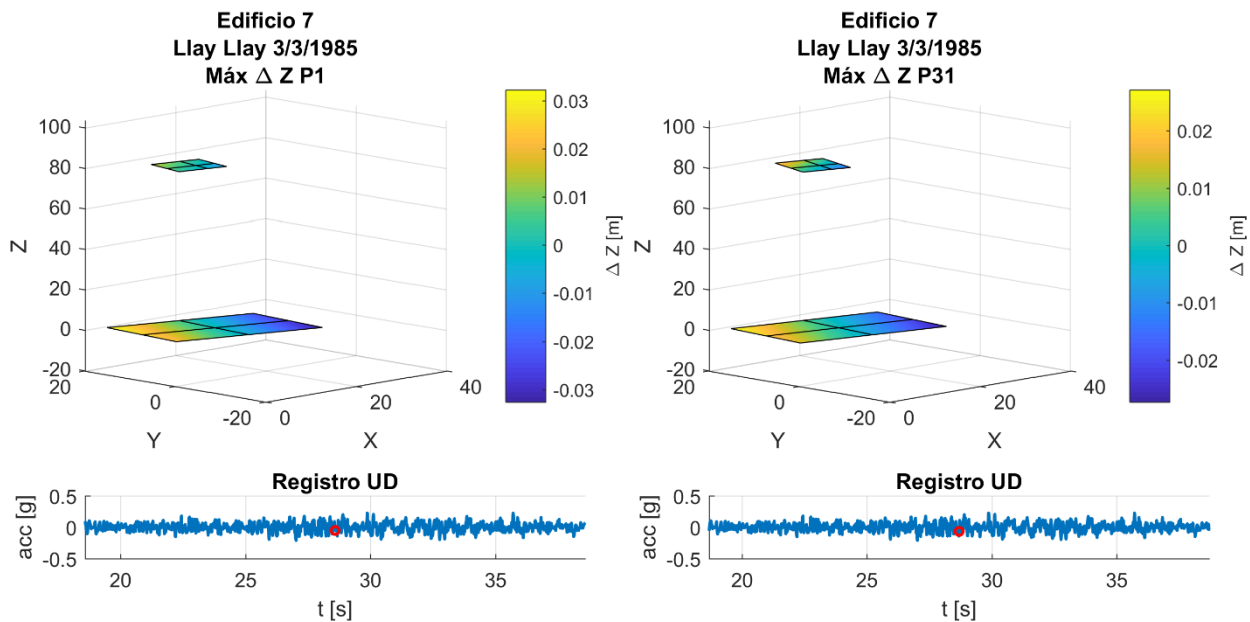


Figura 140: Máximo desnivel por rotación de losas Edificio 7

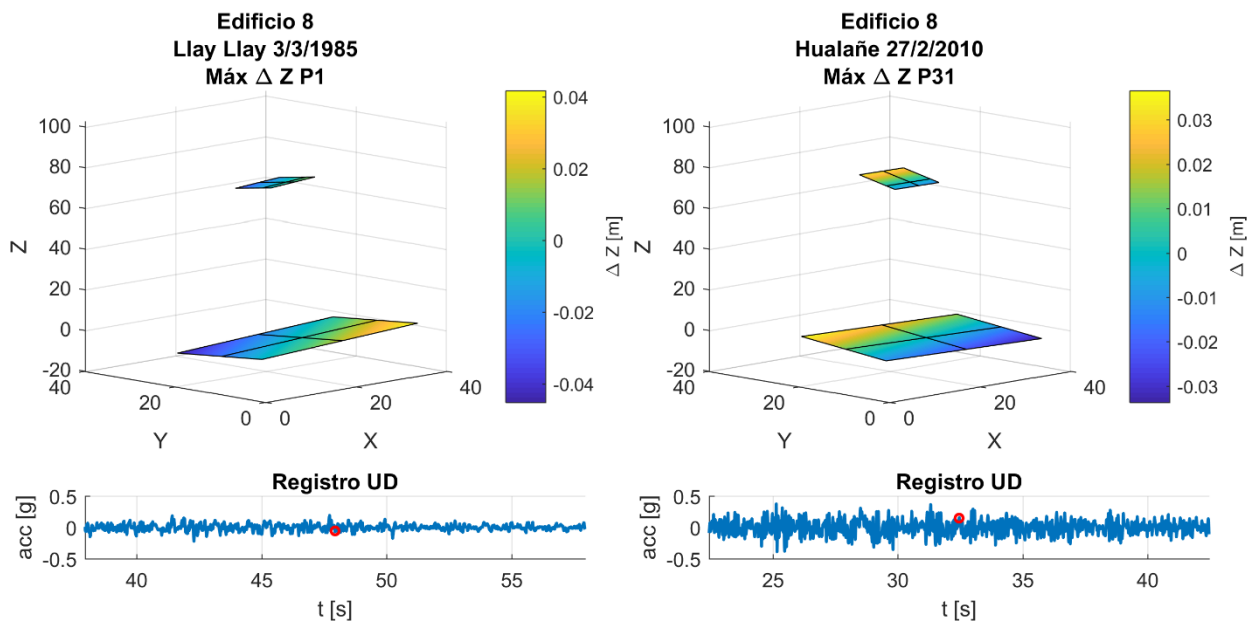


Figura 141: Máximo desnivel por rotación de losas Edificio 8

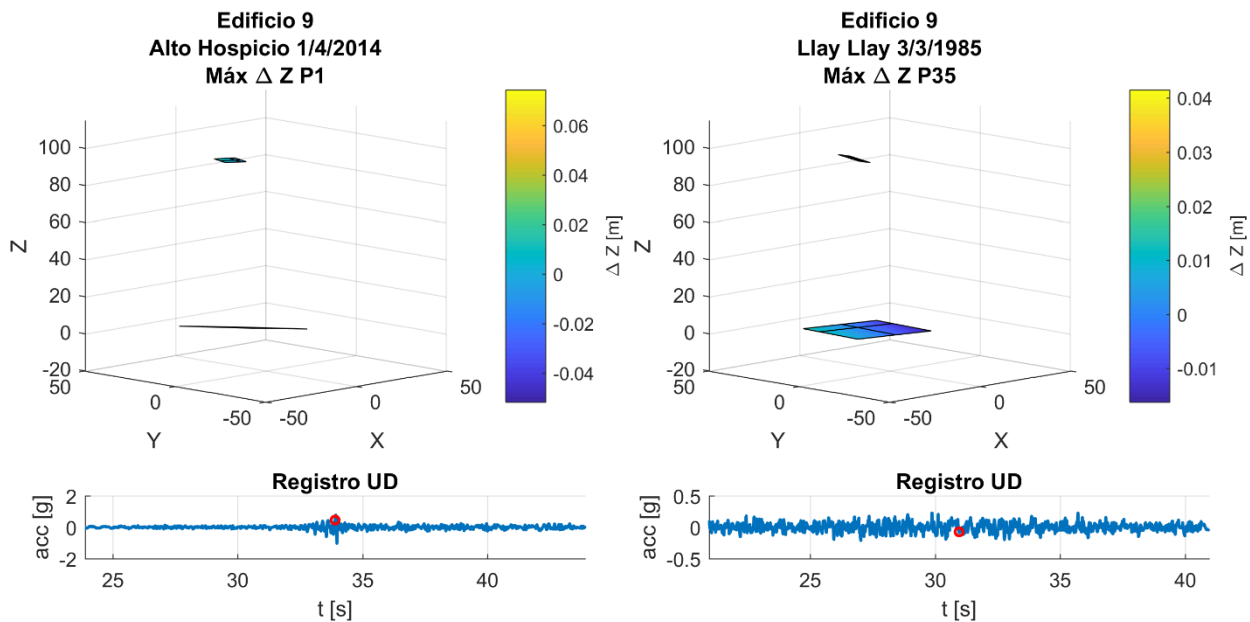


Figura 142: Máximo desnivel por rotación de losas Edificio 9

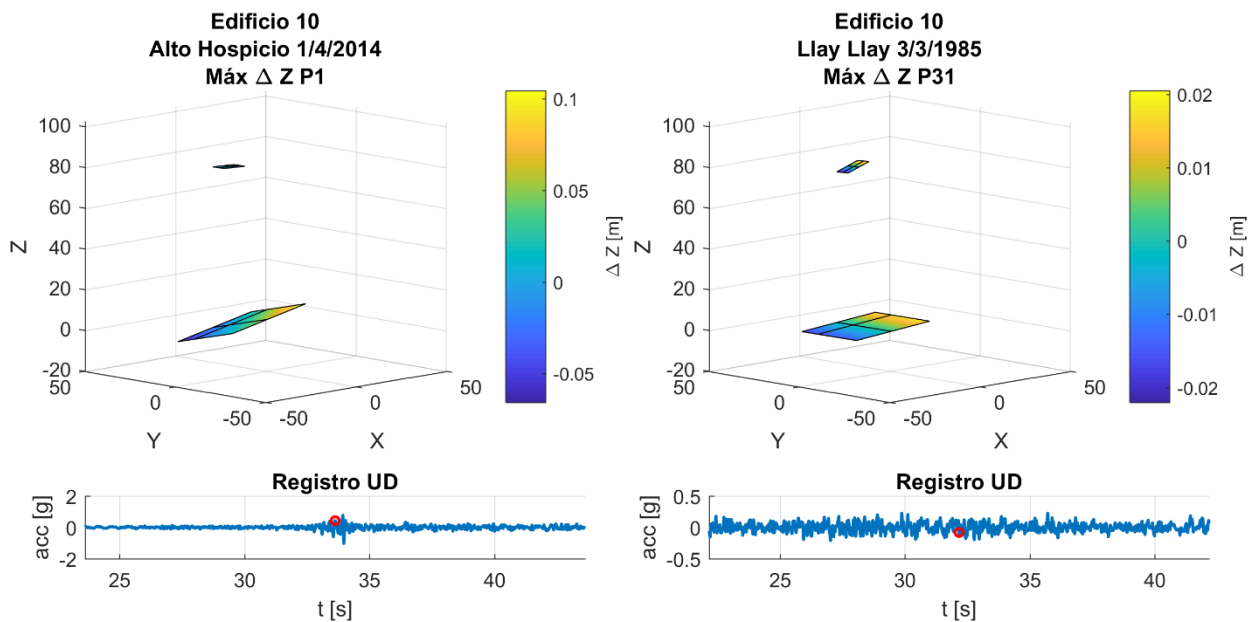


Figura 143: Máximo desnivel por rotación de losas Edificio 10

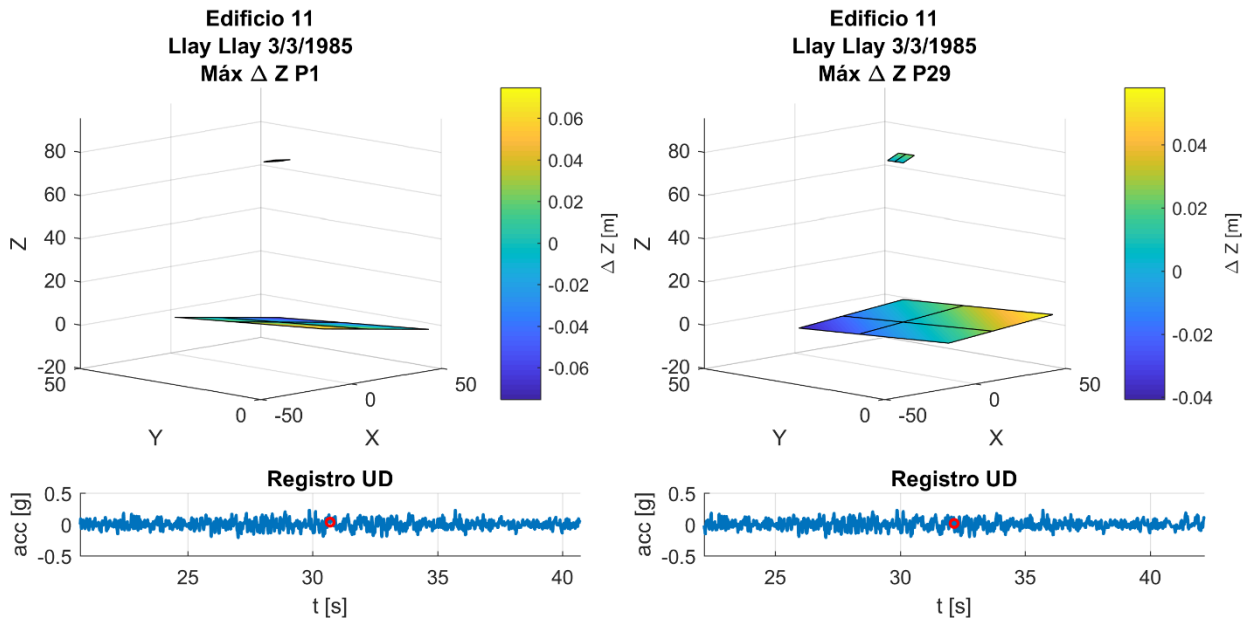


Figura 144: Máximo desnivel por rotación de losas Edificio 11

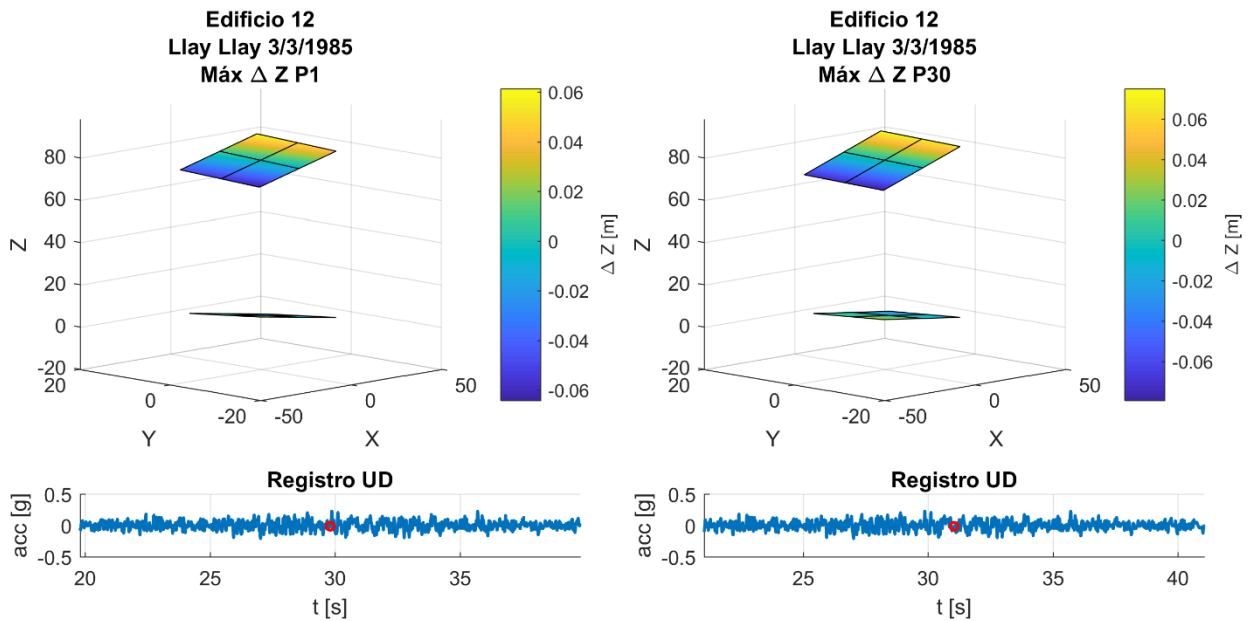


Figura 145: Máximo desnivel por rotación de losas Edificio 12

En estas figuras es posible notar que las rotaciones máximas vistas anteriormente llevan a desniveles de planta de hasta 20 cm (ver Figura 135).

CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES

7.1 Análisis de resultados

A partir de los resultados obtenidos en el presente trabajo es posible concluir que la altura en los edificios produce una flexibilización en la dirección vertical. Luego, la consideración de que las edificaciones son suficientemente rígidas en la vertical como para que no exista amplificación, no es necesariamente válida para edificios de gran altura. Por lo tanto, se considera relevante el estudio del efecto de flexibilidad vertical. En este trabajo de título se abordó este tema, analizando distintos efectos producidos por la inclusión de la componente vertical de aceleraciones, mediante análisis tiempo-historia de modelos computacionales de edificios mayores a 30 pisos.

Al agregar la componente sísmica vertical, se obtiene que la respuesta de desplazamientos en el piso superior de cada edificio en estudio se amplifica en promedio al doble de los desplazamientos de la base producto del sismo. En algunos casos, esta amplificación llega incluso a 8 veces para los sismos impulsivos de Pica 2008 (Zona 2) y El Pedregal 2015 (Zona 3).

Al determinar la amplificación de respuesta en el espacio de la frecuencia resulta que la amplificación, tanto para desplazamientos como aceleraciones, se produce en las frecuencias verticales predominantes de la estructura. También se nota una amplificación en los modos de vibrar horizontales que mueven masa en la dirección vertical.

La amplificación de desplazamientos está asociada con amplificación de solicitaciones en los elementos estructurales resistentes. Dentro de los resultados de cálculo de variación de esfuerzos se obtiene, como es de esperarse, que la mayor amplificación se produce en el esfuerzo axial. Esta variación tiene influencia en las combinaciones de carga que se utilizan para diseñar la armadura en la estructura. En los trabajos de título que preceden al actual, Souyet [16] y Leschot [11] estudiaron la variación de esfuerzos y armadura de refuerzo en edificios de marcos y de muros, respectivamente, al diseñar considerando la demanda vertical. Dentro de sus conclusiones se encuentra que la amplificación de esfuerzos no produce un mayor cambio en la armadura, pues se requiere cuantía mínima en ambos casos (con y sin vertical), pero que esto podría ser distinto en el caso de edificios altos. Esto se comprueba en el presente trabajo, dado que se observa una variación en la cuantía requerida en el caso de los edificios más altos en estudio, mientras que en los otros edificios la cuantía mínima es suficiente para alcanzar un factor de utilización menor a 1.

Además, se comprobó que al reducir los amortiguamientos en la dirección vertical al 3%, lo cual amplifica las fuerzas elásticas, se encuentran combinaciones de carga al límite de resistencia. Se concluye por lo tanto que el diseño en la vertical depende del amortiguamiento.

Por otra parte, la amplificación de aceleraciones está asociada a percepción humana durante el sismo. Luego se concluye que la componente sísmica vertical produce mayor molestia en los modos de vibrar verticales del edificio, que corresponde a la frecuencia donde se produce la mayor amplificación, especialmente en edificios altos. Esto además

se relaciona a la percepción de las personas cuando existen rotaciones del plano de losa. En el capítulo 6 se determinaron los giros máximos fuera del plano producidos por aceleraciones triaxiales, obteniendo máximos de 0.5° , lo que provoca desniveles de la planta de hasta 20 cm en el piso superior.

Con todo, el presente trabajo de título permite concluir la importancia de estudiar el efecto de las aceleraciones verticales en edificios, especialmente a medida que estos aumenten en altura.

7.2 Recomendaciones futuras

Algunas recomendaciones para continuar esta línea de investigación son:

- Monitorear las estructuras de este estudio, a fin de validar los modelos computacionales utilizados.
- Obtener amortiguamientos reales a partir del monitoreo y utilizarlos en los modelos a fin de considerarlo en el diseño de elementos.
- Calibrar un coeficiente de reducción de la respuesta elástica para el caso de la componente vertical.
- Realizar un estudio más detallado del nivel de rotación de losas existente al considerar la componente vertical, utilizando una mayor cantidad de puntos.
- Crear registros sísmicos artificiales que incluyan las rotaciones de losa, a fin de determinar su efecto en la percepción de las personas al ser sometidas a ellas, por ejemplo, en una mesa vibradora.

Bibliografía

- [1]. ACI (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete* (ACI 318-14). American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA.
- [2]. ASCE (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures* (ASCE/SEI 7-16). American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA.
- [3]. Boroschek, R. (2014). *Dinámica Avanzada de Estructuras. Apuntes de Clase*. Revisión E.6. Santiago, Chile.
- [4]. Boroschek, R. & Bilbao, J. (2019). Interpretation of stabilization diagrams using density-based clustering algorithm. *Engineering Structures*, 178(1), 245-257.
- [5]. Bozorgnia, Y. & Campbell, K. (2004). The vertical-to-horizontal response spectral ratio and tentative procedures for developing simplified V/H and vertical design spectra. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(2), 175-207.
- [6]. Castillo, A. (2005). *Identificación de las propiedades modales de edificios altos utilizando el método del subespacio estocástico* (Tesis de pregrado). Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- [7]. CESMD. Center for Engineering Strong Motion Data. Recuperado de <https://strongmotioncenter.org/vdc/scripts/event.plx?evt=151#1346>
- [8]. DS N° 61. Diario Oficial de la República de Chile, Santiago, Chile, 13 de diciembre de 2011.
- [9]. INN (2003). *Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales* (NCh2369.Of2003). Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [10]. INN (2009). *Diseño sísmico de edificios* (NCh433.Of1996 (Mod. 2009)). Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [11]. Leschot, R. (1982). *Estudio de aceleraciones verticales y sus influencias en el diseño – II Parte* (Tesis de pregrado). Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- [12]. Núñez, T. (2009). *Variación debido a cambios de masa y rigidez de las propiedades dinámicas de una estructura en proceso constructivo* (Tesis de maestría). Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- [13]. PEER (2017). *Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings* (No. 2017/06). Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California, USA.

- [14]. Pino, A. (1999). *Comparación de periodos reales de edificios chilenos altos de última generación con recomendaciones de códigos y modelos computacionales planos y tridimensionales* (Tesis de pregrado). Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- [15]. Rodríguez, M. (2005). *Análisis modal operacional: teoría y práctica* (Proyecto fin de carrera). Escuela Superior de Ingenieros, Sevilla, España.
- [16]. Souyet, C. (1977). *Estudio de aceleraciones verticales y sus influencias en el diseño* (Tesis de pregrado). Universidad de Chile, Santiago, Chile.

ANEXO A: REGISTROS SÍSMICOS UTILIZADOS EN EL ESTUDIO

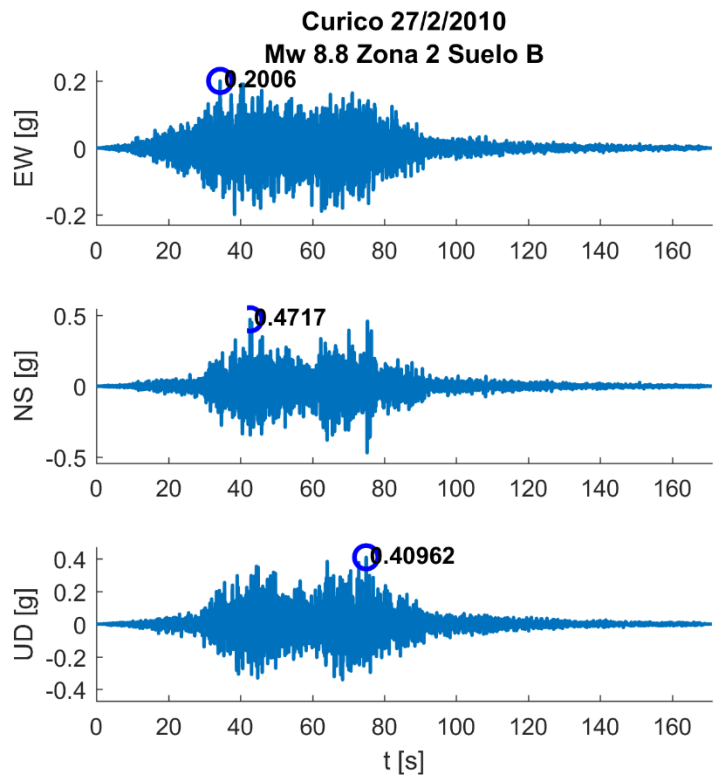


Figura A. 1: Registro Curicó 27/2/2010

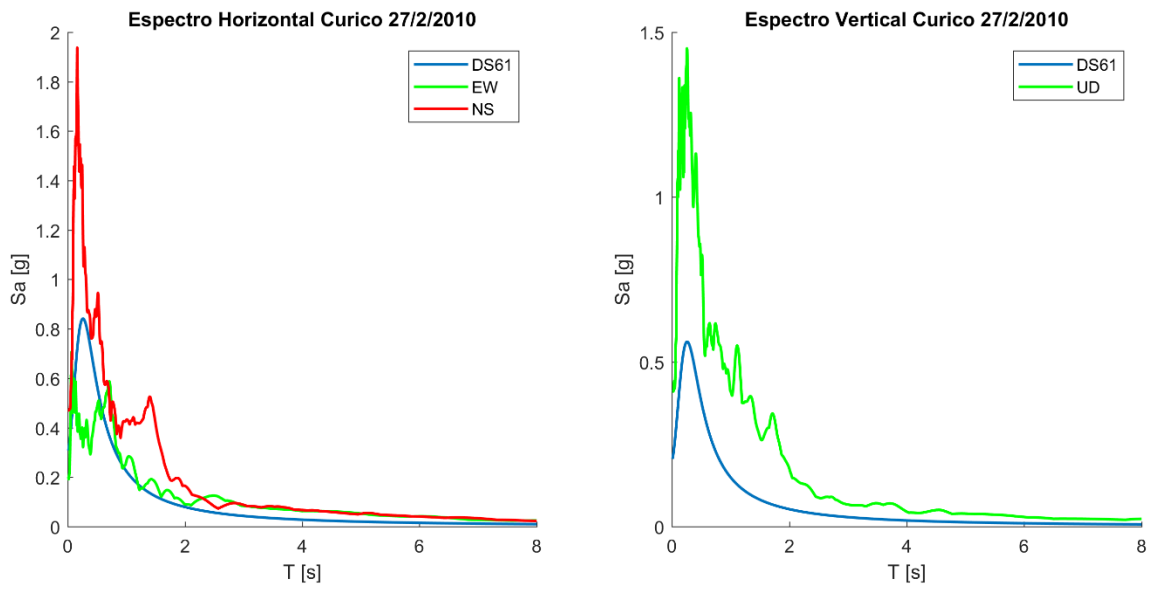


Figura A. 2: Espectros de respuesta Curicó 27/2/2010

Pica 10/9/2008
Mw 5.7 Zona 2 Suelo B

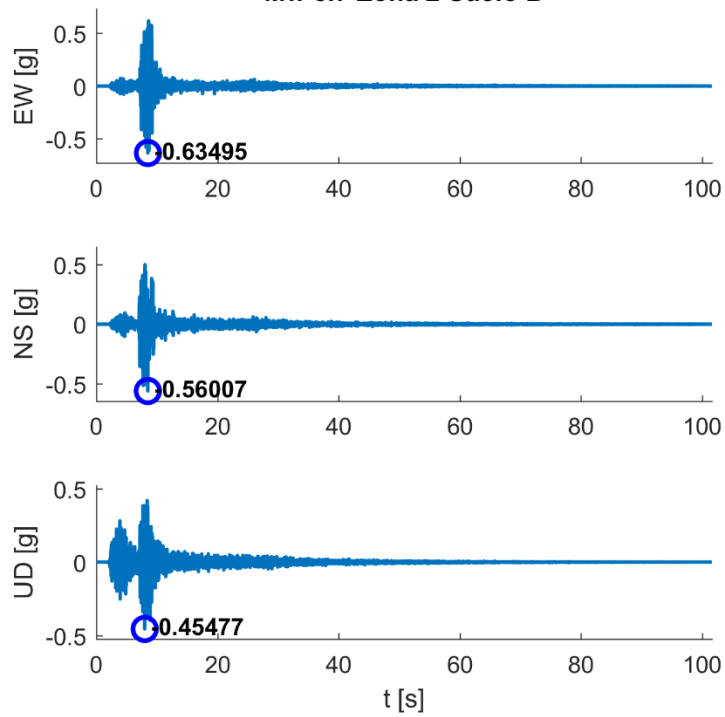


Figura A. 3: Registro Pica 10/9/2008

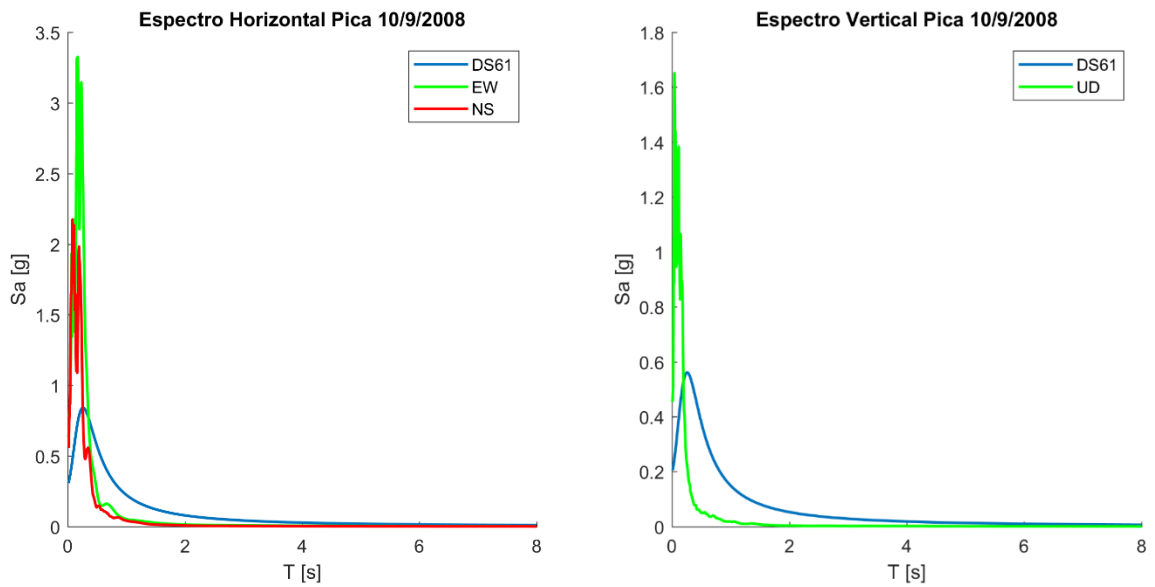


Figura A. 4: Espectros de respuesta Pica 10/9/2008

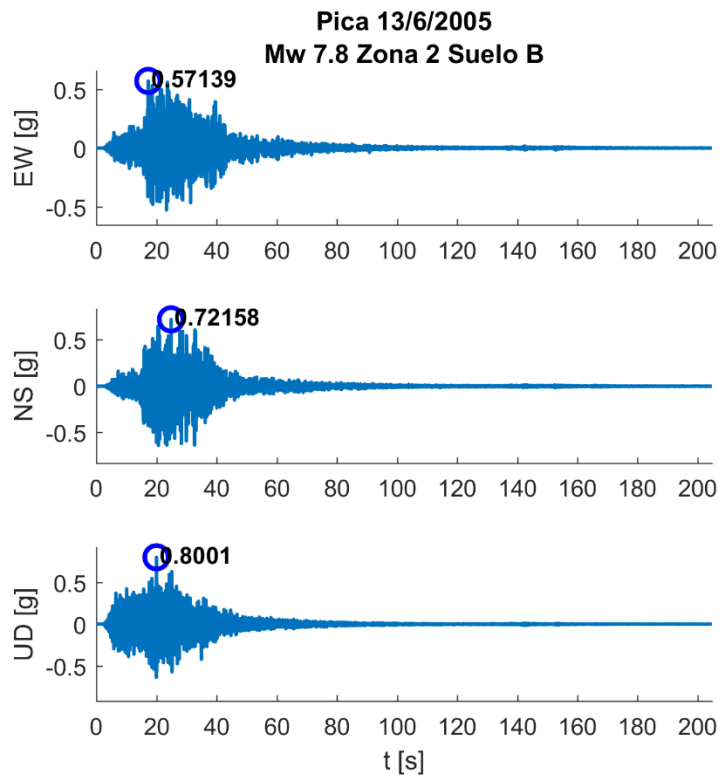


Figura A. 5: Registro Pica 13/6/2005

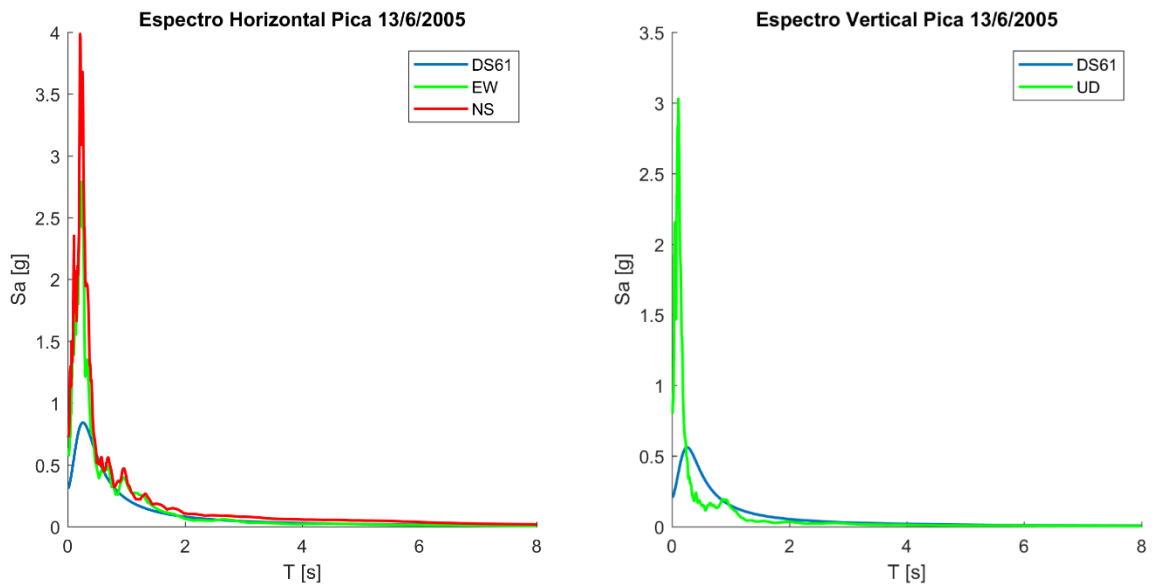


Figura A. 6: Espectros de respuesta Pica 13/6/2005

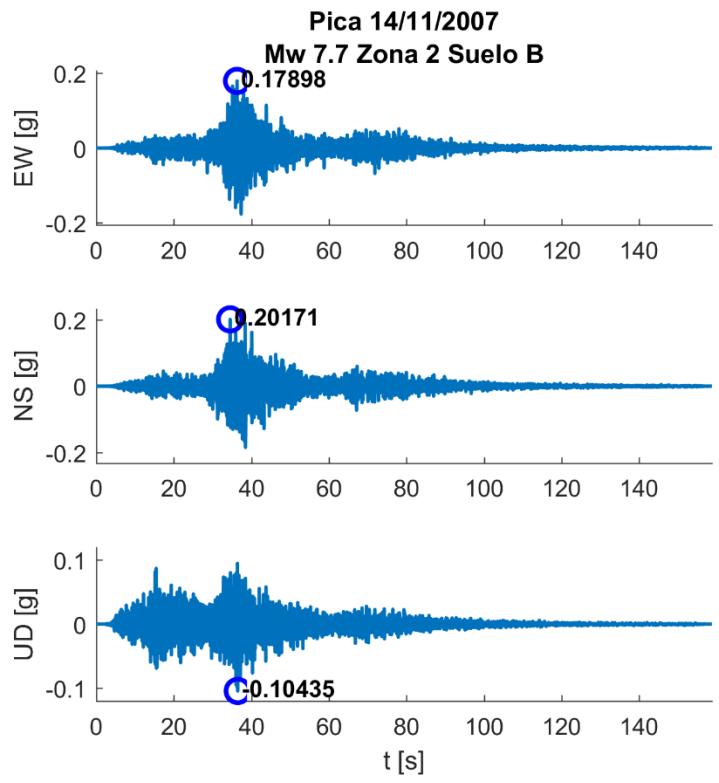


Figura A. 7: Registro Pica 14/11/2007

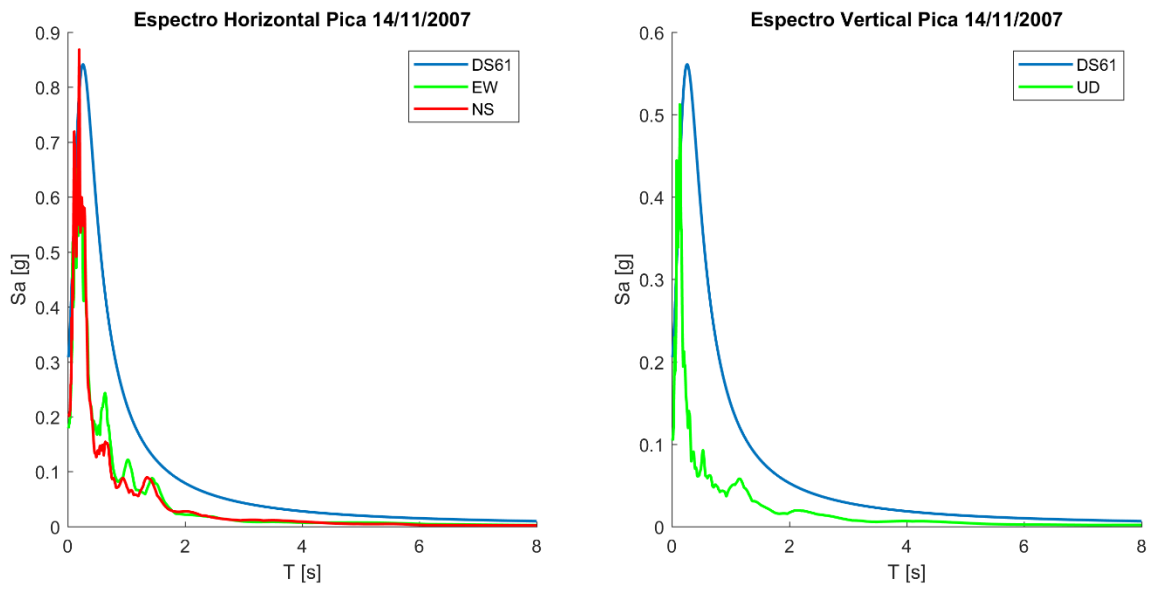


Figura A. 8: Espectros de respuesta Pica 14/11/2007

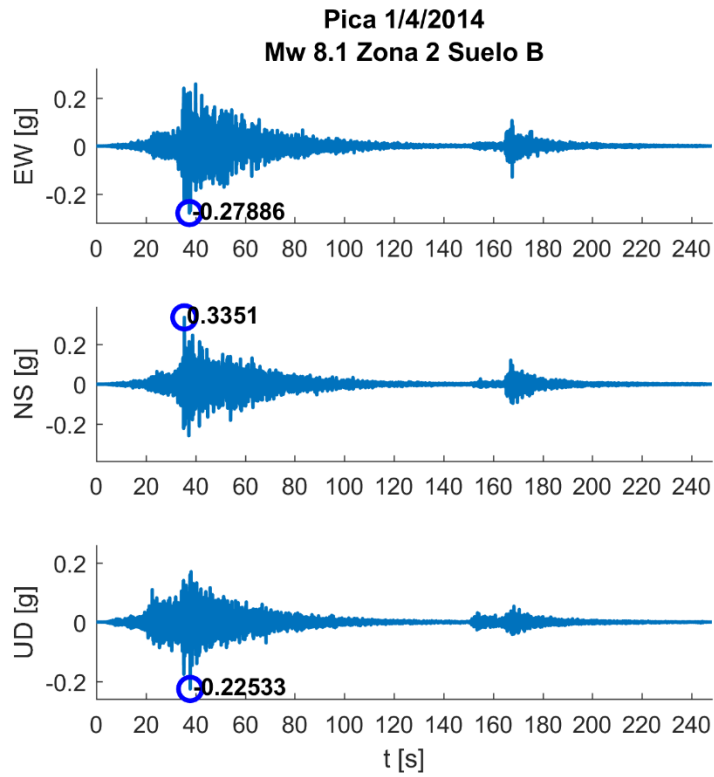


Figura A. 9: Registro Pica 1/4/2014

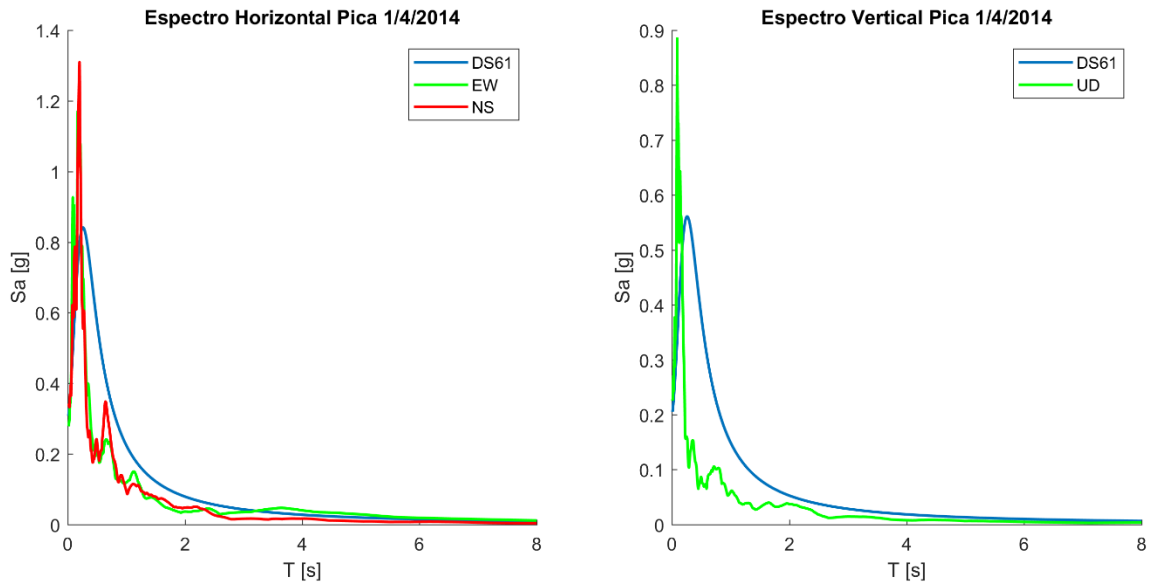


Figura A. 10: Espectros de respuesta Pica 1/4/2014

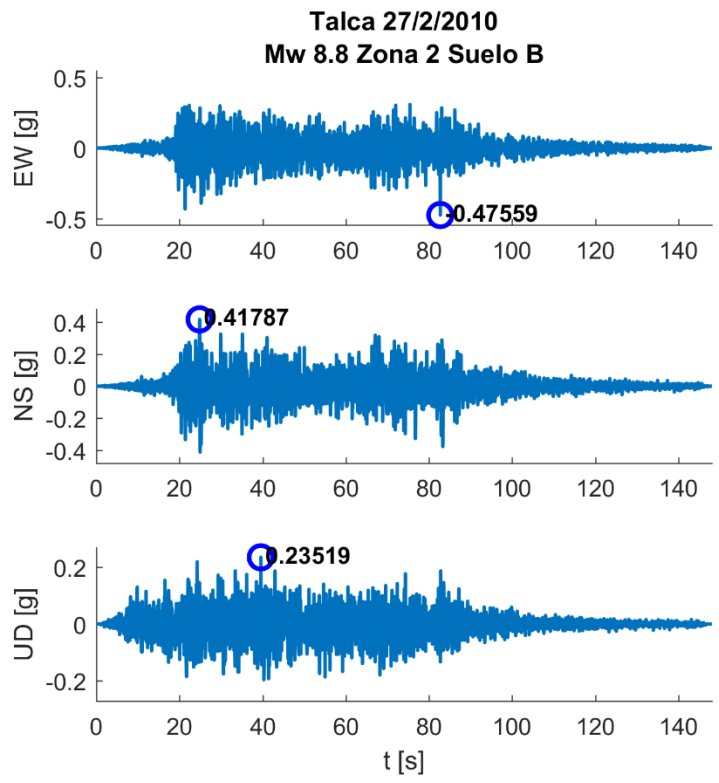


Figura A. 11: Registro Talca 27/2/2010

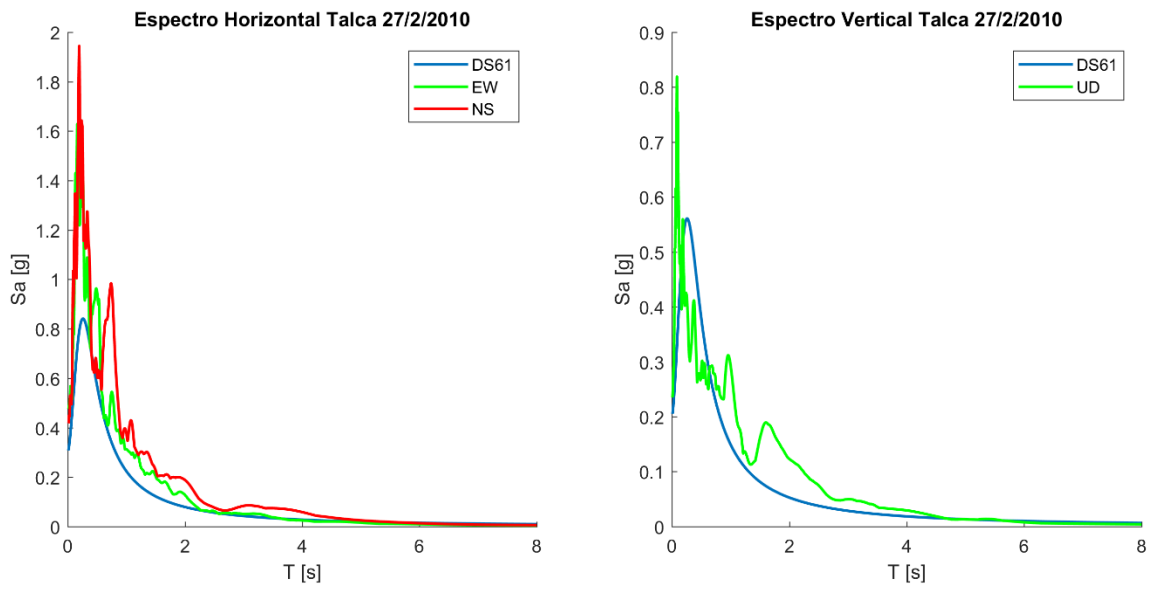


Figura A. 12: Espectros de respuesta Talca 27/2/2010

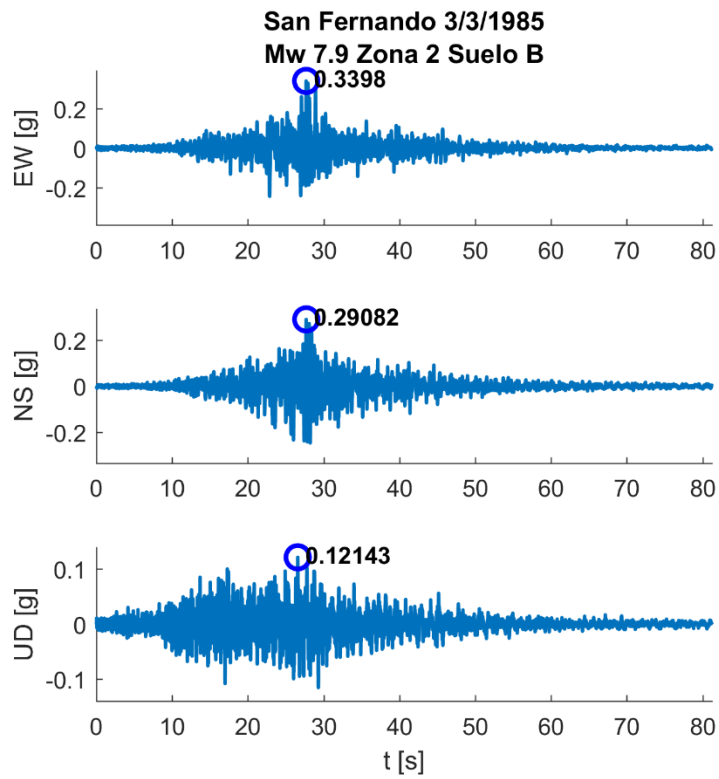


Figura A. 13: Registro San Fernando 3/3/1985

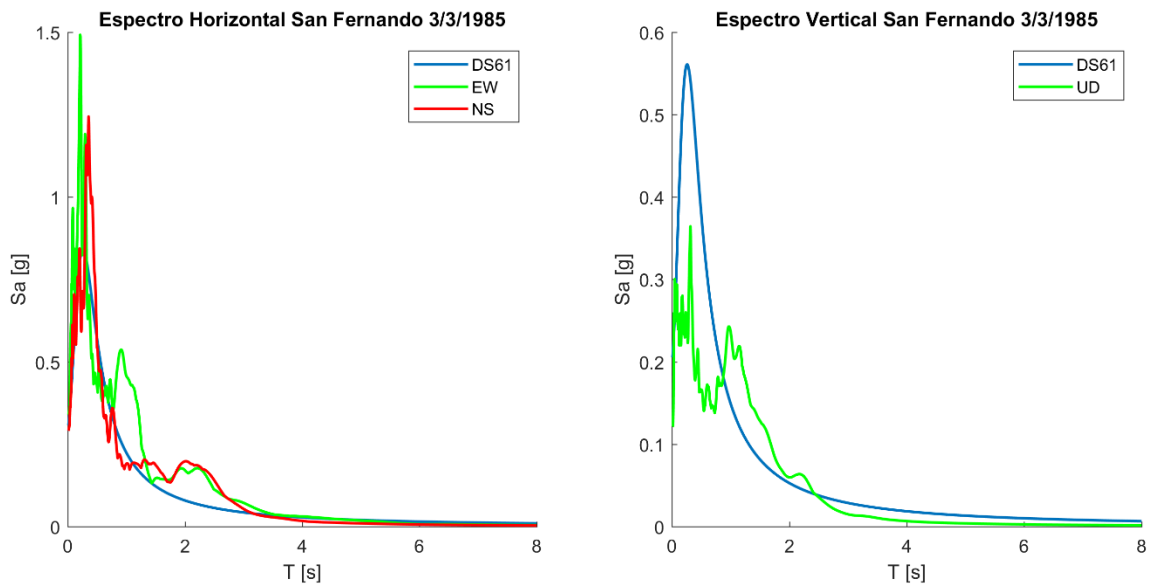


Figura A. 14: Espectros de respuesta San Fernando 3/3/1985

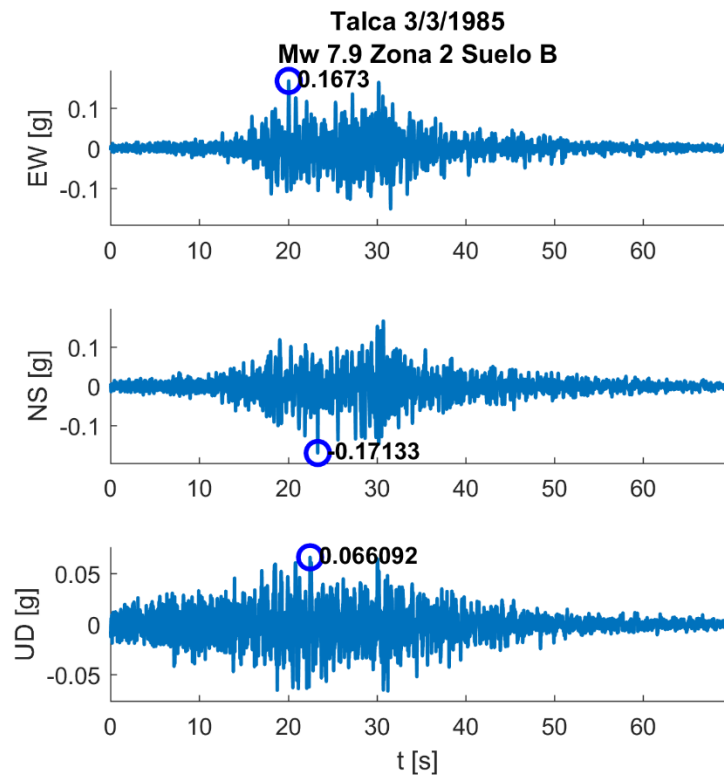


Figura A. 15: Registro Talca 3/3/1985

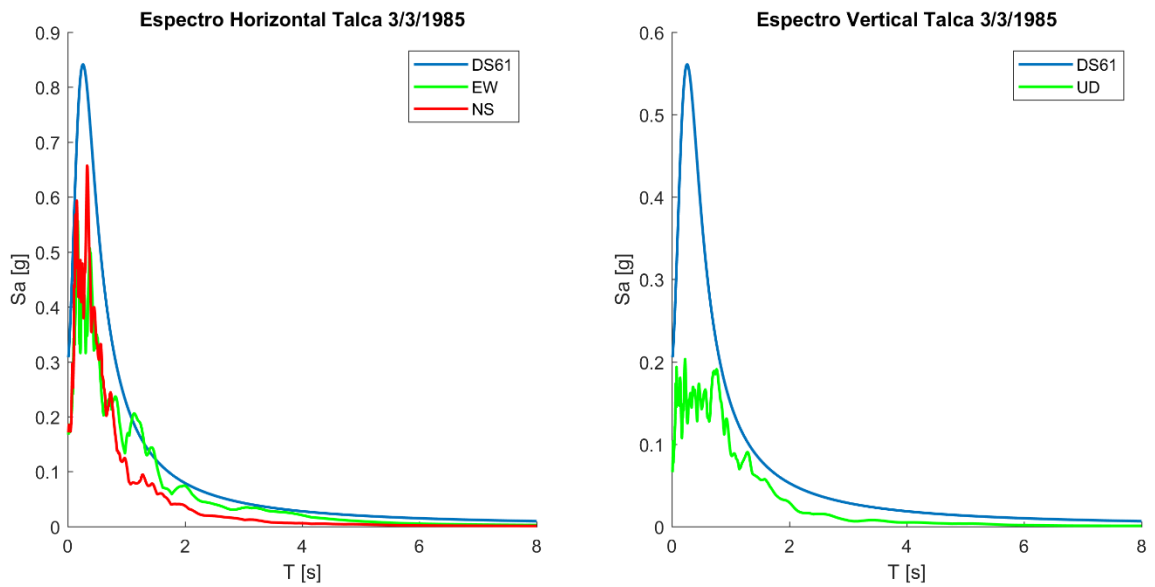


Figura A. 16: Espectros de respuesta Talca 3/3/1985

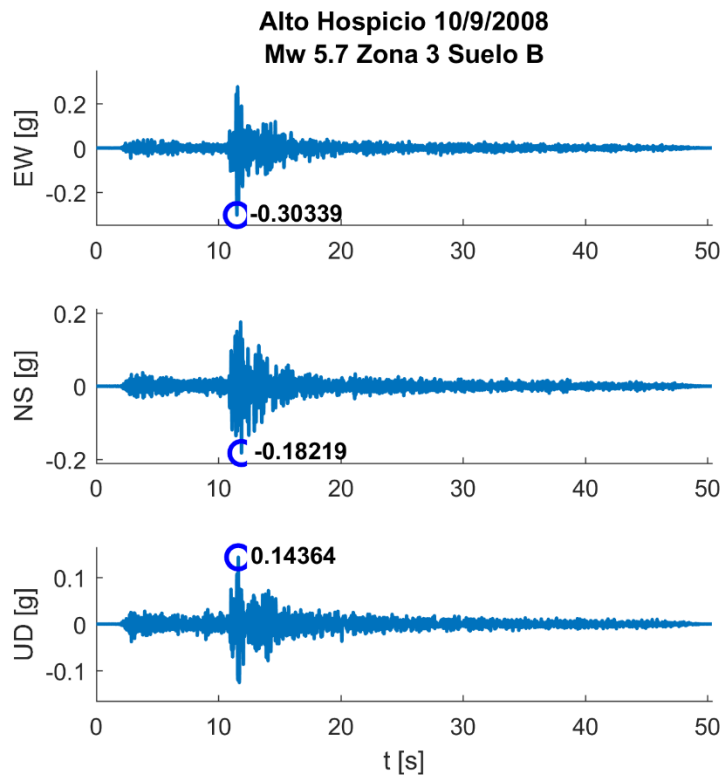


Figura A. 17: Registro Alto Hospicio 10/9/2008

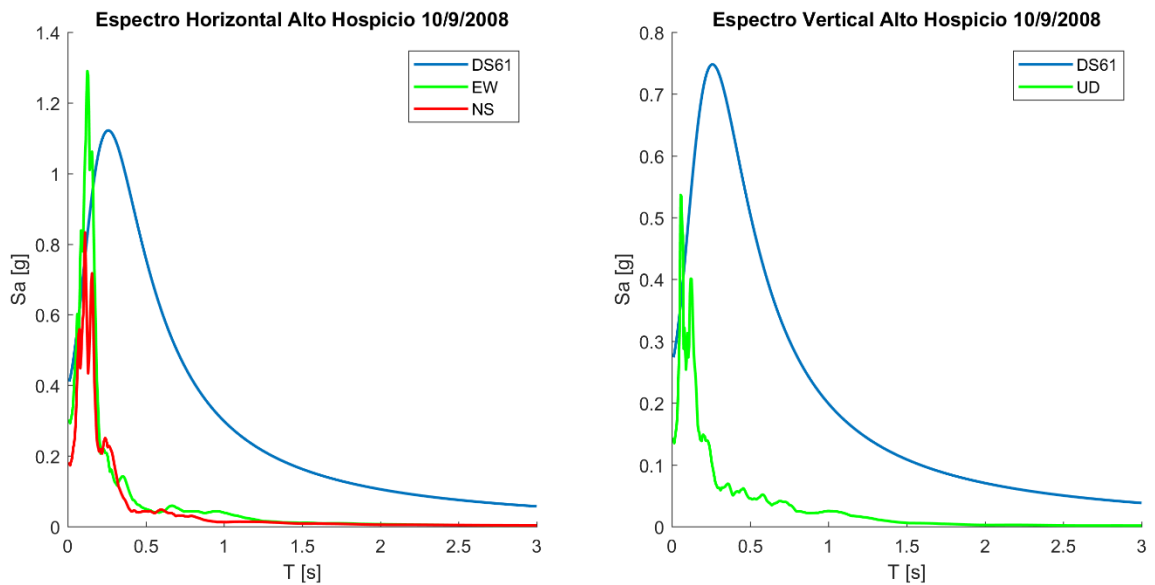


Figura A. 18: Espectros de respuesta Alto Hospicio 10/9/2008

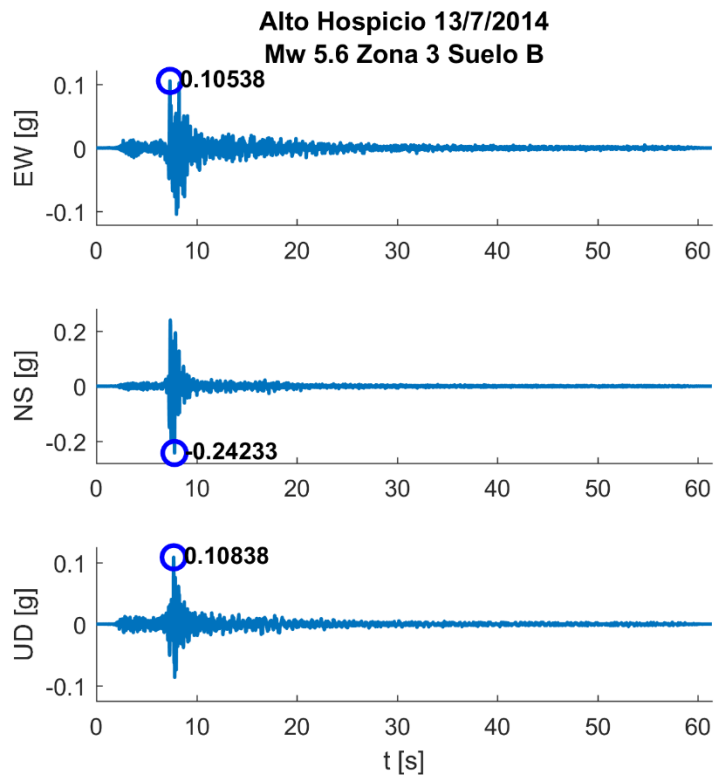


Figura A. 19: Registro Alto Hospicio 13/7/2014

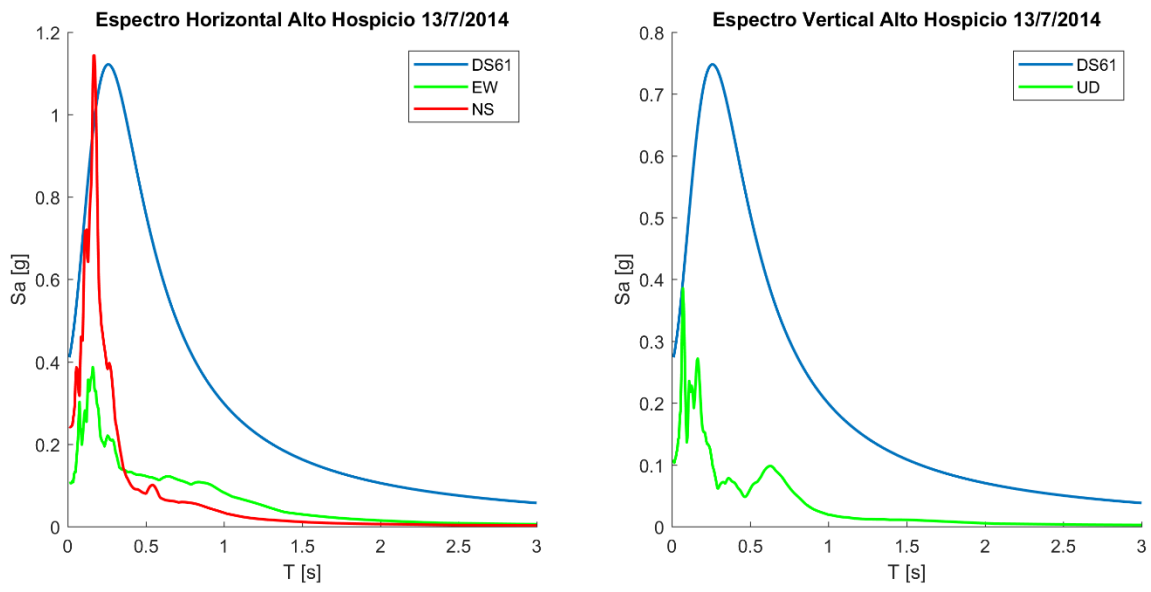


Figura A. 20: Espectros de respuesta Alto Hospicio 13/7/2014

Hualañe 27/2/2010
Mw 8.8 Zona 3 Suelo B

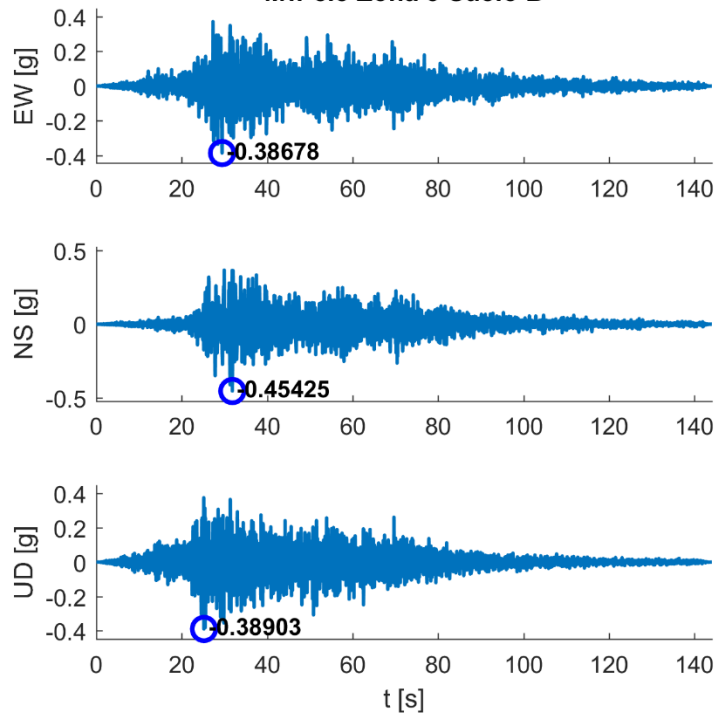


Figura A. 21: Registro Hualañe 27/2/2010

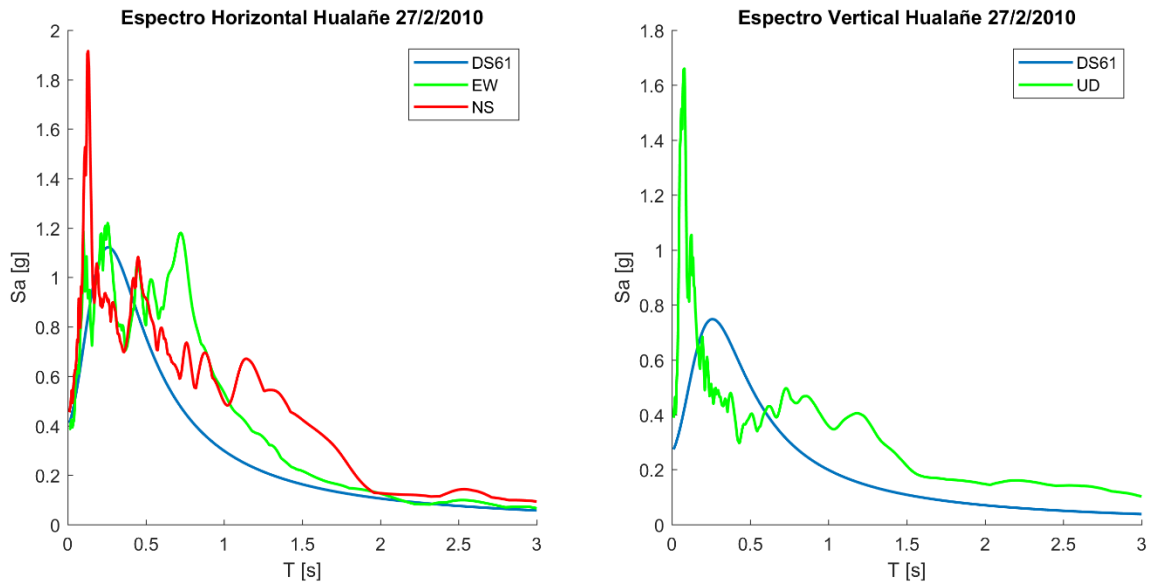


Figura A. 22: Espectros de respuesta Hualañe 27/2/2010

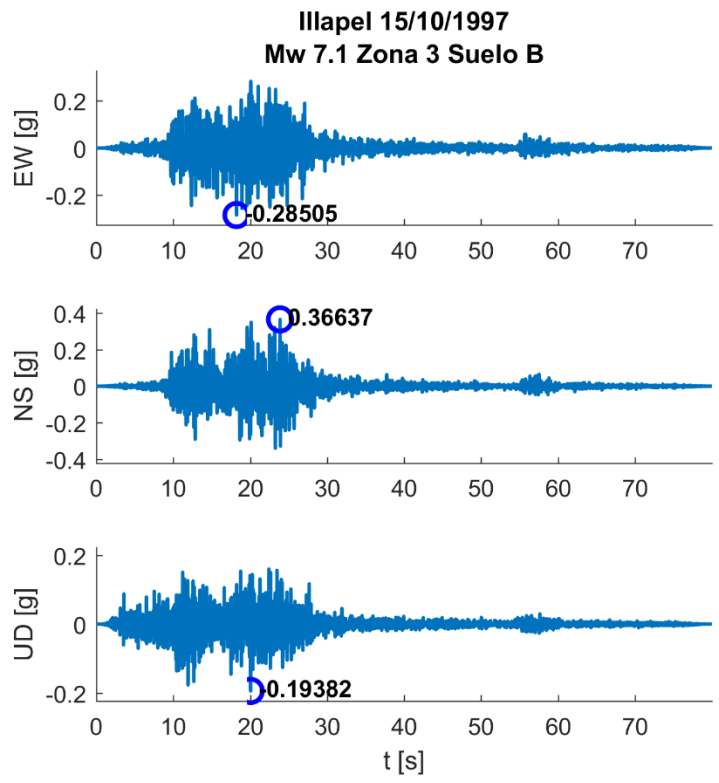


Figura A. 23: Registro Illapel 15/10/1997

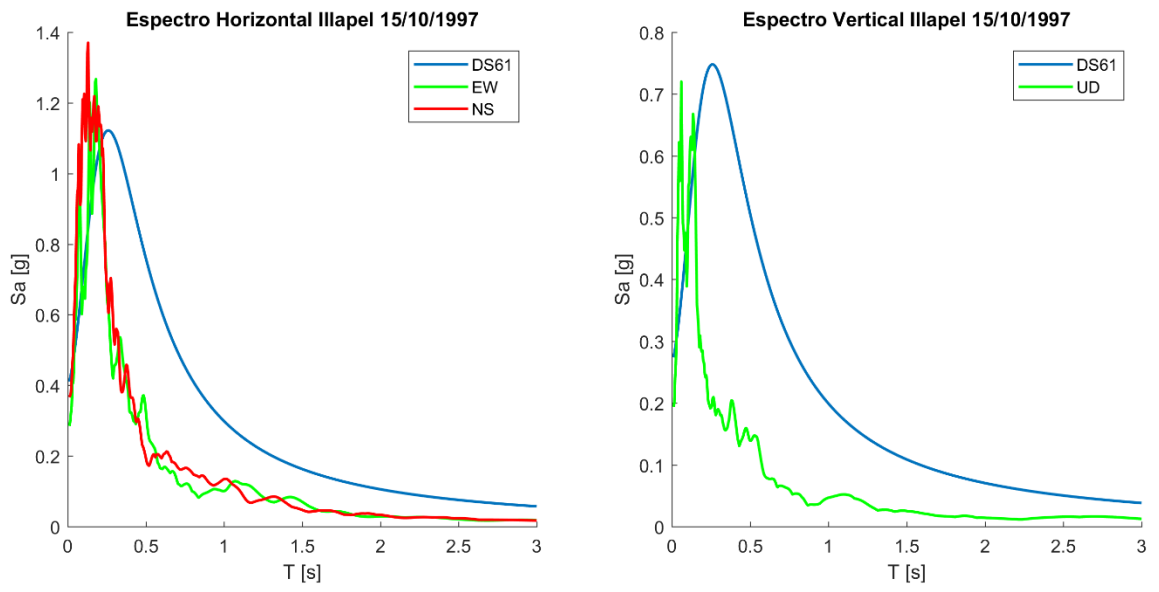


Figura A. 24: Espectros de respuesta Illapel 15/10/1997

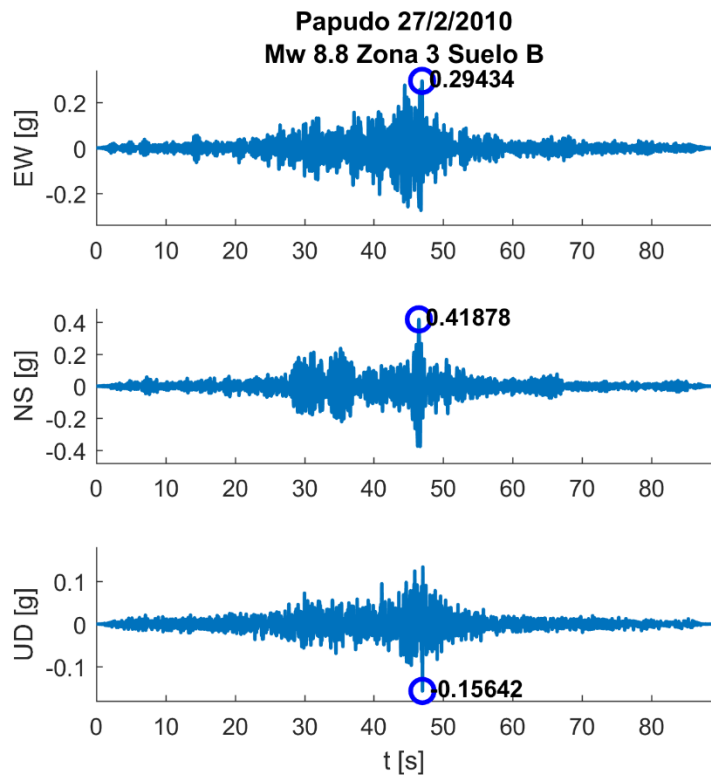


Figura A. 25: Registro Papudo 27/2/2010

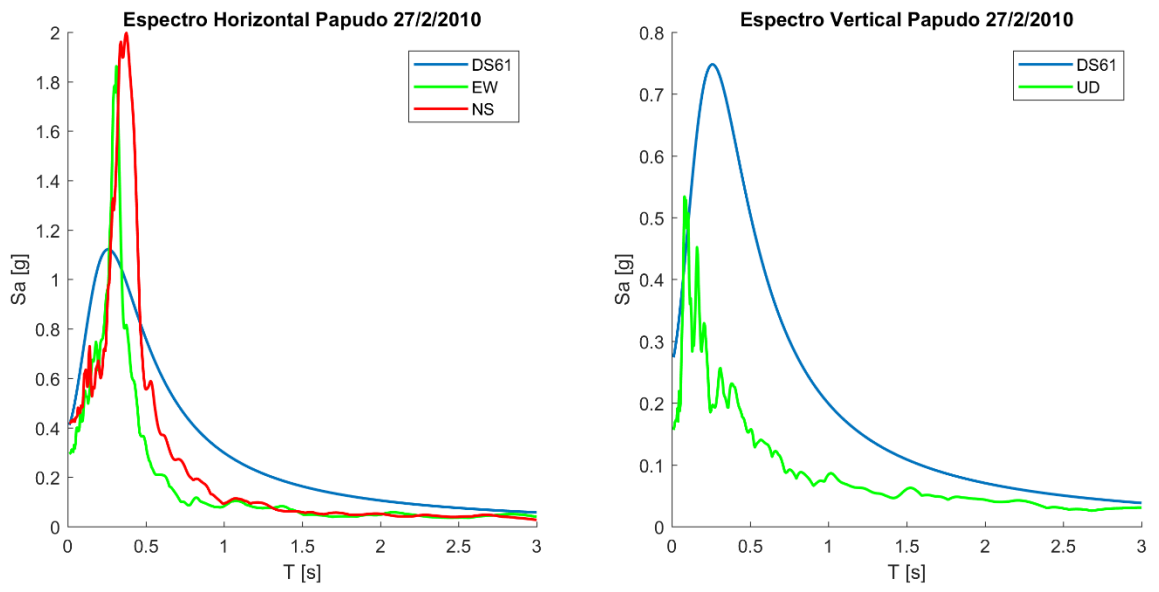


Figura A. 26: Espectros de respuesta Papudo 27/2/2010

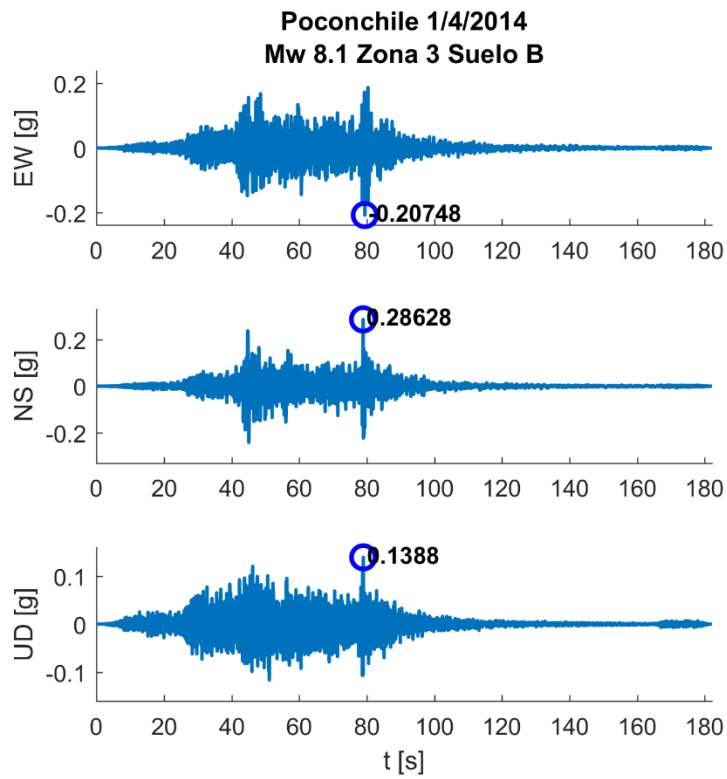


Figura A. 27: Registro Poconchile 1/4/2014

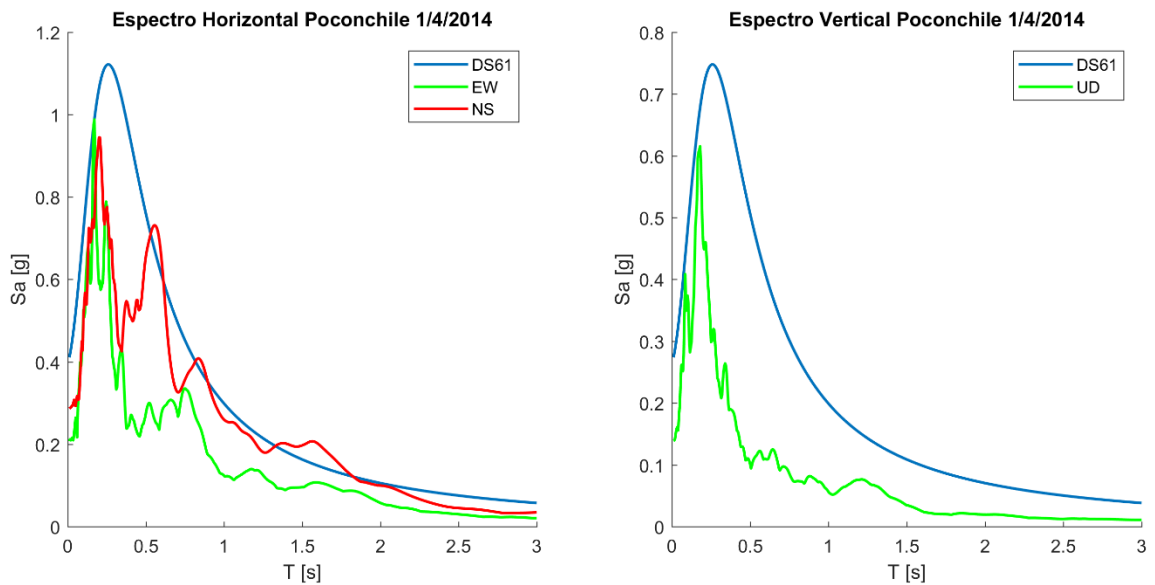


Figura A. 28: Espectros de respuesta Poconchile 1/4/2014

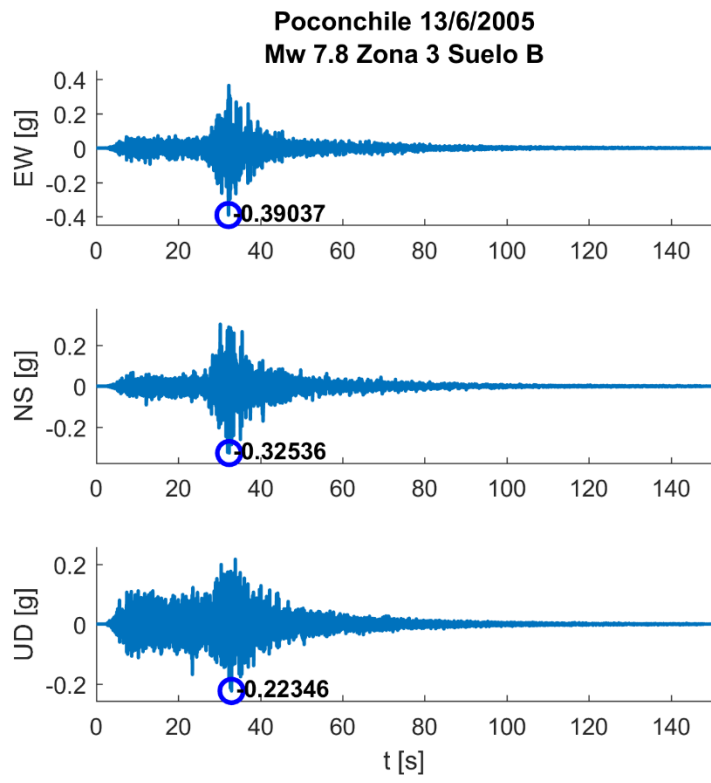


Figura A. 29: Registro Poconchile 13/6/2005

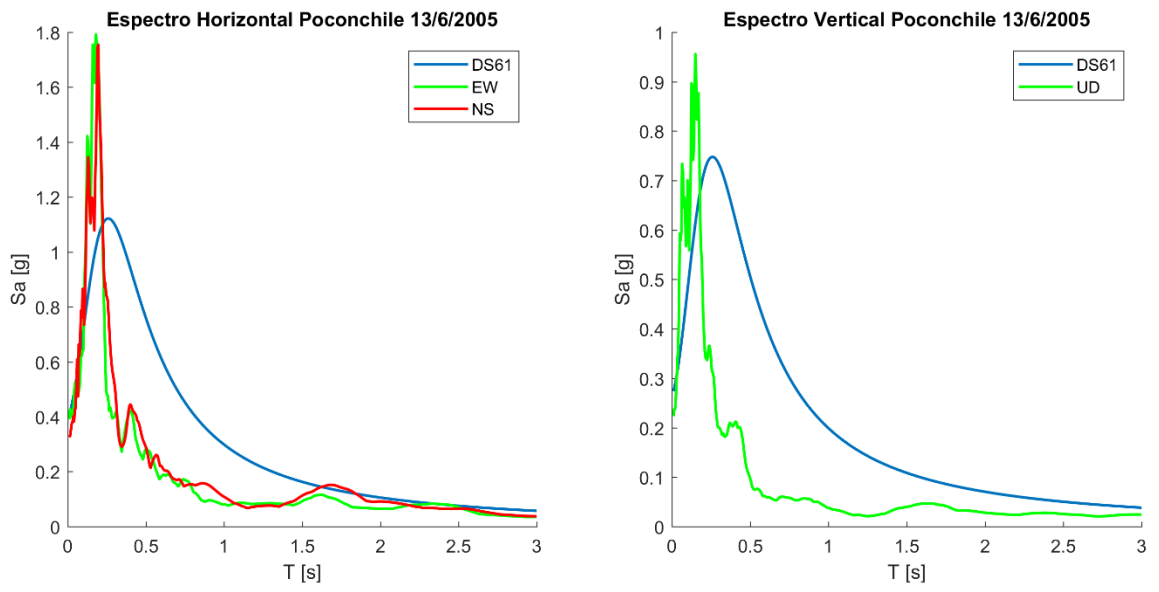


Figura A. 30: Espectros de respuesta Poconchile 13/6/2005

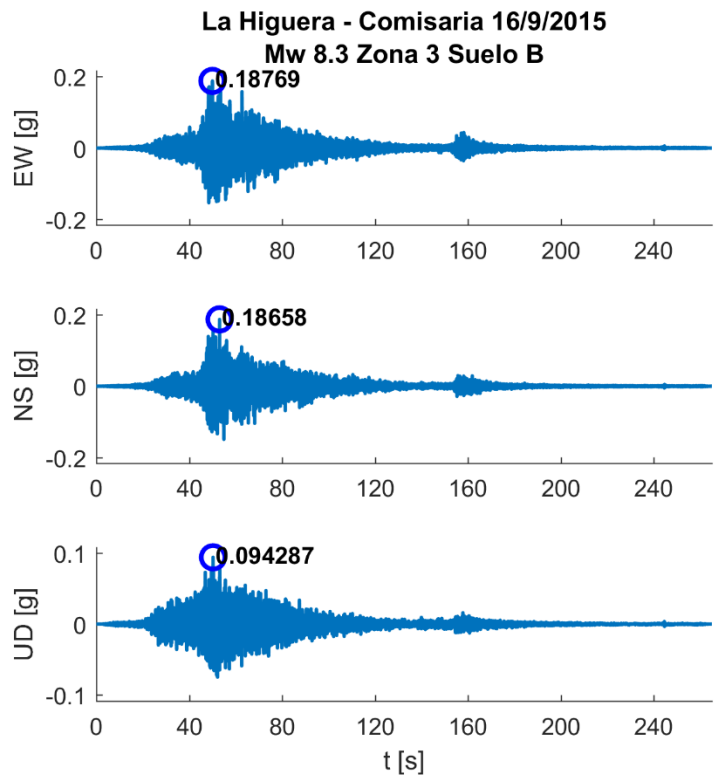


Figura A. 31: Registro La Higuera - Comisaría 16/9/2015

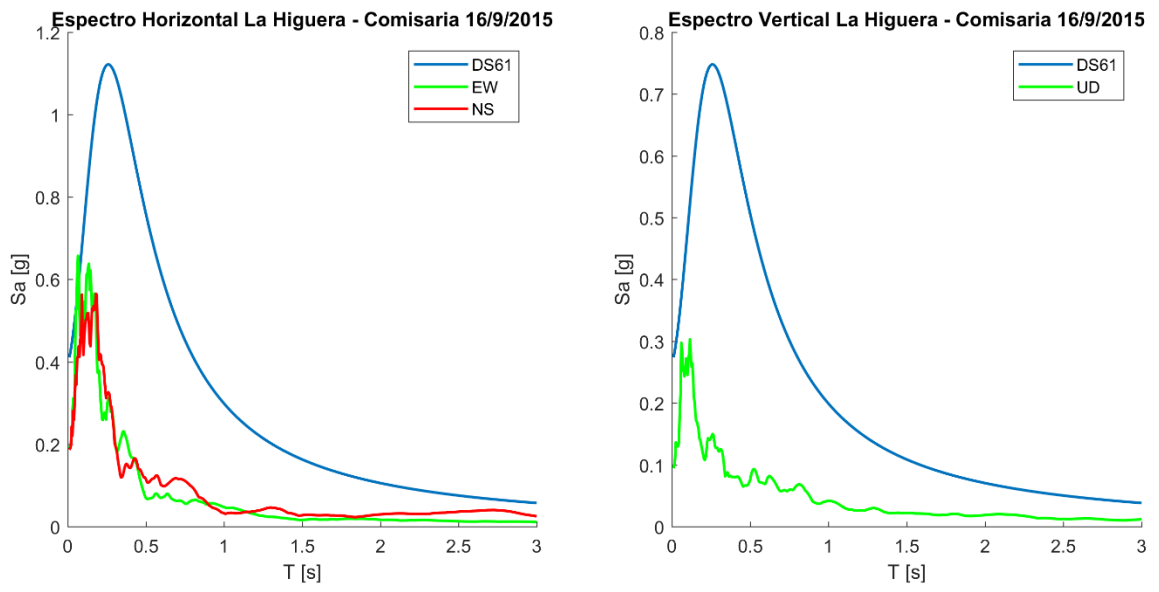


Figura A. 32: Espectros de respuesta La Higuera - Comisaría 16/9/2015

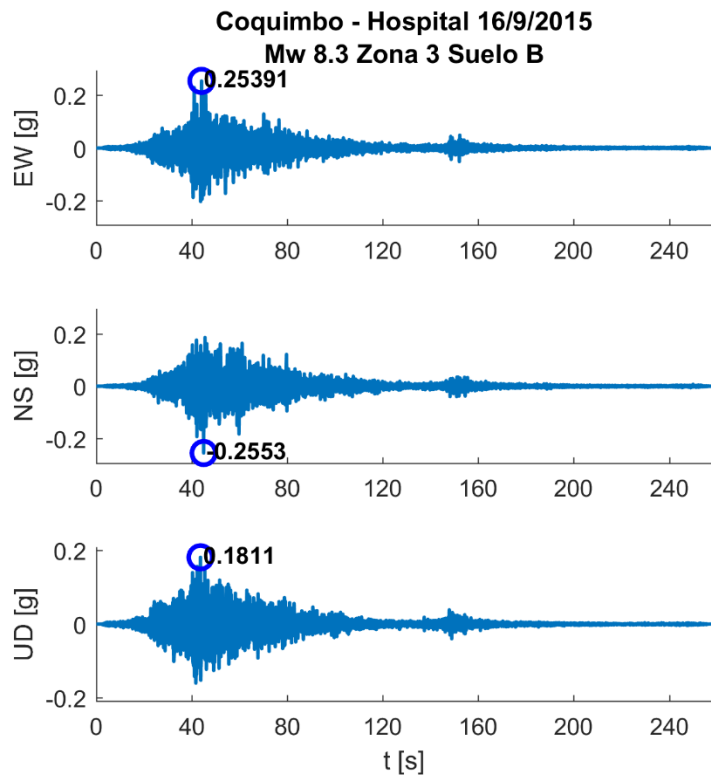


Figura A. 33: Registro Coquimbo - Hospital 16/9/2015

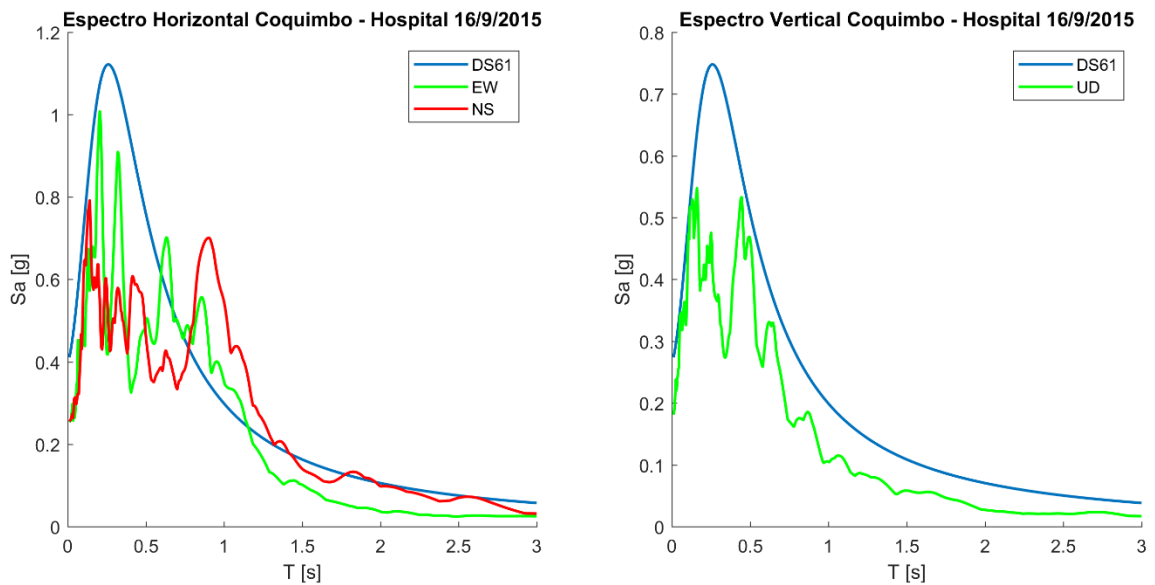


Figura A. 34: Espectros de respuesta Coquimbo - Hospital 16/9/2015

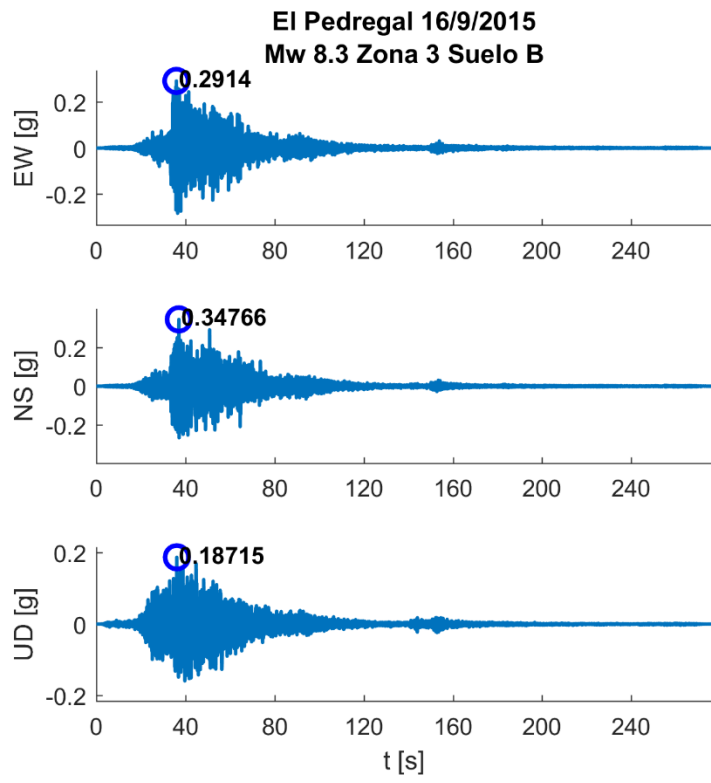


Figura A. 35: Registro El Pedregal 16/9/2015

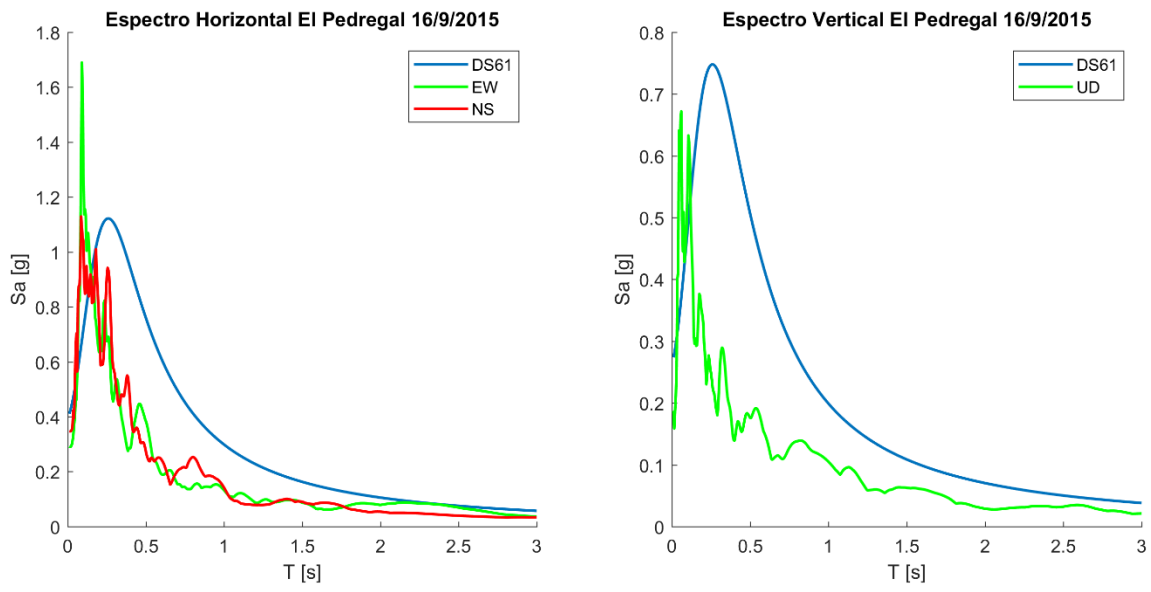


Figura A. 36: Espectros de respuesta El Pedregal 16/9/2015

**El Pedregal 26/9/2015
Mw 6.3 Zona 3 Suelo B**

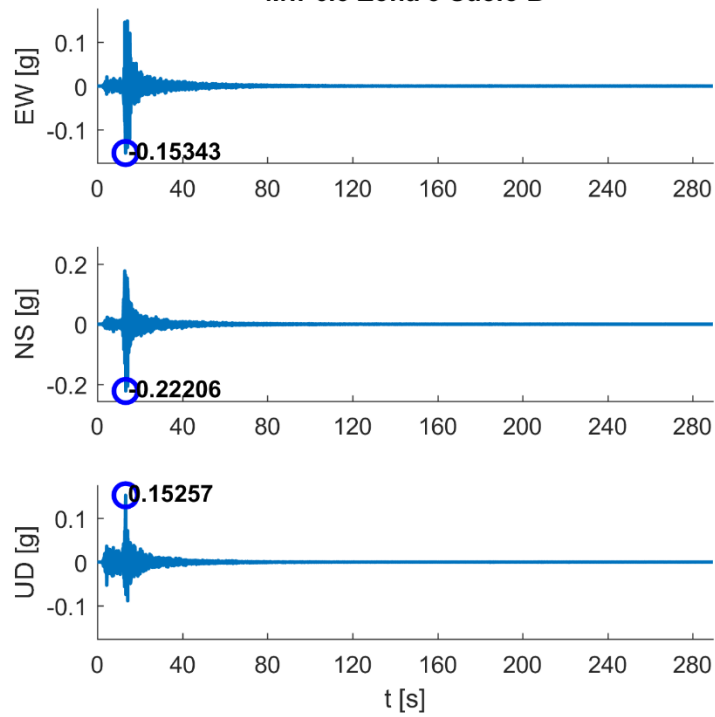


Figura A. 37: Registro El Pedregal 26/9/2015

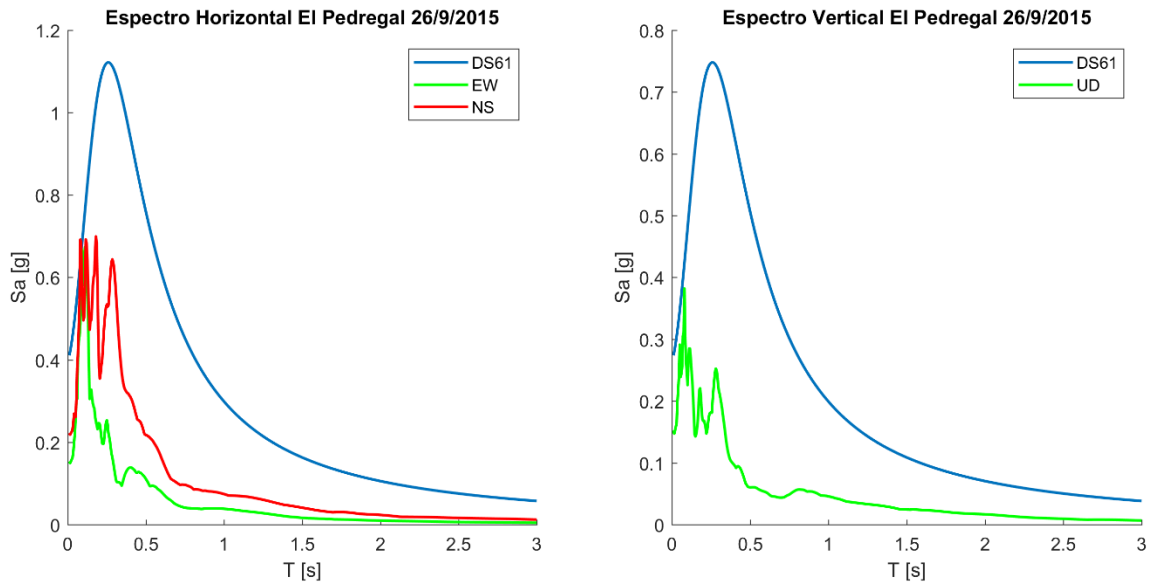


Figura A. 38: Espectros de respuesta El Pedregal 26/9/2015

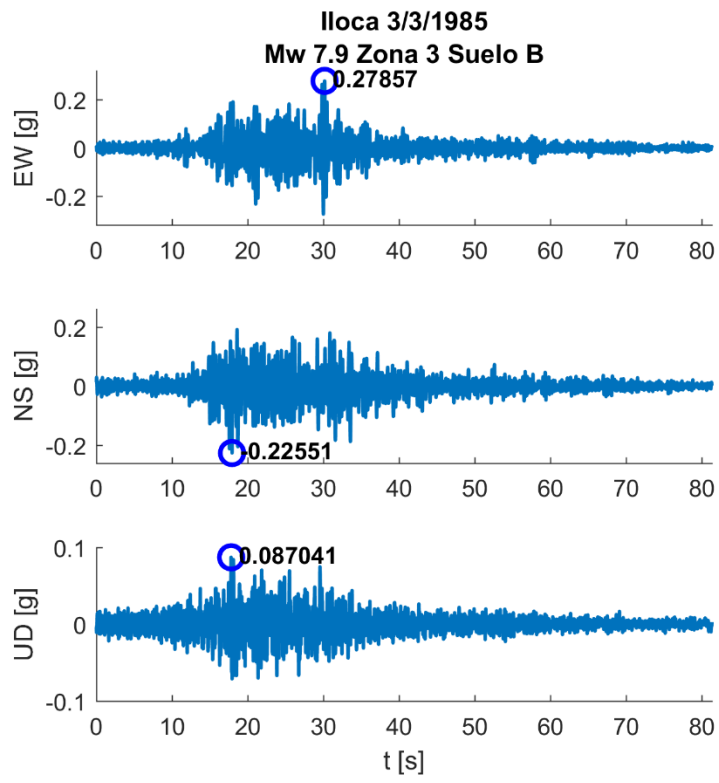


Figura A. 39: Registro Iloca 3/3/1985

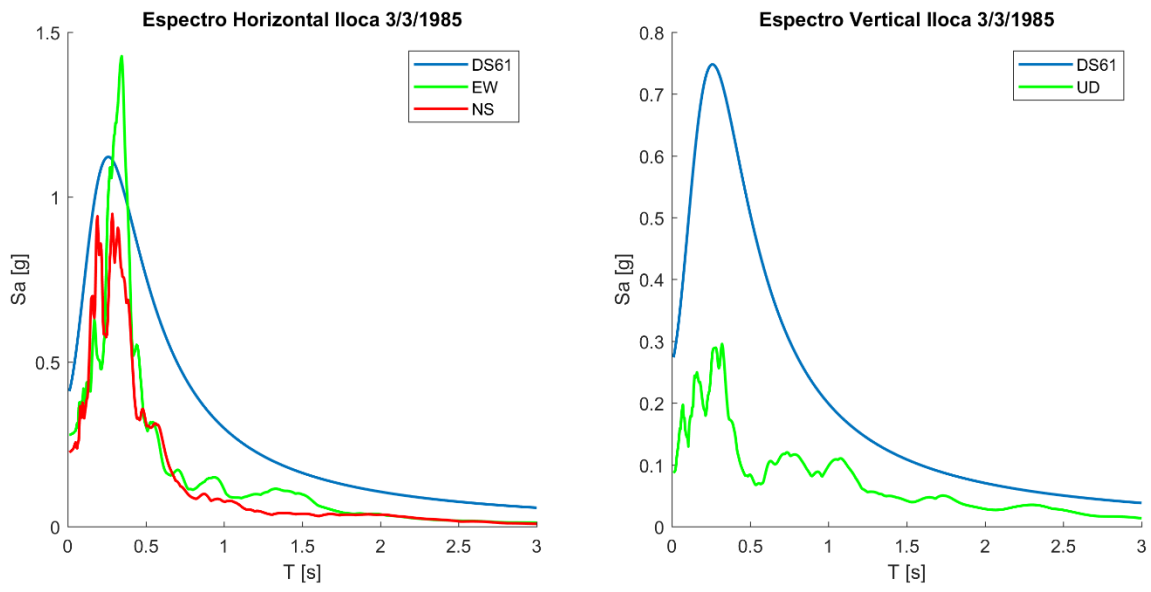


Figura A. 40: Espectros de respuesta Iloca 3/3/1985

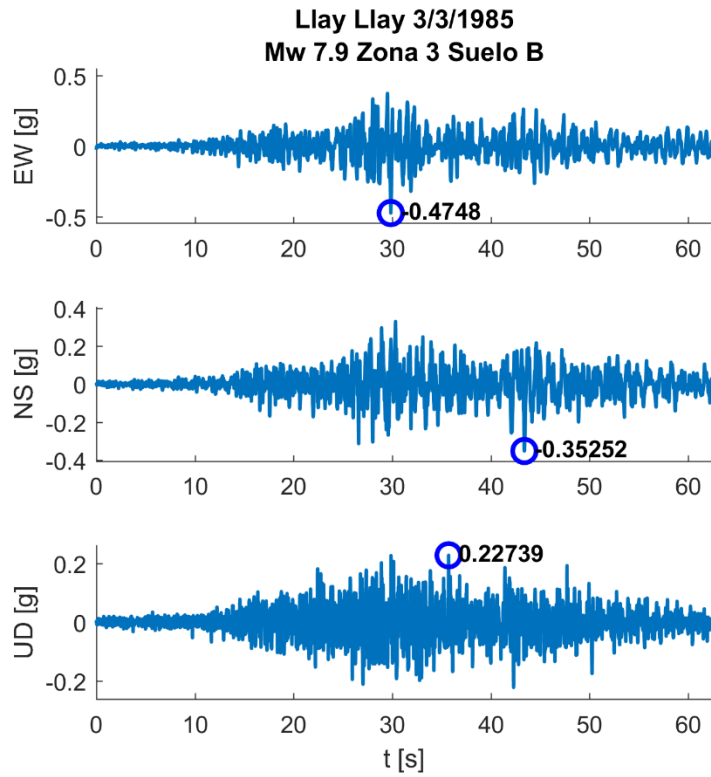


Figura A. 41: Registro Llay Llay 3/3/1985

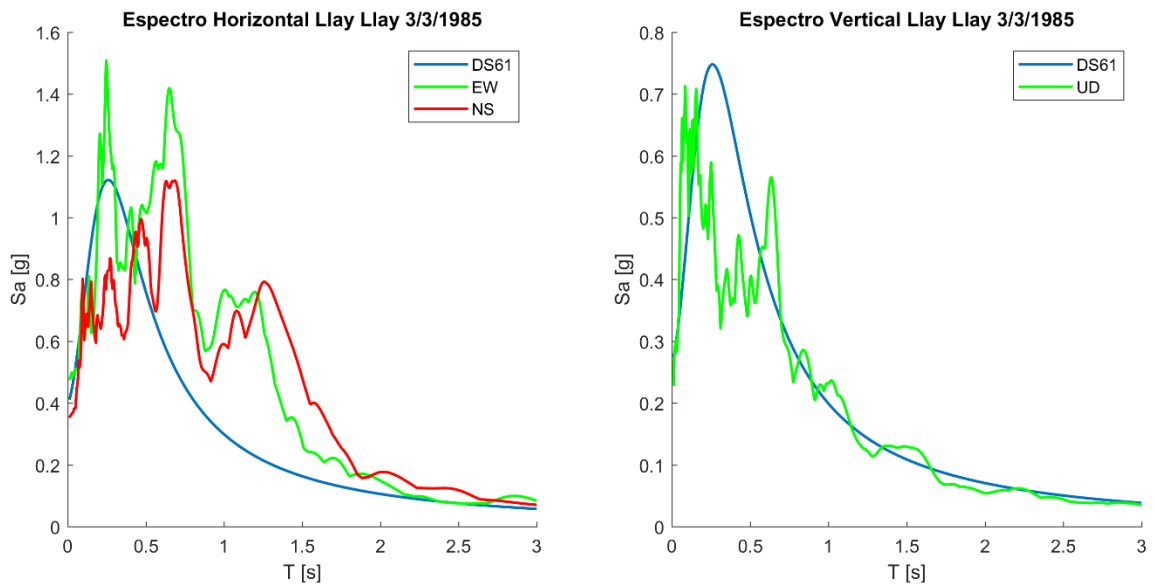


Figura A. 42: Espectros de respuesta Llay Llay 3/3/1985

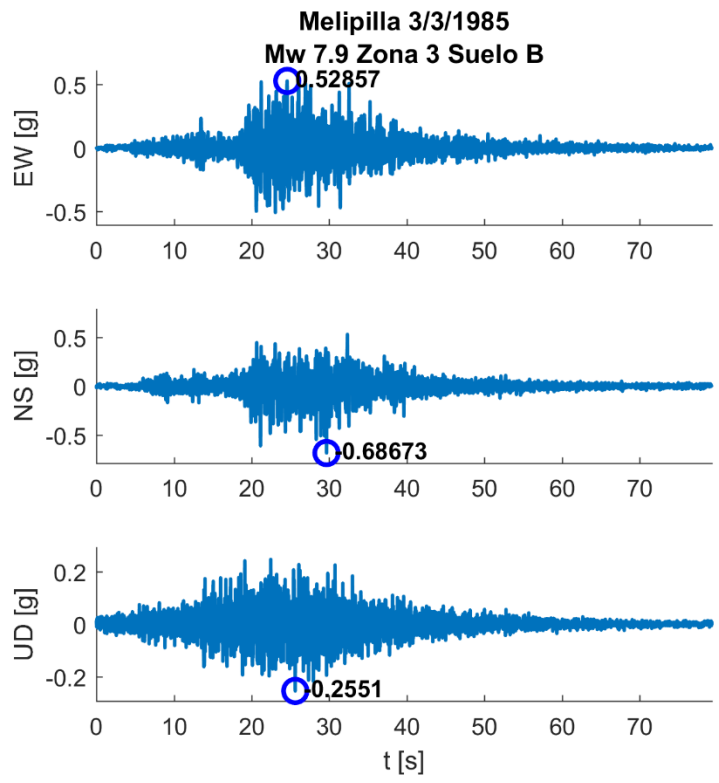


Figura A. 43: Registro Melipilla 3/3/1985

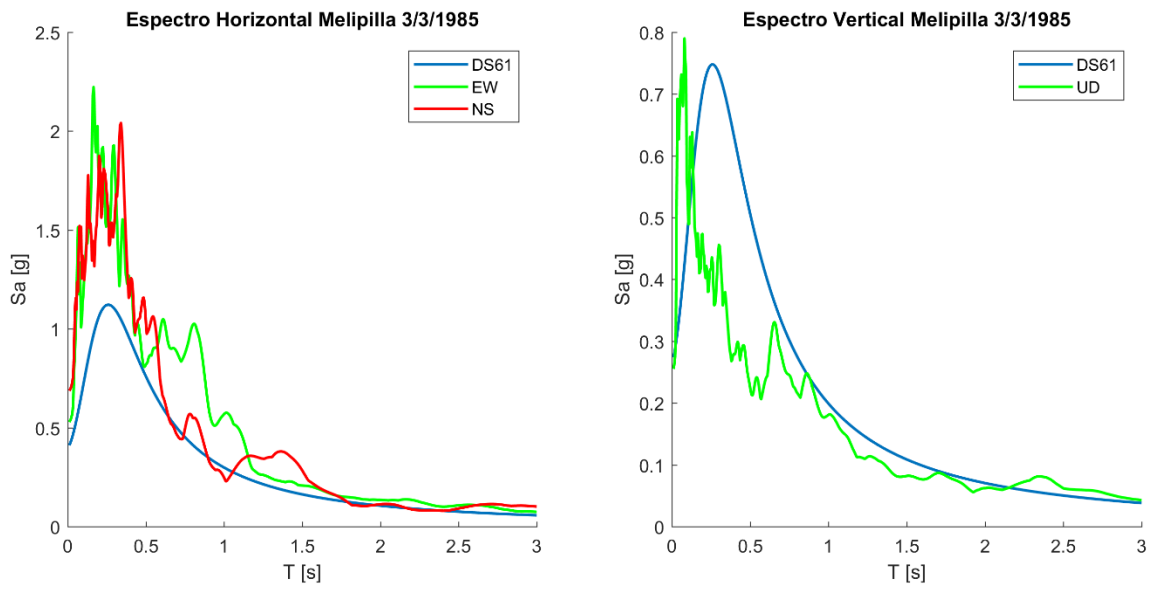


Figura A. 44: Espectros de respuesta Melipilla 3/3/1985

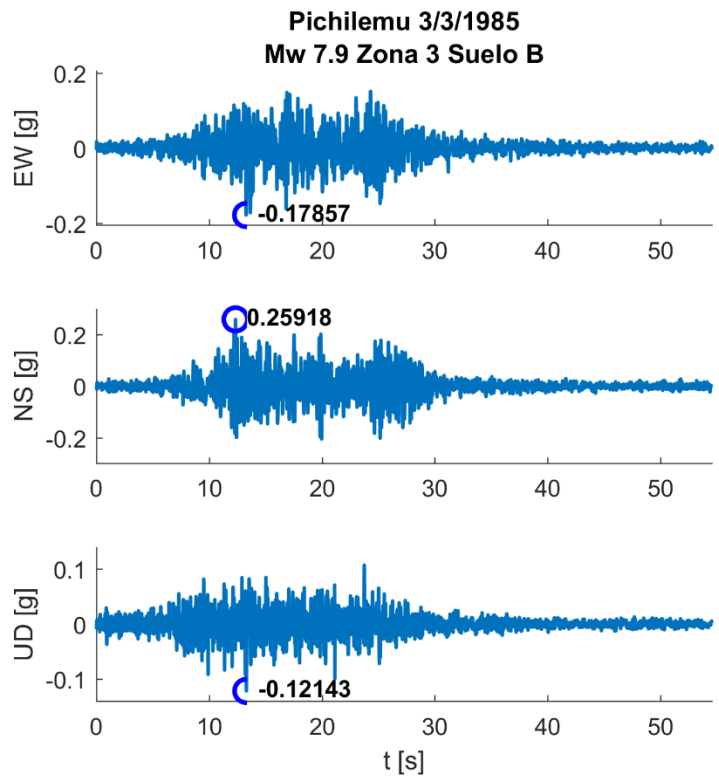


Figura A. 45: Registro Pichilemu 3/3/1985

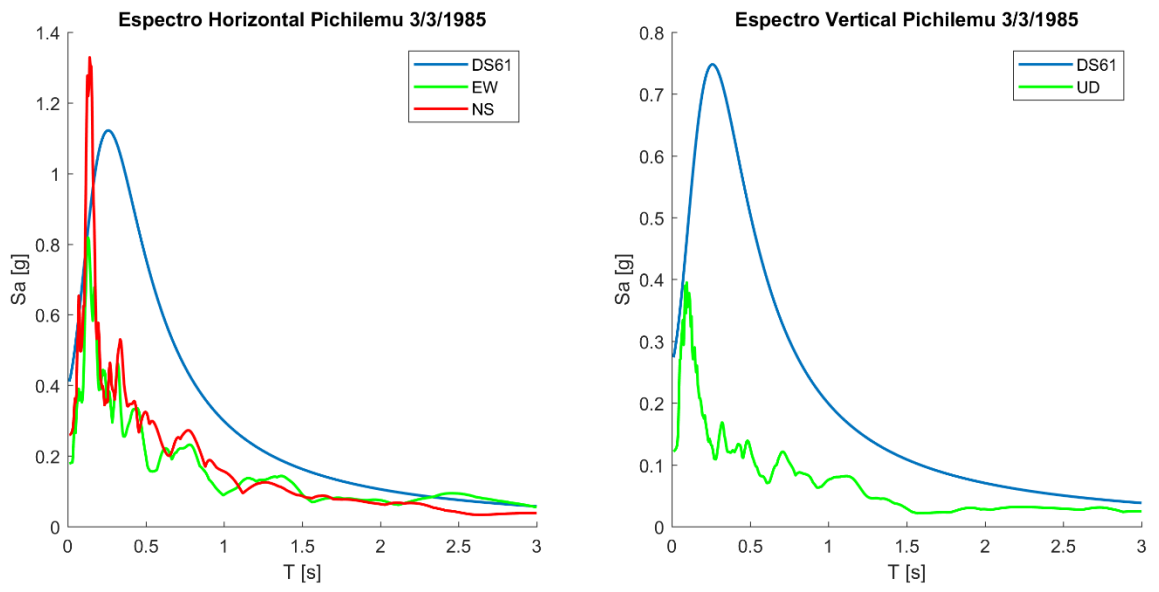


Figura A. 46: Espectros de respuesta Pichilemu 3/3/1985

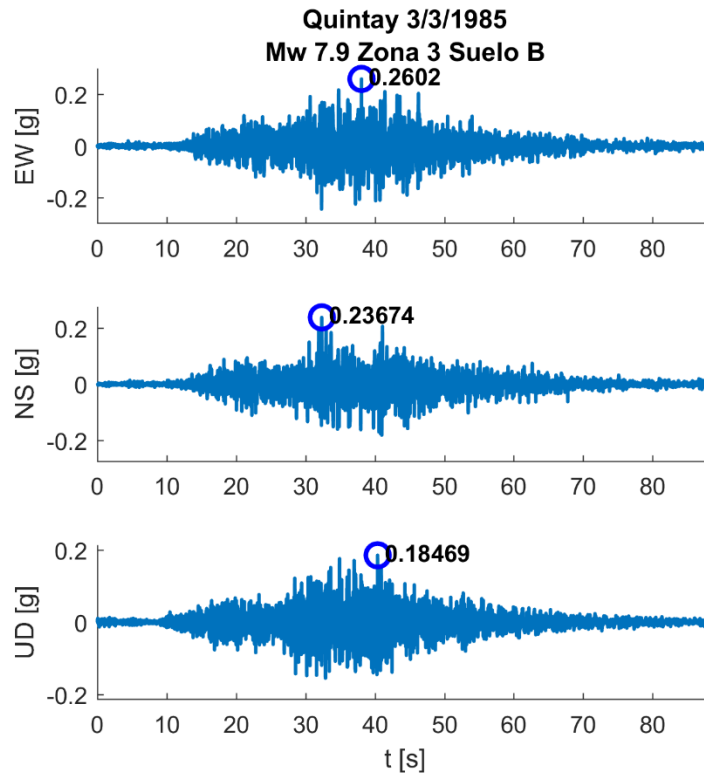


Figura A. 47: Registro Quintay 3/3/1985

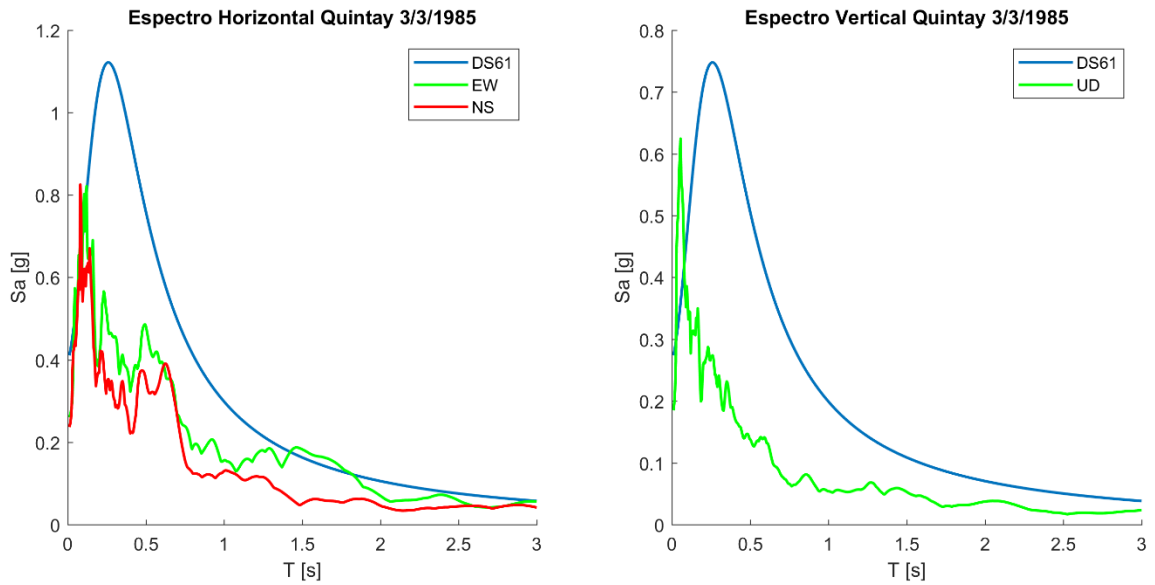


Figura A. 48: Espectros de respuesta Quintay 3/3/1985

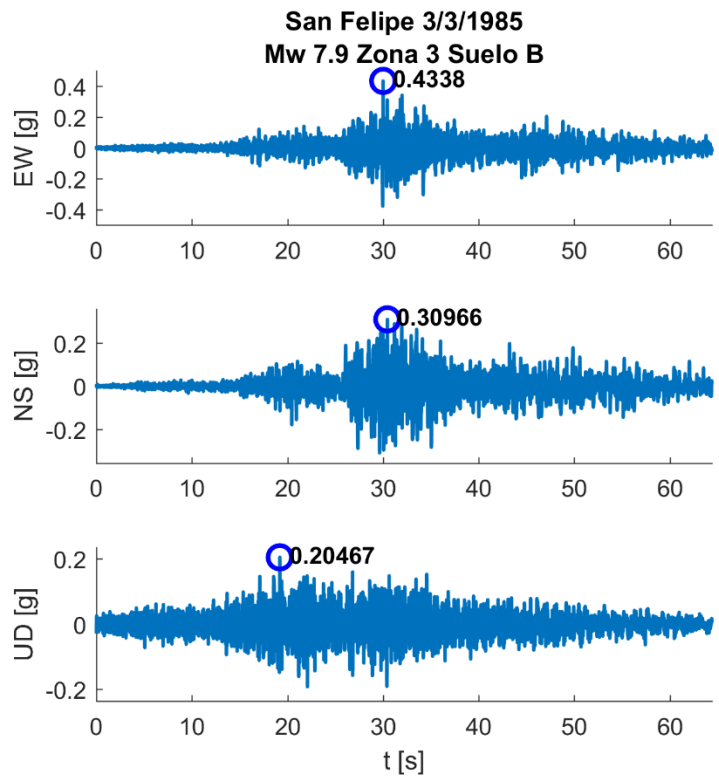


Figura A. 49: Registro San Felipe 3/3/1985

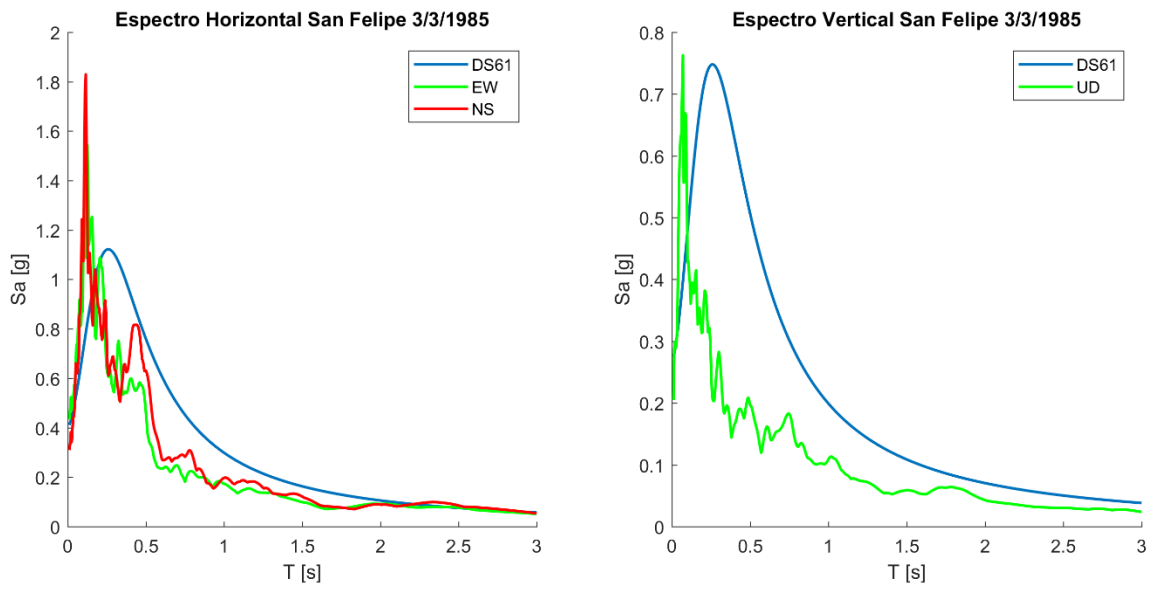


Figura A. 50: Espectros de respuesta San Felipe 3/3/1985

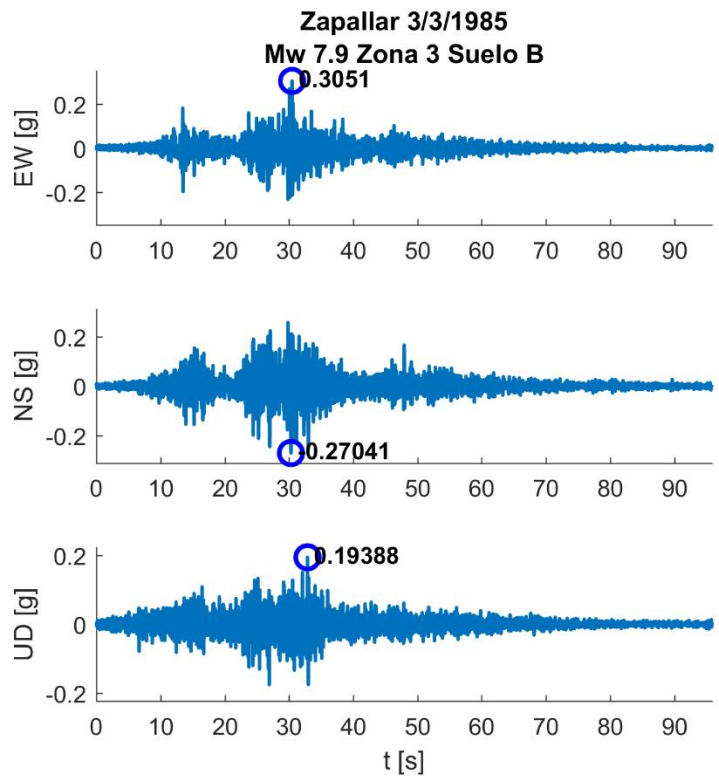


Figura A. 51: Registro Zapallar 3/3/1985

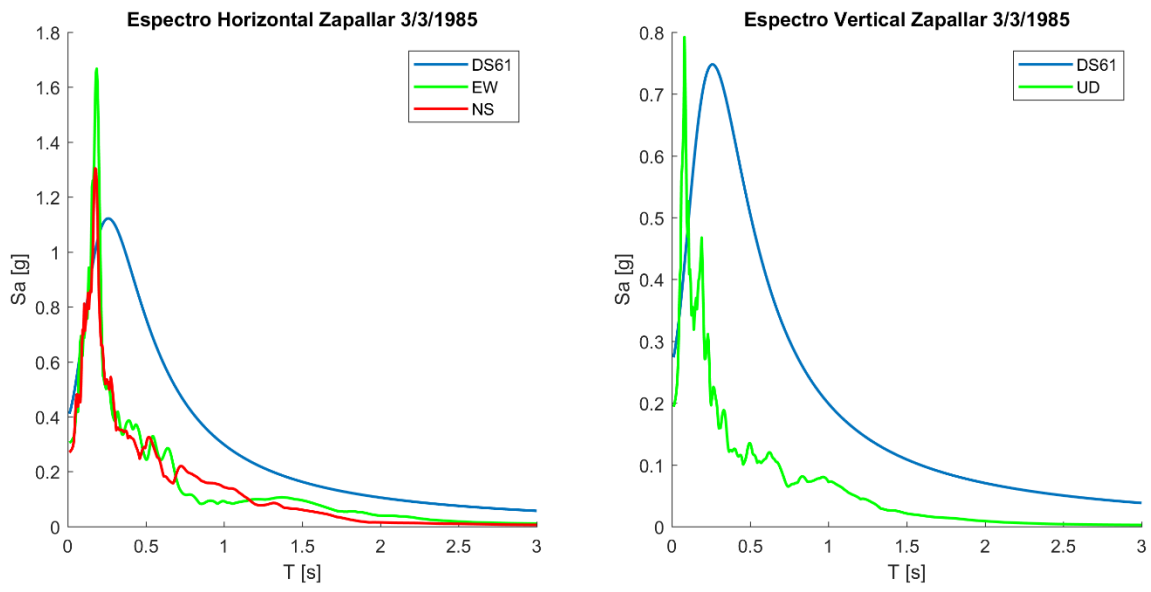


Figura A. 52: Espectros de respuesta Zapallar 3/3/1985

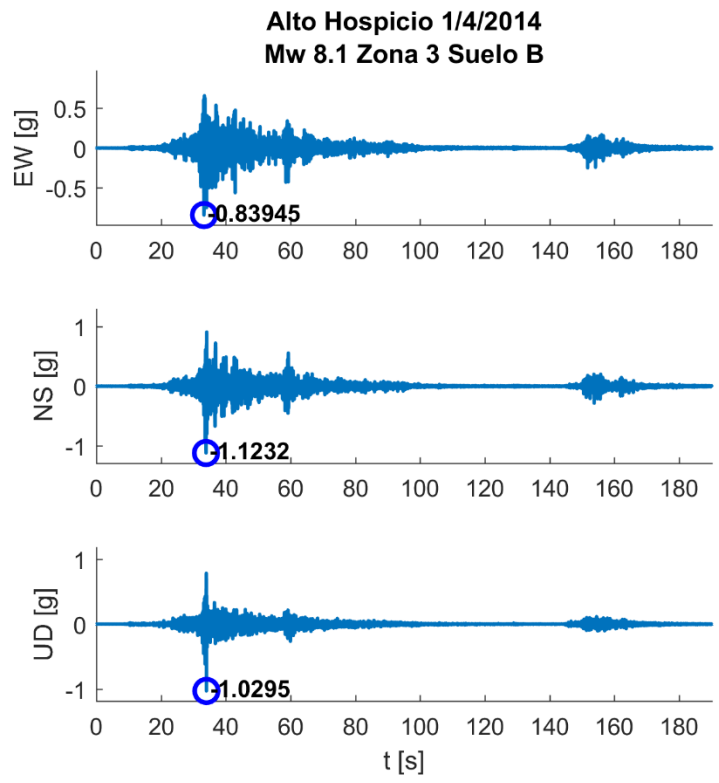


Figura A. 53: Registro Alto Hospicio 1/4/2014

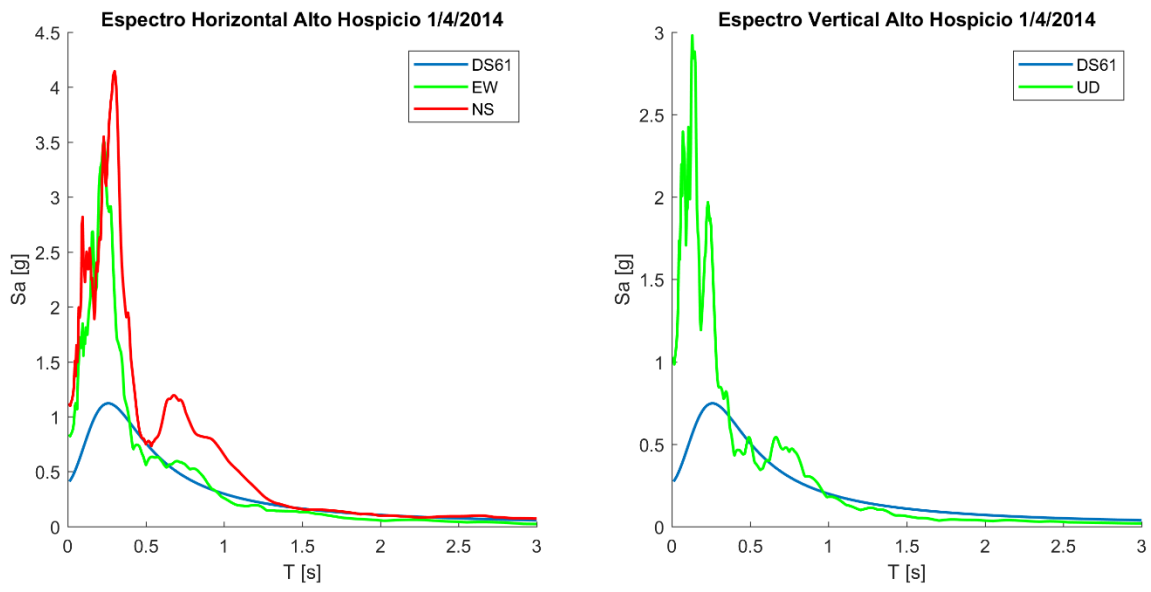


Figura A. 54: Espectros de respuesta Alto Hospicio 1/4/2014

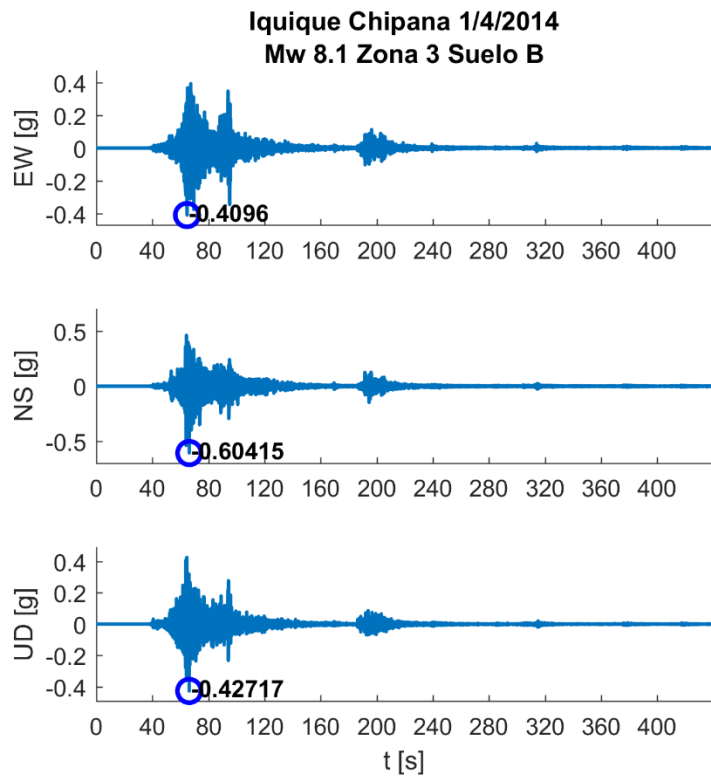


Figura A. 55: Registro Iquique Chipana 1/4/2014

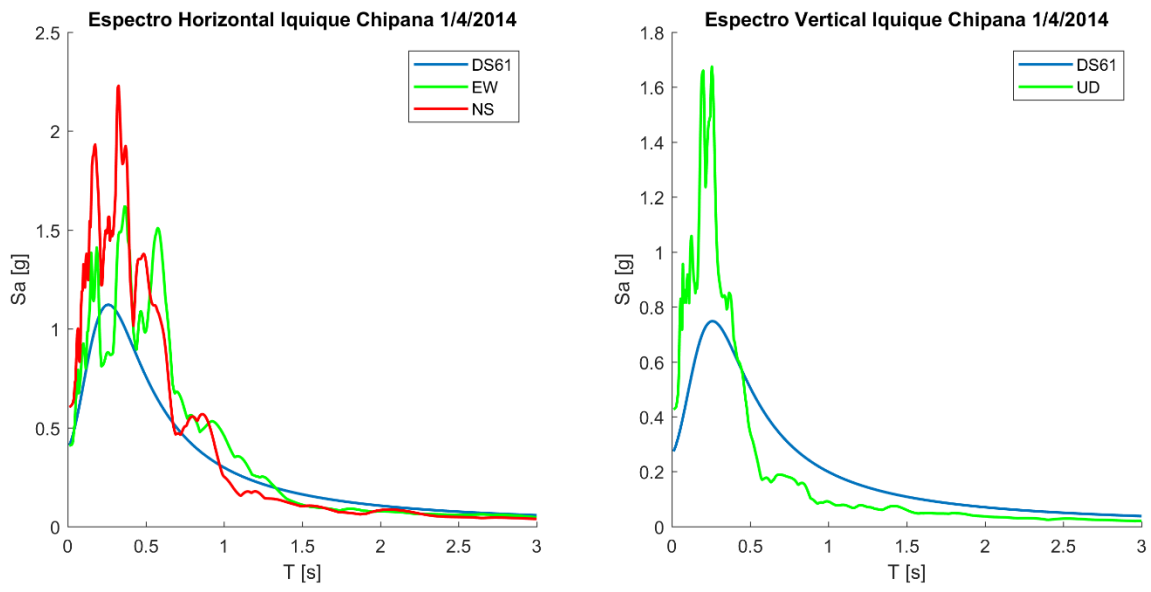


Figura A. 56: Espectros de respuesta Iquique Chipana 1/4/2014