



**UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



**DESARROLLO DE UN MODELO COMPUTACIONAL A PARTIR DE DATOS  
OBTENIDOS DE UN LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL Y UN ESTUDIO DE LAS  
PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN INMUEBLE DE INTERÉS HISTÓRICO.**

**POR**

**Isabel Margarita del Carmen Olivares Rosales**

Memoria de Título presentada a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Concepción para  
optar al título de Ingeniero Civil

Profesor Guía  
Dr. Patricio Dagoberto Cendoya Hernández

Profesional Supervisor  
Dr. Sebastián Andrés Calderón Díaz

Septiembre 2023  
Concepción (Chile)

© 2023 Isabel Margarita del Carmen Olivares Rosales

© 2023 Isabel Margarita del Carmen Olivares Rosales

Se autoriza la reproducción total o parcial, con fines académicos, por cualquier medio o procedimiento, incluyendo la cita bibliográfica del documento.

## DEDICATORIA

*Gracias a la vida que me ha dado tanto.  
Me dio dos luceros, que cuando los abro,  
Perfecto distingo lo negro del blanco  
Y en el alto cielo su fondo estrellado  
Y en las multitudes el hombre que yo amo.*

Violeta Parra

*A mi Pablo y Pedrito que son el motor de mi vida.*

## AGRADECIMIENTOS

A la Municipalidad de Lota por proporcionar el ingreso e inspección al edificio en estudio. Un especial agradecimiento al Director DIDECO, el Sr. Pablo Romero, por facilitar sus oficinas en las mediciones realizadas y a la funcionaria municipal del Programa PRBIPE, la Ingeniera Civil Sra. Mabel Montalba, quien coordinó el ingreso al edificio de todas las visitas realizadas.

A la Consultora OM&S Ingeniería y Proyectos por facilitar la Mecánica de suelos, la caracterización de los materiales, imágenes y detalle constructivo de techo y el informe de Recopilación Antecedentes Históricos del Edificio DIDECO (1949) para fines académicos.

Agradezco al profesor Patricio Cendoya, quien con una enorme paciencia durante el proceso de elaboración de esta memoria me guió incansablemente transmitiendo su enorme conocimiento. Y al profesor Sebastián Calderón por su gran disposición a salvar cualquier duda que se presentaba en el proceso.

A mis compañeros de universidad Gonzalo Lema y Vicente San Martín, por dar una jornada de sus vidas para realizar las mediciones de vibraciones ambientales al edificio y a Joaquín Barria, por explicar el funcionamiento del software que procesa dicha información.

A mi hermana Catalina por actualizar mi conocimiento en las normas APA, además de su apoyo incondicional, como el del resto de mi familia.

A mis compañeros de universidad Ivette Valenzuela y Andrés Chacana por ayudarme a resolver diversas dudas de formato de informes y softwares en el transcurso de la carrera y sobre todo en este periodo final de estudios.

Al profesor Rodrigo Silva, por ser un jefe de carrera excepcional, en lo humano y académico.

A la Universidad de Concepción por su excelencia en la formación académica y profesional.

## RESUMEN

Las edificaciones antiguas con valor patrimonial ayudan a preservar la historia y la cultura de un país y sus regiones, pero en un país con alta sismicidad como Chile, estas estructuras también entre las más dañadas por los terremotos. Son múltiples los factores que influyen para que esto suceda, la falta de recursos o la falta de planes de mantenimiento, el deterioro natural de los materiales y porque fueron proyectadas con normativas que en la actualidad pueden estar obsoletas técnicamente, dado que no contemplan avances en el conocimiento sísmico.

La incertidumbre de la información que se cuenta de estas estructuras de carácter histórico, referente a cómo están compuestos sus elementos constructivos, como es su conservación actual, saber si le han realizado reparaciones, remodelaciones y mantenciones adecuadas a lo largo de los años, dificulta caracterizar estructuralmente al edificio.

Por lo tanto, se genera el modelado computacional de una estructura de valor patrimonial, para obtener las demandas de esfuerzos sobre los elementos estructurales que la componen, comprender su comportamiento sísmico de acuerdo con la normatividad vigente, y definir las causas del daño estructural que produjo el sismo del 27 de febrero del 2010 al edificio.

En este informe se realizó el trabajo de campo y la recopilación de antecedentes, buscando obtener la mayor cantidad de datos técnicos e históricos de la edificación, explicando las consideraciones que se desarrollaron para generar un modelo de análisis numérico que capture el comportamiento estructural y sísmico del caso estudio de buena manera y finalmente se definieron los factores que incidieron o no en la generación de los deterioros que se produjeron en la estructura por el terremoto.

## **ABSTRACT**

Patrimonial buildings help preserving the history and culture of a country and its regions, but in a country with high seismicity like Chile, these structures are also among the most damaged by earthquakes. There are multiple factors that influence the happening of this, such as the lack of resources or the lack of maintenance plans for important - historical buildings, the natural deterioration of materials and because they were projected with regulations that are likely technically obsolete, given that they do not include advances in seismic knowledge.

The uncertainty of the available information about these structures of historical nature, referring to the composition of their constructive elements, how they have been conserved, if adequate remodeling, strengthening or retrofitting have been carried out over the years, makes it difficult to structurally characterize the current status of the building.

Therefore, the computational modeling of a patrimonial value structure is generated, to obtain the stress demands on the structural elements that compose it, understand its seismic behavior in accordance with current regulations, and define the causes of structural damage that produced the earthquake of February 27, 2010 to the building.

In this report, field work and background collection were carried out, seeking to obtain the greatest amount of technical and historical data of the building, explaining the considerations that were developed to generate a numerical analysis model that captures the structural and seismic study of the case in a good way and finally defining the factors that affected or not in the generation of the deterioration that occurred in the structure by the earthquake.

## ÍNDICE

<b>CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
1.1. Motivación .....	1
1.2. Objetivos.....	1
1.2.1 Objetivo general.....	1
1.2.2 Objetivos específicos.....	2
1.3. Plan de trabajo.....	2
1.4. Principales resultados .....	3
1.5. Organización de la memoria.....	3
<b>CAPÍTULO 2: LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL Y RECOPIACIÓN DE ANTECEDENTES .....</b>	<b>4</b>
2.1. Introducción .....	4
2.2. Análisis historiográfico.....	6
2.3. Levantamiento de información en terreno.....	7
2.4. Ensayos de laboratorio.....	9
2.5. Definición de sistema estructural del edificio DIDECO .....	11
2.6. Definición materialidad elementos constructivos del edificio DIDECO .....	13
2.7. Conclusiones .....	14
<b>CAPÍTULO 3: CARACTERIZACIÓN DINÁMICA A PARTIR DE LA MEDICIÓN IN SITU DEL PERIODO FUNDAMENTAL.....</b>	<b>15</b>
3.1. Introducción .....	15
3.2. Conceptos generales .....	15
3.2.1 Formulas aproximadas.....	15
3.2.2 Método de la razón espectral H/V.....	19
3.2.3 Método de la razón espectral H/H.....	20
3.3. Instrumentación de medición y mediciones.....	21

---

3.4.	Procesamiento de Datos.....	23
3.5.	Resultados razón espectral H/V primer nivel .....	25
3.6.	Resultados razón espectral H/V segundo nivel.....	27
3.7.	Resultados razón espectral H/H .....	29
3.8.	Conclusiones .....	34
<b>CAPÍTULO 4: MODELAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO .....</b>		<b>36</b>
4.1.	Introducción .....	36
4.2.	Materiales del modelo .....	36
4.3.	Cargas aplicadas al modelo.....	37
4.3.1	Sobrecargas de uso o cargas vivas .....	37
4.3.2	Cargas permanentes o muertas.....	38
4.3.3	Cargas sísmicas .....	39
4.3.4	Cargas presión lateral de tierra .....	42
4.3.5	Combinaciones de carga.....	42
4.4.	Consideraciones para la modelación del edificio.....	44
4.5.	Verificación de la estructura .....	45
4.5.1	Registro de daños .....	49
4.5.2	Verificación Desplazamiento sísmico .....	49
4.5.3	Verificación de las resistencias en los elementos de hormigón armado. ....	54
4.5.4	Nivel de tensiones en los muros de albañilería.....	58
4.6.	Conclusiones .....	58
<b>CAPÍTULO 5: CONCLUSIÓN.....</b>		<b>60</b>
<b>REFERENCIAS .....</b>		<b>61</b>
<b>ANEXO 2.3 LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN EN TERRENO .....</b>		<b>66</b>
<b>ANEXO 2.4 ENSAYOS DE LABORATORIO.....</b>		<b>69</b>
<b>ANEXO 2.5 DEFINICIÓN SISTEMA ESTRUCTURAL EDIFICIO DIDECO .....</b>		<b>71</b>



---

<b>ANEXO 3.2 CONCEPTOS GENERALES.....</b>	<b>75</b>
A.3.2.1 Periodo fundamental de la estructura.....	75
A.3.2.2 Vibraciones ambientales.....	76
A.3.2.3 Espectro de frecuencia.....	76
<b>ANEXO 3.4 PROCESAMIENTO DE DATOS .....</b>	<b>77</b>
<b>ANEXO 3.5 RESULTADOS RAZÓN ESPECTRAL H/V PRIMER NIVEL.....</b>	<b>79</b>
<b>ANEXO 3.6 RESULTADOS RAZÓN ESPECTRAL H/V SEGUNDO NIVEL .....</b>	<b>83</b>
<b>ANEXO 4.2 MATERIALES DEL MODELO .....</b>	<b>87</b>
<b>ANEXO 4.3.2 CARGAS PERMANENTES O MUERTAS.....</b>	<b>91</b>
<b>ANEXO 4.3.4 CARGAS PRESIÓN LATERAL DE TIERRA .....</b>	<b>92</b>
<b>ANEXO 4.5 VERIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA .....</b>	<b>94</b>
<b>ANEXO 4.5.1 REGISTRO DE DAÑOS .....</b>	<b>98</b>
<b>ANEXO 4.5.2 VERIFICACIÓN DESPLAZAMIENTO SÍSMICO .....</b>	<b>104</b>
<b>ANEXO 4.5.3 VERIFICACIÓN RESISTENCIAS HORMIGÓN ARMADO.....</b>	<b>121</b>
<b>ANEXO 4.5.4 NIVEL DE TENSIONES ALBAÑILERÍA CONFINADA. ....</b>	<b>181</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1	Resultados ensayos resistencia a la compresión del hormigón. ....	10
Tabla 2.2	Resultados ensayos a la compresión del ladrillo cerámico. ....	10
Tabla 2.3	Resultados ensayo a la tracción acero de refuerzo.....	10
Tabla 2.4	Definición grado de hormigón.....	13
Tabla 2.5	Definición propiedades mecánicas de la albañilería.....	13
Tabla 3.1	Resultados razón espectral H/V primer nivel. ....	26
Tabla 3.2	Cumplimiento criterios SESAME de fiabilidad de la curva H/V primer nivel. ....	26
Tabla 3.3	Resultados razón espectral H/V segundo nivel. ....	28
Tabla 3.4	Cumplimiento criterios SESAME de fiabilidad de la curva H/V segundo nivel. ....	29
Tabla 3.5	Resultados gráficos detallados razón espectral H/H.....	30
Tabla 3.6	Resultados razón espectral H/H.....	32
Tabla 3.7	Periodo fundamental DIDECO, fórmulas aproximadas y vibraciones ambientales.....	33
Tabla 4.1	Cargas de uso uniformemente distribuidas para pisos y techos. ....	38
Tabla 4.2	Cálculo sobrecarga de uso en techo.....	38
Tabla 4.3	Cargas muertas extras utilizadas.....	38
Tabla 4.4	Parámetros del espectro de diseño. ....	39
Tabla 4.5	Presión lateral de tierra.....	42
Tabla 4.6	Momentos de inercia y áreas transversales, para el hormigón estructural. ....	45
Tabla 4.7	Modificadores para muros de hormigón para evitar inestabilidades numéricas ....	45
Tabla 4.8	Masas sísmicas utilizadas.....	45
Tabla 4.9	Periodos y masa modal efectiva, modelo edificio muros de albañilería confinado.....	46
Tabla 4.10	Periodos y masa modal efectiva, modelo edificio marcos de hormigón.....	46
Tabla 4.11	Periodos fundamentales estudiados. ....	47
Tabla 4.12	Resumen verificación flexión, torsión combinada con corte y torsión de vigas. ....	55
Tabla A.3.5. 1	Resultados gráficos detallados razón espectral H/V primer nivel.....	79
Tabla A.3.5. 2	Criterio 3) SESAME fiabilidad de la curva H/V, 1° piso.....	82
Tabla A.3.6. 1	Resultados gráficos detallados razón espectral H/V segundo nivel.....	83
Tabla A.3.6. 2	Criterio 3) SESAME fiabilidad de la curva H/V, 2° piso.....	85

Tabla A.4.2. 1	Cuantía acero del refuerzo longitud en vigas.....	87
Tabla A.4.2. 2	Cuantía acero del refuerzo longitud en pilares.....	89
Tabla A.4.3.4. 1	Parámetros del suelo.....	93
Tabla A.4.5.2. 1	Drift modelo muros albañilería confinada, Suelo C.....	109
Tabla A.4.5.2. 2	Drift modelo muros albañilería confinada, Suelo D.....	112
Tabla A.4.5.2. 3	Drift modelo marcos rígidos de hormigón armado, Suelo C.....	115
Tabla A.4.5.2. 4	Drift modelo marcos rígidos de hormigón armado, Suelo D.....	117
Tabla A.4.5.3. 1	Verificaciones viga 55-90x25 eje 4, entre ejes J y J1, 2º nivel, suelo C.....	128
Tabla A.4.5.3. 2	Verificaciones viga 55-90x25 eje 4, entre ejes J y J1, 2º nivel, suelo D.....	131
Tabla A.4.5.3. 3	Verificaciones viga 55-90x25 eje 4, entre ejes J1 y E, 2º nivel, suelo C.....	135
Tabla A.4.5.3. 4	Verificaciones viga 55-90x25 eje 4, entre ejes J1 y E, 2º nivel, suelo D.....	139
Tabla A.4.5.3. 5	Verificaciones viga 50x30 eje 4, entre ejes E y C, 2º nivel, suelo C.....	143
Tabla A.4.5.3. 6	Verificaciones viga 50x30 eje 4, entre ejes E y C, 2º nivel, suelo D.....	147
Tabla A.4.5.3. 7	Verificaciones viga 40x30 eje 4, entre ejes E y C, 1º nivel.....	150
Tabla A.4.5.3. 8	Verificaciones viga 50x25 eje E, entre ejes 5 y 4, 2º nivel, suelo C.....	154
Tabla A.4.5.3. 9	Verificaciones viga 50x25 eje E, entre ejes 5 y 4, 2º nivel, suelo D.....	158
Tabla A.4.5.3. 10	Verificaciones viga 50x35 eje K, entre ejes 5 y 4, Subte.....	161
Tabla A.4.5.3. 11	Verificaciones viga 50x35 eje K, entre ejes 6 y 7, Subte.....	165
Tabla A.4.5.3. 12	Verificaciones viga 50x35 eje I, entre ejes 8 y 9, Subte.....	169
Tabla A.4.5.3. 13	Revisión efectos de esbeltez en columnas, Subte.....	178
Tabla A.4.5.3. 14	Revisión efectos de esbeltez en columnas, 1º Nivel.....	179
Tabla A.4.5.3. 15	Revisión efectos de esbeltez en columnas, 2º Nivel.....	180
Tabla A.4.5.3. 16	Revisión efectos de esbeltez en columnas de doble altura.....	180

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Edificio DIDECO por calle Eduardo Covarrubias. ....	4
Figura 2.2 Planos arquitectura DIDECO año 1950, (arriba) 1° Nivel y (abajo) 2° Nivel.....	5
Figura 2.3 Ubicación Edificio DIDECO (1949) en la ciudad de Lota. ....	6
Figura 2.4 Edificio DIDECO, fotografía del año 1949 (Galleguillos, 1952). ....	7
Figura 2.5 Levantamiento de información en terreno, nivel de subterráneo. ....	7
Figura 2.6 Levantamiento de información en terreno, primer nivel. ....	8
Figura 2.7 Levantamiento de información en terreno, segundo nivel.....	8
Figura 2.8 Revisión de estructura con detector de materiales, búsqueda de acero de refuerzo.....	9
Figura 2.9 Planimetría del subterráneo del edificio DIDECO. ....	11
Figura 2.10 Planimetría del primer nivel del edificio DIDECO. ....	11
Figura 2.11 Planimetría del segundo nivel del edificio DIDECO.....	12
Figura 3.1 Tromómetro Triaxial Tromino®. ....	21
Figura 3.2 Zonificación y numeración equipos Tromino, (arriba) 1° Nivel y (abajo) 2° Nivel.....	22
Figura 4.1 (a) Modelo considerando muros albañilería, (b) Modelo de m. de hormigón armado....	37
Figura 4.2 Espectro elástico de seudo aceleración. (a) Suelo C, (b) Suelo D.....	40
Figura 4.3 Espectros de diseño de seudo aceleraciones. (a) Dirección X, (b) Dirección Y. ....	41
Figura 4.4 Punto con mayor drift torsional, 2° nivel, modelo albañilería.....	50
Figura 4.5 Puntos con mayor drift torsional, 2° nivel, modelo marcos de hormigón.....	51
Figura 4.6 Drift CM, Suelo C, (a) C.ASD4), (b) C.ASD5), (c) C.ASD6), dirección X.....	52
Figura 4.7 Drift CM, Suelo D. (a) C.ASD4), (b) C.ASD5), (c) C.ASD6), dirección X. ....	52
Figura 4.8 Drift Tors., Suelo C. (a) C.ASD4), (b) C.ASD5), (c) C.ASD6), dirección X.....	53
Figura 4.9 Drift Tors., Suelo D. (a) C.ASD4), (b) C.ASD5), (c) C.ASD6), dirección X. ....	53
Figura 4.10 Demanda/Capacidad, cargas mayoradas, modelo muros de albañilería confinada. ....	54
Figura A.2.3. 1 Detector de materiales marca Bosch, modelo GMS 120.....	66
Figura A.2.3. 2 Medidor de distancia láser marca Bosch, modelo GLM 120. ....	66
Figura A.2.3. 3 Planimetría, definición de elementos estructurales, nivel subterráneo. ....	66
Figura A.2.3. 4 Planimetría, definición de elementos estructurales, primer nivel. ....	67
Figura A.2.3. 5 Planimetría, definición de elementos estructurales, segundo nivel. ....	67
Figura A.2.3. 6 Imágenes cerchas traspasado por Consultora OM&S. ....	68

Figura A.2.4. 1 Localización extracción muestra de acero, subterráneo.....	69
Figura A.2.4. 2 Localización extracción muestra de hormigón, 1° nivel. ....	69
Figura A.2.4. 3 Localización extracción muestra de hormigón, 2° nivel. ....	70
Figura A.2.4. 4 Ladrillos ocupados en ensayos de laboratorio, Ex Hospital ENACAR. ....	70
Figura A.2.5. 1 Disposición ladrillo: (a) aparejo soga, (b) aparejo inglés (www.gimsblog.com)....	71
Figura A.2.5. 2 Detallamiento de pilares.....	71
Figura A.2.5. 3 Detallamiento estructura de techo realizado por Consultora OM&S.....	72
Figura A.2.5. 4 Planta techos, de Consultora OM&S, (arriba) 1° Nivel y (abajo) 2° Nivel. ....	73
Figura A.2.5. 5 Detallamiento de vigas. ....	74
Figura A.3.4. 1 Señal entrada, elevación (Z), norte-sur (N) y este-oeste (E), 1° piso, Zona 4. ....	77
Figura A.3.4. 2 Selección ventanas 25 segundos, señal entrada registro 1° piso, Zona 4. ....	77
Figura A.3.4. 3 Ventanas 25 s., extracto señal de entrada registro vibraciones ambientales. ....	77
Figura A.3.4. 4 Gráfica razón espectral H/H, Zona 3, dirección Y, ventanas 25 segundos. ....	78
Figura A.4.3.2. 1 Modelo ETABS, modelo muros albañilería confinada. ....	91
Figura A.4.3.2. 2 Modelo ETABS, modelo marcos rígidos de hormigón armado. ....	91
Figura A.4.3.4. 1 Exterior DIDECO, fachada noreste. Subterráneo enterrado versus expuesto. ....	92
Figura A.4.3.4. 2 Empujes sobre estructura arriostrada. Figura N° 5 (IGMAGEO, 2018). ....	92
Figura A.4.5. 1 Modo 1 vibración, T= 0,102 s, modelo muros de albañilería confinado. ....	94
Figura A.4.5. 2 Modo 2 vibración, T= 0,075 s, modelo muros de albañilería confinado. ....	94
Figura A.4.5. 3 Modo 3 vibración, T= 0,069 s, modelo muros de albañilería confinado. ....	94
Figura A.4.5. 4 Modo 4 vibración, T= 0,051 s, modelo muros de albañilería confinado. ....	95
Figura A.4.5. 5 Modo 5 vibración, T= 0,048 s, modelo muros de albañilería confinado. ....	95
Figura A.4.5. 6 Modo 1 vibración, T= 0,299 s, modelo marcos rígidos de hormigón armado. ....	95
Figura A.4.5. 7 Modo 2 vibración, T= 0,285 s, modelo marcos rígidos de hormigón armado. ....	95
Figura A.4.5. 8 Modo 3 vibración, T= 0,217 s, modelo marcos rígidos de hormigón armado. ....	96
Figura A.4.5. 9 Modo 4 vibración, T= 0,124 s, modelo marcos rígidos de hormigón armado. ....	96

Figura A.4.5. 10 Modo 5 vibración, $T= 0,113$ s, modelo marcos rígidos de hormigón armado. ....	96
Figura A.4.5. 11 Gráfico periodos fundamentales caso estudio - Dirección X. ....	97
Figura A.4.5. 12 Gráfico periodos fundamentales caso estudio – Dirección Y.....	97
Figura A.4.5.1. 1 Grietas ejes J-K-I. (a), (b), (c), (d), (e), (f), (g) y (h) de Figura A.4.5.1.2. ....	98
Figura A.4.5.1. 2 Elevación DIDECO ejes J -K – I.....	99
Figura A.4.5.1. 3 Elevación DIDECO: (a) eje D, (b) eje A.....	99
Figura A.4.5.1. 4 Grietas elevación DIDECO eje 4: (a) y (b) de Fig. A.4.5.1.6(a). ....	99
Figura A.4.5.1. 5 Grietas elevación DIDECO eje E, Fig. A.4.5.1.6(b). ....	100
Figura A.4.5.1. 6 Elevación DIDECO: (a) eje 4, (b) eje E segundo nivel.....	100
Figura A.4.5.1. 7 Grietas elevación eje 4: (b), (c) y (d) de Fig. A.4.5.1.6(a) y A.4.5.1.8. ....	100
Figura A.4.5.1. 8 Elevación DIDECO eje 4. ....	101
Figura A.4.5.1. 9 Elevación DIDECO ejes 7. ....	101
Figura A.4.5.1. 10 Elevación DIDECO: (a) eje 10, (b) eje 1.....	101
Figura A.4.5.1. 11 Grietas elevación DIDECO eje 10: (a) y (b) de Fig. A.4.5.1.10(a). ....	102
Figura A.4.5.1. 12 Grietas elevación DIDECO eje 1: (a) y (b) y (c) de Fig. A.4.5.1.10(b). ....	102
Figura A.4.5.1. 13 Elevación DIDECO: (a) eje 8, (b) eje 10.....	102
Figura A.4.5.1. 14 Elevación DIDECO: (a) eje J, (b) eje J1. ....	103
Figura A.4.5.1. 15 Pilar edif. DIDECO eje K- 6. (a) grietas en color rojo y (b) grietas a la vista...103	
Figura A.4.5.2. 1 Desplaz. CM, Suelo C, albañilería. (a) C.ASD4), (b) C.ASD5), (c) C.ASD6)..104	
Figura A.4.5.2. 2 Desplaz. CM, Suelo D, albañilería. (a) C.ASD4), (b) C.ASD5), (c) C.ASD6). ....104	
Figura A.4.5.2. 3 Máx. Drift, Suelo C, m. albañilería. (a) C.ASD4), (b) C.ASD5), (c) C.ASD6). ..105	
Figura A.4.5.2. 4 Máx. Drift, Suelo D, m. albañilería. (a) C.ASD4), (b) C.ASD5), (c) C.ASD6)..105	
Figura A.4.5.2. 5 Drift CM, Suelo C, m. hormigón. (a) C.ASD4), (b) C.ASD5), (c) C.ASD6). ....106	
Figura A.4.5.2. 6 Drift CM, Suelo D, m. hormigón. (a) C.ASD4), (b) C.ASD5), (c) C.ASD6). ....106	
Figura A.4.5.2. 7 Drift Tors., Suelo C, m. hormigón. (a) C.ASD4), (b) C.ASD5), (c) C.ASD6). ..107	
Figura A.4.5.2. 8 Drift Tors., Suelo D, m. hormigón. (a) C.ASD4), (b) C.ASD5), (c) C.ASD6)..107	
Figura A.4.5.2. 9 Desplaz. CM, Suelo C, m.hormigón. (a)C.ASD4), (b)C.ASD5), (c)C.ASD6). ..108	
Figura A.4.5.2. 10 Desplaz. CM, Suelo D, m.hormigón. (a)C.ASD4), (b)C.ASD5), (c)C.ASD6). 108	
Figura A.4.5.2. 11 Máx. Drift, Suelo D, m. hormigón. (a) C.ASD4), (b) C.ASD5), (c) C.ASD6). 108	
Figura A.4.5.2. 12 Máx. Drift, Suelo D, m. hormigón. (a) C.ASD4), (b) C.ASD5), (c) C.ASD6). 109	

Figura A.4.5.3. 1 Diagramas de vigas para cálculo de momentos nominales .....	122
Figura A.4.5.3. 2 Momentos (kN-m) de eje 4, C. LRFD 3) en Máx, dirección Y, suelo C. ....	172
Figura A.4.5.3. 3 Momentos (kN-m) de eje 4, C. LRFD 3) en Máx, dirección Y, suelo D. ....	173
Figura A.4.5.3. 4 Momentos (kN-m) de eje 4, C. LRFD 3) en Mín, dirección Y, suelo C. ....	173
Figura A.4.5.3. 5 Momentos (kN-m) de eje 4, C. LRFD 3) en Mín, dirección Y, suelo D. ....	174
Figura A.4.5.3. 6 Momentos (kN-m) de eje 4, C. LRFD 2). ....	174
Figura A.4.5.3. 7 Momentos (kN-m) de eje 4, C. LRFD 3) en Mín, dirección X, suelo C. ....	175
Figura A.4.5.3. 8 Momentos (kN-m) de eje 4, C. LRFD 3) en Mín, dirección X, suelo D. ....	175
Figura A.4.5.3. 9 Momentos (kN-m) de eje K, C. LRFD 3) en Máx, dirección X, suelo C. ....	176
Figura A.4.5.3. 10 Momentos (kN-m) de eje K, C. LRFD 3) en Máx, dirección X, suelo D. ....	176
Figura A.4.5.3. 11 Momentos (kN-m) de eje K, C. LRFD 2).....	177
Figura A.4.5.4. 1 Tracción verticales ( $kgf/mm^2$ ), eje D, C. ASD 4) Mín, dire. X, suelo C. ....	181
Figura A.4.5.4. 2 Tracción verticales ( $kgf/mm^2$ ), eje D, C. ASD 4) Mín, dire. X, suelo D. ....	181
Figura A.4.5.4. 3 Tensiones de corte ( $kgf/mm^2$ ), eje D, C. ASD 4) Mín, dire. X, suelo C. ....	182
Figura A.4.5.4. 4 Tensiones de corte ( $kgf/mm^2$ ), eje D, C. ASD 4) Mín, dire. X, suelo D. ....	182
Figura A.4.5.4. 5 Tracciones verticales ( $kgf/mm^2$ ), eje 7, C. ASD 4) Mín, dire. Y, suelo C. ....	183
Figura A.4.5.4. 6 Tracciones verticales ( $kgf/mm^2$ ), eje 7, C. ASD 4) Mín, dire. Y, suelo D. ....	183
Figura A.4.5.4. 7 Tensiones de corte ( $kgf/mm^2$ ), eje 7, C. ASD 4) Mín, dire. Y, suelo C. ....	184
Figura A.4.5.4. 8 Tensiones de corte ( $kgf/mm^2$ ), eje 7, C. ASD 4) Mín, dire. Y, suelo C. ....	184
Figura A.4.5.4. 9 Tracciones verticales ( $kgf/mm^2$ ), eje 1, C. ASD 4) Mín, dire. X, suelo C. ....	185
Figura A.4.5.4. 10 Tracciones verticales ( $kgf/mm^2$ ), eje 1, C. ASD 4) Mín, dire. X, suelo D. ....	185
Figura A.4.5.4. 11 Tensiones de corte ( $kgf/mm^2$ ), eje 1, C. ASD 4) Mín, dire. Y, suelo C. ....	186
Figura A.4.5.4. 12 Tensiones de corte ( $kgf/mm^2$ ), eje 1, C. ASD 4) Mín, dire. Y, suelo D. ....	186

## **CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN**

### **1.1. Motivación**

Chile es un país de alta sismicidad, lo que pone en riesgo a todas las estructuras existentes. Dentro del catálogo de edificaciones, las que tienen valores patrimoniales o históricos presentan mayor vulnerabilidad sísmica por la degradación natural de los materiales producto del tiempo y condiciones ambientales, por acciones humanas, y porque no fueron diseñadas en base a códigos que consideran los últimos avances del estado del arte. Sin embargo, las reglas o directrices sobre cómo reforzar o reparar estructuras de interés histórico son de recién implementación a nivel nacional. De hecho, suele existir la duda sobre cuál es el nivel de resistencia que debería otorgarse a la estructura intervenida, si debe buscar entregar el mismo nivel de seguridad que a una estructura nueva o uno inferior producto del carácter patrimonial de la edificación.

En esta memoria se busca modelar estructuralmente un edificio de interés histórico mediante simulación numérica, en base a un levantamiento estructural y el estudio de sus propiedades dinámicas, para evaluar comportamiento sísmico. El trabajo comprende la recopilación de antecedentes del caso estudio, definición de planimetría y materiales de los elementos constructivos, medición empírica de periodos de vibración, la realización de modelación estructural lineal elástico, revisión del catastro y justificación de daños, y comportamiento sísmico y demanda de esfuerzos sobre elementos estructurales. La modelación estructural se empleó para verificar si la estructura cumple las prescripciones de la normativa NCh433.OF1996 Mod 2012 - Solicitaciones sísmicas (Instituto Nacional de Normalización, 1996 Mod. 2012).

### **1.2. Objetivos**

#### **1.2.1 Objetivo general**

Evaluar el comportamiento dinámico de un edificio de interés histórico considerando diferentes hipótesis sobre su configuración estructural, a partir del conocimiento de las propiedades dinámicas



experimentales, el modelo computacional y los requerimientos de la normativa NCh433.OF1996 Mod 2012.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

- Realizar un levantamiento estructural de un edificio de valor patrimonial en base a los antecedentes historiográfico, estudios de ingeniería previos y mediciones in situ.
- Desarrollar mediciones experimentales en base a vibraciones ambientales de las propiedades dinámicas del edificio.
- Modelar computacionalmente el edificio a partir de un levantamiento estructural y un estudio de las propiedades mecánica que caracterizan los materiales.
- Desarrollar un análisis comparativo de las propiedades dinámicas y concluir acerca del comportamiento sísmico y demanda de esfuerzos sobre elementos estructurales, de acuerdo con la normativa actual.

### **1.3. Plan de trabajo**

El plan de trabajo se divide en las siguientes etapas:

- 1) Recopilación de antecedentes: en esta etapa se busca información técnica e histórica del caso estudio, se revisa la normativa y referencias bibliográficas afines, para contar con un marco teórico claro.
- 2) Estudio de antecedentes: se realiza un análisis historiográfico, levantamiento planimétrico y estructural del caso en estudio, junto con el análisis a los ensayos de laboratorio realizados a los materiales, para definir el sistema constructivo del edificio.
- 3) Mediciones de periodo fundamental: en esta etapa se aclaran conceptos, se realiza medición empírica de periodos del edificio, se procesan los datos y analizan los resultados, para la definición del periodo fundamental del inmueble de interés histórico en estudio.

- 4) Modelación estructural: consiste en el modelamiento numérico del caso estudio, verificación grado de cumplimiento de la normativa y determinación de la demanda sísmica, para justificación de daños.

#### **1.4. Principales resultados**

Se logró responder a las preguntas de investigación planteada por los objetivos específicos, dentro de los principales resultados, se tiene que:

- Se desarrolló un levantamiento estructural a un edificio de valor patrimonial a partir de los antecedentes y mediciones realizadas in situ en las visitas a terreno.
- Se modeló computacionalmente el edificio escogido como caso estudio, a partir del levantamiento geométrico y estructural en terreno, y a los ensayos de laboratorio que caracterizan las propiedades mecánicas de los materiales.
- Se logró entender el comportamiento sísmico y demanda de esfuerzos de los elementos estructurales considerando las prescripciones y recomendaciones de la NCh433.OF1996 Mod 2012.

#### **1.5. Organización de la memoria**

Este trabajo está compuesto de cinco capítulos, incluidos los capítulos de Introducción (Capítulo 1) y Conclusión (Capítulo 5).

El Capítulo 2 corresponde a los antecedentes que se pudieron recabar del edificio en estudio para definir cuál es su constitución estructural actual. En el Capítulo 3 se presenta el estudio de campo realizado para recolectar, procesar y analizar las mediciones de vibraciones ambientales, y con éstas determinar los periodos dominantes del edificio. El Capítulo 4 mediante modelación numérica se verifica si el caso estudio cumple las prescripciones de la normativa NCh433.OF1996 Mod 2012 - Solicitaciones sísmicas (INN, 1996 Mod. 2012).

## CAPÍTULO 2: LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL Y RECOPIACIÓN DE ANTECEDENTES

### 2.1. Introducción

Las estructuras antiguas y de valor patrimonial, que ayudan a preservar la historia y cultura del país y sus regiones, suelen resultar dañadas por sismos, los que ocurren frecuentemente en países de alta sismicidad como Chile. Esto ocurre por el deterioro natural de los materiales, por la baja mantención que se realiza a las edificaciones en general y debido a que las estructuras han sido intervenidas a lo largo del tiempo y en muchas ocasiones no existen registros de dichas intervenciones posteriores a su construcción. En general se cuenta con muy poca documentación técnica de este tipo de estructuras dado el año en el cual se construyeron, lo que genera la problemática de dar con un diagnóstico de daño acertado cuando se someten a eventos sísmicos, lo cual limita su restauración histórica debido a la aplicación de leyes y reglamentos de construcción modernos (ICOMOS, 2022). Para realizar un buen diagnóstico basado en enfoques históricos cualitativos, es necesario recopilar toda la información histórica del caso estudio y del sector donde se ubica, generar un levantamiento geométrico, estructural y de daños. El enfoque cuantitativo implica caracterizar los materiales constituyentes y sistema constructivos (ICOMOS, 2013).



**Figura 2.1** Edificio DIDECO por calle Eduardo Covarrubias.

En esta memoria se emplea como caso de estudio una estructura con valores patrimoniales de albañilería que sufrió daños estructurales durante el terremoto del 27 de febrero del 2010, el edificio seleccionado actualmente alberga la Dirección de Desarrollo Comunitario (DIDECO) de la Ilustre Municipalidad de Lota, puesto que se cuenta con información de la mecánica de suelos del sector, la caracterización de los materiales del edificio y del registro de daños que se produjeron por el terremoto del 2010, que en su mayoría se encuentran reparados no estructuralmente. El inmueble fue construido en 1949, del cual existe acotada información técnica original (solo existen los planos de arquitectura

del primer y segundo piso). Se estima por el año de construcción y las técnicas constructivas de la época, que la albañilería es confinada pero no al 100%, es decir se estima que no se encuentra totalmente confinada por pilares y cadenas.

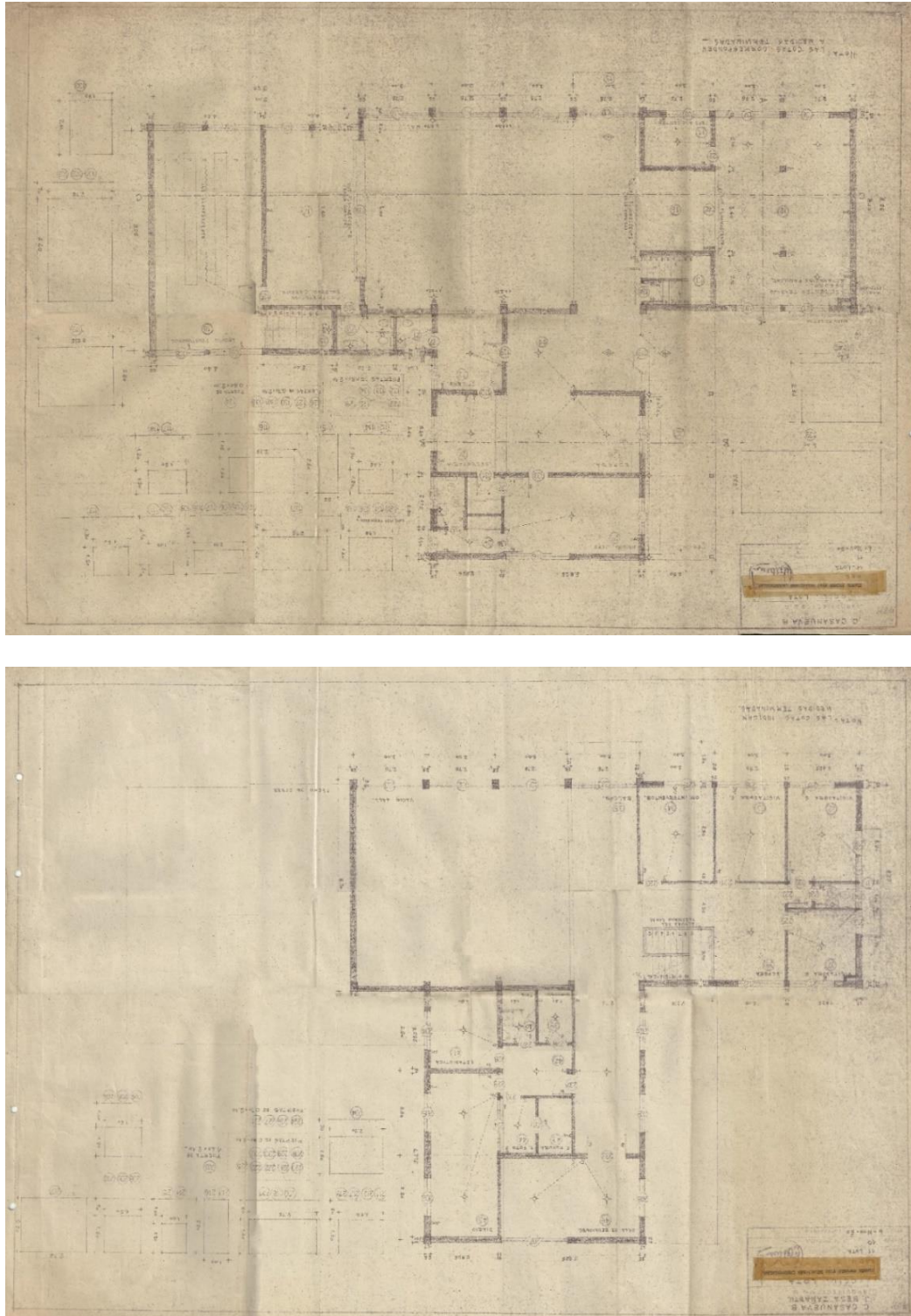


Figura 2.2 Planos arquitectura DIDECO año 1950, (arriba) 1º Nivel y (abajo) 2º Nivel.

Por lo anterior este capítulo trata de explicar cuál es su constitución estructural y material a partir de la búsqueda de información en diferentes instituciones, la indagación técnica e histórica recabada y el levantamiento de datos en terreno.

## 2.2. Análisis historiográfico

El caso estudio DIDECO (1949), se ubica en la parte alta de la comuna de Lota, como se observa en la Figura 2.3, en la zona declarada como Típica por el Consejo de Monumentos Nacionales (Ministerio de Educación, 2014). El edificio está emplazado en calle Eduardo Covarrubias N°220. La construcción es de una superficie de  $982\text{ m}^2$  y consta de dos niveles más un nivel de subterráneos.



Figura 2.3 Ubicación Edificio DIDECO (1949) en la ciudad de Lota.

Se encuentra cercano a inmuebles monumentos históricos como el hospital Gota de Leche (Ministerio de Educación, 2012) o el Centro cultural Pabellón 83 (Ministerio de Educación, 2009a). El edificio fue diseñado por el arquitecto Carlos Casanueva, quien trabajó para la compañía minera de Lota a partir de la década del 20 y por cerca de 30 años (OM&S, 2018a). El edificio mezcla el estilo minero y modernista típico de la época. Dicho arquitecto además diseñó infraestructuras declaradas Monumentos Históricos como la Torre Centenario (Ministerio de Educación, 2010).

DIDECO inicialmente fue diseñado para albergar al Departamento de Bienestar de la Compañía Minera de Lota en su segunda locación. Dicho departamento buscaba dignificar a los trabajadores de

las minas del carbón, siendo uno de los primeros departamentos de bienestar para trabajadores existente en el país, resultado de años de luchas sociales de los mineros de Lota, de aquí que su valor patrimonial no solo se sustenta en el valor arquitectónico del edificio (OM&S, 2018a).



Figura 2.4 Edificio DIDECO, fotografía del año 1949 (Galleguillos, 1952).

El inmueble fue traspasado al Municipio de Lota el año 1997, cuando las minas de carbón cerraron. Actualmente acoge las dependencias del Departamento de Desarrollo Comunitario (DIDECO) de la Ilustre Municipalidad de Lota, departamento municipal que se encuentra en funcionamiento atendiendo un número acotado de personas solo en la jornada de la mañana. En la Figura 2.4 se puede observar al edificio DIDECO recién construido.

### 2.3. Levantamiento de información en terreno

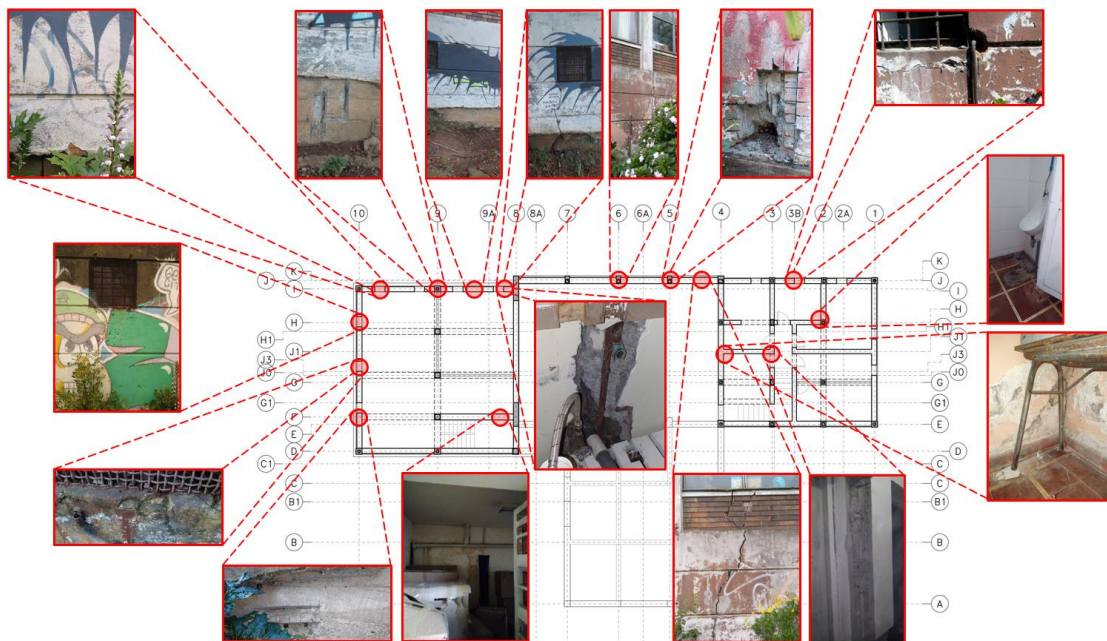


Figura 2.5 Levantamiento de información en terreno, nivel de subterráneo.

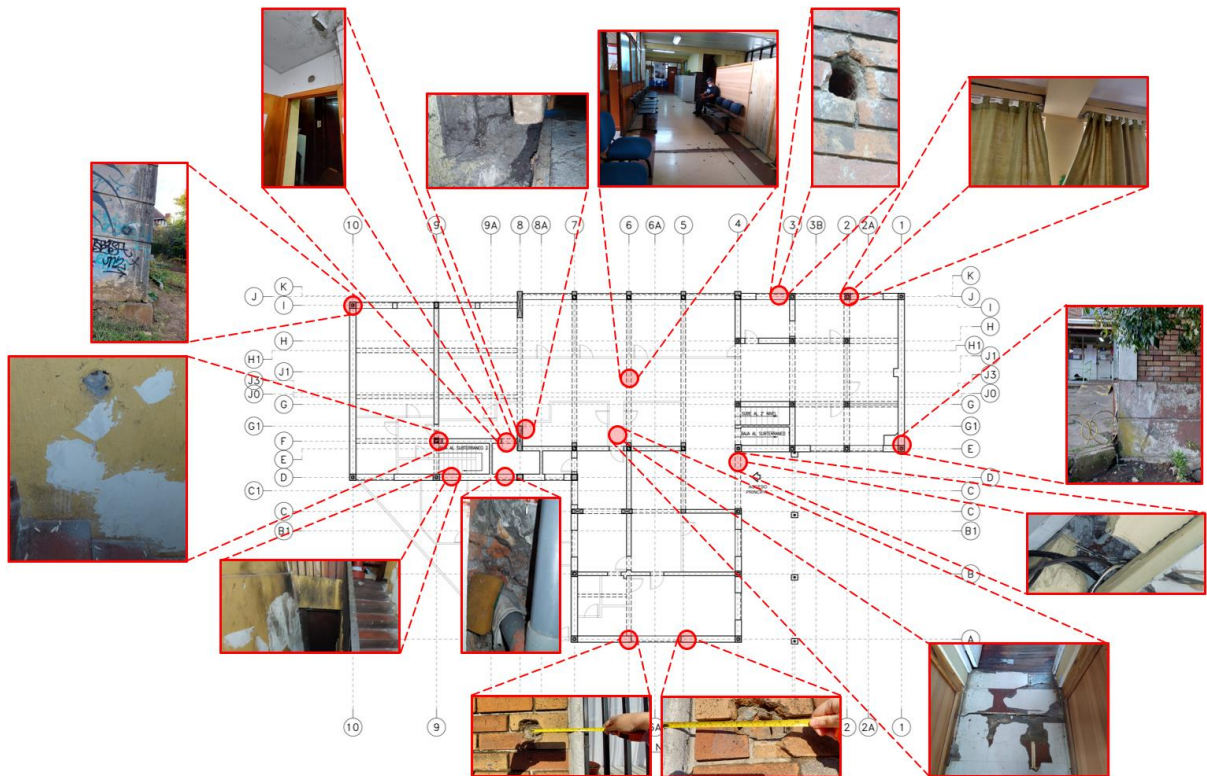


Figura 2.6 Levantamiento de información en terreno, primer nivel.

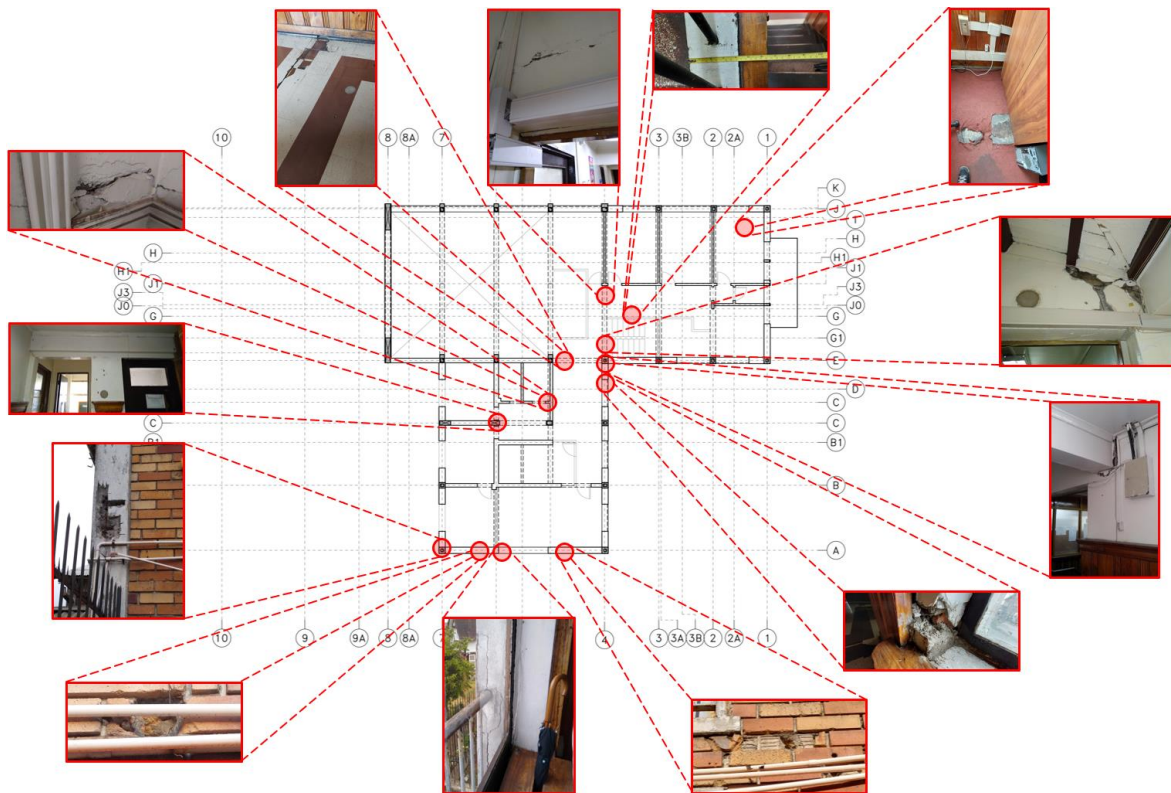


Figura 2.7 Levantamiento de información en terreno, segundo nivel.

El levantamiento planimétrico, arquitectónico y estructural realizado en el edificio, que se esquematiza desde la figura 2.5 a la 2.7, se efectúa para corroborar dimensiones, búsqueda de elementos estructurales de hormigón armado y corroborar materialidades. Lo anterior se realiza mediante fotografías, huincha de medir manual, medidor de distancia láser, detector de materiales y se utiliza el software AutoCAD 2023 para la realización de la planimetría.

No se pudo realizar inspección al 100% del edificio, dado que en el periodo de tiempo que se realizaron los levantamientos de datos en terreno, existieron restricciones de ingresos a algunos espacios por la contingencia COVID-19, en estos sectores se utilizó información entregada por funcionarios municipales.



**Figura 2.8** Revisión de estructura con detector de materiales, búsqueda de acero de refuerzo.

#### **2.4. Ensayos de laboratorio**

Los ensayos de laboratorio realizados a los materiales constituyentes fueron facilitados por la consultora OM&S Ingeniería y Proyectos para su uso académico y restringido al presente estudio.

En la Tabla 2.1 se muestra los resultados de ensayos de resistencia realizados a muestras de hormigón armado, extraídas del edificio DIDEKO (1949) en las localizaciones que se pueden observar en planimetría de las figuras del Anexo 2.4.

Los muros de albañilería del inmueble no sufrieron graves daños, por lo cual no se sacaron muestras de ladrillos del edificio DIDEKO (1949), en cambio para realizar los ensayos a la comprensión de



dicho material, se utilizaron unidades extraídas del edificio Ex Hospital ENACAR (hospital donde se ubica la infraestructura conocida como Gota de Leche), inmueble que si sufrió daño en sus muros de albañilería en el terremoto del 27 de febrero 2010. Se estimó por la cercanía de los edificios (revisar Figura A.2.4.4 de los anexos) y años de construcción, que las unidades de ladrillos fueron fabricados en los mismos hornos, por lo cual se consideraron que los muros de albañilería de ambos edificios tienen las mismas propiedades mecánicas.

**Tabla 2.1 Resultados ensayos resistencia a la compresión del hormigón.**

Nivel Edificio	Elemento	f'c (MPa)
1° nivel	viga	24,0
	columna	33,9
2° nivel	viga	15,2
	columna	27,5
	losas	54,3

*Nota.* Fuente: Informe de Ensayo Resistencia a la Compresión Oficial N° 1.352.742-0, realizado por IDIEM el 04 de mayo 2018. Resistencia corregida por esbeltez, cilindro normal de diámetro 15 cm y altura de 30 cm.

**Tabla 2.2 Resultados ensayos a la compresión del ladrillo cerámico.**

N°	Resistencia Compresión Individual, MPa (fp)
1	38,5
2	40,9
3	40,7
4	37
5	41,7
6	36,9
Promedio	39,3

*Nota.* Fuente: Informe de Ensayo Ladrillo Cerámico N° TOA - 105330, realizado por CESMEC S.A. el 08 de junio 2018.

El acero de refuerzo ensayado es de terminación lisa y de 16 mm de diámetro nominal, con los resultados a la tracción que muestra en la siguiente tabla.

**Tabla 2.3 Resultados ensayo a la tracción acero de refuerzo.**

Propiedades mecánicas	Valor	Unidad
Tensión de fluencia ( $F_Y$ )	369,71	MPa
Tensión de rotura ( $F_u$ )	511	MPa
Módulo de elasticidad ( $E_S$ )	200.000	MPa

*Nota.* Fuente: Informe de Ensayo Oficial DAC-UIN N° 258.320, realizado por IDIEM el 12 de junio 2018.

### 2.5. Definición de sistema estructural del edificio DIDECO

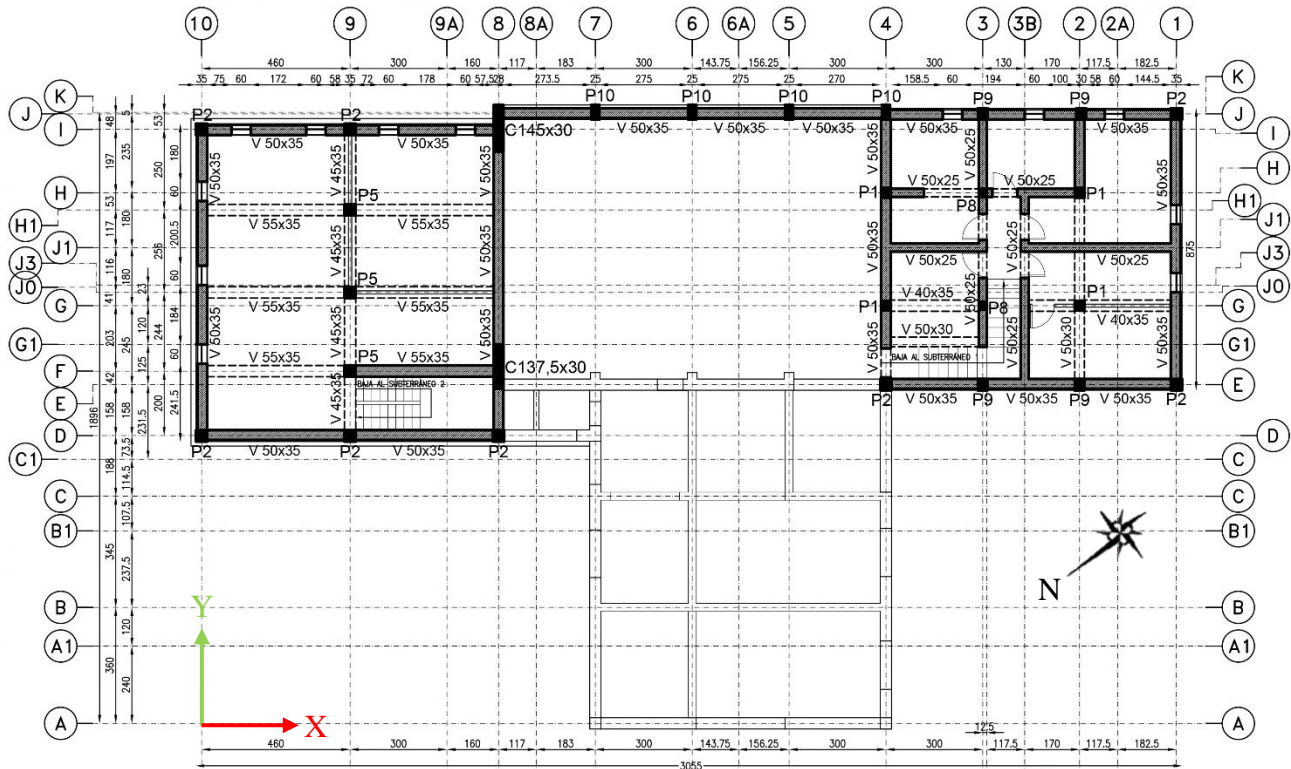


Figura 2.9 Planimetría del subterráneo del edificio DIDECO.

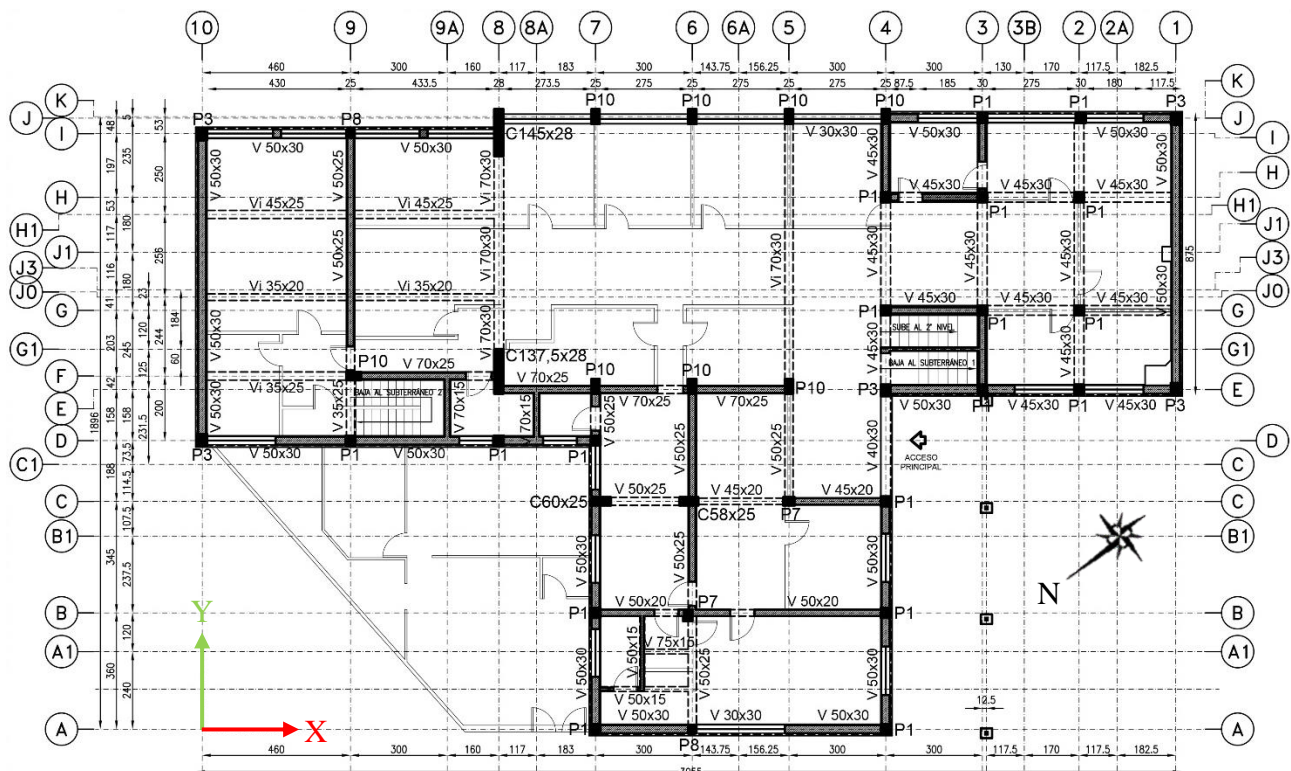


Figura 2.10 Planimetría del primer nivel del edificio DIDECO.

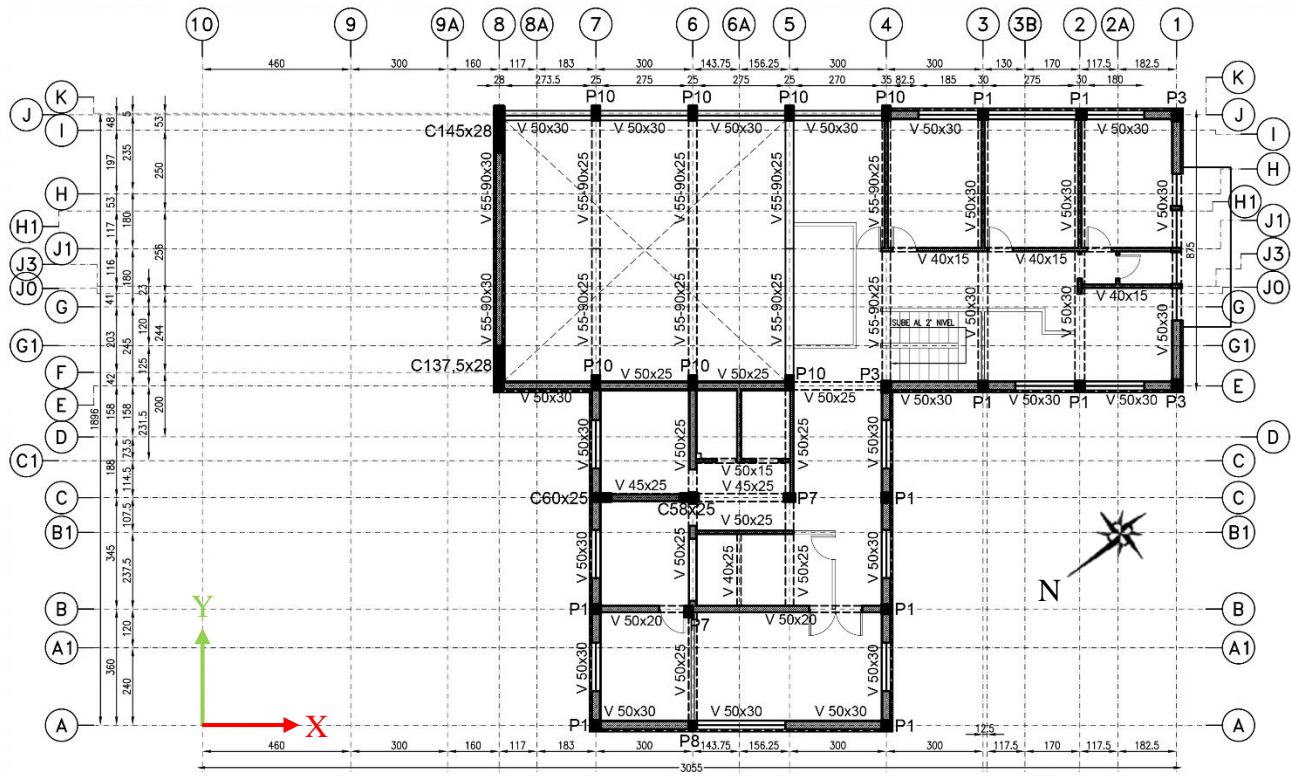


Figura 2.11 Planimetría del segundo nivel del edificio DIDECO.

Su estructura subterránea es de muros de hormigón, como también dos columnas esbeltas que llegan al segundo piso ubicados en el eje 8. El resto de los muros en el primer y segundo piso son de albañilería confinada, de 25 cm de espesor en los muros perimetrales con los ladrillos dispuestos en aparejo inglés y en muros interiores de 10 cm, 15 cm y 20 cm de espesor con ladrillos dispuestos en aparejo de sogá e inglés, el hormigón de pega tiene un espesor de 1 a 2 cm. La unidad de ladrillo tiene unas dimensiones aproximadas de 24 cm x 11 cm x 6 cm y es del tipo cerámico macizo.

Confinando los muros de albañilería se encuentran tanto en el perímetro como en el interior de la estructura, pilares y vigas de hormigón armado de diferentes dimensiones. Las losas son de hormigón armado de aprox. 15 cm de espesor con malla barras de 10 mm en una dirección y de 6 mm de diámetro en la dirección transversal, de acuerdo con los ensayos de laboratorio y en columnas el acero de refuerzo longitudinal es liso de 16 mm de diámetro (OM&S, 2018b), según lo registrado en las inspecciones al edificio los estribos también tienen terminación lisa y son de 6 mm de diámetro. La techumbre está compuesta por cerchas y tijerales de roble.

Los muros perimetrales están revestidos en su cara exterior por palmetas cerámicas refractaría Lota Green de aproximadamente 22,5 cm x 6,5 cm x 2,5 cm y adicionalmente los muros del subterráneo están revestidos sobre las palmetas cerámicas por granito picado a la martellina. Interiormente los muros de albañilería y de hormigón están revestido de estuco de 2,5 cm a 5 cm de espesor. Los pavimentos interiores son en entablado de madera nativa o de baldosa microvibrada que se encuentra en algunos sectores revestidas además por alfombrilla o piso vinílico.

En las Figuras 2.9, 2.10 y 2.11 se observan las planimetrías desarrolladas en este estudio a partir del levantamiento de información presentada. En los Anexos 2.5 se puede revisar el detallamiento de pilares, estructura de techo, techo y vigas.

## 2.6. Definición materialidad elementos constructivos del edificio DIDECO

Con los ensayos de laboratorio, se definen los grados de hormigón por elemento y las propiedades mecánicas de la albañilería.

**Tabla 2.4 Definición grado de hormigón**

Elemento	Grado	f'c (MPa)	Densidad (kg/m <sup>3</sup> )	Ec (MPa)
Viga	G15	15	2.350	18.203
Columna	G25	25	2.350	23.500
Losa	G50	50	2.440	33.234

*Nota.*  $E_c = 4.700 \sqrt{f'c}$ , de acuerdo con la sección 19.2.2.1.b del código A.C.I. 318/19. Se asume el hormigón de densidad normal.

**Tabla 2.5 Definición propiedades mecánicas de la albañilería**

Propiedades mecánicas	Cantidad	Unidad
Tensión de compresión por unidad de albañilería ( $f_p$ )	36,9 <sup>a</sup>	MPa
Densidad	1.800 <sup>b</sup>	kg/m <sup>3</sup>
Resistencia básica a la compresión de la albañilería ( $f_m'$ )	6 <sup>c</sup>	MPa
Módulo de elasticidad de la albañilería ( $E_m$ )	6.000 <sup>d</sup>	MPa
Módulo de corte de la albañilería ( $G_m$ )	1.800 <sup>e</sup>	MPa
Módulo de Poisson	0,1 <sup>f</sup>	

*Nota.* <sup>a</sup> Menor valor- Ensayo Ladrillo Cerámico N° TOA – 105330. <sup>b</sup>Anexo A - NCh 1537.Of2009. <sup>c</sup> Pto. 5.7.1. b) - NCh 2123.Of1997 Mod. 2003. <sup>d</sup> Pto. 5.7.4 Ec. (7) - NCh 2123.Of1997 Mod. 2003. <sup>e</sup> Pto. 5.7.4 Ec. (8) - NCh 2123.Of1997 Mod. 2003. <sup>f</sup>(Chourasia, Singhal , & Parashar, 2019)

El menor valor obtenido de las unidades de albañilería ensayadas a la compresión es de 36,9 MPa, la que cumple con la resistencia a la compresión mínima requerida para la unidad de albañilería de

acuerdo con la solicitud de la Tabla 1 de la NCh2123.OF1997 Mod 2003 (INN, 1997 Mod. 2003). Con este menor valor se definió las propiedades mecánicas de la albañilería que se muestran en la Tabla 2.5.

## **2.7. Conclusiones**

Entre más antigua la estructura es mayor la incertidumbre respecto a cómo están compuestos sus elementos constructivos, cuál es su grado de conservación, y es más difícil saber detalladamente las reparaciones o remodelaciones que se le han realizado a la edificación a lo largo de los años, en general además existe acotada información técnica original. De los posibles edificios de carácter patrimonial en estudio para la realización de esta memoria, se escogió al edificio DIDECO (1949) por que se cuenta con la mecánica de suelos del sector, la caracterización de los materiales, el registro de daños que se produjeron por el terremoto del 2010 y con los planos de arquitectura de la época de dos de sus niveles, lo que se completó con levantamientos de información en terreno y en diferentes servicios, para definir la configuración estructural del inmueble.

Por el año de construcción del edificio, se infiere que los elementos de albañilería confinados presentes en los ejes resistentes fueron calculados en base a normativas de la época y presentan un deterioro debido a su año de construcción, a las múltiples modificaciones que se han realizado a la fecha sin que haya registro de las mismas y, sobre todo, como consecuencia del terremoto del 27 de febrero 2010. Por el año de construcción y las técnicas constructivas de la época, se infiere que la albañilería no está 100% confinada por pilares y cadenas.

## **CAPÍTULO 3: CARACTERIZACIÓN DINÁMICA A PARTIR DE LA MEDICIÓN IN SITU DEL PERIODO FUNDAMENTAL.**

### **3.1. Introducción**

En este capítulo se detalla la investigación de campo realizado para obtener, procesar y analizar las mediciones de vibraciones ambientales realizadas en el edificio DIDECO (1949), para obtener el periodo fundamental o predominante del inmueble en sus diferentes direcciones y los parámetros que se han investigado para validar estos resultados.

### **3.2. Conceptos generales**

#### **3.2.1 Formulas aproximadas**

Las edificaciones antiguas, de interés históricas, fueron diseñadas en otras épocas en base a normativas o códigos en su gran mayoría obsoletos. La incertidumbre de la información que se cuenta de estas estructuras con respecto a cómo están compuestos sus elementos constructivos, como es su conservación actual, el conocimiento que se tenga de las reparaciones o remodelaciones realizadas a la estructura a lo largo de los años, hacen que sea complicado conocer fehacientemente las características del edificio, lo que dificulta su análisis estructural con respecto a caracterizar los periodos y su análisis modal. Desde este punto de vista, lo más recomendable es medir el periodo fundamental mediante un proceso empírico, lo que pudiera resultar más confiable, mas no 100% expedito ni económico, sobre todo en los casos que las estructuras presenten daño estructural importante o de ocupación restringida. También existe el tema de la cantidad de edificios existentes, tampoco se puede ir y medir todos los edificios ya construidos, sobre todo en ciudades con un número importante de construcciones antiguas. Por estas razones, disponer de algunas fórmulas simplificadas, de acuerdo con las tipologías constructivas, que aproximen probabilísticamente el valor del periodo de una estructura, usando parámetros fáciles de observar como la altura o el número de pisos, es conveniente, sobre todo al iniciar una evaluación estructural. Con estas fórmulas se podría estimar rápidamente, por ejemplo, si existe resonancia entre la estructura y el suelo, o se puede ocupar como parámetro de aceptación a modelos matemáticos computacionales (Espinoza Barreras, 1999).

En Chile las normativas de diseño sísmico no presentan formulas aproximadas para el cálculo de los periodos fundamentales, en cambio indican que se deben calcular para cada dirección sísmica mediante un procedimiento fundado (INN, 1996 Mod. 2012). Pero existen fórmulas aproximadas provenientes desde la academia que ayudan a verificar cálculos o modelos computacionales.

Las Ecuaciones 3.1 y 3.2 presentan fórmulas aproximadas de periodo fundamental para edificaciones chilenas estructuradas a base de muros, donde la Ecuación 3.1 es más adecuada para edificios con grandes ventanales, edificaciones construidas desde la década de los 60 en adelante y la Ecuación 3.2 es más apropiada para edificaciones con menor porcentaje de ventanas y/o aberturas en sus fachadas, edificaciones construidas previo a 1960 (Monge Espiñeira, 1982):

$$T = 0,015 \cdot H \quad (3.1)$$

$$T = 0,012 \cdot H \quad (3.2)$$

Donde:

T: es el periodo fundamental de la estructura medida en segundos.

H: altura del edificio medido en metros, sobre el nivel basal.

Dentro de las fórmulas aproximadas más usadas en diferentes normas y códigos de diseño es la expresada en la Ecuación 3.3 (Morales Medina, 2014):

$$T = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} \quad (3.3)$$

Esta expresión se derivó del método Rayleigh, conjeturando una deformación lineal, una distribución triangular de fuerza y que el corte basal es inversamente proporcional a  $T^{\frac{2}{3}}$  (Asteris, Repapis, Sarhosis, Athanasopoulou, & Cavaleri, 2015).

Donde:

H: altura del edificio medido en metros o en pies, desde los cimientos o la parte superior de sótano.

$C_t$ : es un coeficiente que depende de la tipología constructiva.

Uno de los primeros códigos que usaron la Ecuación 3.3 para el cálculo de periodo fundamental, es el Applied Technology Council (Morales Medina, 2014), el cual considera  $C_t$  con un valor de 0,025 para marcos de hormigón resistentes a momento y H es la altura del edificio medido en pies (Applied Technology Council, 1978).

El Uniform Building Code, para la misma Ecuación 3.3 propone un valor  $C_t$  de 0,0731 para marcos de hormigón resistentes a momento y para marcos arriostrados excéntricamente, y 0,0488 para todas las demás tipologías constructivas. Considera H como la altura del edificio medido en metros (UBC, 1997).

El código de diseño sismorresistente de la Unión Europea también utiliza la Ecuación 3.3 para encontrar el valor del periodo de forma aproximada y propone un valor  $C_t$  de 0,075 para marcos de hormigón resistentes a momento y para marcos de acero arriostrados excéntricamente, y 0,050 para las otras estructuras, con H en metros y válida para edificios de hasta 40 metros de altura (Comité Europeo de Normalización, 2004).

De forma alternativa para edificaciones con muros cortante de hormigón armado o albañilería, el Eurocode 8 entrega una expresión para calcular de forma más exacta el coeficiente  $C_t$  de la Ecuación 3.1, las que se pueden revisar en las Ecuaciones 3.4 y 3.5.

$$C_t = 0,075/\sqrt{A_c} \tag{3.4}$$

$$A_c = \sum A_i \cdot (0,2 + (l_{wi}/H)^2) \tag{3.5}$$

Donde:

$A_c$ : es el área total de los muros de cortante en el primer piso medidos en metros cuadrados.

$A_i$ : es el área de la sección transversal efectiva del muro de corte i en la dirección considerada en el primer piso, medidos en metros cuadrados.

$l_{wi}$ : es la longitud del muro de corte i en el primer piso en la dirección paralela a las fuerzas, medidos en metros, con la condición de que  $l_{wi}/H$  no sobrepase 0,9.

Otro código que entrega una fórmula aproximada es la norma técnica peruana E.030 en la Ecuación 3.6, para edificios hasta 15 pisos:



$$T = h_n / C_t \quad (3.6)$$

Donde:

$h_n$ : es la altura total de la edificación en metros.

Considerando el coeficiente  $C_t$  igual a 45 para edificios de hormigón armado cuyos elementos sismorresistentes sean pórticos de hormigón armado con muros en cajas de ascensor y escalera o pórticos de acero arriostrados, e igual a 60 para edificios de albañilería y para todos los edificios de hormigón armado duales, de muros estructurales y de ductilidad limitada (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento del Perú, 2016).

El código sísmico francés AFPS-90 del año 1990, recomienda usar el resultado más desfavorable entre las Ecuaciones 3.7 y 3.8 para calcular un periodo aproximado para edificios de albañilería (Kaushik, Rai, & Jain, 2006).

$$T = 0,06 \cdot \frac{h}{\sqrt{d}} \cdot \sqrt{\frac{h}{2d+h}} \quad (3.7)$$

$$T = \frac{0,09 h}{\sqrt{d}} \quad (3.8)$$

Donde:

h: es la altura total de la edificación en metros.

d: es la dimensión de la base de edificio en el nivel del zócalo a lo largo de la dirección considerada de la fuerza lateral, en metros.

El código sísmico de Costa Rica indica como fórmula aproximada la Ecuación 3.9 para edificios tipo marco formados exclusivamente por marco de hormigón armado y la Ecuación 3.10 para edificios tipo dual con sistemas duales de marcos y muros estructurales, marcos arriostrados o muros de mampostería (Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica, 2002).

$$T = 0,10 N \quad (3.9)$$

$$T = 0,08 N \quad (3.10)$$

Donde:

N: es el número total de pisos.

En la Tabla 3.7 se presenta el cálculo del periodo fundamental realizado al edificio DIDECO con las diferentes fórmulas aproximadas antes mencionadas, divididas en cuatro categorías constructivas, edificaciones estructuradas en base a muros, a marcos de hormigón armado, otras tipologías que no sean marcos de acero u hormigón y edificaciones de muros de albañilería. De lo que se observa en la tabla, el rango de valores para periodo calculados para edificaciones estructuradas con muros va desde los 0,07 a 0,087 segundos con un promedio de 0,079 segundos, en cambio para estructuras de hormigón resistentes a momento los periodos van desde los 0,129 a 0,280 segundos, con un promedio de 0,222 segundos y el rango de periodos calculados para muros de albañilería van de los 0,091 a 0,160 segundos, con un promedio de 0,112 segundos.

### 3.2.2 Método de la razón espectral H/V

El método Nakamura, también conocido como razón espectral H/V o HVSR (por sus siglas en inglés, *Horizontal to vertical Spectral Ratio*), es una técnica pasiva que usa el cociente entre las componentes horizontales y verticales de los registros de vibraciones ambientales (ondas del tipo superficial) de una misma estación de medición, para estimar la amplificación de los movimientos de la superficie y la frecuencia de resonancia que están influenciados por el suelo superficial. Se considera que la actividad humana es la causante mayoritaria de los microtremores, por lo cual la medición de estas vibraciones depende de la hora y lugar del registro. Además de poder ocupar el método para estimar el factor de amplificación y la frecuencia de resonancia fundamental del suelo (o periodo fundamental), se puede ocupar también para estimar la frecuencia fundamental y la amplificación en el factor edificio y suelo, midiendo las vibraciones ambientales en la parte superior de la edificación. El método se publicó primero en japonés el año 1983, y luego se hace más conocido en sus publicaciones en inglés a partir del año 1989 (Nakamura, 2019).

Dado que solo es necesario una medición de vibraciones ambientales en la parte superior de un edificio regular, HVSR ha demostrado ser un método confiable para estimar periodo fundamental, siempre

que los puntos de medición sean bien seleccionados, para evitar modos locales (Ditommaso, Vona, Gallipoli, & Mucciarelli, 2013), y se puede aplicar en áreas de baja o incluso nula sismicidad.

No obstante, la medición de vibraciones ambientales en la parte superior de la edificación registrara tanto la función de transferencia de la estructura como la del suelo, porque la rigidez vertical del edificio como las del suelo, conservan los contenidos de frecuencia de la fuente. Existe la expectativa que al dividir el espectro horizontal con el vertical del mismo nivel superior atenúe o elimine la señal del suelo, pero el método H/V no logra comprobar cuanto del contenido de frecuencias de la fuente aumenta la señal (Cisterna Castro, 2016). Por lo mismo, se sugiere que si el edificio es pequeño y muy rígido se evite la utilización del método HVSR para la obtención del periodo fundamental de la estructura, dado que un edificio pequeño no cuenta con una alta rigidez vertical, y por lo tanto la construcción no puede evitar la resonancia del suelo debido a la poca masa (Mucciarelli, y otros, 2010).

El habitar normal del edificio no genera distorsiones en las mediciones de vibraciones ambientales, pero si afecta que muchas personas transiten cerca de la estación de medición, generando cargas puntuales del piso (señales transientes), que aumenten la amplitud de ondas de las mediciones, alterándolas, con el riesgo además que alguien toque el instrumento de medición (Mucciarelli, y otros, 2010).

### 3.2.3 Método de la razón espectral H/H

También conocido como método HHSR (por sus siglas en inglés, *Horizontal to horizontal Spectral Ratio*), es un método análogo al método Nakamura y permite estimar la frecuencia predominante calculando la razón del espectro de la componente horizontal del registro de vibraciones ambientales por el espectro horizontal del registro de vibraciones ambientales en un sitio cercano con características similares al suelo. Para el caso de estructuras, se calcula dividiendo el espectro de frecuencia de la componente horizontal del registro de vibraciones ambientales en la parte superior de la edificación por el espectro de frecuencia de la componente horizontal en la misma dirección del registro de vibraciones ambientales en el nivel basal de la edificación (Morales Medina, 2014). Este método requiere a lo menos dos estaciones de medición sincrónicas.

### 3.3. Instrumentación de medición y mediciones



Figura 3.1 Tromómetro Triaxial Tromino®.

Para medir las vibraciones ambientales se ocuparon 4 instrumentos de medición, tromómetros triaxiales modelo Tromino® (se puede observar esto en la Figura 3.1), el cual fue creado para caracterizar las propiedades dinámicas de los suelos y estructuras y el monitoreo de vibraciones (MoHo S.R.L., 2023). Cada instrumento es de porte pequeño, transportable y funcionan con pilas AA, están equipados con receptor GPS, tres canales acelométricos, un canal analógico y tres canales velocimétricos sensibles y de rango dinámico ajustable (norte, este y vertical). Funcionan en el rango de los 0,1 a 1024 Hz y registra vibraciones ambientales desde los  $\pm 0,5$  mm/s hasta  $\pm 5$  cm/s.

Las mediciones se realizaron en dos tandas de cuatro mediciones a la vez, distribuyendo dos tromómetros en el primer nivel y dos en el segundo nivel (que es nivel más alto del edificio) por turno de medición, de forma que se alinearan verticalmente de a dos instrumentos, primer y segundo piso, lo que se identificará como zona 1, 2, 3 y 4 (figuras 3.2 y 3.3). Se buscó por tanda de medición, medir las vibraciones ambientales en los extremos contrarios del edificio, sincronizando los equipos mediante GPS y coordinados en el dominio del tiempo, dentro de las posibilidades que entregó la ocupación y funcionamiento del edificio municipal. Así primero se realizaron al mismo tiempo las mediciones de las zonas 1 y 4, en el primer y segundo piso, y posteriormente las mediciones simultaneas de las zonas 2 y 3. Todos los instrumentos de medición se orientaron en la misma dirección, alineados paralelamente su norte con los ejes numéricos de la planimetría y se nivelaron previo a iniciar cada medición. El tiempo de medición de cada equipo fue de 60 minutos con un desfase de 1 segundo a 1,5 minutos (solo en zona 4) y una frecuencia de muestreo igual a 128 Hz. Producto de la ocupación del edificio, no fue posible ubicar los instrumentos de medición en los centros de masa, dado que en estos puntos se ubican los pasillos de circulación entre oficinas, pero si se pudieron ubicar cerca de las uniones entre viga y columnas, evitando medir modos locales (Mucciarelli, y otros, 2010).

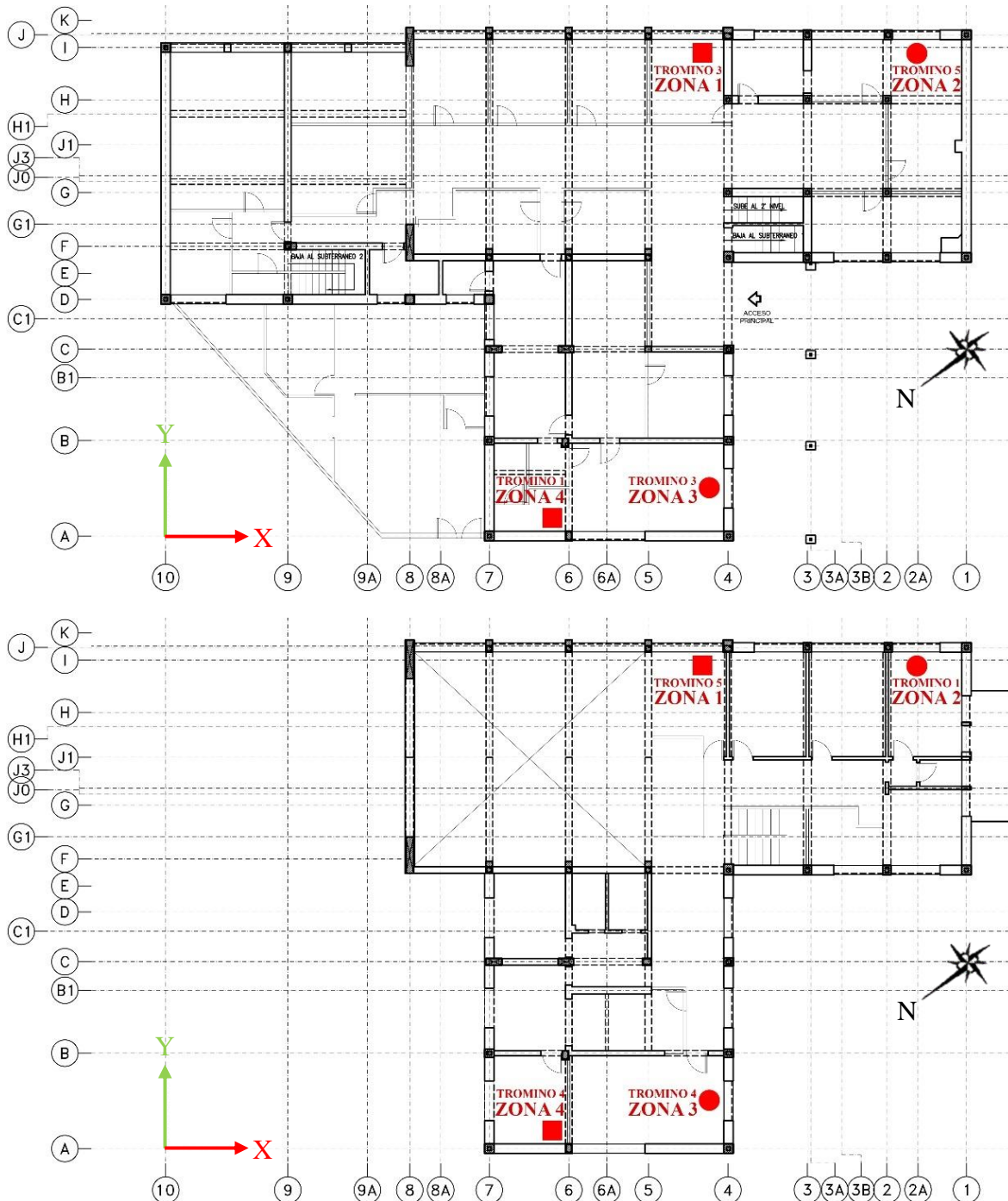


Figura 3.2 Zonificación y numeración equipos Tromino, (arriba) 1º Nivel y (abajo) 2º Nivel.

El tiempo dispuesto de grabación cumple con el criterio de grabación recomendada por el proyecto SESAME, dado que la frecuencia predominante H/V en todas las razones espectrales procesadas superaron los 0,5 Hz, para la cual la duración de grabación mínima recomendada es de 20 minutos (European Commission – Research General Directorate, 2004), y el tiempo medido en el estudio de campo fue de 60 minutos con desfase máximo de 1,5 minutos.

### 3.4. Procesamiento de Datos

De las mediciones de vibraciones ambientales captados con los tromómetros triaxiales, se extrajeron los registros de velocidades, debido a la gran sensibilidad de los equipos para captar estas señales en comparación a las aceleraciones (Morales Medina, 2014), con los cuales se obtuvieron los espectros de frecuencias.

Se utilizó el software de código abierto Geopsy v2.9.1 desarrollado para realizar procesamiento de datos de vibraciones ambientales, en la investigación y aplicaciones geofísicas (Geopsy, 2023), programa computacional que ha sido reconocido y validado para analizar datos de vibraciones ambientales y obtener frecuencias de suelos o edificios (Wathelet, y otros, 2020).

Una vez obtenidos los registros, se examinaron visualmente para verificar que no existan anomalías en éstos que alteraran la obtención de los periodos. De los registros se filtraron las señales transientes mediante un algoritmo disipador, señales artificiales o no estacionarias que pueden ser causadas por el tránsito de vehículos o pisadas realizadas cerca del instrumento de medición (alta y/o baja frecuencia). Cada traza de casi 60 minutos se dividió en ventanas de tiempo más acotadas y sin traslapes, de forma que contengan el ruido ambiental estacionario, buscando que la selección de ventana de tiempo, comunes para los tres componentes espaciales (elevación, norte-sur y este-oeste), maximice la obtención de vibración ambiental natural del registro. Para el estudio cada traza se dividió en ventanas de 10, 25 y 40 segundos, independientes entre sí. En las figuras del Anexo 3.4 Procesamiento de datos se ejemplifica la selección de ventanas de tiempo.

Posteriormente se suavizaron los extremos de las ventanas de tiempo, para evitar las altas frecuencias en los cortes de los registros. Se calcula la transformada rápida de Fourier (FFT) para obtener el espectro de frecuencia y se emplea el filtro Konno y Ohmachi, suavizado lineal en escala logarítmica, que aplicando un coeficiente exponencial considera la frecuencia de máxima amplitud, lo que ayuda a precisar el rango de frecuencia para el cálculo de la curva H/V. Este último filtro está recomendado por el software utilizado (Geopsy, 2023). Finalmente se calcula la razón espectral H/V y H/H para cada una de las ventanas de tiempo seleccionadas según corresponda, de acuerdo con las Ecuaciones 3.11 y 3.12 respectivamente.

$$H/V = H_{Registro} / V_{Registro} \quad (3.11)$$

$$H/H = H_{Registro} / H_{Referencia} \quad (3.12)$$

Donde:

$H_S$ : espectro suavizado de la transformada rápida de Fourier, componente horizontal (norte o este) en superficie.

$V_S$ : espectro suavizado de la transformada rápida de Fourier, componente vertical (elevación, z) en superficie.

$H_B$ : espectro suavizado de la transformada rápida de Fourier, componente horizontal (norte o este) en el basamento.

Obtenidas las razones espectrales, se revisó la fiabilidad de las curvas H/V del primer y segundo piso con las recomendaciones realizadas por el proyecto SESAME (European Commission – Research General Directorate, 2004), la cual indica que es deseable que se cumplan los siguientes tres criterios:

1) El largo de las ventanas de tiempo debe ser mayor a 10 veces el período fundamental:

$$f_0 > \frac{10}{l_w} \quad (3.13)$$

2) Se requiere calcular H/V en un número significativo de ventanas para evaluar el promedio de la razón espectral:

$$n_c(f_0) > 200 ; n_c = l_w \cdot n_w \cdot f_0 \quad (3.14)$$

3) Se requiere que la desviación estándar se mantenga en un umbral adecuado, para disminuir la dispersión entre ventanas:

$$\begin{aligned} \sigma_A(f) < 2 & \text{ para } 0,5f_0 < f < 2f_0 \quad \text{si } f_0 > 0,5 \text{ Hz} \quad \text{o} \\ \sigma_A(f) < 3 & \text{ para } 0,5f_0 < f < 2f_0 \quad \text{si } f_0 < 0,5 \text{ Hz} \end{aligned} \quad (3.15)$$

Donde:

$f_0$ : frecuencia fundamental de H/V.

$l_w$ : longitud de ventana.

$n_c$ : número de ciclos significativos.

$n_w$ : número de ventanas seleccionadas del registro para la curva H/V promedio.

$f$ : frecuencia actual.

$\sigma_A(f)$ : desviación estándar de  $\frac{A_H(f)}{\bar{V}}$ , siendo el factor por el cual se debe multiplicar o dividir la curva promedio H/V.

$\frac{A_H(f)}{\bar{V}}$ : Amplitud de la curva H/V en la frecuencia f.

### 3.5. Resultados razón espectral H/V primer nivel

En la Tabla A.3.5.1 de los Anexos se presentan los gráficos de razón espectral H/V del primer nivel del edificio, en las ventanas de tiempo seleccionadas que contienen vibraciones ambientales estacionarias (10, 25 y 40 segundos). Se observa en cada uno de los gráficos el promedio de la razón espectral y la desviación estándar máxima y mínima correspondiente. Se detectaron los picos de frecuencias, las razones H/V más altos, con los cuales el software Geopsy define las frecuencias fundamentales, la cual marca con una barra vertical de dos tonos de grises.

Se observa que los gráficos de la Zona 2 y Zona 3 (figuras 3.2 y 3.3), en las dos direcciones, de las 3 ventanas seleccionadas de la traza, presentan picos de muy baja frecuencia (de 0,58 a 0,66 Hz, periodos de 1,73 a 1,52 segundos) y de muy alta frecuencia (de 62,25 a 63,83 Hz, periodos de 0,016 segundos) respectivamente, y dichos *peaks* están marcados como cima de amplitud por el software Geopsy con la barra vertical de color plomo, además, en las dos zonas antes mencionadas se midieron los registros de vibraciones al mismo tiempo, pero ambas se ubican espacialmente en extremos físicos contrarios del edificio (ver figuras 3.2 y 3.3). Tomando en cuenta que teóricamente el punto más alto del cociente H/V debiera representar el modo fundamental de la estructura que se está midiendo, se consideró que el *peak* marcado por el software no corresponde a la frecuencia fundamental, dado que no es posible considerar por el tipo de estructura que se está estudiando, que tenga una frecuencia fundamental cercana a los 0,6 Hz o a los 60 Hz. En cambio se estima que estos modos son registros de vibraciones producidos por elementos que se encuentran adentro de la estructura o afuera pero cerca del edificio y que estuvieron en movimiento o en funcionamiento constante, con amplitud y frecuencia constante en el periodo de tiempo que se realizó la medición, y pueden ser generados por elementos como un motor, un sistema de calefacción o de ventilación, una máquina de construcción, hasta puede ser el agua o gas fluyendo en las tuberías, elementos generadores que no fueron detectados



por los filtros del software como vibraciones transientes, por lo cual no fueron excluidas del estudio en las ventanas de traza seleccionadas.

**Tabla 3.1 Resultados razón espectral H/V primer nivel.**

		Resultados Método H/V - 1° Piso					
		Frecuencias (Hz)			Periodos (s)		
		Ventanas	10 (s)	25 (s)	40 (s)	10 (s)	25 (s)
Zona 1	Dirección X	3,537	3,575	3,590	0,283	0,280	0,279
	Dirección Y	3,339	3,35	3,350	0,299	0,299	0,299
Zona 2	Dirección X	3,991	3,919	S/T	0,251	0,255	S/T
	Dirección Y	3,657	3,864	S/T	0,273	0,259	S/T
Zona 3	Dirección X	3,799	3,842	3,727	0,263	0,260	0,268
	Dirección Y	3,638	3,598	3,628	0,275	0,278	0,276
Zona 4	Dirección X	2,901	2,863	2,723	0,345	0,349	0,367
	Dirección Y	2,977	2,986	2,968	0,336	0,335	0,337

Nota. S/T= Sin trazas, no se encontraron trazas de vibraciones ambientales en la ventana de tiempo seleccionada.

**Tabla 3.2 Cumplimiento criterios SESAME de fiabilidad de la curva H/V primer nivel.**

		Criterios SESAME fiabilidad de la curva H/V- 1° Piso									
		Ventanas	10 (s)			25 (s)			40 (s)		
		Criterios	1)	2)	3)	1)	2)	3)	1)	2)	3)
Zona 1	Dirección X	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	Dirección Y	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
Zona 2	Dirección X	100%	100%	50%	100%	0%	50%	100%	0%	0%	56%
	Dirección Y	100%	100%	50%	100%	0%	50%	100%	0%	0%	56%
Zona 3	Dirección X	100%	100%	50%	100%	100%	50%	100%	100%	50%	83%
	Dirección Y	100%	100%	50%	100%	100%	50%	100%	100%	50%	83%
Zona 4	Dirección X	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	Dirección Y	100%	100%	50%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	94%
Promedio general											84%

Con respecto específicamente a los picos encontrados de baja frecuencia en la Zona 2, se debe indicar que el pavimento de terminación presente en dicha zona es de listones de madera que se asienta sobre una losa de hormigón, y se estima que el acoplamiento que tuvo el instrumento de medición con este pavimento no fue el más adecuado, lo cual pudo implicar la errónea definición del software del *peak* de la curva. Así se debe considerar lo expuesto por investigadores respecto a:

“Los registros realizados en pavimento no cementado pueden producir una gran amplitud de la curva H/V para frecuencias por debajo de 1 Hz. En tales casos, las curvas H/V deben analizarse cuidadosamente antes de inferir las estimaciones del efecto del sitio.” (Bonneyfoy-Claudet, y otros, 2009).

De acuerdo con lo explicado anteriormente, se revisaron cuidadosamente los gráficos resultantes, en especial los *peaks* de frecuencias marcados por el software y se definieron nuevas cimas del cociente H/V en las zonas 2 y 3, de tal forma de no incluir picos de curva que no correspondieran a frecuencias fundamentales de la estructura. Así las frecuencias y periodos fundamentales de las curvas H/V medidas en el primer piso se presentan por zonas y dirección versus ventanas de tiempo seleccionadas de la traza, en la Tabla 3.1.

Los periodos fundamentales de vibración detectados en la razón espectral H/V del primer piso, en el eje X van desde los 0,251 a 0,367 segundos y en el eje Y desde los 0,259 a 0,337 segundos, siendo la zona 4 la que presenta en sus dos direcciones los periodos más altos. En general los valores encontrados en las cuatro zonas están muy cerca en orden de magnitud, con un promedio de periodos de todas las ventadas y zonas para la dirección X de 0,292 segundos y en la dirección Y de 0,297 segundos, siendo los periodos del eje Y levemente mayores a los periodos del eje X (con excepción de la zona 4), lo que es concordante a las dimensiones de la base, dado que el edificio es más largo en el eje X que en Y.

Como se puede apreciar en la Tabla 3.2, las curvas H/V desarrolladas del primer piso logran un cumplimiento del 84% de los criterios SESAME para verificar su fiabilidad, lo que habla de que se logró una buena medición y procesamiento de vibraciones ambientales. En detalle del cumplimiento de los criterios SESAME se encuentra detallado en los Anexos 3.5.

### **3.6. Resultados razón espectral H/V segundo nivel**

Homólogamente a los anteriores resultados, se revisan cuidadosamente los gráficos de la Tabla A.3.6.1 de los Anexos, desarrollados con las curvas de la razón espectral H/V del segundo nivel de la estructura, en especial los *peaks* de frecuencias marcados por el software. Las zonas 3 (solo en dirección X) y 4 presentan picos de frecuencias marcadas por el software que no corresponde a frecuencias fundamentales de la estructura con la tipología estudiada, dado que presentan *peaks* marcados por el programa Geopsy de muy baja frecuencia (de 0,59 a 0,66 Hz, periodos de 1,71 a 1,53 segundos) y de muy alta frecuencia (de 40,61 a 47,66 Hz, periodos de 0,025 a 0,021 segundos) respectivamente. De igual forma a lo expuesto al final del segundo párrafo del punto 3.5 de esta

memoria, se cree que son vibraciones generadas por elementos que se encuentran en el edificio o muy cerca de él y que estuvieron en funcionamiento o movimiento constante en los instantes que se realizaron las mediciones. Las zonas 3 y 4 se midieron en el mismo día, pero no al mismo tiempo y se ubican espacialmente en el mismo extremo del edificio a 6 metros de distancia entre sí.

**Tabla 3.3 Resultados razón espectral H/V segundo nivel.**

		Resultados Método H/V - 2° Piso					
		Frecuencias (Hz)			Periodos (s)		
		Ventanas	10 (s)	25 (s)	40 (s)	10 (s)	25 (s)
Zona 1	Dirección X	3,679	3,825	3,824	0,272	0,261	0,262
	Dirección Y	3,487	3,487	3,521	0,287	0,287	0,284
Zona 2	Dirección X	3,552	3,559	3,67	0,282	0,281	0,272
	Dirección Y	3,032	3,05	3,008	0,330	0,328	0,332
Zona 3	Dirección X	3,216	3,246	3,261	0,311	0,308	0,307
	Dirección Y	3,268	3,383	3,299	0,306	0,296	0,303
Zona 4	Dirección X	2,941	2,810	2,755	0,340	0,356	0,363
	Dirección Y	3,064	2,999	3,041	0,326	0,333	0,329

Con respecto a los *peaks* encontrados de muy baja frecuencia en el segundo piso de la Zona 3 (ver Tabla A.3.6.1 de los Anexos), el pavimento en dicha zona es de listones de madera que se asienta sobre una losa de hormigón. Con lo anterior se reafirma lo indicado en el tercer párrafo de los resultados de la razón espectral H/V primer nivel, es decir, se estima que el acoplamiento que tuvo el sensor con el pavimento fue muy pobre, y pudo amplificar la curva para las frecuencias captadas entre los 0,59 a 0,66 Hz (periodos de 1,71 a 1,53 segundos).

Se eligen nuevos picos de frecuencias en los gráficos de las zonas 3 y 4 de tal forma de no incluir los que no correspondieran a frecuencias fundamentales de la estructura. En general los periodos de vibración fundamentales que se encuentran en la Tabla 3.4, indican que en el eje X los valores van desde los 0,261 a 0,363 segundos y en el eje Y desde los 0,284 a 0,333 segundos, siendo nuevamente la zona 4 la que presenta en sus dos direcciones los periodos más altos. Como muestra la tabla, los periodos tienen orden de magnitud muy parecidos entre sí, siendo el promedio de periodos de todas las ventadas y zonas para la dirección X de 0,301 segundos y en la dirección Y de 0,312 segundos. Tanto en la curva H/V del primer y segundo piso, los periodos del eje Y son levemente mayores a los del periodo del eje X, con excepción de las zonas 3 y 4 de la curva H/V del segundo piso.

En la Tabla 3.4 se puede apreciar que las curvas H/V desarrolladas del segundo nivel logran un cumplimiento del 93% de los criterios SESAME de fiabilidad.

**Tabla 3.4 Cumplimiento criterios SESAME de fiabilidad de la curva H/V segundo nivel.**

<b>Criterios SESAME fiabilidad de la curva H/V- 2° Piso</b>											
<b>Ventanas</b>		<b>10 (s)</b>			<b>25 (s)</b>			<b>40 (s)</b>			<b>Media</b>
<b>Criterios</b>		<b>1)</b>	<b>2)</b>	<b>3)</b>	<b>1)</b>	<b>2)</b>	<b>3)</b>	<b>1)</b>	<b>2)</b>	<b>3)</b>	
Zona 1	Dirección X	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	Dirección Y	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
Zona 2	Dirección X	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	Dirección Y	100%	100%	50%	100%	100%	50%	100%	100%	50%	83%
Zona 3	Dirección X	100%	100%	50%	100%	100%	50%	100%	100%	50%	83%
	Dirección Y	100%	100%	50%	100%	100%	50%	100%	100%	50%	83%
Zona 4	Dirección X	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	Dirección Y	100%	100%	50%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	94%
<b>Promedio general</b>											<b>93%</b>

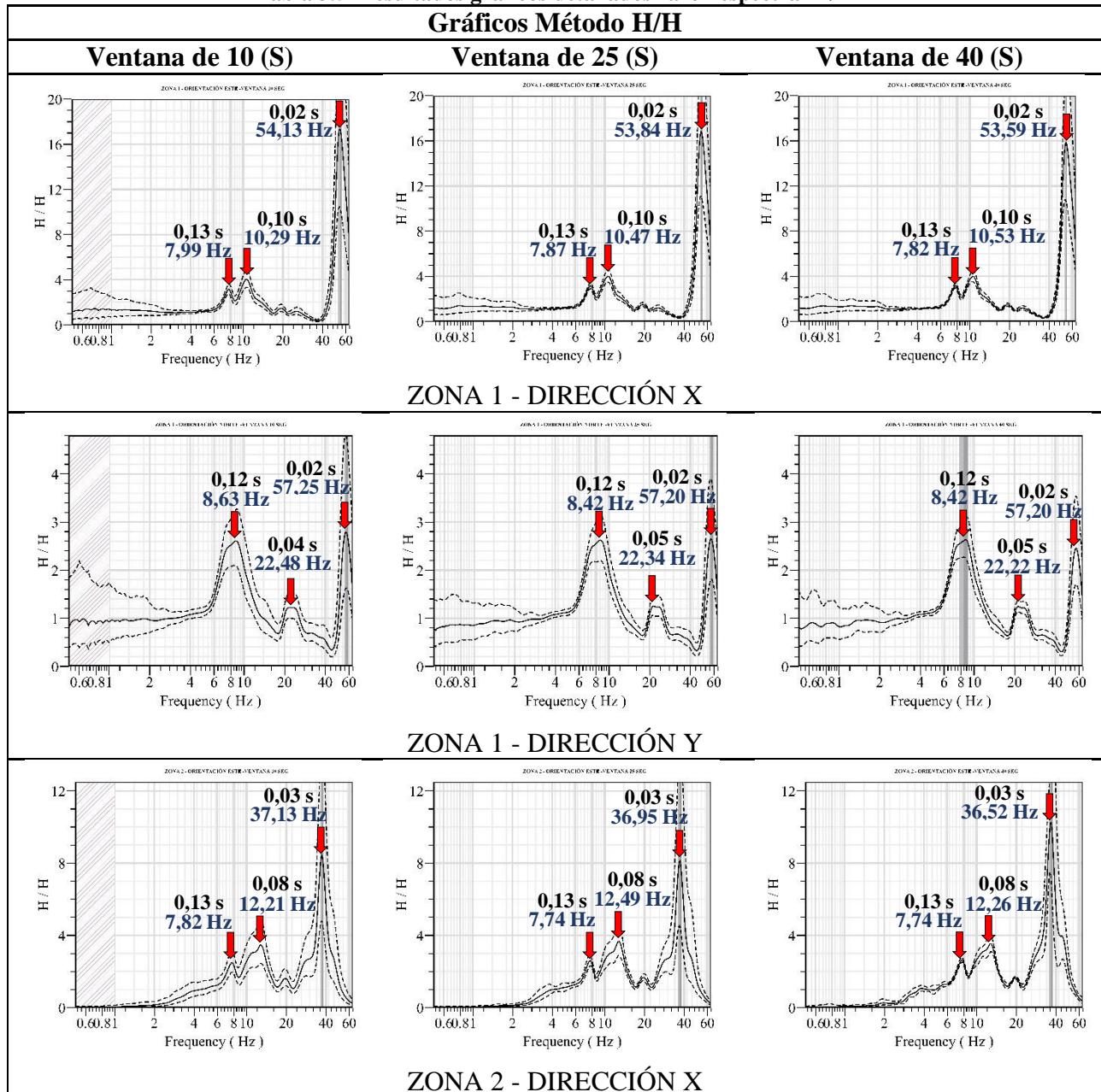
### 3.7. Resultados razón espectral H/H

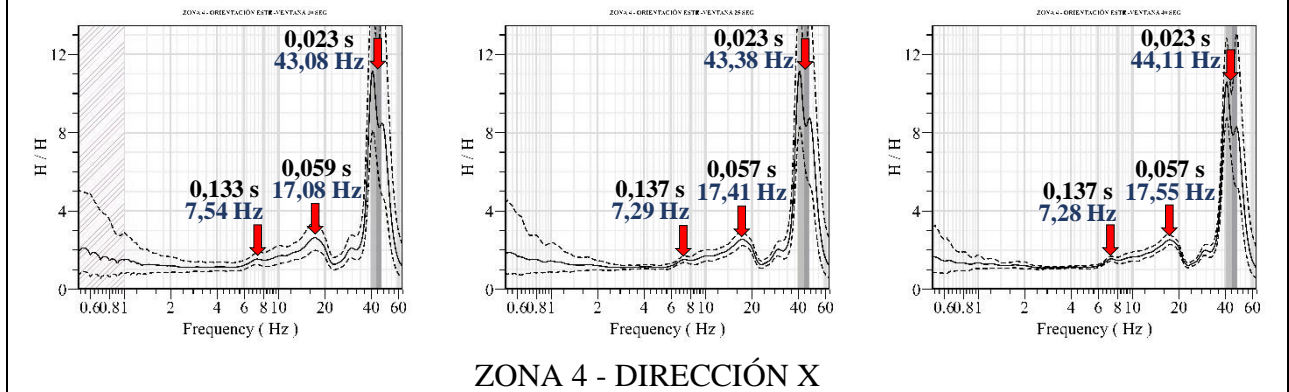
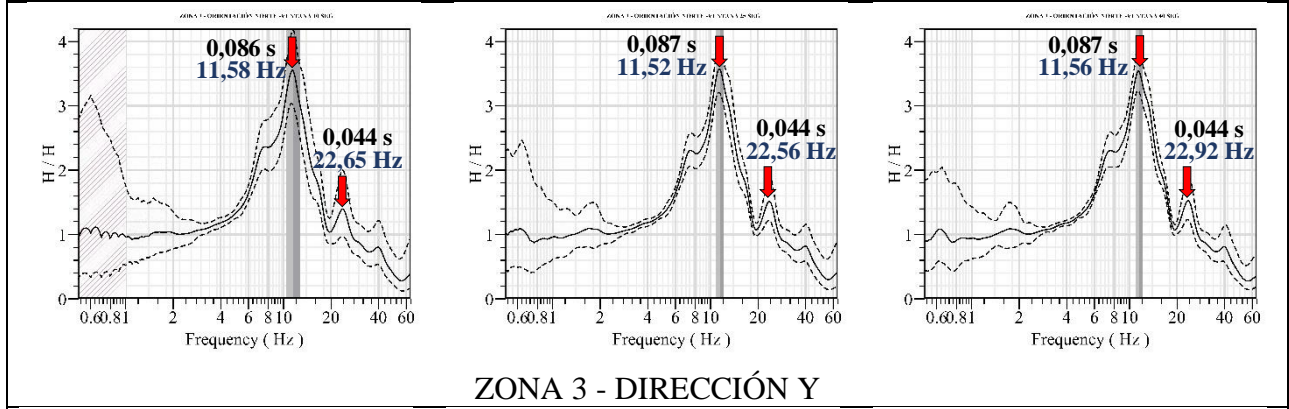
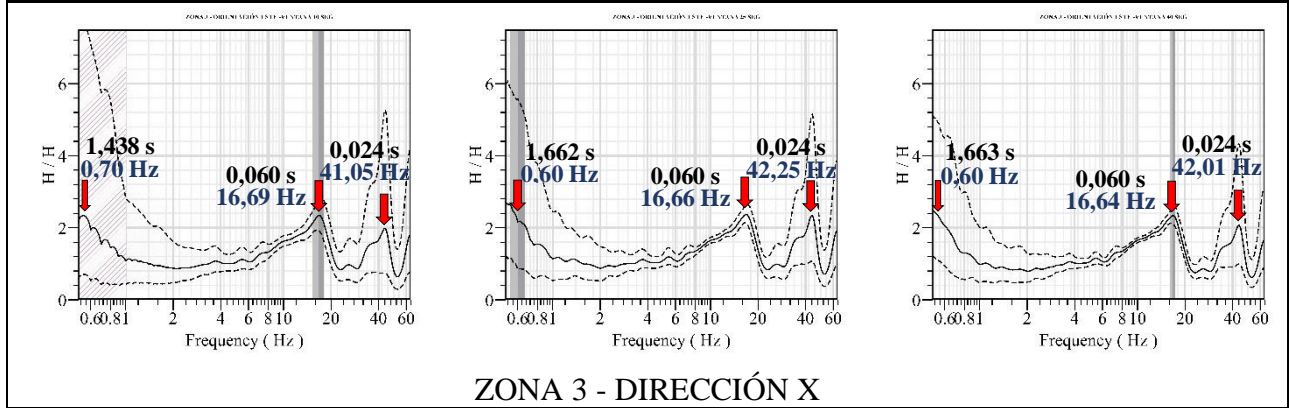
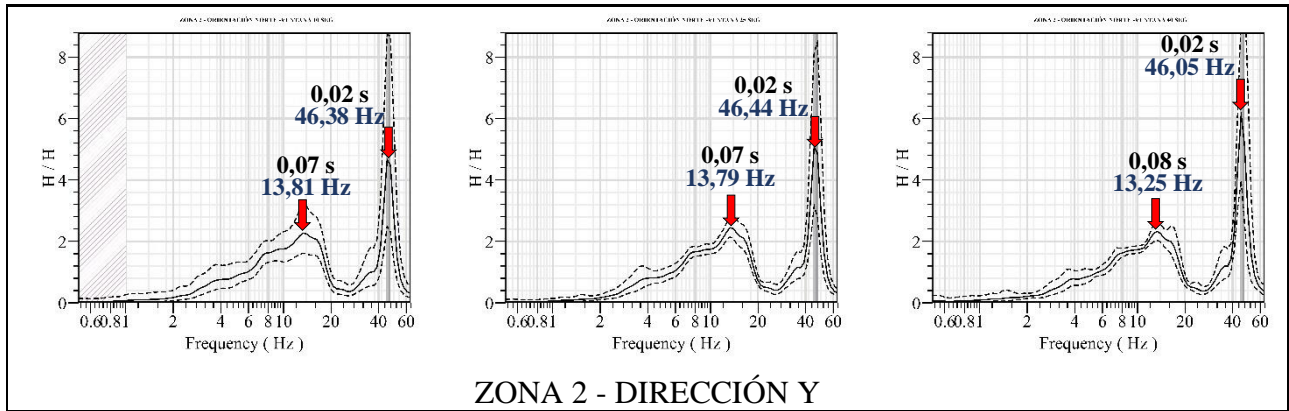
Se revisan los *peaks* de frecuencias marcados por el software (Tabla 3.5), de lo cual se indica que las zonas 1, 2 y 4 presentan picos de frecuencias marcadas que no corresponde a la frecuencia fundamental de la estructura, dado que son frecuencias muy altas para la tipología del edificio estudiado (de 36,52 a 57,25 Hz, periodos de 0,027 a 0,017 segundos). Se estima que son vibraciones causadas por elementos que estuvieron en funcionamiento o movimiento constante al momento de realizar las mediciones, en el edificio o muy cerca de él. Las zonas 1 y 4 se midieron al mismo tiempo, pero se encuentra espacialmente en extremos contrarios del edificio. A su vez las zonas 1 y 2 se encuentra cerca entre sí, a menos de 5 metros y se midieron las vibraciones ambientales en el mismo día, pero en horas diferentes. La Zona 3, ventana de 25 segundos, dirección X presenta su cociente más alto H/H en una frecuencia muy baja, de 0,6 Hz (periodo de 1,66 segundos). Como se indicó anteriormente, por el tipo de pavimento de terminación, se cree que no se logró un buen acoplamiento entre sensor y suelo, lo que genera esta mala definición de la curva H/H, en este gráfico en específico.

Se definieron las frecuencias y periodos fundamentales de las curvas H/H en Tabla 3.6 y se observa que en el eje X los valores van desde los 0,057 a 0,097 segundos y en el eje Y desde los 0,072 a 0,119 segundos, siendo la Zona 1 la que presenta en sus dos direcciones los periodos más altos, lo que difiere

a lo revisado anteriormente en las curvas H/V de ambos pisos. Como muestra la tabla en cuestión, los periodos tienen orden de magnitud muy parecidos entre sí, siendo el promedio de periodos de todas las ventadas y zonas para la dirección X de 0,074 segundos y en la dirección Y de 0,093 segundos (Tabla 3.7). Tanto en la curva H/V del primer y segundo piso, como en las curvas espectrales H/H, los periodos del eje Y son levemente mayores a los del periodo del eje X lo que es razonable de acuerdo con las dimensiones de la base de la estructura, con la excepción de los periodos obtenidos en la zona 2 de la curva H/H que presenta periodos levemente mayores en el eje X.

Tabla 3.5 Resultados gráficos detallados razón espectral H/H





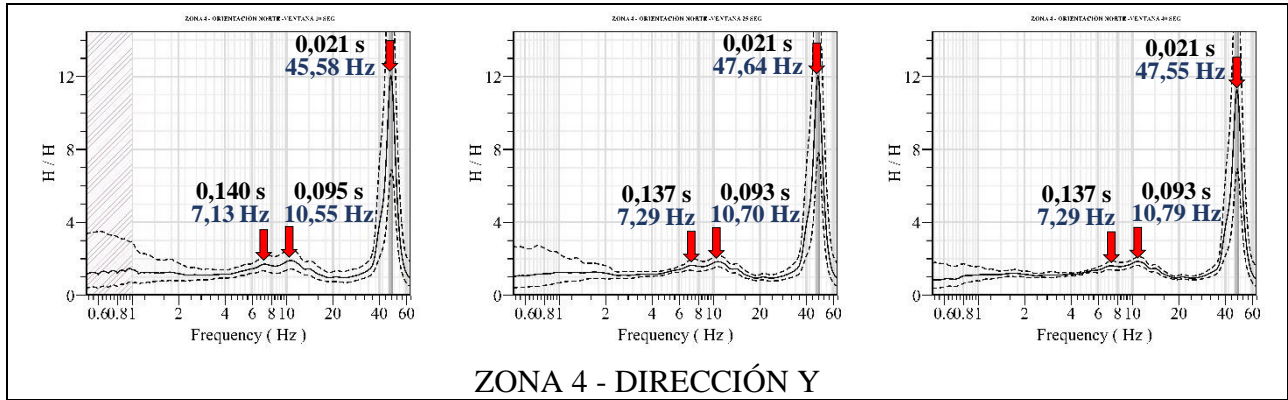


Tabla 3.6 Resultados razón espectral H/H

		Resultados Método H/H					
		Frecuencias (Hz)			Periodos (s)		
		10 (s)	25 (s)	40 (s)	10 (s)	25 (s)	40 (s)
Zona 1	Ventanas	10 (s)	25 (s)	40 (s)	10 (s)	25 (s)	40 (s)
	Dirección X	10,293	10,467	10,533	0,097	0,096	0,095
Zona 2	Dirección X	12,208	12,493	12,260	0,082	0,080	0,082
	Dirección Y	13,808	13,785	13,25	0,072	0,073	0,075
Zona 3	Dirección X	16,687	16,664	16,635	0,060	0,060	0,060
	Dirección Y	11,576	11,517	11,558	0,086	0,087	0,087
Zona 4	Dirección X	17,081	17,408	17,554	0,059	0,057	0,057
	Dirección Y	10,553	10,702	10,794	0,095	0,093	0,093

Los criterios para revisar la fiabilidad de la curva del proyecto SESAME no son aplicables a estos resultados, dado que los criterios están diseñados solo para las curvas H/V.

Se observa que los periodos fundamentales son significativamente menores en las curvas H/H si se comparan con las curvas espectrales H/V de ambos pisos, hasta 4 veces más pequeños en el eje X y hasta tres veces más chicos en la dirección Y. Se estima que el fenómeno puede ocurrir debido a dos situaciones:

- 1) Interacción suelo estructura (Soil Structure Interaction, S.S.I.): Señala Morales (2014) que el método H/H en su cálculo anula la interacción S.S.I. porque ocupa solo componentes horizontales (la basal normaliza a la del último piso), las cuales contienen el efecto suelo estructura. En cambio, el método de curva espectral H/V considera la base del edificio como un elemento flexible y no anula la interacción suelo estructura, porque solo la componente horizontal cuenta con ella. La falta de S.S.I. genera que a veces el método H/H presente periodos un poco más bajos que el método H/V para una misma estructura.

- 2) Edificios bajos en altura y modos superiores del suelo: Mucciarelli y otros (2010) recomiendan no usar el método espectral H/V si el edificio es pequeño y muy rígido, dado que su poca masa y periodos fundamentales pequeños hace que en la medición de vibraciones predomine el periodo fundamental del suelo sobre las del edificio y este fenómeno puede ocasionar diferencias significativas de magnitud entre ambos métodos (Morales Medina, 2014).

**Tabla 3.7 Periodo fundamental DIDECO, fórmulas aproximadas y vibraciones ambientales.**

	Periodo (s)	
	Dirección X	Dirección Y
<b>Vibraciones Ambientales - Resultados Método HVSR 1° piso</b>		
Método HVSR 1° piso - máximos valores (Zona 4)	0,367	0,337
Método HVSR 1° piso - valores promedio	0,291	0,297
Método HVSR 1° piso - mínimos valores (Zona 2)	0,251	0,259
<b>Vibraciones Ambientales - Resultados Método HVSR 2° piso</b>		
Método HVSR 2° piso - máximos valores (Zona 4)	0,363	0,333
Método HVSR 2° piso - valores promedio	0,301	0,312
Método HVSR 2° piso - mínimos valores (Zona 1)	0,261	0,284
<b>(FAMH) Fórmulas aproximadas - Edificaciones con marcos de hormigón resistentes a momento.</b>		
Ecuación (3.3), ATC.	0,228	
Ecuación (3.3), UBC.	0,273	
Ecuación (3.3), Eurocode 8.	0,280	
Ecuación (3.9), Código Sísmico Costa Rica.	0,200	
Ecuación (3.6), Código Sísmico Perú, E.030.	0,129	
<b>Fórmulas aproximadas - Edificaciones de otras tipologías constructivas que no sean marcos de acero u hormigón.</b>		
Ecuación (3.3), UBC.	0,182	
Ecuación (3.3), Eurocode 8.	0,187	
<b>Vibraciones Ambientales - Resultados Método HHSR</b>		
Método HHSR - máximos valores (Zona 1)	0,097	0,119
Método HHSR - valores promedio	0,074	0,093
Método HHSR - mínimos valores (X: Zona 4 – Y: Zona 2)	0,057	0,072
<b>(FAMCh) Fórmulas aproximadas - Edificaciones estructuradas con muros en Chile</b>		
Ecuación (3.1), Edificios con grandes ventanales en fachada.	0,087	
Ecuación (3.2), Edificaciones con pocas aberturas en fachada.	0,070	
<b>(FAMA) Fórmulas aproximadas - Edificaciones de muros albañilería o edificios de albañilería.</b>		
Ecuación (3.10), Código Sísmico Costa Rica.	0,16	
Ecuación (3.6), Código Sísmico Perú, E.030.	0,097	
Ecuación más desfavorable entre (3.7) y (3.8), AFPS-90.	0,094	0,119
Ecuación (3.3) con (3.4) y (3.5), Eurocode 8.	0,091	Indef.



Las diferencias entre los periodos obtenidos por ambos métodos (H/H y H/V) es significativa, y no se ajusta solo a la discrepancia que puede generar el S.S.I. Por lo anterior se estima que el método de la razón espectral H/H es el más adecuado para encontrar el modo principal de la estructura en estudio, dado que es de baja altura y de muchos muros, por lo cual si es posible que en los métodos de razón espectral H/V del primer y segundo piso se vea reflejado el periodo fundamental del suelo.

En general se estima que las mediciones y procesamiento de datos fue el adecuado, dado que se obtuvo en las curvas H/V buen cumplimiento de los criterios SESAME para tiempo de registro de mediciones y fiabilidad de las curvas, lo último se puede revisar para los criterios 1), 2) y 3) en las tablas 3.3 y 3.5, y detalladamente para el criterio 3) en las tablas A.3.5.2, A.3.6.2. Como los métodos H/V y H/H son análogos, se estima que las mediciones y procesamiento de datos realizados para obtener los resultados de la razón espectral H/H también fue el adecuado.

### 3.8. Conclusiones

Hallar el periodo fundamental en un edificio histórico disminuye la incertidumbre de información crítica que se tenga de las estructuras, sobre todo cuando es necesario evaluarlas y rehabilitarlas. Con el periodo se puede estimar la aceleración espectral y en consecuencia el esfuerzo de corte basal, que son parámetros necesarios para realizar los análisis estructurales estático lineal y dinámico lineal. Una forma no empírica para obtener el periodo fundamental de un edificio es contar con una batería de ecuaciones o fórmulas aproximadas procedentes de estudios científicos o códigos sísmicos, que arrojen un rango de valores posibles, los que pueden ser usados para validar modelos numéricos creados para estudiar el comportamiento sísmico de la estructura o métodos empíricos de medición. En el estudio se presentan 14 periodos teóricos calculados para el edificio en estudio con fórmulas aproximadas.

La Ecuación 3.3 según el Eurocode 8, para muros cortante de albañilería con el coeficiente  $C_t$  calculado en conjunto con las Ecuaciones 3.4 y 3.5, en la dirección Y quedó indefinido, dado que varios muros cortantes en su relación  $l_{wi}/H$  sobrepasan el valor de 0,9 requerido por la fórmula para ser válida.

Mediante la medición de vibraciones ambientales y el cálculo de las razones espectrales H/V y H/H, se puede obtener el periodo fundamental de la estructura. De lo observado se indica lo siguiente:

- Los periodos del promedio de la curva H/H son significativamente menores al promedio de los periodos de la curva H/V del primer y segundo piso, lo cual ocurre por 2 situaciones: 1) el método H/H anula el efecto interacción suelo estructura y 2) el edificio es pequeño y muy rígido, por lo cual los resultados que muestran las curvas H/V también reflejan los periodos fundamentales del sitio.
- El método más apropiado para medir los periodos fundamentales en edificios de baja altura es el método razón espectral H/H, el cual no mide la resonancia de la construcción con el suelo debido a la poca masa. Como el edificio en estudio es pequeño y con varios muros, se estimó que los periodos obtenidos en las curvas H/H son los más cercanos a la realidad.
- Para la curva H/H, los valores de periodos van desde los 0,057 a 0,097 segundos en la dirección X, y desde los 0,072 a 0,119 segundos en la dirección Y. Los valores promedios de periodos encontrados en la curva H/H, tanto para las direcciones X e Y, son concordantes con los resultados de cálculo del periodo fundamental del edificio DIDECO, realizados con fórmulas aproximadas para edificios de estructurados con muros en Chile (FAMCh) y edificaciones con muros de albañilería o estructura con muros cortantes de albañilería (FAMA).

## **CAPÍTULO 4: MODELAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO**

### **4.1. Introducción**

Como las técnicas constructivas que materializaron al edificio DIDECO (1949) no se ajustan a las normativas de diseño modernas, se considera que la albañilería que materializan los muros del primer y segundo piso no están adecuadamente trabadas en los pilares de hormigón armado, ni confinada como solicita los códigos de diseño sísmico en la actualidad. En este capítulo se modela matemáticamente la estructura mediante el software ETABS versión 19.1.0, programa computacional de análisis estructural y dimensionamiento de edificios (CSI Spain, 2023), que utiliza el método de elementos finitos para la realización de la simulación numérica. El modelo computacional se utiliza para entender el comportamiento sísmico y demanda de esfuerzos de los elementos estructurales considerando las prescripciones y recomendaciones de la NCh433.OF1996 Mod 2012, correlacionando dichos esfuerzos con los daños estructurales observados en el edificio posterior al terremoto del 27 de febrero 2010, para entender porque se produjeron estos deterioros.

### **4.2. Materiales del modelo**

Se generan dos modelos estructurales, uno que considera la albañilería del primer y segundo piso como adecuadamente confinada, Figura 4.1 (a), y otro que considera a la albañilería como un simple relleno entre marcos rígidos de hormigón armado, Figura 4.1 (b), entendiendo que la realidad es un intermedio entre ambos modelos digitales. Se evaluó el comportamiento sísmico y demanda de esfuerzo sobre los elementos estructurales, verificando si el edificio DIDECO cumple las prescripciones de las normativas NCh433.OF1996 Mod 2012 - Solicitaciones sísmicas, intentando explicar los daños sobrevenidos a la edificación por el terremoto del 27 de febrero 2010.

Con la definición de la materialidad de los elementos estructurales realizada en el Capítulo 2 se construyen los modelos estructurales. Al no contar con información exacta de la cuantía de acero de las columnas y vigas, pues significa intervenir el edificio, y tiene un costo asociado que se escapa de este ejercicio académico y en consideración a que el edificio está operativo a pesar del daño producido por el terremoto 27F del 2010, se estimó que dichos elementos cuentan con la mínima cuantía

solicitada por la normativa del 1%, lo cual esta tabulado en Anexos 4.2. También se contó con una planimetría de estructuras de un edificio cercano en ubicación, emplazado en la Zona Típica de Lota y al momento de su construcción perteneciente a la Compañía Carbonífera e Industrial de Lota, del Colectivo para Obreros, la cual se ocupó como referencia para conocer los diámetros ocupados en la época, para terminar de definir los diámetros de enfierradura del caso estudio, en los elementos estructurales que no se cuenta con dicha información.

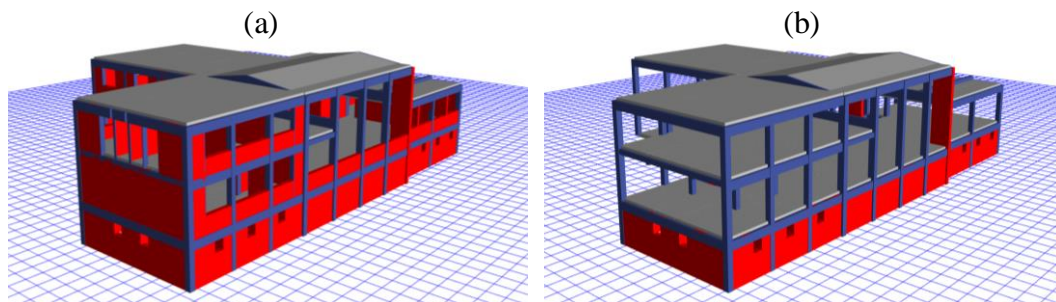


Figura 4.1 (a) Modelo considerando muros albañilería, (b) Modelo de marcos de hormigón armado.

### 4.3. Cargas aplicadas al modelo

Se presentan a continuación las cargas utilizadas en el modelo, tales como las sobrecargas de uso, las permanentes, cargas sísmicas y las cargas debido a presión lateral de la tierra, por la condición semienterrada del subterráneo.

#### 4.3.1 Sobrecargas de uso o cargas vivas

Las sobrecargas se definen de acuerdo con el uso de la estructura y lo normado por la NCh 1537.Of2009 (INN, 2009). DIDECO es un edificio municipal, de atención al público en forma moderada y solo en la jornada de la mañana desde las 9:00 a 14:00 hrs., el cual es atendido principalmente en el primer piso, dado que la edificación no cuenta con rampas o ascensor que posibilite a usuarios del sistema municipal el acceso universal al segundo nivel de la estructura, por lo cual el segundo piso es ocupado principalmente por oficinas administrativas con atención específica (limitada) a público exterior. El edificio funciona en la jornada de la tarde desde las 15:00 a 17:00 hrs. de lunes a viernes.

**Tabla 4.1 Cargas de uso uniformemente distribuidas para pisos y techos.**

Tipo de edificio	Uso	Carga	Unidad
Oficinas	Atención Público	5	kPa
	Sin atención a público	2,5	kPa
	Corredores	4	kPa
Techos	Mantenimiento	1	kPa

Nota. Fuente: Tabla 4 NCh1537.Of2009.

**Tabla 4.2 Cálculo sobrecarga de uso en techo**

Datos de techo		
Pendiente techo	41,10	(%)
Área tributaria costanera	2,43	(m <sup>2</sup> )
Sobrecarga de techo		
$L_0$	1	(kPa)
Reducción de carga de techo		
$R_1$	0,98	( $A_t$ )
$R_2$	0,30	(%)
$L_r$	0,30	(kPa)

Nota. Cálculo realizado de acuerdo la sección 8.2 NCh1537.Of2009

### 4.3.2 Cargas permanentes o muertas

Son el conjunto de fuerzas causadas por elementos que se conservan en forma fija sobre la estructura. El software modela el peso propio de cada elemento estructural, con los datos ingresados por cada material considerando su peso específico.

Sumado a lo anterior, se aplicó una carga muerta extra en losas referido a peso de las terminaciones de pavimento y tabiques, y en techo por peso de estructura, terminación de techo y cielo como lo indica la siguiente tabla.

**Tabla 4.3 Cargas muertas extras utilizadas**

Elemento	Cantidad	Unidad
Losas	0,49	kPa
Techo ejes: del 10 al 4	0,29	kPa
Techo ejes: del A al E y del 4 al 1	0,49	kPa

Nota. Cálculo realizado de acuerdo con Anexo A y B de NCh 1537.Of2009.

Se aplicó una carga linealmente distribuida en la ubicación donde va la albañilería, en el modelo computacional que la considera como un simple relleno entre marcos rígidos de hormigón armado,

simulando el peso, considerando que los muros perimetrales del primer y segundo piso de albañilería tienen un espesor de 25 cm con terminación de palmetas cerámicas refractaría Lota Green, y los muros interiores de albañilería tienen espesores variables desde los 10 cm a 20 cm. (revisar Figura A.4.3.2.2 de los Anexos).

### 4.3.3 Cargas sísmicas

El método de análisis estructural que se utiliza para el estudio del edificio es el modal espectral, dado que se estima que el edificio presenta amortiguamientos modales del orden del 5% del amortiguamiento crítico (Mucciarelli, y otros, 2010).

**Tabla 4.4 Parámetros del espectro de diseño.**

Parámetros	Suelo C		Suelo D	
	Muros albañilería	Marcos de hormigón	Muros albañilería	Marcos de hormigón
Categoría de Ocupación	IV			
Zonificación sísmica	Zona 3			
Factor de la modificación de la respuesta, R	4	7	4	7
Factor de la modificación de la respuesta, $R_0$	4	11	4	11
Categoría del edificio, I	1,20			
Aceleración efectiva, $A_0$	0,40 g			
Parámetro depende del tipo de suelo, S	1,05		1,20	
Parámetro depende del tipo de suelo, $T_0$	0,40		0,75	
Parámetro depende del tipo de suelo, $T'$	0,45		0,85	
Parámetro depende del tipo de suelo, asociado al modo de vibración, n.	1,40		1,80	
Parámetro depende del tipo de suelo, p.	1,60		1,00	
Valores máximos coeficiente sísmico, $C_{máx.}$	0,55 SAo/g	0,35 SAo/g	0,55 SAo/g	0,35 SAo/g
	0,231	0,147	0,264	0,168
Valores mínimos coeficiente sísmico, $C_{mín.}$	0,07		0,08	
Peso sísmico (Tonf)	824,53			
Corte basal mínimo (Tonf)	69,26		79,15	
Corte basal máxima (Tonf)	228,56	145,45	261,21	166,22
Corte basal dirección X (Tonf)	127,43	162,80	203,79	251,47
Corte basal dirección Y (Tonf)	143,62	171,58	229,19	268,43
Factor corrección fuerza sísmica dirección X	-	0,89	-	0,66
Factor corrección fuerza sísmica dirección Y	-	0,85	-	0,62
Corte basal modificado dirección X (Tonf)	-	145,45	-	166,22
Corte basal modificado dirección Y (Tonf)	-	145,45	-	166,22

Nota. Fuente: NCh433. OF1996 Mod. 2012 y D.S. 61.

Para establecer el espectro de diseño se empleó la norma NCh433.OF1996 Mod. 2012 y el Decreto Supremo 61 (DS 61). Se considera estudiar las cargas sísmicas en dos tipos de suelos, C y D, considerando lo indicado en la mecánica de suelo traspasada por la Consultora OM&S Ingeniería y Proyectos, dado que dicho informe expone que el entorno cercano al edificio DIDECO es suelo C, pero que el entorno cercano del edificio Ex Hospital ENACAR es suelo tipo D, estando ambas estructuras muy cerca la una de otra (Revisar Figura A.2.4.4 de los Anexos).

En la Tabla 4.4 se presentan los parámetros para los dos modelos matemáticos trabajados (marcos rígidos de hormigón armado con relleno de albañilería y muros de albañilería confinada) y los dos tipos de suelos (C y D).

El factor de corrección de la fuerza sísmica se utilizará solo en el modelo que considera a la albañilería como un simple relleno entre marcos rígidos de hormigón armado, y solo en el proceso de verificación de los elementos de hormigón a la rotura, de acuerdo con lo permitido por la normativa NCh433.OF1996 Mod 2012.

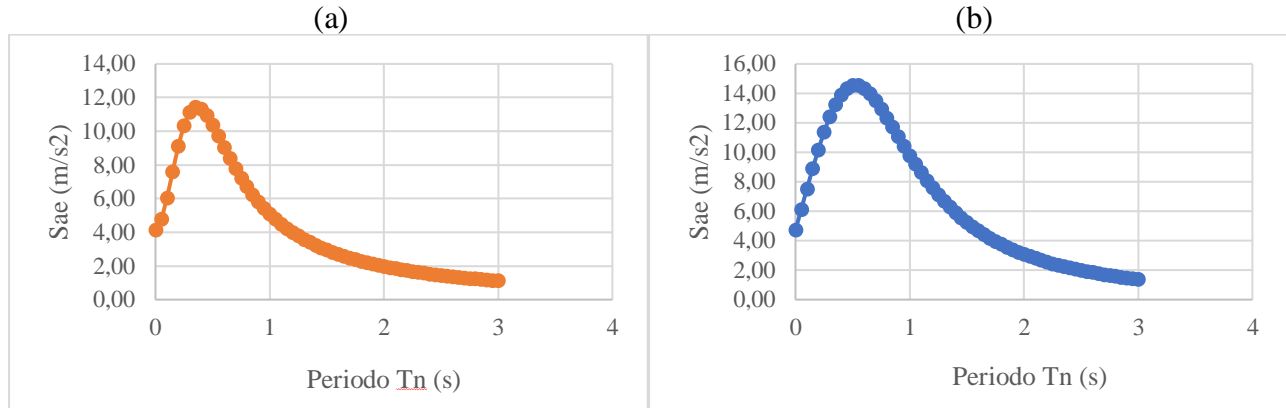


Figura 4.2 Espectro elástico de seudo aceleración. (a) Suelo C, (b) Suelo D.

Se elabora el espectro de seudo aceleración elástico ( $S_{ae}$ ) con los datos de la Tabla 4.4 y las siguientes ecuaciones (Figura 4.2):

$$S_{ae} = S \cdot A_0 \cdot \alpha \tag{4.1}$$

$$\alpha = \frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \tag{4.2}$$

Donde:

$S, T_0, p$  y  $A_0$ : Parámetros cuyos valores se encuentran tabulados en Tabla 4.4.

$T_n$ : Periodo de vibración del modo n.

$\alpha$ : Factor amplificación que se determina para cada modo de vibrar n.

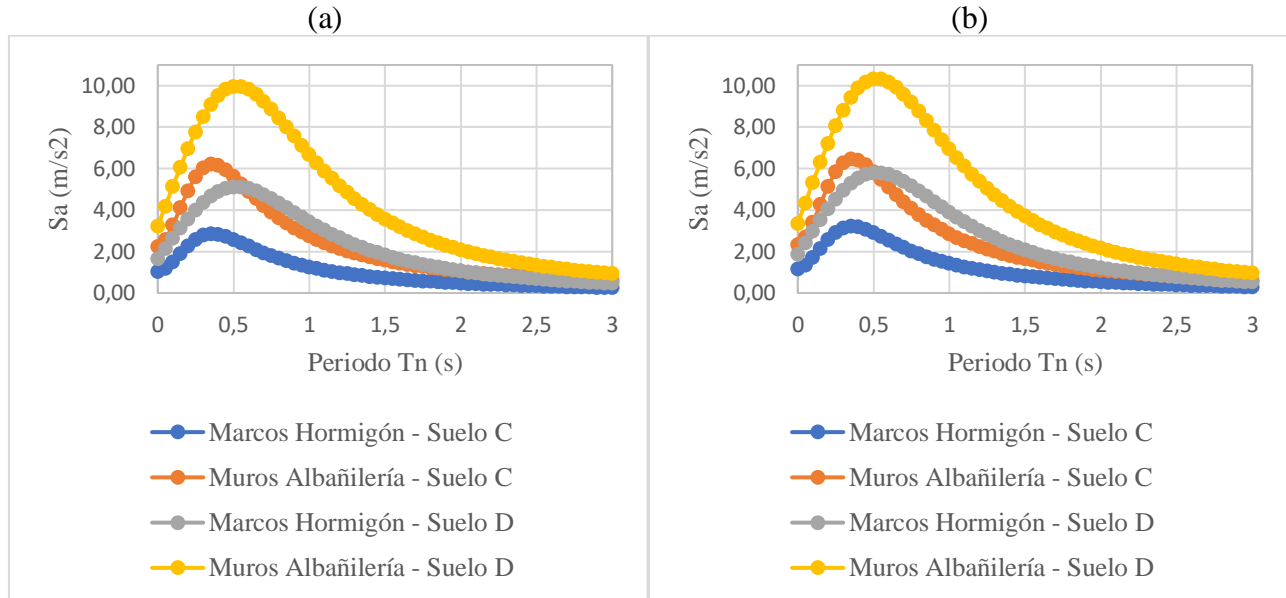


Figura 4.3 Espectros de diseño de pseudo aceleraciones. (a) Dirección X, (b) Dirección Y.

Estos espectros serán incorporados a los modelos estructurales digitales desarrollados en el software ETABS como espectros de respuesta, los cuales serán reducidos por el Factor de la Ecuación 4.3, obteniendo el espectro de diseño de pseudo aceleraciones ( $S_a$ ) para cada uno de los suelos y tipología de estructuras modeladas.

$$Factor = \frac{1}{\frac{R^*}{I}} \tag{4.3}$$

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10 \cdot T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \tag{4.4}$$

Donde:

$R^*$ : Factor de reducción.

$I$ : Coeficiente de importancia.

$T^*$ : Periodo del modo con mayor masa traslacional del edificio, tanto para Dirección X e Y.

$R_0$ : Factor de modificación de la respuesta.



#### 4.3.4 Cargas presión lateral de tierra

Son las cargas causadas por la presión lateral del suelo, más su empuje sísmico (INN, 2017). Los muros noroeste del subterráneo se encuentran enterrados, ejes E y D (Figura 4.3.4.1 de los Anexos), estos muros reciben la presión del suelo sobre ellos, como también lo reciben parcialmente los muros del subterráneo a lo largo de los ejes 10, 8, 4 y 1, que se encuentran semienterrados. En cambio, los muros sureste del subterráneo están totalmente expuestos y visibles sobre la superficie, estos últimos no reciben presión del suelo, por lo cual no considera este tipo de cargas.

$$\sigma_0 = \gamma_1 \cdot K_0 \cdot Z \quad (4.5)$$

$$\sigma_s = C_r \cdot 0,3 \cdot \gamma_1 \cdot Z \cdot \frac{A_0}{g} \quad (4.6)$$

**Tabla 4.5 Presión lateral de tierra**

	<b>kPa</b>
Presión suelo en reposo, $\sigma_0$	20
Empuje sísmico del suelo, $\sigma_s$	3,2

*Nota.* Cálculo con Ecuaciones (4.4) y (4.5) respectivamente.

En la Figura A.4.3.4.2 de los Anexos se esquematiza como se debe considerar el empuje del suelo, estática y sísmicamente. Con las ecuaciones 4.5 y 4.6 se calcula la tensión de empuje estático y sísmico de suelo (INN, 1996 Mod. 2012) respectivamente, con los parámetros del suelo tabulados en la Tabla A.4.3.4.1 de los Anexos:

#### 4.3.5 Combinaciones de carga

La NCh3171.OF2017 de Diseño estructural – Disposiciones Generales y Combinaciones de Cargas (INN, 2017), insta las disposiciones generales y requisitos mínimos, en relación con tipos de cargas y sus combinaciones a considerar en el diseño de edificios y otras estructuras. En el caso del edificio en estudio, los elementos de hormigón armado se deben verificar de tal forma que las cargas mayoradas indicadas en la norma no sobrepasen la resistencia de diseño de todos los elementos constructivos (American Concrete Institute, 2019). Para los elementos de albañilería, se debe verificar que resistan las combinaciones de carga sin que estas sobrepasen su resistencia admisible (INN, 1997

Mod. 2003). Además, se debe examinar que los componentes estructurales tengan una rigidez adecuada que restrinjan las deformaciones que afecte su desempeño y uso (INN, 1996 Mod. 2012).

Las combinaciones de carga para el diseño por tensiones admisibles (Allowable Stresses Design, ASD), que se utilizan para verificar deformaciones estructurales y tensiones en los muros de albañilería (INN, 2017), son:

C. ASD 1)  $D$

C. ASD 2)  $D + L + H$

C. ASD 3)  $D + 0,75 L + H$

C. ASD 4)  $D \pm E \pm H$

C. ASD 5)  $D \pm 0,75 E + 0,75 L \pm H$

C. ASD 6)  $0,6 D \pm E \pm H$

Las combinaciones de carga para el diseño por factores de carga y resistencia de diseño (*Load and Resistance Factor Design*, LRFD) para verificar el hormigón a la rotura son:

C. LRFD 1)  $1,4 D$

C. LRFD 2)  $1,2 D + 1,6 L + 1,6 H$

C. LRFD 3)  $1,2 D \pm 1,4 E + 0,5 L \pm 1,6 H$

C. LRFD 4)  $0,9 D \pm 1,4 E \pm 1,6 H$

Donde:

D: Cargas permanentes.

L: Sobre cargas de uso.

E: Sismo en cada dirección de análisis considerando torsión accidental (X, Y).

H: Carga debido a la presión lateral, más el empuje sísmico.

#### 4.4. Consideraciones para la modelación del edificio

Se modela los elementos constructivos del edificio de acuerdo con la planimetría trabajada, y que fue fruto del levantamiento geométrico, arquitectónico y estructural realizado al edificio en terreno que se explica en el Capítulo 2.

Mediante el uso de software ETABS se modelan las columnas como barra (*frame*), los muros como elementos tipo placa (*shell*), las losas como placas delgadas.

Por la geometría del edificio, el mallado de los elementos finitos en muros se realizó de forma manual, buscando que sus lados tengan una dimensión entre los 30 cm a 50 cm, pero siempre considerando que los elementos finitos se conecten en sus nudos. En cambio, la discretización de la losa fue con mallado automático, especificando que los elementos tengan una dimensión igual o menor a 50 cm, de tal forma que los elementos tengan continuidad con muros, columnas y vigas. Se consideraron las losas como diafragmas rígidos.

De acuerdo con los requerimientos del ACI 318/19 sobre momentos de inercia y áreas transversales permitidas para el análisis elástico a nivel de carga mayorada para el hormigón estructural, los momentos de inercia utilizados en los modelos son los que se expresan en la Tabla 4.6, tomando en cuenta que, para el cálculo de deflexiones laterales se deben usar los momentos de inercia de  $1,4 I$  del definido en la tabla antes mencionada (ACI, 2019, sección 6.6.3.2.2).

La rigidez de los nudos entre vigas y columnas se modelan con un factor de 0,5, valor recomendado por la empresa desarrolladora del software para pórticos de hormigón (Computers & Structures, INC., 2022) y que representa el porcentaje del tamaño del nudo que se encuentra rígido y así evitar una longitud de flexibilidad mayor a la real. Las vigas se modelaron como vigas empotradas a los muros (cuando existía esta conexión) y las columnas como empotradas y los muros sin traslación a la base. Por recomendaciones de la empresa desarrolladora del software ETABS, también se considera en el modelo los modificadores para muros de hormigón que se encuentran tabulados en la Tabla 4.7.

Como el edificio DIDECO (1949) es un edificio municipal con atención moderada a público, donde no es habitual la aglomeración de personas, se considera la masa sísmica para cada modelo que se indica en la Tabla 4.8.

**Tabla 4.6 Momentos de inercia y áreas transversales, para el hormigón estructural.**

<b>Elemento y condición</b>	<b>Momento de inercia</b>
Columnas	0,70 $I_g$
Muros sin grietas	0,70 $I_g$
Muros agrietados	0,35 $I_g$
Vigas	0,35 $I_g$
Placas y losas planas	0,25 $I_g$

*Nota.* Fuente: Tabla 6.6.3.1.1(a). ACI 318/19.

**Tabla 4.7 Modificadores para muros de hormigón para evitar inestabilidades numéricas**

<b>Rigidez</b>	<b>Sin flexión fuera del plano</b>	<b>Con flexión fuera del plano</b>
Fuera del plano (m11, m22 y m12)	0,1	0,7 (o 0,35)

*Nota.* Fuente: <https://wiki.csiamerica.com/>

**Tabla 4.8 Masas sísmicas utilizadas**

<b>Cargas</b>	<b>Porcentaje</b>
Permanente	100%
Sobrecarga	25%

*Nota.* Fuente: Sección 5.5.1 NCH 433.OF1996 Mod. 2012.

#### 4.5. Verificación de la estructura

La edificación cuenta con rigidez vertical, rotacional y lateral. Las demandas sísmicas se modelaron mediante análisis espectral y el software aplica al edificio la pseudo aceleraciones espectral en forma de fuerzas equivalentes. El análisis modal espectral implica que una estructura de “n” grados de libertad se transforman en “n” estructuras de 1 grado de libertad. En ETABS se realiza el acoplamiento modal mediante el método CQC (*Complete Quadratic Combination*).

Con la modelación realizada, se obtuvieron los modos de vibrar del edificio en los dos modelos matemáticos trabajados, con muros de albañilería confinada y marcos rígidos de hormigón armado

con relleno de albañilería, como se observa en las tablas 4.9 y 4.10 respectivamente, siendo UX y UY los porcentajes de masas modales efectivas de cada modo en las direcciones X e Y respectivamente.

**Tabla 4.9 Periodos y masa modal efectiva, modelo edificio muros de albañilería confinado.**

Modo	Periodo (s)	UX	UY	Suma UX	Suma UY
1	0,102	6,46%	0,06%	6,46%	0,06%
2	0,075	41,26%	18,96%	47,72%	19,02%
3	0,069	26,15%	55,23%	73,87%	74,25%
4	0,051	14,55%	7,47%	88,42%	81,72%
5	0,048	0,00%	0,01%	88,43%	81,73%
6	0,046	0,00%	0,32%	88,43%	82,04%
7	0,039	0,05%	0,31%	88,48%	82,35%
8	0,037	4,90%	0,28%	93,37%	82,63%
9	0,036	0,00%	0,07%	93,37%	82,70%
10	0,034	0,00%	7,53%	93,38%	90,23%

**Tabla 4.10 Periodos y masa modal efectiva, modelo edificio marcos de hormigón.**

Modo	Periodo (s)	UX	UY	Suma UX	Suma UY
1	0,299	1,43%	34,07%	1,43%	34,07%
2	0,285	90,23%	0,83%	91,66%	34,90%
3	0,217	0,07%	53,40%	91,72%	88,31%
4	0,124	1,58%	1,45%	93,30%	89,76%
5	0,113	3,07%	1,36%	96,37%	91,12%
6	0,092	0,12%	0,03%	96,49%	91,15%
7	0,075	0,01%	5,23%	96,50%	96,38%
8	0,049	0,00%	0,01%	96,51%	96,38%
9	0,048	0,00%	0,00%	96,51%	96,38%
10	0,046	0,09%	0,00%	96,60%	96,38%

En el modelo computacional que considera los muros de albañilería confinados, el modo con mayor participación modal en dirección X es el segundo, con un periodo de 0,075 segundos, un 41,26% de participación y siendo un modo torsional. En el eje Y es el tercer modo, traslacional, con un periodo de 0,069 segundos y con un 55,23% de participación.

Para el modelo que considera marcos rígidos de hormigón con relleno de albañilería, el modo con mayor porcentaje de masa equivalente en dirección X es el segundo modo, traslacional, con un periodo de 0,285 segundos y un 90,23% de participación modal. En el eje Y es el tercer modo, con un periodo de 0,217 segundos y un 53,40% de participación, siendo un modo torsional.

La norma NCh433.OF1996 Mod 2012 exige que el análisis se realice hasta el modo de vibrar donde se considere un 90% de la masa, para ambas direcciones. El modelo computacional de muros de albañilería confinada en su dirección Y, en el modo 10 superó el 90% de participación de la masa total. En cambio, el modelo de marcos rígidos de hormigón armado con relleno de albañilería, considerando la mitad de los modos se podría realizar el análisis.

En la Tabla 4.11 se presentan los parámetros que se han investigado para obtener el periodo fundamental o predominante del caso estudio en sus diferentes direcciones, y con estos definir el comportamiento dinámico real de la estructura.

Encontrar el periodo fundamental en un edificio existente es importante para su rehabilitación y evaluación estructural, y así determinar su respuesta dinámica ante los sismos. En el análisis estático lineal como en el análisis dinámico lineal el periodo fundamental es un parámetro importante que ayuda a definir la aceleración espectral, y en consecuencia el esfuerzo de corte basal (Ditommaso, Vona, Gallipoli, & Mucciarelli, 2013).

**Tabla 4.11 Periodos fundamentales estudiados.**

	Periodo (s)	
	Direc. X	Direc. Y
<b>Vibraciones Ambientales</b>		
Vibraciones Ambientales - Método HHSR - valores promedio	0,074	0,093
<b>Edificaciones estructuradas con muros</b>		
Modelo computacional edificio muros de albañilería confinada	0,075	0,069
(FAMCh)Ec. 3.1, edif. con muros en Chile, grandes ventanales en fachada.	0,087	
(FAMCh)Ec. 3.2, edif. con muros en Chile, pocas aberturas en fachada.	0,070	
(FAMCh)Promedio fórmulas aproximadas edif. con muros en Chile	0,079	
(FAMA)Promedio fórmulas aproximadas edif. con muros albañilería	0,111	0,125

Como se indicó en el capítulo anterior el método más apropiado para procesar las vibraciones ambientales medidas in situ y obtener el periodo fundamental del edificio en estudio, es el método HHSR, dado que el edificio es bajo en altura y con varios muros. Dicho método presenta resultados de periodos que son cercanos en valor a los obtenidos tanto por: el promedio de las fórmulas aproximadas para estructuras de muros de albañilería (FAMA), con una diferencia en la dirección X de 0,037 segundos y en la dirección Y en 0,032 segundos; por el promedio de las fórmulas aproximadas para edificios con muros en Chile (FAMCh), con una discrepancia de 0,005 segundos y

en dirección Y de 0,014 segundos; y de los obtenidos del modelo computacional del edificio con muros de albañilería confinada desarrollado en el software ETABS, difiere en la dirección X en 0,001 segundos y en Y en 0,024 segundos (revisar Tabla 4.11); es decir, los valores de periodos obtenidos entre los métodos HHRV, FAMA, FAMCh y Modelo de albañilería confinada presentan una distancia de valor menor a 0,037 segundos. Además, la diferencia de los valores obtenidos en los métodos empíricos y vía formulas aproximadas versus el periodo obtenido con el modelo numérico computacional se explica porque este último está configurado con muros de albañilería apropiadamente confinada, y como se mencionó anteriormente, se estima que el edificio por el año de construcción no es así. Sumado a lo anterior, la estructura ha vivido numerosos sismos y terremotos que le han infringido daño no reparados, por lo cual el edificio hoy es más flexible que en su situación original, y probablemente es más flexible en la dirección Y siendo edificio nuevo, en comparación a la dirección X, dada su geometría en planta.

El caso estudio tiene grandes ventanales en la fachada sureste y pocas aberturas de vano y ventanales en su fachada noroeste (fachadas en dirección X), lo cual es concordante al periodo obtenido del modelo computacional de albañilería confinada, dado que el periodo en X es muy cercano a la media de los resultados de periodos para edificios con muros en Chile (FAMCh). En el eje Y las fachadas noreste y suroeste cuentan con muy pocas ventanas y aberturas en muros por lo cual es coherente que el periodo del modelo computacional de albañilería confinada en dirección Y sea más cercano al periodo obtenida con la fórmula Ecuación 3.2 de edificios con muros en Chile con pocas aberturas.

A partir de la información anterior, se concluye que el edificio en estudio se asimila más a un edificio de estructura en base a muros de albañilería confinada que a una estructura de marcos rígidos de hormigón armado, por consiguiente, la verificación estructural de acuerdo con las normativas actuales se centró en el modelo en base a muros suponiendo que los elementos estructurales presentan las cuantías mínimas definida por las respectivas normas. Lo anterior es una aproximación, puesto que esa información no está a la vista por la antigüedad del edificio y tampoco se pudo levantar en terreno pues significa intervenir el edificio, y tiene un costo asociado que se escapa de este ejercicio académico. El edificio no está estructurado en base a marcos rígidos de hormigón armado, no obstante lo anterior, los anexos del presente trabajo incluyen los resultados del análisis dinámico asociado a este tipo de tipología.

### 4.5.1 Registro de daños

El catastro de los daños que se produjeron en el edificio DIDECO por el terremoto del 27 de febrero 2010 fue facilitado por la consultora OM&S Ingeniería y Proyectos para su uso académico y restringido al presente estudio. Muchas de las fallas interiores catastradas, hoy en día están empastadas, arregladas superficialmente por necesidad municipal de uso del edificio, y de acuerdo con la información entregada por funcionarios de la Municipalidad, no se han reparado estructuralmente. Los registros de fallas se encuentran adjuntas en las planimetrías del Anexo 4.5.1, y como se observan en ellos, los deterioros se concentran principalmente en muros y vigas perimetrales. Aparte de la información entregada por el catastro de daños, las columnas de doble altura que se encuentran en el eje K, en el exterior del edificio, presentan grietas superficiales horizontales que se estiman antiguas, por lo cual también se estudian en este trabajo en la sección 4.5.3. En las próximas secciones se presenta la correlación de los esfuerzos con los daños registrados posterior al terremoto del 27 de febrero 2010, para entender las causas de los deterioros.

### 4.5.2 Verificación Desplazamiento sísmico

Se revisa que el edificio cumpla los requerimientos de desplazamiento solicitado por la norma NCh433.OF1996 Mod 2012, las que se realizan con cargas de servicio no mayoradas (combinaciones de carga ASD).

Los drifts son desplazamientos relativos divididos por altura de entrepiso, miden cuanto se desplaza relativamente un punto de una estructura y es un valor ligado al control de daños que puede sufrir una edificación. Para obtener los drifts de entrepiso en los centros de masa se utiliza la Ecuación 4.7. Se examina que el drift no sea mayor a dos por mil, que es lo requerido por la normativa y si se supera este valor es posible que existan daños en elementos estructurales del edificio.

$$Drift_{CM\ n} = \frac{U_n - U_{n-1}}{1000 \cdot (Z_n - Z_{n-1})} \quad (4.7)$$

Donde:

U: Desplazamiento lateral en milímetros.



Z: Altura del piso en metros.

n: Corresponde al piso en estudio.

Posteriormente se calcula el drift torsional utilizando la Ecuación 4.8 en el punto con desplazamiento más desfavorable de cada piso. De acuerdo con la normativa este valor debe ser menor que uno por mil. Lo que busca esta restricción es que los puntos más desfavorables y el centro de masa se muevan de forma parecida y no exista una torsión brusca en el edificio.

$$Drift_{Torsional\ n} = Drift_{Punto\ n} - Drift_{CM\ n} \tag{4.8}$$

El punto más desfavorable, con mayor drift torsional, en el modelo computacional de albañilería confinada en la dirección X, se encuentra en la intersección de los ejes 8 - J1 del 2º piso nivel techo (Figura 4.4), y en el modelo computacional de marcos rígidos para las direcciones X e Y se ubican en las intersecciones de los ejes 6-A y 1 – E del 2º piso nivel techo respectivamente (Figura 4.5).

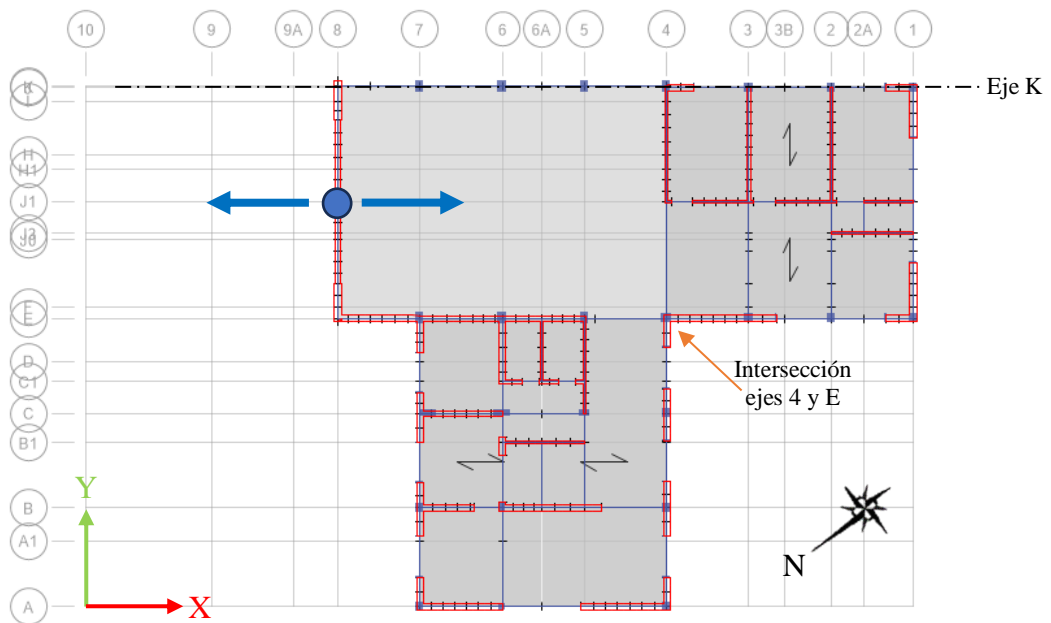
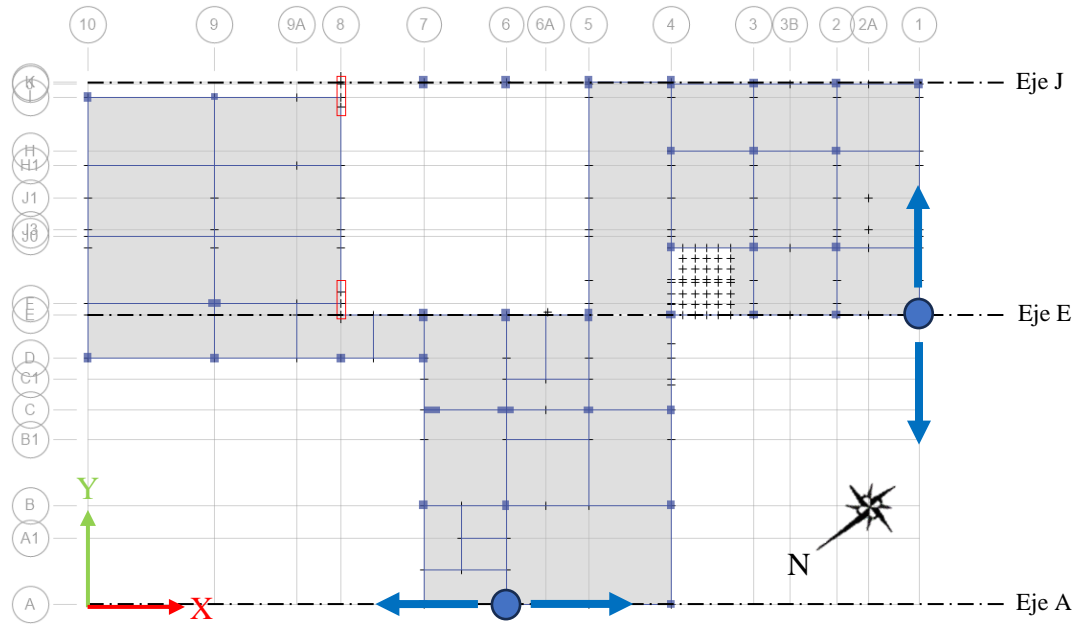


Figura 4.4 Punto con mayor drift torsional, 2º nivel, modelo albañilería.



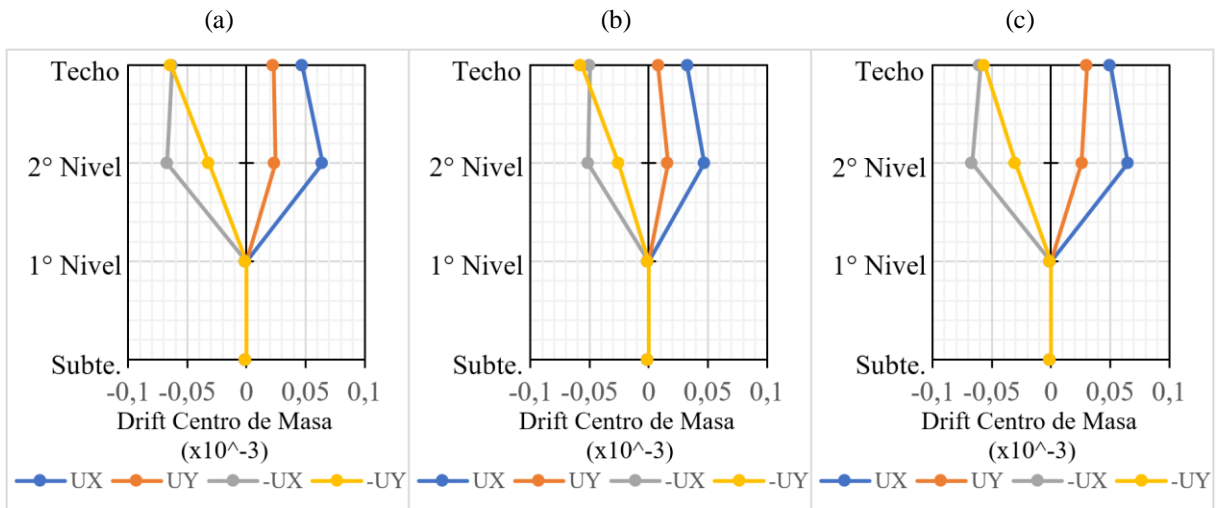
**Figura 4.5** Puntos con mayor drift torsional, 2º nivel, modelo marcos de hormigón.

Como el edificio en estudio se asimila más a un edificio de estructura en base a muros de albañilería confinada, en esta sección se estudia detalladamente al modelo computacional de albañilería confinada. En el Anexo 4.5.2 se encuentra la verificación de desplazamiento sísmicos del modelo de marcos rígidos y el resto de los gráficos, con las tablas de los drift calculados de todas las combinaciones de cargas, de los dos modelos matemáticos computacionales.

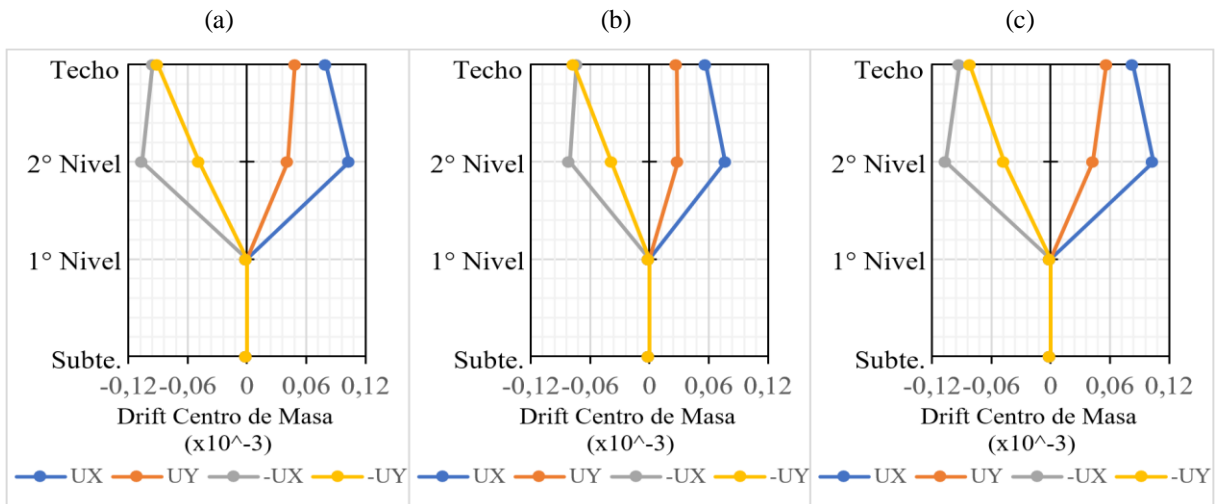
En las figuras 4.6 y 4.7 se observan los gráficos de los drift del centro de masa (Drift CM) del modelo de muros de albañilería confinada, en las combinaciones de carga ASD (C.ASD) de acuerdo con la numeración descrita en el punto 4.3.5 de esta memoria, que presentan mayores deformaciones tanto para suelo C y D respectivamente, los que no superan el rango máximo solicitado por la norma.

En las figuras 4.8 y 4.9 se presentan los gráficos de los drift torsionales (Drift Tors.) del modelo de muros de albañilería confinada. Para suelo C los valores no superan el rango máximo de uno por mil, pero si se acercan a este rango en las combinaciones de carga ASD 4) y 6), sismo en la dirección en X y solo en la dirección del sismo al nivel de techo. En el caso del modelo con suelo tipo D, se supera dicho rango hasta en un 29% (máximo) en las mismas combinaciones de carga y direcciones que se observaron drift torsionales grandes en el suelo tipo C. La mecánica de suelos indica que el entorno cercano al caso estudio es tipo C, por lo cual la estructura cumple con la normativa, pero como este

es un ejercicio académico y existe una mecánica de suelos que indica que cerca del caso estudio también existe el otro tipo de suelo, se estudiaron los dos para tener un mejor entendimiento del comportamiento estructural del edificio (revisar punto 4.3.3 de la memoria).



**Figura 4.6 Drift CM, Suelo C, (a) C.ASD4), (b) C.ASD5), (c) C.ASD6), dirección X.**



**Figura 4.7 Drift CM, Suelo D. (a) C.ASD4), (b) C.ASD5), (c) C.ASD6), dirección X.**

La estructura en el eje X presenta una gran fachada de orientación sureste con muchas aberturas de vano, en cambio el frontis contrario en la misma dirección, pero en la orientación noroeste y los muros perimetrales en la dirección Y presenta frentes más opacos, proporcionalmente con más muros y menos vanos -ventanas, por lo cual es coincidente que exista torsión y la dirección de sismo que le afecte más sea en X.

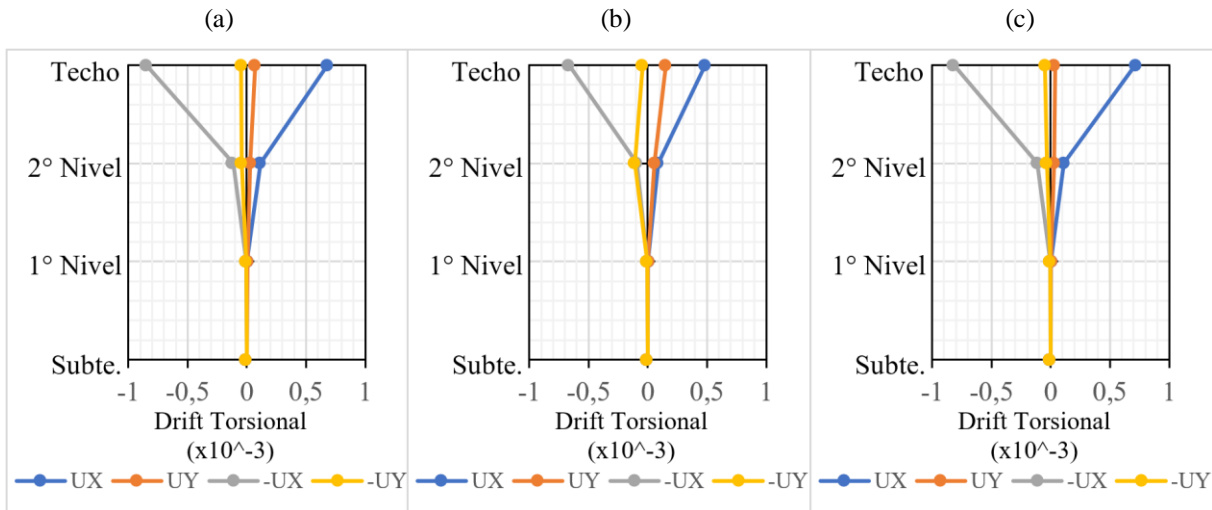


Figura 4.8 Drift Tors., Suelo C. (a) C.ASD4), (b) C.ASD5), (c) C.ASD6), dirección X.

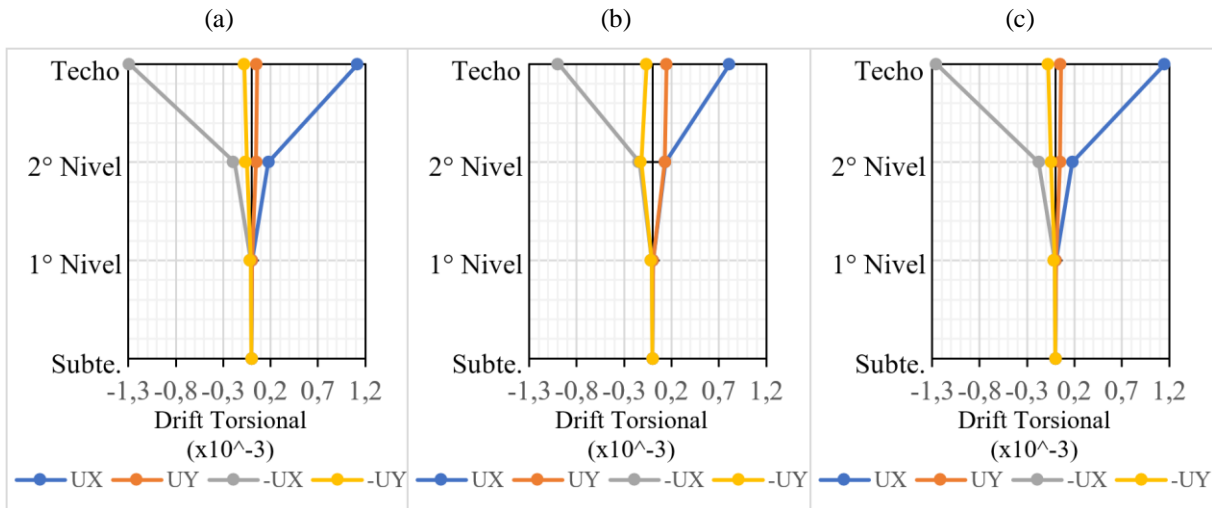
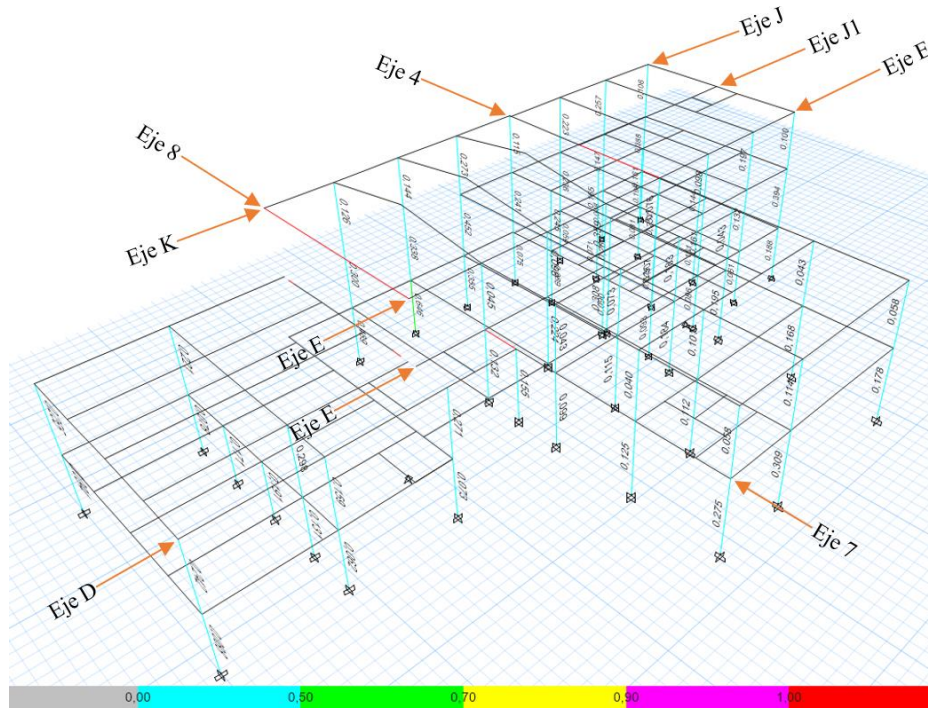


Figura 4.9 Drift Tors., Suelo D. (a) C.ASD4), (b) C.ASD5), (c) C.ASD6), dirección X.

Por lo tanto, se puede concluir que la torsión que se produjo en la estructura por sismo (terremoto 27F), principalmente en la dirección X, si pudo ayudar a que se generaran daños en los elementos estructurales a nivel de techo, es decir, en las vigas del segundo nivel.

Las vigas que sufrieron mayor daño se ubican en los ejes K (subte.), 4 (1° y 2° nivel) y E (2° nivel), el primero es el más cercano y es uno de los que recibe de forma directa la torsión del edificio. En la intersección de ejes 4 y E se configura la arista interior de la irregularidad en planta de la construcción, recibiendo este punto el empuje del desplazamiento torsional principalmente en la dirección X, presentando estas vigas fallas que se pueden identificar visualmente como de torsión combinada con corte (Toirac Corral, 2004). Los muros que presentaron mayores daños se encuentran en el eje K.

**4.5.3 Verificación de las resistencias en los elementos de hormigón armado.**



**Figura 4.10 Demanda/Capacidad, cargas mayoradas, modelo muros de albañilería confinada.**

En la Figura 4.10 se observan solo las vigas y columnas del modelo estructural de simulación numérica de albañilería confinada, con el cual se estudia cómo es la relación demanda/capacidad de los pilares y vigas de hormigón armado, considerando las combinaciones de cargas mayoradas LRFD. Se entiende por demanda a las solicitaciones de carga de fuerza axial y momento de las combinaciones de carga que inciden en los elementos estructurales, y la capacidad se interpreta como la resistencia asociada a estos elementos, por lo cual si su razón demanda/capacidad es mayor a 1 implica que el elemento está siendo sometido a solicitaciones mayores a la cual es capaz de soportar. En este caso ningún pilar presenta demandas superiores a su capacidad en las combinaciones de carga mayoradas, por lo anterior, el modelo cumple la premisa observable con holgura de que los pilares no presentaron daños estructurales importantes, solo los pilares de doble altura que se encuentran en el eje K cuentan con grietas horizontales pequeñas (revisar Figura A.4.5.1.15. de los anexos) y son los pilares más exigidos de acuerdo con la figura que a continuación se presenta.

Como se observa en la figura anterior, las vigas ubicadas en el 2º Nivel del eje 8 entre K y E de 2º nivel, y la que se ubicada en el eje 7 entre E y D del primer nivel, presentan demanda/capacidad superior a 1, es decir, el modelo computacional indica que el esfuerzo cortante debido a los esfuerzos



Torsión	$T_u > \phi T_{th\_Umbral}$	Se puede despreciar diseño a torsión	Se puede despreciar diseño a torsión	Se puede despreciar diseño a torsión	No se puede despreciar diseño a torsión	Se puede despreciar diseño a torsión	No se puede despreciar diseño a torsión	No se puede despreciar diseño a torsión	No se puede despreciar diseño a torsión
Torsión y Corte	Tamaño sección resiste esfuerzos combinados	Resiste	Resiste	Resiste	Resiste	Resiste	Resiste	Resiste	Resiste
	Espaciamiento entre estribos	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
	Cantidad de estribos	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC
Torsión - Enfierradura longitudinal	Diá.	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
	Cuanía mín. arriba-abajo	NC	NC	NC	NC	Cumple	NC	NC	NC
	Cuanía mín. laterales	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC	NC

Nota. NC = No Cumple el requerimiento.

Según lo antes señalado, se verifica cual es el grado de cumplimiento normativo de las vigas que presentan mayores deterioros de acuerdo con el registro de daños del Anexo 4.5.1., para con lo anterior, definir las causas de estos.

Se revisaron ocho vigas, y en general todas resisten holgadamente los momentos flectores solicitantes que se obtienen de las combinaciones de cargas mayoradas (Tabla 4.11), aun cuando la cuantía que se estimó que tienen las vigas como existente, es un poco mayor a la mínima normada. Por lo anterior se infiere que el daño a estos elementos estructurales no fue causado por flexión.

Posteriormente se verifica la capacidad de las vigas a soportar los esfuerzos combinados de corte y torsión. El ACI 318/19 como paso previo, permite despreciar la torsión en una viga si el umbral de torsión es mayor al solicitante ( $\phi T_{th_{Umbral}} > T_u$ ). El código indica que, si esto pasa, los momentos de torsión no causarían una reducción estructural importante en la resistencia a cortante y flexión.

Como se indica en Tabla 4.11 en algunas vigas se puede despreciar la torsión, pero para este estudio se considera igual, dado que este es un ejercicio académico, las vigas efectivamente sufrieron daño y hay muchos datos que se definieron de los elementos estructurales que pueden no ser los reales. El despreciar la torsión según el código implica no considerar cuantía mínima en las enfierraduras longitudinales debido a este efecto.

De las verificaciones realizadas, se puede indicar que los tamaños de las secciones de las vigas resisten los esfuerzos combinados de corte y torsión, pero el espaciamiento entre estribos y la cuantía no es la adecuada según los códigos actuales para resistir este efecto combinado con respecto al corte puro, carencia que pudo generar el daño observado en vigas. Del análisis realizado también se obtuvo que las barras longitudinales en casi todos los casos no cumplen la cuantía mínima para resistir torsión, esto es 100% efectivo en aquellas vigas que por su constitución física no pueden despreciar el diseño a torsión, dado que la torsión solicitante es mayor al umbral. El detalle de lo anterior descrito se encuentra detallado en el Anexo 4.5.3.

Con respecto a las grietas horizontales que presentan las columnas de doble altura ubicadas en el eje K, estas son esbeltas (revisar Tabla A.4.5.3.18) lo que implica que pueden presentar efectos de segundo orden, por lo cual las fisuras pueden deberse a un inminente pandeo por compresión (Toirac Corral, 2004).

No se estudió las fallas en los muros de hormigón armado del subterráneo debido a que no existe información de sus enfierraduras. En futuras líneas de investigación se revisarán estas fallas.



#### 4.5.4 Nivel de tensiones en los muros de albañilería.

Se revisan las máximas tensiones en los muros de albañilería confinada en las tres elevaciones (D, 7 y 1) que presentan más fallas, de acuerdo con el registro de daños. En general los muros de albañilería del inmueble no sufrieron graves deterioros, solo presentan algunas grietas delgadas, y de acuerdo con la inspección realizada, no traspasan el muro.

En el Anexo 4.5.1 se encuentran los diagramas de tensiones de los ejes D, 7 y 1, con las combinaciones de carga por tensiones admisibles (ASD) más desfavorables y se puede observar que ninguna tensión supera los 0,5 MPa. La NCh2123.OF2003, en su Tabla 2 presenta valores indicativos de resistencia a la tracción por flexión, los que para ladrillo cerámicos van desde los 0,3 a 0,1 MPa. En las 3 elevaciones, las grietas verticales coinciden con las zonas en que los diagramas presentan los mayores valores de tensiones de tracción verticales, es decir, en dichos sectores falta resistencia a la tracción por flexión. La norma indica que la resistencia básica de corte para ladrillo artesanal es de 0,25 MPa, y en los diagramas de tensiones por corte los mayores valores explican las grietas diagonales registradas.

#### 4.6. Conclusiones

El edificio DIDECO (1949) es una estructura antigua de interés histórico, que por su data de construcción no se ajusta a las normativas de diseño actuales, a su vez de la inspección visual indicaba que la albañilería que materializan los muros del primer y segundo piso no están adecuadamente trabadas ni confinadas, por lo cual se desarrollaron dos modelos de simulación numérica mediante el software ETABS. Un modelo considera la albañilería como adecuadamente confinada, Figura A.4.3.2.1, y otro que considera a la albañilería como un simple relleno entre marcos rígidos de hormigón armado, Figura A.4.3.2.2., dichos modelos permiten estimar los periodos fundamentales de vibración del caso estudio en la dirección X e Y, los cuales se contrastan con los obtenidos a partir de las mediciones en terreno y los entregados por la literatura, y se concluye que el caso estudio se asemeja más a un edificio de estructura en base a muros, que a uno de marcos rígidos. Así la verificación estructural de resistencias en los elementos de hormigón armado y nivel de tensiones en

los muros de albañilería se centró en el modelo de simulación numérica de muros estructurado en base a muros.

Para comprender porque se produjeron los deterioros en el caso estudio, se correlaciona el comportamiento sísmico y la demanda de esfuerzos de los elementos estructurales con los daños estructurales. Así, al verificar el desplazamiento sísmico se concluyó que los drifts de centros de masa no produjeron los daños registrados en los elementos estructurales. En cambio, el drift torsional que se debió producir por el terremoto 27F si pudo ayudar a que se generaran los daños estructurales en las vigas del segundo nivel, sobre todo en X cuando el sismo tomo dicha dirección. No obstante lo anterior, como el suelo donde se emplaza la estructura estudiada es del tipo C, el terremoto del 27 de febrero del 2010 no debió causar una torsión en el edificio que generara daños en las vigas del 2º que invaliden el uso del edificio.

Si se evalúa al hormigón con las prescripciones de la normativa actual, se puede concluir que las fallas que presentan las vigas fueron causadas por que no cuentan con las cuantías y espaciamientos entre estribos adecuada para resistir el efecto combinado de torsión y corte y a la vez, se estima que las barras longitudinales no cumplen la cuantía mínima para resistir la torsión solicitante, pero si resisten los momentos flectores respectivos. En general la modelación indica que las vigas resisten con holgura la flexión y los pilares la compresión.

En los muros estudiados de albañilería, las grietas horizontales se produjeron por falta de resistencia al flexo tracción y las grietas diagonales por corte en zonas localizadas, en general los muros de albañilería confinada no sufriendo graves deterioros.

## **CAPÍTULO 5: CONCLUSIÓN**

Las estructuras de interés histórico tienden a ser las más dañadas por movimientos sísmicos porque en general los materiales presentan deterioros, han sido intervenidas a lo largo del tiempo y en muchas ocasiones no existen registros de dichas intervenciones. Ejecutar estrategias de recuperación o reparación estructural buscando evitar daños o recuperar capacidades, en este tipo de edificios requiere primero salvar la falta de información que se tiene respecto a cómo están compuestos sus elementos constructivos, cuál es su grado de conservación y cuáles son las reparaciones o remodelaciones que se le han realizado en el transcurso de su vida útil. Así, desarrollar un modelo computacional de un inmueble histórico, y con este comprender su comportamiento sísmico y demanda de esfuerzo en busca de su recuperación, requiere un plan de trabajo distinto a uno de una edificación moderna.

Para realizar un modelo de simulación numérica que capture de buena manera el comportamiento sísmico de un edificio de interés histórico, es necesario recopilar toda la información histórica del caso estudio y del sector donde se ubica, caracterizar los materiales constituyentes y sistema constructivos con todas las herramientas que sean posible y dentro del marco de intervención permitido para cada estructura. En esta línea de razonamiento, fue fundamental para este estudio contar con los ensayos de laboratorio realizados a los materiales, el informe de mecánica de suelos realizada en el sector y haber podido medir las vibraciones ambientales para obtener de forma empírica el periodo fundamental del inmueble en sus diferentes direcciones, con lo cual se validó el modelo computacional.

A pesar de que la definición del sistema constructivo y estructural del caso estudiado es una aproximación de la realidad, dado que no se encontró información técnica del Proyecto de Estructura del edificio, se logró modelar la edificación con un comportamiento dinámico muy similar al medido en terreno y con un comportamiento sísmico y de demanda de esfuerzos que explican los daños que se registraron posterior al terremoto del 27 de febrero y que se estudiaron en esta Memoria.

En líneas futuras de investigación, se generarán recomendaciones que ayuden al proyectista a desarrollar planes de reparación y rehabilitación de estructuras históricas de albañilería confinada, verificando si es posible cumplir con todos las prescripción y recomendaciones de las normativas actuales.

## REFERENCIAS

- American Concrete Institute. (2019). Building Code Requirements . *ACI 318-19*. Farmington Hills, USA.
- Applied Technology Council. (1978, Junio). Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings. *ATC 3-06*. Washington D.C., United States.
- Asteris, P. G., Repapis, C., Sarhosis, V., Athanasopoulou, A., & Cavaleri, L. (2015). On the fundamental period of infilled RC frame buildings. *Structural Engineering and Mechanics*, 54 (6), 1175-1200.
- Bonnefoy-Claudet, S., Baize, S., Bonilla, L. F., Berge-Thierry, C., Pasten, C., Campos, J., . . . Verdugo , R. (2009). Site effect evaluation in the basin of Santiago de Chile using ambient noise measurements. *Geophysical Journal International*, Volume 176, N° 3, 925–937. Retrieved from <https://academic.oup.com/gji/article/176/3/925/560230>
- Chopra, A. K. (2007). *Dynamics of Structures*. Englewood Cliffs: Prentice Hall; 3er edición.
- Chourasia, A., Singhal , S., & Parashar, J. (2019). Experimental investigation of seismic strengthening technique for confined masonry buildings. *Journal of Building Engineering Volume 25*, 100834.
- Cisterna Castro, T. P. (2016). *Caracterización del periodo predominante de vibración del suelo de Hualpén*. Concepción: Universidad de Concepción.
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica. (2002). Código Sísmico Costa Rica. Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Comité Europeo de Normalización. (2004). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1 : General rules, seismic actions and rules for buildings*. Bruselas.

- Computers & Structures, INC. (2022, Septiembre). *CSI Knowledge Base*. Retrieved from <https://wiki.csiamerica.com/>
- CSI Spain. (2023, febrero). *CSI Spain*. Retrieved from [www.csiespana.com](http://www.csiespana.com)
- Ditomaso, R., Vona, M., Gallipoli, M. R., & Mucciarelli, M. (2013). Evaluation and considerations about fundamental periods of damaged reinforced concrete buildings. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 13, 1903-1912.
- Espinoza Barreras, F. (1999). *Determinación de características dinámicas de estructuras*. . Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.
- European Commission – Research General Directorate. (2004). Project No. EVG1-CT-2000-00026 SESAME. *Guidelines for the implementation of the H/V spectral ratio technique on ambient vibration measurements, processing and interpretation*. Retrieved from [http://sesame.geopsy.org/Delivrables/Del-D23-HV\\_User\\_Guidelines.pdf](http://sesame.geopsy.org/Delivrables/Del-D23-HV_User_Guidelines.pdf)
- Galleguillos, O. A. (1952). *Cien años del carbón de Lota*. Santiago: Zig Zag S.A.
- Geopsy. (2023, febrero). Retrieved from <https://www.geopsy.org/>
- ICOMOS. (2013, Octubre). Principles for the analysis, conservation and structural restoration of architectural Heritage. . *ICOMOS: ratified by the ICOMOS 14th General Assembly, in Victoria Falls*. Zimbabwe.
- ICOMOS. (2022, Abril 7). ICOMOS ISCARSAH: Intervenciones en las estructuras del patrimonio arquitectónico. Retrieved from <https://www.youtube.com/watch?v=teR8qiy1OBU>
- IGMAGEO, I. C. (2018). *Estudio Diagnóstico Estructural y Mecánica de Suelos para los edificios Gota de Lecha, Ex Hospital ENACAR y actual DIDECO*. Concepción.

- Instituto Nacional de Normalización. (1996 Mod. 2012). Diseño sísmico de edificios. *NCh433.OF1996 Mod. 2012*. Santiago, Chile.
- Instituto Nacional de Normalización. (1997 Mod. 2003). Albañilería confinada - Requisitos de diseño y cálculo. *NCh2123.OF1997 Mod. 2003*. Santiago, Chile.
- Instituto Nacional de Normalización. (2009). Diseño estructural - Cargas permanentes y cargas de uso. *NCh 1537.OF2009*. Santiago, Chile.
- Instituto Nacional de Normalización. (2017). Diseño estructural - Disposición generales y combinaciones de cargas. *NCh3171.OF2017*. Santiago, Chile.
- Kaushik, H. B., Rai, D. C., & Jain, S. K. (2006). Code Approaches to Seismic Design of Masonry-Infilled Reinforced Concrete Frames: A State-of-the-Art Review. *Earthquake Spectra, Volume 22, No. 4*, 961–983.
- Lourenço, P., & Marqués, R. (2014). Unreinforced and confined masonry buildings in seismic regions: Validation of macro-element models and cost analysis. *Engineering Structures Volume 64*, 52–67.
- Lourenço, P., & Marqués, R. (2019). Structural behaviour and design rules of confined masonry walls: Review and proposals. *Construction and Building Materials Volume 217*, 137-155.
- Ministerio de Educación, G. d. (2009a, octubre 6). Declárese Monumento Nacional en la Categoría de Monumento Histórico al “Pabellón 83” ubicado en la comuna de Lota, región del Bío-Bío. *Decreto N° 380*. Santiago, Chile.
- Ministerio de Educación, G. d. (2009b, octubre 6). Declárase Monumento Nacional en la categoría de Monumento Histórico a la “Mina Chiflón del Diablo” y al “Parque Isidora Cousiño” o “Parque Lota”, ubicados en la comuna de Lota, región del Bío-Bío. *Decreto N° 373*. Santiago, Chile.

- Ministerio de Educación, G. d. (2010, septiembre 14). Declárese Monumento Nacional en la categoría de Monumentos Históricos a la “Torre del Centenario de Lota” ubicada en la comuna de Lota, provincia de Concepción, región del Bío Bío. *Decreto N° 379*. Santiago: Chile.
- Ministerio de Educación, G. d. (2012, junio 27). Declara Monumento Nacional en la categoría de Monumento Histórico los bienes denominados Gota de Lecha y Desayuno Escolar, ambos ubicados en la comuna de Lota, Provincia de Concepción, Región del Biobío. *Decreto N° 250*. Santiago, Chile.
- Ministerio de Educación, G. d. (22 de mayo de 2014). Declara Monumento Nacional en la Categoría de Monumento Históricos al "Sector de Chambeque" y en la categoría de Zona Típica o Pintoresca al "Sector de Lota Alto", ambos ubicados en la comuna de Lota, provincia de Concepción, Región del Biobío. *Decreto N° 232*. Santiago, Chile.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento del Perú. (2016, enero 24). Norm Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente". *DECRETO SUPREMO N° 003-2016-VIVIENDA*. Perú.
- MoHo S.R.L. (2023, marzo). *MOHO Science y Technology*. Retrieved from <https://moho.world/en/tromino/>
- Molnar, S., Cassidy, J. F., Monahan, P. A., Onur, T., Ventura, C., & Rosenberger, A. (2007). Earthquake site response studies using microtremor measurements in southwestern British Columbia. *Ninth Canadian Conference on Earthquake Engineering Ottawa, Ontario, Canada 26-29 June 2007*, (pp. 410-419). Ontario.
- Monge Espiñeira, J. (1982). *Diseño de Estructuras Sismorresistentes - 2 Parte (Apuntes de clases)*. Santiago: Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil, Sección Ingeniería Estructural.
- Morales Medina, D. A. (2014). *Determinación del periodo fundamental de vibración de edificios altos de la ciudad de Concepción utilizando el método de la razón espectral H/V*. Concepción: Universidad de Concepción.

- Mucciarelli, M., Gallipoli, M. R., Šket Motnikar, B., Zupančič, P., Gosar, A., Roser, J., . . . Olumćeva, T. (2010). Empirical estimates of dynamic parameters on a large set of European buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering* volume 8, 593–607.
- Nakamura, Y. (2019). What Is the Nakamura Method? *Seismological Research Letters*, Volume 90, Number 4, 1437- 1443.
- OM&S, I. y. (2018a). *Recopilación Antecedentes Históricos Edificio Dirección Desarrollo Comunitario*. Concepción.
- OM&S, I. y. (2018b). *Informe toma de muestras Sector Ex. Hospital ENACAR y DIDECO*. Concepción.
- Toirac Corral, J. (2004, Enero - marzo). Patología de la construcción. Grietas y fisuras en obras de hormigón. Origen y prevención. Santo Domingo, República Dominicana: Ciencia y sociedad.
- UBC. (1997). Uniform Building Code, Volume 2, Chapter 16. (p. 492). California: International Conference of Building Officials.
- Wathelet, M., Chatelain, J.-L., Cornou, C., Di Giulio, G., Guillier, B., Ohrnberger, M., & Savvaidis, A. (2020). Geopsy: A User-Friendly OpenSource Tool Set for Ambient Vibration Processing. *Seismological Research Letters*, Volume 91, Number 3, 1878-1889.



## ANEXO 2.3 LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN EN TERRENO

Instrumental utilizado en el levantamiento planimétrico y estructural, y planimetría con definición de elementos estructurales.



Figura A.2.3. 1 Detector de materiales marca Bosch, modelo GMS 120.



Figura A.2.3. 2 Medidor de distancia láser marca Bosch, modelo GLM 120.

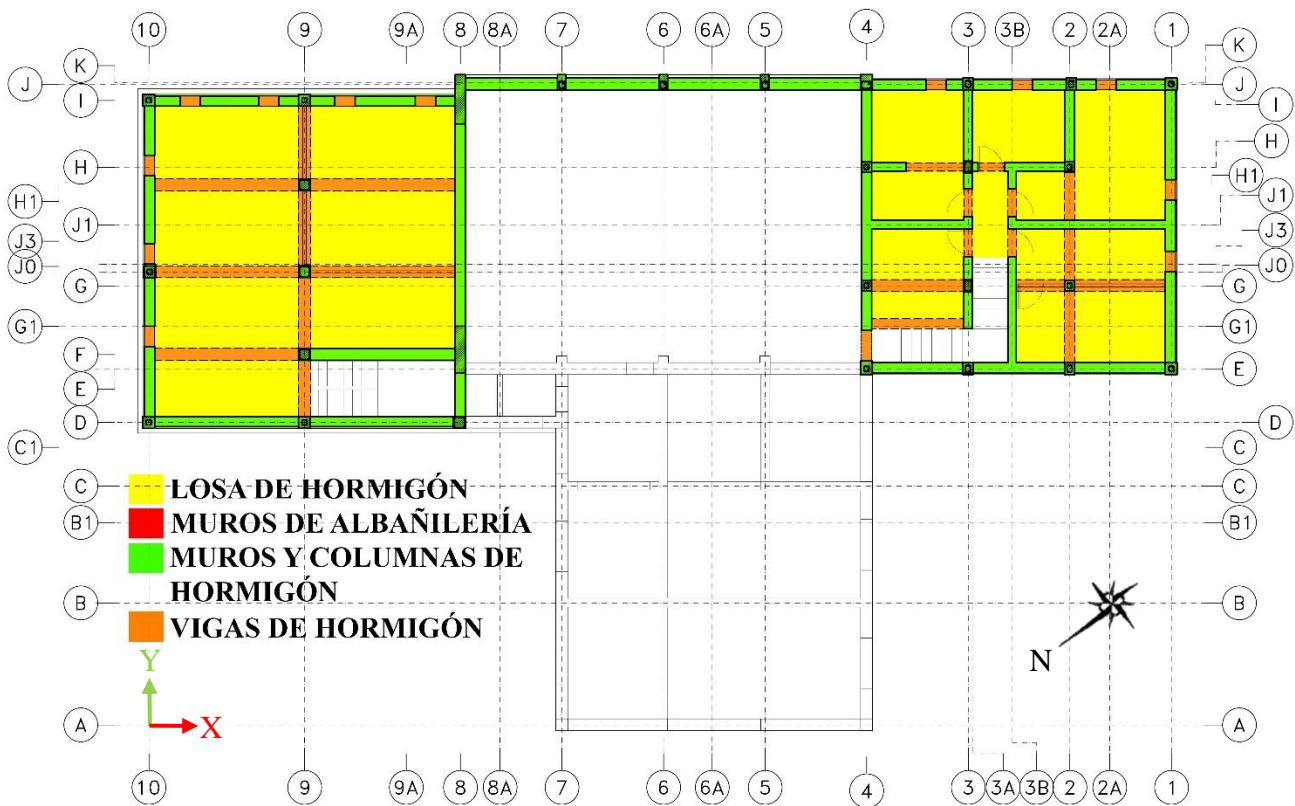


Figura A.2.3. 3 Planimetría, definición de elementos estructurales, nivel subterráneo.

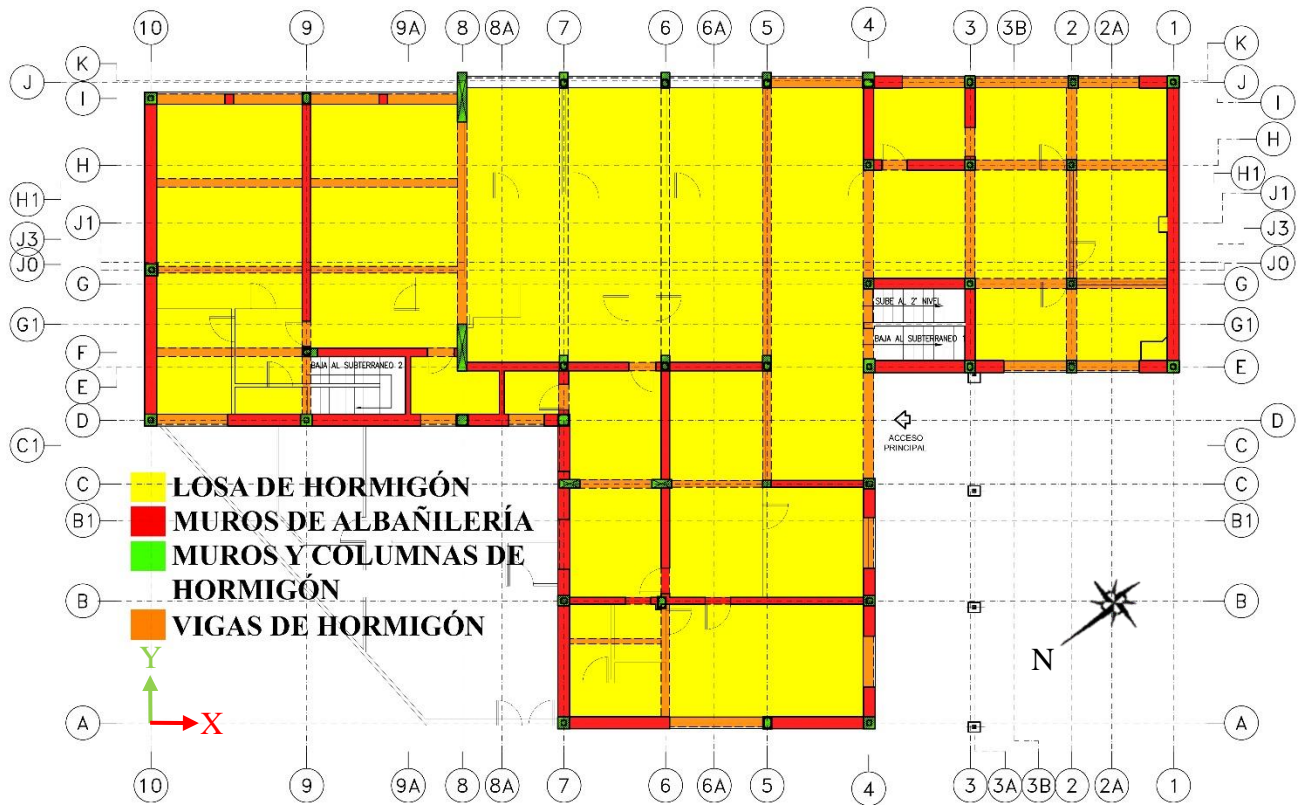


Figura A.2.3. 4 Planimetría, definición de elementos estructurales, primer nivel.

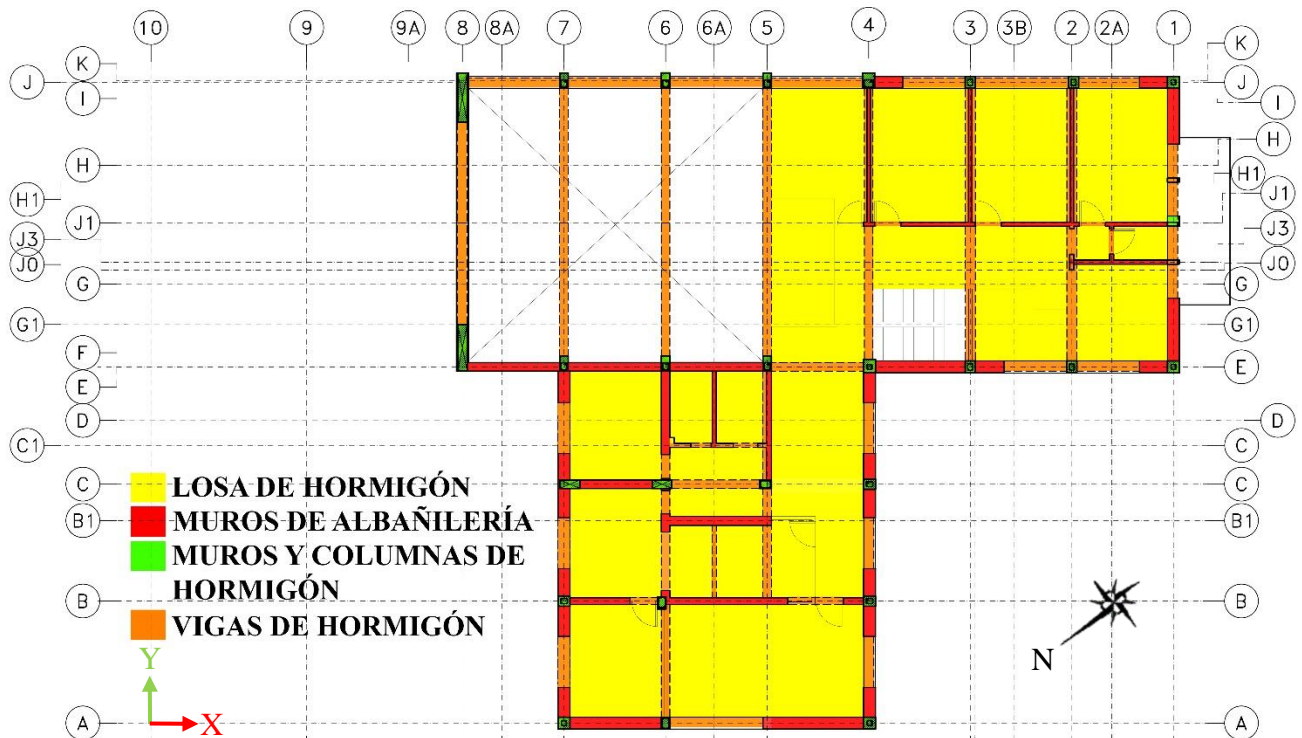


Figura A.2.3. 5 Planimetría, definición de elementos estructurales, segundo nivel.



Figura A.2.3. 6 Imágenes cerchas traspasado por Consultora OM&S.

## ANEXO 2.4 ENSAYOS DE LABORATORIO

Ubicación de los ensayos de laboratorio realizados a diferentes elementos del edificio.

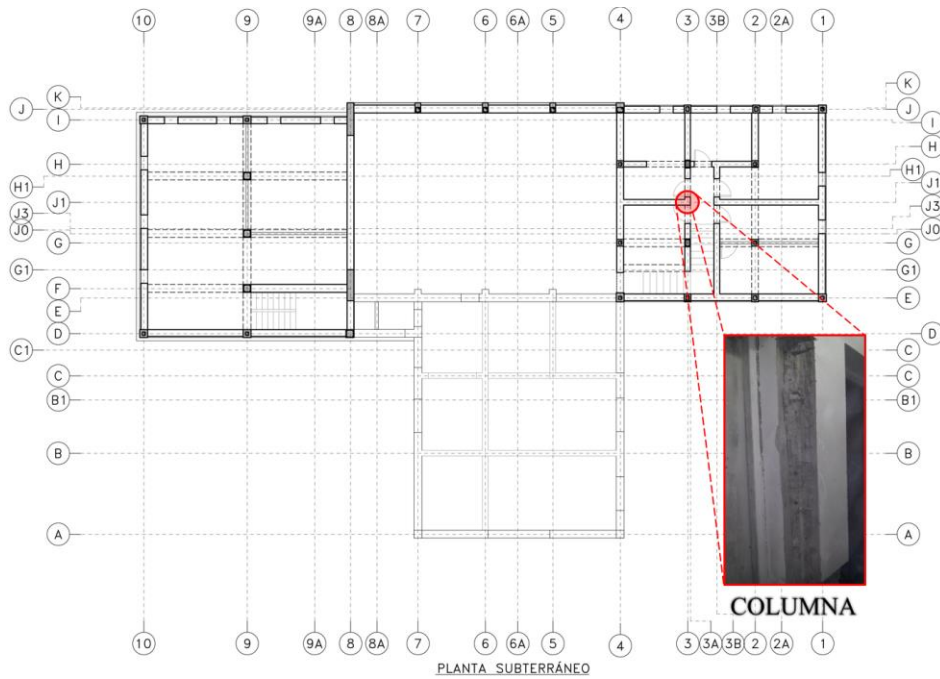


Figura A.2.4. 1 Localización extracción muestra de acero, subterráneo.

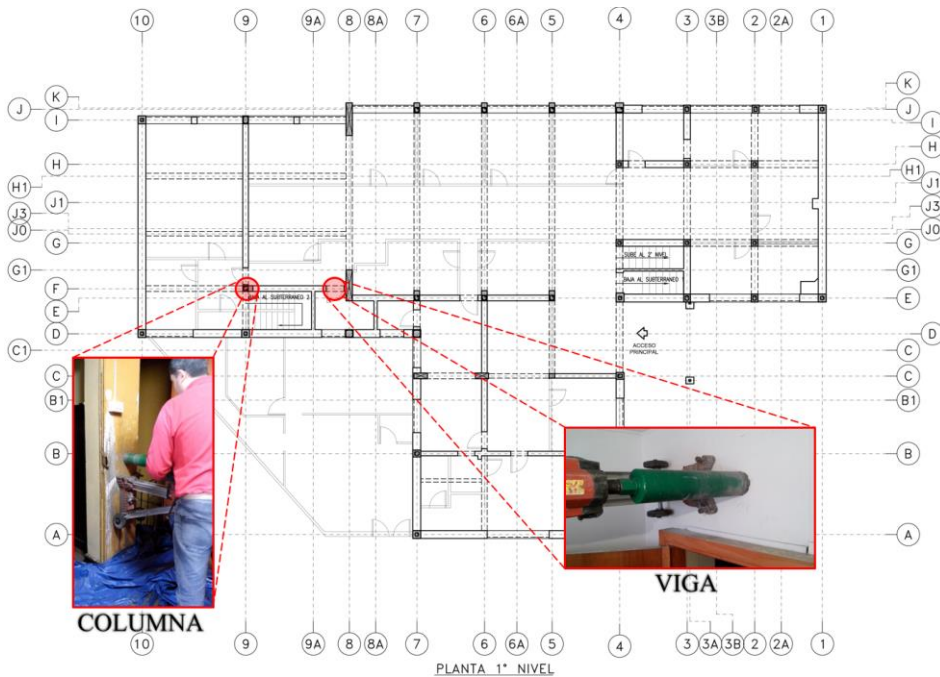


Figura A.2.4. 2 Localización extracción muestra de hormigón, 1º nivel.

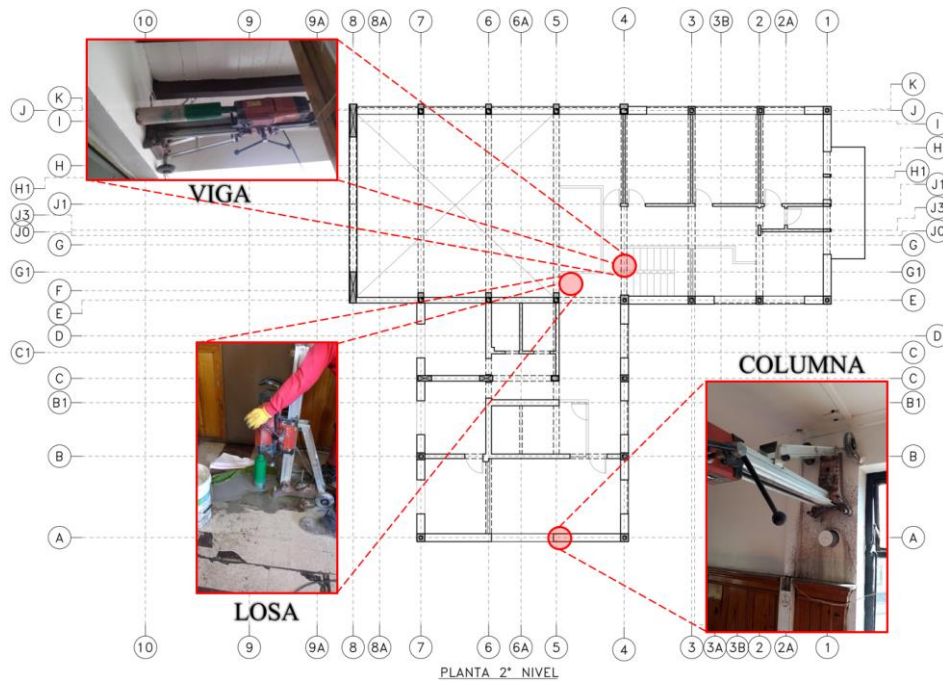


Figura A.2.4. 3 Localización extracción muestra de hormigón, 2º nivel.



Figura A.2.4. 4 Ladrillos ocupados en ensayos de laboratorio, Ex Hospital ENACAR.

## ANEXO 2.5 DEFINICIÓN SISTEMA ESTRUCTURAL EDIFICIO DIDECO

Se presentan en las siguientes figuras la disposición de ladrillos presente en los muros, las plantas con la definición de elementos constructivos y planimetría del caso estudio.

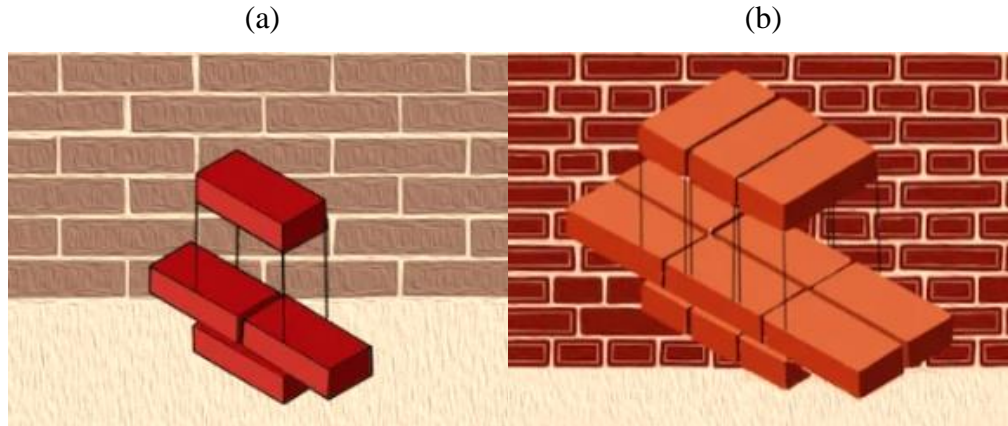


Figura A.2.5. 1 Disposición ladrillo: (a) aparejo sogá, (b) aparejo inglés ([www.gimsblog.com](http://www.gimsblog.com)).

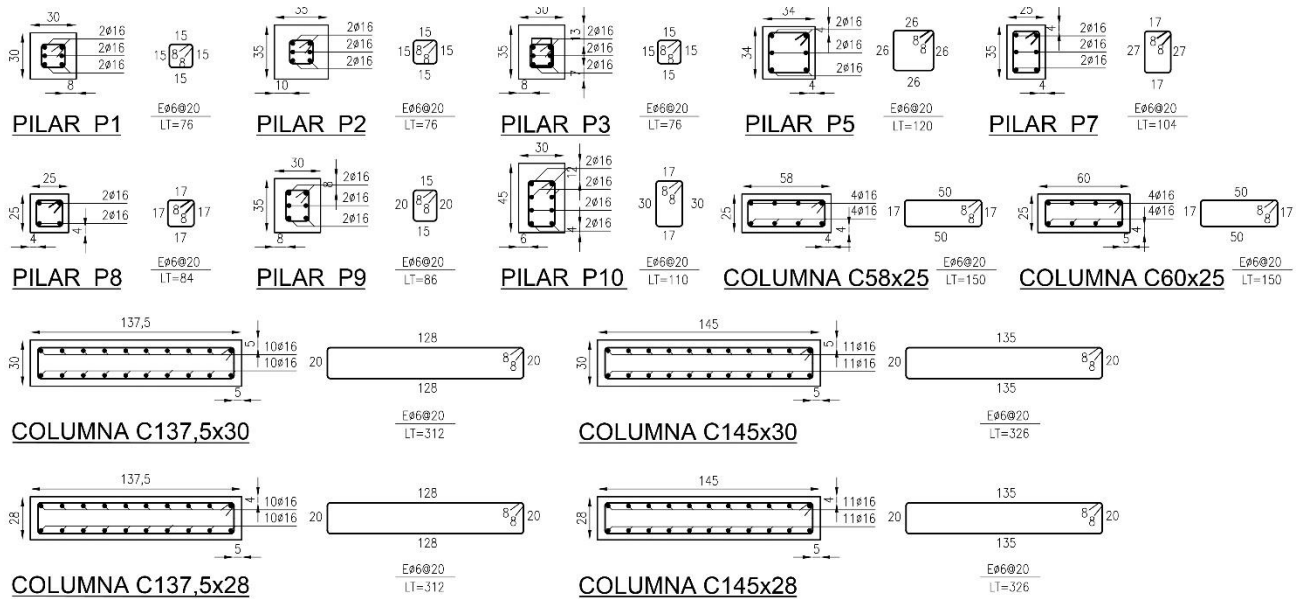


Figura A.2.5. 2 Detallamiento de pilares.

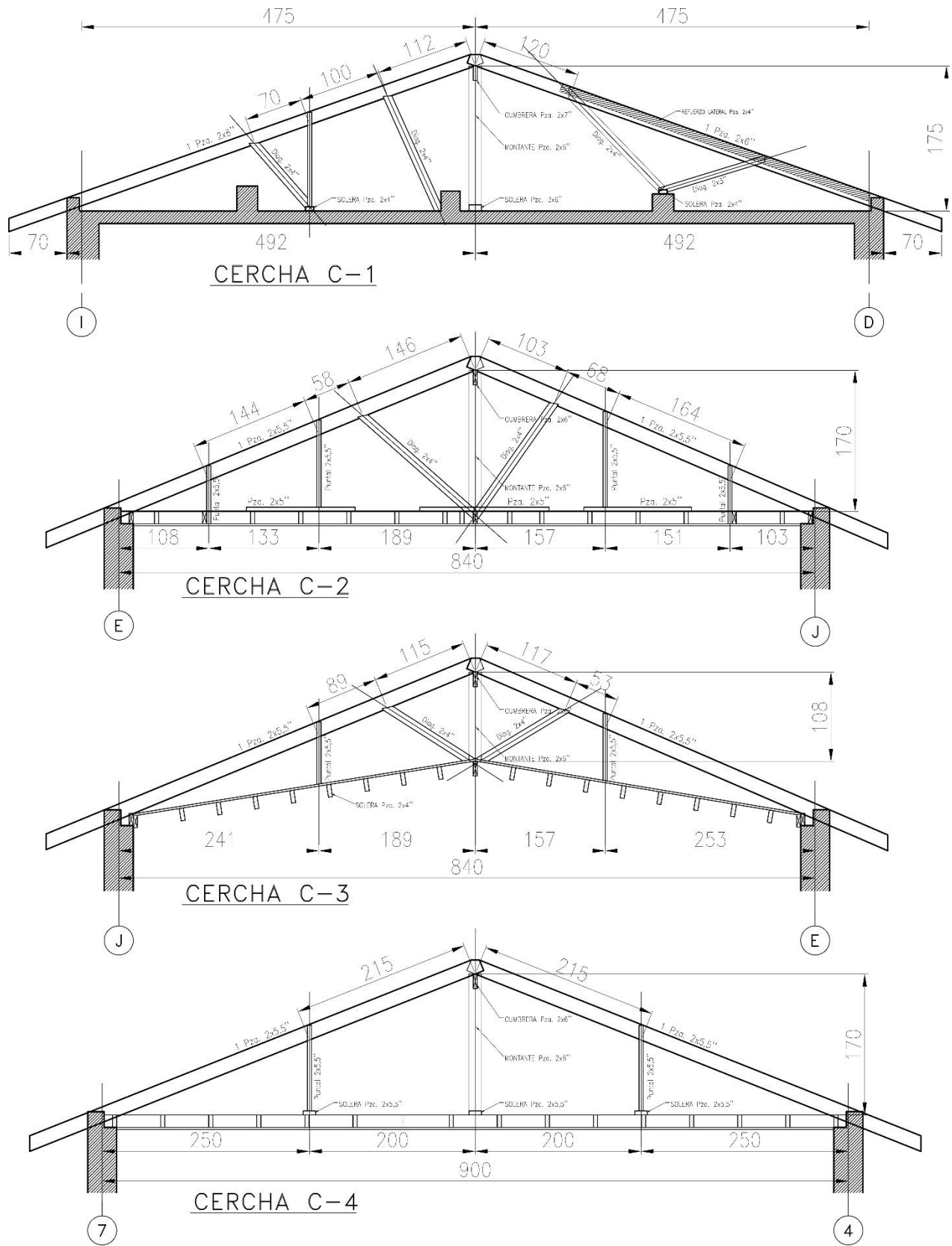


Figura A.2.5. 3 Detallamiento estructura de techo realizado por Consultora OM&S.

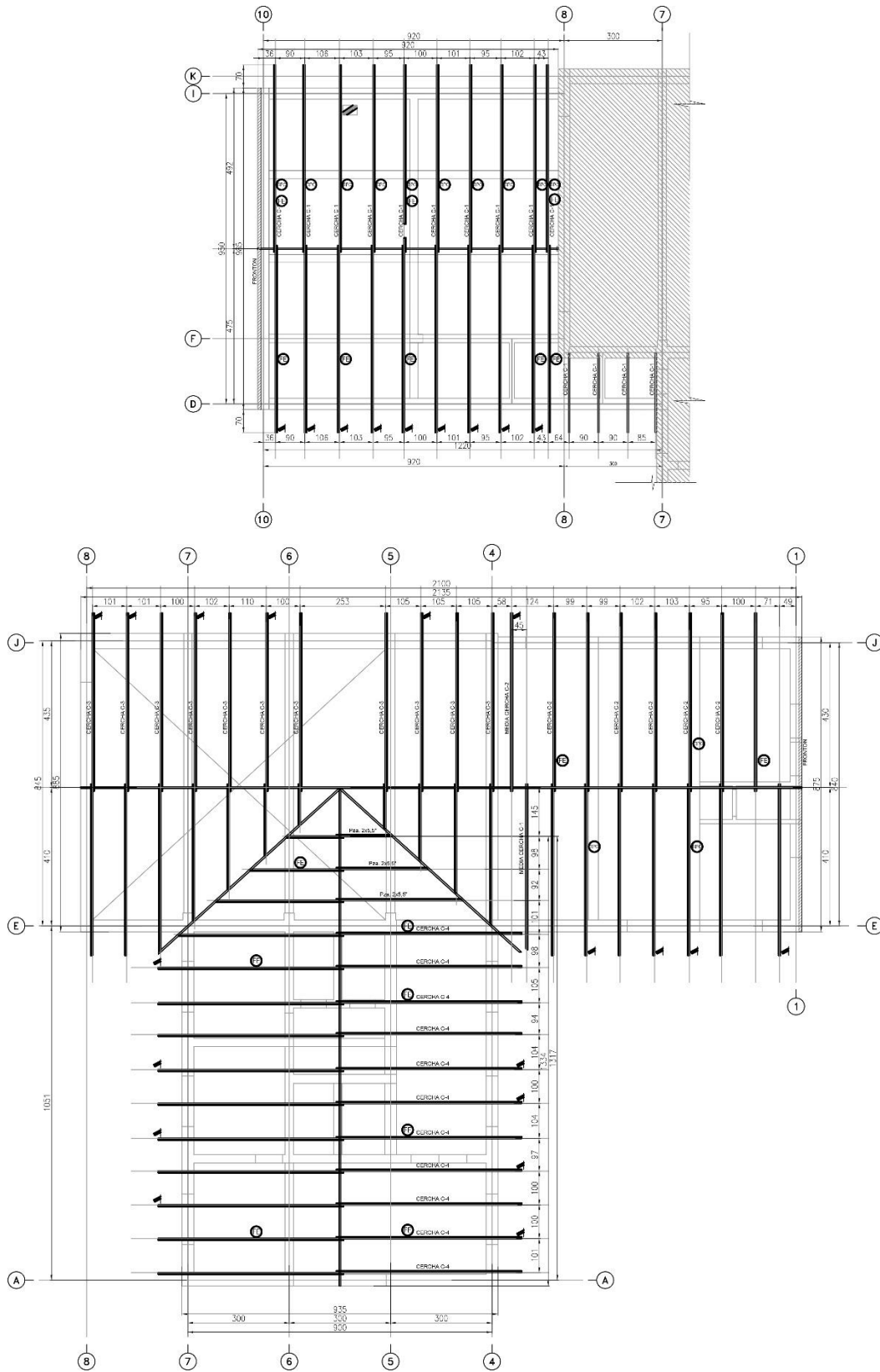


Figura A.2.5. 4 Planta techos, de Consultora OM&S, (arriba) 1º Nivel y (abajo) 2º Nivel.



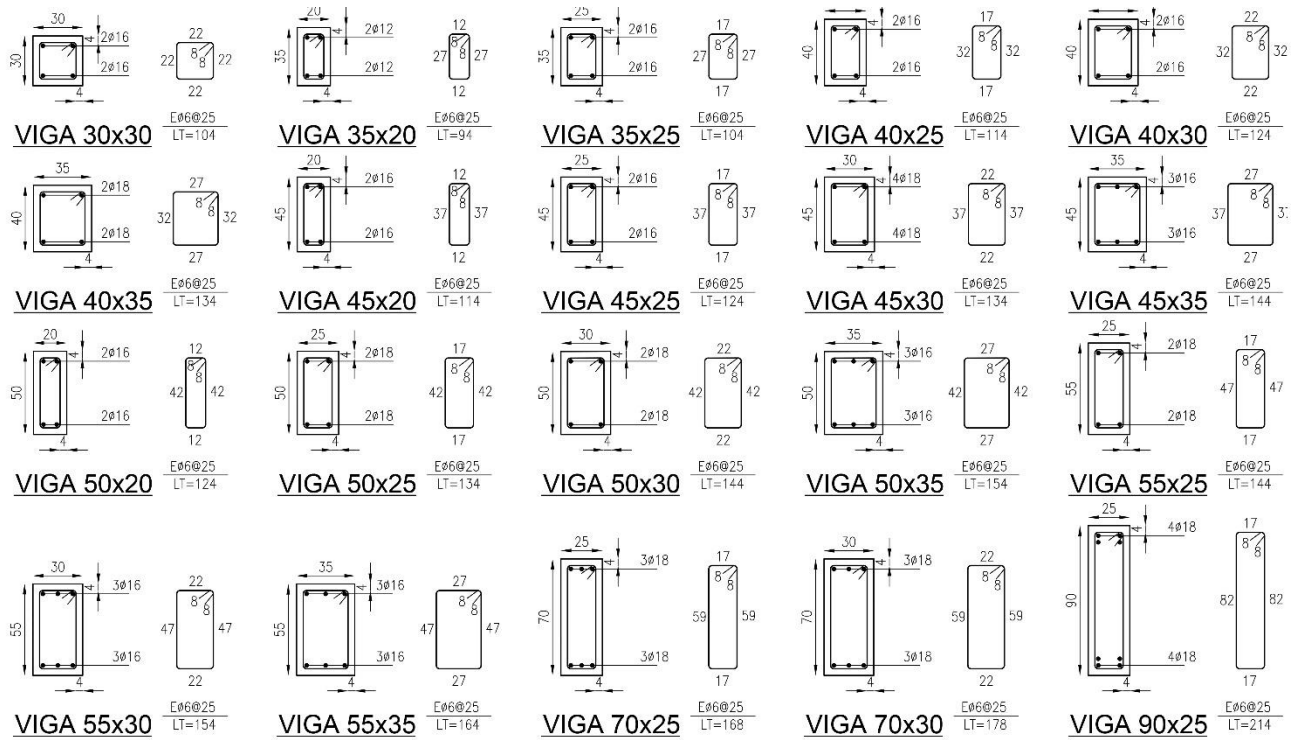


Figura A.2.5. 5 Detallamiento de vigas.

## ANEXO 3.2 CONCEPTOS GENERALES

### A.3.2.1 Periodo fundamental de la estructura

Las estructuras tienen tantos modos de vibrar como grados de libertad y estos dependen a su vez de la masa y rigidez del edificio, es decir, de la distribución de masa, la regularidad de la construcción en altura, las condiciones de los apoyos, la dimensión y distribución de los elementos soportantes entre otras características de dicha estructura. Cada modo de vibración se refiere a una forma específica en la que la estructura puede vibrar cuando se somete a una excitación externa, poseen un periodo y frecuencia natural correspondiente, que se relaciona con el periodo fundamental.

Una edificación puede poseer infinitos modos de vibración, aunque son solo algunos importantes en términos de diseño y análisis dinámico. Por lo general, se consideran que los primeros modos, que son aquellos con frecuencias naturales más bajas, periodos más largos y que tienen el mayor porcentaje de masa traslacional asociada, ostentan una gran influencia en la respuesta dinámica de la estructura.

Así el periodo de un edificio es la cantidad de tiempo que se demora una estructura en completar totalmente una oscilación regresando a su posición original después de una perturbación inicial (Chopra, 2007) y la fundamental es la que moviliza porcentualmente mayor cantidad de masa en esa oscilación completa.

Encontrar el periodo fundamental en un edificio existente es importante para su rehabilitación y evaluación estructural, y así determinar su respuesta dinámica ante los sismos. En el análisis estático lineal como en el análisis dinámico lineal el periodo fundamental es un parámetro importante que ayuda a definir la aceleración espectral, y en consecuencia el esfuerzo de corte basal (Ditommaso, Vona, Gallipoli, & Mucciarelli, 2013).

### **A.3.2.2 Vibraciones ambientales**

Son las vibraciones presentes en la superficie terrestre de baja amplitud y periodos comprendidos entre 0,1 y 10 segundos (Espinoza Barreras, 1999), que se producen en la naturaleza y por la actividad humana (Molnar, y otros, 2007), las primeras generalmente de baja frecuencia y las segundas de alta frecuencia. Conocidas también como microtemores o ruido ambiental.

Estas vibraciones que se registran en las tres componentes espaciales pueden ser causadas por diversos factores, como las mareas, el viento, el tráfico vehicular, la maquinaria industrial, los sismos, entre otros. Vibraciones que a su vez excitan a las estructuras, lo que permite caracterizar los periodos y sus formas modales correspondientes (Ditommaso, Vona, Gallipoli, & Mucciarelli, 2013).

### **A.3.2.3 Espectro de frecuencia**

Es la visualización gráfica de la respuesta de una estructura ante una perturbación como un sismo, en términos de la amplitud de la aceleración en función de la frecuencia (Chopra, 2007). Este método utiliza la descomposición de las señales en una serie de ondas cada una asociada a una amplitud, a través de la Transformada de Fourier, con el objetivo de identificar los modos de vibración de la estructura, los periodos naturales y las posibles fuerzas sísmicas a la que la estructura estará expuesta en relación con la frecuencia de vibración.

## ANEXO 3.4 PROCESAMIENTO DE DATOS

De las mediciones de vibraciones ambientales captados con los tromómetros triaxiales, se extrajeron los registros de velocidades. En la primera figura se observa una señal de entrada en 3 direcciones, elevación (Z), norte-sur (N) y este-oeste (E), en las siguientes dos figuras se ejemplifica la selección de una ventana de tiempo, donde los rectángulos verdes representan las ventanas seleccionadas, en este caso de 25 segundos de vibraciones ambientales estacionarias o naturales y las secciones de la señal no seleccionadas en los rectángulos verdes representan las vibraciones ambientales transientes o no estacionarias.

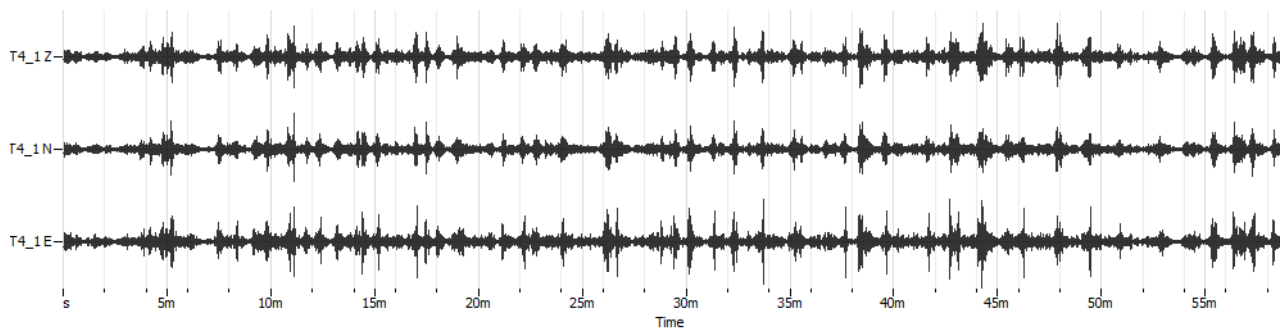


Figura A.3.4. 1 Señal entrada, elevación (Z), norte-sur (N) y este-oeste (E), 1° piso, Zona 4.

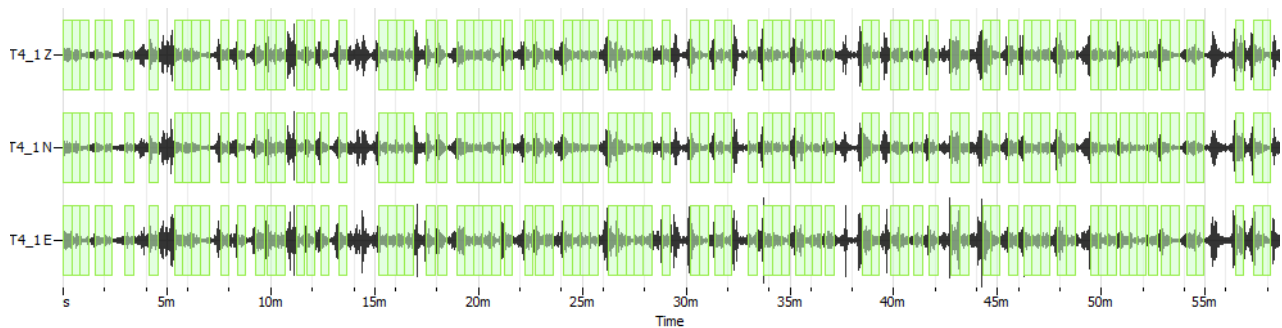


Figura A.3.4. 2 Selección ventanas 25 segundos, señal entrada registro 1° piso, Zona 4.

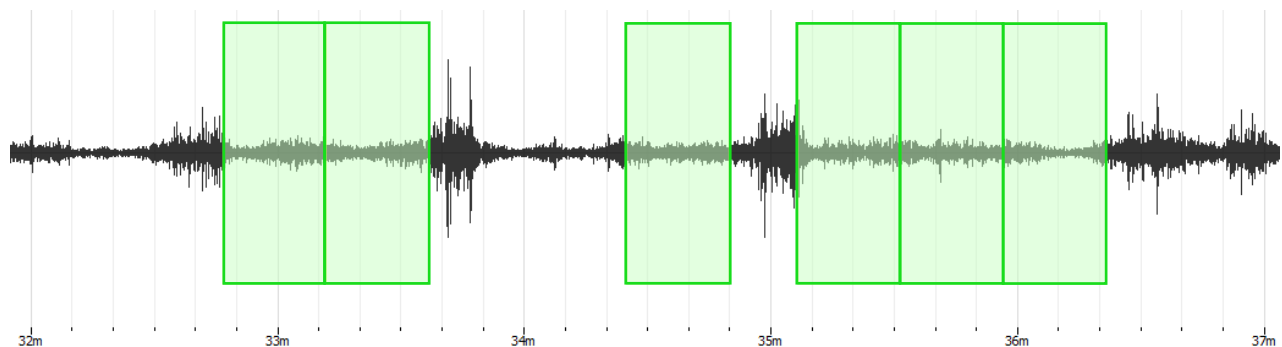
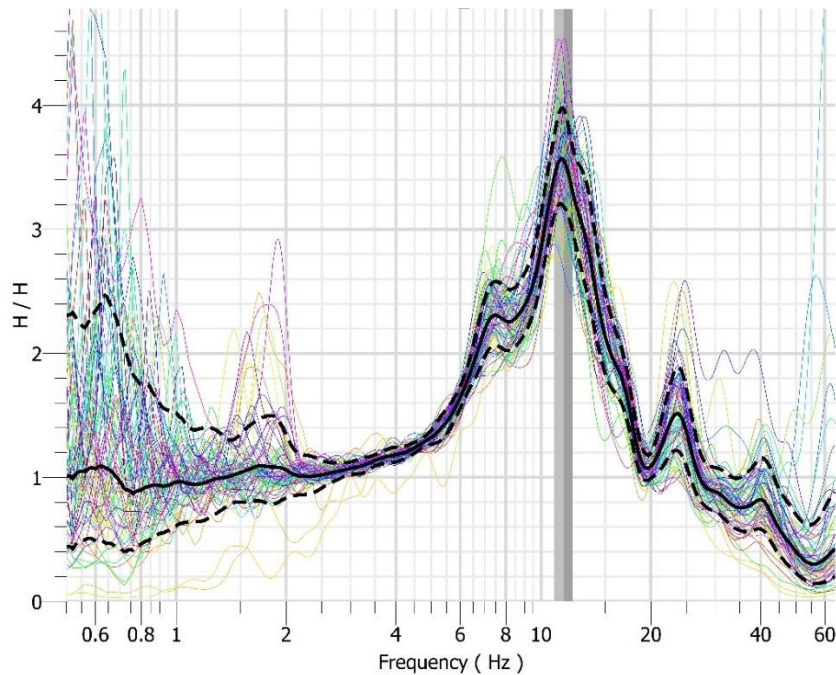


Figura A.3.4. 3 Ventanas 25 s., extracto señal de entrada registro vibraciones ambientales.

En la siguiente figura se representa la gráfica de la razón espectral  $H/H$  de la Zona 3, en la dirección Y, en ventanas de 25 segundos. En el eje de las abscisas se encuentra el rango de frecuencias en hercios (escala logarítmica), y en este ejemplo se observa en el eje de las ordenadas la razón  $H/H$  adimensional. Las líneas discontinuas delgadas de colores grafican la razón espectral  $H/H$  de todas las ventanas seleccionadas. La línea negra continua representa el promedio de la razón espectral de todas las ventanas seleccionadas y las 2 líneas negras discontinuas, representan la desviación estándar máxima y mínima correspondiente. El software simboliza el punto más alto del cociente con la barra vertical de color plomo, donde la unión de las dos tonalidades de grises identifica la frecuencia predominante.

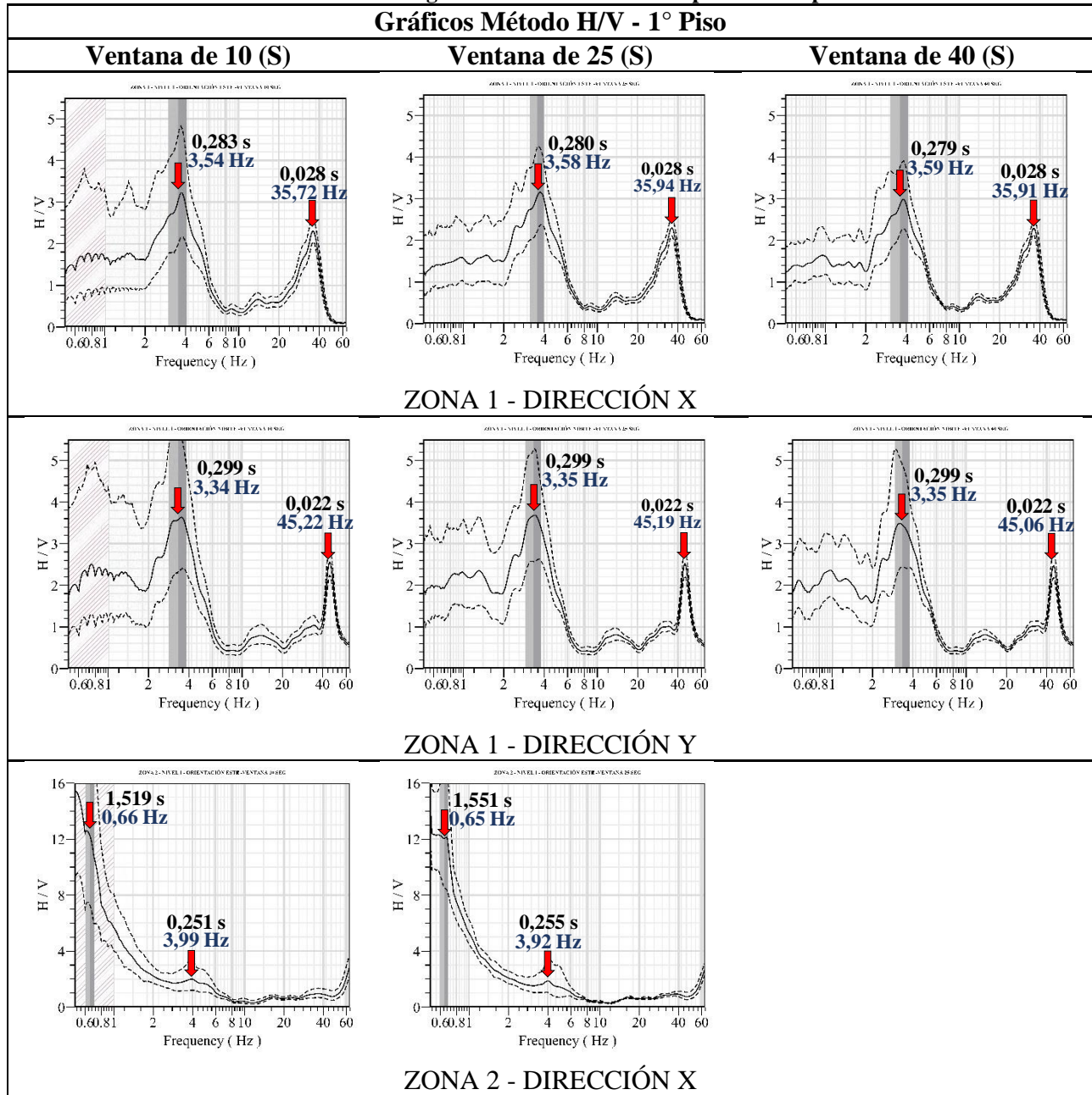


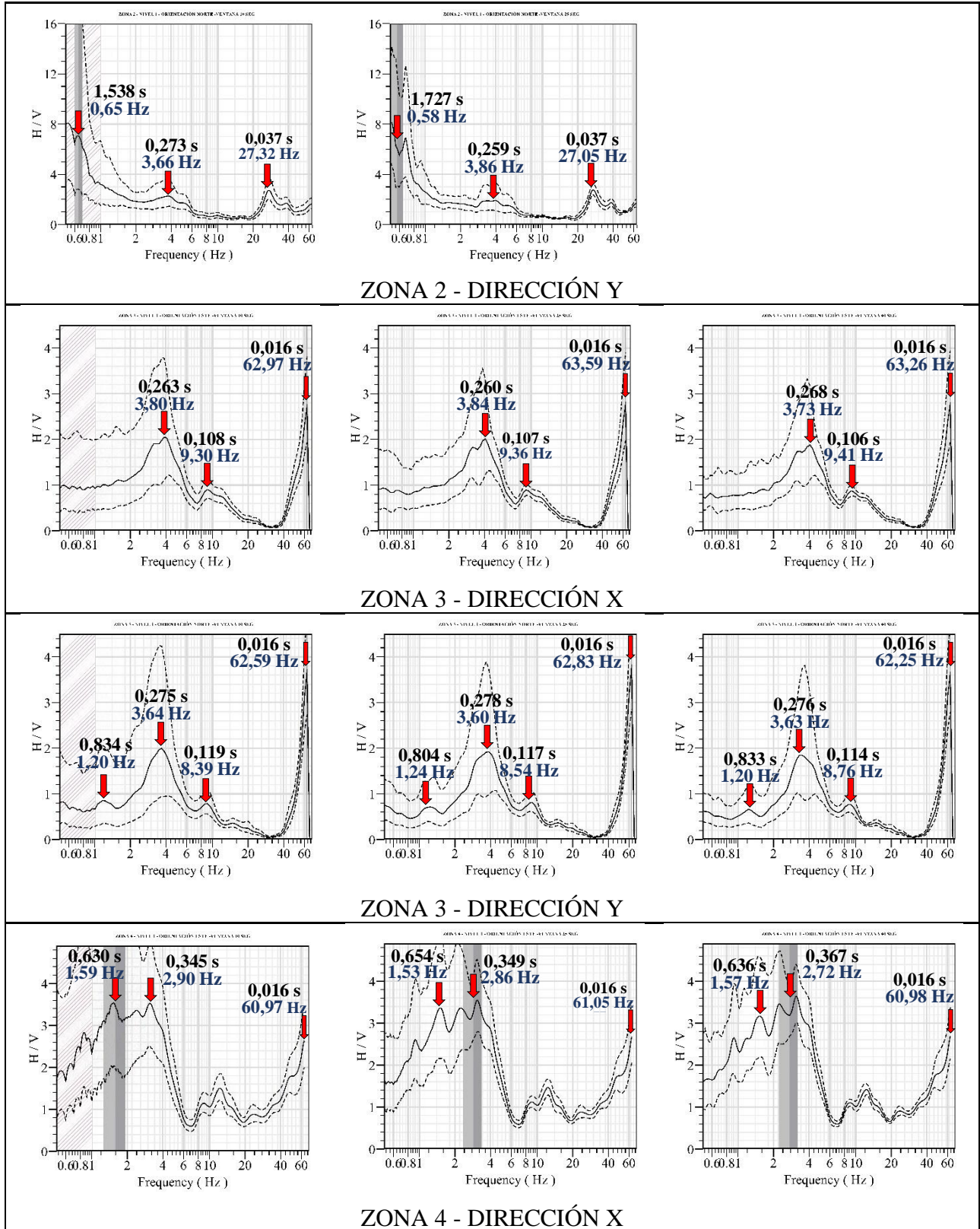
**Figura A.3.4. 4** Gráfica razón espectral  $H/H$ , Zona 3, dirección Y, ventanas 25 segundos.

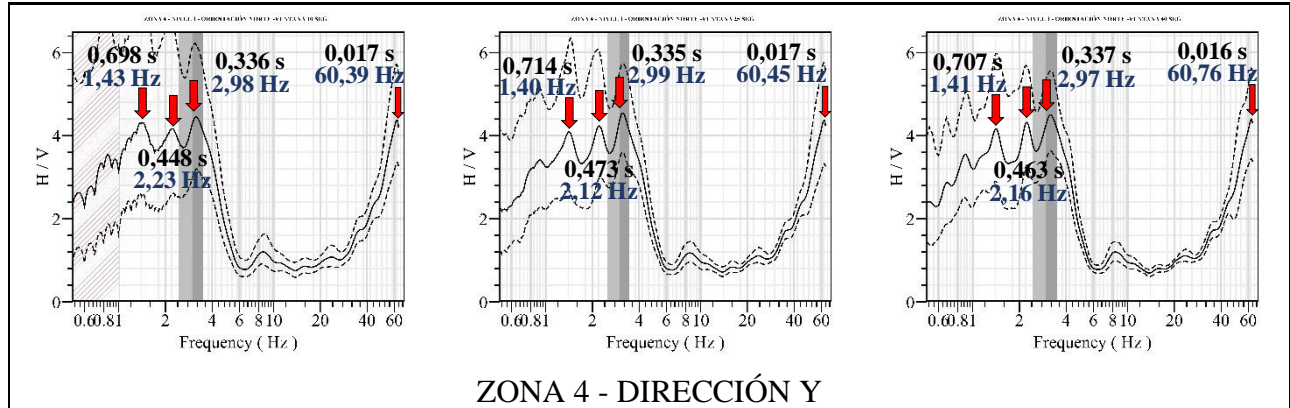
## ANEXO 3.5 RESULTADOS RAZÓN ESPECTRAL H/V PRIMER NIVEL

Se presentan los gráficos de la curva H/V del primer nivel y el cumplimiento de los criterios de fiabilidad de la curva H/V de SESAME.

Tabla A.3.5. 1 Resultados gráficos detallados razón espectral H/V primer nivel







Se revisa las curvas obtenidas con los criterios SESAME de fiabilidad de la curva H/V y se observa que se cumple en todas las zonas y en las dos direcciones el criterio 1), referido a la duración de las ventanas de tiempo, dado que la menor frecuencia detectada como frecuencia fundamental es de 2,723 hercios, lo que implicaría que la ventana debiera durar más de 3,67 segundos, y la menor ventana seleccionada es de 10 segundos de duración, mucho más del mínimo requerido por el criterio.

Con respecto al criterio 2) de SESAME, referido a que el número de ciclos significativos sean mayor a 200, buscando calcular la relación H/V en un número suficiente de ventanas. Este criterio se cumple cabalmente en todas las zonas con excepción de la Zona 2, la cual presenta el menor número de ventanas en las 3 selecciones de tiempo, incluso no presenta ventanas en los 40 segundos. Y es además la zona que presenta el *peak* marcado por el software en una frecuencia muy baja, que se estima que es generada por elementos que se encuentran adentro de la estructura o afuera pero cerca del edificio y que no corresponderían a la frecuencia y periodo fundamental del edificio.

Con respecto al criterio 3) de SESAME, referido a que la desviación estándar no supere unos umbrales de valor para evitar una gran dispersión entre las curvas de todas las ventanas. En la Tabla A.3.5.2 siguiente se puede revisar el cumplimiento de la curva H/V del primer piso. El criterio indica que, si las frecuencias fundamentales superan los 0,5 Hz, las desviaciones estándar de la amplitud debiera estar en el rango de la mitad de la frecuencia fundamental, para la mínima desviación estándar ( $A_{H/V}(f^-)$ ) y el doble de ésta para la máxima desviación estándar ( $A_{H/V}(f^+)$ ), lo que no se cumple en las Zonas 2 y Zona 3, que son las mismas zonas que presentan la anomalía de contar con peak detectados por el software de muy baja frecuencia y de muy alta frecuencia respectivamente. Se estima que esta anomalía genera distorsión en la amplitud de la curva promedio H/V, lo que aumenta la



desviación estándar. Este criterio tampoco se cumplió en la Zona 4, ventana de 10 segundo, dado que la desviación estándar máxima superó en un 4% el umbral del criterio.

**Tabla A.3.5. 2 Criterio 3) SESAME fiabilidad de la curva H/V, 1° piso.**

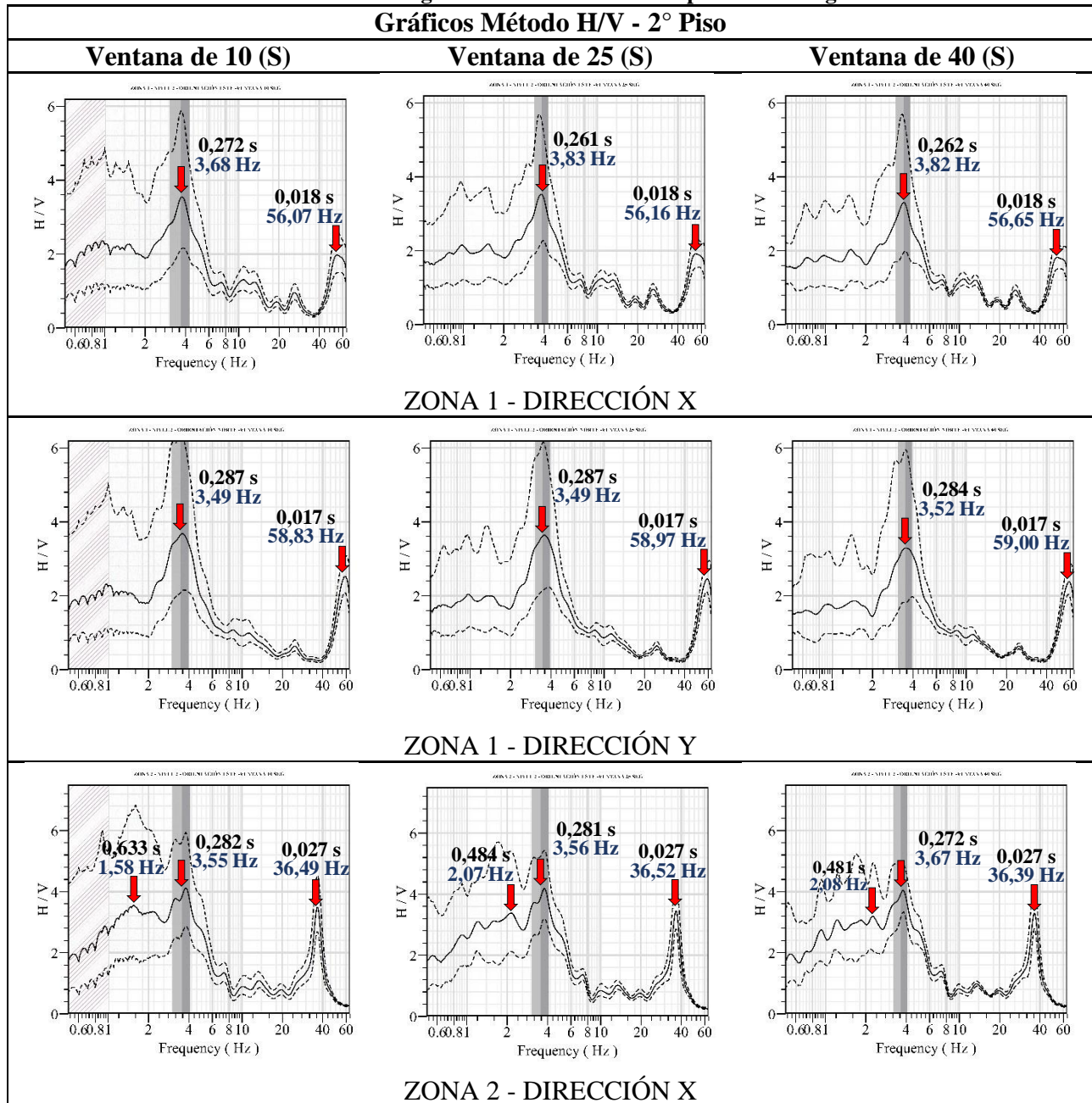
		<b>Umrales desviación estándar método H/V en 1° Piso - SESAME</b>						
		<b>Ventanas</b>	<b>10 (s)</b>		<b>25 (s)</b>		<b>40 (s)</b>	
Zona 1	Dirección X	$\frac{A_H}{\bar{V}}(f^+)$	7,073	Cumple	7,150	Cumple	7,181	Cumple
		$\frac{A_H}{\bar{V}}(f^-)$	1,768	Cumple	1,788	Cumple	1,795	Cumple
	Dirección Y	$\frac{A_H}{\bar{V}}(f^+)$	6,678	Cumple	6,699	Cumple	6,700	Cumple
		$\frac{A_H}{\bar{V}}(f^-)$	1,670	Cumple	1,675	Cumple	1,675	Cumple
Zona 2	Dirección X	$\frac{A_H}{\bar{V}}(f^+)$	7,982	Cumple	7,838	Cumple	/	No Aplica
		$\frac{A_H}{\bar{V}}(f^-)$	1,996	No Cumple	1,960	No Cumple	/	No Aplica
	Dirección Y	$\frac{A_H}{\bar{V}}(f^+)$	7,314	Cumple	7,728	Cumple	/	No Aplica
		$\frac{A_H}{\bar{V}}(f^-)$	1,829	No Cumple	1,932	No Cumple	/	No Aplica
Zona 3	Dirección X	$\frac{A_H}{\bar{V}}(f^+)$	7,599	Cumple	7,684	Cumple	7,453	Cumple
		$\frac{A_H}{\bar{V}}(f^-)$	1,900	No Cumple	1,921	No Cumple	1,863	No Cumple
	Dirección Y	$\frac{A_H}{\bar{V}}(f^+)$	7,275	Cumple	7,196	Cumple	7,255	Cumple
		$\frac{A_H}{\bar{V}}(f^-)$	1,819	No Cumple	1,799	No Cumple	1,814	No Cumple
Zona 4	Dirección X	$\frac{A_H}{\bar{V}}(f^+)$	5,802	Cumple	5,726	Cumple	5,445	Cumple
		$\frac{A_H}{\bar{V}}(f^-)$	1,450	Cumple	1,432	Cumple	1,361	Cumple
	Dirección Y	$\frac{A_H}{\bar{V}}(f^+)$	5,955	No Cumple	5,971	Cumple	5,935	Cumple
		$\frac{A_H}{\bar{V}}(f^-)$	1,489	Cumple	1,493	Cumple	1,484	Cumple

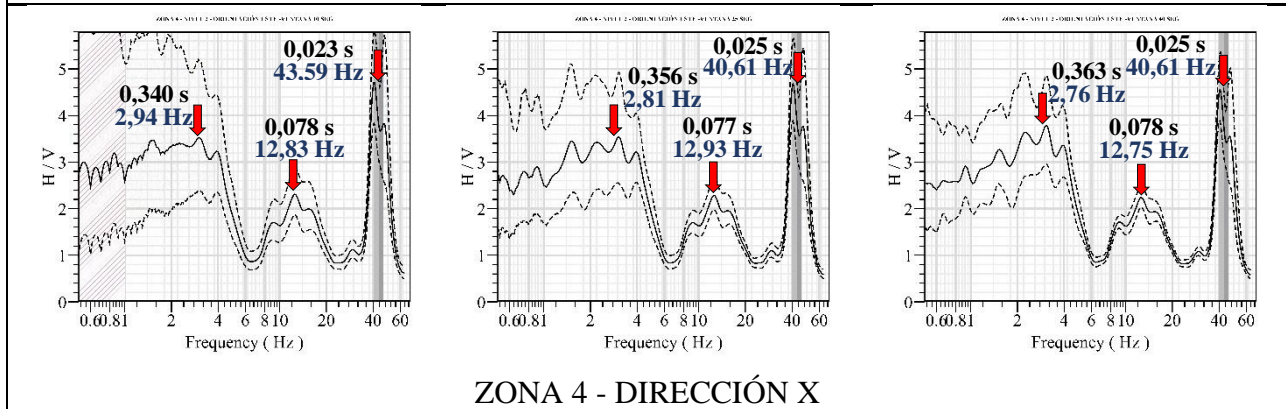
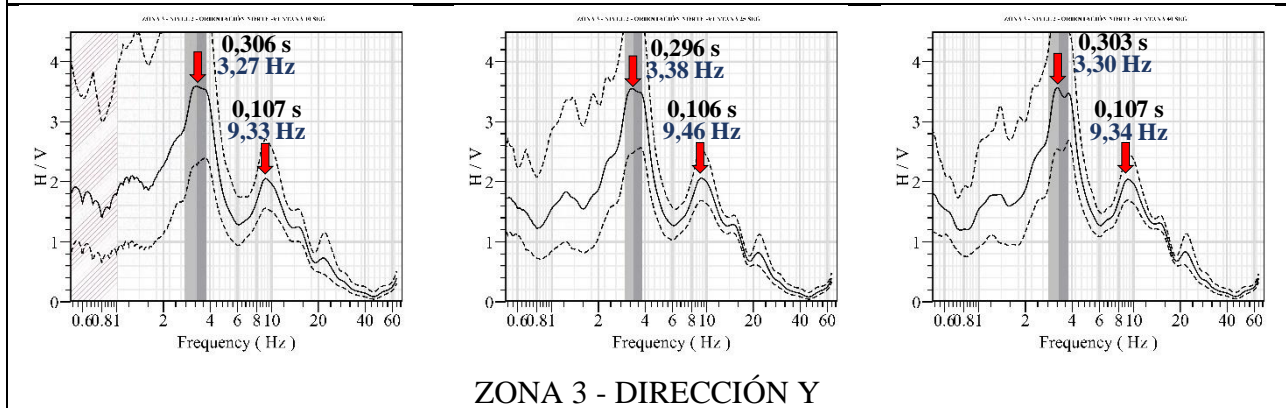
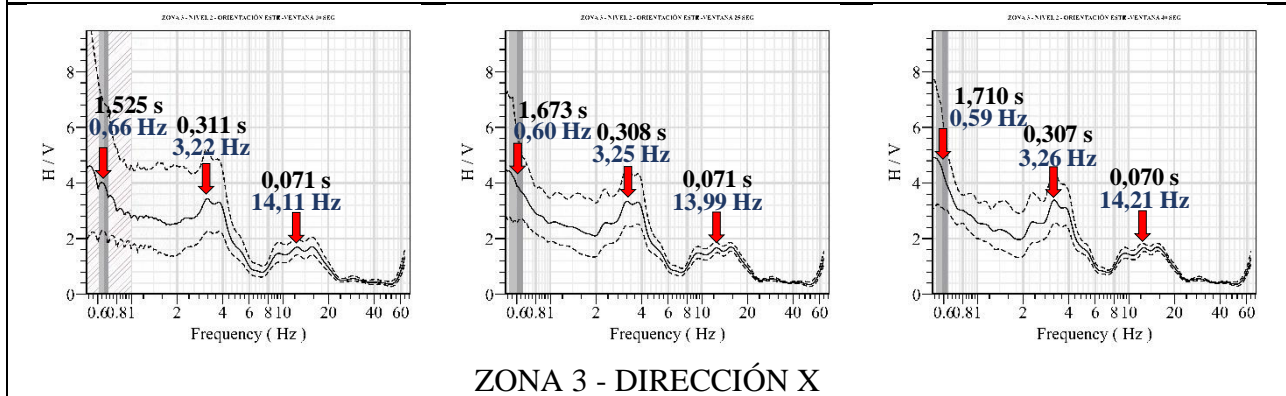
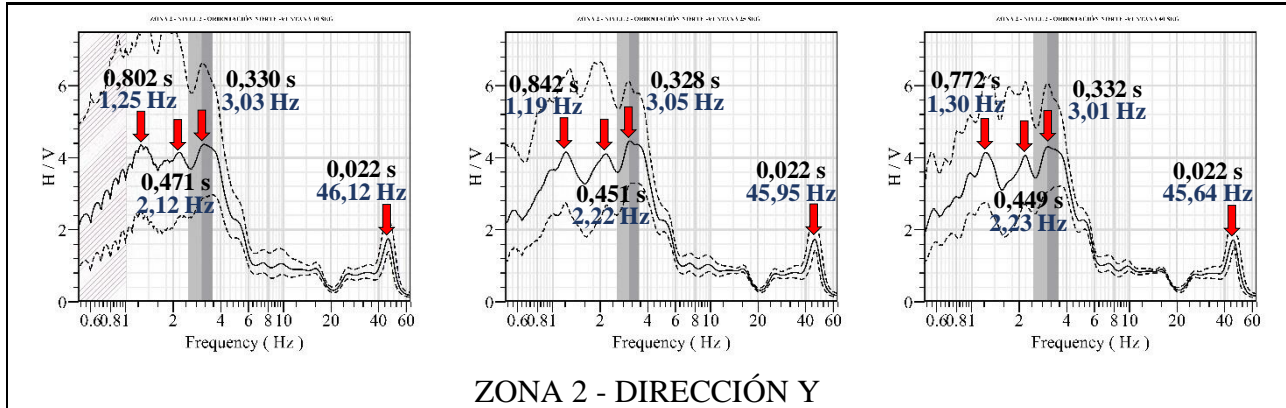
Se estima que las mediciones y procesamiento de datos fue el correcto, dado que se obtuvo en las curvas H/V un correcto cumplimiento de los criterios SESAME para tiempo de registro de mediciones, y a pesar de que existe no cumplimientos o no aplica en el criterio 3) de SESAME en la tabla anterior, se puede revisar en la Tabla 3.3 que el promedio general de cumplimiento de los 3 criterios SESAME de fiabilidad de la curva (que incluye el criterio 3) es de un 84%.

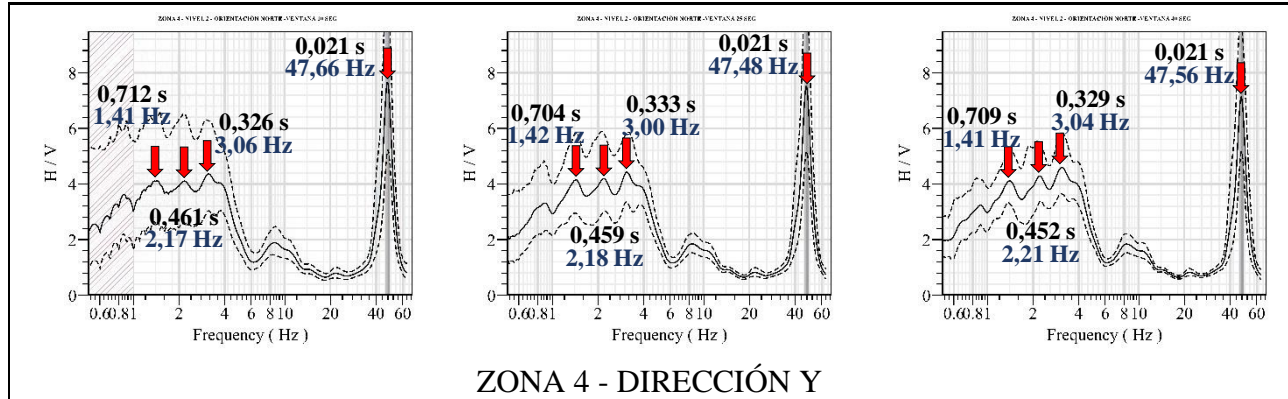
## ANEXO 3.6 RESULTADOS RAZÓN ESPECTRAL H/V SEGUNDO NIVEL

Se presentan los gráficos de la curva H/V del segundo nivel y el cumplimiento de los criterios de fiabilidad de la curva H/V de SESAME.

Tabla A.3.6. 1 Resultados gráficos detallados razón espectral H/V segundo nivel







De los criterios SESAME de la fiabilidad de la curva, los gráficos presentes en la Tabla A.3.6.1 cumplen cabalmente los criterios 1) de la duración de las ventanas de tiempo y 2) de número de ciclos significativos de ventanas. Con respecto al criterio 3) de SESAME de umbrales máximos de la desviación estándar, cuyo cumplimiento se puede revisar en la siguiente tabla, la Zona 2 en la dirección Y no cumple con el criterio, que es la zona que presentan la anomalía de contar con *peaks* detectados por el software de muy baja frecuencia, se estima que esta anomalía genera distorsión en la amplitud de la curva promedio aumentando la desviación estándar. El criterio 3) tampoco se cumplió cabalmente en la Zona 4 dirección Y, ventana de 10 segundo, dado que la desviación estándar máxima superó en un 3% el umbral del criterio.

**Tabla A.3.6. 2 Criterio 3) SESAME fiabilidad de la curva H/V, 2° piso.**

		<b>Umbral desviación estándar método H/V en 2° Piso - SESAME</b>						
		<b>Ventanas</b>	<b>10 (s)</b>		<b>25 (s)</b>		<b>40 (s)</b>	
Zona 1	Dirección X	$\frac{A_H(f^+)}{\bar{v}}$	7,359	Cumple	7,650	Cumple	7,648	Cumple
		$\frac{A_H(f^-)}{\bar{v}}$	1,840	Cumple	1,912	Cumple	1,912	Cumple
	Dirección Y	$\frac{A_H(f^+)}{\bar{v}}$	6,974	Cumple	6,974	Cumple	7,041	Cumple
		$\frac{A_H(f^-)}{\bar{v}}$	1,744	Cumple	1,743	Cumple	1,760	Cumple
Zona 2	Dirección X	$\frac{A_H(f^+)}{\bar{v}}$	7,104	Cumple	7,117	Cumple	7,340	Cumple
		$\frac{A_H(f^-)}{\bar{v}}$	1,776	Cumple	1,779	Cumple	1,835	Cumple
	Dirección Y	$\frac{A_H(f^+)}{\bar{v}}$	6,065	No Cumple	6,100	No Cumple	6,016	No Cumple
		$\frac{A_H(f^-)}{\bar{v}}$	1,516	Cumple	1,525	Cumple	1,504	Cumple
Zona 3	Dirección X	$\frac{A_H(f^+)}{\bar{v}}$	6,433	Cumple	6,492	Cumple	6,521	Cumple
		$\frac{A_H(f^-)}{\bar{v}}$	1,608	Cumple	1,623	Cumple	1,630	Cumple

	Dirección Y	$\frac{A_H(f^+)}{\bar{V}}$	6,536	Cumple	6,766	Cumple	6,599	Cumple
		$\frac{A_H(f^-)}{\bar{V}}$	1,634	Cumple	1,692	Cumple	1,650	Cumple
Zona 4	Dirección X	$\frac{A_H(f^+)}{\bar{V}}$	5,883	Cumple	5,620	Cumple	5,511	Cumple
		$\frac{A_H(f^-)}{\bar{V}}$	1,471	Cumple	1,405	Cumple	1,378	Cumple
	Dirección Y	$\frac{A_H(f^+)}{\bar{V}}$	6,128	No Cumple	5,998	Cumple	6,083	Cumple
		$\frac{A_H(f^-)}{\bar{V}}$	1,532	Cumple	1,499	Cumple	1,521	Cumple

No obstante lo anterior, se estima que las mediciones y procesamiento de datos fue el adecuado, dado que se obtuvo en las curvas H/V buen cumplimiento de los criterios SESAME para tiempo de registro de mediciones, y a pesar de los no cumplimientos que se observan para el criterio 3) de SESAME en la tabla anterior, se puede revisar en la Tabla 3.5 que el promedio general de cumplimiento de los 3 criterios SESAME de fiabilidad de la curva es de un 93%.

## ANEXO 4.2 MATERIALES DEL MODELO

A continuación, se muestra las cuantías de acero de las enfierraduras longitudinales que se ocuparon en los elementos estructurales de vigas y pilares.

Para el cálculo de la cuantía mínima a flexión de las enfierraduras longitudinales superiores e inferiores de vigas, se utilizó la ecuación A.4.2.1, de tal forma que no se superara la cuantía máxima para sección controlada por tracción calculada con la ecuación A.4.2.2 (American Concrete Institute, 2019).

$$A_{s_{mín}} = \max\left(\frac{0,25 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d, \frac{1,4}{f_y} \cdot b_w \cdot d\right) \quad (\text{A.4.2.1})$$

$$A_{s_{máx}} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \left(\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + \varepsilon_t}\right) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{A.4.2.2})$$

Donde:

$b_w$ : Ancho de la viga.

$d$ : Altura efectiva de viga, medida desde la fibra más comprimida al eje del refuerzo longitudinal en tracción.

$\beta_1$ : Factor que relaciona la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro y depende de la resistencia de hormigón de acuerdo con tabla 22.2.2.4.3. del ACI 318/19.

$\varepsilon_t$ : Deformación unitaria neta en tracción del acero, en el estado de resistencia nominal.

$\varepsilon_u$ : Deformación máxima unitaria utilizable en la fibra extrema del hormigón a compresión.

**Tabla A.4.2. 1 Cuantía acero del refuerzo longitud en vigas.**

Elemento	Dim. (mm)	Cuantía mínima a flexión, superior (mm <sup>2</sup> )	Cuantía mínima a flexión, inferior (mm <sup>2</sup> )	Cuantía máxima (mm <sup>2</sup> )	Diá. refuerzo longitud (mm)	Cantidad mín. refuerzo longitud, total viga (Uni.)	Área total acero refuerzo modelo computacional (mm <sup>2</sup> )
Viga 30x30	300	279,5	279,5	826,9	16	4	804,2
	300						

Viga 35x20	350	225,7	225,7	667,8	12	4	452,4
	200						
Viga 35x25	350	280,2	280,2	829,1	16	4	804,2
	250						
Viga 40x15	400	197,7	197,7	584,9	12	4	452,4
	150						
Viga 40x25	400	327,6	327,6	969,2	16	4	804,2
	250						
Viga 40x30	400	393,1	393,1	1163,0	16	4	804,2
	300						
Viga 40x35	400	457,3	457,3	1353,0	18	4	1017,9
	350						
Viga 45x20	450	299,9	299,9	887,4	16	4	804,2
	200						
Viga 45x25	450	374,9	374,9	1109,3	16	4	804,2
	250						
Viga 45x30	450	448,7	448,7	1327,8	18	4	1017,9
	300						
Viga 45x35	450	524,8	524,8	1553,0	16	6	1206,4
	350						
Viga 50x12	500	203,6	203,6	602,4	12	4	452,4
	120						
Viga 50x15	500	254,5	254,5	753,0	12	6	678,6
	150						
Viga 50x20	500	337,8	337,8	999,5	16	4	804,2
	200						
Viga 50x25	500	421,3	421,3	1246,5	18	4	1017,9
	250						
Viga 50x30	500	505,5	505,5	1495,8	18	4	1017,9
	300						
Viga 50x35	500	591,1	591,1	1749,1	16	6	1206,4
	350						
Viga 55x25	550	468,6	468,6	1386,6	18	4	1017,9
	250						
Viga 55x25	550	469,6	469,6	1389,4	16	8	1608,5
	250						
Viga 55x30	550	562,3	562,3	1663,9	18	6	1526,8
	300						
Viga 55x35	550	656,1	656,1	1941,2	18	6	1526,8
	350						
Viga 70x15	700	366,9	366,9	1085,7	16	4	804,2
	150						
Viga 70x25	700	610,6	610,6	1806,8	18	6	1526,8
	250						
Viga 70x30	700	732,7	732,7	2168,1	18	6	1526,8
	300						

Viga 90x25	900	800,0	800,0	2367,0	18	8	2035,8
	250						
Viga 90x30	900	959,9	959,9	2840,4	18	8	2035,8
	300						

Nota. Fuente: Punto 9.6.1.2 y R.9.3.3.1 del ACI 318/19

**Tabla A.4.2. 2 Cuantía acero del refuerzo longitud en pilares.**

Elemento	Dim. (cm)	Dim. (mm)	Cuantía mínima (mm <sup>2</sup> )	Diá. refuerzo (mm)	Cantidad mín. refuerzo longitud según cuantía mínima	Cantidad refuerzo longitud detallada en modelo comput.	Área acero refuerzo longitud en modelo comput. (mm <sup>2</sup> )	Porcentaje área refuerzo longitud con respecto al área total elemento
Pilar 1	30	300	900	16	5	6	1206,4	1,3%
	30	300						
Pilar 2	35	350	1225	16	6	6	1206,4	1,0%
	35	350						
Pilar 3	35	350	1050	16	6	8	1608,5	1,5%
	30	300						
Pilar 5	34	340	1156	16	6	6	1206,4	1,0%
	34	340						
Pilar 7	25	250	875	16	5	6	1206,4	1,4%
	35	350						
Pilar 8	25	250	625	16	4	4	804,2	1,3%
	25	250						
Pilar 9	30	300	1050	16	6	6	1206,4	1,1%
	35	350						
Pilar 10	30	300	1350	16	7	8	1608,5	1,2%
	45	450						
Columna 137,5 x 30	30	300	4125	16	20	20	4021,2	1,0%
	137,5	1375						
Columna 145 x 30	30	300	4350	16	22	22	4423,4	1,0%
	145	1450						
Columna 137,5 x 28	30	300	4125	16	20	20	4021,2	1,0%
	137,5	1375						
Columna 145 x 28	30	300	4350	16	22	22	4423,4	1,0%
	145	1450						
Columna 60 x 25	25	250	1500	16	8	8	1608,5	1,1%
	60	600						
Columna 58 x 25	25	250	1450	16	8	8	1608,5	1,1%
	58	580						

Nota. Fuente: Punto 10.6.1.1 del ACI 318/19



Para el cálculo de cuantía mínima para columnas se consideró lo indicado en el ACI 318/19, que indica que el área de refuerzo longitudinal no puede ser menor a  $0,01 A_g$  (área total o área gruesa de la columna).

## ANEXO 4.3.2 CARGAS PERMANENTES O MUERTAS

Modelos matemáticos realizados ETABS, para el modelo computacional que considera a la albañilería como un simple relleno entre marcos de hormigón armado, se estimó la albañilería como carga muerta.

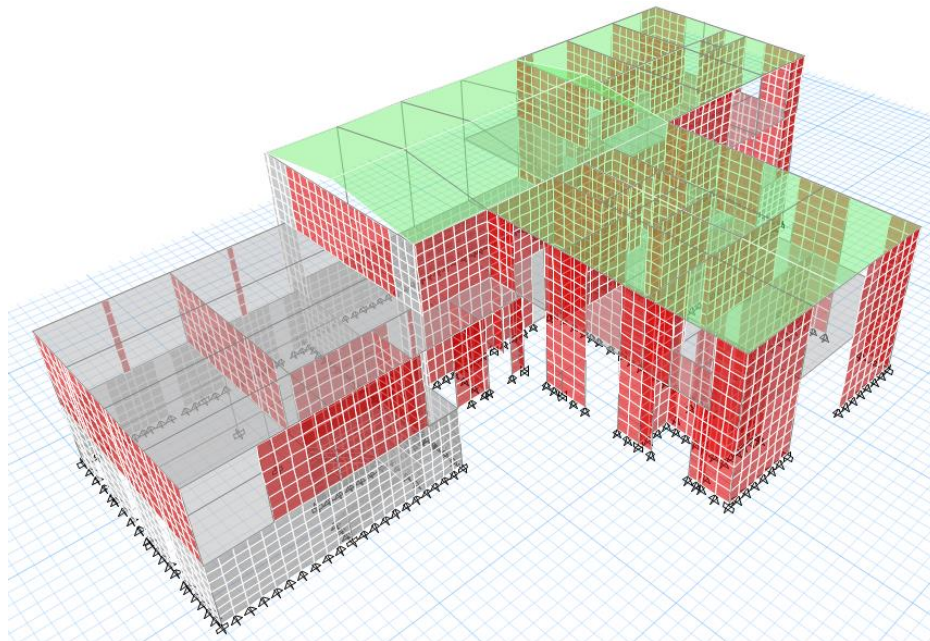


Figura A.4.3.2. 1 Modelo ETABS, modelo muros albañilería confinada.

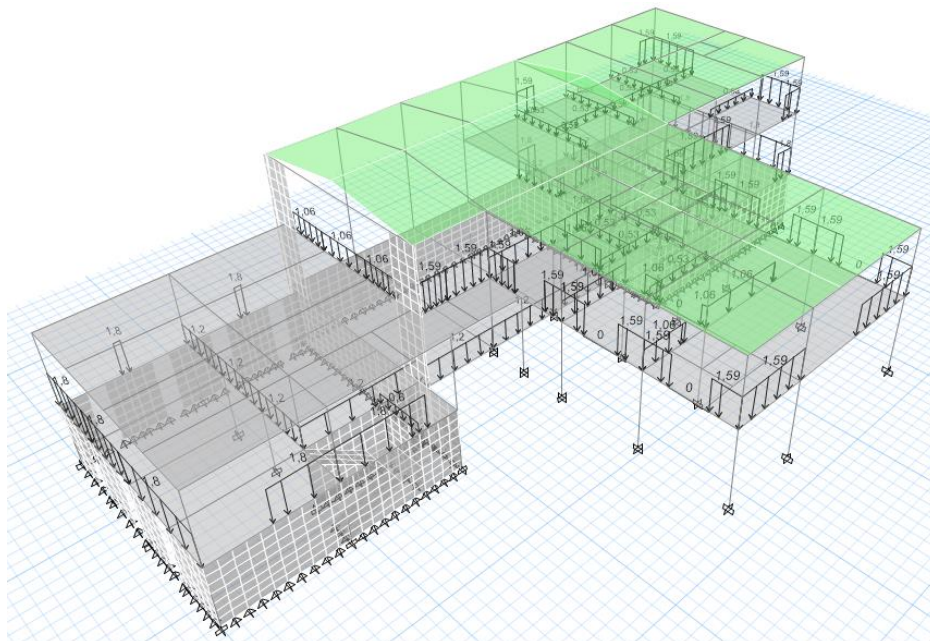


Figura A.4.3.2. 2 Modelo ETABS, modelo marcos rígidos de hormigón armado.

## ANEXO 4.3.4 CARGAS PRESIÓN LATERAL DE TIERRA

Los muros noroeste del subterráneo se encuentran enterrados, estos muros reciben la presión del suelo sobre ellos, como también lo reciben parcialmente los muros del subterráneo paralelos a la dirección noroeste, en cambio, los muros sureste del subterráneo están totalmente expuestos y visibles, como se muestra en la siguiente figura.



Figura A.4.3.4. 1 Exterior DIDECO, fachada noreste. Subterráneo enterrado versus expuesto.

En la siguiente figura se esquematiza como se debe considerar el empuje del suelo, en consideración estática y sísmica.

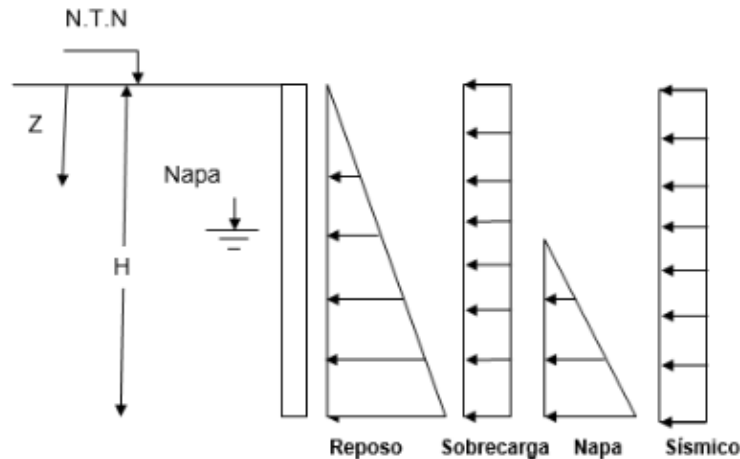


Figura A.4.3.4. 2 Empujes sobre estructura arriostrada. Figura N° 5 (IGMAGEO, 2018).

En la siguiente tabla se presentan los parámetros del suelo.

Tabla A.4.3.4. 1 Parámetros del suelo

Cotas Nominales (m)	0,00 - 5,50
Peso unitario natural, $\gamma_n$ (Tnf/ $m^3$ )	1,70
Humedad natural, w (%)	25,30
Cohesión, (kPa)	12,50
Clasificación USCS	SC / ML / CL
Módulo de deformación, E (MPa)	19,61
Densidad máxima compacta seca, (kg/dm <sup>3</sup> )	1,88
Humedad óptima, $w_{opt}$	14,00
Porcentaje de compactación	> 65%
Angulo de fricción interna, $\phi$	28°
Coefficiente de empuje en reposo, $K_0$	0,53
Coefficiente de empuje activo, $K_a$	0,36
Coefficiente de empuje pasivo, $K_p$	2,77
Profundidad, Z (m)	2,22
Coefficiente sísmico, $C_r$	0,7

Nota. Fuente: Estudio Diagnóstico Estructural y Mecánica de Suelos para los edificios Gota de Lecha, Ex Hospital ENACAR y actual DIDECO, realizado por IGMAGEO, Ingenieros Consultores, el 2018.

## ANEXO 4.5 VERIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Al modelar numéricamente el edificio DIDECO mediante el software ETABS, se obtuvieron los modos de vibrar en sus dos posibles tipologías estructurales, con muros de albañilería confinada y marcos de hormigón con relleno de albañilería. Se presentan a continuación los modos del 1 al 5 de los 2 modelos computacionales estudiados.

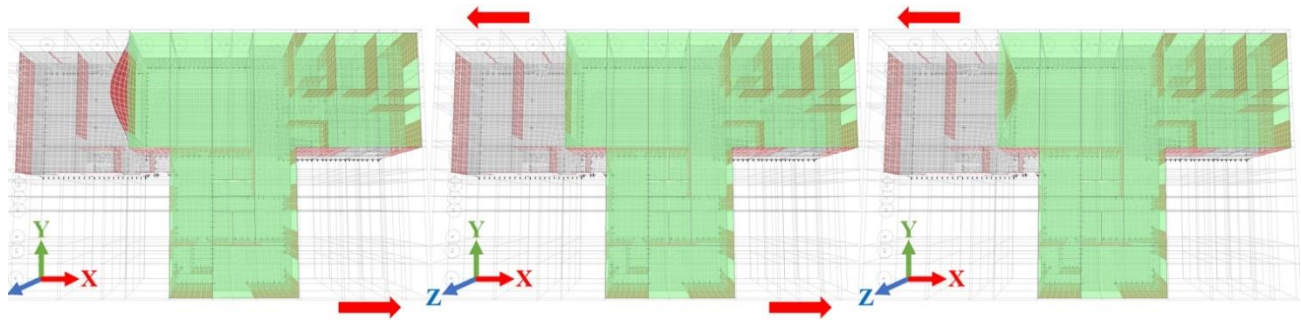


Figura A.4.5. 1 Modo 1 vibración,  $T= 0,102$  s, modelo muros de albañilería confinado.

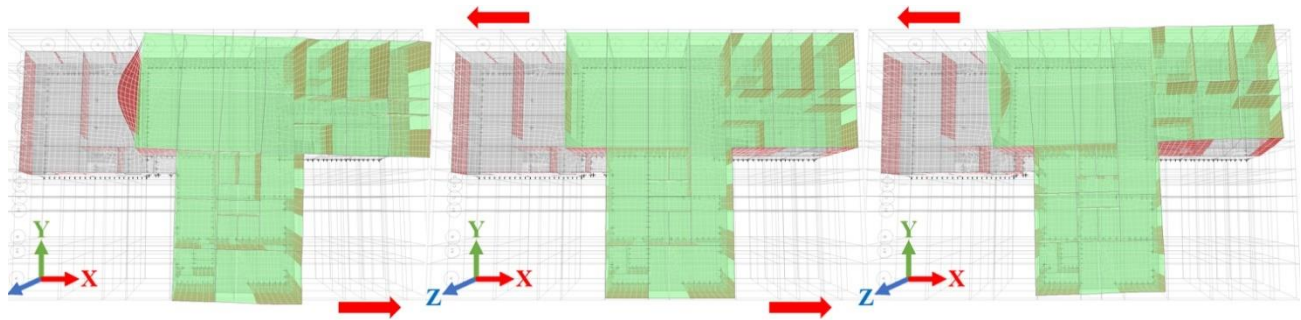


Figura A.4.5. 2 Modo 2 vibración,  $T= 0,075$  s, modelo muros de albañilería confinado.

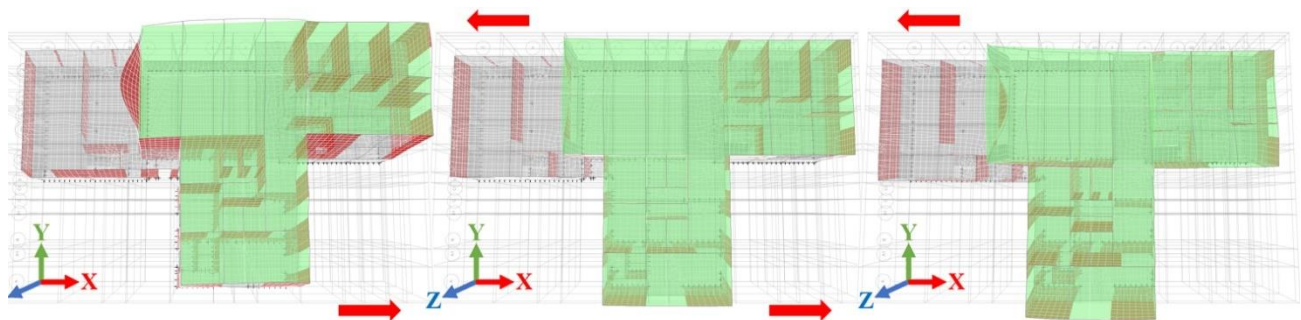


Figura A.4.5. 3 Modo 3 vibración,  $T= 0,069$  s, modelo muros de albañilería confinado.

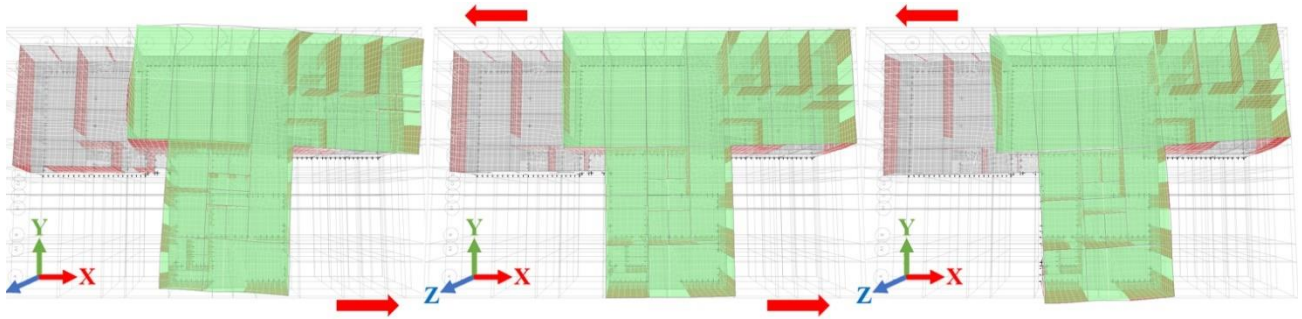


Figura A.4.5. 4 Modo 4 vibración,  $T= 0,051$  s, modelo muros de albañilería confinado.

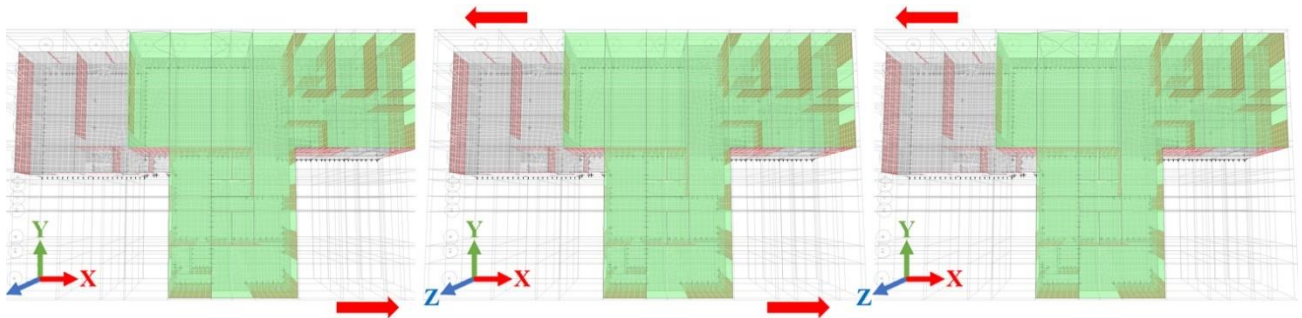


Figura A.4.5. 5 Modo 5 vibración,  $T= 0,048$  s, modelo muros de albañilería confinado.

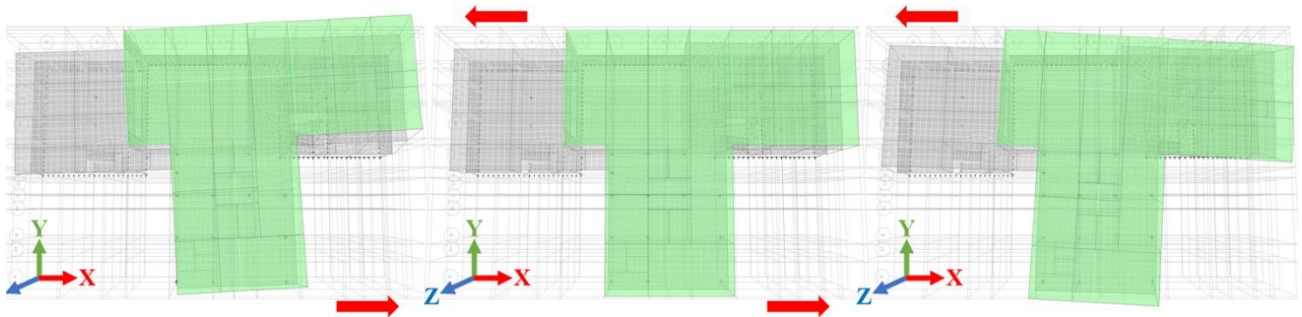


Figura A.4.5. 6 Modo 1 vibración,  $T= 0,299$  s, modelo marcos rígidos de hormigón armado.

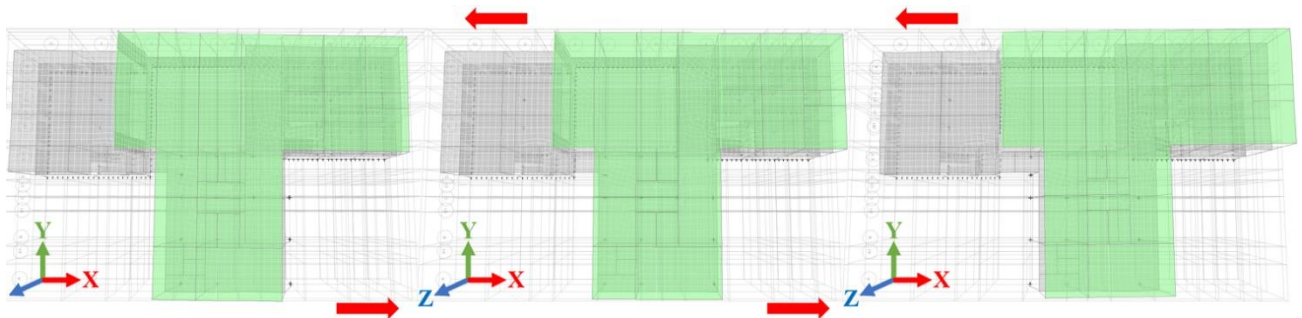


Figura A.4.5. 7 Modo 2 vibración,  $T= 0,285$  s, modelo marcos rígidos de hormigón armado.

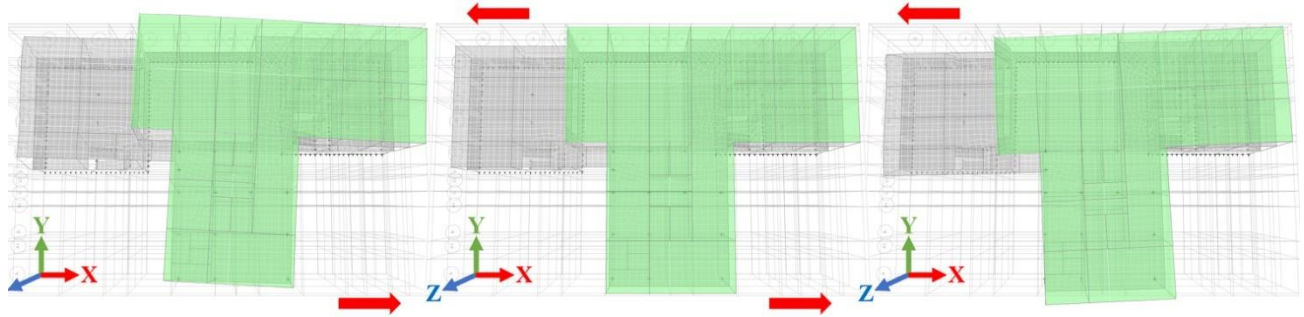


Figura A.4.5. 8 Modo 3 vibración,  $T= 0,217$  s, modelo marcos rígidos de hormigón armado.

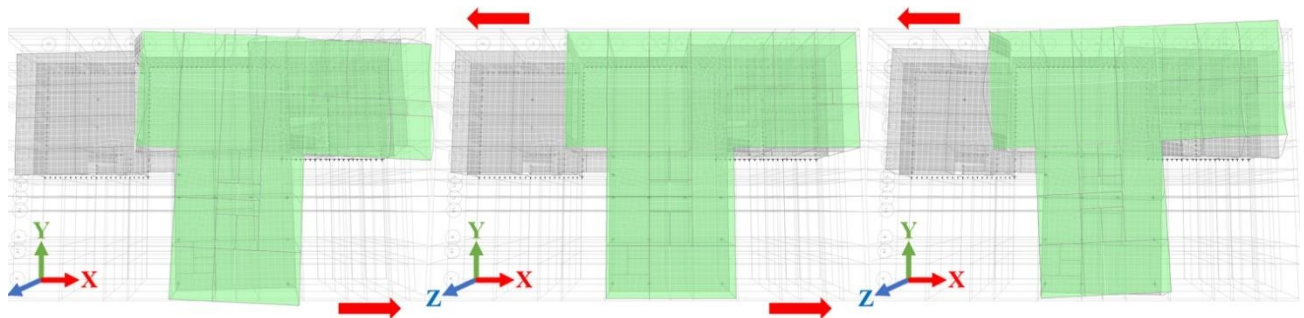


Figura A.4.5. 9 Modo 4 vibración,  $T= 0,124$  s, modelo marcos rígidos de hormigón armado.

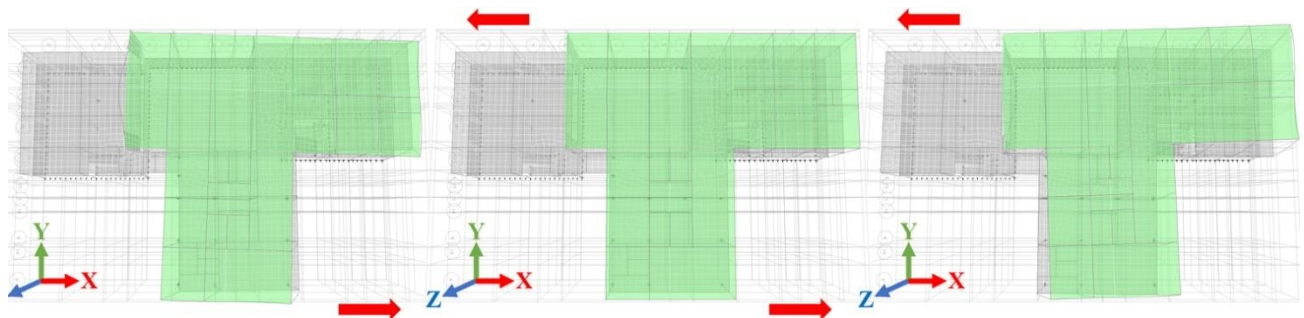


Figura A.4.5. 10 Modo 5 vibración,  $T= 0,113$  s, modelo marcos rígidos de hormigón armado.

En las figuras A.4.5.9 y A.4.5.10 se presentan los parámetros que se han investigado para obtener el periodo fundamental o predominante del caso estudio en sus diferentes direcciones, y con estos definir el comportamiento dinámico real de la estructura.

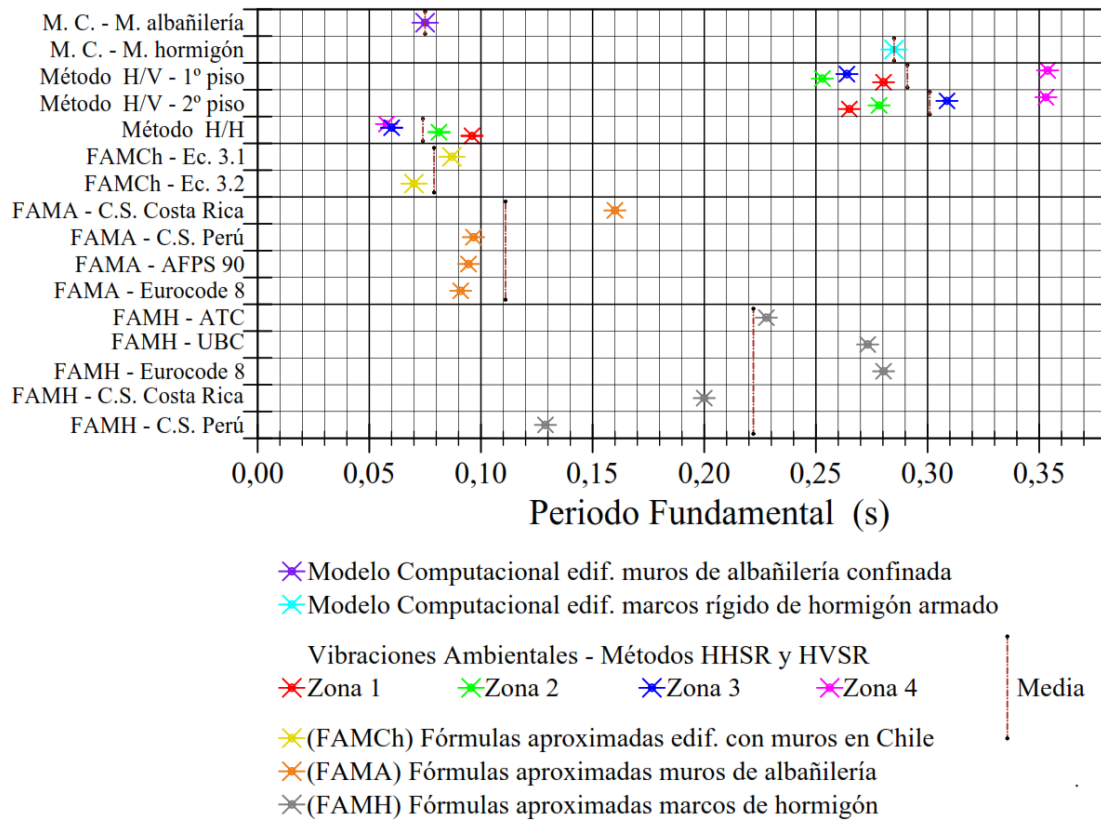


Figura A.4.5. 11 Gráfico periodos fundamentales caso estudio - Dirección X.

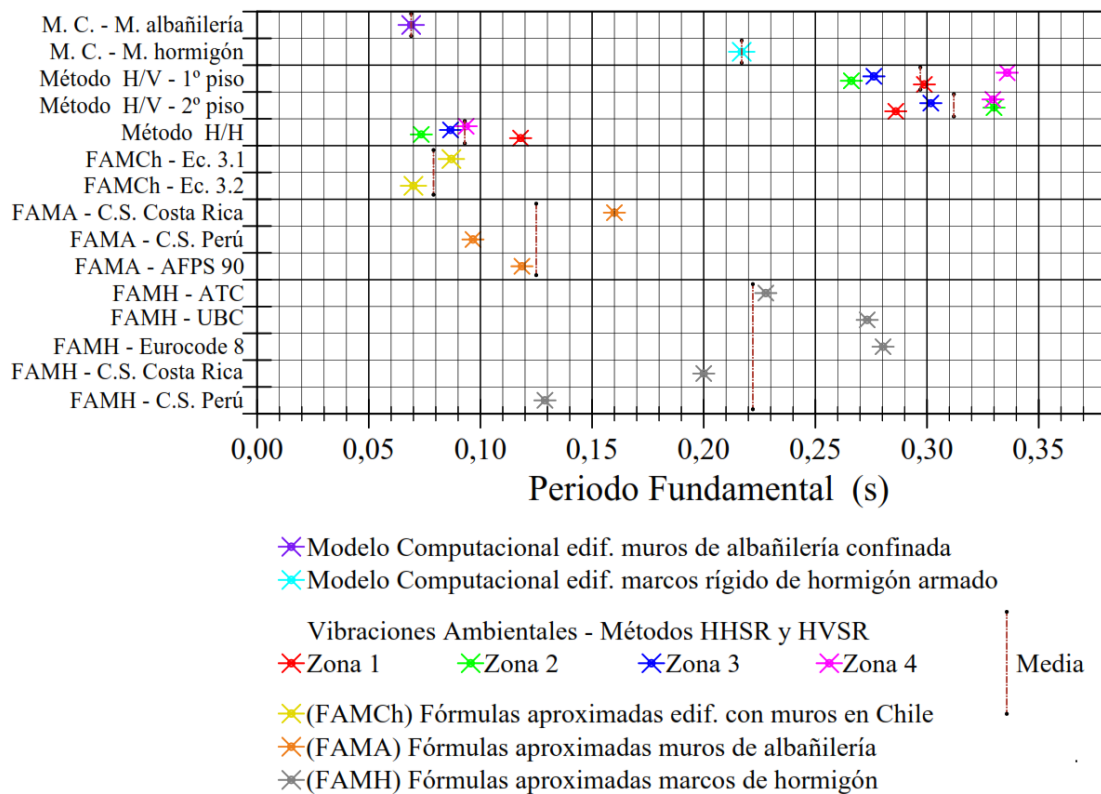


Figura A.4.5. 12 Gráfico periodos fundamentales caso estudio – Dirección Y.



## ANEXO 4.5.1 REGISTRO DE DAÑOS

Se presenta a continuación el catastro de los daños que se produjeron en el edificio DIDECO por el terremoto del 27 de febrero 2010, el cual fue facilitado por la consultora OM&S Ingeniería y Proyectos para su uso académico y restringido al presente estudio. Las grietas registradas se encuentran señaladas en las siguientes elevaciones en color rojo (fuerte: grieta importante, leve: grieta aparentemente superficial).



Figura A.4.5.1. 1 Grietas ejes J-K-I. (a), (b), (c), (d), (e), (f), (g) y (h) de Figura A.4.5.1.2.

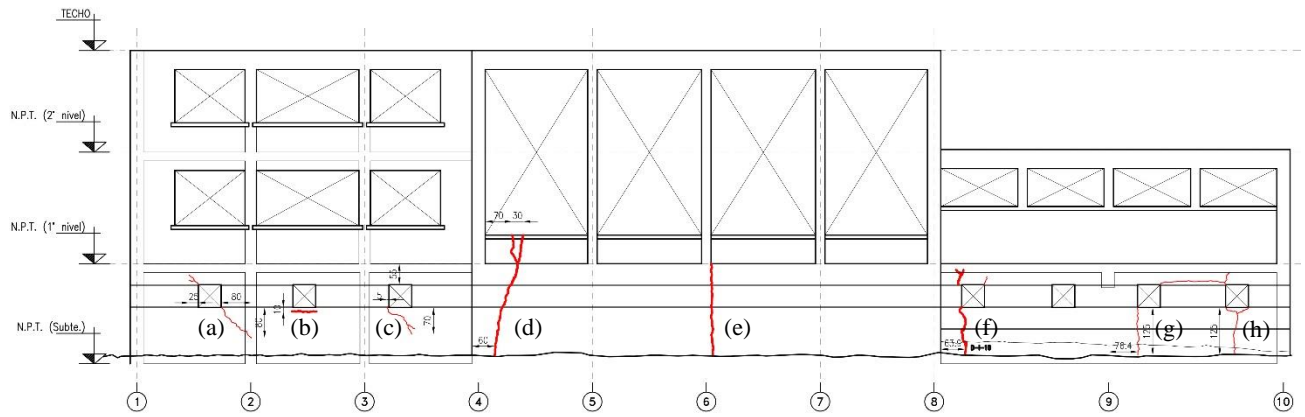


Figura A.4.5.1. 2 Elevación DIDECO ejes J -K – I

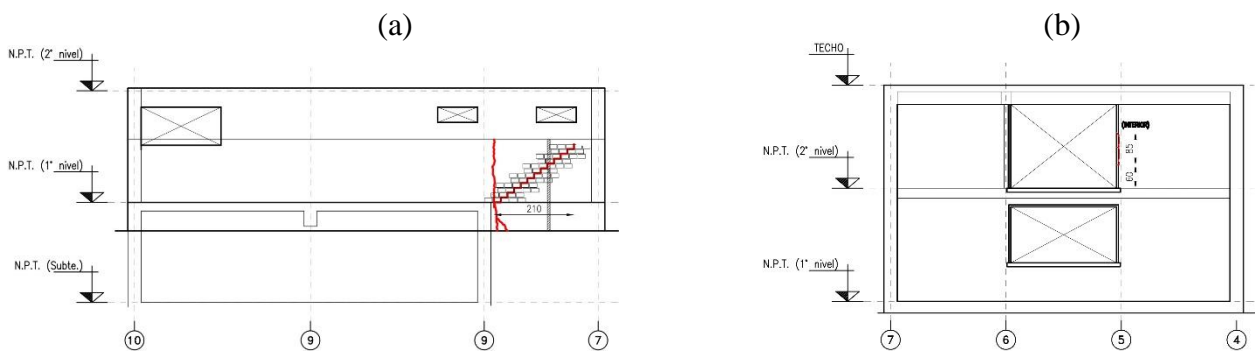


Figura A.4.5.1. 3 Elevación DIDECO: (a) eje D, (b) eje A.

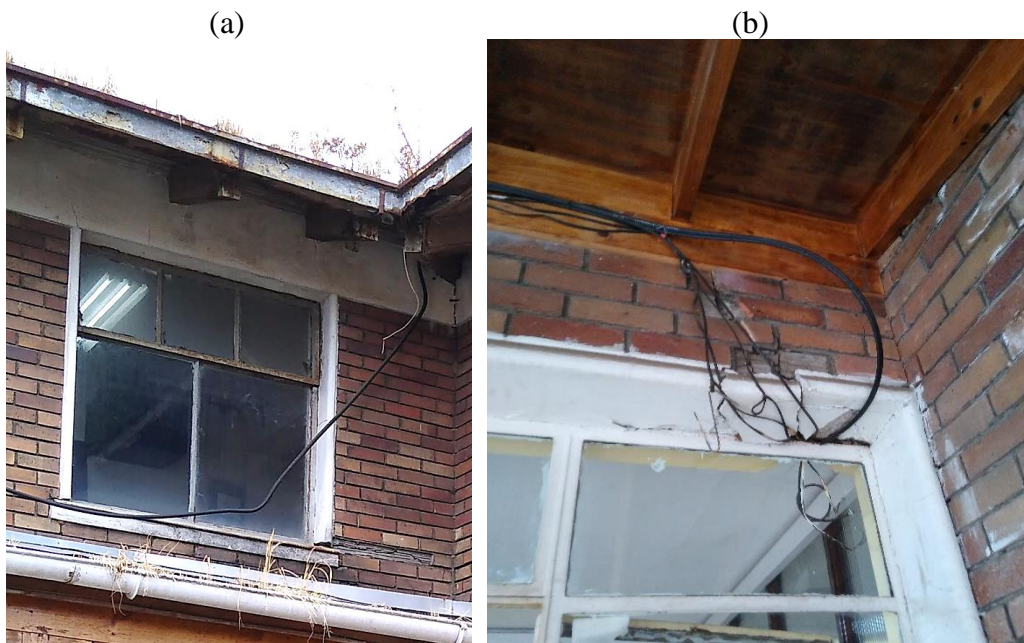


Figura A.4.5.1. 4 Grietas elevación DIDECO eje 4: (a) y (b) de Fig. A.4.5.1.6(a).



Figura A.4.5.1. 5 Grietas elevación DIDECO eje E, Fig. A.4.5.1.6(b).

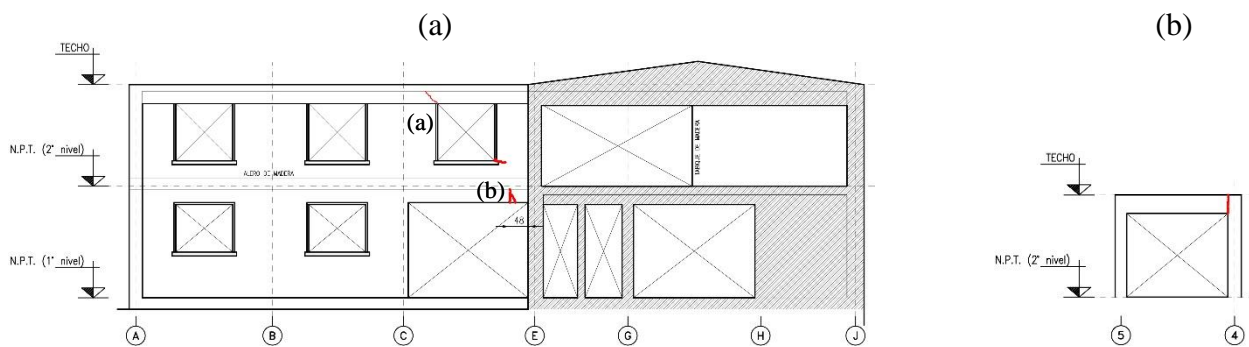


Figura A.4.5.1. 6 Elevación DIDECO: (a) eje 4, (b) eje E segundo nivel.

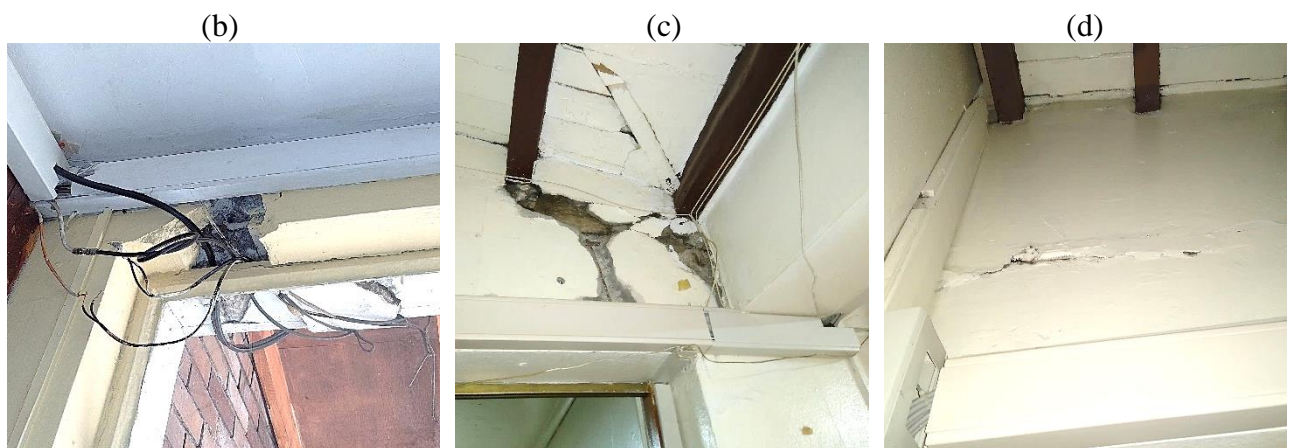


Figura A.4.5.1. 7 Grietas elevación eje 4: (b), (c) y (d) de Fig. A.4.5.1.6(a) y A.4.5.1.8.

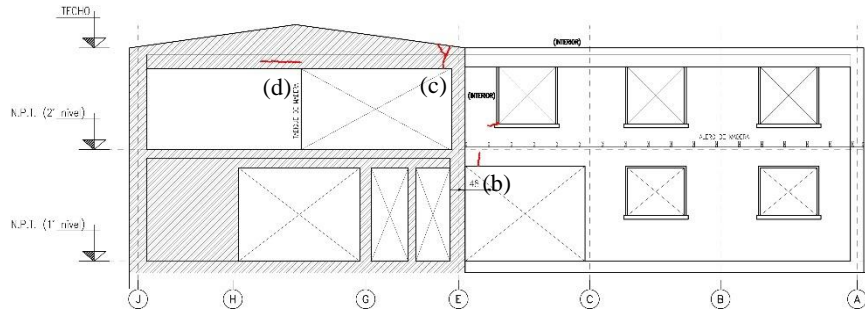


Figura A.4.5.1. 8 Elevación DIDECO eje 4.

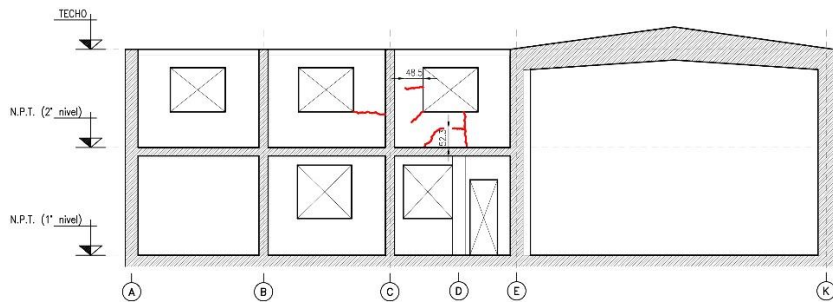


Figura A.4.5.1. 9 Elevación DIDECO ejes 7.

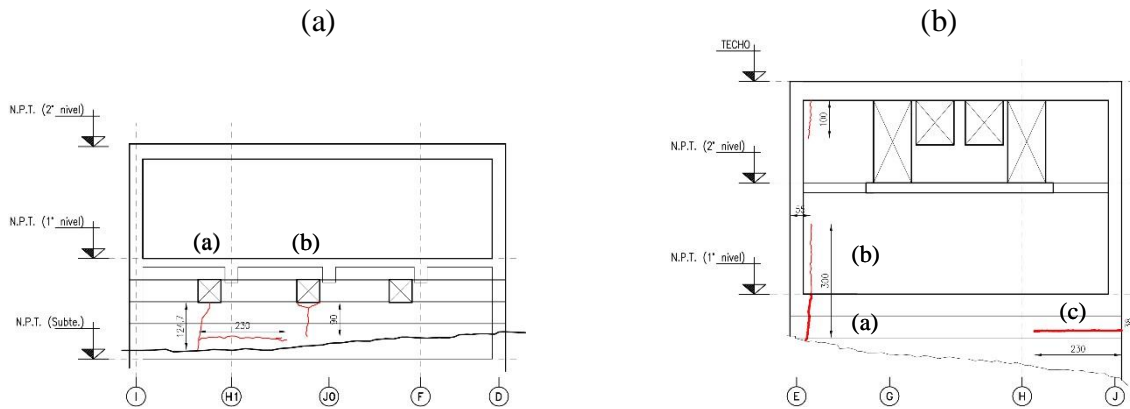


Figura A.4.5.1. 10 Elevación DIDECO: (a) eje 10, (b) eje 1.



Figura A.4.5.1. 11 Grietas elevación DIDECO eje 10: (a) y (b) de Fig. A.4.5.1.10(a).

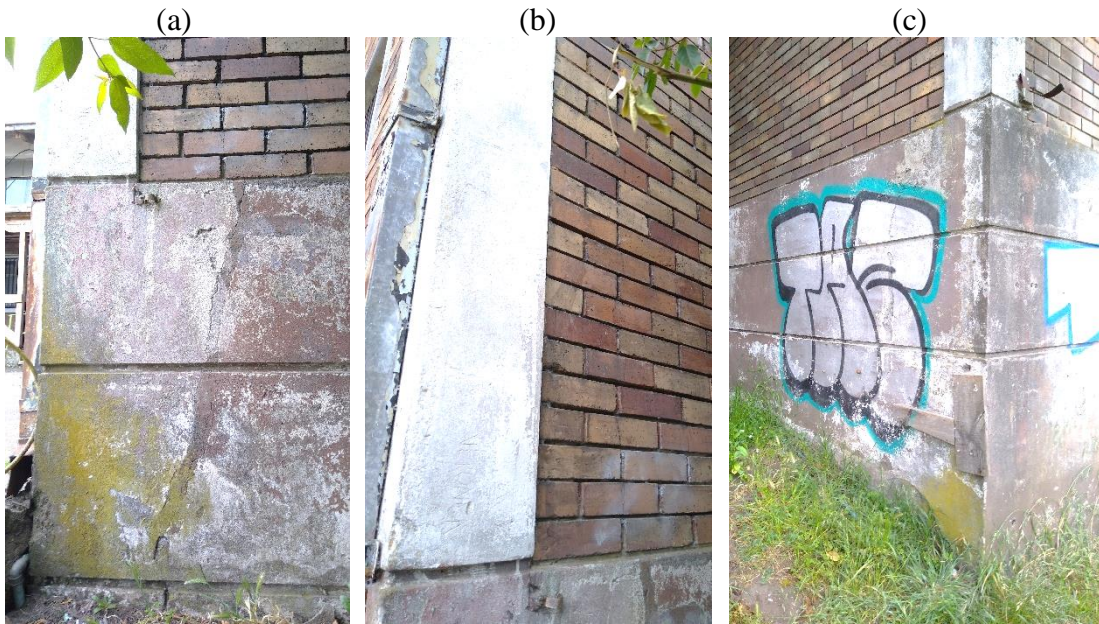


Figura A.4.5.1. 12 Grietas elevación DIDECO eje 1: (a) y (b) y (c) de Fig. A.4.5.1.10(b).

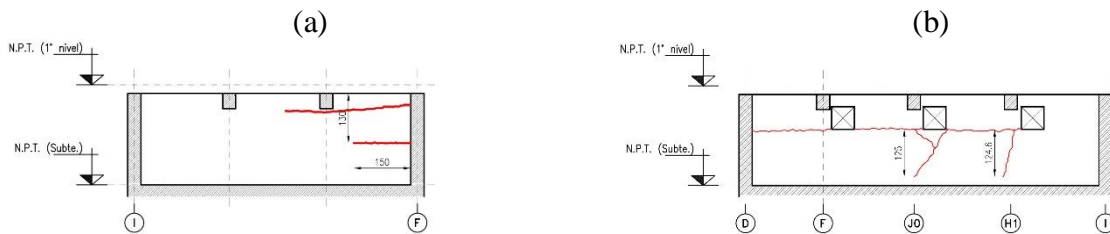


Figura A.4.5.1. 13 Elevación DIDECO: (a) eje 8, (b) eje 10.

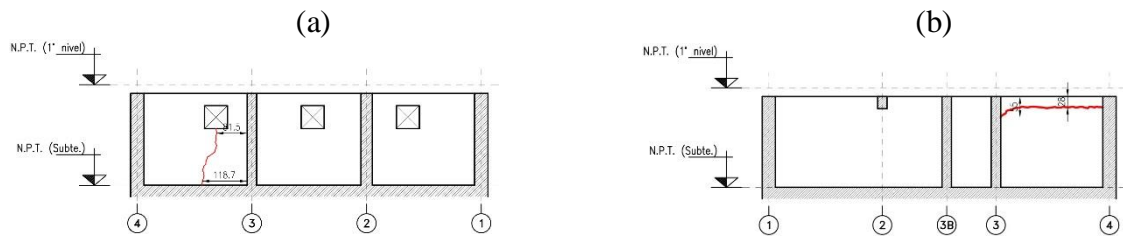


Figura A.4.5.1. 14 Elevación DIDECO: (a) eje J, (b) eje J1.

Los pilares de doble altura que se ubican en el eje K presentan grietas horizontales aparentemente superficiales y de larga data, como se puede observar en la Figura A.4.5.1.15. en color rojo.



Figura A.4.5.1. 15 Pilar edif. DIDECO eje K- 6. (a) grietas en color rojo y (b) grietas a la vista.

## ANEXO 4.5.2 VERIFICACIÓN DESPLAZAMIENTO SÍSMICO

Para obtener los drifts de entrepiso en los centros de masa, se calcula la diferencia entre el desplazamiento del centro de masa del piso superior con respecto al desplazamiento de su piso inferior, lo que se divide a su vez por la diferencia de altura entre los pisos. Este procedimiento se realiza en cada nivel y se examina que dicho valor no sea mayor a dos por mil, que es lo requerido por la normativa.

Posteriormente se calcula el drift torsional utilizando el punto con desplazamiento más desfavorable en el piso, al cual se resta el drift del centro de masa.

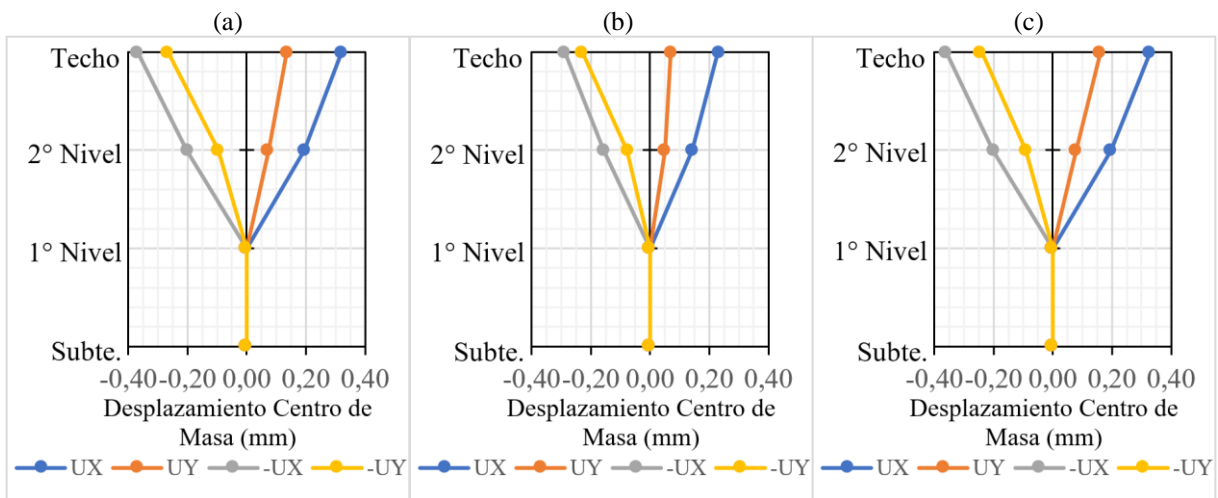


Figura A.4.5.2. 1 Desplaz. CM, Suelo C, albañilería. (a) C.ASD4), (b) C.ASD5), (c) C.ASD6).

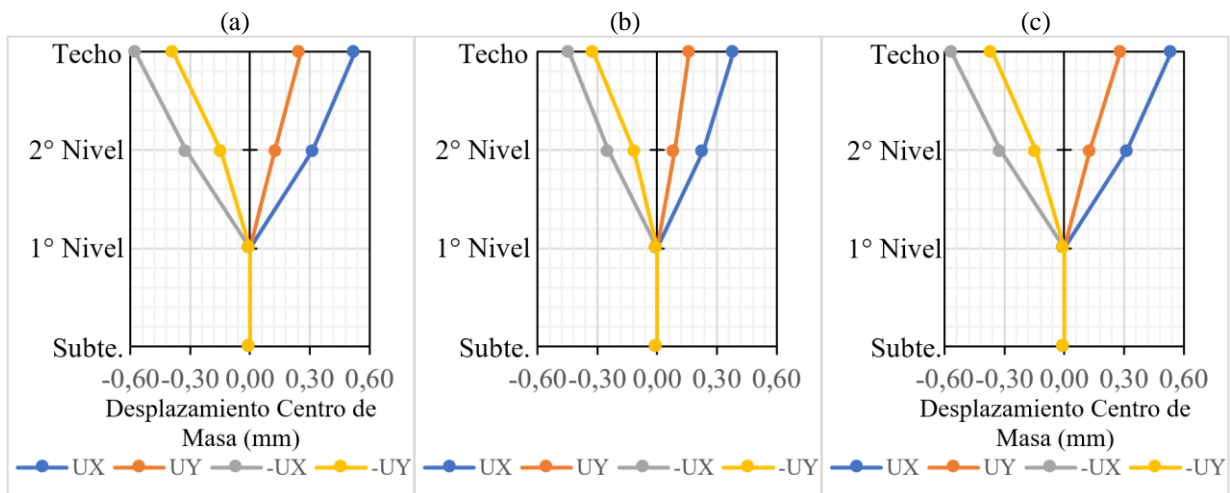


Figura A.4.5.2. 2 Desplaz. CM, Suelo D, albañilería. (a) C.ASD4), (b) C.ASD5), (c) C.ASD6).

En las figuras A.4.5.2.1 y A.4.5.2.2 se presentan los gráficos de los desplazamientos del centro de masa y en las figuras A.4.5.2.3 y A.4.5.2.4 los gráficos de los drift del punto con desplazamiento más desfavorable, del modelo de muros de albañilería confinado, en las combinaciones de carga que presentan mayores deformaciones angulares, A.S.D 4), 5) y 6) en la dirección del sismo en X.

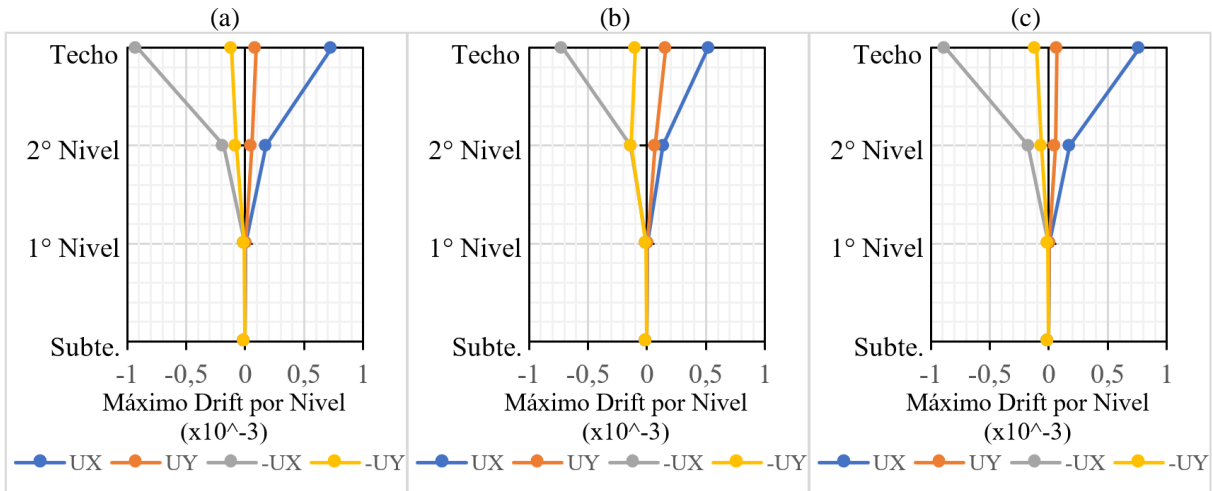


Figura A.4.5.2. 3 Máx. Drift, Suelo C, m. albañilería. (a) C.ASD4), (b) C.ASD5), (c) C.ASD6).

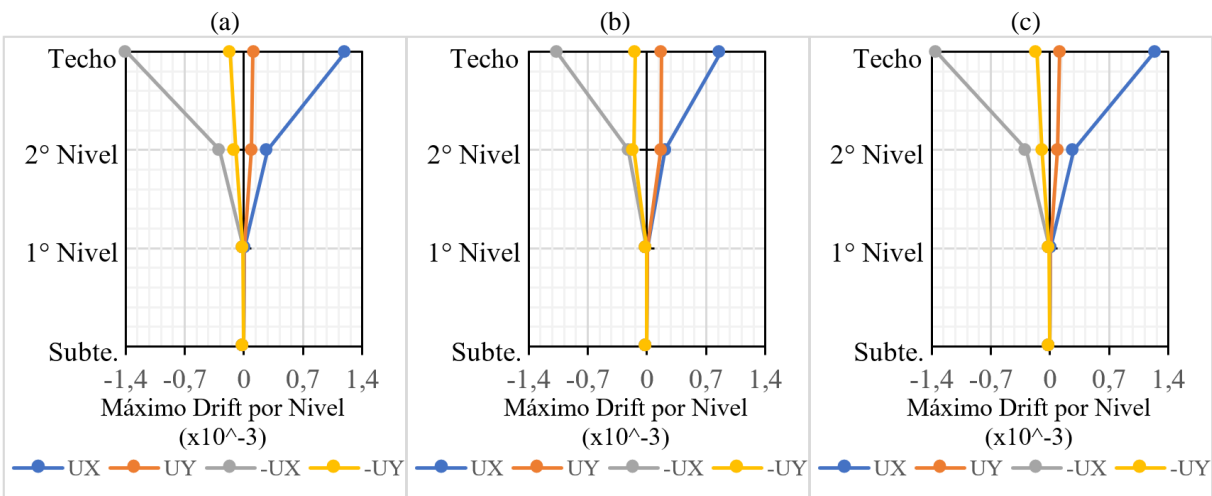
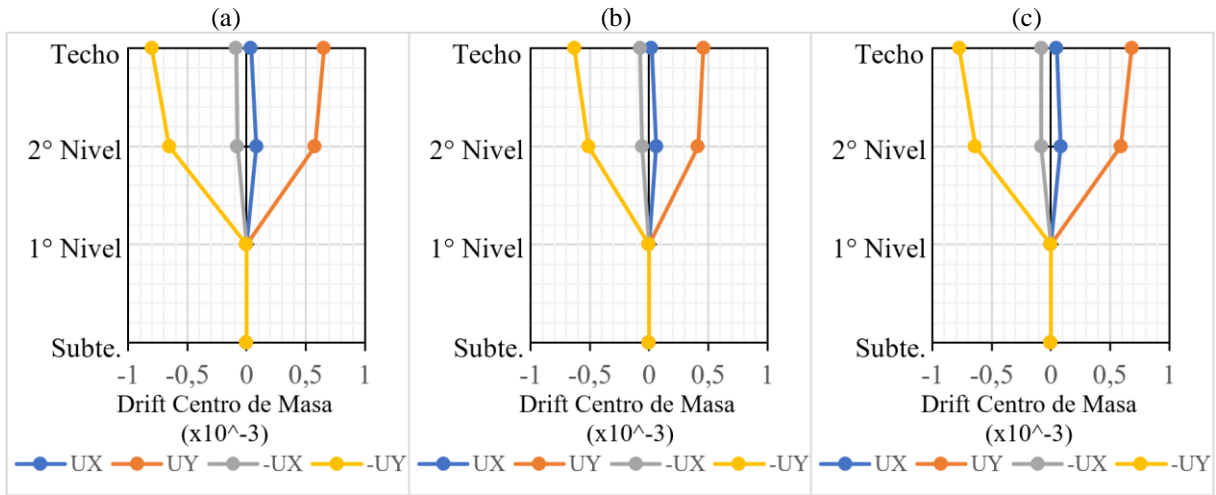


Figura A.4.5.2. 4 Máx. Drift, Suelo D, m. albañilería. (a) C.ASD4), (b) C.ASD5), (c) C.ASD6).

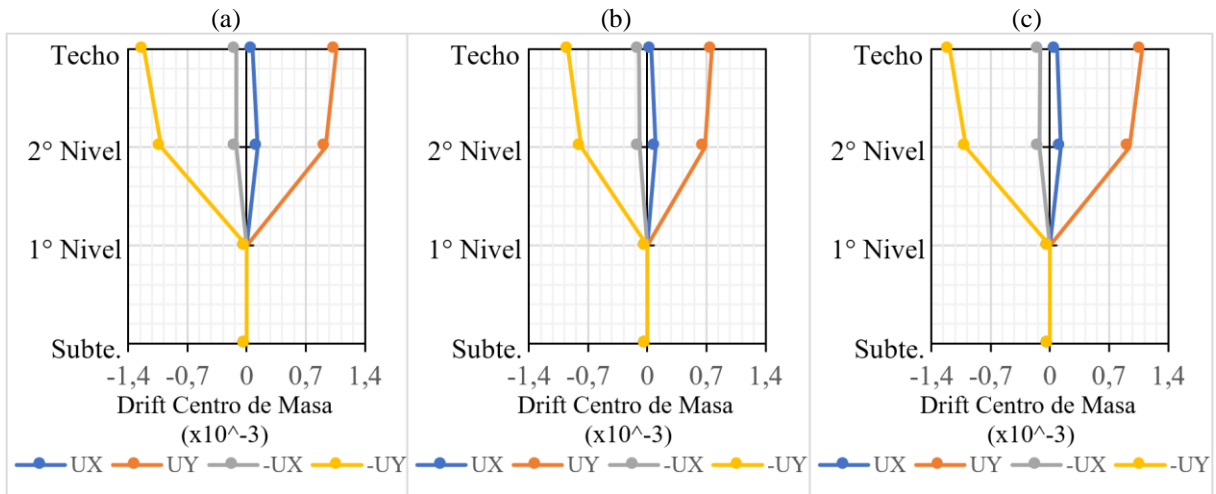
En las siguientes figuras se observan los gráficos de los drift del centro de masa del modelo de marcos rígidos de hormigón armado con relleno de albañilería, en las combinaciones de carga que presentan mayores drift, tanto para suelo C y D respectivamente, los que no superan el valor de dos por mil solicitado por la norma, por lo cual este modelo no tiene problemas con los drift del centro de masa. No obstante lo anterior, las mayores deformaciones angulares se generan en la dirección Y, contrario a lo que pasa en el modelo de muros de albañilería confinado. Al estar el modelo libre de muros, y ser flexible en ambas direcciones, predomina en las deformaciones el factor geométrico en planta, el cual



se configura como una t con las alas largas en la dirección X y el cuerpo corto en la dirección Y, siendo esta última dirección la que presenta el mayor desplazamiento.



**Figura A.4.5.2. 5 Drift CM, Suelo C, m. hormigón. (a) C.ASD4), (b) C.ASD5), (c) C.ASD6).**



**Figura A.4.5.2. 6 Drift CM, Suelo D, m. hormigón. (a) C.ASD4), (b) C.ASD5), (c) C.ASD6).**

En las figuras A.4.5.2.7 y A.4.5.2.8 se exhiben los gráficos de los drift torsionales del modelo de marcos rígidos de hormigón armado con relleno de albañilería. Igual que el modelo computacional de albañilería confinada, para suelo C los valores no superan el rango máximo normado, pero en el caso de suelo tipo D, se supera dicho rango hasta en un 42% en Y y hasta un 29% en X, en las combinaciones de carga ASD 4) y 6), sismo en la dirección Y, con las cuales el modelo presenta torsiones mayores a lo normado en el 2° piso, en el nivel de techo se supera el rango del drift torsional hasta en un 9% solo en X. Con la combinación de carga ASD 5), sismo en la dirección Y, presenta torsiones mayores únicamente en la dirección Y. De lo anterior descrito se infiere que para sismo en

dirección Y, el edificio en estudio puede presentar daño estructural en el segundo nivel tanto en X como Y, debido al grado de torsión que se genera en la estructura, en un suelo tipo D.

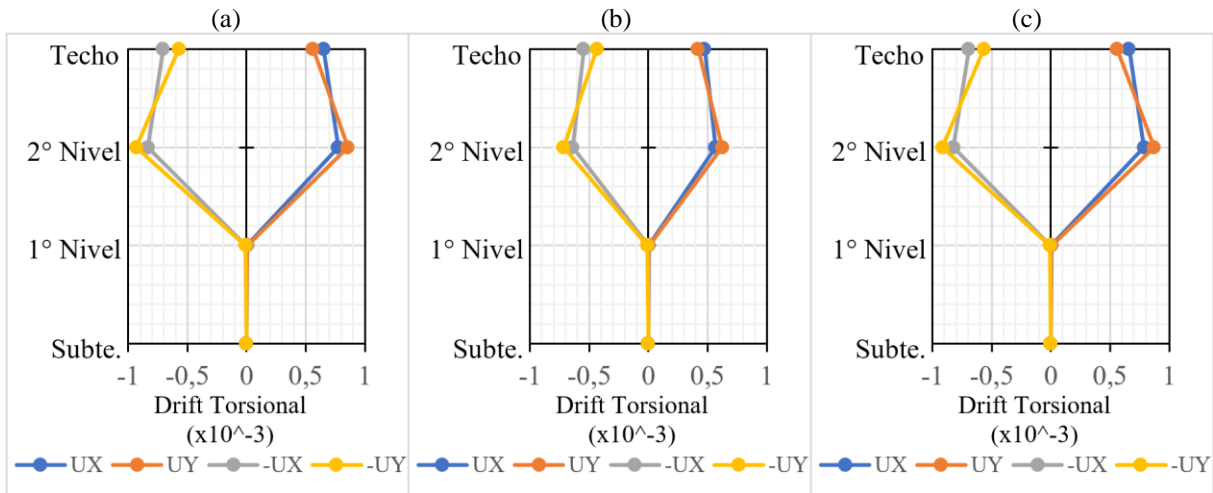


Figura A.4.5.2. 7 Drift Tors., Suelo C, m. hormigón. (a) C.ASD4), (b) C.ASD5), (c) C.ASD6).

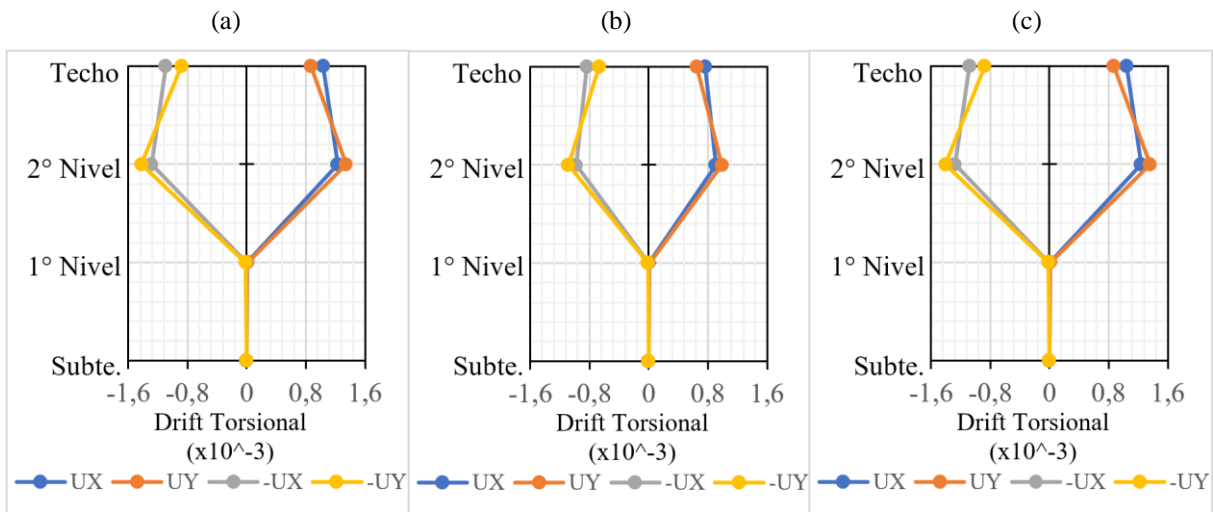


Figura A.4.5.2. 8 Drift Tors., Suelo D, m. hormigón. (a) C.ASD4), (b) C.ASD5), (c) C.ASD6).

Como se mencionó anteriormente en la memoria, la mecánica de suelos indica que el suelo del caso estudio es del tipo C, por lo tanto, el modelo de marcos rígidos de hormigón armado cumple la norma, pero cerca de la estructura existe también suelo tipo D, por lo cual también se modela con este tipo de suelo.

En general el modelo computacional de marcos rígidos de hormigón armado presenta mayores desplazamientos y por consiguientes, mayores drift que el modelo de muros de albañilería confinada.

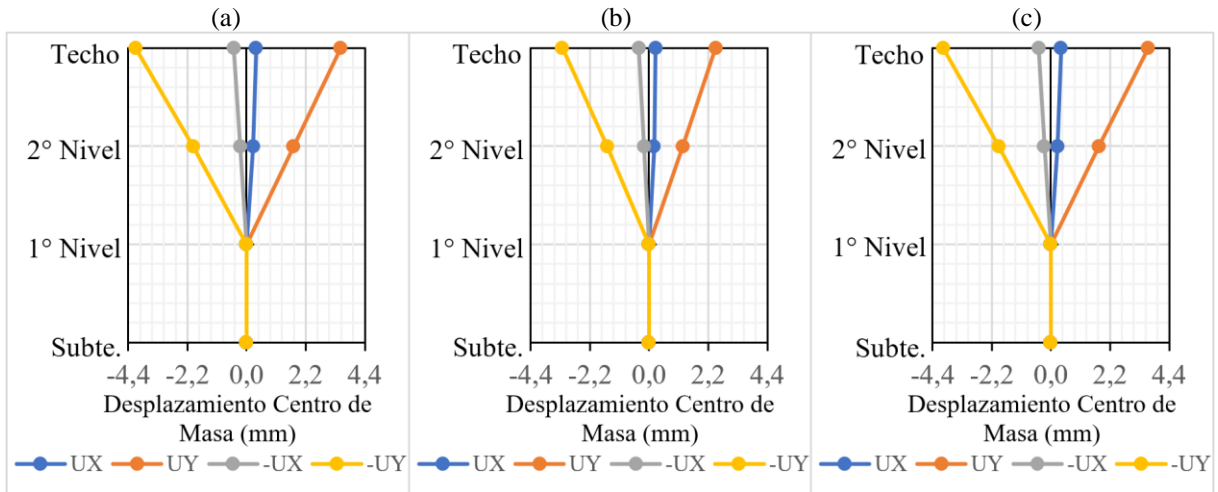


Figura A.4.5.2. 9 Desplaz. CM, Suelo C, m.hormigón. (a)C.ASD4, (b)C.ASD5, (c)C.ASD6.

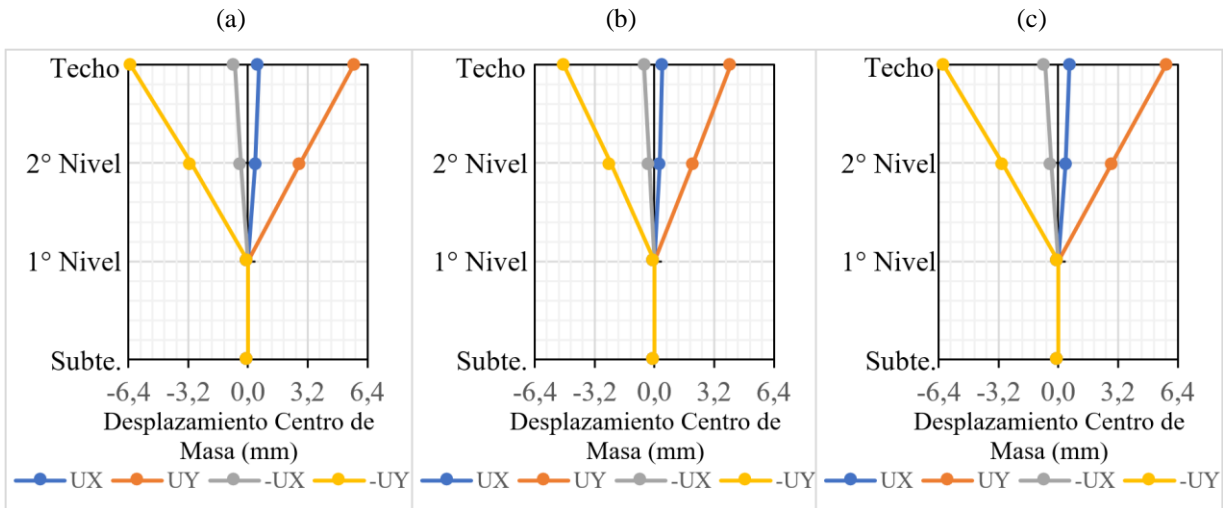


Figura A.4.5.2. 10 Desplaz. CM, Suelo D, m.hormigón. (a)C.ASD4, (b)C.ASD5, (c)C.ASD6.

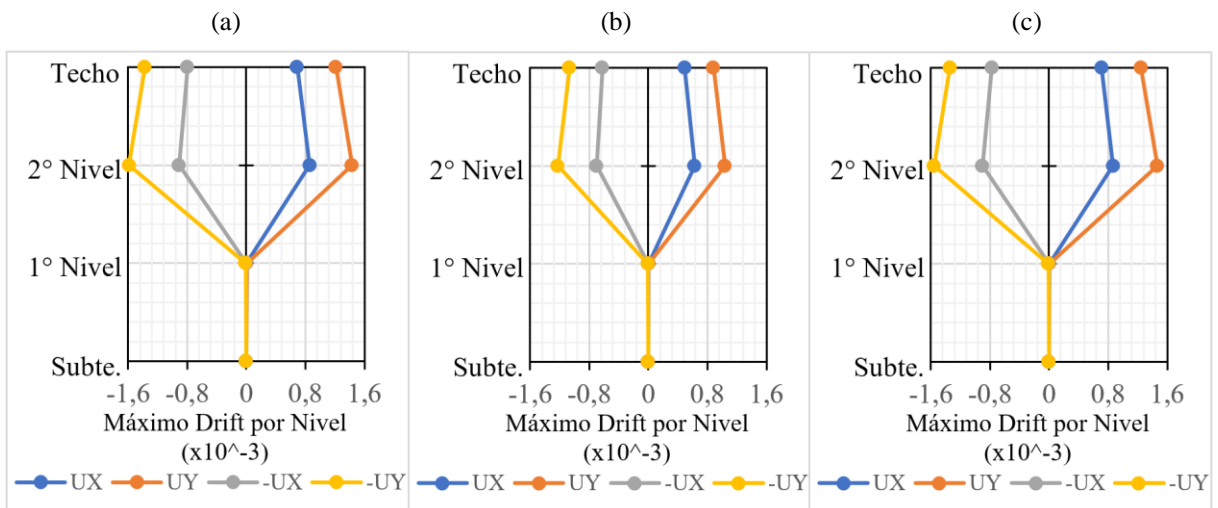


Figura A.4.5.2. 11 Máx. Drift, Suelo D, m. hormigón. (a) C.ASD4, (b) C.ASD5, (c) C.ASD6.

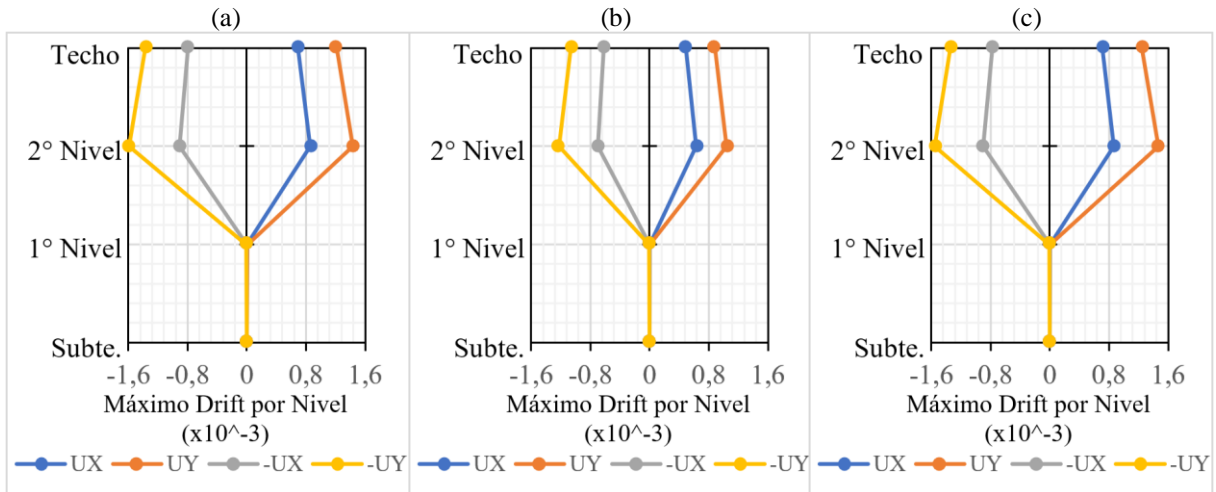


Figura A.4.5.2. 12 Máx. Drift, Suelo D, m. hormigón. (a) C.ASD4), (b) C.ASD5), (c) C.ASD6).

En las tablas de la A.4.5.2.1 a la A.4.5.2.4 se presentan los drift calculados con todas las combinaciones de carga mayoradas (ASD), en Máx (en la dirección positiva al eje en cuestión) y Mín. (en la dirección negativa al eje en cuestión), tanto para el modelo de albañilería confinada como para el modelo de marcos rígidos de hormigón armado, en suelo tipo C y D.

Tabla A.4.5.2. 1 Drift modelo muros albañilería confinada, Suelo C.

SUELO C			DRIFT CENTRO MASA Rango Máximo = 0,002				DRIFT TORCIONAL Rango Máximo = 0,001	
NIVEL	COMB.	MÁX /MÍN	DRIFT CM X	DRIFT CM Y	DRIFT MÁX X	DRIFT MÁX Y	DIF X	DIF Y
Techo-8,3 m	C. ASD 1)		-7,87E-06	-2,06E-05	-9,10E-05	7,10E-05	-8,31E-05	9,16E-05
2° Nivel-5,63 m			-1,32E-06	-3,63E-06	-1,10E-05	3,00E-05	-9,68E-06	3,36E-05
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	-3,37E-07	1,00E-06	-3,37E-07	1,00E-06
NIVEL	COMB.	MÁX /MÍN	DRIFT CM X	DRIFT CM Y	DRIFT MÁX X	DRIFT MÁX Y	DIF X	DIF Y
Techo-8,3 m	C. ASD 2)		-8,99E-06	-2,55E-05	-1,00E-04	1,68E-04	-9,10E-05	1,93E-04
2° Nivel-5,63 m			-2,31E-06	-4,95E-06	3,20E-05	-1,27E-04	3,43E-05	-1,22E-04
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	7,00E-06	0,00E+00	7,00E-06
NIVEL	COMB.	MÁX /MÍN	DRIFT CM X	DRIFT CM Y	DRIFT MÁX X	DRIFT MÁX Y	DIF X	DIF Y

Techo-8,3 m	C. ASD 3)		-8,61E-06	-2,43E-05	-9,80E-05	1,44E-04	-8,94E-05	1,68E-04
2° Nivel-5,63 m			-1,98E-06	-4,62E-06	-1,30E-05	1,02E-04	-1,10E-05	1,07E-04
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	7,00E-06	0,00E+00	7,00E-06
<b>NIVEL</b>	<b>COMB.</b>	<b>MÁX/MÍN</b>	<b>DRIFT CM X</b>	<b>DRIFT CM Y</b>	<b>DRIFT MÁX X</b>	<b>DRIFT MÁX Y</b>	<b>DIF X</b>	<b>DIF Y</b>
Techo-8,3 m	C. ASD 4) Sismo X	MÁX	4,72E-05	2,28E-05	7,32E-04	9,50E-05	6,85E-04	7,22E-05
2° Nivel-5,63 m			6,44E-05	2,44E-05	1,78E-04	5,50E-05	1,14E-04	3,06E-05
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	3,00E-06	4,00E-06	3,00E-06	4,00E-06
<b>NIVEL</b>	<b>COMB.</b>	<b>MÁX/MÍN</b>	<b>DRIFT CM X</b>	<b>DRIFT CM Y</b>	<b>DRIFT MÁX X</b>	<b>DRIFT MÁX Y</b>	<b>DIF X</b>	<b>DIF Y</b>
Techo-8,3 m	C. ASD 4) Sismo X	MÍN	-6,25E-05	-6,40E-05	-9,13E-04	-1,15E-04	-8,50E-04	-5,09E-05
2° Nivel-5,63 m			-6,70E-05	-3,17E-05	-1,83E-04	-7,30E-05	-1,16E-04	-4,13E-05
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	-4,00E-06	-6,00E-06	-4,00E-06	-6,00E-06
<b>NIVEL</b>	<b>COMB.</b>	<b>MÁX/MÍN</b>	<b>DRIFT CM X</b>	<b>DRIFT CM Y</b>	<b>DRIFT MÁX X</b>	<b>DRIFT MÁX Y</b>	<b>DIF X</b>	<b>DIF Y</b>
Techo-8,3 m	C. ASD 4) Sismo Y	MÁX	2,02E-05	7,15E-05	7,80E-05	1,35E-04	5,78E-05	6,35E-05
2° Nivel-5,63 m			3,14E-05	5,78E-05	9,30E-05	9,40E-05	6,16E-05	3,62E-05
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	2,00E-06	4,00E-06	2,00E-06	4,00E-06
<b>NIVEL</b>	<b>COMB.</b>	<b>MÁX/MÍN</b>	<b>DRIFT CM X</b>	<b>DRIFT CM Y</b>	<b>DRIFT MÁX X</b>	<b>DRIFT MÁX Y</b>	<b>DIF X</b>	<b>DIF Y</b>
Techo-8,3 m	C. ASD 4) Sismo Y	MÍN	-3,56E-05	-1,13E-04	-2,57E-04	-1,39E-04	-2,21E-04	-2,59E-05
2° Nivel-5,63 m			-3,43E-05	-6,47E-05	-9,90E-05	-1,27E-04	-6,47E-05	-6,23E-05
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	-2,00E-06	-9,00E-06	-2,00E-06	-9,00E-06
<b>NIVEL</b>	<b>COMB.</b>	<b>MÁX/MÍN</b>	<b>DRIFT CM X</b>	<b>DRIFT CM Y</b>	<b>DRIFT MÁX X</b>	<b>DRIFT MÁX Y</b>	<b>DIF X</b>	<b>DIF Y</b>
Techo-8,3 m	C. ASD 5) Sismo X	MÁX	3,26E-05	7,87E-06	5,20E-04	1,62E-04	4,87E-04	1,54E-04
2° Nivel-5,63 m			4,72E-05	1,65E-05	1,34E-04	7,00E-05	8,68E-05	5,35E-05
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	3,00E-06	4,00E-06	3,00E-06	4,00E-06

NIVEL	COMB.	MÁX / MÍN	DRIFT CM X	DRIFT CM Y	DRIFT MÁX X	DRIFT MÁX Y	DIF X	DIF Y
Techo-8,3 m	C. ASD 5) Sismo X	MÍN	-4,98E-05	-5,69E-05	-7,15E-04	-9,85E-05	-6,65E-04	-4,16E-05
2° Nivel-5,63 m			-5,15E-05	-2,57E-05	-1,42E-04	-1,35E-04	-9,05E-05	-1,09E-04
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	-3,00E-06	-6,00E-06	-3,00E-06	-6,00E-06
NIVEL	COMB.	MÁX / MÍN	DRIFT CM X	DRIFT CM Y	DRIFT MÁX X	DRIFT MÁX Y	DIF X	DIF Y
Techo-8,3 m	C. ASD 5) Sismo Y	MÁX	1,24E-05	4,49E-05	5,40E-05	1,92E-04	4,16E-05	1,47E-04
2° Nivel-5,63 m			2,24E-05	4,13E-05	7,10E-05	6,90E-05	4,86E-05	2,77E-05
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	1,00E-06	4,00E-06	1,00E-06	4,00E-06
NIVEL	COMB.	MÁX / MÍN	DRIFT CM X	DRIFT CM Y	DRIFT MÁX X	DRIFT MÁX Y	DIF X	DIF Y
Techo-8,3 m	C. ASD 5) Sismo Y	MÍN	-2,96E-05	-9,36E-05	-2,22E-04	-9,85E-05	-1,92E-04	-4,87E-06
2° Nivel-5,63 m			-2,67E-05	-5,05E-05	-7,90E-05	-1,76E-04	-5,23E-05	-1,26E-04
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	-1,00E-06	-8,00E-06	-1,00E-06	-8,00E-06
NIVEL	COMB.	MÁX / MÍN	DRIFT CM X	DRIFT CM Y	DRIFT MÁX X	DRIFT MÁX Y	DIF X	DIF Y
Techo-8,3 m	C. ASD 6) Sismo X	MÁX	5,02E-05	3,07E-05	7,68E-04	6,90E-05	7,18E-04	3,83E-05
2° Nivel-5,63 m			6,50E-05	2,61E-05	1,77E-04	5,70E-05	1,12E-04	3,09E-05
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	4,00E-06	4,00E-06	4,00E-06	4,00E-06
NIVEL	COMB.	MÁX / MÍN	DRIFT CM X	DRIFT CM Y	DRIFT MÁX X	DRIFT MÁX Y	DIF X	DIF Y
Techo-8,3 m	C. ASD 6) Sismo X	MÍN	-5,96E-05	-5,62E-05	-8,77E-04	-1,06E-04	-8,17E-04	-5,02E-05
2° Nivel-5,63 m			-6,67E-05	-3,00E-05	-1,79E-04	-6,10E-05	-1,12E-04	-3,10E-05
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	-4,00E-06	-6,00E-06	-4,00E-06	-6,00E-06
NIVEL	COMB.	MÁX / MÍN	DRIFT CM X	DRIFT CM Y	DRIFT MÁX X	DRIFT MÁX Y	DIF X	DIF Y
Techo-8,3 m	C. ASD 6) Sismo Y	MÁX	2,32E-05	7,98E-05	1,13E-04	1,10E-04	8,98E-05	3,02E-05
2° Nivel-5,63 m			3,20E-05	5,91E-05	9,20E-05	9,60E-05	6,00E-05	3,69E-05

1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	2,00E-06	4,00E-06	2,00E-06	4,00E-06
<b>NIVEL</b>	<b>COMB.</b>	<b>MÁX /MÍN</b>	<b>DRIFT CM X</b>	<b>DRIFT CM Y</b>	<b>DRIFT MÁX X</b>	<b>DRIFT MÁX Y</b>	<b>DIF X</b>	<b>DIF Y</b>
Techo-8,3 m	C. ASD 6) Sismo Y	MÍN	-3,26E-05	-1,04E-04	-2,21E-04	-1,27E-04	-1,88E-04	-2,25E-05
2° Nivel-5,63 m			-3,37E-05	-6,34E-05	-9,50E-05	-1,15E-04	-6,13E-05	-5,16E-05
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	-2,00E-06	-9,00E-06	-2,00E-06	-9,00E-06

Tabla A.4.5.2. 2 Drift modelo muros albañilería confinada, Suelo D.

SUELO D			DRIFT CENTRO MASA Rango Máximo = 0,002				DRIFT TORCIONAL Rango Máximo = 0,001	
NIVEL	COMB.	MÁX /MÍN	DRIFT CM X	DRIFT CM Y	DRIFT MÁX X	DRIFT MÁX Y	DIF X	DIF Y
Techo-8,3 m	C. ASD 1)		-7,87E-06	-2,06E-05	-9,10E-05	7,10E-05	-8,31E-05	9,16E-05
2° Nivel-5,63 m			-1,32E-06	-3,63E-06	-1,10E-05	3,00E-05	-9,68E-06	3,36E-05
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	-3,37E-07	1,00E-06	-3,37E-07	1,00E-06
<b>NIVEL</b>	<b>COMB.</b>	<b>MÁX /MÍN</b>	<b>DRIFT CM X</b>	<b>DRIFT CM Y</b>	<b>DRIFT MÁX X</b>	<b>DRIFT MÁX Y</b>	<b>DIF X</b>	<b>DIF Y</b>
Techo-8,3 m	C. ASD 2)		-8,99E-06	-2,55E-05	-1,00E-04	1,68E-04	-9,10E-05	1,93E-04
2° Nivel-5,63 m			-2,31E-06	-4,95E-06	3,20E-05	-1,27E-04	3,43E-05	-1,22E-04
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	7,00E-06	0,00E+00	7,00E-06
<b>NIVEL</b>	<b>COMB.</b>	<b>MÁX /MÍN</b>	<b>DRIFT CM X</b>	<b>DRIFT CM Y</b>	<b>DRIFT MÁX X</b>	<b>DRIFT MÁX Y</b>	<b>DIF X</b>	<b>DIF Y</b>
Techo-8,3 m	C. ASD 3)		-8,61E-06	-2,43E-05	-9,80E-05	1,44E-04	-8,94E-05	1,68E-04
2° Nivel-5,63 m			-1,98E-06	-4,62E-06	-1,30E-05	1,02E-04	-1,10E-05	1,07E-04
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	7,00E-06	0,00E+00	7,00E-06
<b>NIVEL</b>	<b>COMB.</b>	<b>MÁX /MÍN</b>	<b>DRIFT CM X</b>	<b>DRIFT CM Y</b>	<b>DRIFT MÁX X</b>	<b>DRIFT MÁX Y</b>	<b>DIF X</b>	<b>DIF Y</b>
Techo-8,3 m	C. ASD 4)	MÍN	-9,55E-05	-9,03E-05	-1,39E-03	-1,66E-04	<b>-1,29E-03</b>	-7,60E-05

2° Nivel-5,63 m	Sismo X		-1,06E-04	-4,82E-05	-2,86E-04	-9,90E-05	-1,80E-04	-5,08E-05
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	-6,00E-06	-8,00E-06	-6,00E-06	-8,00E-06
<b>NIVEL</b>	<b>COMB.</b>	<b>MÁX /MÍN</b>	<b>DRIFT CM X</b>	<b>DRIFT CM Y</b>	<b>DRIFT MÁX X</b>	<b>DRIFT MÁX Y</b>	<b>DIF X</b>	<b>DIF Y</b>
Techo-8,3 m	C. ASD 4) Sismo X	MÁX	8,01E-05	4,87E-05	1,21E-03	1,09E-04	<b>1,12E-03</b>	6,03E-05
2° Nivel-5,63 m			1,04E-04	4,13E-05	2,82E-04	9,10E-05	1,78E-04	4,97E-05
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	6,00E-06	4,00E-06	6,00E-06	4,00E-06
<b>NIVEL</b>	<b>COMB.</b>	<b>MÁX /MÍN</b>	<b>DRIFT CM X</b>	<b>DRIFT CM Y</b>	<b>DRIFT MÁX X</b>	<b>DRIFT MÁX Y</b>	<b>DIF X</b>	<b>DIF Y</b>
Techo-8,3 m	C. ASD 4) Sismo Y	MÁX	3,71E-05	1,26E-04	1,76E-04	1,76E-04	1,39E-04	4,98E-05
2° Nivel-5,63 m			5,08E-05	9,41E-05	1,47E-04	1,52E-04	9,62E-05	5,79E-05
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	3,00E-06	4,00E-06	3,00E-06	4,00E-06
<b>NIVEL</b>	<b>COMB.</b>	<b>MÁX /MÍN</b>	<b>DRIFT CM X</b>	<b>DRIFT CM Y</b>	<b>DRIFT MÁX X</b>	<b>DRIFT MÁX Y</b>	<b>DIF X</b>	<b>DIF Y</b>
Techo-8,3 m	C. ASD 4) Sismo Y	MÍN	-5,21E-05	-1,68E-04	-3,55E-04	-2,04E-04	-3,03E-04	-3,62E-05
2° Nivel-5,63 m			-5,38E-05	-1,01E-04	-1,52E-04	-1,85E-04	-9,82E-05	-8,40E-05
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	-3,00E-06	-1,20E-05	-3,00E-06	-1,20E-05
<b>NIVEL</b>	<b>COMB.</b>	<b>MÁX /MÍN</b>	<b>DRIFT CM X</b>	<b>DRIFT CM Y</b>	<b>DRIFT MÁX X</b>	<b>DRIFT MÁX Y</b>	<b>DIF X</b>	<b>DIF Y</b>
Techo-8,3 m	C. ASD 5) Sismo X	MÁX	5,73E-05	2,77E-05	8,74E-04	1,73E-04	8,17E-04	1,45E-04
2° Nivel-5,63 m			7,66E-05	2,90E-05	2,13E-04	1,60E-04	1,36E-04	1,31E-04
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	4,00E-06	4,00E-06	4,00E-06	4,00E-06
<b>NIVEL</b>	<b>COMB.</b>	<b>MÁX /MÍN</b>	<b>DRIFT CM X</b>	<b>DRIFT CM Y</b>	<b>DRIFT MÁX X</b>	<b>DRIFT MÁX Y</b>	<b>DIF X</b>	<b>DIF Y</b>
Techo-8,3 m	C. ASD 5) Sismo X	MÍN	-7,42E-05	-7,64E-05	-1,07E-03	-1,35E-04	-9,95E-04	-5,91E-05
2° Nivel-5,63 m			-8,09E-05	-3,83E-05	-2,19E-04	-1,54E-04	-1,38E-04	-1,16E-04
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	-4,00E-06	-7,00E-06	-4,00E-06	-7,00E-06
<b>NIVEL</b>	<b>COMB.</b>	<b>MÁX /MÍN</b>	<b>DRIFT CM X</b>	<b>DRIFT CM Y</b>	<b>DRIFT MÁX X</b>	<b>DRIFT MÁX Y</b>	<b>DIF X</b>	<b>DIF Y</b>



Techo-8,3 m	C. ASD 5) Sismo Y	MÁX	2,51E-05	8,58E-05	1,02E-04	2,20E-04	7,69E-05	1,34E-04
2° Nivel-5,63 m			3,70E-05	6,86E-05	1,11E-04	1,12E-04	7,40E-05	4,34E-05
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	2,00E-06	3,00E-06	2,00E-06	3,00E-06
<b>NIVEL</b>	<b>COMB.</b>	<b>MÁX/MÍN</b>	<b>DRIFT CM X</b>	<b>DRIFT CM Y</b>	<b>DRIFT MÁX X</b>	<b>DRIFT MÁX Y</b>	<b>DIF X</b>	<b>DIF Y</b>
Techo-8,3 m	C. ASD 5) Sismo Y	MÍN	-4,19E-05	-1,35E-04	-2,96E-04	-1,67E-04	-2,54E-04	-3,22E-05
2° Nivel-5,63 m			-4,13E-05	-7,76E-05	-1,18E-04	-2,19E-04	-7,67E-05	-1,41E-04
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	-2,00E-06	-1,00E-05	-2,00E-06	-1,00E-05
<b>NIVEL</b>	<b>COMB.</b>	<b>MÁX/MÍN</b>	<b>DRIFT CM X</b>	<b>DRIFT CM Y</b>	<b>DRIFT MÁX X</b>	<b>DRIFT MÁX Y</b>	<b>DIF X</b>	<b>DIF Y</b>
Techo-8,3 m	C. ASD 6) Sismo X	MÁX	8,31E-05	5,66E-05	1,24E-03	1,17E-04	<b>1,16E-03</b>	6,04E-05
2° Nivel-5,63 m			1,04E-04	4,29E-05	2,82E-04	9,20E-05	1,78E-04	4,91E-05
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	6,00E-06	4,00E-06	6,00E-06	4,00E-06
<b>NIVEL</b>	<b>COMB.</b>	<b>MÁX/MÍN</b>	<b>DRIFT CM X</b>	<b>DRIFT CM Y</b>	<b>DRIFT MÁX X</b>	<b>DRIFT MÁX Y</b>	<b>DIF X</b>	<b>DIF Y</b>
Techo-8,3 m	C. ASD 6) Sismo X	MÍN	-9,21E-05	-8,20E-05	-1,35E-03	-1,56E-04	<b>-1,26E-03</b>	-7,39E-05
2° Nivel-5,63 m			-1,06E-04	-4,69E-05	-2,82E-04	-9,60E-05	-1,76E-04	-4,91E-05
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	-6,00E-06	-8,00E-06	-6,00E-06	-8,00E-06
<b>NIVEL</b>	<b>COMB.</b>	<b>MÁX/MÍN</b>	<b>DRIFT CM X</b>	<b>DRIFT CM Y</b>	<b>DRIFT MÁX X</b>	<b>DRIFT MÁX Y</b>	<b>DIF X</b>	<b>DIF Y</b>
Techo-8,3 m	C. ASD 6) Sismo Y	MÁX	4,01E-05	1,35E-04	2,12E-04	1,71E-04	1,72E-04	3,62E-05
2° Nivel-5,63 m			5,15E-05	9,54E-05	1,46E-04	1,54E-04	9,45E-05	5,86E-05
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	3,00E-06	4,00E-06	3,00E-06	4,00E-06
<b>NIVEL</b>	<b>COMB.</b>	<b>MÁX/MÍN</b>	<b>DRIFT CM X</b>	<b>DRIFT CM Y</b>	<b>DRIFT MÁX X</b>	<b>DRIFT MÁX Y</b>	<b>DIF X</b>	<b>DIF Y</b>
Techo-8,3 m	C. ASD 6) Sismo Y	MÍN	-4,91E-05	-1,60E-04	-3,19E-04	-1,92E-04	-2,70E-04	-3,24E-05
2° Nivel-5,63 m			-5,31E-05	-9,97E-05	-1,47E-04	-1,73E-04	-9,39E-05	-7,33E-05
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	-3,00E-06	-1,20E-05	-3,00E-06	-1,20E-05

Tabla A.4.5.2. 3 Drift modelo marcos rígidos de hormigón armado, Suelo C.

SUELO C			DRIFT CENTRO MASA Rango Máximo = 0,002				DRIFT TORCIONAL Rango Máximo = 0,001	
NIVEL	COMB.	MÁX /MÍN	DRIFT CM X	DRIFT CM Y	DRIFT MÁX X	DRIFT MÁX Y	DIF X	DIF Y
Techo-8,3 m	C. ASD 1)		-2,51E-05	-7,38E-05	5,50E-05	-9,00E-05	8,01E-05	-1,62E-05
2° Nivel-5,63 m			2,97E-06	-3,83E-05	-2,64E-05	-7,60E-05	-2,94E-05	-3,77E-05
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	1,00E-06	2,00E-06	1,00E-06	2,00E-06
NIVEL	COMB.	MÁX /MÍN	DRIFT CM X	DRIFT CM Y	DRIFT MÁX X	DRIFT MÁX Y	DIF X	DIF Y
Techo-8,3 m	C. ASD 2)		-2,58E-05	-8,84E-05	6,80E-05	-1,18E-04	9,38E-05	-2,96E-05
2° Nivel-5,63 m			1,32E-06	-5,08E-05	-3,76E-05	-1,57E-04	-3,89E-05	-1,06E-04
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	-1,00E-06	6,00E-06	-1,00E-06	6,00E-06
NIVEL	COMB.	MÁX /MÍN	DRIFT CM X	DRIFT CM Y	DRIFT MÁX X	DRIFT MÁX Y	DIF X	DIF Y
Techo-8,3 m	C. ASD 3)		-2,62E-05	-8,43E-05	6,50E-05	-1,04E-04	9,12E-05	-1,97E-05
2° Nivel-5,63 m			1,98E-06	-4,79E-05	-3,47E-05	-1,31E-04	-3,66E-05	-8,31E-05
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	-1,00E-06	6,00E-06	-1,00E-06	6,00E-06
NIVEL	COMB.	MÁX /MÍN	DRIFT CM X	DRIFT CM Y	DRIFT MÁX X	DRIFT MÁX Y	DIF X	DIF Y
Techo-8,3 m	C. ASD 4) Sismo X		7,06E-04	4,79E-05	9,09E-04	2,05E-04	2,03E-04	1,57E-04
2° Nivel-5,63 m		MÁX	1,04E-03	4,13E-05	1,14E-03	2,36E-04	1,01E-04	1,95E-04
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	3,00E-06	4,00E-06	3,00E-06	4,00E-06
NIVEL	COMB.	MÁX /MÍN	DRIFT CM X	DRIFT CM Y	DRIFT MÁX X	DRIFT MÁX Y	DIF X	DIF Y
Techo-8,3 m	C. ASD 4) Sismo X		-7,55E-04	-1,96E-04	-9,25E-04	-3,65E-04	-1,70E-04	-1,69E-04
2° Nivel-5,63 m		MÍN	-1,03E-03	-1,18E-04	-1,18E-03	-3,88E-04	-1,45E-04	-2,70E-04
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	-5,00E-06	-4,00E-06	-5,00E-06	-4,00E-06
NIVEL	COMB.	MÁX /MÍN	DRIFT CM X	DRIFT CM Y	DRIFT MÁX X	DRIFT MÁX Y	DIF X	DIF Y

Techo-8,3 m	C. ASD 4) Sismo Y	MÁX	3,86E-05	6,55E-04	6,89E-04	1,22E-03	6,50E-04	5,61E-04
2° Nivel-5,63 m			8,42E-05	5,78E-04	8,59E-04	1,44E-03	7,75E-04	8,57E-04
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	7,00E-06	0,00E+00	7,00E-06
<b>NIVEL</b>	<b>COMB.</b>	<b>MÁX /MÍN</b>	<b>DRIFT CM X</b>	<b>DRIFT CM Y</b>	<b>DRIFT MÁX X</b>	<b>DRIFT MÁX Y</b>	<b>DIF X</b>	<b>DIF Y</b>
Techo-8,3 m	C. ASD 4) Sismo Y	MÍN	-8,91E-05	-8,02E-04	-7,95E-04	-1,38E-03	-7,06E-04	-5,73E-04
2° Nivel-5,63 m			-7,79E-05	-6,54E-04	-9,12E-04	-1,59E-03	-8,34E-04	-9,32E-04
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	-2,00E-06	-9,00E-06	-2,00E-06	-9,00E-06
<b>NIVEL</b>	<b>COMB.</b>	<b>MÁX /MÍN</b>	<b>DRIFT CM X</b>	<b>DRIFT CM Y</b>	<b>DRIFT MÁX X</b>	<b>DRIFT MÁX Y</b>	<b>DIF X</b>	<b>DIF Y</b>
Techo-8,3 m	C. ASD 5) Sismo X	MÁX	5,22E-04	6,74E-06	6,90E-04	1,15E-04	1,68E-04	1,08E-04
2° Nivel-5,63 m			7,79E-04	1,16E-05	8,66E-04	1,58E-04	8,68E-05	1,47E-04
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	2,00E-06	4,00E-06	2,00E-06	4,00E-06
<b>NIVEL</b>	<b>COMB.</b>	<b>MÁX /MÍN</b>	<b>DRIFT CM X</b>	<b>DRIFT CM Y</b>	<b>DRIFT MÁX X</b>	<b>DRIFT MÁX Y</b>	<b>DIF X</b>	<b>DIF Y</b>
Techo-8,3 m	C. ASD 5) Sismo X	MÍN	-5,74E-04	-1,76E-04	-7,00E-04	-3,10E-04	-1,26E-04	-1,34E-04
2° Nivel-5,63 m			-7,75E-04	-1,08E-04	-8,98E-04	-3,29E-04	-1,23E-04	-2,21E-04
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	-4,00E-06	-4,00E-06	-4,00E-06	-4,00E-06
<b>NIVEL</b>	<b>COMB.</b>	<b>MÁX /MÍN</b>	<b>DRIFT CM X</b>	<b>DRIFT CM Y</b>	<b>DRIFT MÁX X</b>	<b>DRIFT MÁX Y</b>	<b>DIF X</b>	<b>DIF Y</b>
Techo-8,3 m	C. ASD 5) Sismo Y	MÁX	2,17E-05	4,62E-04	4,96E-04	8,82E-04	4,74E-04	4,20E-04
2° Nivel-5,63 m			6,27E-05	4,14E-04	6,29E-04	1,04E-03	5,66E-04	6,24E-04
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	1,00E-06	5,00E-06	1,00E-06	5,00E-06
<b>NIVEL</b>	<b>COMB.</b>	<b>MÁX /MÍN</b>	<b>DRIFT CM X</b>	<b>DRIFT CM Y</b>	<b>DRIFT MÁX X</b>	<b>DRIFT MÁX Y</b>	<b>DIF X</b>	<b>DIF Y</b>
Techo-8,3 m	C. ASD 5) Sismo Y	MÍN	-7,34E-05	-6,31E-04	-6,20E-04	-1,07E-03	-5,47E-04	-4,36E-04
2° Nivel-5,63 m			-5,91E-05	-5,10E-04	-6,99E-04	-1,23E-03	-6,40E-04	-7,17E-04
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	-1,00E-06	-8,00E-06	-1,00E-06	-8,00E-06

NIVEL	COMB.	MÁX /MÍN	DRIFT CM X	DRIFT CM Y	DRIFT MÁX X	DRIFT MÁX Y	DIF X	DIF Y
Techo-8,3 m	C. ASD 6) Sismo X	MÁX	7,15E-04	7,75E-05	9,03E-04	2,33E-04	1,88E-04	1,55E-04
2° Nivel-5,63 m			1,04E-03	5,64E-05	1,14E-03	2,67E-04	9,77E-05	2,11E-04
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	4,00E-06	4,00E-06	4,00E-06	4,00E-06
NIVEL	COMB.	MÁX /MÍN	DRIFT CM X	DRIFT CM Y	DRIFT MÁX X	DRIFT MÁX Y	DIF X	DIF Y
Techo-8,3 m	C. ASD 6) Sismo X	MÍN	-7,46E-04	-1,66E-04	-9,14E-04	-3,29E-04	-1,68E-04	-1,63E-04
2° Nivel-5,63 m			-1,03E-03	-1,02E-04	-1,17E-03	-3,58E-04	-1,33E-04	-2,56E-04
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	-4,00E-06	-5,00E-06	-4,00E-06	-5,00E-06
NIVEL	COMB.	MÁX /MÍN	DRIFT CM X	DRIFT CM Y	DRIFT MÁX X	DRIFT MÁX Y	DIF X	DIF Y
Techo-8,3 m	C. ASD 6) Sismo Y	MÁX	4,87E-05	6,84E-04	7,09E-04	1,24E-03	6,60E-04	5,60E-04
2° Nivel-5,63 m			8,28E-05	5,93E-04	8,70E-04	1,47E-03	7,87E-04	8,72E-04
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	4,82E-07	6,00E-06	4,82E-07	6,00E-06
NIVEL	COMB.	MÁX /MÍN	DRIFT CM X	DRIFT CM Y	DRIFT MÁX X	DRIFT MÁX Y	DIF X	DIF Y
Techo-8,3 m	C. ASD 6) Sismo Y	MÍN	-7,87E-05	-7,73E-04	-7,73E-04	-1,34E-03	-6,94E-04	-5,66E-04
2° Nivel-5,63 m			-7,92E-05	-6,39E-04	-9,01E-04	-1,56E-03	-8,22E-04	-9,17E-04
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	-1,00E-06	-1,00E-05	-1,00E-06	-1,00E-05

Tabla A.4.5.2. 4 Drift modelo marcos rígidos de hormigón armado, Suelo D.

SUELO D			DRIFT CENTRO MASA Rango Máximo = 0,002				DRIFT TORCIONAL Rango Máximo = 0,001	
NIVEL	COMB.	MÁX /MÍN	DRIFT CM X	DRIFT CM Y	DRIFT MÁX X	DRIFT MÁX Y	DIF X	DIF Y
Techo-8,3 m	C. ASD 1)		-2,51E-05	-7,38E-05	5,50E-05	-9,00E-05	8,01E-05	-1,62E-05
2° Nivel-5,63 m			2,97E-06	-3,83E-05	-2,64E-05	-7,60E-05	-2,94E-05	-3,77E-05
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	1,00E-06	2,00E-06	1,00E-06	2,00E-06

NIVEL	COMB.	MÁX /MÍN	DRIFT CM X	DRIFT CM Y	DRIFT MÁX X	DRIFT MÁX Y	DIF X	DIF Y
Techo-8,3 m	C. ASD 2)		-2,58E-05	-8,84E-05	6,80E-05	-1,18E-04	9,38E-05	-2,96E-05
2° Nivel-5,63 m			1,32E-06	-5,08E-05	-3,76E-05	-1,57E-04	-3,89E-05	-1,06E-04
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	-1,00E-06	6,00E-06	-1,00E-06	6,00E-06
NIVEL	COMB.	MÁX /MÍN	DRIFT CM X	DRIFT CM Y	DRIFT MÁX X	DRIFT MÁX Y	DIF X	DIF Y
Techo-8,3 m	C. ASD 3)		-2,62E-05	-8,43E-05	6,50E-05	-1,04E-04	9,12E-05	-1,97E-05
2° Nivel-5,63 m			1,98E-06	-4,79E-05	-3,47E-05	-1,31E-04	-3,66E-05	-8,31E-05
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	-1,00E-06	6,00E-06	-1,00E-06	6,00E-06
NIVEL	COMB.	MÁX /MÍN	DRIFT CM X	DRIFT CM Y	DRIFT MÁX X	DRIFT MÁX Y	DIF X	DIF Y
Techo-8,3 m	C. ASD 4) Sismo X	MÍN	-1,15E-03	-2,62E-04	-1,41E-03	-5,19E-04	-2,62E-04	-2,57E-04
2° Nivel-5,63 m			-1,59E-03	-1,61E-04	-1,80E-03	-5,57E-04	-2,07E-04	-3,96E-04
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	-7,00E-06	-4,00E-06	-7,00E-06	-4,00E-06
NIVEL	COMB.	MÁX /MÍN	DRIFT CM X	DRIFT CM Y	DRIFT MÁX X	DRIFT MÁX Y	DIF X	DIF Y
Techo-8,3 m	C. ASD 4) Sismo X	MÁX	1,10E-03	1,14E-04	1,39E-03	3,59E-04	2,91E-04	2,45E-04
2° Nivel-5,63 m			1,60E-03	8,42E-05	1,75E-03	4,05E-04	1,48E-04	3,21E-04
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	6,00E-06	4,00E-06	6,00E-06	4,00E-06
NIVEL	COMB.	MÁX /MÍN	DRIFT CM X	DRIFT CM Y	DRIFT MÁX X	DRIFT MÁX Y	DIF X	DIF Y
Techo-8,3 m	C. ASD 4) Sismo Y	MÁX	7,38E-05	1,06E-03	1,11E-03	1,93E-03	<b>1,04E-03</b>	8,70E-04
2° Nivel-5,63 m			1,30E-04	9,31E-04	1,36E-03	2,28E-03	<b>1,23E-03</b>	<b>1,35E-03</b>
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	1,00E-05	0,00E+00	1,00E-05
NIVEL	COMB.	MÁX /MÍN	DRIFT CM X	DRIFT CM Y	DRIFT MÁX X	DRIFT MÁX Y	DIF X	DIF Y
Techo-8,3 m	C. ASD 4) Sismo Y	MÍN	-1,24E-04	-1,21E-03	-1,22E-03	-2,09E-03	<b>-1,09E-03</b>	-8,80E-04
2° Nivel-5,63 m			-1,23E-04	-1,01E-03	-1,41E-03	-2,43E-03	<b>-1,29E-03</b>	<b>-1,42E-03</b>

1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	-2,00E-06	-1,20E-05	-2,00E-06	-1,20E-05
<b>NIVEL</b>	<b>COMB.</b>	<b>MÁX /MÍN</b>	<b>DRIFT CM X</b>	<b>DRIFT CM Y</b>	<b>DRIFT MÁX X</b>	<b>DRIFT MÁX Y</b>	<b>DIF X</b>	<b>DIF Y</b>
Techo-8,3 m	C. ASD 5) Sismo X	MÁX	8,18E-04	5,62E-05	1,05E-03	2,40E-04	2,33E-04	1,84E-04
2° Nivel-5,63 m			1,20E-03	4,39E-05	1,32E-03	2,66E-04	1,18E-04	2,22E-04
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	4,00E-06	4,00E-06	4,00E-06	4,00E-06
<b>NIVEL</b>	<b>COMB.</b>	<b>MÁX /MÍN</b>	<b>DRIFT CM X</b>	<b>DRIFT CM Y</b>	<b>DRIFT MÁX X</b>	<b>DRIFT MÁX Y</b>	<b>DIF X</b>	<b>DIF Y</b>
Techo-8,3 m	C. ASD 5) Sismo X	MÍN	-8,70E-04	-2,25E-04	-1,07E-03	-4,26E-04	-1,96E-04	-2,01E-04
2° Nivel-5,63 m			-1,20E-03	-1,40E-04	-1,37E-03	-4,55E-04	-1,70E-04	-3,15E-04
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	-5,00E-06	-4,00E-06	-5,00E-06	-4,00E-06
<b>NIVEL</b>	<b>COMB.</b>	<b>MÁX /MÍN</b>	<b>DRIFT CM X</b>	<b>DRIFT CM Y</b>	<b>DRIFT MÁX X</b>	<b>DRIFT MÁX Y</b>	<b>DIF X</b>	<b>DIF Y</b>
Techo-8,3 m	C. ASD 5) Sismo Y	MÁX	4,83E-05	7,69E-04	8,11E-04	1,42E-03	7,63E-04	6,52E-04
2° Nivel-5,63 m			9,67E-05	6,79E-04	1,00E-03	1,67E-03	9,07E-04	9,91E-04
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	8,00E-06	0,00E+00	8,00E-06
<b>NIVEL</b>	<b>COMB.</b>	<b>MÁX /MÍN</b>	<b>DRIFT CM X</b>	<b>DRIFT CM Y</b>	<b>DRIFT MÁX X</b>	<b>DRIFT MÁX Y</b>	<b>DIF X</b>	<b>DIF Y</b>
Techo-8,3 m	C. ASD 5) Sismo Y	MÍN	-1,00E-04	-9,38E-04	-9,36E-04	-1,61E-03	-8,36E-04	-6,68E-04
2° Nivel-5,63 m			-9,31E-05	-7,75E-04	-1,07E-03	-1,86E-03	-9,81E-04	<b>-1,08E-03</b>
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	-2,00E-06	-1,00E-05	-2,00E-06	-1,00E-05
<b>NIVEL</b>	<b>COMB.</b>	<b>MÁX /MÍN</b>	<b>DRIFT CM X</b>	<b>DRIFT CM Y</b>	<b>DRIFT MÁX X</b>	<b>DRIFT MÁX Y</b>	<b>DIF X</b>	<b>DIF Y</b>
Techo-8,3 m	C. ASD 6) Sismo X	MÁX	1,11E-03	1,43E-04	1,39E-03	3,87E-04	2,75E-04	2,44E-04
2° Nivel-5,63 m			1,60E-03	9,97E-05	1,76E-03	4,36E-04	1,60E-04	3,36E-04
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	6,00E-06	4,00E-06	6,00E-06	4,00E-06
<b>NIVEL</b>	<b>COMB.</b>	<b>MÁX /MÍN</b>	<b>DRIFT CM X</b>	<b>DRIFT CM Y</b>	<b>DRIFT MÁX X</b>	<b>DRIFT MÁX Y</b>	<b>DIF X</b>	<b>DIF Y</b>
Techo-8,3 m		MÍN	-1,14E-03	-2,32E-04	-1,40E-03	-4,83E-04	-2,61E-04	-2,51E-04

2° Nivel- 5,63 m	C. ASD 6) Sismo X		-1,59E-03	-1,46E-04	-1,79E-03	-5,27E-04	-1,95E-04	-3,81E-04
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	-7,00E-06	-5,00E-06	-7,00E-06	-5,00E-06
<b>NIVEL</b>	<b>COMB.</b>	<b>MÁX /MÍN</b>	<b>DRIFT CM X</b>	<b>DRIFT CM Y</b>	<b>DRIFT MÁX X</b>	<b>DRIFT MÁX Y</b>	<b>DIF X</b>	<b>DIF Y</b>
Techo-8,3 m	C. ASD 6) Sismo Y	MÁX	8,39E-05	1,09E-03	1,13E-03	1,96E-03	<b>1,05E-03</b>	8,68E-04
2° Nivel- 5,63 m			1,28E-04	9,46E-04	1,37E-03	2,31E-03	<b>1,24E-03</b>	<b>1,36E-03</b>
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	1,00E-06	1,00E-05	1,00E-06	1,00E-05
<b>NIVEL</b>	<b>COMB.</b>	<b>MÁX /MÍN</b>	<b>DRIFT CM X</b>	<b>DRIFT CM Y</b>	<b>DRIFT MÁX X</b>	<b>DRIFT MÁX Y</b>	<b>DIF X</b>	<b>DIF Y</b>
Techo-8,3 m	C. ASD 6) Sismo Y	MÍN	-1,14E-04	-1,18E-03	-1,20E-03	-2,06E-03	<b>-1,08E-03</b>	-8,74E-04
2° Nivel- 5,63 m			-1,25E-04	-9,92E-04	-1,40E-03	-2,40E-03	<b>-1,28E-03</b>	<b>-1,41E-03</b>
1° Nivel-2,6 m			0,00E+00	0,00E+00	-2,00E-06	-1,30E-05	-2,00E-06	-1,30E-05

## ANEXO 4.5.3 VERIFICACIÓN RESISTENCIAS HORMIGÓN ARMADO.

Se revisa la capacidad de las vigas que presentaron mayor daño estructural de acuerdo con el registro que se encuentra adjunto en el Anexo 4.5.1, a resistir flexión, torsión y, torsión combinada con corte. En el Capítulo 4 de la memoria se concluyó que el edificio en estudio se asimila más a un edificio de estructura en base a muro de albañilería confinada, por lo cual se utiliza este modelo estructural de simulación numérica para realizar los controles de resistencia los elementos estructurales de hormigón armado, con las combinaciones de cargas mayoradas LRFD para suelo C y D, sabiendo que el suelo más cercano a la estructura estudiada es del tipo C.

Con los diagramas de la Figura A.4.5.3.1. y las ecuaciones A.4.5.3.1 y A.4.5.3.2 se calculan los momentos nominales de cada viga, los cuales se comparan con los momentos solicitantes que se extrajeron del modelo computacional de albañilería confinada, para verificar si las vigas en estudio resisten flexión.

$$\text{Compresión hormigón } (C_c) = 0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b_w \quad (\text{A.4.5.3.1})$$

$$\text{Tracción acero } (T_s) = f_s \cdot A_s \quad (\text{A.4.5.3.2})$$

$$\text{Si } \epsilon_s \geq \epsilon_y \text{ para } f_s = f_y \quad \text{o}$$

$$\epsilon_s < \epsilon_y \text{ para } f_s = E_s \cdot \epsilon_s$$

Donde:

$b_w$ : Ancho de la viga.

$c$ : Distancia desde la fibra extrema en compresión al eje neutro.

$\beta_1$ : Factor que relaciona la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro y depende de la resistencia de hormigón de acuerdo con tabla 22.2.2.4.3. del ACI 318/19.

$\epsilon_s$ : Deformación unitaria del acero.

$\epsilon_y$ : Valor de la deformación unitaria neta en tracción en el acero longitudinal en tracción, usado para definir una sección controlada por compresión.

$\epsilon_u$ : Deformación máxima unitaria utilizable en la fibra extrema del hormigón a compresión.



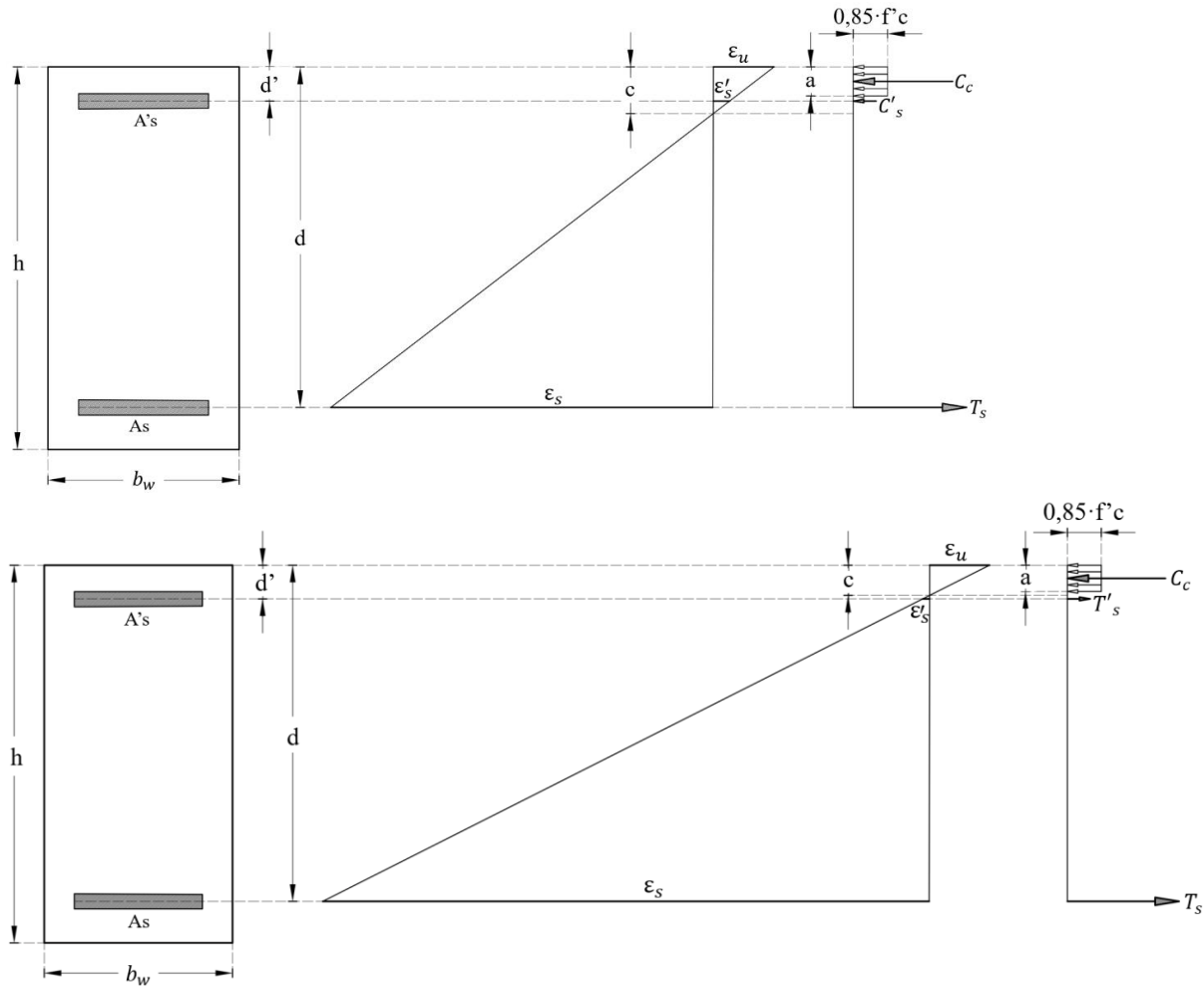


Figura A.4.5.3. 1 Diagramas de vigas para cálculo de momentos nominales

Todas las vigas que presentaron mayores daños resisten los momentos flectores mayorados solicitantes, aun cuando la cuantía definida, por falta de información sobre el caso estudio, es un poco mayor a la mínima normada (Tabla A.4.2.1).

Con los esfuerzos solicitantes de corte y torsión mayoradas obtenidos del modelo computacional se evalúa si es necesario estudiar el diseño a torsión. El código ACI 318/19 permite despreciar la torsión en una viga si el momento umbral, Ecuación A.4.5.3.5, es mayor a la torsión solicitante ( $\phi T_{thUmbral} > T_u$ ). En el caso que se deba estudiar, al ser un sistema hiperestático se considerara que el diseño queda controlado por torsión por compatibilidad.

Posteriormente se examina si el tamaño de las vigas dañadas presenta una adecuada sección para resistir el efecto combinado de tensiones por corte y tensiones de corte por torsión (Ecuación A.4.5.3.9).

$$A_{cp} = h \cdot b_w \quad (\text{A.4.5.3.3})$$

$$p_{cp} = 2 \cdot h + 2 \cdot b_w \quad (\text{A.4.5.3.4})$$

$$T_{th} = 0,083 \cdot \sqrt{f'_c \cdot 1 \text{ MPa}} \cdot \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \quad (\text{A.4.5.3.5})$$

$$p_h = 2 \cdot (b_w - 2 \cdot \text{Rec.} - \text{Día.}_{estr.}) + 2 \cdot (h - 2 \cdot \text{Rec.} - \text{Día.}_{estr.}) \quad (\text{A.4.5.3.6})$$

$$A_{oh} = (b_w - 2 \cdot \text{Rec.} - \text{Día.}_{estr.}) \cdot (h - 2 \cdot \text{Rec.} - \text{Día.}_{estr.}) \quad (\text{A.4.5.3.7})$$

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f'_c \cdot 1 \text{ MPa}} \cdot d \cdot b_w \quad (\text{A.4.5.3.8})$$

$$\sqrt{\left( \frac{V_u}{d \cdot b_w} \right)^2 + \left( \frac{T_u \cdot p_h}{1,7 \cdot A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \cdot \left( \frac{V_c}{d \cdot b_w} + 0,66 \cdot f'_c \right) \quad (\text{A.4.5.3.9})$$

Donde:

$h$ : Alto de la viga.

$d$ : Altura efectiva de viga, medida desde la fibra más comprimida al eje del refuerzo longitudinal en tracción.

$b_w$ : Ancho de la viga.

$d$ : Altura efectiva de viga, medida desde la fibra más comprimida al eje del refuerzo longitudinal en tracción.

$A_{cp}$ : Área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de hormigón.

$p_{cp}$ : Perímetro exterior de la sección transversal de hormigón.

$T_{th}$ : Momento umbral de torsión.

$p_h$ : Perímetro de la línea central del refuerzo transversal para torsión localizado más cerca del exterior de la sección.

$\text{Rec.}$ : Recubrimiento de viga.

$\text{Día.}_{estr.}$ : Diámetro de estribos.

$A_{oh}$ : Área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado más externo dispuesto para resistir la torsión.

$V_c$ : Esfuerzo de la resistencia nominal a cortante de 2 direcciones proporcionada por el hormigón.

$V_u$ : Corte solicitante extraído del modelo matemático de simulación numérica.

$\phi$  : Parámetro de aminoración definido en el código ACI 318/19.

Con la Ecuación 4.5.3.9 se evalúa si la interacción corte-torsión (lado izquierdo de la ecuación) es menor a las capacidades experimentales de la viga (lado derecho), por lo cual y según lo señalado por el código, se puede indicar que los tamaños de las secciones son adecuados para resistir esfuerzos combinados de corte y torsión, lo que implica que el tamaño de la sección de las vigas no es el causante de los daños presentes en estas.

Se asume que el hormigón y los estribos proporcionan resistencia al corte puro (American Concrete Institute, 2019), por ello es importante que las vigas tengan una cuantía de estribos adecuada. Se estudia si la cantidad y el espaciamiento entre estribos es el necesario mediante las siguientes ecuaciones.

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{A.4.5.3.10})$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot d \cdot f_y}{s} \quad (\text{A.4.5.3.11})$$

Estimando el área de estribo requeridos por corte puro con la Ecuación A.4.5.3.12.

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (\text{A.4.5.3.12})$$

Donde:

$V_n$ : Esfuerzo equivalente del hormigón correspondiente a la resistencia nominal a cortante en 2 direcciones.

$V_s$ : Esfuerzo equivalente del hormigón correspondiente a la resistencia nominal a cortante en 2 direcciones proporcionada por el refuerzo.

$A_v$ : Área de refuerzo de cortante (de las piernas del estribo) con un espaciamiento  $s$ .

$s$ : Espaciamiento medido centro a centro entre estribos.

Y el área de estribo requeridos por torsión con la siguiente ecuación:

$$\frac{A_t}{s} \geq \frac{T_u / \phi}{1,7 \cdot A_{oh} \cdot f_y} \cdot \tan \theta \quad (\text{A.4.5.3.13})$$

Donde:

$A_t$ : Área de una rama de estribo que resiste torsión dentro de un espaciamiento  $s$ , calculado solo para una pared lateral del tubo equivalente.

$T_u$ : Torsión solicitante extraído del modelo matemático de simulación numérica.

Así se evaluó el área total de estribos requeridos por corte y torsión con la Ecuación A.4.5.3.14., la que se compara con el área mínima exigida entre el mayor valor obtenido de las ecuaciones A.4.5.3.15 y A.4.5.3.16 (Pto. 9.6.4.2 del código ACI 318/19).

$$\frac{A_{v+t}}{s} = \frac{A_v}{s} + \frac{2A_t}{s} \quad (\text{A.4.5.3.14})$$

$$0,062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w}{f_y} \quad (\text{A.4.5.3.15})$$

$$0,035 \cdot \frac{b_w}{f_y} \quad (\text{A.4.5.3.16})$$

Donde:

$A_{v+t}$ : Área de refuerzo de cortante y resistente a torsión (de las piernas del estribo) con un espaciamiento  $s$ .

El área de estribos requerido por norma para las vigas es el mayor valor obtenido entre las 3 ecuaciones antes nombradas.

Para escoger el diámetro de los estribos se utilizan los valores requeridos por la Tabla 9.7.6.2.2 del código ACI 318/19. Así el espaciamiento máximo para las ramas del esfuerzo cortante a lo largo de la longitud debe ser como mínimo el calculado por la ecuación A.4.5.3.17 y el espaciamiento máximo a través del ancho es el mínimo emanado en la ecuación A.4.5.3.18.

$$\text{mín} \left( \frac{d}{2}, 600 \text{ mm}, \frac{p_h}{8}, 300 \text{ mm} \right) \quad (\text{A.4.5.3.17})$$

$$\text{mín} (d, 600 \text{ mm}) \quad (\text{A.4.5.3.18})$$

Se estima que parte importante del daño presente en vigas fue causado por la combinación de torsión y corte, dado que, según la información que se pudo levantar, el caso estudio presentan armadura transversal inadecuada, porque los estribos exhiben menor diámetro y/o cantidad, y mayores espaciamientos de las necesarias según ACI 318/19.

El cálculo del refuerzo longitudinal mínimo que debe soportar la torsión se estima con la Ecuación A.4.5.3.19, pero este resultado debe ser comparado entre el menor valor obtenido entre las ecuaciones A.4.5.3.20 y A.4.5.3.21 (Pto. 9.6.4.3 del código ACI 318/19).

$$A_l = \frac{T_u / \phi}{1,7 \cdot A_{oh} \cdot f_y} \cdot \cot \theta \quad (\text{A.4.5.3.19})$$

$$A_{l,\text{mín}}(a) = \frac{0,42 \cdot A_{cp} \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} - \frac{A_t}{s} \cdot p_h \quad (\text{A.4.5.3.20})$$

$$A_{l,\text{mín}}(b) = \frac{0,42 \cdot A_{cp} \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} - \left( \frac{0,175 \cdot b_w}{f_y} \right) \cdot p_h \quad (\text{A.4.5.3.21})$$

Donde:

$A_l$ : Área total del refuerzo longitudinal para resistir torsión.

$A_{l,\text{mín}}$ : Área mínima refuerzo longitudinal para resistir torsión.

Cuando el área de refuerzo longitudinal que soporta la torsión requerida por cálculo es menor al mínimo exigido por el código, se debe considerar este último valor.

Para definir los diámetros y espaciamiento, se debe tomar en cuenta lo requerido en los puntos 9.7.5.1 y 9.7.5.2 respectivamente del ACI 318/19. Lo referido al diámetro mínimo se expresa en la Ecuación A.4.5.3.22.

$$\text{máx} ( 0,042 \cdot s , 10 \text{ mm}) \quad (\text{A.4.5.3.22})$$

Como la torsión actúa en todo el perímetro exterior de la viga, para cuantificar el área mínima de refuerzo longitudinal para resistir torsión en cada cara del elemento estructural, se generan las siguientes ecuaciones, en el entendido que el refuerzo longitudinal que resiste torsión se debe distribuir de forma homogénea en el perímetro donde están actuando los estribos exteriores. El criterio explicado considera que las cuantías mínimas de las barras longitudinales de torsión y flexión se suman.

$$A_{l,\text{mín-cara superior}} = \frac{b_w}{2 \cdot b_w + 2 \cdot h} \cdot A_{l,\text{mín}} \quad (\text{A.4.5.3.23})$$

$$A_{l,\text{mín-cara laterales}} = \frac{2 \cdot h}{2 \cdot b_w + 2 \cdot h} \cdot A_{l,\text{mín}} \quad (\text{A.4.5.3.24})$$

$$A_{l,\text{mín-cara inferior}} = \frac{b_w}{2 \cdot b_w + 2 \cdot h} \cdot A_{l,\text{mín}} \quad (\text{A.4.5.3.25})$$

$$A_{\text{long,mín-cara superior}} = A_{l,\text{mín-cara superior}} + A_{S,\text{mín}} \quad (\text{A.4.5.3.26})$$

$$A_{\text{long,mín-cara inferior}} = A_{l,\text{mín-cara inferior}} + A_{S,\text{mín}} \quad (\text{A.4.5.3.27})$$

Donde:

$A_{l,\text{mín-cara superior}}$  : Área mínima de acero de refuerzo longitudinal para resistir torsión en la cara superior de la viga.

$A_{l,\text{mín-cara laterales}}$  : Área mínima de acero de refuerzo longitudinal para resistir torsión en las caras laterales de la viga.

$A_{l,\text{mín-cara inferiores}}$  : Área mínima de acero de refuerzo longitudinal para resistir torsión en la cara inferior de la viga.

$A_{S,\text{mín}}$  : Área mínima de acero de refuerzo longitudinal superior e inferior para resistir flexión.

$A_{\text{long,mín-cara superior}}$  : Área mínima de acero longitudinal para resistir flexión y torsión en la cara superior de la viga.

$A_{\text{long,mín-cara inferior}}$  : Área mínima de acero longitudinal para resistir flexión y torsión en la cara inferior de la viga.

El cálculo de lo planteado de verificación de vigas se tabuló en las tablas desde la A.4.5.3.1 a la A.4.5.3.2. Principalmente la causa de los daños se genera por que el esfuerzo cortante debido a los

esfuerzos combinados de corte y torsión exceden a la capacidad máxima de estas, principalmente porque los estribos que la componen son de un diámetro menor y a mayores separaciones de las necesarias.

Tabla A.4.5.3. 1 Verificaciones viga 55-90x25 eje 4, entre ejes J y J1, 2º nivel, suelo C.

			<b>VIGA 55-90X25 EJE 4, ENTRE EJES J Y J1</b>		
			<b>2º NIVEL, SUELO C</b>		
			Figura A.4.5.1.7(d)		
			IZQUIERDA	CENTRO	DERECHA
DATOS VIGA	Altura viga (h)	mm	550		900
	Ancho viga ( $b_w$ )	mm	250		250
	Recubrimiento	mm	40		
	Diámetro Estribo	mm	6		
	Diámetro Barra Longitudinal	mm	18	18	18
	Dist. entre barras	mm	25		
	Largo Barra Longitudinal	m	4,20		
	$f'_c$	MPa	15		
	$f_y$	MPa	369,71		
	$\beta_1$		0,85		
	$E_s$	MPa	200.000		
MOMENTO SOLICITANTE	$M_u$ (Momento), Modelo ETABS	kN m	2,06	1,66	20,70
	Combinación de carga		C. LRFD 3) Y_SC_MÁX		
FLEXIÓN	$A_s$ mínimo	$mm^2$	468,61	613,93	779,60
	Nº Barras (superior-inferior)	uni	2	3	4
	$A_s$ (inferior)	$mm^2$	508,94	763,41	1.017,88
	$A'_s$ (superior)	$mm^2$	508,94	763,41	1.017,88
	d	mm	495	649	824
	d'	mm	55	77	77
	c (profundidad eje neutro)	mm	60,91	87,13	96,66
	$\epsilon'_s$ (superior)		0,00029	0,00037	0,00063
	Condición $\epsilon'_s$ (superior)		ACERO NO FLUYE	ACERO NO FLUYE	ACERO NO FLUYE
	$\epsilon_s$ (inferior)		0,0214	0,0193	0,0226
	Condición $\epsilon_s$ (inferior)		ACERO FLUYE	ACERO FLUYE	ACERO FLUYE
	Compresión hormigón	N	165.024,86	236.076,23	261.899,44

		Acero' (superior)	N	23.134,61	46.162,98	114.419,51
		Tracción acero (inferior)	N	188.159,47	282.239,21	376.318,94
		Tracción Total	N	188.159,47	282.239,21	376.318,94
		Compresión Total	N	188.159,47	282.239,21	376.318,94
		Compresión = Tracción	N	0,00	0,00	0,00
		$M_n C_c$	kN m	77,415	144,353	204,915
		$M_n C'_s$	kN m	10,179	26,405	85,471
		$M_n$ c/r Acero más traccionado	kN m	87,59	117,95	290,39
		$\emptyset$		0,9	0,9	0,9
		$\emptyset M_n$	kN m	78,835	106,153	261,348
		$M_u / \emptyset M_n$		0,026	0,016	0,079
		VERIFICACIÓN $\emptyset M_n > M_u$		Sección resiste momento flector	Sección resiste momento flector	Sección resiste momento flector
TORSIÓN Y CORTE SOLICITANTE		$T_u$ (Torsión), Modelo ETABS	kN m	0,095	0,0228	0,184
		$V_u$ (Corte), Modelo ETABS	kN	7,376	4,8075	13,083
TORSIÓN		Torsión mínima	kN m	0,02		
		$A_{cp}$ (área resiste torsión)	$mm^2$	137.500	181.250	225.000
		$p_{cp}$ (perim. resiste torsión)	mm	1.600	1.950	2.300
		$T_{th}$ (Torsión umbral)	kN m	3,798	5,416	7,076
		$\emptyset$		0,75		
		$\emptyset T_{th}$	kN m	2,849	4,062	5,307
		VERIFICACIÓN $T_u > \emptyset T_{th\_umbral}$			Se puede despreciar diseño a torsión	Se puede despreciar diseño a torsión
TORSIÓN Y CORTE	SECCIÓN	$T_{cr}$ (Torsión agrietamiento)	kN m	15,102	21,532	28,132
		$\emptyset$		0,75		
		$\emptyset T_{cr}$	kN m	11,327	16,149	21,099
		Torsión mínima	kN m	0,095	0,023	0,184
		$p_h$ (perímetro encerrado estribos)	mm	1.256	1.606	1.956
		$A_{oh}$ (área encerrada estribos)	$mm^2$	76.096	104.796	133.496



		Raíz (Corte y Torsión)	MPa	0,061	0,030	0,065
		$V_c$	N	81.477,89	106.744,26	135.549,58
		$\emptyset V_c$	kN	61,108	80,058	101,662
		Capacidades Experimentales	MPa	2,411	2,411	2,411
		VERIFICACIÓN TAMAÑO SECCIÓN		Tamaño sección resiste esfuerzos combinados de corte y torsión	Tamaño sección resiste esfuerzos combinados de corte y torsión	Tamaño sección resiste esfuerzos combinados de corte y torsión
	ESTRIBOS	Estribos requeridos por Corte	$mm^2/mm$	0,000	0,000	0,000
		Estribos requeridos por Torsión	$mm^2/mm$	0,003	0,000	0,003
		Estribos requeridos por Corte y Torsión	$mm^2/mm$	0,005	0,001	0,006
		Estribos mínimos requeridos	$mm^2/mm$	0,237	0,237	0,237
		Máximo entre estribos requeridos	$mm^2/mm$	0,237		
		Espaciamiento del refuerzo a lo largo de la longitud máximo	mm	157,00	200,75	244,50
		Espaciamiento del refuerzo a través del ancho máximo	mm	495,00	600,00	600,00
		Cantidad de piernas	uni	2	2	2
		Cantidad de piernas existentes	uni	2	2	2
		Espaciamiento entre estribos existente estructura	mm	250	250	250
Diámetro estribo existente estructura	mm	6	6	6		
Cuantía existente	$mm^2/mm$	0,23	0,23	0,23		
VERIFICACIÓN ESPACIAMIENTO ESTRIBOS		No cumple espaciamento	No cumple espaciamento	No cumple espaciamento		
VERIFICACIÓN CANTIDAD ESTRIBOS		La cantidad de estribos NO cumple	La cantidad de estribos NO cumple	La cantidad de estribos NO cumple		

<b>TORSIÓN</b>	<b>ENFIERRADURA LONGITUDINAL</b>	$A_l$ (área ref. Long. Resiste torsión)	$mm^2$	3,33	0,74	5,71
		$A_{l,min}$ (a)	$mm^2$	601,65	796,72	984,24
		$A_{l,min}$ (b)	$mm^2$	456,34	607,42	758,49
		$A_{l,min}$	$mm^2$	456,34		
		$A_l$ requerido	$mm^2$	468,61	613,93	779,60
		Diámetro mínimo	$mm^2$	11	11	11
		<b>VERIFICACIÓN DIÁMETRO ENFIERRADURA LONGITUDINAL</b>		Cumple diámetro mín.	Cumple diámetro mín.	Cumple diámetro mín.
		Área torsión cara superior	$mm^2$	71,304	58,506	49,603
		Área torsión caras laterales	$mm^2$	313,736	339,332	357,138
		Área torsión cara inferior	$mm^2$	71,304	58,506	49,603
		Área arriba y abajo viga	$mm^2$	539,91	672,43	829,20
		Área laterales viga	$mm^2$	313,736	339,332	357,138
		Cantidad fierro arriba-abajo	mm	2	2	2
		Diámetro fierro arriba-abajo	mm	18	18	18
		Cantidad fierro laterales	mm	0	2	4
		Diámetro fierro laterales	mm	18	18	18
		Área total arriba-abajo	$mm^2$	508,94	508,94	508,94
		<b>CONDICIÓN CUANTÍA MÍNIMA ARRIBA-ABAJO</b>		No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima
		Área total laterales	$mm^2$	0,00	508,94	1.017,88
		<b>CONDICIÓN CUANTÍA MÍNIMA LATERALES</b>		No cumple cuantía mínima	Cumple cuantía mínima	Cumple cuantía mínima

Tabla A.4.5.3. 2 Verificaciones viga 55-90x25 eje 4, entre ejes J y J1, 2º nivel, suelo D.

<b>VIGA 55-90X25 EJE 4, ENTRE EJES J Y J1</b>
<b>2º NIVEL, SUELO D</b>
Figura A.4.5.1.7(d)

			IZQUIERDA	CENTRO	DERECHA
DATOS VIGA	Altura viga (h)	mm	550		900
	Ancho viga ( $b_w$ )	mm	250		250
	Recubrimiento	mm	40		
	Diámetro Estribo	mm	6		
	Diámetro Barra Longitudinal	mm	18	18	18
	Dist. entre barras	mm	25		
	Largo Barra Longitudinal	m	4,20		
	$f'_c$	MPa	15		
	$f_y$	MPa	369,71		
	$\beta_1$		0,85		
	$E_s$	MPa	200.000		
MOMENTO SOLICITANTE	$M_u$ (Momento), Modelo ETABS	kN m	4,09	1,22	29,15
	Combinación de carga		C. LRFD 3) Y_SD_MÁX		
FLEXIÓN	$A_s$ mínimo	$mm^2$	468,61	613,93	779,60
	Nº Barras (superior-inferior)	uni	2	3	4
	$A_s$ (inferior)	$mm^2$	508,94	763,41	1.017,88
	$A'_s$ (superior)	$mm^2$	508,94	763,41	1.017,88
	d	mm	495	649	824
	d'	mm	55	77	77
	c (profundidad eje neutro)	mm	60,91	87,13	96,66
	$\epsilon'_s$ (superior)		0,00029	0,00037	0,00063
	Condición $\epsilon'_s$ (superior)		ACERO NO FLUYE	ACERO NO FLUYE	ACERO NO FLUYE
	$\epsilon_s$ (inferior)		0,0214	0,0193	0,0226
	Condición $\epsilon_s$ (inferior)		ACERO FLUYE	ACERO FLUYE	ACERO FLUYE
	Compresión hormigón	N	165.024,86	236.076,23	261.899,44
	Acero' (superior)	N	23.134,61	46.162,98	114.419,51
	Tracción acero (inferior)	N	188.159,47	282.239,21	376.318,94
	Tracción Total	N	188.159,47	282.239,21	376.318,94
	Compresión Total	N	188.159,47	282.239,21	376.318,94
	Compresión = Tracción	N	0,00	0,00	0,00
	$M_n C_c$	kN m	77,415	144,353	204,915
	$M_n C'_s$	kN m	10,179	26,405	85,471
	$M_n$ c/r Acero más traccionado	kN m	87,59	117,95	290,39

	$\emptyset$		0,9	0,9	0,9	
	$\emptyset M_n$	kN m	78,835	106,153	261,348	
	$M_u / \emptyset M_n$		0,052	0,011	0,112	
	VERIFICACIÓN $\emptyset M_n > M_u$		Sección resiste momento flector	Sección resiste momento flector	Sección resiste momento flector	
TORSIÓN Y CORTE SOLICITANTE	$T_u$ (Torsión), Modelo ETABS	kN m	0,309	0,4403	0,727	
	$V_u$ (Corte), Modelo ETABS	kN	11,060	6,32	16,810	
TORSIÓN	Torsión mínima	kN m	0,31			
	$A_{cp}$ (área resiste torsión)	$mm^2$	137.500	181.250	225.000	
	$p_{cp}$ (perim. resiste torsión)	mm	1.600	1.950	2.300	
	$T_{th}$ (Torsión umbral)	kN m	3,798	5,416	7,076	
	$\emptyset$		0,75			
	$\emptyset T_{th}$	kN m	2,849	4,062	5,307	
	VERIFICACIÓN $T_u > \emptyset T_{th\_umbral}$		Se puede despreciar diseño a torsión	Se puede despreciar diseño a torsión	Se puede despreciar diseño a torsión	
TORSIÓN Y CORTE	SECCIÓN	$T_{cr}$ (Torsión agrietamiento)	kN m	15,102	21,532	28,132
		$\emptyset$		0,75		
		$\emptyset T_{cr}$	kN m	11,327	16,149	21,099
		Torsión mínima	kN m	0,309	0,440	0,727
		$p_h$ (perímetro encerrado estribos)	mm	1.256	1.606	1.956
		$A_{oh}$ (área encerrada estribos)	$mm^2$	76.096	104.796	133.496
		Raíz (Corte y Torsión)	MPa	0,098	0,054	0,094
		$V_c$	N	81.477,89	106.744,26	135.549,58
		$\emptyset V_c$	kN	61,108	80,058	101,662
		Capacidades Experimentales	MPa	2,411	2,411	2,411
		VERIFICACIÓN TAMAÑO SECCIÓN		Tamaño sección resiste esfuerzos combinados	Tamaño sección resiste esfuerzos combinados	Tamaño sección resiste esfuerzos combinados

				de corte y torsión	de corte y torsión	de corte y torsión
		ESTRIBO	Estribos requeridos por Corte	$mm^2/mm$	0,000	0,000
Estribos requeridos por Torsión	$mm^2/mm$		0,009	0,009	0,012	
Estribos requeridos por Corte y Torsión	$mm^2/mm$		0,017	0,018	0,023	
Estribos mínimos requeridos	$mm^2/mm$		0,237	0,237	0,237	
Máximo entre estribos requeridos	$mm^2/mm$		0,237			
Espaciamiento del refuerzo a lo largo de la longitud máximo	mm		157,00	200,75	244,50	
Espaciamiento del refuerzo a través del ancho máximo	mm		495,00	600,00	600,00	
Cantidad de piernas	uni		2	2	2	
Cantidad de piernas existentes	uni		2	2	2	
Espaciamiento entre estribos existente estructura	mm		250	250	250	
Diámetro estribo existente estructura	mm		6	6	6	
Cuántía existente	$mm^2/mm$		0,23	0,23	0,23	
VERIFICACIÓN ESPACIAMIENTO ESTRIBOS				No cumple espaciamento	No cumple espaciamento	No cumple espaciamento
VERIFICACIÓN CANTIDAD ESTRIBOS				La cantidad de estribos NO cumple	La cantidad de estribos NO cumple	La cantidad de estribos NO cumple
TORSIÓN	ENFIERRADURA LONGITUDI		$A_l$ (área ref. Long. Resiste torsión)	$mm^2$	10,82	14,31
		$A_{l,min}$ (a)	$mm^2$	594,15	783,15	967,35
		$A_{l,min}$ (b)	$mm^2$	456,34	607,42	758,49
		$A_{l,min}$	$mm^2$	456,34		

	$A_l$ requerido	$mm^2$	468,61	613,93	779,60
	Diámetro mínimo	mm	11	11	11
	VERIFICACIÓN DIÁMETRO ENFIERRADURA LONGITUDINAL		Cumple diámetro mín.	Cumple diámetro mín.	Cumple diámetro mín.
	Área torsión cara superior	$mm^2$	71,304	58,506	49,603
	Área torsión caras laterales	$mm^2$	313,736	339,332	357,138
	Área torsión cara inferior	$mm^2$	71,304	58,506	49,603
	Área arriba y abajo viga	$mm^2$	539,91	672,43	829,20
	Área laterales viga	$mm^2$	313,736	339,332	357,138
	Cantidad fierro arriba-abajo	mm	2	2	2
	Diámetro fierro arriba-abajo	mm	18	18	18
	Cantidad fierro laterales	mm	0	2	4
	Diámetro fierro laterales	mm	18	18	18
	Área total arriba-abajo	$mm^2$	508,94	508,94	508,94
	CONDICIÓN CUANTÍA MÍNIMA ARRIBA-ABAJO		No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima
	Área total laterales	$mm^2$	0,00	508,94	1.017,88
	CONDICIÓN CUANTÍA MÍNIMA LATERALES		No cumple cuantía mínima	Cumple cuantía mínima	Cumple cuantía mínima

Tabla A.4.5.3. 3 Verificaciones viga 55-90x25 eje 4, entre ejes J1 y E, 2º nivel, suelo C.

		VIGA 55-90X25 EJE 4, ENTRE EJES J1 Y E		
		2º NIVEL, SUELO C		
		Figura A.4.5.1.7(c)y(d) y A.4.5.1.8(c)y(d)		
		IZQUIERDA	Pto. 3,339m	DERECHA
DATOS VIGA	Altura viga (h)	mm	550	900
	Ancho viga ( $b_w$ )	mm	250	250
	Recubrimiento	mm	40	
	Diámetro Estribo	mm	6	

	Diámetro Barra Longitudinal	mm	18	18	18
	Dist. entre barras	mm	25		
	Largo Barra Longitudinal	m	4,25		
	$f'_c$	MPa	15		
	$f_y$	MPa	369,71		
	$\beta_1$		0,85		
	$E_s$	MPa	200.000		
MOMENTO SOLICITANTE	$M_u$ (Momento), Modelo ETABS	kN m	2,45	23,02	20,99
	Combinación de carga		C. LRFD 3) Y_SC_MÁX		
FLEXIÓN	$A_s$ mínimo	$mm^2$	468,61	613,93	779,60
	Nº Barras (superior-inferior)	uni	2	3	4
	$A_s$ (inferior)	$mm^2$	508,94	763,41	1.017,88
	$A'_s$ (superior)	$mm^2$	508,94	763,41	1.017,88
	d	mm	495	649	824
	d'	mm	55	77	77
	c (profundidad eje neutro)	mm	60,91	87,13	96,66
	$\epsilon'_s$ (superior)		0,00029	0,00037	0,00063
	Condición $\epsilon'_s$ (superior)		ACERO NO FLUYE	ACERO NO FLUYE	ACERO NO FLUYE
	$\epsilon_s$ (inferior)		0,0214	0,0193	0,0226
	Condición $\epsilon_s$ (inferior)		ACERO FLUYE	ACERO FLUYE	ACERO FLUYE
	Compresión hormigón	N	165.024,86	236.076,23	261.899,44
	Acero' (superior)	N	23.134,61	46.162,98	114.419,51
	Tracción acero (inferior)	N	188.159,47	282.239,21	376.318,94
	Tracción Total	N	188.159,47	282.239,21	376.318,94
	Compresión Total	N	188.159,47	282.239,21	376.318,94
	Compresión = Tracción	N	0,00	0,00	0,00
	$M_n C_c$	kN m	77,415	144,353	204,915
	$M_n C'_s$	kN m	10,179	26,405	85,471
	$M_n$ c/r Acero más traccionado	kN m	87,59	117,95	290,39
$\phi$		0,9	0,9	0,9	
$\phi M_n$	kN m	78,835	106,153	261,348	
$M_u / \phi M_n$		0,031	0,217	0,080	

		VERIFICACIÓN $\phi M_n > M_u$		Sección resiste momento flector	Sección resiste momento flector	Sección resiste momento flector
TORSIÓN Y CORTE SOLICITANTE	$T_u$ (Torsión), Modelo ETABS	kN m	1,12	1,12	1,12	1,12
	$V_u$ (Corte), Modelo ETABS	kN	11,45	9,38	17,64	
TORSIÓN	Torsión mínima	kN m	1,12			
	$A_{cp}$ (área resiste torsión)	$mm^2$	137.500	181.250	225.000	
	$p_{cp}$ (perim. resiste torsión)	mm	1.600	1.950	2.300	
	$T_{th}$ (Torsión umbral)	kN m	3,798	5,416	7,076	
	$\phi$		0,75			
	$\phi T_{th}$	kN m	2,849	4,062	5,307	
	VERIFICACIÓN $T_u > \phi T_{th\_umbral}$			Se puede despreciar diseño a torsión	Se puede despreciar diseño a torsión	Se puede despreciar diseño a torsión
TORSIÓN Y CORTE	SECCIÓN	$T_{cr}$ (Torsión agrietamiento)	kN m	15,102	21,532	28,132
		$\phi$		0,75		
		$\phi T_{cr}$	kN m	11,327	16,149	21,099
		Torsión mínima	kN m	1,125	1,125	1,125
		$p_h$ (perímetro encerrado estribos)	mm	1.256	1.606	1.956
		$A_{oh}$ (área encerrada estribos)	$mm^2$	76.096	104.796	133.496
		Raíz (Corte y Torsión)	MPa	0,171	0,113	0,112
		$V_c$	N	81.477,89	106.744,26	135.549,58
		$\phi V_c$	kN	61,108	80,058	101,662
		Capacidades Experimentales	MPa	2,411	2,411	2,411
		VERIFICACIÓN TAMAÑO SECCIÓN			Tamaño sección resiste esfuerzos combinados de corte y torsión	Tamaño sección resiste esfuerzos combinados de corte y torsión
	EST RIB OS	Estribos requeridos por Corte	$mm^2/mm$	0,000	0,000	0,000



		Estribos requeridos por Torsión	$mm^2/mm$	0,031	0,023	0,018	
		Estribos requeridos por Corte y Torsión	$mm^2/mm$	0,063	0,046	0,036	
		Estribos mínimos requeridos	$mm^2/mm$	0,237	0,237	0,237	
		Máximo entre estribos requeridos	$mm^2/mm$	0,237			
		Espaciamiento del refuerzo a lo largo de la longitud máximo	mm	157,00	200,75	244,50	
		Espaciamiento del refuerzo a través del ancho máximo	mm	495,00	600,00	600,00	
		Cantidad de piernas	uni	2	2	2	
		Cantidad de piernas existentes	uni	2	2	2	
		Espaciamiento entre estribos existente estructura	mm	250	250	250	
		Diámetro estribo existente estructura	mm	6	6	6	
		Cuantía existente	$mm^2/mm$	0,23	0,23	0,23	
		VERIFICACIÓN ESPACIAMIENTO ESTRIBOS			No cumple espaciamento	No cumple espaciamento	No cumple espaciamento
		VERIFICACIÓN CANTIDAD ESTRIBOS			La cantidad de estribos NO cumple	La cantidad de estribos NO cumple	La cantidad de estribos NO cumple
		TORSIÓN	ENFIERRADURA LONGITUDINAL	$A_l$ (área ref. Long. Resiste torsión)	$mm^2$	39,38	36,57
$A_{l,min}$ (a)	$mm^2$			565,59	760,90	955,00	
$A_{l,min}$ (b)	$mm^2$			456,34	607,42	758,49	
$A_{l,min}$	$mm^2$			456,34			
$A_l$ requerido	$mm^2$			468,61	613,93	779,60	
Diámetro mínimo	mm			11	11	11	
VERIFICACIÓN DIÁMETRO ENFIERRADURA LONGITUDINAL				Cumple diámetro mín.	Cumple diámetro mín.	Cumple diámetro mín.	
Área torsión cara superior	$mm^2$			71,304	58,506	49,603	
Área torsión caras laterales	$mm^2$			313,736	339,332	357,138	

	Área torsión cara inferior	$mm^2$	71,304	58,506	49,603
	Área arriba y abajo viga	$mm^2$	539,91	672,43	829,20
	Área laterales viga	$mm^2$	313,736	339,332	357,138
	Cantidad fierro arriba-abajo	mm	2	2	2
	Diámetro fierro arriba-abajo	mm	18	18	18
	Cantidad fierro laterales	mm	0	2	4
	Diámetro fierro laterales	mm	18	18	18
	Área total arriba-abajo	$mm^2$	508,94	508,94	508,94
	CONDICIÓN CUANTÍA MÍNIMA ARRIBA-ABAJO		No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima
	Área total laterales	$mm^2$	0,00	508,94	1.017,88
	CONDICIÓN CUANTÍA MÍNIMA LATERALES		No cumple cuantía mínima	Cumple cuantía mínima	Cumple cuantía mínima

Tabla A.4.5.3. 4 Verificaciones viga 55-90x25 eje 4, entre ejes J1 y E, 2º nivel, suelo D.

			VIGA 55-90X25 EJE 4, ENTRE EJES J1 Y E		
			2º NIVEL, SUELO D		
			Figura A.4.5.1.7(c)y(d) y A.4.5.1.8(c)y(d)		
			IZQUIERDA	Pto. 3,794m	DERECHA
DATOS VIGA	Altura viga (h)	mm	550		900
	Ancho viga ( $b_w$ )	mm	250		250
	Recubrimiento	mm	40		
	Diámetro Estribo	mm	6		
	Diámetro Barra Longitudinal	mm	18	18	18
	Dist. entre barras	mm	25		
	Largo Barra Longitudinal	m	4,25		
	$f'_c$	MPa	15		
	$f_y$	MPa	369,71		
	$\beta_1$		0,85		
	$E_s$	MPa	200.000		
	MOMENTO SOLICITANTE	$M_u$ (Momento), Modelo ETABS	kN m	2,57	30,06

	Combinación de carga		C. LRFD 3) Y_SD_MÁX		
FLEXIÓN	$A_s$ mínimo	$mm^2$	468,61	613,93	779,60
	Nº Barras (superior-inferior)	uni	2	3	4
	$A_s$ (inferior)	$mm^2$	508,94	763,41	1.017,88
	$A'_s$ (superior)	$mm^2$	508,94	763,41	1.017,88
	d	mm	495	649	824
	d'	mm	55	77	77
	c (profundidad eje neutro)	mm	60,91	87,13	96,66
	$\epsilon'_s$ (superior)		0,00029	0,00037	0,00063
	Condición $\epsilon'_s$ (superior)		ACERO NO FLUYE	ACERO NO FLUYE	ACERO NO FLUYE
	$\epsilon_s$ (inferior)		0,0214	0,0193	0,0226
	Condición $\epsilon_s$ (inferior)		ACERO FLUYE	ACERO FLUYE	ACERO FLUYE
	Compresión hormigón	N	165.024,86	236.076,23	261.899,44
	Acero' (superior)	N	23.134,61	46.162,98	114.419,51
	Tracción acero (inferior)	N	188.159,47	282.239,21	376.318,94
	Tracción Total	N	188.159,47	282.239,21	376.318,94
	Compresión Total	N	188.159,47	282.239,21	376.318,94
	Compresión = Tracción	N	0,00	0,00	0,00
	$M_n C_c$	kN m	77,415	144,353	204,915
	$M_n C'_s$	kN m	10,179	26,405	85,471
	$M_n$ c/r Acero más traccionado	kN m	87,59	117,95	290,39
	$\emptyset$		0,9	0,9	0,9
	$\emptyset M_n$	kN m	78,835	106,153	261,348
	$M_u / \emptyset M_n$		0,033	0,283	0,113
			Sección resiste momento flector	Sección resiste momento flector	Sección resiste momento flector
TORSIÓN Y CORTE SOLICITANTE	$T_u$ (Torsión), Modelo ETABS	kN m	1,33	1,33	1,33
	$V_u$ (Corte), Modelo ETABS	kN	8,12	16,71	20,97
TORSIÓN N	Torsión mínima	kN m	1,33		
	$A_{cp}$ (área resiste torsión)	$mm^2$	137.500	181.250	225.000

		$p_{cp}$ (perim. resiste torsión)	mm	1.600	1.950	2.300
		$T_{th}$ (Torsión umbral)	kN m	3,798	5,416	7,076
		$\emptyset$		0,75		
		$\emptyset T_{th}$	kN m	2,849	4,062	5,307
		VERIFICACIÓN $T_u > \emptyset T_{th\_umbral}$		Se puede despreciar diseño a torsión	Se puede despreciar diseño a torsión	Se puede despreciar diseño a torsión
TORSIÓN Y CORTE	SECCIÓN	$T_{cr}$ (Torsión agrietamiento)	kN m	15,102	21,532	28,132
		$\emptyset$		0,75		
		$\emptyset T_{cr}$	kN m	11,327	16,149	21,099
		Torsión mínima	kN m	1,331	1,331	1,331
		$p_h$ (perímetro encerrado estribos)	mm	1.256	1.606	1.956
		$Ao_h$ (área encerrada estribos)	$mm^2$	76.096	104.796	133.496
		Raíz (Corte y Torsión)	MPa	0,182	0,154	0,133
		$V_c$	N	81.477,89	106.744,26	135.549,58
		$\emptyset V_c$	kN	61,108	80,058	101,662
		Capacidades Experimentales	MPa	2,411	2,411	2,411
		VERIFICACIÓN TAMAÑO SECCIÓN			Tamaño sección resiste esfuerzos combinados de corte y torsión	Tamaño sección resiste esfuerzos combinados de corte y torsión
	ESTRIBOS	Estribos requeridos por Corte	$mm^2/mm$	0,000	0,000	0,000
		Estribos requeridos por Torsión	$mm^2/mm$	0,037	0,027	0,021
		Estribos requeridos por Corte y Torsión	$mm^2/mm$	0,074	0,054	0,042
		Estribos mínimos requeridos	$mm^2/mm$	0,237	0,237	0,237

		Máximo entre estribos requeridos	$mm^2/mm$	0,237			
		Espaciamiento del refuerzo a lo largo de la longitud máximo	mm	157,00	200,75	244,50	
		Espaciamiento del refuerzo a través del ancho máximo	mm	495,00	600,00	600,00	
		Cantidad de piernas	uni	2	2	2	
		Cantidad de piernas existentes	uni	2	2	2	
		Espaciamiento entre estribos existente estructura	mm	250	250	250	
		Diámetro estribo existente estructura	mm	6	6	6	
		Cuantía existente	$mm^2/mm$	0,23	0,23	0,23	
		VERIFICACIÓN ESPACIAMIENTO ESTRIBOS		No cumple espaciamento	No cumple espaciamento	No cumple espaciamento	
		VERIFICACIÓN CANTIDAD ESTRIBOS		La cantidad de estribos NO cumple	La cantidad de estribos NO cumple	La cantidad de estribos NO cumple	
TORSIÓN	ENFIERRADURA LONGITUDINAL	$A_l$ (área ref. Long. Resiste torsión)	$mm^2$	46,59	43,26	41,36	
		$A_{l,min}$ (a)	$mm^2$	558,38	754,21	948,60	
		$A_{l,min}$ (b)	$mm^2$	456,34	607,42	758,49	
		$A_{l,min}$	$mm^2$	456,34			
		$A_l$ requerido	$mm^2$	468,61	613,93	779,60	
		Diámetro mínimo	mm	11	11	11	
		VERIFICACIÓN DIÁMETRO ENFIERRADURA LONGITUDINAL			Cumple diámetro mín.	Cumple diámetro mín.	Cumple diámetro mín.
		Área torsión cara superior	$mm^2$	71,304	58,506	49,603	
		Área torsión caras laterales	$mm^2$	313,736	339,332	357,138	
		Área torsión cara inferior	$mm^2$	71,304	58,506	49,603	

	Área arriba y abajo viga	$mm^2$	539,91	672,43	829,20
	Área laterales viga	$mm^2$	313,736	339,332	357,138
	Cantidad fierro arriba-abajo	mm	2	2	2
	Diámetro fierro arriba-abajo	mm	18	18	18
	Cantidad fierro laterales	mm	0	2	4
	Diámetro fierro laterales	mm	18	18	18
	Área total arriba-abajo	$mm^2$	508,94	508,94	508,94
	CONDICIÓN CUANTÍA MÍNIMA ARRIBA-ABAJO		No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima
	Área total laterales	$mm^2$	0,00	508,94	1.017,88
	CONDICIÓN CUANTÍA MÍNIMA LATERALES		No cumple cuantía mínima	Cumple cuantía mínima	Cumple cuantía mínima

Tabla A.4.5.3. 5 Verificaciones viga 50x30 eje 4, entre ejes E y C, 2° nivel, suelo C.

		VIGA 50X30 EJE 4, ENTRE EJES E Y C			
		2° NIVEL, SUELO C			
		Figuras A.4.5.1.4(a) y A.4.5.1.6(a)(a)			
		IZQUIERDA	Pto. 0,905m	DERECHA	
DATOS VIGA	Altura viga (h)	mm	500		500
	Ancho viga ( $b_w$ )	mm	300		300
	Recubrimiento	mm	40		
	Diámetro Estribo	mm	6		
	Diámetro Barra Longitudinal	mm	18	18	18
	Dist. entre barras	mm	25		
	Largo Barra Longitudinal	m	3,46		
	$f'_c$	MPa	15		
	$f_y$	MPa	369,71		
	$\beta_1$		0,85		
$E_s$	MPa	200.000			
MOMENTO SOLICITANTE	$M_u$ (Momento), Modelo ETABS	kN m	2,47	12,74	5,26
	Combinación de carga		C. LRFD 3) Y_SC_MÍN		
FLEXIÓN	$A_s$ mínimo	$mm^2$	505,53	505,53	505,53
	N° Barras (superior-inferior)	uni	2	2	2

	$A_s$ (inferior)	$mm^2$	508,94	508,94	508,94
	$A'_s$ (superior)	$mm^2$	508,94	508,94	508,94
	d	mm	445	445	445
	d'	mm	55	55	55
	c (profundidad eje neutro)	mm	56,84	56,84	56,84
	$\epsilon'_s$ (superior)		0,00010	0,00010	0,00010
	Condición $\epsilon'_s$ (superior)		ACERO NO FLUYE	ACERO NO FLUYE	ACERO NO FLUYE
	$\epsilon_s$ (inferior)		0,0205	0,0205	0,0205
	Condición $\epsilon_s$ (inferior)		ACERO FLUYE	ACERO FLUYE	ACERO FLUYE
	Compresión hormigón	N	184.786,55	184.786,55	184.786,55
	Acero' (superior)	N	3.372,92	3.372,92	3.372,92
	Tracción acero (inferior)	N	188.159,47	188.159,47	188.159,47
	Tracción Total	N	188.159,47	188.159,47	188.159,47
	Compresión Total	N	188.159,47	188.159,47	188.159,47
	Compresión = Tracción	N	0,00	0,00	0,00
	$M_n C_c$	kN m	77,766	77,766	77,766
	$M_n C'_s$	kN m	1,315	1,315	1,315
	$M_n$ c/r Acero más traccionado	kN m	79,08	76,45	79,08
	$\emptyset$		0,9	0,9	0,9
	$\emptyset M_n$	kN m	71,174	68,806	71,174
	$M_u / \emptyset M_n$		0,035	0,185	0,074
	VERIFICACIÓN $\emptyset M_n > M_u$		Sección resiste momento flector	Sección resiste momento flector	Sección resiste momento flector
TORSIÓN Y CORTE SOLICITANTE	$T_u$ (Torsión), Modelo ETABS	kN m	0,09	0,12	0,55
	$V_u$ (Corte), Modelo ETABS	kN	6,17	10,77	2,05
TORSIÓN	Torsión mínima	kN m	0,09		
	$A_{cp}$ (área resiste torsión)	$mm^2$	150.000	150.000	150.000
	$p_{cp}$ (perim. resiste torsión)	mm	1.600	1.600	1.600
	$T_{th}$ (Torsión umbral)	kN m	4,520	4,520	4,520
	$\emptyset$		0,75		
	$\emptyset T_{th}$	kN m	3,390	3,390	3,390

		VERIFICACIÓN $T_u > \phi T_{th\_umbral}$		Se puede despreciar diseño a torsión	Se puede despreciar diseño a torsión	Se puede despreciar diseño a torsión
TORSIÓN Y CORTE	SECCIÓN	$T_{cr}$ (Torsión agrietamiento)	kN m	17,973	17,973	17,973
		$\phi$		0,75		
		$\phi T_{cr}$	kN m	13,480	13,480	13,480
		Torsión mínima	kN m	0,087	0,116	0,550
		$p_h$ (perímetro encerrado estribos)	mm	1.256	1.256	1.256
		$Ao_h$ (área encerrada estribos)	mm <sup>2</sup>	88.596	88.596	88.596
		Raíz (Corte y Torsión)	MPa	0,047	0,081	0,054
		$V_c$	N	87.897,36	87.897,36	87.897,36
		$\phi V_c$	kN	65,923	65,923	65,923
		Capacidades Experimentales	MPa	2,411	2,411	2,411
		VERIFICACIÓN TAMAÑO SECCIÓN			Tamaño sección resiste esfuerzos combinados de corte y torsión	Tamaño sección resiste esfuerzos combinados de corte y torsión
	ESTRIBOS	Estribos requeridos por Corte	mm <sup>2</sup> /mm	0,000	0,000	0,000
		Estribos requeridos por Torsión	mm <sup>2</sup> /mm	0,002	0,003	0,013
		Estribos requeridos por Corte y Torsión	mm <sup>2</sup> /mm	0,004	0,006	0,026
		Estribos mínimos requeridos	mm <sup>2</sup> /mm	0,284	0,284	0,284
		Máximo entre estribos requeridos	mm <sup>2</sup> /mm	0,284		
		Espaciamiento del refuerzo a lo largo de la longitud máximo	mm	157,00	157,00	157,00
		Espaciamiento del refuerzo a través del ancho máximo	mm	445,00	445,00	445,00



		Cantidad de piernas	uni	2	2	2	
		Cantidad de piernas existentes	uni	2	2	2	
		Espaciamiento entre estribos existente estructura	mm	250	250	250	
		Diámetro estribo existente estructura	mm	6	6	6	
		Cuántía existente	mm <sup>2</sup> /mm	0,23	0,23	0,23	
		VERIFICACIÓN ESPACIAMIENTO ESTRIBOS			No cumple espaciamento	No cumple espaciamento	No cumple espaciamento
		VERIFICACIÓN CANTIDAD ESTRIBOS			La cantidad de estribos NO cumple	La cantidad de estribos NO cumple	La cantidad de estribos NO cumple
TORSIÓN	ENFIERRADURA LONGITUDINAL	$A_l$ (área ref. Long. Resiste torsión)	mm <sup>2</sup>	2,62	3,47	16,54	
		$A_{l,min}$ (a)	mm <sup>2</sup>	657,35	656,50	643,43	
		$A_{l,min}$ (b)	mm <sup>2</sup>	481,62	481,62	481,62	
		$A_{l,min}$	mm <sup>2</sup>	481,62			
		$A_l$ requerido	mm <sup>2</sup>	505,53	505,53	505,53	
		Diámetro mínimo	mm	11	11	11	
		VERIFICACIÓN DIÁMETRO ENFIERRADURA LONGITUDINAL			Cumple diámetro mín.	Cumple diámetro mín.	Cumple diámetro mín.
		Área torsión cara superior	mm <sup>2</sup>	90,303	90,303	90,303	
		Área torsión caras laterales	mm <sup>2</sup>	301,009	301,009	301,009	
		Área torsión cara inferior	mm <sup>2</sup>	90,303	90,303	90,303	
		Área arriba y abajo viga	mm <sup>2</sup>	595,83	595,83	595,83	
		Área laterales viga	mm <sup>2</sup>	301,009	301,009	301,009	
		Cantidad fierro arriba-abajo	mm	2	2	2	
		Diámetro fierro arriba-abajo	mm	18	18	18	
Cantidad fierro laterales	mm	0	0	0			
Diámetro fierro laterales	mm	18	18	18			

	Área total arriba-abajo	mm <sup>2</sup>	508,94	508,94	508,94
	CONDICIÓN CUANTÍA MÍNIMA ARRIBA-ABAJO		No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima
	Área total laterales	mm <sup>2</sup>	0,00	0,00	0,00
	CONDICIÓN CUANTÍA MÍNIMA LATERALES		No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima

Tabla A.4.5.3. 6 Verificaciones viga 50x30 eje 4, entre ejes E y C, 2º nivel, suelo D.

		VIGA 50X30 EJE 4, ENTRE EJES E Y C			
		2º NIVEL, SUELO D			
		Figuras A.4.5.1.4(a) y A.4.5.1.6(a)(a)			
		IZQUIERDA	Pto. 0,905m	DERECHA	
DATOS VIGA	Altura viga (h)	mm	500		500
	Ancho viga ( $b_w$ )	mm	300		300
	Recubrimiento	mm	40		
	Diámetro Estribo	mm	6		
	Diámetro Barra Longitudinal	mm	18	18	18
	Dist. entre barras	mm	25		
	Largo Barra Longitudinal	m	3,46		
	$f'_c$	MPa	15		
	$f_y$	MPa	369,71		
	$\beta_1$		0,85		
	$E_s$	MPa	200.000		
MOMENTO SOLICITANTE	$M_u$ (Momento), Modelo ETABS	kN m	3,18	18,07	6,16
	Combinación de carga		C. LRFD 3) Y_SD_MÍN		
FLEXIÓN	$A_s$ mínimo	mm <sup>2</sup>	505,53	505,53	505,53
	Nº Barras (superior-inferior)	uni	2	2	2
	$A_s$ (inferior)	mm <sup>2</sup>	508,94	508,94	508,94
	$A'_s$ (superior)	mm <sup>2</sup>	508,94	508,94	508,94
	d	mm	445	445	445
	d'	mm	55	55	55
	c (profundidad eje neutro)	mm	56,84	56,84	56,84
	$\epsilon'_s$ (superior)		0,00010	0,00010	0,00010
	Condición $\epsilon'_s$ (superior)		ACERO NO FLUYE	ACERO NO FLUYE	ACERO NO FLUYE
	$\epsilon_s$ (inferior)		0,0205	0,0205	0,0205

		Condición $\epsilon_s$ (inferior)		ACERO FLUYE	ACERO FLUYE	ACERO FLUYE
		Compresión hormigón	N	184.786,55	184.786,55	184.786,55
		Acero' (superior)	N	3.372,92	3.372,92	3.372,92
		Tracción acero (inferior)	N	188.159,47	188.159,47	188.159,47
		Tracción Total	N	188.159,47	188.159,47	188.159,47
		Compresión Total	N	188.159,47	188.159,47	188.159,47
		Compresión = Tracción	N	0,00	0,00	0,00
		$M_n C_c$	kN m	77,766	77,766	77,766
		$M_n C'_s$	kN m	1,315	1,315	1,315
		$M_n$ c/r Acero más traccionado	kN m	79,08	76,45	79,08
		$\emptyset$		0,9	0,9	0,9
		$\emptyset M_n$	kN m	71,174	68,806	71,174
		$M_u / \emptyset M_n$		0,045	0,263	0,086
		VERIFICACIÓN $\emptyset M_n > M_u$		Sección resiste momento flector	Sección resiste momento flector	Sección resiste momento flector
TORSIÓN Y CORTE SOLICITANTE		$T_u$ (Torsión), Modelo ETABS	kN m	0,15	0,18	0,69
		$V_u$ (Corte), Modelo ETABS	kN	9,38	27,23	2,94
TORSIÓN		Torsión mínima	kN m	0,15		
		$A_{cp}$ (área resiste torsión)	$mm^2$	150.000	150.000	150.000
		$p_{cp}$ (perim. resiste torsión)	mm	1.600	1.600	1.600
		$T_{th}$ (Torsión umbral)	kN m	4,520	4,520	4,520
		$\emptyset$		0,75		
		$\emptyset T_{th}$	kN m	3,390	3,390	3,390
		VERIFICACIÓN $T_u > \emptyset T_{th\_umbral}$			Se puede despreciar diseño a torsión	Se puede despreciar diseño a torsión
TORSIÓN Y CORTE	SECCIÓN	$T_{cr}$ (Torsión agrietamiento)	kN m	17,973	17,973	17,973
		$\emptyset$		0,75		
		$\emptyset T_{cr}$	kN m	13,480	13,480	13,480
		Torsión mínima	kN m	0,149	0,184	0,691

		$p_h$ (perímetro encerrado estribos)	mm	1.256	1.256	1.256	
		$Ao_h$ (área encerrada estribos)	$mm^2$	88.596	88.596	88.596	
		Raíz (Corte y Torsión)	MPa	0,072	0,205	0,069	
		$V_c$	N	87.897,36	87.897,36	87.897,36	
		$\emptyset V_c$	kN	65,923	65,923	65,923	
		Capacidades Experimentales	MPa	2,411	2,411	2,411	
		VERIFICACIÓN TAMAÑO SECCIÓN		Tamaño sección resiste esfuerzos combinados de corte y torsión	Tamaño sección resiste esfuerzos combinados de corte y torsión	Tamaño sección resiste esfuerzos combinados de corte y torsión	
ESTRIBOS		Estribos requeridos por Corte	$mm^2/mm$	0,000	0,000	0,000	
		Estribos requeridos por Torsión	$mm^2/mm$	0,004	0,004	0,017	
		Estribos requeridos por Corte y Torsión	$mm^2/mm$	0,007	0,009	0,033	
		Estribos mínimos requeridos	$mm^2/mm$	0,284	0,284	0,284	
		Máximo entre estribos requeridos	$mm^2/mm$	0,284			
		Espaciamiento del refuerzo a lo largo de la longitud máximo	mm	157,00	157,00	157,00	
		Espaciamiento del refuerzo a través del ancho máximo	mm	445,00	445,00	445,00	
		Cantidad de piernas	uni	2	2	2	
		Cantidad de piernas existentes	uni	2	2	2	
		Espaciamiento entre estribos existente estructura	mm	250	250	250	
		Diámetro estribo existente estructura	mm	6	6	6	
		Cuantía existente	$mm^2/mm$	0,23	0,23	0,23	
		VERIFICACIÓN ESPACIAMIENTO ESTRIBOS			No cumple espaciamento	No cumple espaciamento	No cumple espaciamento

		VERIFICACIÓN CANTIDAD ESTRIBOS	La cantidad de estribos NO cumple	La cantidad de estribos NO cumple	La cantidad de estribos NO cumple	
TORSIÓN	ENFIERRADURA LONGITUDINAL	$A_l$ (área ref. Long. Resiste torsión)	$mm^2$	4,49	5,54	20,77
		$A_{l,min}$ (a)	$mm^2$	655,48	654,43	639,20
		$A_{l,min}$ (b)	$mm^2$	481,62	481,62	481,62
		$A_{l,min}$	$mm^2$	481,62		
		$A_l$ requerido	$mm^2$	505,53	505,53	505,53
		Diámetro mínimo	mm	11	11	11
		VERIFICACIÓN DIÁMETRO ENFIERRADURA LONGITUDINAL		Cumple diámetro mín.	Cumple diámetro mín.	Cumple diámetro mín.
		Área torsión cara superior	$mm^2$	90,303	90,303	90,303
		Área torsión caras laterales	$mm^2$	301,009	301,009	301,009
		Área torsión cara inferior	$mm^2$	90,303	90,303	90,303
		Área arriba y abajo viga	$mm^2$	595,83	595,83	595,83
		Área laterales viga	$mm^2$	301,009	301,009	301,009
		Cantidad fierro arriba-abajo	mm	2	2	2
		Diámetro fierro arriba-abajo	mm	18	18	18
		Cantidad fierro laterales	mm	0	0	0
		Diámetro fierro laterales	mm	18	18	18
		Área total arriba-abajo	$mm^2$	508,94	508,94	508,94
		CONDICIÓN CUANTÍA MÍNIMA ARRIBA-ABAJO		No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima
		Área total laterales	$mm^2$	0,00	0,00	0,00
		CONDICIÓN CUANTÍA MÍNIMA LATERALES		No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima

Tabla A.4.5.3. 7 Verificaciones viga 40x30 eje 4, entre ejes E y C, 1º nivel.

<b>VIGA 40X30 EJE 4, ENTRE EJES E Y C</b>
<b>1º NIVEL, SUELO D</b>
Figuras A.4.5.1.4(b) y A.4.5.1.6(a)(b)

			IZQUIERDA	Pto. 0,905m	DERECHA
DATOS VIGA	Altura viga (h)	mm	400		400
	Ancho viga ( $b_w$ )	mm	300		300
	Recubrimiento	mm	40		
	Diámetro Estribo	mm	6		
	Diámetro Barra Longitudinal	mm	16	16	16
	Dist. entre barras	mm	25		
	Largo Barra Longitudinal	m	3,46		
	$f'_c$	MPa	15		
	$f_y$	MPa	369,71		
	$\beta_1$		0,85		
	$E_s$	MPa	200.000		
MOMENTO SOLICITANTE	$M_u$ (Momento), Modelo ETABS	kN m	1,72	3,98	3,06
	Combinación de carga		C. LRFD 2)		
FLEXIÓN	$A_s$ mínimo	$mm^2$	393,06	393,06	393,06
	Nº Barras (superior-inferior)	uni	2	2	2
	$A_s$ (inferior)	$mm^2$	402,12	402,12	402,12
	$A'_s$ (superior)	$mm^2$	402,12	402,12	402,12
	d	mm	346	346	346
	d'	mm	54	54	54
	c (profundidad eje neutro)	mm	50,64	50,64	50,64
	$\epsilon'_s$ (superior)		0,00020	0,00020	0,00020
	Condición $\epsilon'_s$ (superior)		ACERO NO FLUYE	ACERO NO FLUYE	ACERO NO FLUYE
	$\epsilon_s$ (inferior)		0,0175	0,0175	0,0175
	Condición $\epsilon_s$ (inferior)		ACERO FLUYE	ACERO FLUYE	ACERO FLUYE
	Compresión hormigón	N	164.656,82	164.656,82	164.656,82
	Acero' (superior)	N	15.987,60	15.987,60	15.987,60
	Tracción acero (inferior)	N	148.669,21	148.669,21	148.669,21
	Tracción Total	N	164.656,82	164.656,82	164.656,82
	Compresión Total	N	164.656,82	164.656,82	164.656,82
	Compresión = Tracción	N	0,00	0,00	0,00
	$M_n C_c$	kN m	53,427	53,427	53,427
	$M_n C'_s$	kN m	4,668	4,668	4,668
$M_n$ c/r Acero más traccionado	kN m	48,76	48,76	48,76	

		$\emptyset$		0,9	0,9	0,9
		$\emptyset M_n$	kN m	43,883	43,883	43,883
		$M_u / \emptyset M_n$		0,039	0,091	0,070
		VERIFICACIÓN $\emptyset M_n > M_u$		Sección resiste momento flector	Sección resiste momento flector	Sección resiste momento flector
TORSIÓN Y CORTE SOLICITANTE		$T_u$ (Torsión), Modelo ETABS	kN m	2,04	2,72	3,13
		$V_u$ (Corte), Modelo ETABS	kN	3,96	9,96	10,98
TORSIÓN		Torsión mínima	kN m	2,04		
		$A_{cp}$ (área resiste torsión)	$mm^2$	120.000	120.000	120.000
		$p_{cp}$ (perim. resiste torsión)	mm	1.400	1.400	1.400
		$T_{th}$ (Torsión umbral)	kN m	3,306	3,306	3,306
		$\emptyset$		0,75		
		$\emptyset T_{th}$	kN m	2,480	2,480	2,480
		VERIFICACIÓN $T_u > \emptyset T_{th\_umbral}$		Se puede despreciar diseño a torsión	No se puede despreciar diseño a torsión	No se puede despreciar diseño a torsión
TORSIÓN Y CORTE	SECCIÓN	$T_{cr}$ (Torsión agrietamiento)	kN m	13,146	13,146	13,146
		$\emptyset$		0,75		
		$\emptyset T_{cr}$	kN m	9,860	9,860	9,860
		Torsión mínima	kN m	2,041	2,723	3,133
		$p_h$ (perímetro encerrado estribos)	mm	1.056	1.056	1.056
		$A_{o_h}$ (área encerrada estribos)	$mm^2$	67.196	67.196	67.196
		Raíz (Corte y Torsión)	MPa	0,283	0,387	0,444
		$V_c$	N	68.342,66	68.342,66	68.342,66
		$\emptyset V_c$	kN	51,257	51,257	51,257
		Capacidades Experimentales	MPa	2,411	2,411	2,411
		VERIFICACIÓN TAMAÑO SECCIÓN		Tamaño sección resiste esfuerzos combinados de corte y torsión	Tamaño sección resiste esfuerzos combinados de corte y torsión	Tamaño sección resiste esfuerzos combinados de corte y torsión

	ESTRIBOS	Estribos requeridos por Corte	$mm^2/mm$	0,000	0,000	0,000
		Estribos requeridos por Torsión	$mm^2/mm$	0,064	0,086	0,099
		Estribos requeridos por Corte y Torsión	$mm^2/mm$	0,129	0,172	0,198
		Estribos mínimos requeridos	$mm^2/mm$	0,284	0,284	0,284
		Máximo entre estribos requeridos	$mm^2/mm$	0,284		
		Espaciamiento del refuerzo a lo largo de la longitud máximo	mm	132,00	132,00	132,00
		Espaciamiento del refuerzo a través del ancho máximo	mm	346,00	346,00	346,00
		Cantidad de piernas	uni	2	2	2
		Cantidad de piernas existentes	uni	2	2	2
		Espaciamiento entre estribos existente estructura	mm	250	250	250
		Diámetro estribo existente estructura	mm	6	6	6
		Cuantía existente	$mm^2/mm$	0,23	0,23	0,23
		VERIFICACIÓN ESPACIAMIENTO ESTRIBOS		No cumple espaciamento	No cumple espaciamento	No cumple espaciamento
		VERIFICACIÓN CANTIDAD ESTRIBOS		La cantidad de estribos NO cumple	La cantidad de estribos NO cumple	La cantidad de estribos NO cumple
		TORSIÓN	ENFIERRADURA LONGITUDINAL	$A_l$ (área ref. Long. Resiste torsión)	$mm^2$	68,04
$A_{l,min}$ (a)	$mm^2$			459,94	437,20	423,53
$A_{l,min}$ (b)	$mm^2$			378,02	378,02	378,02
$A_{l,min}$	$mm^2$			378,02		
$A_l$ requerido	$mm^2$			393,06	393,06	393,06
Diámetro mínimo	mm			11	11	11
VERIFICACIÓN DIÁMETRO ENFIERRADURA LONGITUDINAL				Cumple diámetro mín.	Cumple diámetro mín.	Cumple diámetro mín.
Área torsión cara superior	$mm^2$			81,005	81,005	81,005
Área torsión caras laterales	$mm^2$			216,012	216,012	216,012



	Área torsión cara inferior	$mm^2$	81,005	81,005	81,005
	Área arriba y abajo viga	$mm^2$	474,07	474,07	474,07
	Área laterales viga	$mm^2$	216,012	216,012	216,012
	Cantidad fierro arriba-abajo	mm	2	2	2
	Diámetro fierro arriba-abajo	mm	16	16	16
	Cantidad fierro laterales	mm	0	0	0
	Diámetro fierro laterales	mm	16	16	16
	Área total arriba-abajo	$mm^2$	402,12	402,12	402,12
	CONDICIÓN CUANTÍA MÍNIMA ARRIBA-ABAJO		No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima
	Área total laterales	$mm^2$	0,00	0,00	0,00
	CONDICIÓN CUANTÍA MÍNIMA LATERALES		No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima

Tabla A.4.5.3. 8 Verificaciones viga 50x25 eje E, entre ejes 5 y 4, 2° nivel, suelo C.

		<b>VIGA 50X25 EJE E, ENTRE EJES 5 Y 4</b>			
		<b>2° NIVEL, SUELO C</b>			
		Figuras A.4.5.1.5 y A.4.5.1.6(b)			
		IZQUIERDA	CENTRO	DERECHA	
DATOS VIGA	Altura viga (h)	mm	500		500
	Ancho viga ( $b_w$ )	mm	250		250
	Recubrimiento	mm	40		
	Diámetro Estribo	mm	6		
	Diámetro Barra Longitudinal	mm	18	18	18
	Dist. entre barras	mm	25		
	Largo Barra Longitudinal	m	3,00		
	$f'_c$	MPa	15		
	$f_y$	MPa	369,71		
	$\beta_1$		0,85		
	$E_s$	MPa	200.000		
MOMENTO SOLICITANTE	$M_u$ (Momento), Modelo ETABS	kN m	6,42	1,21	4,39
	Combinación de carga		C. LRFD 3) X_SC_MÍN		

FLEXIÓN	$A_s$ mínimo	$mm^2$	421,28	421,28	421,28
	Nº Barras (superior-inferior)	uni	2	2	2
	$A_s$ (inferior)	$mm^2$	508,94	508,94	508,94
	$A'_s$ (superior)	$mm^2$	508,94	508,94	508,94
	d	mm	445	445	445
	d'	mm	55	55	55
	c (profundidad eje neutro)	mm	60,91	60,91	60,91
	$\epsilon'_s$ (superior)		0,00029	0,00029	0,00029
	Condición $\epsilon'_s$ (superior)		ACERO NO FLUYE	ACERO NO FLUYE	ACERO NO FLUYE
	$\epsilon_s$ (inferior)		0,0189	0,0189	0,0189
	Condición $\epsilon_s$ (inferior)		ACERO FLUYE	ACERO FLUYE	ACERO FLUYE
	Compresión hormigón	N	165.024,86	165.024,86	165.024,86
	Acero' (superior)	N	23.134,61	23.134,61	23.134,61
	Tracción acero (inferior)	N	188.159,47	188.159,47	188.159,47
	Tracción Total	N	188.159,47	188.159,47	188.159,47
	Compresión Total	N	188.159,47	188.159,47	188.159,47
	Compresión = Tracción	N	0,00	0,00	0,00
	$M_n C_c$	kN m	69,164	69,164	69,164
	$M_n C'_s$	kN m	9,022	9,022	9,022
	$M_n$ c/r Acero más traccionado	kN m	78,19	60,14	78,19
	$\phi$		0,9	0,9	0,9
	$\phi M_n$	kN m	70,368	54,128	70,368
	$M_u / \phi M_n$		0,091	0,022	0,062
		VERIFICACIÓN $\phi M_n > M_u$	Sección resiste momento flector	Sección resiste momento flector	Sección resiste momento flector
TORSIÓN Y CORTE SOLICITANTE	$T_u$ (Torsión), Modelo ETABS	kN m	0,25	0,25	0,25
	$V_u$ (Corte), Modelo ETABS	kN	8,15	3,49	1,09
TORSIÓN	Torsión mínima	kN m	0,25		
	$A_{cp}$ (área resiste torsión)	$mm^2$	125.000	125.000	125.000
	$p_{cp}$ (perim. resiste torsión)	mm	1.500	1.500	1.500

		$T_{th}$ (Torsión umbral)	kN m	3,349	3,349	3,349					
		$\emptyset$		0,75							
		$\emptyset T_{th}$	kN m	2,511	2,511	2,511					
		VERIFICACIÓN $T_u > \emptyset T_{th\_umbral}$		Se puede despreciar diseño a torsión	Se puede despreciar diseño a torsión	Se puede despreciar diseño a torsión					
TORSIÓN Y CORTE		SECCIÓN									
							$T_{cr}$ (Torsión agrietamiento)	kN m	13,313	13,313	13,313
							$\emptyset$		0,75		
							$\emptyset T_{cr}$	kN m	9,985	9,985	9,985
							Torsión mínima	kN m	0,249	0,249	0,249
							$p_h$ (perímetro encerrado estribos)	mm	1.156	1.156	1.156
							$Ao_h$ (área encerrada estribos)	$mm^2$	67.896	67.896	67.896
							Raíz (Corte y Torsión)	MPa	0,082	0,048	0,038
							$V_c$	N	73.247,80	73.247,80	73.247,80
							$\emptyset V_c$	kN	54,936	54,936	54,936
							Capacidades Experimentales	MPa	2,411	2,411	2,411
		VERIFICACIÓN TAMAÑO SECCIÓN		Tamaño sección resiste esfuerzos combinados de corte y torsión	Tamaño sección resiste esfuerzos combinados de corte y torsión	Tamaño sección resiste esfuerzos combinados de corte y torsión					
		ESTRIBOS		Estribos requeridos por Corte	$mm^2/mm$	0,000	0,000	0,000			
Estribos requeridos por Torsión	$mm^2/mm$			0,008	0,008	0,008					
Estribos requeridos por Corte y Torsión	$mm^2/mm$			0,016	0,016	0,016					
Estribos mínimos requeridos	$mm^2/mm$			0,237	0,237	0,237					
Máximo entre estribos requeridos	$mm^2/mm$			0,237							
Espaciamiento del refuerzo a lo largo de la longitud máximo	mm			144,50	144,50	144,50					
Espaciamiento del refuerzo a través del ancho máximo	mm			445,00	445,00	445,00					

		Cantidad de piernas	uni	2	2	2	
		Cantidad de piernas existentes	uni	2	2	2	
		Espaciamiento entre estribos existente estructura	mm	250	250	250	
		Diámetro estribo existente estructura	mm	6	6	6	
		Cuantía existente	mm <sup>2</sup> /mm	0,23	0,23	0,23	
		VERIFICACIÓN ESPACIAMIENTO ESTRIBOS		No cumple espaciamento	No cumple espaciamento	No cumple espaciamento	
		VERIFICACIÓN CANTIDAD ESTRIBOS		La cantidad de estribos NO cumple	La cantidad de estribos NO cumple	La cantidad de estribos NO cumple	
	TORSIÓN	ENFIERRADURA LONGITUDINAL	$A_l$ (área ref. Long. Resiste torsión)	mm <sup>2</sup>	8,98	8,98	8,98
			$A_{l,min}$ (a)	mm <sup>2</sup>	541,00	541,00	541,00
			$A_{l,min}$ (b)	mm <sup>2</sup>	413,18	413,18	413,18
			$A_{l,min}$	mm <sup>2</sup>	413,18		
			$A_l$ requerido	mm <sup>2</sup>	421,28	421,28	421,28
			Diámetro mínimo	mm	11	11	11
			VERIFICACIÓN DIÁMETRO ENFIERRADURA LONGITUDINAL		Cumple diámetro mín.	Cumple diámetro mín.	Cumple diámetro mín.
Área torsión cara superior			mm <sup>2</sup>	68,863	68,863	68,863	
Área torsión caras laterales			mm <sup>2</sup>	275,453	275,453	275,453	
Área torsión cara inferior			mm <sup>2</sup>	68,863	68,863	68,863	
Área arriba y abajo viga			mm <sup>2</sup>	490,14	490,14	490,14	
Área laterales viga			mm <sup>2</sup>	275,453	275,453	275,453	
Cantidad fierro arriba-abajo			mm	2	2	2	
Diámetro fierro arriba-abajo			mm	18	18	18	
Cantidad fierro laterales	mm	0	0	0			
Diámetro fierro laterales	mm	18	18	18			
Área total arriba-abajo	mm <sup>2</sup>	508,94	508,94	508,94			

		CONDICIÓN CUANTÍA MÍNIMA ARRIBA-ABAJO	Cumple cuantía mínima	Cumple cuantía mínima	Cumple cuantía mínima
	Área total laterales	$mm^2$	0,00	0,00	0,00
		CONDICIÓN CUANTÍA MÍNIMA LATERALES	No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima

Tabla A.4.5.3. 9 Verificaciones viga 50x25 eje E, entre ejes 5 y 4, 2° nivel, suelo D.

		VIGA 50X25 EJE E, ENTRE EJES 5 Y 4			
		2° NIVEL, SUELO D			
		Figuras A.4.5.1.5 y A.4.5.1.6(b)			
		IZQUIERDA	CENTRO	DERECHA	
DATOS VIGA	Altura viga (h)	mm	500		500
	Ancho viga ( $b_w$ )	mm	250		250
	Recubrimiento	mm	40		
	Diámetro Estribo	mm	6		
	Diámetro Barra Longitudinal	mm	18	18	18
	Dist. entre barras	mm	25		
	Largo Barra Longitudinal	m	3,00		
	$f'_c$	MPa	15		
	$f_y$	MPa	369,71		
	$\beta_1$		0,85		
	$E_s$	MPa	200.000		
MOMENTO SOLICITANTE	$M_u$ (Momento), Modelo ETABS	kN m	8,55	1,15	6,61
	Combinación de carga		C. LRFD 3) X_SD_MÍN		
FLEXIÓN	$A_s$ mínimo	$mm^2$	421,28	421,28	421,28
	Nº Barras (superior-inferior)	uni	2	2	2
	$A_s$ (inferior)	$mm^2$	508,94	508,94	508,94
	$A'_s$ (superior)	$mm^2$	508,94	508,94	508,94
	d	mm	445	445	445
	d'	mm	55	55	55
	c (profundidad eje neutro)	mm	60,91	60,91	60,91
	$\epsilon'_s$ (superior)		0,00029	0,00029	0,00029
	Condición $\epsilon'_s$ (superior)		ACERO NO FLUYE	ACERO NO FLUYE	ACERO NO FLUYE
	$\epsilon_s$ (inferior)		0,0189	0,0189	0,0189
	Condición $\epsilon_s$ (inferior)		ACERO FLUYE	ACERO FLUYE	ACERO FLUYE

		Compresión hormigón	N	165.024,86	165.024,86	165.024,86	
		Acero' (superior)	N	23.134,61	23.134,61	23.134,61	
		Tracción acero (inferior)	N	188.159,47	188.159,47	188.159,47	
		Tracción Total	N	188.159,47	188.159,47	188.159,47	
		Compresión Total	N	188.159,47	188.159,47	188.159,47	
		Compresión = Tracción	N	0,00	0,00	0,00	
		$M_n C_c$	kN m	69,164	69,164	69,164	
		$M_n C'_s$	kN m	9,022	9,022	9,022	
		$M_n$ c/r Acero más traccionado	kN m	78,19	60,14	78,19	
		$\emptyset$		0,9	0,9	0,9	
		$\emptyset M_n$	kN m	70,368	54,128	70,368	
		$M_u / \emptyset M_n$		0,121	0,021	0,094	
		VERIFICACIÓN $\emptyset M_n > M_u$			Sección resiste momento flector	Sección resiste momento flector	Sección resiste momento flector
		TORSIÓN Y CORTE SOLICITANTE	$T_u$ (Torsión), Modelo ETABS	kN m	0,25	0,25	0,25
$V_u$ (Corte), Modelo ETABS	kN		9,78	5,11	0,53		
TORSIÓN	Torsión mínima	kN m	0,25				
	$A_{cp}$ (área resiste torsión)	$mm^2$	125.000	125.000	125.000		
	$p_{cp}$ (perim. resiste torsión)	mm	1.500	1.500	1.500		
	$T_{th}$ (Torsión umbral)	kN m	3,349	3,349	3,349		
	$\emptyset$		0,75				
	$\emptyset T_{th}$	kN m	2,511	2,511	2,511		
	VERIFICACIÓN $T_u > \emptyset T_{th\_umbral}$			Se puede despreciar diseño a torsión	Se puede despreciar diseño a torsión	Se puede despreciar diseño a torsión	
TORSIÓN Y CORTE	SECCIÓN	$T_{cr}$ (Torsión agrietamiento)	kN m	13,313	13,313	13,313	
		$\emptyset$		0,75			
		$\emptyset T_{cr}$	kN m	9,985	9,985	9,985	
		Torsión mínima	kN m	0,249	0,249	0,249	
		$p_h$ (perímetro encerrado estribos)	mm	1.156	1.156	1.156	

		$A_{o_h}$ (área encerrada estribos)	$mm^2$	67.896	67.896	67.896	
		Raíz (Corte y Torsión)	MPa	0,095	0,059	0,037	
		$V_c$	N	73.247,80	73.247,80	73.247,80	
		$\phi V_c$	kN	54,936	54,936	54,936	
		Capacidades Experimentales	MPa	2,411	2,411	2,411	
		VERIFICACIÓN TAMAÑO SECCIÓN		Tamaño sección resiste esfuerzos combinados de corte y torsión	Tamaño sección resiste esfuerzos combinados de corte y torsión	Tamaño sección resiste esfuerzos combinados de corte y torsión	
ESTRIBOS		Estribos requeridos por Corte	$mm^2/mm$	0,000	0,000	0,000	
		Estribos requeridos por Torsión	$mm^2/mm$	0,008	0,008	0,008	
		Estribos requeridos por Corte y Torsión	$mm^2/mm$	0,016	0,016	0,016	
		Estribos mínimos requeridos	$mm^2/mm$	0,237	0,237	0,237	
		Máximo entre estribos requeridos	$mm^2/mm$	0,237			
		Espaciamiento del refuerzo a lo largo de la longitud máximo	mm	144,50	144,50	144,50	
		Espaciamiento del refuerzo a través del ancho máximo	mm	445,00	445,00	445,00	
		Cantidad de piernas	uni	2	2	2	
		Cantidad de piernas existentes	uni	2	2	2	
		Espaciamiento entre estribos existente estructura	mm	250	250	250	
		Diámetro estribo existente estructura	mm	6	6	6	
		Cuántía existente	$mm^2/mm$	0,23	0,23	0,23	
		VERIFICACIÓN ESPACIAMIENTO ESTRIBOS			No cumple espaciamento	No cumple espaciamento	No cumple espaciamento
		VERIFICACIÓN CANTIDAD ESTRIBOS			La cantidad de estribos NO cumple	La cantidad de estribos NO cumple	La cantidad de estribos NO cumple

TORSIÓN	ENFIERRADURA LONGITUDINAL	$A_l$ (área ref. Long. Resiste torsión)	$mm^2$	8,98	8,98	8,98
		$A_{l,min}$ (a)	$mm^2$	541,00	541,00	541,00
		$A_{l,min}$ (b)	$mm^2$	413,18	413,18	413,18
		$A_{l,min}$	$mm^2$	413,18		
		$A_l$ requerido	$mm^2$	421,28	421,28	421,28
		Diámetro mínimo	mm	11	11	11
		VERIFICACIÓN DIÁMETRO ENFIERRADURA LONGITUDINAL		Cumple diámetro mín.	Cumple diámetro mín.	Cumple diámetro mín.
		Área torsión cara superior	$mm^2$	68,863	68,863	68,863
		Área torsión caras laterales	$mm^2$	275,453	275,453	275,453
		Área torsión cara inferior	$mm^2$	68,863	68,863	68,863
		Área arriba y abajo viga	$mm^2$	490,14	490,14	490,14
		Área laterales viga	$mm^2$	275,453	275,453	275,453
		Cantidad fierro arriba-abajo	mm	2	2	2
		Diámetro fierro arriba-abajo	mm	18	18	18
		Cantidad fierro laterales	mm	0	0	0
		Diámetro fierro laterales	mm	18	18	18
		Área total arriba-abajo	$mm^2$	508,94	508,94	508,94
		CONDICIÓN CUANTÍA MÍNIMA ARRIBA-ABAJO		Cumple cuantía mínima	Cumple cuantía mínima	Cumple cuantía mínima
		Área total laterales	$mm^2$	0,00	0,00	0,00
		CONDICIÓN CUANTÍA MÍNIMA LATERALES		No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima

Tabla A.4.5.3. 10 Verificaciones viga 50x35 eje K, entre ejes 5 y 4, Subte.

		<b>VIGA 50X35 EJE K, ENTRE EJES 5 Y 4</b>		
		<b>SUBTE.</b>		
		Figuras A.4.5.1.5 y A.4.5.1.6(b)		
		IZQUIERDA	Pto. 2,57m	DERECHA
DATOS VIGA	Altura viga (h)	mm	500	500
	Ancho viga ( $b_w$ )	mm	350	350
	Recubrimiento	mm	40	
	Diámetro Estribo	mm	6	



	Diámetro Barra Longitudinal	mm	16	16	16
	Dist. entre barras	mm	25		
	Largo Barra Longitudinal	m	3,00		
	$f'_c$	MPa	15		
	$f_y$	MPa	369,71		
	$\beta_1$		0,85		
	$E_s$	MPa	200.000		
MOMENTO SOLICITANTE	$M_u$ (Momento), Modelo ETABS	kN m	0,89	0,70	1,55
	Combinación de carga		C. LRFD 2)		
FLEXIÓN	$A_s$ mínimo	$mm^2$	591,11	591,11	591,11
	Nº Barras (superior-inferior)	uni	3	3	3
	$A_s$ (inferior)	$mm^2$	603,19	603,19	603,19
	$A'_s$ (superior)	$mm^2$	603,19	603,19	603,19
	d	mm	446	446	446
	d'	mm	54	54	54
	c (profundidad eje neutro)	mm	56,54	56,54	56,54
	$\epsilon'_s$ (superior)		0,00013	0,00013	0,00013
	Condición $\epsilon'_s$ (superior)		ACERO NO FLUYE	ACERO NO FLUYE	ACERO NO FLUYE
	$\epsilon_s$ (inferior)		0,0207	0,0207	0,0207
	Condición $\epsilon_s$ (inferior)		ACERO FLUYE	ACERO FLUYE	ACERO FLUYE
	Compresión hormigón	N	214.452,82	214.452,82	214.452,82
	Acero' (superior)	N	8.551,00	8.551,00	8.551,00
	Tracción acero (inferior)	N	223.003,82	223.003,82	223.003,82
	Tracción Total	N	223.003,82	223.003,82	223.003,82
	Compresión Total	N	223.003,82	223.003,82	223.003,82
	Compresión = Tracción	N	0,00	0,00	0,00
	$M_n C_c$	kN m	90,493	90,493	90,493
	$M_n C'_s$	kN m	3,352	3,352	3,352
	$M_n$ c/r Acero más traccionado	kN m	93,85	87,14	93,85
	$\phi$		0,9	0,9	0,9
$\phi M_n$	kN m	84,461	78,427	84,461	
$M_u / \phi M_n$		0,010	0,009	0,018	

		VERIFICACIÓN $\phi M_n > M_u$		Sección resiste momento flector	Sección resiste momento flector	Sección resiste momento flector	
TORSIÓN Y CORTE SOLICITANTE	$T_u$ (Torsión), Modelo ETABS	kN m	5,19	9,73	7,78		
	$V_u$ (Corte), Modelo ETABS	kN	8,26	8,76	7,42		
TORSIÓN	Torsión mínima	kN m	5,19				
	$A_{cp}$ (área resiste torsión)	$mm^2$	175.000	175.000	175.000		
	$p_{cp}$ (perim. resiste torsión)	mm	1.700	1.700	1.700		
	$T_{th}$ (Torsión umbral)	kN m	5,791	5,791	5,791		
	$\phi$		0,75				
	$\phi T_{th}$	kN m	4,343	4,343	4,343		
	VERIFICACIÓN $T_u > \phi T_{th\_umbral}$			No se puede despreciar diseño a torsión	No se puede despreciar diseño a torsión	No se puede despreciar diseño a torsión	
TORSIÓN Y CORTE	SECCIÓN	$T_{cr}$ (Torsión agrietamiento)	kN m	23,024	23,024	23,024	
		$\phi$		0,75			
		$\phi T_{cr}$	kN m	17,268	17,268	17,268	
		Torsión mínima	kN m	5,188	9,733	7,783	
		$p_h$ (perímetro encerrado estribos)	mm	1.356	1.356	1.356	
		$A_{oh}$ (área encerrada estribos)	$mm^2$	109.296	109.296	109.296	
		Raíz (Corte y Torsión)	MPa	0,350	0,652	0,522	
		$V_c$	N	102.777,36	102.777,36	102.777,36	
		$\phi V_c$	kN	77,083	77,083	77,083	
		Capacidades Experimentales	MPa	2,411	2,411	2,411	
		VERIFICACIÓN TAMAÑO SECCIÓN			Tamaño sección resiste esfuerzos combinados de corte y torsión	Tamaño sección resiste esfuerzos combinados de corte y torsión	Tamaño sección resiste esfuerzos combinados de corte y torsión
		ESTRIBO S	Estribos requeridos por Corte	$mm^2/mm$	0,000	0,000	0,000
	Estribos requeridos por Torsión		$mm^2/mm$	0,101	0,189	0,151	

		Estribos requeridos por Corte y Torsión	$mm^2/mm$	0,201	0,378	0,302
		Estribos mínimos requeridos	$mm^2/mm$	0,331	0,331	0,331
		Máximo entre estribos requeridos	$mm^2/mm$	0,331		
		Espaciamiento del refuerzo a lo largo de la longitud máximo	mm	169,50	169,50	169,50
		Espaciamiento del refuerzo a través del ancho máximo	mm	446,00	446,00	446,00
		Cantidad de piernas	uni	2	2	2
		Cantidad de piernas existentes	uni	2	2	2
		Espaciamiento entre estribos existente estructura	mm	250	250	250
		Diámetro estribo existente estructura	mm	6	6	6
		Cuántía existente	$mm^2/mm$	0,23	0,23	0,23
		VERIFICACIÓN ESPACIAMIENTO ESTRIBOS		No cumple espaciamento	No cumple espaciamento	No cumple espaciamento
		VERIFICACIÓN CANTIDAD ESTRIBOS		La cantidad de estribos NO cumple	La cantidad de estribos NO cumple	La cantidad de estribos NO cumple
		TORSIÓN	ENFIERRADURA LONGITUDINAL	$A_l$ (área ref. Long. Resiste torsión)	$mm^2$	136,54
$A_{l,min}$ (a)	$mm^2$			633,42	513,81	565,11
$A_{l,min}$ (b)	$mm^2$			545,32	545,32	545,32
$A_{l,min}$	$mm^2$			513,81		
$A_l$ requerido	$mm^2$			591,11	591,11	591,11
Diámetro mínimo	mm			11	11	11
VERIFICACIÓN DIÁMETRO ENFIERRADURA LONGITUDINAL				Cumple diámetro mín.	Cumple diámetro mín.	Cumple diámetro mín.
Área torsión cara superior	$mm^2$			105,783	105,783	105,783
Área torsión caras laterales	$mm^2$			302,239	302,239	302,239
Área torsión cara inferior	$mm^2$			105,783	105,783	105,783
Área arriba y abajo viga	$mm^2$			696,90	696,90	696,90
Área laterales viga	$mm^2$			302,239	302,239	302,239

	Cantidad fierro arriba-abajo	mm	3	3	3
	Diámetro fierro arriba-abajo	mm	16	16	16
	Cantidad fierro laterales	mm	0	0	0
	Diámetro fierro laterales	mm	16	16	16
	Área total arriba-abajo	$mm^2$	603,19	603,19	603,19
	CONDICIÓN CUANTÍA MÍNIMA ARRIBA-ABAJO		No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima
	Área total laterales	$mm^2$	0,00	0,00	0,00
	CONDICIÓN CUANTÍA MÍNIMA LATERALES		No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima

Tabla A.4.5.3. 11 Verificaciones viga 50x35 eje K, entre ejes 6 y 7, Subte.

		<b>VIGA 50X35 EJE K, ENTRE EJES 6 Y 7</b>			
		<b>SUBTE.</b>			
		Figuras A.4.5.1.1(e) y A.4.5.1.2(e)			
		IZQUIERDA	Pto. 0,86m	DERECHA	
DATOS VIGA	Altura viga (h)	mm	500		500
	Ancho viga ( $b_w$ )	mm	350		350
	Recubrimiento	mm	40		
	Diámetro Estribo	mm	6		
	Diámetro Barra Longitudinal	mm	16	16	16
	Dist. entre barras	mm	25		
	Largo Barra Longitudinal	m	3,00		
	$f'_c$	MPa	15		
	$f_y$	MPa	369,71		
	$\beta_1$		0,85		
	$E_s$	MPa	200.000		
MOMENTO SOLICITANTE	$M_u$ (Momento), Modelo ETABS	kN m	4,30	0,70	2,55
	Combinación de carga		C. LRFD 2)		
FLEXIÓN	$A_s$ mínimo	$mm^2$	591,11	591,11	591,11
	Nº Barras (superior-inferior)	uni	3	3	3
	$A_s$ (inferior)	$mm^2$	603,19	603,19	603,19
	$A'_s$ (superior)	$mm^2$	603,19	603,19	603,19
	d	mm	446	446	446

	d'	mm	54	54	54
	c (profundidad eje neutro)	mm	56,54	56,54	56,54
	$\epsilon'_s$ (superior)		0,00013	0,00013	0,00013
	Condición $\epsilon'_s$ (superior)		ACERO NO FLUYE	ACERO NO FLUYE	ACERO NO FLUYE
	$\epsilon_s$ (inferior)		0,0207	0,0207	0,0207
	Condición $\epsilon_s$ (inferior)		ACERO FLUYE	ACERO FLUYE	ACERO FLUYE
	Compresión hormigón	N	214.452,82	214.452,82	214.452,82
	Acero' (superior)	N	8.551,00	8.551,00	8.551,00
	Tracción acero (inferior)	N	223.003,82	223.003,82	223.003,82
	Tracción Total	N	223.003,82	223.003,82	223.003,82
	Compresión Total	N	223.003,82	223.003,82	223.003,82
	Compresión = Tracción	N	0,00	0,00	0,00
	$M_n C_c$	kN m	90,493	90,493	90,493
	$M_n C'_s$	kN m	3,352	3,352	3,352
	$M_n$ c/r Acero más traccionado	kN m	93,85	87,14	93,85
	$\emptyset$		0,9	0,9	0,9
	$\emptyset M_n$	kN m	84,461	78,427	84,461
	$M_u / \emptyset M_n$		0,051	0,009	0,030
	VERIFICACIÓN $\emptyset M_n > M_u$		Sección resiste momento flector	Sección resiste momento flector	Sección resiste momento flector
TORSIÓN Y CORTE SOLICITANTE	$T_u$ (Torsión), Modelo ETABS	kN m	6,29	4,63	0,72
	$V_u$ (Corte), Modelo ETABS	kN	14,59	2,87	11,27
TORSIÓN	Torsión mínima	kN m	0,72		
	$A_{cp}$ (área resiste torsión)	$mm^2$	175.000	175.000	175.000
	$p_{cp}$ (perim. resiste torsión)	mm	1.700	1.700	1.700
	$T_{th}$ (Torsión umbral)	kN m	5,791	5,791	5,791
	$\emptyset$		0,75		
	$\emptyset T_{th}$	kN m	4,343	4,343	4,343
	VERIFICACIÓN $T_u > \emptyset T_{th\_umbral}$			No se puede despreciar	No se puede despreciar

			diseño a torsión	diseño a torsión	diseño a torsión	
TORSIÓN Y CORTE	SECCIÓN	$T_{cr}$ (Torsión agrietamiento)	kN m	23,024	23,024	23,024
		$\emptyset$		0,75		
		$\emptyset T_{cr}$	kN m	17,268	17,268	17,268
		Torsión mínima	kN m	6,287	4,634	0,724
		$p_h$ (perímetro encerrado estribos)	mm	1.356	1.356	1.356
		$Ao_h$ (área encerrada estribos)	$mm^2$	109.296	109.296	109.296
		Raíz (Corte y Torsión)	MPa	0,430	0,310	0,087
		$V_c$	N	102.777,36	102.777,36	102.777,36
		$\emptyset V_c$	kN	77,083	77,083	77,083
		Capacidades Experimentales	MPa	2,411	2,411	2,411
		VERIFICACIÓN TAMAÑO SECCIÓN		Tamaño sección resiste esfuerzos combinados de corte y torsión	Tamaño sección resiste esfuerzos combinados de corte y torsión	Tamaño sección resiste esfuerzos combinados de corte y torsión
	ESTRIBOS	Estribos requeridos por Corte	$mm^2/mm$	0,000	0,000	0,000
		Estribos requeridos por Torsión	$mm^2/mm$	0,122	0,090	0,014
		Estribos requeridos por Corte y Torsión	$mm^2/mm$	0,244	0,180	0,028
		Estribos mínimos requeridos	$mm^2/mm$	0,331	0,331	0,331
		Máximo entre estribos requeridos	$mm^2/mm$	0,331		
		Espaciamiento del refuerzo a lo largo de la longitud máximo	mm	169,50	169,50	169,50
		Espaciamiento del refuerzo a través del ancho máximo	mm	446,00	446,00	446,00
		Cantidad de piernas	uni	2	2	2
		Cantidad de piernas existentes	uni	2	2	2
Espaciamiento entre estribos existente estructura		mm	250	250	250	

		Diámetro estribo existente estructura	mm	6	6	6
		Cuantía existente	$mm^2/mm$	0,23	0,23	0,23
		VERIFICACIÓN ESPACIAMIENTO ESTRIBOS		No cumple espaciamiento	No cumple espaciamiento	No cumple espaciamiento
		VERIFICACIÓN CANTIDAD ESTRIBOS		La cantidad de estribos NO cumple	La cantidad de estribos NO cumple	La cantidad de estribos NO cumple
TORSIÓN	ENFIERRADURA LONGITUDINAL	$A_l$ (área ref. Long. Resiste torsión)	$mm^2$	165,46	121,98	19,06
		$A_{l,min}$ (a)	$mm^2$	604,50	647,99	750,90
		$A_{l,min}$ (b)	$mm^2$	545,32	545,32	545,32
		$A_{l,min}$	$mm^2$	545,32		
		$A_l$ requerido	$mm^2$	591,11	591,11	591,11
		Diámetro mínimo	mm	11	11	11
		VERIFICACIÓN DIÁMETRO ENFIERRADURA LONGITUDINAL		Cumple diámetro mín.	Cumple diámetro mín.	Cumple diámetro mín.
		Área torsión cara superior	$mm^2$	112,271	112,271	112,271
		Área torsión caras laterales	$mm^2$	320,775	320,775	320,775
		Área torsión cara inferior	$mm^2$	112,271	112,271	112,271
		Área arriba y abajo viga	$mm^2$	703,38	703,38	703,38
		Área laterales viga	$mm^2$	320,775	320,775	320,775
		Cantidad fierro arriba-abajo	mm	3	3	3
		Diámetro fierro arriba-abajo	mm	16	16	16
		Cantidad fierro laterales	mm	0	0	0
		Diámetro fierro laterales	mm	16	16	16
		Área total arriba-abajo	$mm^2$	603,19	603,19	603,19
		CONDICIÓN CUANTÍA MÍNIMA ARRIBA-ABAJO		No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima
		Área total laterales	$mm^2$	0,00	0,00	0,00
		CONDICIÓN CUANTÍA MÍNIMA LATERALES		No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima

Tabla A.4.5.3. 12 Verificaciones viga 50x35 eje I, entre ejes 8 y 9, Subte.

			<b>VIGA 50X35 EJE I, ENTRE EJES 8 Y 9</b>		
			<b>SUBTE.</b>		
			Figuras A.4.5.1.1(f) y A.4.5.1.2(f)		
			IZQUIERDA	Pto. 3,87m	DERECHA
DATOS VIGA	Altura viga (h)	mm	500		500
	Ancho viga ( $b_w$ )	mm	350		350
	Recubrimiento	mm	40		
	Diámetro Estribo	mm	6		
	Diámetro Barra Longitudinal	mm	16	16	16
	Dist. entre barras	mm	25		
	Largo Barra Longitudinal	m	4,60		
	$f'_c$	MPa	15		
	$f_y$	MPa	369,71		
	$\beta_1$		0,85		
	$E_s$	MPa	200.000		
MOMENTO SOLICITANTE	$M_u$ (Momento), Modelo ETABS	kN m	1,83	0,80	0,70
	Combinación de carga		C. LRFD 2)		
FLEXIÓN	$A_s$ mínimo	$mm^2$	591,11	591,11	591,11
	Nº Barras (superior-inferior)	uni	3	3	3
	$A_s$ (inferior)	$mm^2$	603,19	603,19	603,19
	$A'_s$ (superior)	$mm^2$	603,19	603,19	603,19
	d	mm	446	446	446
	d'	mm	54	54	54
	c (profundidad eje neutro)	mm	56,54	56,54	56,54
	$\epsilon'_s$ (superior)		0,00013	0,00013	0,00013
	Condición $\epsilon'_s$ (superior)		ACERO NO FLUYE	ACERO NO FLUYE	ACERO NO FLUYE
	$\epsilon_s$ (inferior)		0,0207	0,0207	0,0207
	Condición $\epsilon_s$ (inferior)		ACERO FLUYE	ACERO FLUYE	ACERO FLUYE
	Compresión hormigón	N	214.452,82	214.452,82	214.452,82
	Acero' (superior)	N	8.551,00	8.551,00	8.551,00
	Tracción acero (inferior)	N	223.003,82	223.003,82	223.003,82
	Tracción Total	N	223.003,82	223.003,82	223.003,82
	Compresión Total	N	223.003,82	223.003,82	223.003,82
Compresión = Tracción	N	0,00	0,00	0,00	



		$M_n C_c$	kN m	90,493	90,493	90,493
		$M_n C'_s$	kN m	3,352	3,352	3,352
		$M_n$ c/r Acero más traccionado	kN m	93,85	87,14	93,85
		$\emptyset$		0,9	0,9	0,9
		$\emptyset M_n$	kN m	84,461	78,427	84,461
		$M_u / \emptyset M_n$		0,022	0,010	0,008
		VERIFICACIÓN $\emptyset M_n > M_u$		Sección resiste momento flector	Sección resiste momento flector	Sección resiste momento flector
TORSIÓN Y CORTE SOLICITANTE		$T_u$ (Torsión), Modelo ETABS	kN m	1,90	4,88	3,82
		$V_u$ (Corte), Modelo ETABS	kN	9,18	2,42	5,09
TORSIÓN		Torsión mínima	kN m	1,90		
		$A_{cp}$ (área resiste torsión)	$mm^2$	175.000	175.000	175.000
		$p_{cp}$ (perim. resiste torsión)	mm	1.700	1.700	1.700
		$T_{th}$ (Torsión umbral)	kN m	5,791	5,791	5,791
		$\emptyset$		0,75		
		$\emptyset T_{th}$	kN m	4,343	4,343	4,343
		VERIFICACIÓN $T_u > \emptyset T_{th\_umbral}$			Se puede despreciar diseño a torsión	No se puede despreciar diseño a torsión
TORSIÓN Y CORTE	SECCIÓN	$T_{cr}$ (Torsión agrietamiento)	kN m	23,024	23,024	23,024
		$\emptyset$		0,75		
		$\emptyset T_{cr}$	kN m	17,268	17,268	17,268
		Torsión mínima	kN m	1,899	4,882	3,818
		$p_h$ (perímetro encerrado estribos)	mm	1.356	1.356	1.356
		$Ao_h$ (área encerrada estribos)	$mm^2$	109.296	109.296	109.296
		Raíz (Corte y Torsión)	MPa	0,140	0,326	0,257
		$V_c$	N	102.777,36	102.777,36	102.777,36
		$\emptyset V_c$	kN	77,083	77,083	77,083
		Capacidades Experimentales	MPa	2,411	2,411	2,411

		VERIFICACIÓN TAMAÑO SECCIÓN		Tamaño sección resiste esfuerzos combinados de corte y torsión	Tamaño sección resiste esfuerzos combinados de corte y torsión	Tamaño sección resiste esfuerzos combinados de corte y torsión		
ESTRIBOS		Estribos requeridos por Corte	$mm^2/mm$	0,000	0,000	0,000		
		Estribos requeridos por Torsión	$mm^2/mm$	0,037	0,095	0,074		
		Estribos requeridos por Corte y Torsión	$mm^2/mm$	0,074	0,190	0,148		
		Estribos mínimos requeridos	$mm^2/mm$	0,331	0,331	0,331		
		Máximo entre estribos requeridos	$mm^2/mm$	0,331				
		Espaciamiento del refuerzo a lo largo de la longitud máximo	mm	169,50	169,50	169,50		
		Espaciamiento del refuerzo a través del ancho máximo	mm	446,00	446,00	446,00		
		Cantidad de piernas	uni	2	2	2		
		Cantidad de piernas existentes	uni	2	2	2		
		Espaciamiento entre estribos existente estructura	mm	250	250	250		
		Diámetro estribo existente estructura	mm	6	6	6		
		Cuantía existente	$mm^2/mm$	0,23	0,23	0,23		
		VERIFICACIÓN ESPACIAMIENTO ESTRIBOS				No cumple espaciamiento	No cumple espaciamiento	No cumple espaciamiento
		VERIFICACIÓN CANTIDAD ESTRIBOS				La cantidad de estribos NO cumple	La cantidad de estribos NO cumple	La cantidad de estribos NO cumple
		TORSIÓN	ENFIERRADURA LONGITUDINAL	$A_l$ (área ref. Long. Resiste torsión)	$mm^2$	49,97	128,49	100,48
$A_{l,min}$ (a)	$mm^2$			720,00	641,48	669,48		
$A_{l,min}$ (b)	$mm^2$			545,32	545,32	545,32		
$A_{l,min}$	$mm^2$			545,32				
$A_l$ requerido	$mm^2$			591,11	591,11	591,11		
Diámetro mínimo	mm			11	11	11		

VERIFICACIÓN DIÁMETRO ENFIERRADURA LONGITUDINAL		Cumple diámetro mín.	Cumple diámetro mín.	Cumple diámetro mín.
Área torsión cara superior	mm <sup>2</sup>	112,271	112,271	112,271
Área torsión caras laterales	mm <sup>2</sup>	320,775	320,775	320,775
Área torsión cara inferior	mm <sup>2</sup>	112,271	112,271	112,271
Área arriba y abajo viga	mm <sup>2</sup>	703,38	703,38	703,38
Área laterales viga	mm <sup>2</sup>	320,775	320,775	320,775
Cantidad fierro arriba-abajo	mm	3	3	3
Diámetro fierro arriba-abajo	mm	16	16	16
Cantidad fierro laterales	mm	0	0	0
Diámetro fierro laterales	mm	16	16	16
Área total arriba-abajo	mm <sup>2</sup>	603,19	603,19	603,19
CONDICIÓN CUANTÍA MÍNIMA ARRIBA-ABAJO		No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima
Área total laterales	mm <sup>2</sup>	0,00	0,00	0,00
CONDICIÓN CUANTÍA MÍNIMA LATERALES		No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima	No cumple cuantía mínima

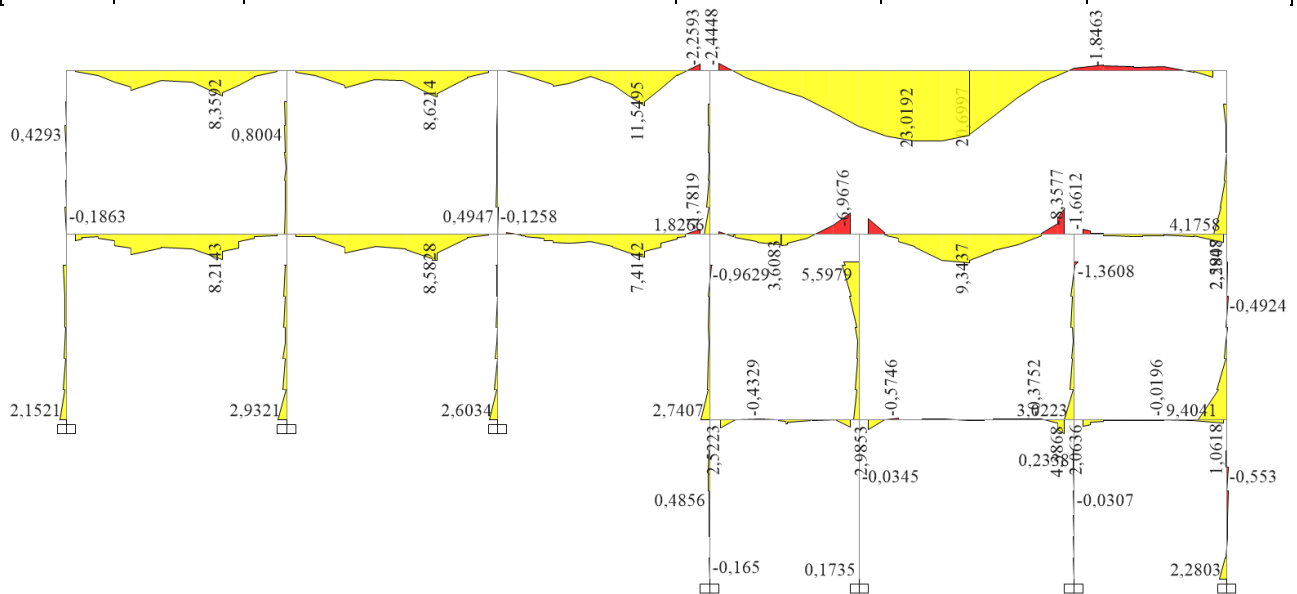


Figura A.4.5.3. 2 Momentos (kN-m) de eje 4, C. LRFD 3) en Máx, dirección Y, suelo C.

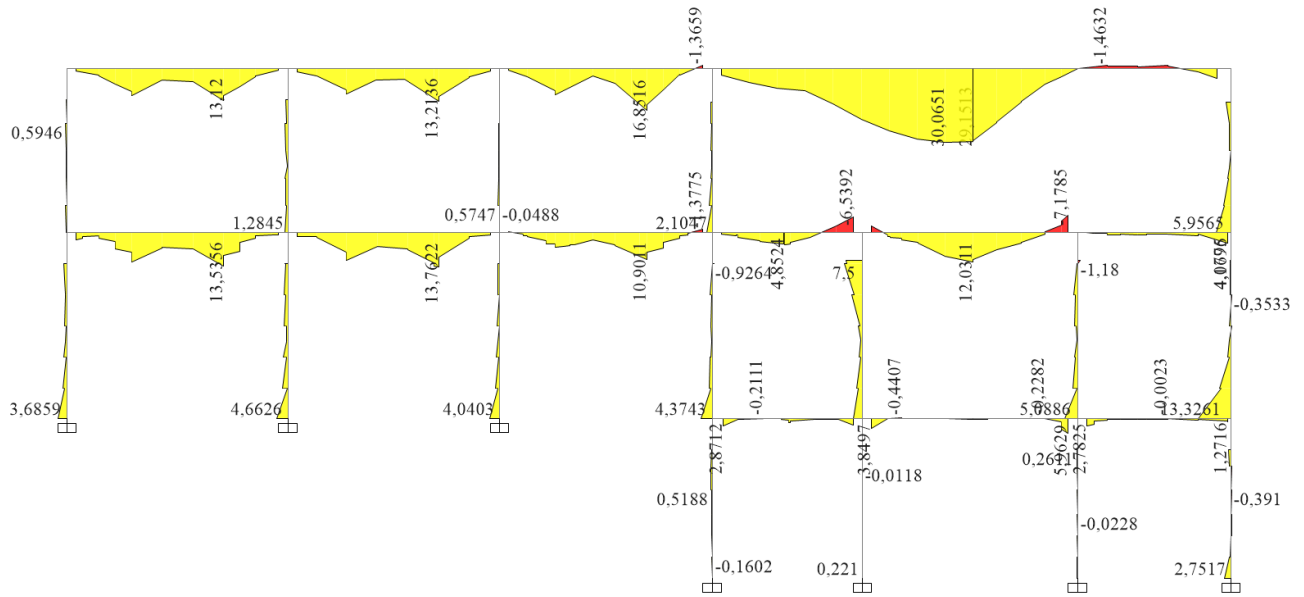


Figura A.4.5.3 Momentos (kN-m) de eje 4, C. LRD 3) en Máx, dirección Y, suelo D.

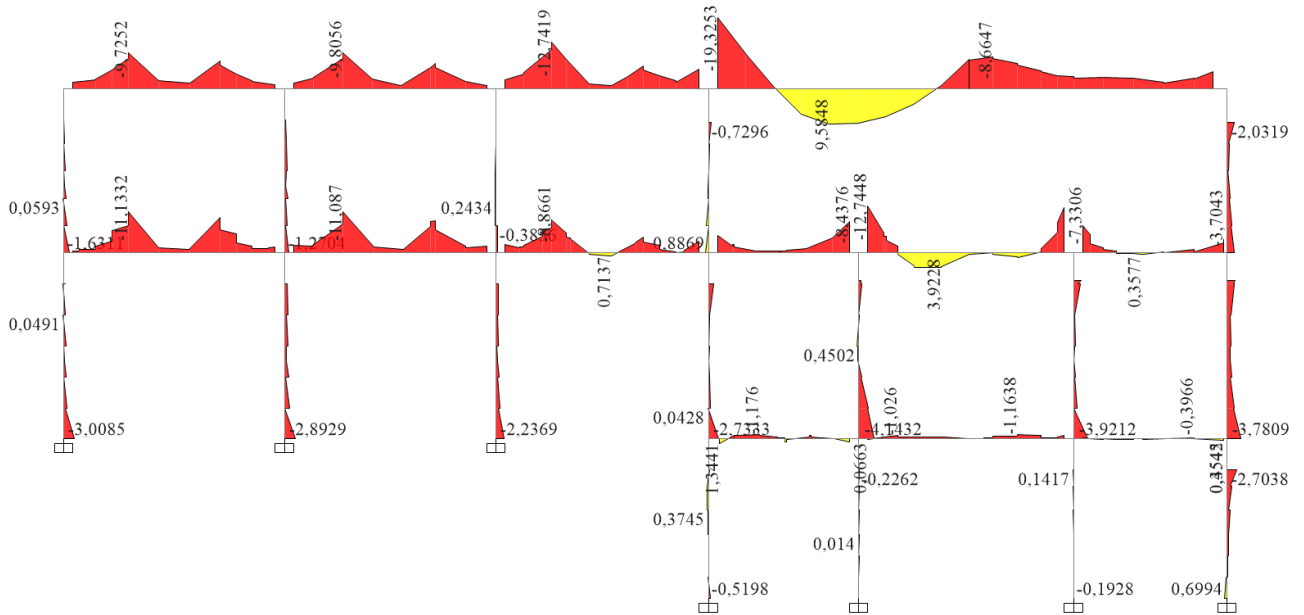


Figura A.4.5.3. 4 Momentos (kN-m) de eje 4, C. LRFD 3) en Mín, dirección Y, suelo C.

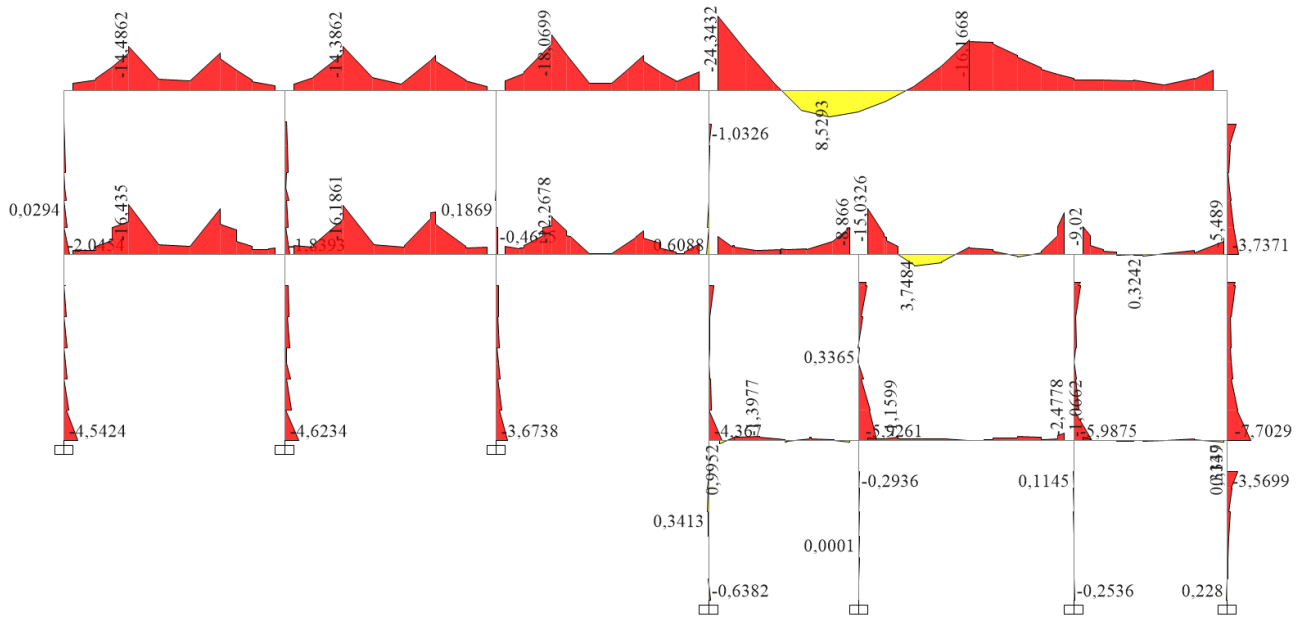


Figura A.4.5.3. 5 Momentos (kN-m) de eje 4, C. LRFD 3) en Mín, dirección Y, suelo D.

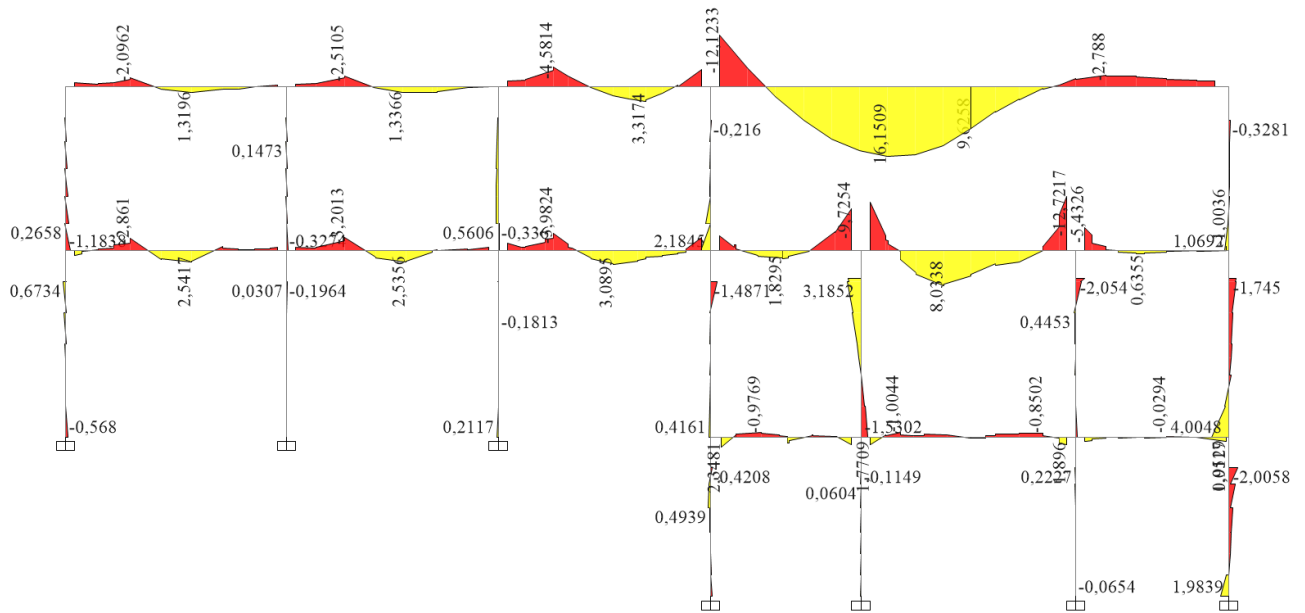


Figura A.4.5.3. 6 Momentos (kN-m) de eje 4, C. LRFD 2).

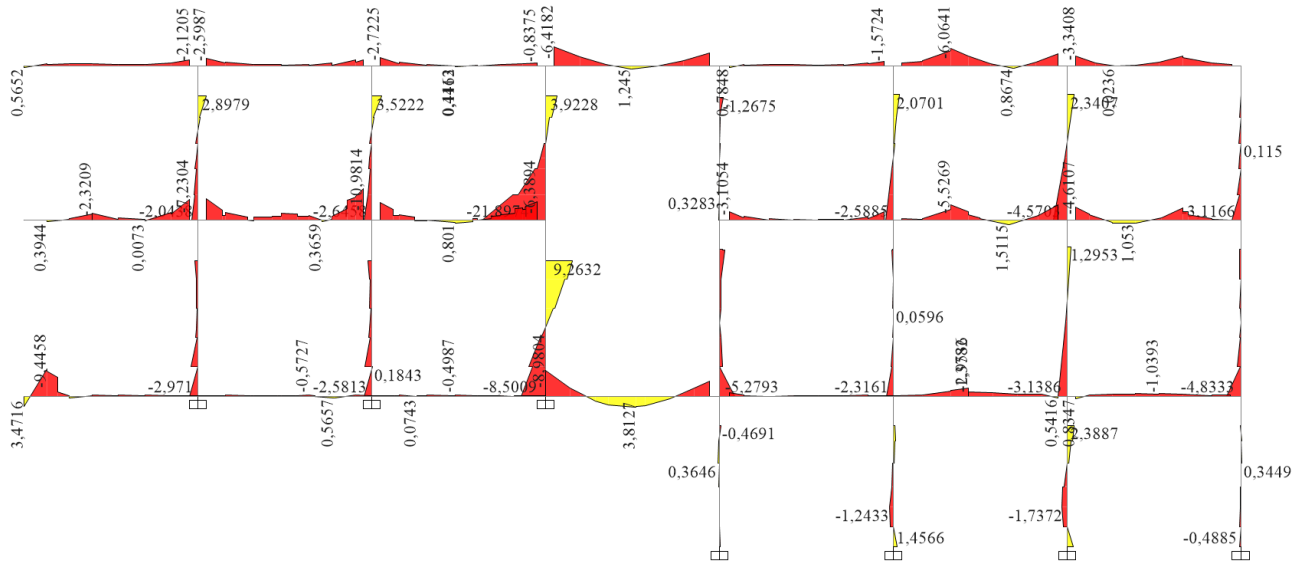


Figura A.4.5.3. 7 Momentos (kN-m) de eje 4, C. LRFD 3) en Mín, dirección X, suelo C.

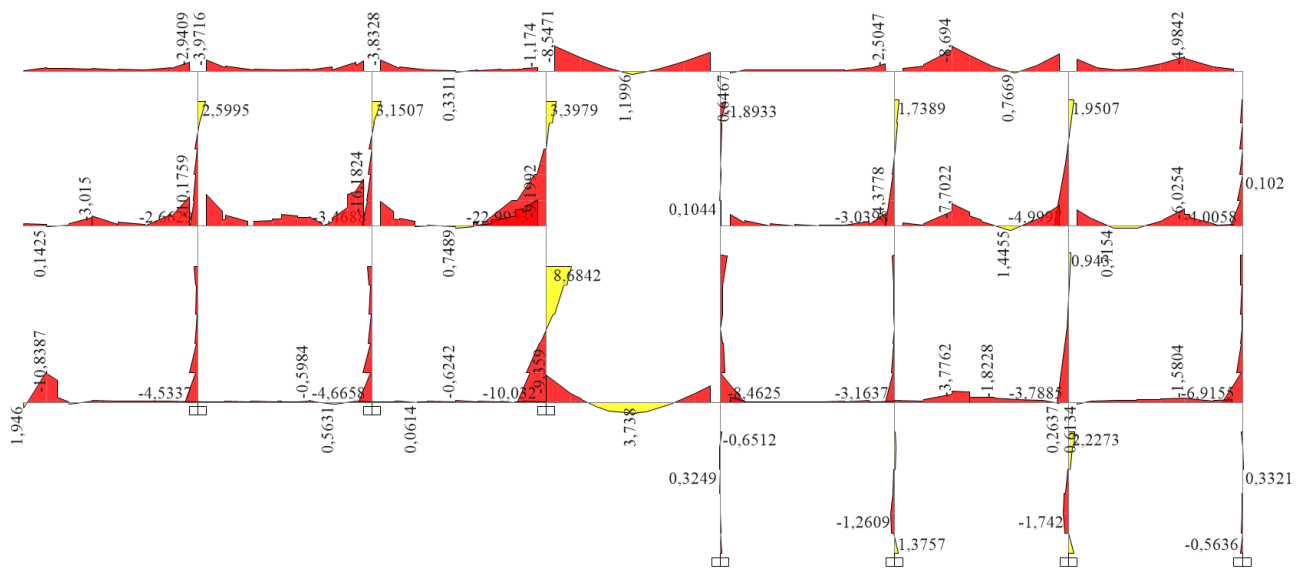


Figura A.4.5.3. 8 Momentos (kN-m) de eje 4, C. LRFD 3) en Mín, dirección X, suelo D.

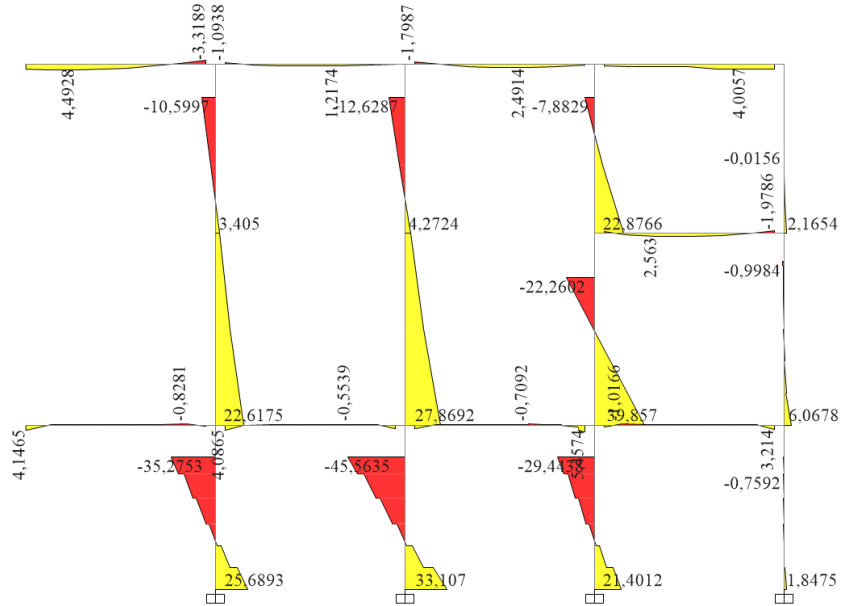


Figura A.4.5.3. 9 Momentos (kN-m) de eje K, C. LRFD 3) en Máx, dirección X, suelo C.

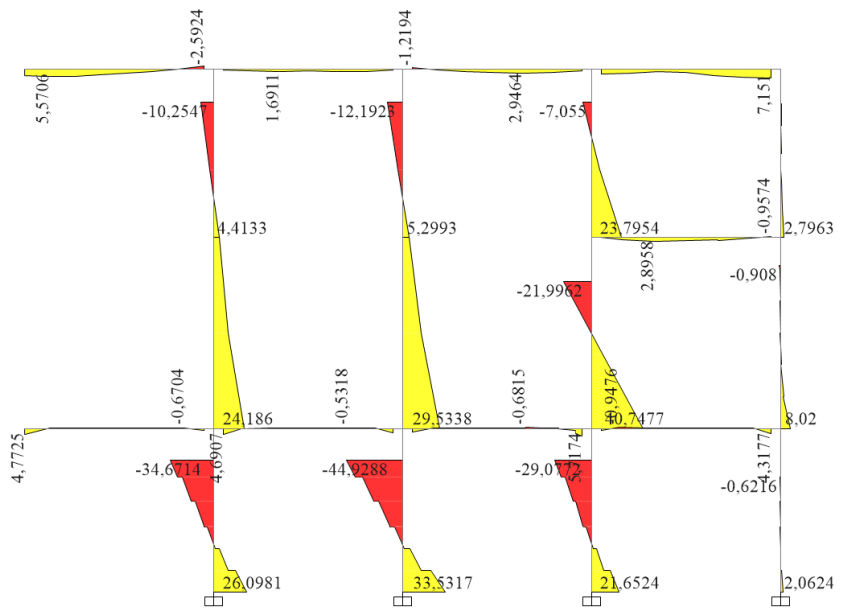


Figura A.4.5.3. 10 Momentos (kN-m) de eje K, C. LRFD 3) en Máx, dirección X, suelo D.

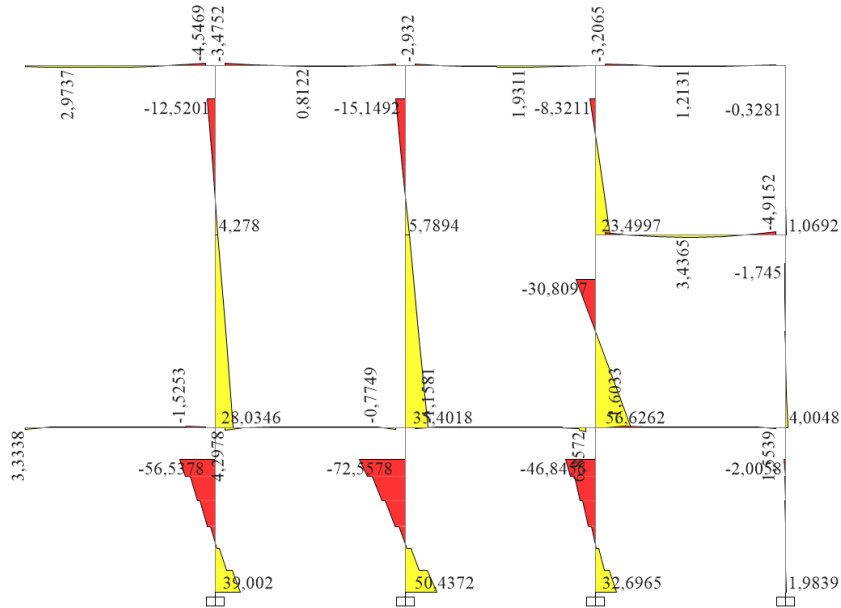


Figura A.4.5.3. 11 Momentos (kN-m) de eje K, C. LRFD 2)

Se revisa la esbeltez de las columnas, que se define con la siguiente expresión, la sección 6.2.5 ACI 318/19.

$$\frac{k \cdot L_u}{r} \tag{A.4.5.3.28}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \tag{A.4.5.3.29}$$

Donde:

$k$  : Factor de longitud efectiva.

$L_u$  : Longitud libre, sin soporte lateral.

$r$  : Radio de giro de la sección transversal. Se evalúa el radio de giro menor de la sección.

$I$  : Momento de inercia de la sección con respecto al eje que pasa por el centroide.

$A$  : Área de la sección.

El código indica que el efecto de la esbeltez se puede despreciar en pórticos arriostrados como ocurre en la estructura estudiada, cuando se cumplen tanto la ecuación A.4.5.3.30 como la A.4.5.3.31.



$$\frac{k \cdot L_u}{r} < 34 - 12 \cdot \frac{M_1}{M_2} \quad (\text{A.4.5.3.30})$$

$$\frac{k \cdot L_u}{r} \leq 40 \quad (\text{A.4.5.3.31})$$

Donde:

$M_1$ : El menor momento mayorado de uno de los extremos de la columna, debe tomarse como negativo si el miembro presenta curvatura simple y positivo si tiene curvatura doble.

$M_2$ : El mayor momento mayorado de uno de los extremos de la columna. El valor es siempre positivo.

El valor de k se puede calcular de acuerdo con la información que entrega el código ACI 318/19. Para estructuras como la estudiada, el k es menor a 1, pero para este ejercicio se aproximó a 1.

Las siguientes tablas muestran que el pilar 8 en el subterráneo suroeste del edificio es esbelto, pero no se tiene registro que haya sufrido algún daño estructural, lo mismo ocurre con los pilares 7 del 1° y 2° nivel, pilar 8 del 2° nivel y las columnas 60x25 y 58x25 del 2° nivel, tampoco se observaron fisuras en dichos elementos. Se debe tomar en cuenta que, en el interior del edificio, están tapadas casi todas las grietas o fisuras que se generaron en los elementos estructurales por causa del terremoto 27F, arregladas superficialmente por necesidad de uso del edificio, y de acuerdo con la información entregada por funcionarios de la Municipalidad, no se han reparado estructuralmente, así que si hubieran tenido daños los pilares nombrados, no fue posible registrarlos en las visitas de inspección realizadas.

Los pilares de doble altura que se encuentran en el eje K si presentan grietas horizontales (Figura A.4.5.1.15), que visualmente parecen antiguas y que no están en el registro de daño. Estos pilares si resultan ser esbeltos y presentan la mayor esbeltez calculada de todo el edificio.

**Tabla A.4.5.3. 13 Revisión efectos de esbeltez en columnas, Subte.**

Elemento	Dim. (cm)	Lu Subte (cm)	$\lambda_c$ (Subte)	(Ec. A.4.5.3.31) 40	(Ec. A.4.5.3.30) 34+12 (M1/M2)	M1	M2	Esbeltez
Pilar 1	30	215	24,83	40,0	26,0	-1,06	1,58	Despreciar efectos de esbeltez
	30							

Pilar 2	35	215	21,28	40,0	49,3	4,62	3,63	Despreciar efectos de esbeltez
	35							
Pilar 5	34	215	21,91	40,0	25,7	-1,04	1,51	Despreciar efectos de esbeltez
	34							
Pilar 8	25	216	29,93	40,0	24,6	-3,63	4,62	Revisar efectos de esbeltez
	25							
Pilar 9	30	215	24,83	40,0	29,1	-1,60	3,96	Despreciar efectos de esbeltez
	35							
Pilar 10 - eje 6	30	215	24,83	40,0	42,3	50,44	72,55	Despreciar efectos de esbeltez
	45							

Tabla A.4.5.3. 14 Revisión efectos de esbeltez en columnas, 1º Nivel.

Elemento	Dim. (cm)	Lu 1º Nivel (cm)	$\lambda_c$ (1º Nivel)	(Ec. A.4.5.3.31) 40	(Ec. A.4.5.3.30) 34+12 (M1/M2)	M1	M2	Esbeltez
Pilar 1	30	258	29,79	40,0	39,8	1,53	3,19	Despreciar efectos de esbeltez
	30							
Pilar 3	30	258	29,79	40,0	41,8	1,36	2,10	Despreciar efectos de esbeltez
	35							
Pilar 7	25	258	35,75	40,0	34,6	0,12	2,52	Revisar efectos de esbeltez
	35							
Pilar 8 eje 9	25	248	34,36	40,0	43,4	3,63	4,62	Despreciar efectos de esbeltez
	25							
Pilar 8	25	258	35,75	40,0	35,8	0,21	1,41	Despreciar efectos de esbeltez
	25							
Pilar 10	30	273	31,52	40,0	40,5	30,81	56,62	Despreciar efectos de esbeltez
	45							
Columna 60 x 25	25	258	35,75	40,0	36,2	2,18	11,83	Despreciar efectos de esbeltez
	60							
Columna 58 x 25	25	258	35,75	40,0	39,3	4,35	9,80	Despreciar efectos de esbeltez
	58							

Tabla A.4.5.3. 15 Revisión efectos de esbeltez en columnas, 2° Nivel.

Elemento	Dim. (cm)	Lu 2° Nivel (cm)	$\lambda c$ (2° Nivel)	(Ec. A.4.5.3.31) 40	(Ec. A.4.5.3.30) 34+12 (M1/M2)	M1	M2	Esbeltez
Pilar 1	30	265	30,60	40,0	34,9	0,11	1,49	Despreciar efectos de esbeltez
	30							
Pilar 3	30	265	30,60	40,0	34,4	0,10	3,12	Despreciar efectos de esbeltez
	35							
Pilar 7	25	265	36,72	40,0	34,5	0,10	2,30	Revisar efectos de esbeltez
	35							
Pilar 8	25	265	36,72	40,0	34,2	0,03	1,60	Revisar efectos de esbeltez
	25							
Pilar 10	30	265	30,60	40,0	38,2	8,32	23,50	Despreciar efectos de esbeltez
	45							
Columna 60 x 25	25	265	36,72	40,0	35,1	0,42	4,53	Revisar efectos de esbeltez
	60							
Columna 58 x 25	25	265	36,72	40,0	34,9	0,20	2,82	Revisar efectos de esbeltez
	58							

Tabla A.4.5.3. 16 Revisión efectos de esbeltez en columnas de doble altura.

Elemento	Dim. (cm)	Lu 1° - 2° Nivel (cm)	$\lambda c$ (1° - 2° Nivel)	(Ec. A.4.5.3.31) 40	(Ec. A.4.5.3.30) 34+12 (M1/M2)	M1	M2	Esbeltez
Pilar 10 frontis - eje 6	30	515	59,47	40,0	39,1	15,1	35,4	Efectos de esbeltez
	45							
Pilar 10 frontis - eje 7	30	515	59,47	40,0	39,4	12,5	28,0	Efectos de esbeltez
	45							

### ANEXO 4.5.4 NIVEL DE TENSIONES ALBAÑILERÍA CONFINADA.

Se revisa los niveles de tensiones a corte y tracción vertical de los paños de muros de albañilería confinada que presentaron más cantidad de grietas de acuerdo con el registro de daños (Anexo 4.5.1). Estas tensiones se desarrollan con las combinaciones de carga para el diseño por tensiones admisibles (Allowable Stresses Design, ASD). A continuación, se presentan los gráficos de tensiones para los ejes D, 7 y 1, más desfavorables.

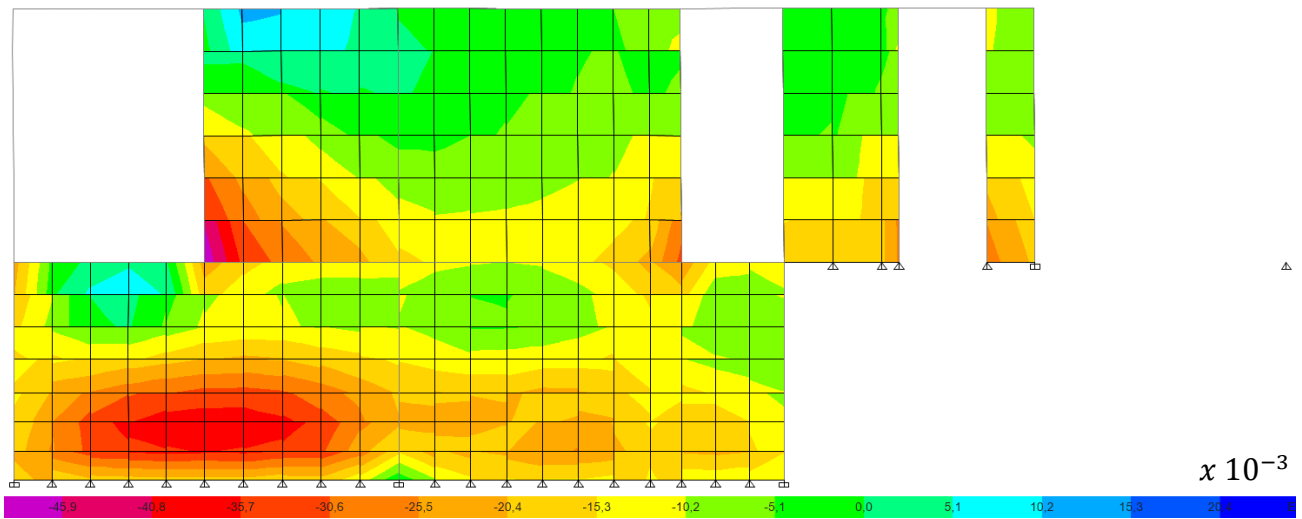


Figura A.4.5.4. 1 Tracción verticales ( $kgf/mm^2$ ), eje D, C. ASD 4) Mín, dire. X, suelo C.

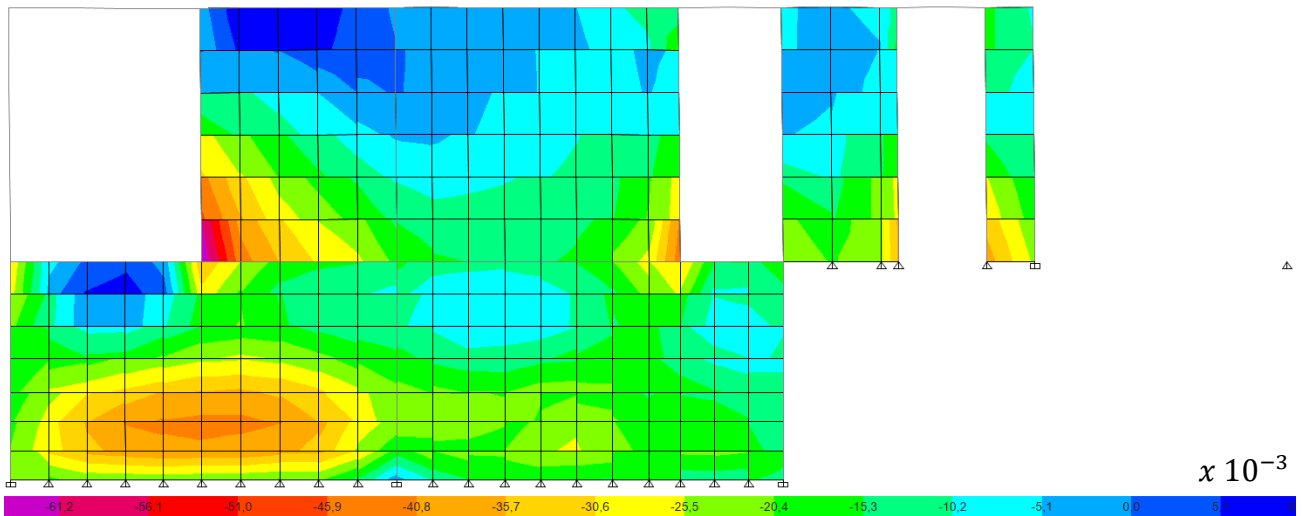


Figura A.4.5.4. 2 Tracción verticales ( $kgf/mm^2$ ), eje D, C. ASD 4) Mín, dire. X, suelo D.

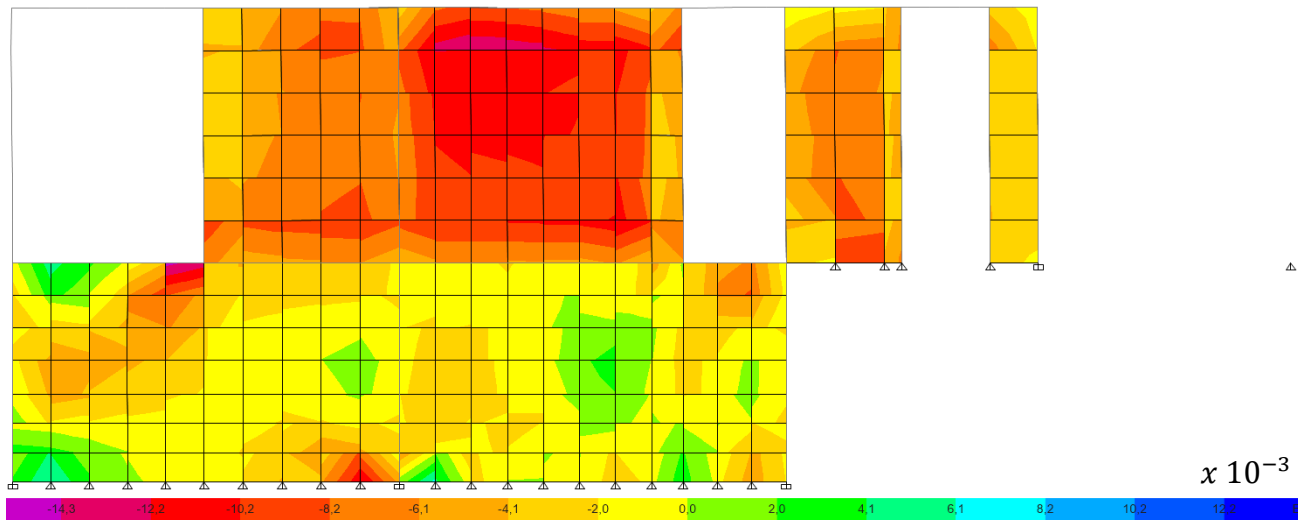


Figura A.4.5.4. 3 Tensiones de corte ( $kgf/mm^2$ ), eje D, C. ASD 4) Mín, dire. X, suelo C.

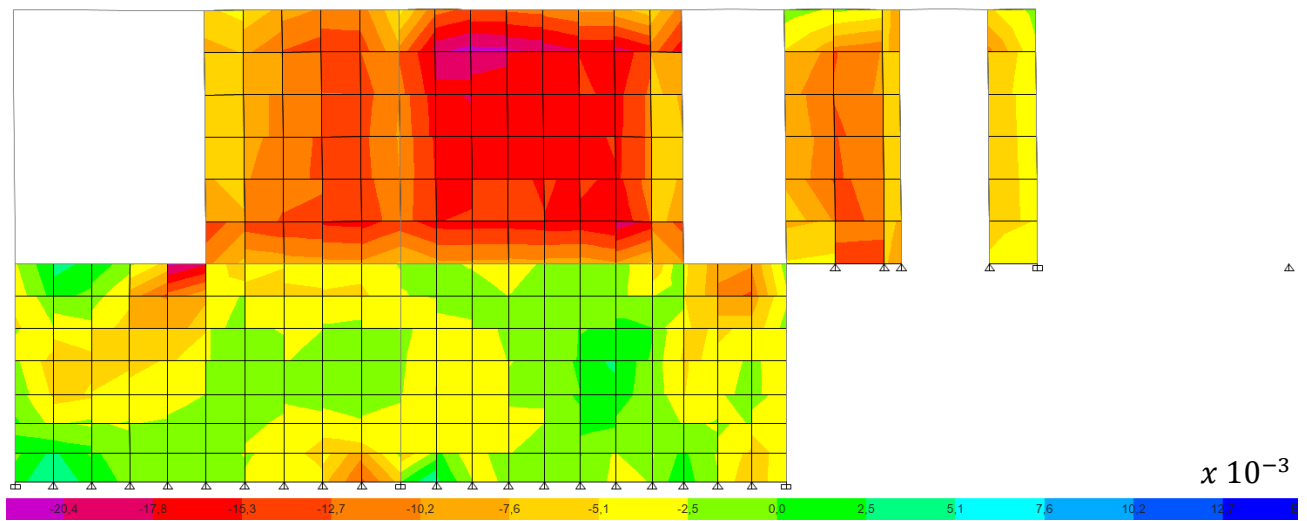


Figura A.4.5.4. 4 Tensiones de corte ( $kgf/mm^2$ ), eje D, C. ASD 4) Mín, dire. X, suelo D.

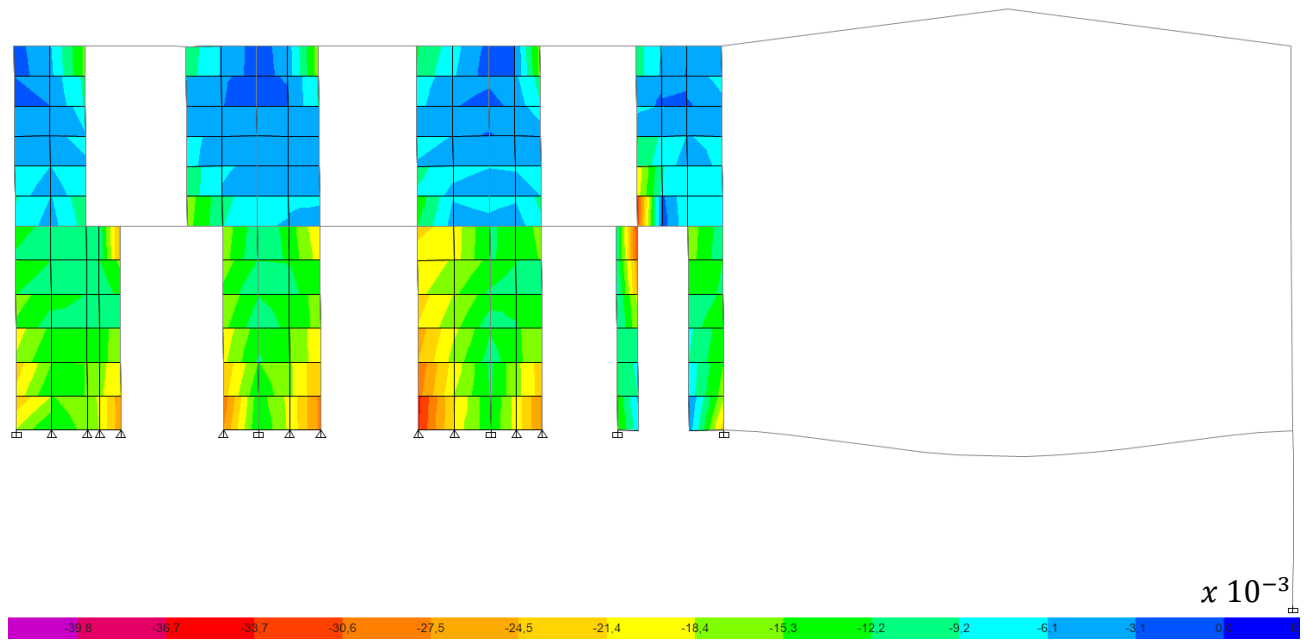


Figura A.4.5.4. 5 Tracciones verticales ( $kgf/mm^2$ ), eje 7, C. ASD 4) Mín, dire. Y, suelo C.

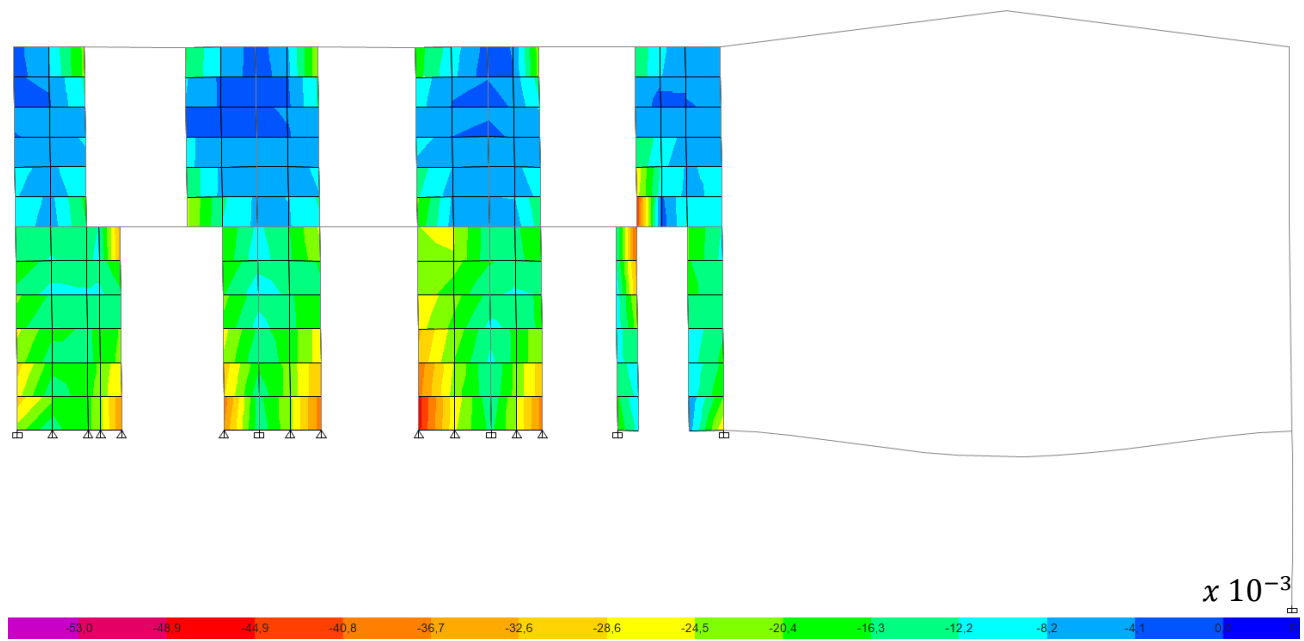


Figura A.4.5.4. 6 Tracciones verticales ( $kgf/mm^2$ ), eje 7, C. ASD 4) Mín, dire. Y, suelo D.

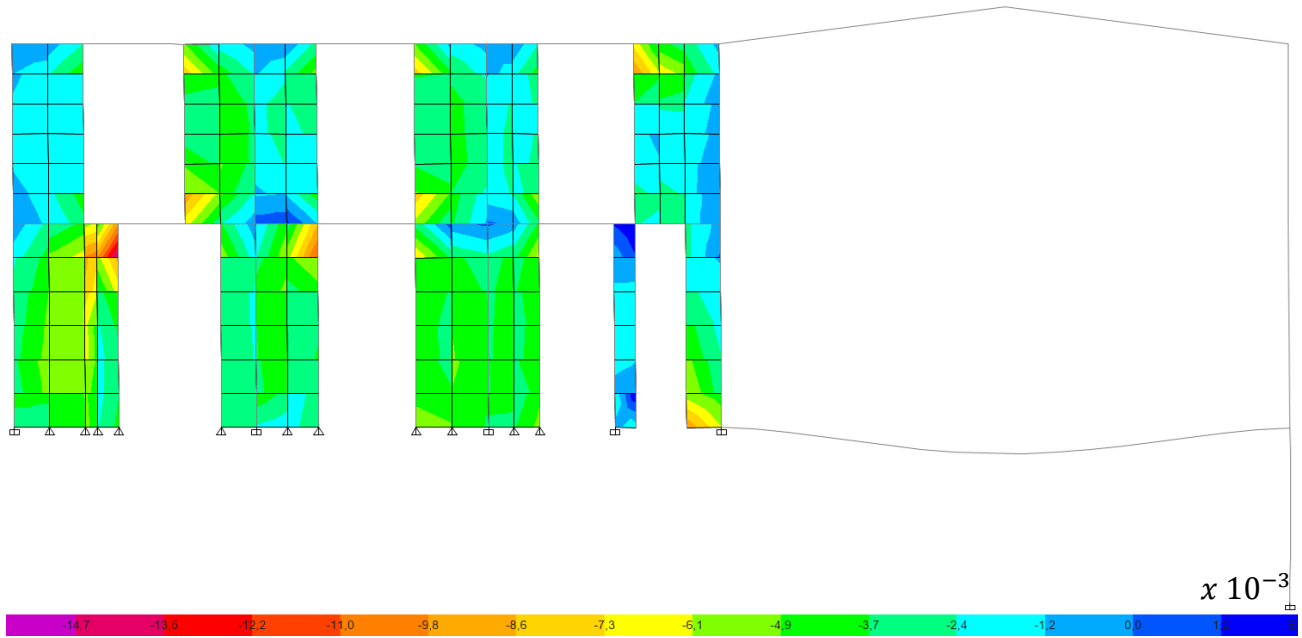


Figura A.4.5.4. 7 Tensiones de corte ( $kgf/mm^2$ ), eje 7, C. ASD 4) Mín, dire. Y, suelo C.

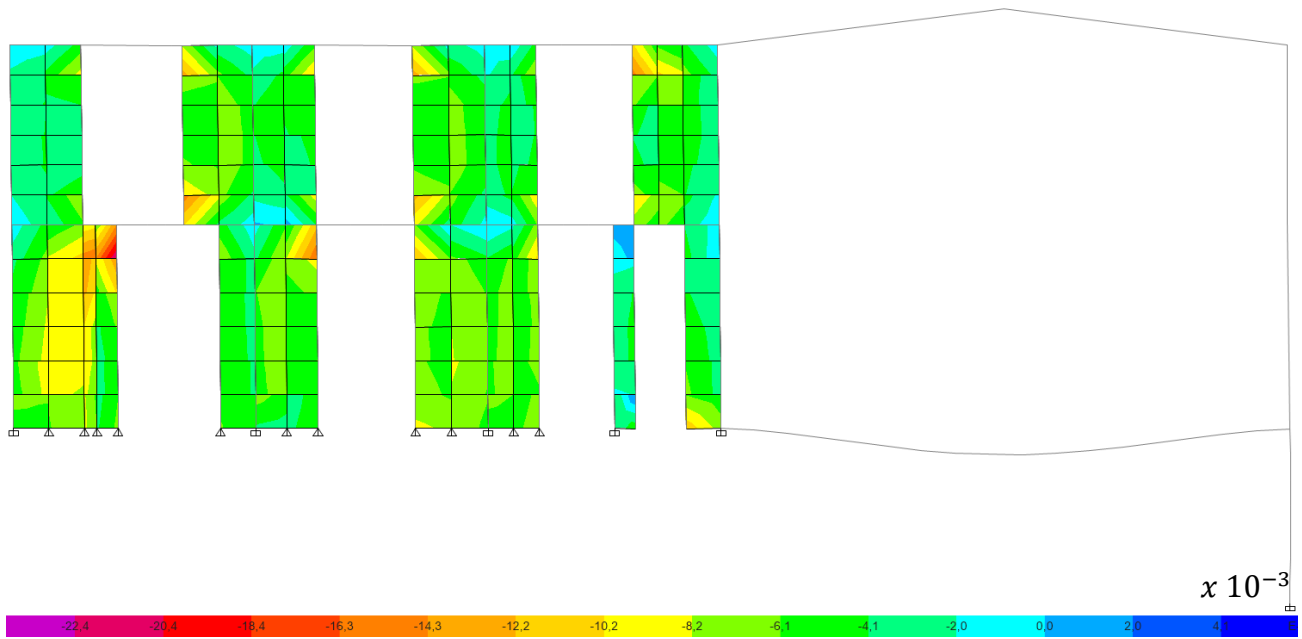


Figura A.4.5.4. 8 Tensiones de corte ( $kgf/mm^2$ ), eje 7, C. ASD 4) Mín, dire. Y, suelo C.

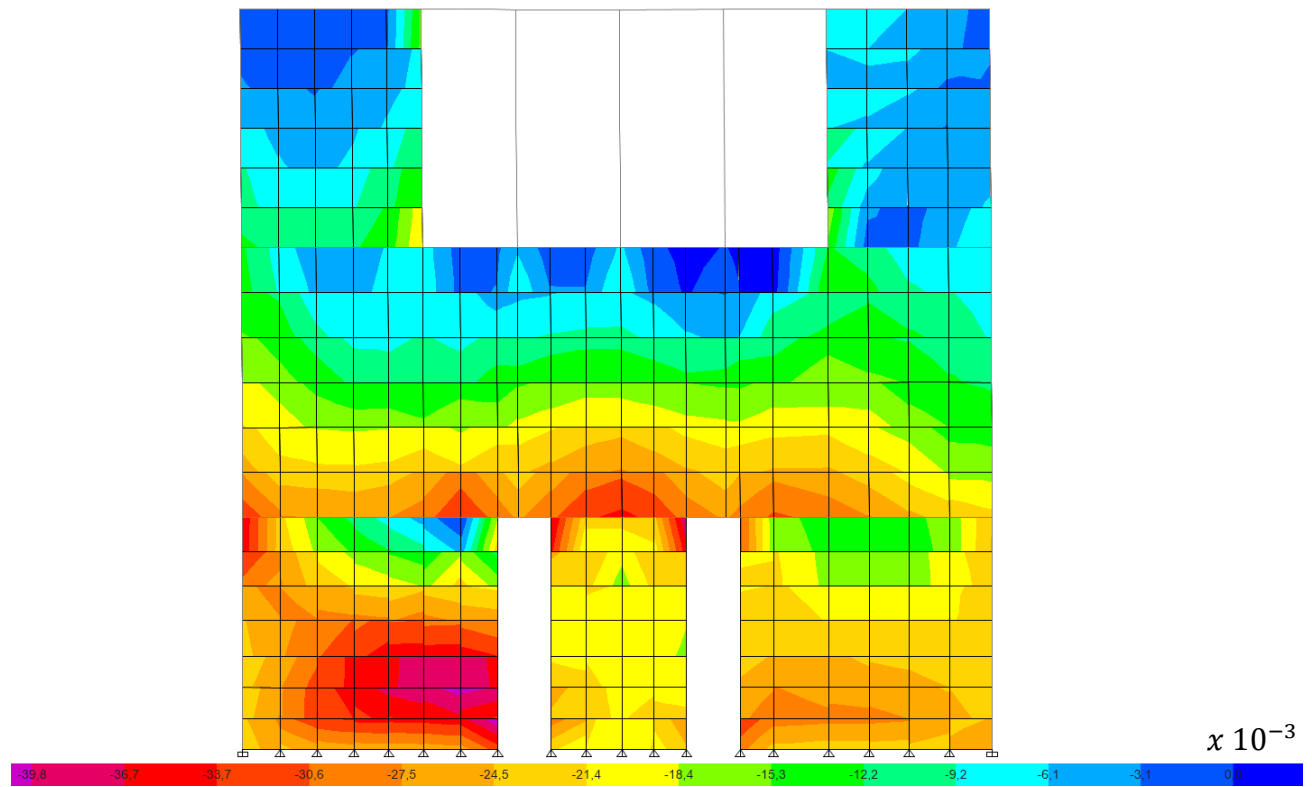


Figura A.4.5.4. 9 Tracciones verticales ( $kgf/mm^2$ ), eje 1, C. ASD 4) Mín, dire. X, suelo C.

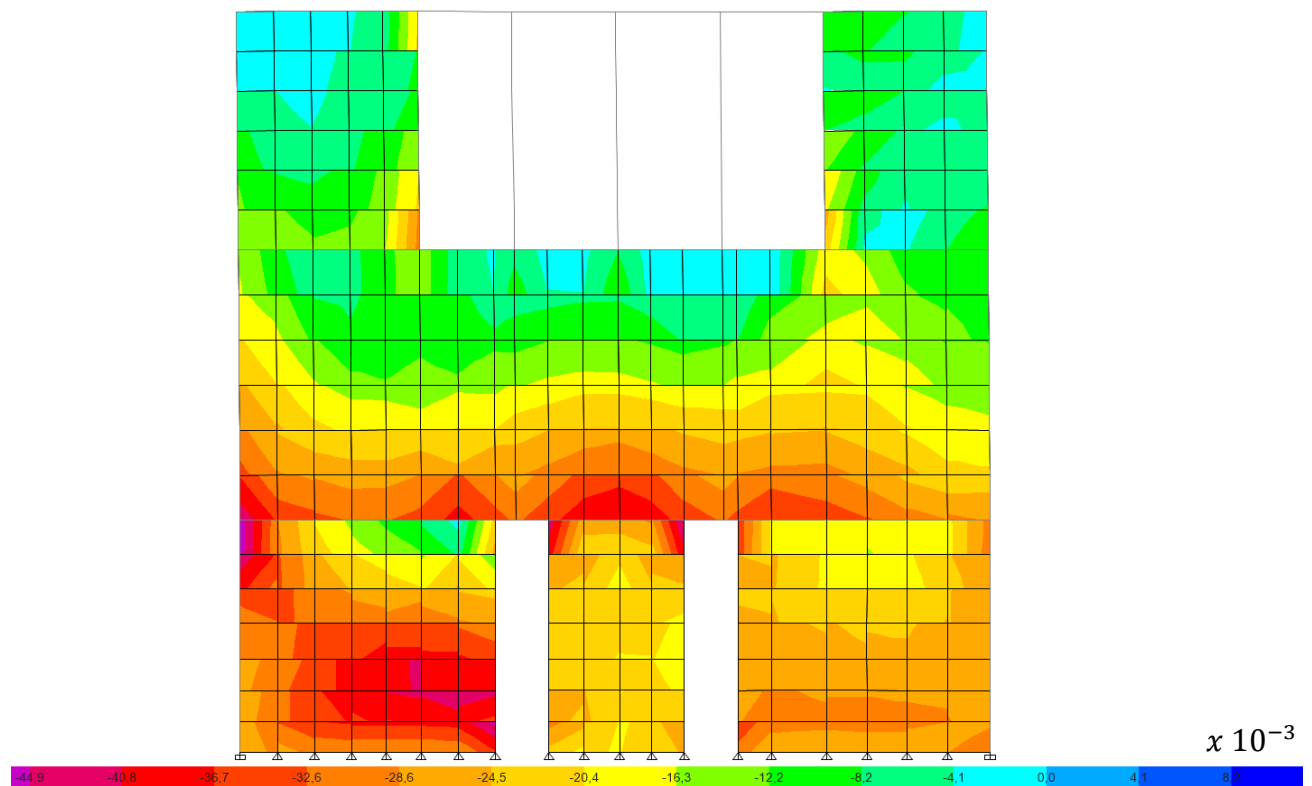


Figura A.4.5.4. 10 Tracciones verticales ( $kgf/mm^2$ ), eje 1, C.ASD 4) Mín, dire. X, suelo D.



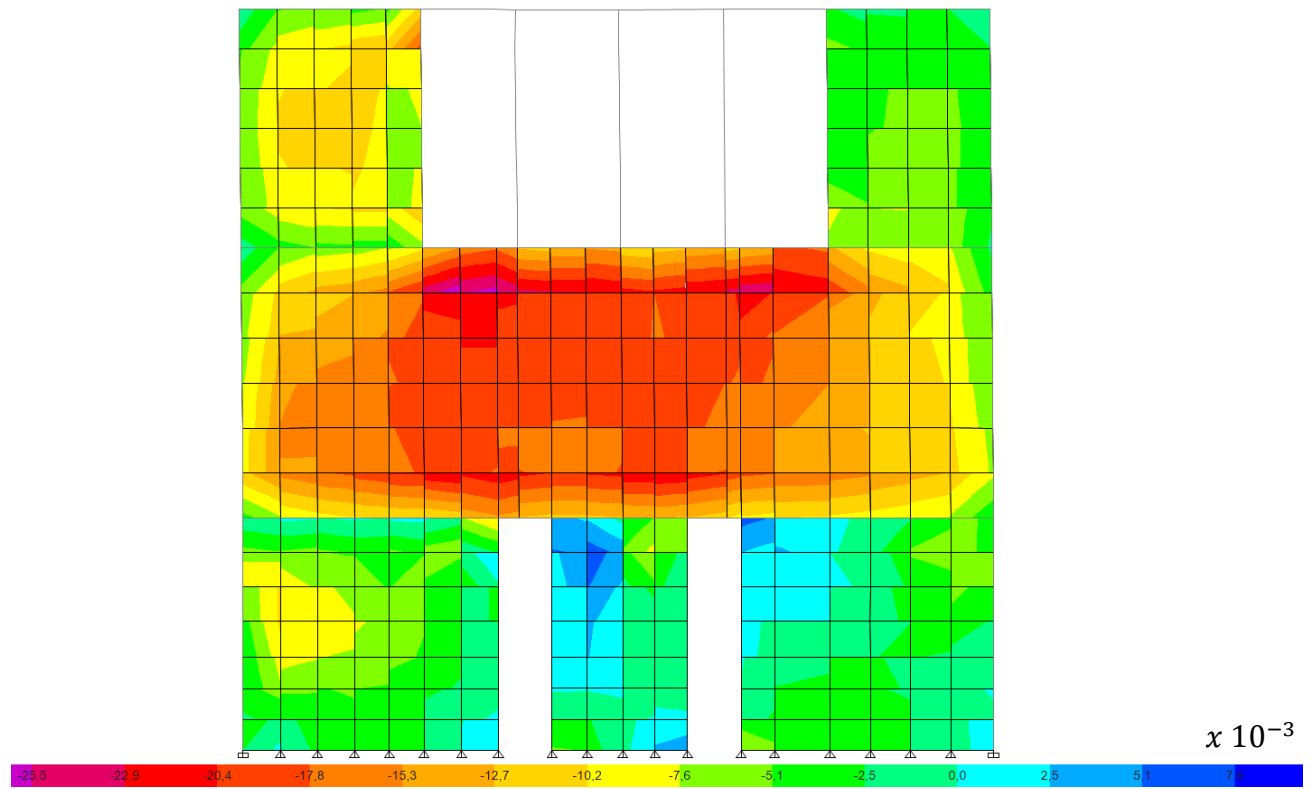


Figura A.4.5.4. 11 Tensiones de corte ( $kgf/mm^2$ ), eje 1, C. ASD 4) Mín, dire. Y, suelo C.

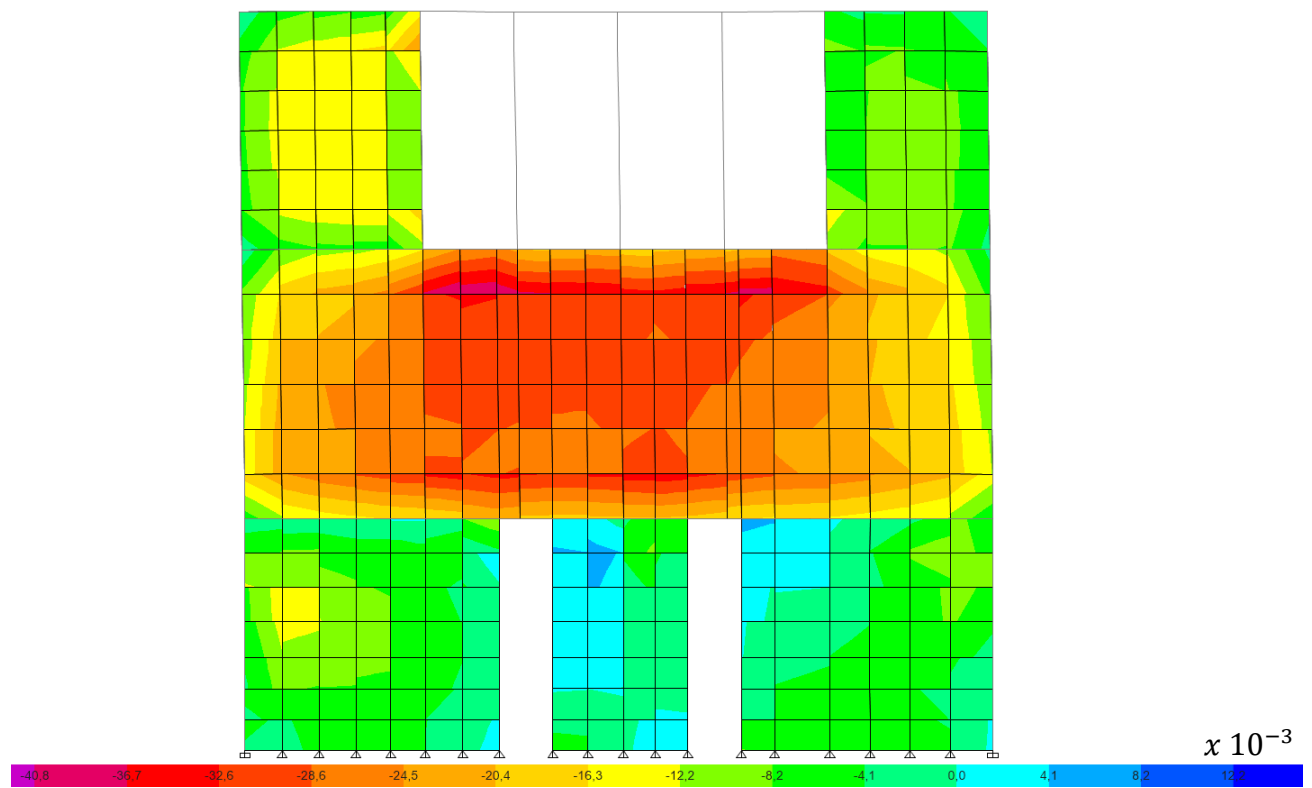


Figura A.4.5.4. 12 Tensiones de corte ( $kgf/mm^2$ ), eje 1, C. ASD 4) Mín, dire. Y, suelo D.

**UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN – FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**RESUMEN DE MEMORIA DE TÍTULO**

**Departamento** : Departamento de Ingeniería Civil  
**Carrera** : Ingeniería Civil  
**Nombre del memorista** : Isabel Margarita del Carmen Olivares Rosales  
**Título de la memoria** : Desarrollo de un modelo computacional a partir de datos obtenidos de un levantamiento estructural y un estudio de las propiedades dinámicas de un inmueble de interés histórico.  
**Fecha de la presentación oral** : \_\_\_\_ de septiembre 2023  
**Profesor(es) Guía** : Patricio Dagoberto Cendoya Hernández  
**Profesor(es) Revisor(es)** : Sebastián Andrés Calderón Díaz  
**Profesor(es) Externo(s)** :  
**Concepto** : Modelamiento estructural, estructura antigua.  
**Calificación** :

**Resumen**

En un país sísmico como Chile, las estructuras de interés histórico son las más dañadas por los sismos, porque estas presentan baja mantención, sus componentes presentan daños propios de la antigüedad de sus materiales, los deterioros acumulados en el tiempo no han sido reparados estructuralmente y presentan intervenciones a lo largo del tiempo, de las cuales en muchas ocasiones no existen registros. La falta de información que se cuenta de estas estructuras dificulta caracterizar sísmicamente al edificio y por consiguiente entender las causales de los deterioros con los cuales cargan.

Para lo anterior, se levantó estructuralmente una estructura de valor patrimonial, recopilando toda la información técnica e histórica del caso estudio y del sector donde se ubica, caracterizando los materiales constituyentes y sistema constructivos, correlacionando el registro de daños registrados posterior al terremoto del 27 de febrero del 2010 con su comportamiento sísmico y demanda de esfuerzos de sus elementos estructurales. Logrando una modelación computacional con un comportamiento dinámico muy similar al medido en terreno y a la entregada por la literatura, con la cual se logra entender las causas de los deterioros presentes en el edificio.