

## CONSTANCIA DE DEFENSA PÚBLICA DE PROYECTO DE GRADUACIÓN

Proyecto de Graduación defendido públicamente ante el Tribunal Evaluador, integrado por los profesores Ing. Gustavo Rojas Moya, Ing. Adrián Chaverri Coto, Ing. Ángel Navarro Mora, Ing. Mauricio Araya Rodríguez, como requisito parcial para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería en Construcción, del Instituto Tecnológico de Costa Rica.



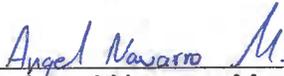
---

Ing. Gustavo Rojas Moya.  
Director



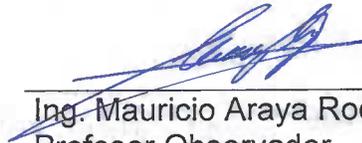
---

Ing. Adrián Chaverri Coto.  
Profesor Guía



---

Ing. Ángel Navarro Mora.  
Profesor Lector



---

Ing. Mauricio Araya Rodríguez.  
Profesor Observador

**Modelo estructural calibrado y  
análisis dinámico del Edificio  
Central del Instituto  
Costarricense de Electricidad**

# Abstract

The building that serves as the headquarters of the Costa Rican Institute of Electricity (ICE, for its initials in Spanish) was built between 1969 and 1972. Due to its 40 plus years of service life, and the lack of a seismic code during its design and construction in Costa Rica, a structural evaluation is required to determine its structural integrity and to determine its remaining service life.

The present work corresponds to the second stage of this ongoing structural evaluation, and consists on the elaboration of a structural model of ICE's headquarters building, as well as its lineal dynamic analysis. The structural model from the present work will serve as the starting point for future definitive analysis.

The structural model was elaborated utilizing the ETABS software suite, and is based on previous works and research carried out that compiled information on the status of the different structural elements, as well as the estimation of the existing gravitation loads (dead and live loads) that the structure is currently being subjected to.

In order to guarantee the fidelity of the models behavior to that of the existing structure, it was calibrated using a technique based on estimating the dynamic properties of the existing structure. This technique involves the collection of the buildings oscillations due to environmental vibrations using accelerographs, and the calculation of its fundamental frequencies and periods from the collected data.

Once the model was calibrated, a modal spectral analysis was carried out in order to compare the drifts obtained from the model to the limits established by the Seismic Code of Costa Rica in its 2010 edition.

*Key words: structural evaluation, calibration of structural model, oscillation of structures due to environmental vibration, dynamic analysis, Costa Rican Seismic Code 2010.*

# Resumen

El Edificio Central del Instituto Costarricense de Electricidad fue construido entre los años 1969 y 1972. Debido a que cuenta con más de 40 años y que para entonces no se contaba con un código sísmico en el país, surgió la necesidad de realizar una evaluación estructural y determinar su vida útil remanente.

La etapa correspondiente a este trabajo consistió en la elaboración del modelo estructural del edificio, así como el análisis lineal basado en el método dinámico. Este modelo sirve como insumo fundamental para un posterior análisis definitivo.

Para la modelación de la estructura, fue necesaria la recopilación de la información previa, además de la estimación de las cargas gravitacionales existentes. A partir de esta información, la estructura fue modelada en el programa ETABS.

Con el propósito de garantizar la fidelidad del modelo, se utilizó la técnica de calibración con base en la estimación de las propiedades dinámicas reales del edificio. Para esto, se realizaron pruebas de vibraciones ambientales con acelerógrafos de las que es posible extraer los períodos fundamentales de las estructuras.

Una vez calibrado el modelo, se realizó un análisis modal espectral en que se compararon las derivas obtenidas con respecto a los límites establecidos por el Código Sísmico de Costa Rica 2010.

*Palabras clave: Evaluación estructural, modelo estructural calibrado, pruebas de vibraciones ambientales, análisis dinámico, CSCR-2010.*

# **Modelo estructural calibrado y análisis dinámico del Edificio Central del Instituto Costarricense de Electricidad**

MARÍA ELENA CORDERO CAMACHO

Proyecto final de graduación para optar por el grado de  
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Julio del 2017

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA  
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

# Contenido

Prefacio.....	1
Resumen ejecutivo .....	2
Introducción .....	6
Marco Teórico.....	8
Metodología .....	17
Resultados.....	37
Análisis de resultados.....	60
Conclusiones .....	65
Recomendaciones .....	67
Apéndices .....	68
Anexos.....	69
Referencias.....	70



# Prefacio

El edificio central del Instituto Costarricense de Electricidad (ICE) ubicado en Sabana Norte, en la provincia de San José; fue construido entre los años 1969 y 1972. Considerando que el mismo tiene más de 40 años, surgió la necesidad de evaluar su estado estructural. Así mismo, determinar su vida útil remanente y si lo amerita, elaborar una readecuación estructural, a partir de la normativa actual del Código Sísmico de Costa Rica 2010 (CSCR-2010).

En esta etapa del estudio, se requirió iniciar el estudio de gabinete, por lo cual se elaboró un modelo estructural tridimensional procurando representar el estado actual de la manera más fidedigna posible. Para esto fue necesario calibrar el modelo a partir de los resultados de mediciones de vibraciones ambientales (por medio de acelerógrafos) y tomando en cuenta la información de estudios previos. Una vez calibrado el modelo, se aplicó un análisis modal espectral, en donde se analizaron las principales formas modales y se compararon las derivas con respecto a los límites establecidos por el CSCR-2010.

El modelo y análisis realizados, son el insumo para el análisis definitivo y detallado de los elementos, que permitirán realizar las intervenciones que sean necesarias.

Agradezco a todas las personas que contribuyeron con este proyecto, haciendo mención de algunas: al ingeniero Adrián Chaverri por brindarme la oportunidad, su apoyo, y orientación para poder realizar el proyecto; al ingeniero Marco Rodríguez por el seguimiento constante en cada etapa del proyecto y en general al personal del Área de Ingeniería Estructural y Arquitectura del ICE por todos sus aportes. Agradezco también a mis profesores del Tecnológico de Costa Rica por brindarme las herramientas y la formación necesarias para ejercer mi profesión.

Dedico este trabajo a mis padres: Obeth y Milagro; a mis hermanas: Andrea e Irene, y a mi mejor amiga Joseline, por ser ejes fundamentales en mi vida y en cada meta propuesta y cumplida.

# Resumen ejecutivo

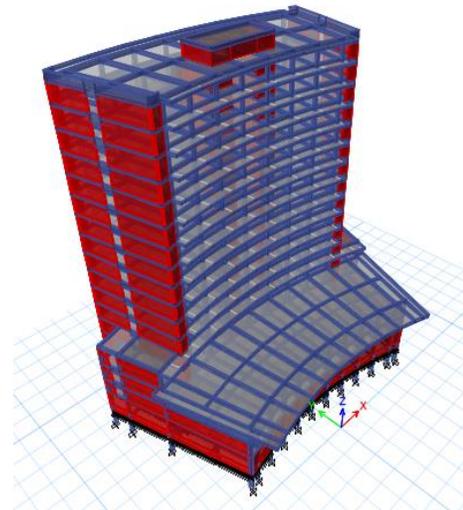
El edificio Jorge Manuel Dengo Obregón pertenece al Instituto Costarricense de Electricidad y se ubica en el sector de Sabana Norte de la provincia de San José.

El presente trabajo responde a la necesidad de evaluar su estado estructural a partir de la normativa actual del Código Sísmico de Costa Rica 2010 (CSCR-2010).

Previamente se realizó una inspección estructural general en donde se realizaron pruebas físicas de materiales, un estudio de grietas y la comparación de las dimensiones reales y existencia de los elementos con respecto a los planos. El informe de esta inspección permitió conocer el estado actual de los elementos sismoresistentes, además de proporcionar información necesaria para llevar a cabo la modelación estructural.

El presente trabajo consistió precisamente en generar un modelo estructural calibrado de la estructura, así como realizar un análisis modal espectral con el fin de comparar las derivas con respecto a los límites establecidos en el CSCR-2010.

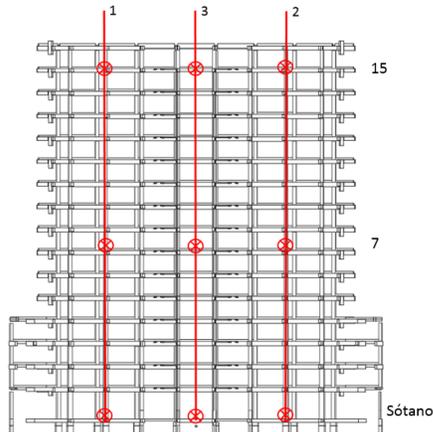
Primeramente, se realizó la modelación geométrica tridimensional en donde se contemplaron los elementos sismoresistentes como: vigas, columnas, muros de corte y ductos de ascensores. El modelo generado se realizó en el programa ETABS y se muestra a continuación:



**Figura 1.** Vista 3D del modelo del Edificio Central del ICE. Fuente: elaboración propia

Se estimaron las cargas gravitacionales que actúan sobre la estructura. Para esto se realizó una inspección general del tipo de acabados y elementos no estructurales presentes en cada nivel del edificio, con lo cual se obtuvo la carga permanente adicional. Además, se contó con un listado de la cantidad de personas que trabajan por nivel. De esta manera, se asignó un mobiliario típico por persona y con esto, se obtuvo la carga temporal real aproximada en cada nivel.

Con el fin de garantizar que los resultados obtenidos del modelo fueran confiables, se utilizó la técnica de calibración a partir de la obtención de propiedades dinámicas de las estructuras por medio de instrumentación. Para esto se efectuaron mediciones de vibraciones ambientales con acelerógrafos a cargo del personal del Área de Sismología y Vulcanología del ICE.



**Figura 2.** Ubicación en elevación de ejes de medición  
Fuente: elaboración propia

En la figura anterior se observa el esquema de instrumentación propuesto para las pruebas. Se usaron 3 ejes verticales colocando un acelerógrafo en el sótano, uno en el nivel 7 y uno en el nivel 15. Con estas pruebas se registraron aceleraciones en las 2 direcciones ortogonales (este – oeste y norte – sur) y después del procesamiento de los registros, se obtuvieron los períodos correspondientes.

Según la propuesta de instrumentación del edificio realizada en 1991 por el Ing. Rolando Hernández, el primer modo de la estructura se da mayoritariamente en la dirección X (sentido longitudinal del edificio o dirección este - oeste) y el segundo en la dirección Y (sentido transversal o dirección norte - sur). De este modo se esperaba que, al colocar los instrumentos en estas direcciones, se obtuviera el primer y segundo períodos, con los cuales se debería hacer coincidir los del modelo generado.

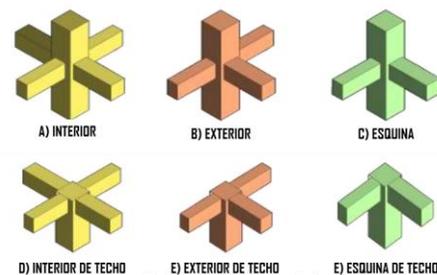
Sin embargo, el primer modo no es estrictamente traslacional en X, ya que el edificio se mueve siguiendo la forma curva que tiene. Por este motivo, el primer período identificado con los resultados de las pruebas se consideró como no válido y se decidió calibrar el modelo con el segundo período, en el que el movimiento si es estrictamente traslacional.

Dirección	Frecuencia (Hz)	Período (s)
X (Este - oeste)	0,75	1,33
Y (Norte - sur)	0,92	1,09

**Cuadro 1.** Frecuencias y períodos obtenidos de los registros acelerográficos en cada dirección (Área de Sismología y Vulcanología ICE, 2017).

Como se muestra en el cuadro anterior, el segundo período medido fue de 1,09 s. Conociendo este valor, se realizaron 12 variantes de modelo y con cada uno, la comparación en porcentaje de la diferencia de períodos.

Se comprobó que tanto las escaleras como las marquesinas le aportan rigidez significativa a la estructura. Por este motivo, se incorporaron en la modelación. Además, se aplicó un factor de zona rígida de 1 con el fin de representar el hecho de que en las pruebas de vibraciones ambientales las aceleraciones son tan bajas, que no se logran vencer las fuerzas de fricción en las conexiones viga – columna.



**Figura 3.** Tipos de conexiones viga columna Fuente: Guzman, 2016.

Siguiendo las recomendaciones del FEMA 273, se aplicaron factores de reducción de rigidez para cada tipo de elemento. Esto ocasionó un aumento en la diferencia entre el período real y el del modelo. Sin embargo, se decidió considerar estas afectaciones porque el modelo siguió estando calibrado (diferencia de períodos menor al 10%) y porque la pérdida de rigidez es un aspecto que debe considerarse.

Cabe destacar que se realizó un análisis de sensibilidad variando los factores de reducción de rigidez para cada tipo de elemento. Este mismo permitió encontrar un factor para las vigas que condujo a una menor diferencia de períodos con respecto a la obtenida con las recomendaciones del FEMA 273. Este factor se conservó junto con los recomendados para las columnas y muros.

Por último, se incluyeron resortes lineales en el perímetro superior del muro de retención para conocer el efecto que tiene el suelo. Efectivamente la diferencia de períodos se redujo y los períodos obtenidos para el modelo final son los siguientes:

- Primer período: 2,06 s.

- Segundo período: 1,12 s.

Como se mencionó anteriormente, el modelo se calibró con el segundo período. La diferencia obtenida finalmente fue de 3,12%, valor que se encuentra por debajo del 10% límite.

Se tomaron en cuenta los 45 primeros modos de la estructura. A continuación, se muestran los porcentajes de participación de la masa, así como los factores de dirección modal para los primeros 12 modos que fueron los analizados:

Modo	Período (s)	Sumatoria de masa participativa en X (%)	Sumatoria de masa participativa en Y (%)	Sumatoria de masa participativa en Rz (%)
1	2,06	55,78	0,00	4,87
2	1,12	55,78	55,81	4,89
3	0,79	57,35	55,84	48,33
4	0,57	72,55	55,84	49,00
5	0,28	72,57	74,09	49,00
6	0,27	79,62	74,13	49,19
7	0,21	80,55	74,13	67,10
8	0,17	84,54	74,13	67,12
9	0,14	84,54	83,62	67,12
10	0,12	85,07	83,63	67,35
11	0,12	85,22	83,64	67,40
12	0,12	87,74	83,64	67,41
13	0,11	87,83	83,64	72,09
14	0,11	87,88	83,70	73,53
15	0,10	88,69	83,70	78,30
16	0,10	88,69	83,70	78,30
17	0,10	88,69	83,70	78,30
18	0,10	88,69	83,71	78,31
19	0,10	88,69	83,71	78,31
20	0,10	88,69	83,71	78,31
21	0,10	88,69	83,71	78,32
22	0,09	88,72	83,71	78,33
23	0,09	88,72	83,72	78,33
24	0,09	88,73	83,87	78,33
25	0,09	88,84	83,90	78,33
26	0,09	89,29	83,90	78,34
27	0,09	89,47	86,26	78,34
28	0,09	89,60	89,05	78,36
29	0,09	91,15	89,08	78,40
30	0,09	91,16	89,08	78,40
31	0,09	91,18	89,08	78,40
32	0,08	91,18	89,08	78,40
33	0,08	91,18	89,08	78,40
34	0,08	91,22	89,10	78,43
35	0,08	91,35	89,11	78,57
36	0,08	91,35	89,11	78,57
37	0,08	91,35	89,11	78,57
38	0,08	91,35	89,11	78,57
39	0,08	91,35	89,11	78,57
40	0,08	91,35	89,11	78,57
41	0,08	91,36	89,11	78,57
42	0,07	91,36	89,11	78,57
43	0,07	91,36	89,11	78,57
44	0,07	91,76	89,23	78,67
45	0,07	91,76	92,16	78,67

**Cuadro 2.** Períodos obtenidos para cada uno de los 45 primeros modos y participación de la masa en cada dirección.

Modo	Dirección X (%)	Dirección Y (%)	Rotación Z (%)
1	96,80	0,00	3,20
2	0,00	99,90	0,10
3	3,60	0,10	96,40
4	95,90	0,00	4,10
5	0,20	99,80	0,00
6	95,10	0,20	4,70
7	5,00	0,00	95,00
8	95,20	0,00	4,70
9	0,00	99,90	0,00
10	6,60	0,00	93,30
11	11,00	1,00	88,00
12	84,50	0,00	15,50

**Cuadro 3.** Factores de dirección modal para los primeros 12 modos de oscilación de la estructura.

Se observa que en el modo 45 ya se alcanza una participación de la masa de más del 90% en ambas direcciones ortogonales como establece el CSCR-2010. Además, el primer modo se da mayoritariamente en la dirección X, el segundo en la dirección Y y el tercero es mayoritariamente torsional.

Estos 3 modos corresponden a los primeros modos de cada grupo modal, definidos por los 3 grados de libertad que simplificada se tienen por nivel. Conforme los modos avanzan, se observa que el acoplamiento torsional toma importancia, y los modos estrictamente traslacionales (dirección Y) tienden a desaparecer.

El comportamiento modal se debe primeramente a que la configuración en planta de sector circular propicia la torsión en el edificio. Los muros de corte en los extremos de su sentido transversal le aportan gran rigidez, creando un "brazo de palanca" que se opone a la torsión. Es por esto que el primer modo no es mayoritariamente torsional.

Por otra parte, aunque el edificio cuenta con una mayor cantidad de luces en el sentido longitudinal, no se tiene un aporte de rigidez tan significativo como el que le brindan los muros de corte al sentido transversal. Esto explica que el primer modo se de en la dirección X principalmente.

El hecho de que en la dirección X los modos no sean estrictamente traslacionales como en la dirección Y se debe a que los elementos (sobre todo los muros de corte) se

encuentran rotados con respecto a los ejes globales. Al aplicarse una fuerza en la dirección X, los elementos se van a tender a flexionar en su sentido débil (como es natural); y dado que el sentido fuerte se encuentra orientado radialmente, la flexión de toda la estructura sigue la forma de arco de la misma.

Para el análisis modal espectral se utilizó el espectro correspondiente a una ductilidad de 1. Esto porque no se conoce la ductilidad de la estructura, ni siquiera la ductilidad considerada en el diseño. Además, la estructura se ha visto sometida a varios eventos sísmicos, lo que hace suponer que ya debe haber disminuido su capacidad para disipar energía por deformación.

El límite de derivas inelásticas establecido por el CSCR-2010 para una estructura con sistema estructural tipo dual y ocupación D (como el edificio en estudio) es de 0,018. El modelo calibrado indicó que para ninguno de los niveles se supera este límite y, en general, las mayores derivas se presentan en la dirección X en el orden de  $10^{-3}$ .

A pesar de no conocer la ductilidad real de la estructura, es probable que aunque contara con una ductilidad diferente de 1, la misma cumpla con los límites que establece el CSCR-10. Esto porque para una estructura elástica se considera la mayor fuerza sísmica; por lo tanto las derivas elásticas son las mayores que pueden obtenerse.

# Introducción

El edificio en estudio es el edificio central del Instituto Costarricense de Electricidad. La construcción de este mismo finalizó en el año 1972 y su diseño data de 1966. Para ese entonces en Costa Rica no se contaba con un código sísmico y comúnmente se utilizaba una traducción del Blue Book de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAO por sus siglas en inglés) (CFIA, 2017).

Por este motivo y por la edad de la edificación, resultó necesario realizar un estudio de vulnerabilidad sísmica, además de estimar su vida útil remanente. Como primera etapa de este estudio, en el 2015 se realizó una inspección estructural detallada por parte del Ing. José Andrés Solano. La inspección consistió en un estudio de grietas y pruebas físicas (destructivas y no destructivas) de materiales, así como una comparación de existencia y dimensiones de los elementos estructurales con respecto a los planos.

En este proyecto y como objetivo principal del mismo, se debió generar un modelo estructural tridimensional del edificio y realizarle un análisis dinámico que permitiera estimar la sollicitación sísmica. Con el fin de garantizar la fidelidad del modelo, el mismo se calibró a partir de los resultados obtenidos con pruebas de vibraciones ambientales.

Para la realización de estas pruebas, se partió de la propuesta de instrumentación para la medición de la respuesta sísmica del edificio, realizada por el Ing. Rolando Hernández en 1991. Con esta propuesta e investigación bibliográfica acerca de instrumentación de edificios, fue posible definir los sitios de colocación de los acelerógrafos y el procedimiento para realizar las pruebas de vibraciones.

Por otra parte, se contó con los planos estructurales y algunos estudios previos, como por ejemplo estudios de suelos y un estudio llamado “Vulnerabilidad Estructural de las Marquesinas de Fachada en el Edificio Principal

La Sabana, San José” elaborado por la firma AESA Ingenieros Consultores y Constructores S.A. En este último se evaluó la capacidad estructural de las marquesinas y se dio explicación a las deformaciones y agrietamientos que presentan.

Como continuación de este estudio, en el 2014 se generó un informe por parte del Área de Ingeniería Estructural y Arquitectura del ICE. En este se concluyó que no es necesaria una intervención drástica e inmediata desde el punto de vista estructural.

Para desarrollar este proyecto, se plantearon cuatro objetivos específicos que se detallan a continuación:

- Recopilar y estudiar la información existente de la edificación.
- Generar el modelo geométrico del edificio con las cargas gravitacionales que actúan sobre el mismo.
- Determinar el período real del edificio y calibrar el modelo a partir del resultado.
- Realizar un análisis dinámico básico al modelo.

El presente informe se compone de los siguientes apartados:

**Marco Teórico:** se explica resumidamente la teoría del análisis dinámico de estructuras y la calibración de modelos estructurales, incluyendo los principios de instrumentación de edificios y las pruebas de vibraciones ambientales.

**Metodología:** se describe el procedimiento seguido para la realización del proyecto. Se destaca que se explica el proceso de calibración del modelo.

**Resultados:** se exponen los modos de oscilación de la estructura al considerarse una cantidad tal, que la masa efectiva oscilante acumulada fuera de al menos el 90% de la masa total. Además, se muestran las derivas obtenidas a partir del análisis modal espectral.

**Análisis de resultados:** se analiza la calibración del modelo, el porqué de las formas

modales obtenidas y sus respectivos períodos. También, se realiza una comparación entre las derivas obtenidas del análisis modal espectral y los límites que establece el CSCR-2010.

Conclusiones: se establecen las conclusiones a las cuales se llegó con respecto a la calibración y al análisis modal espectral del edificio en estudio.

Recomendaciones: se proporcionan recomendaciones acerca de consideraciones que deberían realizarse a futuro para la evaluación estructural y con respecto a las pruebas de vibraciones ambientales.

## **Alcances y limitaciones**

- Para la modelación estructural se partió del supuesto de que el sistema de entrepiso se comporta como un diafragma rígido.
- Las vigas postensadas de sección variable se consideraron de manera simplificada como de sección constante.
- Las placas de fundación de las columnas se consideraron como apoyos completamente restringidos a los desplazamientos y a la rotación.
- El análisis modal espectral consistió únicamente en la comparación de las derivas inelásticas con respecto a los límites establecidos en el CSCR-2010.

# Marco Teórico

## Análisis dinámico de estructuras

A diferencia del análisis estático (en donde las cargas a las que está sometida la estructura se consideran como un conjunto de fuerzas estáticas y definidas), el análisis dinámico consiste en el proceso sistemático que permite obtener la respuesta estructural tomando en cuenta la variación de cargas en el tiempo. Esto quiere decir que se analizan las fuerzas, desplazamientos, velocidades y aceleraciones que se producen en el sistema cuando un agente excitador origina vibraciones en el mismo.

Las cargas estructurales normalmente no son estáticas; sin embargo, se considera válido suponerlas estáticas cuando la variación de las mismas es sumamente lenta, lo que no causa un comportamiento dinámico de la estructura.

Para poder definir si esta variación es lenta, es necesario recurrir al concepto de período fundamental o natural de la estructura como parámetro de comparación. Este se refiere al tiempo requerido para que el sistema complete un ciclo de vibración libre (cuyas unidades son segundos) (Chopra, 2014) que se da después de que el estímulo excitador no está presente y la estructura está fuera de su posición de equilibrio. Es importante aclarar, que se dice que es fundamental o natural por ser el de frecuencia más baja o período más alto de todos los que se obtienen según lo que se explica más adelante.

Si la variación de las cargas es lenta con respecto al período se pueden considerar estáticas y, en general, esta condición se cumple por lo que los análisis estáticos han funcionado con éxito. Sin embargo, en los últimos años ha aumentado el interés en los análisis dinámicos por diversos motivos, como el hecho de que cada vez se construyen edificios más esbeltos y flexibles (con períodos más altos), también cuando las cargas a las que está sometida la

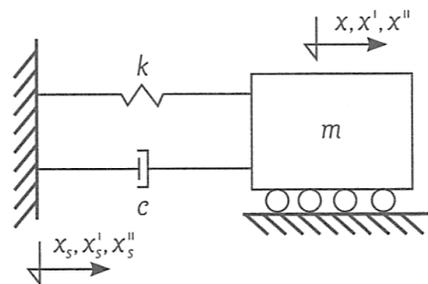
estructura son evidentemente dinámicas, o porque los diseños pueden ser más precisos.

## Ecuación de movimiento

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t)$$

*Ecuación de movimiento para un sistema de un grado de libertad*

En la ecuación anterior se tienen los parámetros que participan en el comportamiento dinámico de un sistema (de un grado de libertad) al aplicarse una aceleración en la base, que es lo que sucede precisamente en un evento sísmico. La masa del sistema ( $m$ ) interviene por el aporte inercial; la rigidez del sistema ( $k$ ) producto de la oposición del sistema a desplazamientos con respecto a su posición de equilibrio, además de la disipación de energía o amortiguamiento ( $c$ ). Todo esto igualado a la masa multiplicada por la aceleración del terreno, y negativa por el hecho de que la fuerza efectiva es de signo contrario a la aceleración que produce el sismo.



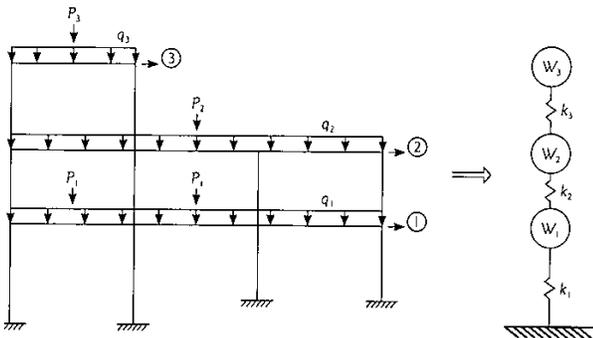
**Figura 4.** Representación del sistema de un grado de libertad. Fuente: Gómez, 2007

Para sistemas de varios grados de libertad, se aplica el mismo principio del sistema de un grado de libertad por ser la manera más sencilla para calcular las frecuencias y modos de vibrar. Al considerar todos los elementos que componen el sistema, se generan matrices tanto de masa como de rigidez.

El amortiguamiento es una variable compleja de abordar por la dificultad de poder describir con certeza su influencia en el comportamiento del sistema; por esta razón, se omite en primera instancia. De igual forma la fuerza aplicada, ya que los modos y frecuencias son propiedades intrínsecas de la estructura. Por lo tanto, la ecuación de movimiento se transforma en la siguiente:

$$M\ddot{u} + Ku = 0$$

*Ecuación de movimiento para sistemas en vibración libre*



**Figura 5.** Ejemplo de simplificación de sistemas de varios grados de libertad. Fuente: Gómez, 2007

## Modos naturales de vibración

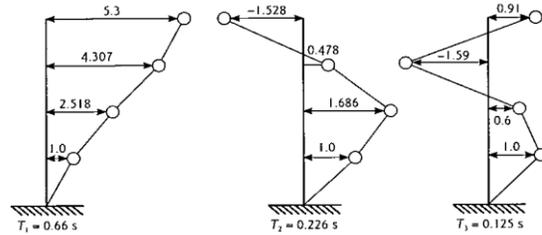
$$[[K] - \omega^2 * [M]] = 0$$

*Ecuación característica*

La ecuación anterior, llamada ecuación característica, es la solución de la ecuación diferencial planteada para sistemas en vibración libre. De este determinante se obtienen los valores propios y vectores propios.

Los primeros representan las frecuencias y por ende los períodos. Los segundos, los modos de vibración, que se refieren al conjunto de desplazamientos que definen la forma en que oscila la estructura para ese modo en específico.

Este procedimiento se debe a que los patrones de vibración de las estructuras son muy complejos, entonces se separan en distintos modos de vibración. Todos los modos superpuestos, conforman la forma en que vibrará la estructura finalmente.



**Figura 6.** Ejemplo de modos y períodos. Fuente: Gómez, 2007

En la figura anterior se muestra que, para cada modo el desplazamiento del primer nivel es unitario, lo cual se debe a que los demás desplazamientos fueron normalizados con respecto a él. Esto significa que cada uno de los valores de desplazamiento que definen el modo, se dividen por el valor del desplazamiento que se quiera unitario, ya que en algunos casos se toma el mayor de los desplazamientos con el fin de que el resto sean menores que la unidad, pero esto depende del analista.

Con cada modo se tiene un factor de participación de la masa, que es el porcentaje de masa que se “activa” para ese modo de oscilación en específico. Normalmente es en los primeros modos que se presentan los factores de participación de la masa más altos, y el CSCR-2010 exige considerar una cantidad tal, que el porcentaje de masa efectiva acumulado sea de al menos el 90%.

Conjuntamente con los factores de participación de la masa, se obtienen los factores de participación modal, que indican el aporte relativo de cada modo en el movimiento de aceleración que se haya inducido. Sin embargo, los valores numéricos de los factores de participación modal, no son una propiedad intrínseca de la estructura, ya que dependen de la normalización que se haya usado.

La cantidad de modos de vibración de la estructura se define por el número de grados de libertad que tenga la misma, y para cada uno de ellos, puede darse una respuesta acoplada o desacoplada. Esto quiere decir que un modo puede no ser estrictamente traslacional o torsional, sino que puede presentar cierto porcentaje de traslación (en una o dos direcciones) y cierto porcentaje de torsión. Esto se da normalmente en estructuras donde el centro de masa y el centro de rigidez no coinciden, lo que genera una excentricidad que entre mayor sea, es más probable que se dé el

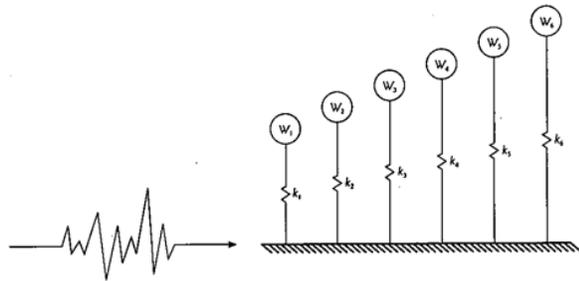
acoplamiento. Lo anterior es un indicador de que la estructura presenta irregularidad.

El CSCR-2010, aclara en la Sección 7.5.2 que en los edificios regulares en planta, los modos de oscilación en cada dirección ortogonal están desacoplados entre sí, a diferencia de los irregulares en planta en donde los modos sí están acoplados, por lo que se requiere un análisis modal tridimensional para considerar el acoplamiento lateral torsional.

## Análisis modal espectral

Primeramente es necesario definir el concepto de espectro de respuesta, Aguiar (2008) lo define como “la respuesta máxima de un conjunto de osciladores de 1 gdl que tienen el mismo amortiguamiento, sometidos a una historia de aceleraciones dadas”. La respuesta que se menciona, se refiere no solo a las aceleraciones máximas, sino también a velocidades máximas o desplazamientos máximos.

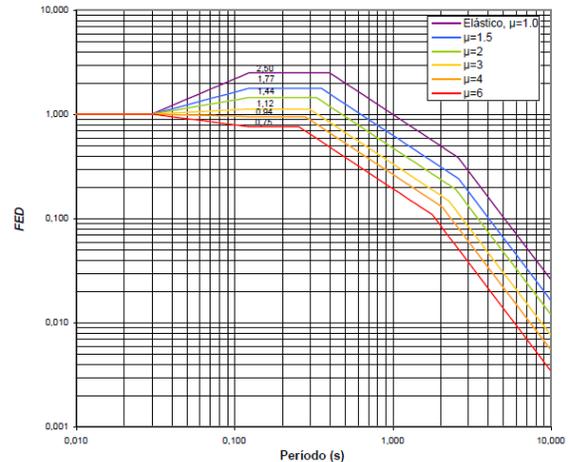
A nivel de diseño, se seleccionan distintos registros sísmicos para una zona y tipo de suelo determinados, de manera que, al aplicarlos a la serie de osciladores, se obtienen los diferentes espectros de respuesta y la envolvente es lo que constituye el espectro de diseño, a partir de un proceso estadístico. Dado que estos espectros de diseño se generan considerando estructuras con un comportamiento elástico, estos espectros también pueden llamarse elásticos.



**Figura 7.** Representación de osciladores a los que aplican aceleraciones. Fuente: Gómez, 2007

Los espectros de diseño consideran además el amortiguamiento, ya que tal y como afirma Sarria (2008) “lo que los ingenieros estructurales han acostumbrado hacer para tener en cuenta el amortiguamiento, consiste en (...) considerar el valor de velocidad espectral  $S_v^i$

dentro de un espectro amortiguado, usualmente igual o similar al 5% del valor crítico”. Así por ejemplo en los espectros del CSCR-2010, se indica que se considera un amortiguamiento ( $\zeta$ ) del 5% en general, y se ha demostrado que es adecuado considerarlo así por lo menos para estructuras de marcos en concreto reforzado y acero, para los que se han efectuado pruebas. Se han calculado valores distintos de amortiguamiento al utilizar mampostería, por ejemplo.



**Figura 8.** Ejemplo de espectro de diseño. Fuente: CSCR, 2010

Del espectro de diseño que se muestra en la figura anterior, se pueden rescatar algunos aspectos importantes. Lo primero es que como se mencionó anteriormente, la respuesta sísmica depende de la zona sísmica y del tipo de suelo en que se vaya a ubicar la estructura en estudio, ya que el territorio costarricense, se ha dividido en 3 zonas sísmicas (Zona II, Zona III y Zona IV) que en conjunto con el sitio de emplazamiento, definen la sacudida sísmica probable para un período de retorno de 475 años.

El otro aspecto es que en un mismo espectro se muestran diferentes curvas de acuerdo a la ductilidad global asignada. El movimiento que se produzca en el terreno cuando se presente un sismo, va a demandar cierta ductilidad en la estructura, y esta demanda debe ser siempre menor a la capacidad de ductilidad de la misma (capacidad de deformarse más allá del límite elástico) (Chopra, 2014). Para que se considere dúctil, esta deformación no debe asociarse a pérdida de resistencia.

El tipo de sistema estructural está relacionado con la ductilidad que puede desarrollar, ya que cada sistema va a responder de manera distinta; por ejemplo, un sistema tipo marco tiene una mayor capacidad de disipar energía por deformación que un sistema tipo muro. Por lo que la ductilidad asignada a los marcos en general es mayor. Esto trae como consecuencia que la curva del espectro correspondiente es más baja y la fuerza sísmica de diseño menor, pues el sistema disipará energía por deformación.

Volviendo al análisis modal espectral, tal y como especifica el CSCR-2010 en la sección 7.5.1, una vez que se calculan los modos y períodos de la estructura, se desacoplan las ecuaciones de movimiento y “se calculan los desplazamientos máximos de la estructura durante el sismo y sus correspondientes deformaciones y fuerzas internas, utilizando el coeficiente sísmico C asociado al período de oscilación T”. A partir de la matriz de desplazamientos modales y la matriz de rigidez, la matriz de fuerzas laterales modales se obtiene con la siguiente ecuación:

$$[F] = [K] * [X]_R$$

*Ecuación de fuerzas laterales modales*

En esta matriz se tienen las fuerzas laterales para cada modo de vibrar de cada nivel y se pueden obtener entonces los cortantes basales por modo o totales. Para obtener la respuesta máxima del sistema, se aplica alguna técnica de combinación modal, normalmente SRSS (Square Root of the Sum of the Squares = raíz cuadrada de la suma de los cuadrados) o CQC (Complete Quadratic Combination = combinación cuadrática completa).

## Calibración de modelos estructurales

Uno de los métodos para evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones existentes, es por medio de la elaboración de un modelo analítico que logre describir el comportamiento dinámico ante distintos estados de carga. Este modelo debe estar calibrado, de manera que se garantice que los resultados que

se obtengan de él sean confiables o, dicho de otra forma, que refleje de la manera más realista posible el comportamiento de los elementos que conforman la edificación y las condiciones de carga a las que se ven sometidos.

Uno de los métodos de calibración consiste en hacer coincidir al menos el período fundamental del modelo, con el medido experimentalmente a través del procedimiento que se explica más adelante; no obstante, es común que se hagan coincidir los primeros 2 períodos o 3 a lo sumo.

En este proceso deben considerarse ciertas variables que influyen en el comportamiento de la estructura, sobre todo cuando se trata de un edificio con muchos años debido a la variación de sus propiedades con respecto a las originales, y por tanto debe hacerse una estimación razonable de las mismas para no incurrir en inconsistencias que al final terminen forzando la calibración.

## Instrumentación

Para poder medir la respuesta dinámica de la edificación de interés, se requiere de instrumentación. Esto se refiere a la instalación de algún tipo de sensor capaz de capturar o registrar los parámetros más significativos del movimiento de la estructura; normalmente registros de aceleración, los cuales son analizados posteriormente.

Es una práctica común que para la instrumentación de edificios se utilicen acelerómetros o acelerógrafos. Los acelerómetros son instrumentos que miden aceleraciones en una dirección, a diferencia de los acelerógrafos que pueden medir registros de movimiento en las tres direcciones (dos en el plano horizontal y la otra en la dirección vertical) pues contienen 3 cabezales de sensor de acelerómetro, además de guardar estos registros para su posterior procesamiento, o enviar la información en tiempo real para su chequeo constante.

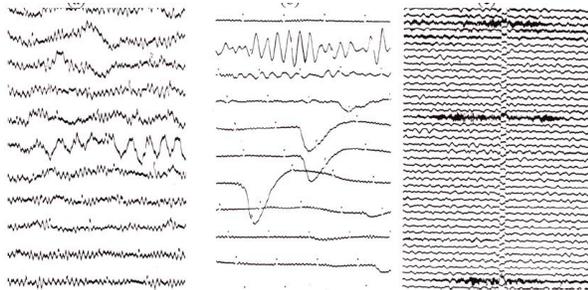
La instrumentación de edificios no es una técnica novedosa. Su implementación a lo largo de los años ha permitido monitorear el comportamiento dinámico de los edificios, como también dar paso a la validación de premisas de diseño, detección de daños, verificación de intervenciones estructurales; entre otros. De hecho, en la Sección 16.5 del CSCR-2010 se

especifica que toda edificación nueva con 10 o más pisos y un área total de 5000 m<sup>2</sup> o más, debe instrumentarse con un acelerógrafo triaxial de movimiento fuerte en la base y en el caso de tenga más de 20 pisos, con otro acelerógrafo en el nivel superior.

## Pruebas de vibración ambiental

Con base en la instrumentación, se pueden efectuar pruebas de vibración de las que se obtienen las propiedades dinámicas de las estructuras. Estas se diferencian y clasifican por la amplitud de movimiento utilizada: vibraciones por sismo, vibraciones inducidas por un agente externo y vibraciones ambientales.

Las vibraciones ambientales tienen la ventaja de ser las menos costosas y de más fácil aplicación por el hecho de aprovechar la oscilación natural de la estructura, producto de vibraciones por el uso de la misma, viento, tránsito vehicular y otros, que suelen llamarse "ruido". Aunque los registros obtenidos no sean tan claros como los de las vibraciones por sismo (por la magnitud del movimiento), se ha comprobado que son suficientes para extraer la información buscada. A esto se agrega que no interrumpen el uso normal y son no destructivas.

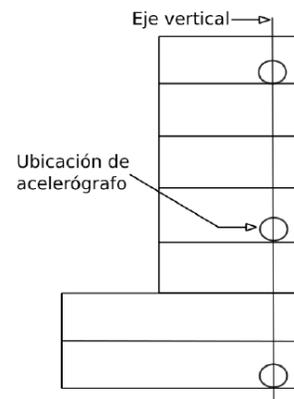


**Figura 9.** "Ruido de fondo" por viento, mecánico y cultural (de izquierda a derecha). Fuente: Payo, 1986

Las pruebas consisten básicamente en la determinación de las frecuencias naturales de la estructura y por ende, los períodos, correspondientes a los distintos modos de oscilación de la misma. El éxito de estas pruebas depende de la elección adecuada en cantidad y ubicación de los instrumentos, lo cual va ligado a la geometría y tipo de estructura.

Normalmente, los primeros dos modos de oscilación de un edificio, son traslacionales en

sus ejes principales. Para poder medir esta respuesta, es recomendable colocar ejes verticales de tres instrumentos; es decir, uno en la base, otro en la cúspide, y uno en un nivel intermedio. El instrumento que se coloque en la base permitirá medir las aceleraciones en el terreno, por lo que es de vital importancia cuando se quiere realizar una prueba de vibraciones por sismo. En la cúspide es debido a que es donde se dan los mayores desplazamientos en los primeros modos, que va ligado a la intensidad de aceleraciones que se puedan registrar, y en el caso del nivel intermedio es por el hecho de que en algunos modos mayores, los mayores desplazamientos se dan en estos puntos.



**Figura 10.** Ejemplo de elevación esquematizada de un edificio. Fuente: Esquivel & Schmidt, 2015

Al menos uno de estos ejes debe estar lo más cerca posible del centro de masa de cada nivel, con el fin de medir con certeza, los modos traslacionales, ya que en las esquinas es más probable que se registren los modos torsionales. Los otros dos ejes verticales permiten verificar la información, pues incluso si solo se tienen dos y estos difieren, es difícil definir cual es el correcto.

Por otro lado, en el caso de los modos torsionales, una posibilidad de arreglo de instrumentos es colocando tres en un nivel superior (por ser en donde el efecto es más intenso); de manera que dos de ellos se ubiquen en esquinas diagonalmente opuestas, y el otro en el centro de rigidez, pues es de esperarse que en los registros de este último, no se presenten frecuencias que en los otros sí, mismas que correspondan precisamente a modos torsionales.

El Ing. Luis Carlos Esquivel Salas y el Ing. Víctor Schmidt Díaz publicaron en el 2015 un

artículo titulado “Metodología propuesta para ejecutar y procesar mediciones de vibraciones ambientales utilizando acelerógrafos triaxiales en edificios de concreto reforzado de menos de 100m de altura”. En el mismo se explica detalladamente el procedimiento para ejecutar estas pruebas, el cual se resume a continuación y, el texto completo, se incluye como anexo.

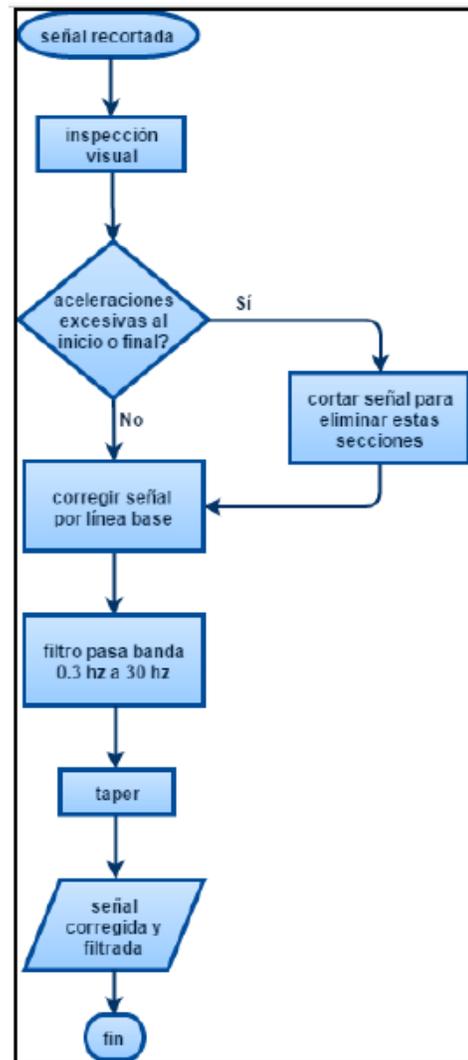
Como fase inicial debe determinarse la ubicación de los puntos y ejes de medición. Esto va a depender de cada edificación en particular. Idealmente debe contarse con un modelo computacional o, como mínimo, con los planos estructurales para poder considerar las recomendaciones antes mencionadas acerca de las zonas más adecuadas. Una vez que se seleccionan estos puntos, es importante someterlos a evaluación por parte de las personas encargadas del edificio, por un tema de acceso.

En cuanto al equipo, debe prestarse atención a la cantidad y características de los instrumentos con los que se cuenta y sus accesorios como la batería, antena de GPS y cable de red de ser necesario. A cada uno de estos instrumentos debe asignarse una persona encargada, con el fin de facilitar la manipulación y vigilancia durante la prueba.

La duración de estas pruebas es relativa, pues dependerá de cada caso en específico. Hay varios aspectos relacionados, como la cantidad y experiencia de las personas que participen en la prueba o la cantidad de ejes que se utilicen. Sin embargo, el procedimiento debe estar ligado a la selección de ventanas de tiempo con las que se vaya a trabajar. La literatura recomienda que la ventana de tiempo sea de al menos 1000 veces el período fundamental de la estructura (Michel, Guéguen & Bard, 2008)

Por su parte, el procesamiento de datos está relacionado con el equipo que se vaya a utilizar. En el caso de este estudio, los acelerógrafos marca Reftek generan archivos en formato RT, de los cuales se extraen los datos de la ventana de interés, mismos que se convierten a unidades de gals para poder ser introducidos en Geopsy, que es un programa de computadora desarrollado por Marc Wathelet desde el 2002. El programa fue creado para procesar señales de ruido en general, pero actualmente cuenta con una rutina para el análisis de vibraciones ambientales en estructuras. En esta fase se corrigen y filtran las señales, además de

generarse los espectros de Fourier o funciones de transferencia según se desee.



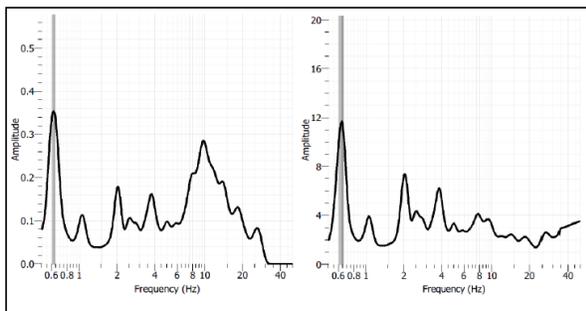
**Figura 11.** Corrección y filtrado de la señal. Fuente: Esquivel & Schmidt, 2015

En la figura anterior se puede observar la secuencia que debe seguirse para la corrección y filtrado de la señal. La inspección visual es el primer paso para identificar anomalías o incongruencias como una aceleración excesiva por eventos como impactos. Geopsy cuenta con herramientas que permiten eliminar las secciones alteradas, ya sea que se ubiquen al principio o final del registro, o bien, en partes centrales.

Una vez corregida la señal, se procede a filtrarla entre frecuencias de 0,3 Hz a 30 Hz, que son los límites utilizados ampliamente en el

procesamiento de registros de vibraciones ambientales de estructuras (Domínguez, 2012).

Por último, se aplica una disminución gradual a la señal en el principio y final, con el fin de que inicie y termine en cero. Con Geopsy también se generan los espectros de Fourier o funciones de transferencia, utilizando las herramientas “espectro” y “espectro de la estructura” respectivamente. En todo este proceso se da una transformación del dominio del tiempo (en el que está la señal originalmente), al dominio de la frecuencia.



**Figura 12.** Espectro de Fourier (izquierda) y función de transferencia (derecha) Fuente: Esquivel & Schmidt, 2015

En la figura de arriba se muestra que a pesar de corresponder a la misma prueba de vibración ambiental, los espectros de Fourier pueden no coincidir perfectamente con las funciones de transferencia. Esto se debe a que para generar un espectro de Fourier basta con los registros de un solo nivel, no así con las funciones de transferencia, ya que en estas se hace una razón entre 2 registros de manera que es necesario instrumentar al menos 2 niveles. Esto permite detectar alteraciones que en los espectros de Fourier no se observan, por no poder ser comparados.

Una vez que se cuenta con los espectros de Fourier o las funciones de transferencia, se pueden obtener los períodos fundamentales con distintos métodos. Por ejemplo, el método de peak-picking consiste en extraer las frecuencias de los picos que se observan en el espectro. Sin embargo, para esto se requiere de criterio ya que no todos los picos se deben tomar en cuenta. Además, las señales débiles se ignoran pues se establece un umbral mínimo. Los períodos que se obtengan de las frecuencias extraídas, corresponderán a los períodos de la estructura.

Por ejemplo, en la figura de anterior, la frecuencia fundamental es de aproximadamente 0,6 Hz.

## Variables involucradas en la calibración

Una vez que se cuenta con los períodos correspondientes a los modos con los que se quiera calibrar el modelo, es necesario considerar ciertas variables que influyen en el comportamiento dinámico de la estructura. De esta manera puede hacerse una estimación de las mismas, para ir haciendo converger los resultados del modelo analítico.

Como se vio anteriormente, cuando alguna fuerza produce una excitación y por ende un comportamiento dinámico de la estructura, se presentan 3 fuerzas restitutivas: inercia, rigidez y amortiguamiento. El aporte inercial tiene una relación estrecha con la masa y este, junto con la fuerza debida a la rigidez, “toman una posición de superioridad sobre las fuerzas por amortiguamiento, ya que tienen una mayor participación dinámica, son más simples de plasmar y las frecuencias naturales de oscilación son dependientes de ellas” (Rodríguez, 2010). Por esta razón es de suma importancia tomar en cuenta las variables relacionadas ya sea con la masa o con la rigidez de los elementos que conforman la estructura.

Dado que no se trata de una estructura recién construida, es lógico que sus propiedades hayan cambiado con el tiempo; por ejemplo la resistencia de los materiales, por lo que lo ideal es efectuar pruebas destructivas y no destructivas a los elementos con el fin de conocer el valor más preciso de la resistencia a la compresión ( $f_c$ ) real, y de ser posible el módulo de elasticidad ( $E$ ) y peso unitario.

En el “NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings” (Federal Emergency Management Agency, FEMA-273) se especifica en la Sección 6.3.2.4-A que, si la población de muestra de las pruebas de núcleos es mayor que la mínima especificada en el texto y el coeficiente de variación asociado es menor a un 14%, el esfuerzo promedio derivado puede ser usado como el esperado en el análisis. De no ser así, es recomendable realizar pruebas adicionales para mejorar la exactitud de la prueba.

En cuanto a la rigidez de los elementos, esta se ve reducida con el paso del tiempo por

los diferentes estados de carga a los que hayan estado sometidos los elementos, lo que implica un grado de fisuración y acción inelástica. Por ejemplo en vigas, el agrietamiento puede presentarse por solo cargas gravitacionales o bien por eventos sísmicos inferiores al sismo de diseño. Esta afectación se traduce en factores que reducen la inercia, los cuales han sido estudiados y propuestos por diferentes autores. A continuación se muestra la recomendación del FEMA-273, así como de Paulay y Prestley (1992).

Elemento	Rigidez a flexión	Rigidez a cortante	Rigidez axial
Vigas - no preesforzadas	$0,5E_c I_g$	$0,4E_c A_w$	-
Vigas - preesforzadas	$E_c I_g$	$0,4E_c A_w$	-
Columnas en compresión	$0,7E_c I_g$	$0,4E_c A_w$	$E_c A_g$
Columnas en tensión	$0,5E_c I_g$	$0,4E_c A_w$	$E_s A_s$
Muros - no agrietados (en inspección)	$0,8E_c I_g$	$0,4E_c A_w$	$E_c A_g$
Muros - agrietados	$0,5E_c I_g$	$0,4E_c A_w$	$E_c A_g$
Losas de entrepiso - no preesforzadas	-	$0,4E_c A_g$	-
Losas de entrepiso - preesforzadas	-	$0,4E_c A_g$	-

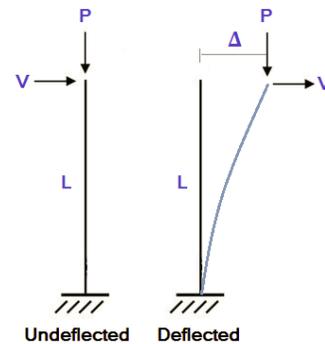
**Cuadro 4.** Valores de rigidez efectiva. Fuente: FEMA-273, 1997

Elemento	Rango de $I_e$	$I_e$ recomendado
Vigas rectangulares	0,30-0,50 $I_g$	0,40 $I_g$
Vigas T y L	0,25-0,45 $I_g$	0,35 $I_g$
Columnas		
$P > 0,5 f_c A_g$	0,70-0,90 $I_g$	0,80 $I_g$
$P = 0,2 f_c A_g$	0,50-0,70 $I_g$	0,60 $I_g$
$P = -0,05 f_c A_g$	0,30-0,50 $I_g$	0,40 $I_g$

**Cuadro 5.** Valores de inercia efectiva. Fuente: Paulay & Prestley, 1992

El efecto de la carga axial sobre la respuesta del sistema, es una variable importante también de considerar, ya que se traduce en afectaciones en la rigidez de los elementos. Este efecto es conocido como efecto P- $\Delta$  y se da en elementos que están sometidos a compresión y a flexión, considerando que una carga en tensión,

tiende a restituir al elemento a su condición original por el tipo de acción que produce. Esta condición normalmente se presenta en columnas.



**Figura 13.** Efecto P- $\Delta$ . Fuente: Ingeniería SkyCiv, 2017

Como se observa en la imagen anterior, cuando se da una deformación transversal en un elemento sometido a compresión, se presenta una excentricidad que ocasiona un mayor momento y a su vez un mayor desplazamiento, de manera que se vuelve un proceso cíclico que en el peor de los casos puede representar la falla del elemento por pandeo. Esto se puede ver como una disminución de la rigidez del elemento pues su capacidad lateral se agota por la carga axial.

Se puede decir entonces que se trata de una rigidez transversal debida a la carga axial, y esta se conoce como rigidez geométrica, que es distinta a la rigidez física o rigidez elástica que es la que se calcula normalmente, proporcional al módulo de elasticidad. La matriz de rigidez de un elemento que considera la rigidez geométrica cambia, pues se debe restar a cada término uno dependiente de la carga de compresión aplicada.

Para sistemas hiperestáticos, “la carga de compresión “P” se obtiene luego de solucionar el sistema matricial bajo las cargas estáticas aplicadas, por lo que se requiere de un análisis estructural previo antes de modificar la matriz de rigidez con los términos geométricos” (Rodríguez, 2010). Es por esto que los programas computacionales que ofrecen incluir el efecto P- $\Delta$  debido a las cargas, indican que es un proceso iterativo.

Por otra parte, como se mencionó anteriormente, la masa es una variable determinante en el comportamiento dinámico de las estructuras. Es por esto que se debe hacer

una muy buena estimación de la masa real de la edificación de interés.

Primeramente, el cálculo del peso propio de los elementos estructurales y por lo general de los arquitectónicos, no representa mayor problema, ya que solo se requiere del peso unitario y dimensiones de los mismos. Con la carga llamada comúnmente, a nivel de diseño, sobrecarga muerta o carga muerta adicional, no sucede lo mismo. Esta se refiere a elementos que son firmemente instalados en la estructura, como por ejemplo acabados, instalaciones electromecánicas, equipos fijos o similares y son cargas que difícilmente se pueden estimar con exactitud. Lo más recomendable es investigar de entre las cargas que se han estimado para diseño, las que mejor se ajustan a los elementos existentes en la edificación. Esto tomando en cuenta que es común que estas cargas estén sobreestimadas por ser de diseño.

Algo similar sucede con la carga viva o temporal, aunque estimarla con exactitud es aún más complejo por el hecho de que varían no solo en magnitud, sino también en posición. El FEMA 310, recomienda en la Sección 4.2.4.2 que la carga viva efectiva, debe ser considerada igual al 25% de la carga viva de diseño no reducida, pero no menos que la carga viva medida.

Con respecto a esto, el CSCR-2010 establece en el capítulo 15 (Diagnóstico y adecuación sísmica) que para la evaluación sísmica se debe considerar la carga real según la utilización de las áreas de la edificación. Sin embargo, estas cargas temporales no pueden ser menores que las indicadas en la tabla 6.1 (cargas de diseño).

Finalmente, un factor determinante en el comportamiento de las estructuras y quizá uno de los más difíciles de comprender es la interacción suelo – estructura. Básicamente es por el hecho de la influencia sobre los desplazamientos laterales, posibles asentamientos diferenciales y la distribución de fuerzas internas en la estructura.

La complejidad de esta interacción se debe sobre todo a que “los suelos constituyen un medio heterogéneo, afectados entonces en su posible comportamiento bajo una ley matemática, por un gran número de parámetros” (Colindres, 1993). Esto se traduce en relaciones esfuerzo - deformación no lineales, que se han tratado de representar a partir de pruebas realizadas a los suelos.

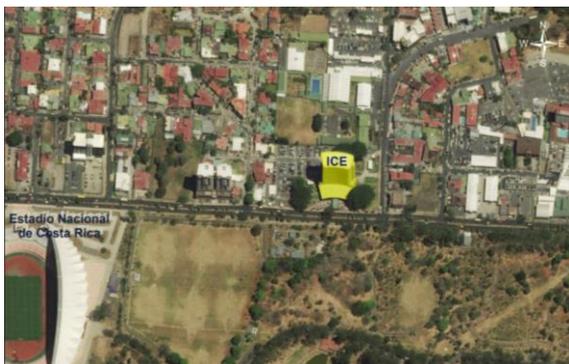
Para el caso de los modelos analíticos, “la práctica común es modelar el suelo como resortes partiendo del Módulo de Balasto, logrando así una mejor estimación de las deformaciones” (Rodríguez, 2017) No obstante, esta práctica está sujeta a ciertas premisas y simplificaciones como que el suelo solo aporta rigidez en compresión, o que las cargas aplicadas deben ser estáticas por el comportamiento no lineal del aporte del suelo.

# Metodología

## Descripción del edificio

El edificio analizado corresponde al Edificio Central del Instituto Costarricense de Electricidad (ICE), el cual se ubica en el distrito de Mata Redonda (sector de Sabana Norte), cantón de San José de la provincia de San José. Los planos del edificio datan de diciembre de 1966 con modificaciones en 1969. Así mismo, la construcción se realizó entre los años 1969 y 1972.

En las siguientes figuras se observa la ubicación del edificio y su fachada principal.



**Figura 14.** Ubicación del Edificio Central del ICE  
Fuente: Cordero, 2017



**Figura 15.** Fachada del Edificio Central del ICE  
Fuente: Google imágenes

## Sistema arquitectónico

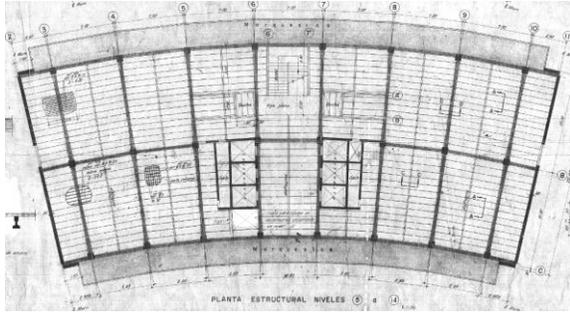
El edificio consta de 16 niveles, además del sótano y la casetilla de ascensores. La altura entre niveles es de aproximadamente 4m, para una altura total de 60,15m sobre el nivel de terreno. La configuración en general es de sector circular, con marquesinas en los extremos norte y sur de cada nivel. Del sótano al nivel 2, el área es de 2171,56m<sup>2</sup>, el nivel 3 tiene un área de 2506,08 m<sup>2</sup>, el 4 de 1186,61m<sup>2</sup> y del nivel 5 al 16, el área es de 1009,74m<sup>2</sup>.

Este edificio corresponde a una arquitectura moderna de la década de los 70, y fue uno de los primeros edificios de altura construidos en el país, así como uno de los pioneros en introducir elevadores como medios de acceso vertical. Este mismo utiliza una planta de distribución semi-libre con un pasillo principal del lado norte, y la centralización de los medios de acceso, lo que facilita el flujo de personal. Actualmente se realizan modificaciones para lograr un diseño más abierto con la eliminación de paredes internas de los diferentes grupos de trabajo, mediante la implementación de mobiliario de estaciones de trabajo (Vargas, 2017).

## Sistema estructural

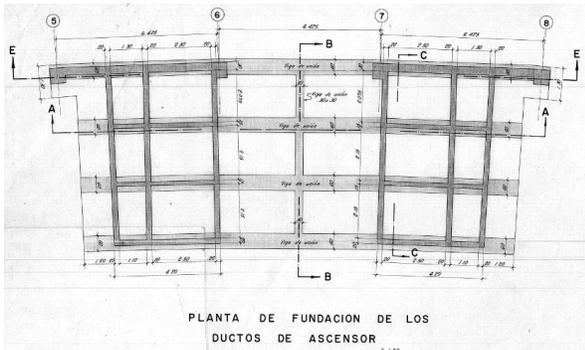
El edificio es de concreto reforzado, con un sistema sismoresistente basado en marcos y muros de corte. Además, tiene un muro de retención en el perímetro sur, este y oeste del sótano. Este muro se continuó en altura en algunas zonas hasta el nivel 4 pero no en concreto reforzado, sino en mampostería.

El sistema de entrepiso consta de una sobrelosa y viguetas pretensadas. Las vigas principales o de carga son postensadas y con sección variable.



**Figura 16.** Planta estructural típica. Fuente: Planos estructurales ICE, 1966

Por otra parte, el sistema de cimentación de las columnas es de placas aisladas, ubicadas 6m por debajo del nivel de sótano. Así mismo, la placa de los muros de corte y retención es de tipo corrida, al mismo nivel que las placas de las columnas. Los ductos de ascensor se encuentran conectados a nivel de cimentación, ya que bajo el nivel de sótano estos se apoyan en 4 muros en dirección este-oeste, los cuales fueron diseñados como vigas de gran peralte, por el detalle del refuerzo que se muestra en planos.



**Figura 17.** Detalle de fundación de los ductos de ascensor. Fuente: Planos estructurales ICE, 1966

## Antecedentes

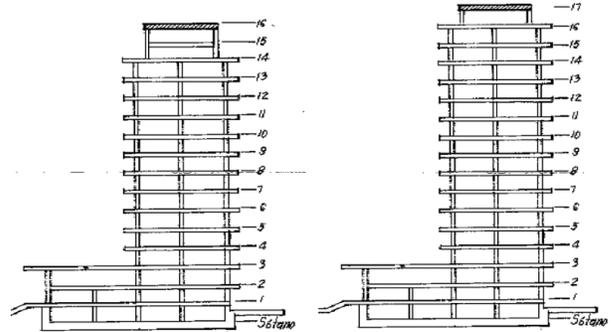
Al ser esta una fase intermedia del estudio para determinar el estado estructural y la vida útil remanente del Edificio Central del ICE, fue necesario recopilar y estudiar la información existente con el fin de incluirla en el modelo.

## Planos constructivos

Primeramente, se contó con los planos del edificio, de los cuales 34 son estructurales y

algunos sufrieron modificaciones en la etapa previa al inicio de la construcción del edificio.

La modificación más importante que se realizó con respecto a la idea original del edificio, fue la construcción de un nivel más. Originalmente el nivel 15 y 16 tenían un área reducida con respecto a los demás niveles de la torre; sin embargo, realmente ambos niveles tienen la misma planta y solo el nivel 17 tiene un área reducida, que corresponde a la casa de máquinas del ascensor.



**Figura 18.** Elevación original (izquierda) y real (derecha) del edificio. Fuente: Planos estructurales ICE, 1966

## Estudios previos

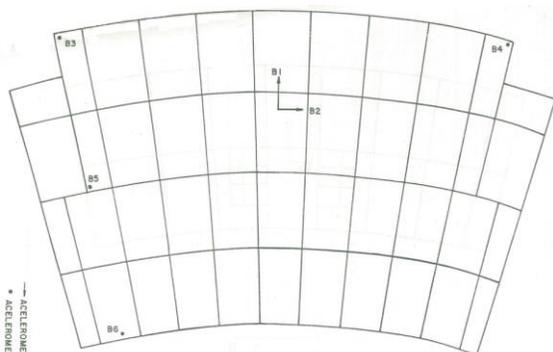
Dentro de los estudios que se han realizado, se tiene el informe de proyecto final de graduación del Ing. Rolando Hernández Herrera: "Instrumentación Extensiva para Medición de Respuesta Sísmica de un Edificio Alto" (1991). En este documento se desarrolló un estudio de las características dinámicas del edificio, a partir de un modelo tridimensional en el programa SAP80, el cual permitió conocer la respuesta dinámica esperada. Con esta información se propuso un esquema de instrumentación con acelerómetros. Cabe destacar que en este estudio no se consideraron efectos de disminución de rigidez por agrietamiento o presencia de rótulas plásticas.

En la siguiente tabla se observan las frecuencias y períodos obtenidos del modelo de este estudio con sus respectivos factores de dirección modal:

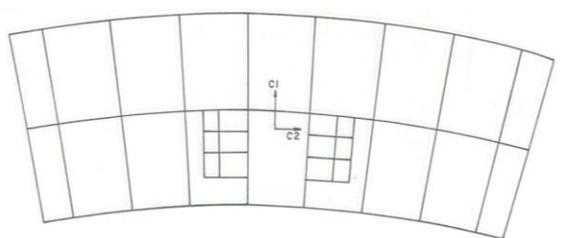
Modo	Período (s)	Factores de dirección modal (%)		
		Dirección X	Dirección Y	Rotación Z
1	1,75	96,68	0,00	3,32
2	1,32	0,00	100,00	0,00
3	1,01	3,36	0,00	96,64
4	0,50	95,85	0,00	4,15
5	0,32	0,00	100,00	0,00
6	0,27	8,48	0,00	91,52
7	0,24	91,84	0,00	8,16
8	0,15	0,00	100,00	0,00
9	0,14	66,08	0,00	33,92
10	0,14	35,69	0,00	64,31
11	0,09	86,30	0,00	13,70
12	0,09	11,65	0,01	88,35

**Cuadro 6.** Frecuencias y períodos de los 12 primeros modos y factores de dirección modal. Fuente: Hernández, 1991

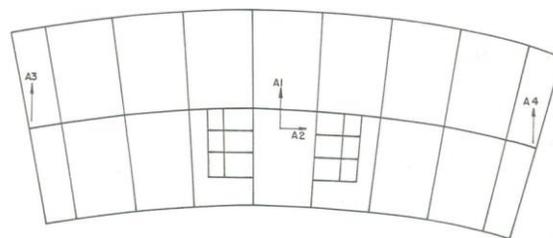
Como conclusión de este estudio, se tienen esquemas de propuestas de instrumentación para ciertos niveles, mismos que se muestran a continuación. Se puede observar que cada una de las ubicaciones se indican con una flecha; pues los acelerómetros son direccionales. El esquema de instrumentación propuesto permitiría medir el primer modo en la dirección X y Y, así como el primer modo de rotación alrededor del eje Z.



**Figura 19.** Esquema de instrumentación en el nivel de sótano. Fuente: Hernández, 1991



**Figura 20.** Esquema de instrumentación en el nivel 7. Fuente: Hernández, 1991



**Figura 21.** Esquema de instrumentación en el último nivel. Fuente: Hernández, 1991

En el 2012 se realizó otro estudio específicamente sobre las marquesinas, por parte de la firma AESA Consultores, titulado “Vulnerabilidad estructural de las marquesinas de fachada en el Edificio Principal”. Se concluyó que en ese momento las marquesinas tenían suficiente capacidad para soportar las cargas impuestas, y que presentaban deformaciones considerables debido al flujo plástico y retracción.

Más adelante en el 2014, por parte del Área de Ingeniería Estructural y Arquitectura del ICE se generó un informe, titulado “Informe de Vulnerabilidad Estructural de Marquesinas y Frontalines”. También se concluyó que las marquesinas contaban con capacidad suficiente para soportar las cargas gravitacionales consideradas en el estudio, de manera que no era necesario intervenirlas estructuralmente.

Sin embargo, en este último informe se recomendó considerar la posibilidad de eliminar las vigas de borde por el hecho de que no cumplen función estructural alguna. Esto traería consigo beneficios como disminución de la carga permanente y las deflexiones que generan las mismas, de manera que se podrían sustituir por precintas de algún material más liviano. Estas vigas se encuentran agrietadas, con acero expuesto en ciertas zonas y otros deterioros.

Por otra parte, en setiembre del 2015 se realizó una inspección estructural general del edificio como proyecto de graduación del Ing. José Andrés Solano Bolaños, en donde llevó a cabo una serie de visitas al edificio con el objetivo de comparar los planos estructurales con lo observado en el edificio y así identificar diferencias en cuanto a dimensiones y existencia de los elementos. Además, se realizó un estudio de grietas y alteraciones, para una muestra del conjunto de elementos, así como pruebas destructivas y no destructivas que permitieron obtener valores de resistencia a la compresión ( $f_c$ ) reales, los cuales se muestran en la siguiente

tabla comparados con los valores especificados en los planos según el diseño:

Tipo de elemento	f'c planos (kg/cm <sup>2</sup> )	f'c pruebas destructivas (kg/cm <sup>2</sup> )
Columnas N2-N9	350,00	336,10
Columnas N1+N10-N16	350,00	390,70
Vigas	280,00	279,68
Vigas postensadas	350,00	-
Muros de corte	210,00	235,35
Muros de retención	210,00	-
Ductos de ascensores	210,00	179,47
Escaleras	210,00	-
Placas de fundación	210,00	-
Vigas de amarre fundación	210,00	-
Losas	210,00	-
Marquesinas	210,00	-
Vigas intermedias	175,00	-
Vigas corona	175,00	-
Mochetas y elem. secundarios	175,00	-

**Cuadro 7.** Resistencia a la compresión (f'c) según especificaciones de planos y resultados de pruebas destructivas. Fuente: Solano, 2015

Se observa primeramente que los valores obtenidos para las columnas, se separaron en 2 grupos dependiendo del nivel en que se ubicaban, esto por la tendencia de los resultados obtenidos con las pruebas, pues en cada grupo los valores fueron muy similares y así fue posible una mejor interpretación de los datos.

Es importante aclarar que estos valores corresponden al promedio de los obtenidos para cada caso según funciones de probabilidad realizadas por Solano. Además, los resultados de las pruebas no destructivas (con esclerómetro) no fueron tomados en cuenta debido a la notable diferencia de los resultados obtenidos con respecto a la falla de núcleos.

Seguidamente se muestran las conclusiones más importantes de la inspección, en cuanto al deterioro observado en cada tipo de elemento.

Tipo de elemento	Observación
Entrepiso	Presenta deformaciones en su plano, por lo que tiene agrietamientos en sus perímetros norte y sur. Además, posee agrietamiento diagonal en la zona contigua a los muros de corte.
Vigas de acople	Poseen agrietamientos diagonales de consideración.
Ductos de ascensor	Tienen agrietamientos y deformaciones por deficiencias en el uso de la formaleta, agregado y refuerzo expuestos.
Muros de mampostería	Presentan patrones de agrietamiento considerables.
Elementos de marcos	Se observó refuerzo expuesto, agregado expuesto y deformaciones por el mal uso de la formaleta.

**Cuadro 8.** Principales alteraciones encontradas durante la inspección del edificio central. Fuente: Solano, 2015

Se recuperaron algunos documentos de diseño, como la revisión del diseño del edificio por parte de la firma de Franz Sauter y Asociados S.A. quien fue la encargada del diseño estructural, y las pruebas de viguetas, que correspondió a Productos de Concreto. Estos documentos fueron útiles por cierta información como dimensiones y consideraciones que se tomaron en el diseño y que no estaban explícitos en planos, o que no se pudieron observar en la inspección estructural por motivo de acabados, sobre todo.

Por último, en el “Estudio geotécnico para la ampliación del edificio central del ICE” (AIG, 2003) se mencionan otros estudios previos como el estudio de suelos para el diseño original de 1966 y algunos otros de supuestas ampliaciones que se quisieron realizar. De este informe se puede concluir que los primeros 9m se componen de limos de consistencia baja a media. Por esta razón, se cimentó a 10m por debajo del nivel suelo, donde según estos estudios, se presentan limos de consistencia media a dura, y es hasta los 18m en donde se presentan lahares.

## Modelaje del edificio

El programa utilizado para la modelación del edificio fue el ETABS 2016 (Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems). Se optó por utilizar este programa porque al estar

enfocado a edificios y naves industriales, cuenta con herramientas que agilizan el proceso de modelaje. Un ejemplo de esto es que se puede trabajar bajo el concepto de niveles similares (similar stories) e ir dibujando en varios niveles simultáneamente.

El edificio se modeló como una estructura tridimensional, a partir de los planos estructurales y el informe de la inspección estructural del Ing. José Andrés Solano (2015). Se comprobó mediante este último, que algunas propiedades y dimensiones no coincidían con los planos. Se tomaron en cuenta los marcos, muros de cortante, ductos de ascensor y demás elementos estructurales, de acuerdo con sus propiedades geométricas y estructurales.

Seguidamente se explica la manera en que se modeló cada uno de los elementos y las premisas usadas. Sin embargo, se aclara que esto corresponde al “modelo base” utilizado, ya que el proceso de calibración requirió, en algunos casos, de modificaciones.

## Definición de unidades y propiedades de materiales

En el modelo se utilizó el sistema de unidades MKS (metro, kilogramo, segundo). Para los materiales se definieron diferentes tipos de concreto de acuerdo a la resistencia a la compresión ( $f'_c$ ) especificada. Estos valores correspondieron a los resultados de las pruebas de núcleos realizadas en la inspección estructural, y para los elementos a los que no se les realizaron pruebas, se usó el valor reportado en los planos.

Es importante recalcar que no todos los coeficientes de variación asociados a los promedios de  $f'_c$  reportados por Solano, son menores a un 14% como recomienda la literatura. Sin embargo, dado que no se cuenta con más información, se optó por utilizar todos estos valores.

El módulo de elasticidad se calculó con la siguiente fórmula especificada en el ACI318-14:

$$E_c = 15100 * \sqrt{f'_c}$$

*Ecuación del módulo de elasticidad del concreto (kg/cm<sup>2</sup>)*

Tipo de elemento	$f'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	E (kg/cm <sup>2</sup> )
Columnas N2 al N9	336,10	276 828,76
Columnas N1 + N10 al N16	390,70	298 468,60
Vigas	279,68	252 526,90
Vigas postensadas	350,00	282 495,13
Muros de corte	235,35	231 650,93
Muros de retención	210,00	218 819,79
Ductos de ascensores	179,47	202 289,28
Escaleras	210,00	218 819,79
Vigas de amarre fundación	210,00	218 819,79
Losas	210,00	218 819,79
Marquesinas	210,00	218 819,79
Vigas intermedias	175,00	199 754,22
Vigas corona	175,00	199 754,22

**Cuadro 9.** Resistencia a la compresión  $f'_c$  y módulo de elasticidad de los materiales definidos. Fuente: elaboración propia

Tal y como se aclaró anteriormente, el concreto de las columnas se separó en 2 grupos por la tendencia de los resultados obtenidos con las pruebas destructivas. Esto debido a que en cada grupo los valores fueron muy similares y así fue posible una mejor interpretación de los datos. Por lo tanto, se definió un concreto para las columnas del nivel 2 al nivel 9 y otro para las del nivel 1 y niveles del 10 al 16.

El peso unitario del concreto para todos los casos se consideró como 2400kg/m<sup>3</sup>. Así mismo el módulo de Poisson como 0,2 que es un valor recomendado por no ser un parámetro muy consistente. El módulo de cortante por su parte es calculado por el programa al definir el módulo de elasticidad y el módulo de Poisson.

## Modelo del sistema de marcos

Tanto las vigas como las columnas se modelaron como elementos tipo “frame”. Las dimensiones de las secciones se definieron de acuerdo al levantamiento realizado por Solano ya que, en general, se notaron diferencias hasta de varios centímetros con respecto a los planos. Dado que se inspeccionó una muestra de elementos, los que no fueron inspeccionados se establecieron conforme con los planos.

El acero de refuerzo de cada elemento no se introdujo en el modelo por el hecho de que esta fase del estudio no pretendía verificar la capacidad de los elementos a través del modelo. Además, la distribución y cantidad de refuerzo es un parámetro que normalmente no se considera en el análisis estructural. Esto porque debería

obtenerse el módulo de elasticidad del material compuesto (concreto y acero) a través de pruebas físicas o representaciones analógicas en modelos (Rodríguez, 2017).

Seguidamente se tiene un cuadro con las secciones de vigas y columnas predominantes en cada nivel. El detalle completo con las secciones modeladas se incluye en el apéndice 1 con su respectiva ubicación. Además, se aclara que las dimensiones de las vigas postensadas corresponden a la sección que está en contacto con las columnas pues son de sección variable.

Nivel	Sección (cm x cm)		
	Viga de amarre	Viga de postensión	Columna
1	35x75	40x65	110x60
2	35x75	40x65	100x60
3	35x75	40x65	90x60
4	35x75	40x65	80x60
5	35x75	40x65	75x60
6	35x75	40x65	70x60
7	35x75	40x65	65x60
8	35x75	40x65	55x60
9	35x75	40x65	55x60
10	35x75	40x65	50x60
11	35x75	40x65	50x60
12	35x75	40x65	50x60
13	35x60	40x65	50x60
14	35x60	40x65	45x60
15	35x60	40x60	45x60
16	30x70	-	45x60

**Cuadro 10.** Secciones predominantes de vigas y columnas por nivel. Fuente: elaboración propia

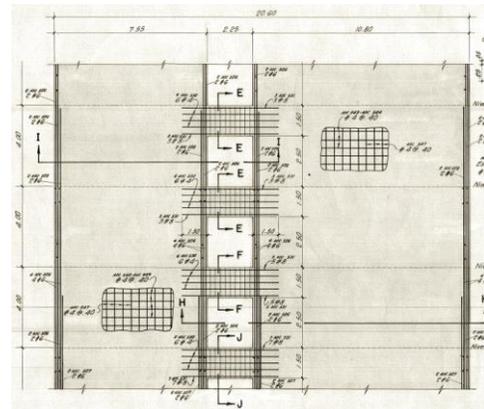
Además, se modificó el “insertion point” en algunos casos, esto porque por ejemplo, la sección completa de las columnas perimetrales se encuentra dentro del área de entrepiso y, por omisión, ETABS las coloca centradas en los “joints”. Así mismo, esto permite tomar en cuenta el hecho de que solo la dimensión radial de las columnas perimetrales se va reduciendo en altura, y al estar siempre alineadas a la cara externa, se va generando una excentricidad.

## Modelo de los muros de cortante

Los muros de cortante se modelaron como elementos “Shell-thick”. La razón por la que se optó por este tipo de elemento y no por un “Shell-thin” es que en estos muros la deformación por cortante es importante de considerar. Y para estos casos, Computers and Structures Inc (CSI, compañía fabricante de ETABS) establece que el Shell-thick captura mejor la distribución de esfuerzos.

Además, cuando la relación entre el vano de flexión y el espesor es de aproximadamente 20:1 o 10:1, CSI recomienda utilizar este tipo de elemento. Este es el caso de los muros de cortante del edificio, ya que la altura por nivel es de 4m aproximadamente y el espesor es de 30cm.

Los muros de cortante tienen un buque en cada nivel aproximadamente en la parte central, en donde se ubica la salida de emergencia. Por este motivo, el muro se modeló como dos secciones que son unidas por vigas de acople, las cuales se modelaron como elementos tipo “Frame” con las dimensiones respectivas.



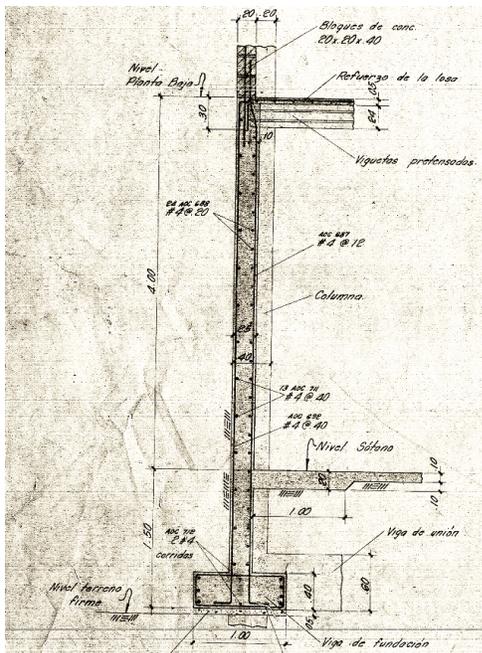
**Figura 22.** Detalle en elevación del muro de corte. Fuente: planos estructurales ICE, 1966

Por otra parte, para estos muros se utilizó el mallado automático que provee ETABS. Esto porque CSI establece que los procedimientos de mallado de CSI Software incluso pueden producir un mallado más eficiente y confiable que uno manual. Además, el mallado manual consume mucho más tiempo de análisis que el automático; sobre todo en un edificio de gran tamaño como el edificio en cuestión.

En casos en donde se requiere modelar y analizar conexiones, regiones en donde se presenten concentraciones de esfuerzo, o similares, el refinamiento de mallado puede mejorar los resultados. Sin embargo, no es el caso de esta fase de estudio y por tanto se consideró suficiente el mallado automático.

## Modelo de los muros de retención

Los muros de retención de igual forma se modelaron como elementos tipo “Shell-thick” por razones similares a los muros de corte. De igual forma, el mallado utilizado fue el automático.



**Figura 23.** Sección transversal del muro de retención. Fuente: Planos Estructurales ICE, 1966

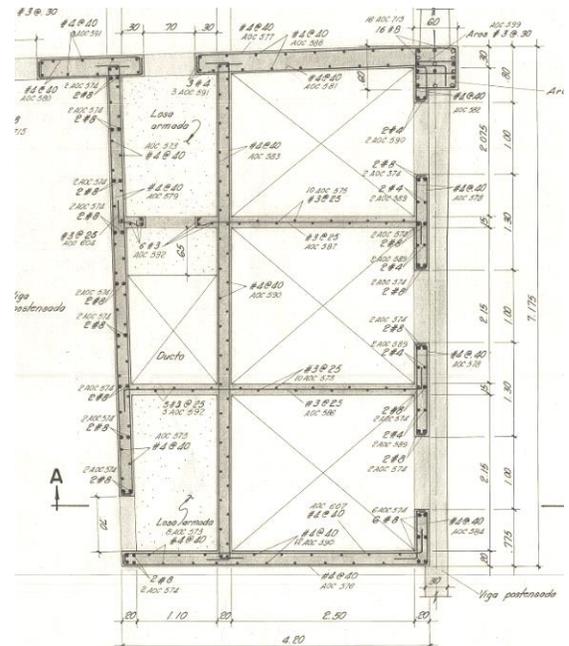
Como se puede observar en la figura anterior, este muro se prolonga por encima del sótano en mampostería. Dado que no se cuenta con el detalle, se verificó en campo la existencia de este muro y que realmente estuviera conectado al sistema estructural. Esto porque el muro de mampostería no existe en toda la sección que comprende el muro de retención.

Se modeló como elemento “Shell-thick”, considerando un módulo de elasticidad de 75000 kg/cm<sup>2</sup> (por tratarse de mampostería), peso unitario de 2200kg/cm<sup>2</sup> y con la mitad del espesor

para considerar una aproximación de las propiedades y peso al no tener todas sus celdas rellenas (Chaverri, 2017)

## Modelo de los ductos de ascensor

Los ductos de ascensor se modelaron también como elementos tipo Shell-thick, respetando las aberturas correspondientes a las puertas. Como se observa a la derecha de la figura de abajo, la parte de las aberturas está en contacto con la viga postensada que soporta el entepiso, por este motivo las vigas de acople debieron ser incluídas como pesos adicionales pues sino el programa generaba errores por superponer una viga con otra.



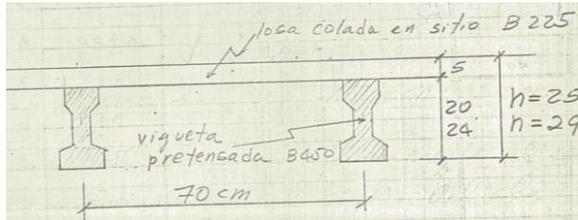
**Figura 24.** Detalle de sección típica de ductos de ascensor. Fuente: Planos Estructurales ICE, 1966

## Modelo de los entepisos

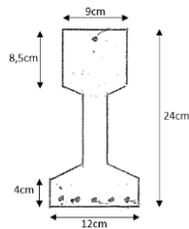
Para este trabajo se supuso la existencia de diafragmas rígidos en cada uno de los niveles, excepto en el nivel superior pues en este solo existe una cubierta y por tanto no se puede considerar como rígido. Por lo tanto, en cada nivel se incluyó un “constraint” tipo diafragma.

El entepiso se modeló como elemento tipo membrana, ya que, al ser un diafragma

rígido, solo es necesario que tenga capacidad en su plano. Se definió una sección "Slab" (que carga en una dirección), con el espesor de la sobrelosa de 5cm especificada en el documento "Rediseño de los entrepisos" de Productos de Concreto y en los planos. Las viguetas se incluyeron como sobrecarga muerta a partir de una carga distribuida.



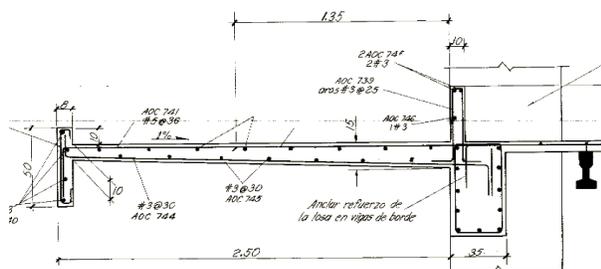
**Figura 25.** Detalle de sección de entrepiso. Fuente: Productos de Concreto



**Figura 26.** Detalle de vigueta pretensada utilizada. Fuente: elaboración propia

## Modelo de las marquesinas

Las marquesinas se modelaron como elementos "Slab", pero tipo "Shell-thick". Esto se debe a que, al estar en voladizo, deben considerarse los desplazamientos verticales que se presentan y un elemento membrana no es capaz de representar este comportamiento.



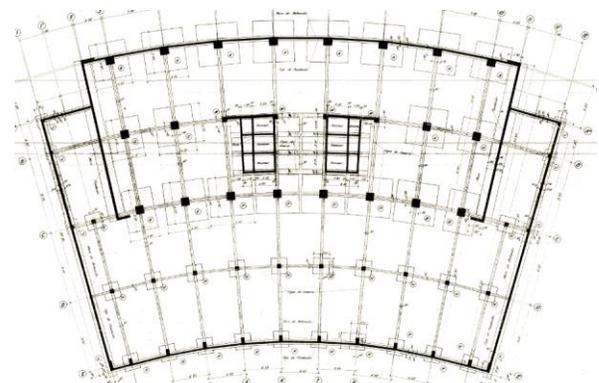
**Figura 27.** Detalle de la sección transversal de la marquesina. Fuente: Planos Estructurales ICE, 1966

En cuanto al espesor utilizado, se calculó un espesor equivalente de 12,5cm ya que como

se observa en el detalle anterior, el espesor es variable. Así mismo, la viga de borde se modeló como un elemento tipo "Frame" con sección de 8x50.

## Modelo de la fundación

Las placas de fundación de las columnas se modelaron como apoyos completamente restringidos a los desplazamientos y rotaciones; es decir, como empotramientos. Los muros de corte por su parte, se consideraron articulados, y de igual manera los ductos de ascensor y los muros de retención. Cabe destacar que los muros cuentan con varios vínculos, ya que después del mallado, cada vínculo se articuló.



**Figura 28.** Planta de fundaciones. Fuente: Planos Estructurales ICE, 1966

## Dibujo de la estructura

Una vez definidas las secciones, se procedió a dibujar todos los elementos que componen el sistema estructural, obteniendo el siguiente modelo:

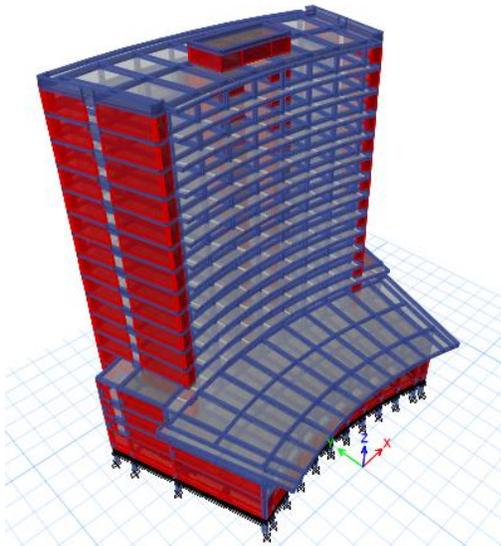


Figura 29. Vista 3D del modelo del Edificio Central del ICE. Fuente: elaboración propia

## Definición de cargas

### Cargas permanentes y temporales

Dado que inicialmente el modelo incluye solo las cargas correspondientes al peso propio de los elementos modelados, se procedió a estimar las cargas temporales y permanentes adicionales que soporta la estructura. Resultó de suma importancia hacer una estimación minuciosa de las cargas, por el hecho de que están consideradas en la masa; factor que influye en el análisis modal.

En el caso de las cargas permanentes, se realizó una inspección general del tipo de acabados y elementos no estructurales que se encuentran por nivel. A partir de esto, se investigó en la literatura sobre pesos utilizados en condiciones lo más similares posibles.

Por ejemplo, se hizo uso de un documento llamado “Requisitos esenciales para Edificios de Concreto Reforzado” (2002) del American Concrete Institute (ACI) en donde se tiene una serie de valores de cargas distribuidas y lineales para materiales y elementos usados en la práctica. En las siguientes tablas se muestran las cargas distribuidas consideradas en el modelo

para cada uno de los niveles, así como la estimación del peso de las viguetas:

Parámetro	Valor	Unidades
Sección transversal de vigueta	201,85	cm <sup>2</sup>
	0,02	m <sup>2</sup>
Densidad del concreto	2400,00	kg/m <sup>3</sup>
Largo de viguetas	2,00	m
Cantidad de viguetas	2,00	-
Área de entrepiso	2,80	m <sup>2</sup>
Peso de viguetas	70,00	kg/m <sup>2</sup>

Cuadro 11. Estimación del peso de viguetas. Fuente: elaboración propia

Nivel	Elemento	Valor	Unidades
1	Piso (Terrazzo sobre afinado en concreto)	153,00	kg/m <sup>2</sup>
	Cielo raso		
	*Canales suspendidas de acero	10,20	kg/m <sup>2</sup>
	*Fibras acústicas	5,10	kg/m <sup>2</sup>
	Total	16,00	kg/m <sup>2</sup>
	Instalaciones electromecánicas	15,00	kg/m <sup>2</sup>
	Particiones	60,00	kg/m <sup>2</sup>
	Nivelación	31,00	kg/m <sup>2</sup>
	Sobrelosa (se incluyó en el peso propio de la losa modelada)	120,00	kg/m <sup>2</sup>
	Viguetas	70,00	kg/m <sup>2</sup>
	<b>TOTAL</b>	<b>465,00</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>
2 - 15	Piso (Linóleo)	6,00	kg/m <sup>2</sup>
	Cielo raso		
	*Canales suspendidas de acero	10,20	kg/m <sup>2</sup>
	*Fibras acústicas	5,10	kg/m <sup>2</sup>
	Total	16,00	kg/m <sup>2</sup>
	Instalaciones electromecánicas	15,00	kg/m <sup>2</sup>
	Particiones	60,00	kg/m <sup>2</sup>
	Nivelación	31,00	kg/m <sup>2</sup>
	Sobrelosa (se incluyó en el peso propio de la losa modelada)	120,00	kg/m <sup>2</sup>
	Viguetas	70,00	kg/m <sup>2</sup>
	<b>TOTAL</b>	<b>318,00</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>
16	Cubierta		
	*Paneles de cubierta	11,00	kg/m <sup>2</sup>
	Instalaciones electromecánicas	15,00	kg/m <sup>2</sup>
	Cielo raso		
	*Canales suspendidas de acero	10,20	kg/m <sup>2</sup>
	*Fibras acústicas	5,10	kg/m <sup>2</sup>
Total	16,00	kg/m <sup>2</sup>	
	<b>TOTAL</b>	<b>42,00</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>

Cuadro 12. Sobrecarga muerta estimada por nivel. Fuente: elaboración propia

Adicionalmente a estas cargas distribuidas, se estimaron ciertas cargas lineales importantes. Entre ellas, la ventanería ubicada en

los perímetros norte y sur de prácticamente todos los niveles, o el peso de muros no estructurales importantes, tomados en cuenta por Solano en la inspección estructural. Estas cargas se muestran en los siguientes cuadros:

Parámetro	Valor	Unidades
Ventanas, vidrio, entramado y marco	40,79	kg/m <sup>2</sup>
Altura	2,70	m
Carga lineal	111,00	kg/m

**Cuadro 13.** Carga lineal de ventanería perimetral. Fuente: Elaboración propia

Parámetro	Valor	Unidades
Mampostería con pañetado en ambas caras	183,55	kg/m <sup>2</sup>
Carga lineal muro de mampostería	680,00	kg/m
Carga lineal viga corona	72,00	kg/m
Carga lineal total	752,00	kg/m

**Cuadro 14.** Carga lineal de mampostería de bloque de arcilla. Fuente: elaboración propia

Parámetro	Valor	Unidades
Mampostería con bloques de 20 cm y relleno @ 60cm	265,122	kg/m <sup>2</sup>
Carga lineal mampostería	981	kg/m
Carga lineal viga corona	144	kg/m
Carga lineal total	1125	kg/m

**Cuadro 15.** Carga lineal de mampostería de bloques de concreto. Fuente: elaboración propia

El peso de los ascensores por su parte, se estimó a partir de consultas realizadas al personal del ICE encargado de los mismos. El peso incluye la estructura del ascensor, el sistema de soporte y piso, además del contrapeso y el peso de las personas en toda su capacidad, para un total de 5375 kg. Este valor corresponde a cada uno de los 6 ascensores que se tienen en general, ya que además se tiene un

ascensor de menor capacidad, con un peso de 3950 kg.

Las escaleras de emergencia se calcularon como una carga puntual equivalente al peso total en cada nivel. Se realizó una inspección de los elementos que las conforman, y comparando con los planos, se estimó una carga promedio de 2745,50 kg.

Para el caso de la carga temporal, fue posible obtener un listado de la cantidad de personas que trabajan por nivel. De esta forma, se asignó una cantidad de mobiliario típica a cada persona, de acuerdo con lo observado en el edificio. Una vez estimado el peso total por nivel, se dividió por el área del mismo, para obtener así un valor de carga distribuida temporal, lo más aproximada posible.

En el siguiente cuadro se tiene el detalle de dicha estimación. Se observa que en general, estos valores son mucho menores a las cargas temporales establecidas en el CSCR-2010; sin embargo, para efectos de la calibración era necesario contar con el valor representativo de la situación real en el momento de las mediciones.

Inventario de personal		Pesos estimados 1 elemento por persona (kg)				Peso persona promedio (kg)	Total por persona	Total por nivel	Área por nivel (m <sup>2</sup> )	Carga distribuida (kg/m <sup>2</sup> )
Nivel	Cantidad	Computadora	Estación de trabajo	Silla de escritorio	Librero					
Sótano	81	15,00	55,00	10,00	38,00	75,00	193,00	15633,00	2171,56	7,20
1	181	15,00	55,00	10,00	38,00	75,00	193,00	34933,00	2171,56	16,09
2	95	15,00	55,00	10,00	38,00	75,00	193,00	18335,00	2506,08	7,32
3	89	15,00	55,00	10,00	38,00	75,00	193,00	17177,00	1186,61	6,85
4	79	15,00	55,00	10,00	38,00	75,00	193,00	15247,00	1009,74	12,85
5	59	15,00	55,00	10,00	38,00	75,00	193,00	11387,00	1009,74	11,28
6	56	15,00	55,00	10,00	38,00	75,00	193,00	10808,00	1009,74	10,70
7	53	15,00	55,00	10,00	38,00	75,00	193,00	10229,00	1009,74	10,13
8	80	15,00	55,00	10,00	38,00	75,00	193,00	15440,00	1009,74	15,29
9	73	15,00	55,00	10,00	38,00	75,00	193,00	14089,00	1009,74	13,95
10	68	15,00	55,00	10,00	38,00	75,00	193,00	13124,00	1009,74	13,00
11	57	15,00	55,00	10,00	38,00	75,00	193,00	11001,00	1009,74	10,89
12	42	15,00	55,00	10,00	38,00	75,00	193,00	8106,00	1009,74	8,03
13	37	15,00	55,00	10,00	38,00	75,00	193,00	7141,00	1009,74	7,07
14	43	15,00	55,00	10,00	38,00	75,00	193,00	8299,00	1009,74	8,22
15	11	15,00	55,00	10,00	38,00	75,00	193,00	2123,00	1009,74	2,10

**Cuadro 16.** Carga temporal estimada por nivel. Fuente: elaboración propia

## Carga de empuje

Para la estimación de la fuerza de empuje en el muro de retención, se utilizó el Capítulo 6 del Código de Cimentaciones de Costa Rica (CCCR 2009). Primeramente, el muro se clasificó como muro rígido por el hecho de ser de concreto reforzado. En estos casos se dice que la forma de la estructura no cambia como resultado del empuje lateral y solo experimenta una rotación o traslación como un todo, sin que aparezcan deformaciones por flexión.

La condición que se consideró es la del empuje en reposo ya que el CCCR (2009) establece que, en los muros de sótano la construcción del muro se ejecuta de tal forma que no se permite la deformación lateral lo cual corresponde a una condición de reposo. Esto porque el entrepiso funciona como apoyo en la parte superior del muro, lo que implica que no está en voladizo en donde el empuje activo es evidente de considerar.

El método utilizado para estimar la carga de empuje correspondió a la Teoría de Rankine. Esta teoría es aplicable cuando la superficie del terreno es horizontal y no considera esfuerzos de fricción entre las paredes del muro y el terreno.

Para el caso del empuje activo, Rankine establece la siguiente fórmula:

$$P_a = \gamma * z * K_a - 2 * c * \sqrt{K_a} + q * K_a$$

*Ecuación de presión lateral activa del suelo*

En donde:

z: Profundidad a la que se calcula la presión (m)

$\gamma$ : Peso volumétrico del suelo detrás del muro (kg/m<sup>3</sup>)

c: Cohesión del suelo detrás del muro (kg/m<sup>3</sup>)

q: Presión o sobrecarga sobre la superficie del terreno (kg/m<sup>3</sup>)

K<sub>a</sub>: Coeficiente de empuje activo

Sin embargo, como se mencionó anteriormente, para el edificio en estudio se consideró la presión lateral en reposo. La fórmula del empuje activo debe modificarse sustituyendo el coeficiente de empuje activo (K<sub>a</sub>) por el coeficiente de empuje en reposo (K<sub>0</sub>). Por lo tanto, la presión lateral en reposo (P<sub>0</sub>) del suelo se obtuvo como:

$$P_0 = \gamma * z * K_0 - 2 * c * \sqrt{K_0} + q * K_0$$

*Ecuación de presión lateral de reposo del suelo*

Además, el coeficiente de empuje de reposo se calcula normalmente con la Ecuación 6.14 del CCCR (2009) a partir del ángulo de fricción ( $\phi$ ):

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

*Ecuación del coeficiente de reposo*

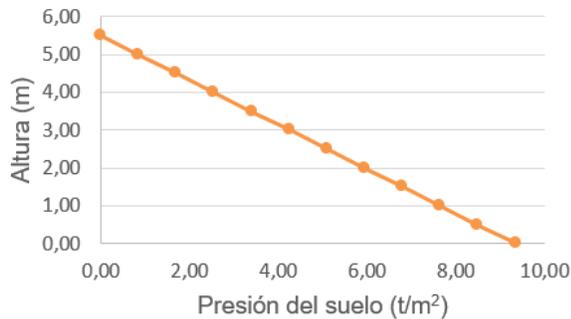
Del “Estudio Geotécnico para la ampliación del Edificio Central del ICE” (2003) se obtuvieron las siguientes propiedades del suelo

existente (el cual corresponde a un limo de consistencia blanda a media):

Propiedad		Valor	Unidades
Peso volumétrico del suelo	$\gamma_t$	1,70	t/m <sup>3</sup>
Cohesión del suelo detrás del muro	$C_{uu}$	6,00	t/m <sup>2</sup>
Ángulo de fricción	$\phi$	0,00	°
Altura del muro de retención	$z$	5,50	m
Coefficiente de reposo	$K_0$	1,00	-

**Cuadro 17.** Propiedades del suelo existente. Fuente: AIG ICE, 2003

Al sustituir los valores anteriores en la ecuación de presión lateral de reposo, se obtiene de los primeros 2 términos, el empuje del suelo (debido a su peso) de acuerdo a la profundidad. El segundo término ( $2 \cdot c \cdot \sqrt{K_0}$ ) no fue tomado en cuenta porque el CCCR (2009) menciona que la teoría de Rankine en términos de esfuerzos totales para estimaciones a corto plazo, puede conducir a sobreestimaciones o subestimaciones dependiendo de los valores de cohesión. No tomarlo en cuenta resulta conservador a nivel de diseño. De esta forma se generó el siguiente gráfico, en el cual se observa la presión de suelo a lo largo de la altura del muro de retención:



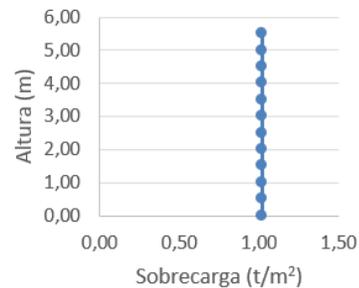
**Gráfico 1.** Altura del muro de retención vs presión lateral de reposo del suelo. Fuente: elaboración propia

El tercer término de la ecuación de presión lateral, corresponde a la presión ejercida debido a la sobrecarga que puede existir en las cercanías del terreno que soporta el muro. En este caso se estimó una carga constante, a partir de una recomendación de la "Guía de especificaciones para el diseño sísmico de puentes mediante la metodología LRFD" de la AASHTO en la Sección 3.11.6.4, en donde se propone una altura equivalente de suelo, para considerar la carga vehicular:

Altura del muro (mm)	$h_{eq}$ (mm)	
	Distancia entre el paramento posterior del muro y el borde del tráfico	
	0,0 mm	300 mm o más
1500	1500	600
3000	1050	600
≥ 6000	600	600

**Cuadro 18.** Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre muros de retención paralelos al tráfico. Fuente: AASHTO, 2004

Ya que la altura del muro de retención es de 5,5m y que la distancia entre el paramento posterior del muro y el borde del tráfico es de más de 300mm, se utilizó una altura equivalente de suelo de 600mm. Esta altura equivalente multiplicada por el peso volumétrico del suelo, corresponde a la sobrecarga "q" de la ecuación de presión lateral del suelo; la carga estimada se observa en el siguiente gráfico:



**Gráfico 2.** Altura del muro de retención vs presión lateral por sobrecarga estimada. Fuente: elaboración propia

Es importante aclarar que se utilizó esta recomendación de la AASHTO porque el edificio tiene ubicación esquinera, y en esta zona se presenta flujo vehicular importante sobre todo durante el día.

La carga de empuje no se incluyó en el modelo pues no es relevante en esta parte del estudio. Esto debido a que sería necesario contar con una forma de asociar una masa a esta carga para que pueda influir en el análisis modal. Sin embargo, se calculó por el hecho de que esta fase del estudio pretendió proveer el modelo estructural con todas las cargas que actúan sobre la estructura, y esta carga podría necesitarse posteriormente para evaluar ciertas zonas específicas.

## Empuje dinámico

Los muros de retención deben resistir además de las fuerzas estáticas, una fuerza horizontal de sismo, tal y como lo indica el CSCR-2010. Esta fuerza, viene definida por la siguiente fórmula:

$$P = \frac{1}{2} * \gamma_s * H^2 * \left( \frac{3}{4} * a_{ef} * \lambda \right)$$

*Ecuación del empuje dinámico*

Donde:

P = fuerza de sismo, que actúa a 0,6 H sobre la base

$\gamma_s$  = peso unitario del suelo

H = altura del muro

$a_{ef}$  = aceleración pico efectiva del suelo

$\lambda$  = factor de empuje lateral

$a_{ef} * \lambda = k_h$

$k_h$  = coeficiente dinámico horizontal que depende del tipo de sitio y zona sísmica de acuerdo con la siguiente tabla.

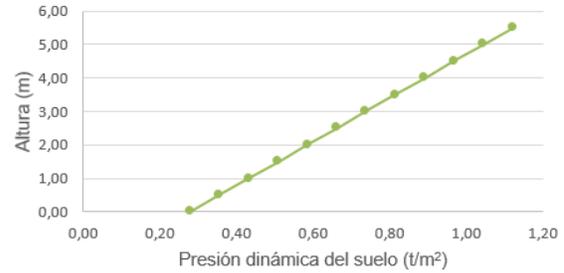
Tipo de sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
S <sub>1</sub>	0.15	0.15	0.20
S <sub>2</sub>	0.15	0.20	0.20
S <sub>3</sub>	0.15	0.20	0.25
S <sub>4</sub>	0.20	0.20	0.25

**Cuadro 19.** Valores de coeficiente dinámico horizontal  $k_h$  para evaluar presiones de sismo en muros de retención. Fuente: CSCR, 2010

Seguidamente, se muestra el empuje dinámico calculado. Se muestra además el gráfico correspondiente a la fuerza distribuida con variación trapezoidal en la altura del muro, equivalente a la fuerza obtenida por la fórmula.

Parámetro	Valor	Unidades
Altura equivalente	$h_{equiv}$ 0,60	m
Peso de la sobrecarga	$W_{sc}$ 1,02	t/m <sup>2</sup>
Coefficiente de presión lateral	$K_0$ 1,00	-
Presión de la sobrecarga	$\sigma_{sc}$ 1,02	t/m <sup>2</sup>
Fuerza de la sobrecarga	$F_{sc}$ 5,61	t/m
Ubicación de la resultante desde la base	$h$ 2,75	m

**Cuadro 20.** Valor de empuje dinámico calculado para el muro de retención. Fuente: elaboración propia

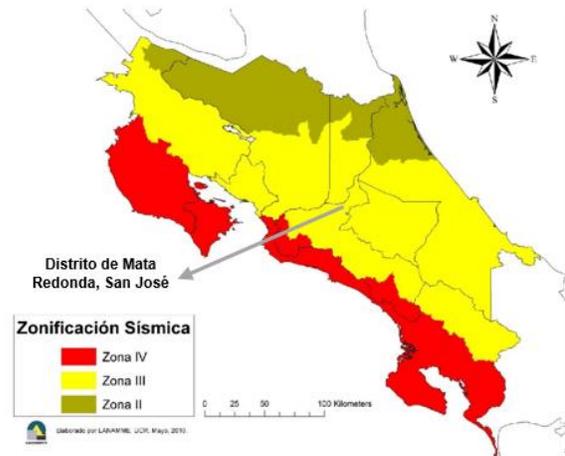


**Gráfico 3.** Altura del muro de retención vs presión dinámica del suelo. Fuente: elaboración propia

Al igual que la carga de empuje, esta carga no fue incluida en el modelo por las razones mencionadas.

## Carga sísmica

Inicialmente se estableció la zona sísmica en la que se ubica el edificio según lo que se indica en la Tabla 2.1 del CSCR-2010. La misma corresponde a Zona III, ya que el edificio se ubica en el distrito de Mata Redonda del Cantón de San José.



**Figura 30.** Mapa de zonificación sísmica de Costa Rica. Fuente: CSCR, 2010

En cuanto al sitio de cimentación, se clasificó como un suelo S3. Esto porque en el “Estudio Geotécnico para la ampliación del Edificio Central del ICE” (2003) se indica que aproximadamente los primeros 10m de profundidad presentan un limo de consistencia blanda a media, lo cual se toma como equivalente a la descripción del S3. Además, la

resistencia al corte no drenada ( $C_u$ ) es de  $0,6\text{kg/cm}^2$ , valor que entra en el rango especificado para un S3 en la Tabla 2.2 del CSCR-2010.

Por otra parte, a partir de las especificaciones del CSCR-2010 en la Sección 4.1, según su ocupación el edificio se clasifica como Tipo D o de ocupación normal por tratarse de oficinas administrativas.

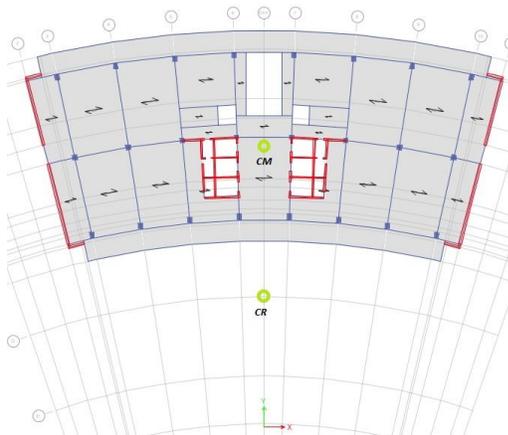
Como se mencionó anteriormente, el sistema estructural del edificio se compone de marcos y muros de concreto reforzado. Para garantizar que se trata de un sistema dual, se realizó una comparación entre la sumatoria de las fuerzas cortantes de las columnas y las fuerzas cortantes del nivel correspondiente. Esto porque el CSCR-2010 establece que dicha sumatoria debe ser igual o mayor que el 25% de las fuerzas cortantes de ese nivel; de lo contrario el sistema se considera como tipo muro. Este edificio

efectivamente corresponde a un sistema tipo dual.

Con respecto a la regularidad, se tiene que el edificio en estudio no cumple con los requisitos planteados en el CSCR-2010 para estructuras regulares. Esto debido a que, por ejemplo, algunos de los elementos verticales de los sistemas sismoresistentes no son continuos en toda la altura. Ahora bien, para conocer si presenta irregularidad moderada o severa, se calculó la relación  $e_i/D_i$  (excentricidad en cualquiera de las direcciones ortogonales, entre la dimensión respectiva de esa planta). Para calcular las excentricidades, se tomaron las coordenadas del centro de masa y del centro de rigidez calculadas por ETABS (se recomienda revisar el apéndice 2 para una mejor comprensión del porqué de la ubicación del centro de rigidez)

Nivel	Coordenadas (m)				Excentricidad X (m)	Excentricidad Y (m)	$e_x/D_x$	$e_y/D_y$
	CMX	CMY	CRX	CRY				
1	-0,33	24,90	0,20	18,85	-0,52	6,05	0,01	0,31
2	-0,70	24,78	-0,18	15,66	-0,53	9,12	0,01	0,46
3	-0,01	23,80	0,02	14,56	-0,04	9,24	0,00	0,47
4	-0,04	33,24	0,15	14,52	-0,19	18,72	0,00	0,95
5	-0,04	33,66	0,23	15,22	-0,27	18,45	0,01	0,94
6	-0,03	33,68	0,27	15,93	-0,30	17,75	0,01	0,90
7	-0,04	33,69	0,29	16,66	-0,33	17,03	0,01	0,86
8	-0,08	33,72	0,30	17,35	-0,38	16,37	0,01	0,83
9	-0,07	33,73	0,29	18,01	-0,36	15,73	0,01	0,80
10	0,04	33,68	0,29	18,61	-0,24	15,07	0,00	0,76
11	-0,07	33,72	0,28	19,15	-0,34	14,57	0,01	0,74
12	-0,02	33,75	0,27	19,62	-0,28	14,13	0,01	0,72
13	-0,04	33,68	0,26	20,02	-0,30	13,67	0,01	0,69
14	0,00	33,74	0,25	20,34	-0,25	13,40	0,00	0,68
15	0,02	33,57	0,24	20,58	-0,22	12,99	0,00	0,66

**Cuadro 21.** Excentricidad en cada dirección ortogonal y relaciones  $e_i/D_i$ . Fuente: elaboración propia



**Figura 31.** Ubicación aproximada del centro de masa (CM) y centro de rigidez (CR). Fuente: elaboración propia

Como se observa en el cuadro anterior para el caso de la dirección X, la estructura se clasificaría como regular, ya que el CSCR-2010 establece que si la relación  $e_i/D_i$  es menor a 0,05, se considera como regular. Sin embargo, en el caso de la dirección Y, se tiene que presenta irregularidad severa pues para todos los casos, esta relación es mayor que 0,25.

A pesar de esto, si se observa en detalle la configuración del edificio, se puede notar que la distribución en planta es bastante simétrica, y que en general no presenta un nivel de irregularidad como para considerarse irregular severo. De este modo, se considera que la clasificación que propone el CSCR-2010 a partir de esta relación, puede no ser aplicable a este edificio. Esto porque el centro de rigidez se aleja tanto del centro de masa en la dirección Y, por su forma de sector circular y no por grandes diferencias en rigidez entre un sector y otro. Por lo tanto, se opta por considerar el edificio como irregular moderado.

## Determinación de propiedades sísmicas del edificio

El coeficiente sísmico, C, se calcula como:

$$C = \frac{a_{ef} * I * FED}{SR}$$

*Ecuación del empuje dinámico*

Donde:

$a_{ef}$ : Aceleración pico efectiva

I: Factor de importancia

FED: Factor espectral dinámico

SR: Factor de sobrerresistencia

Sin embargo, dado que se aplicó un análisis modal espectral al modelo calibrado, se calculó más bien el factor de escala. Este mismo coincide con el coeficiente sísmico excepto porque en lugar del FED, se incluye el valor de la gravedad.

De la Tabla 2.3 del CSCR-2010, se tiene que para una Zona III y un suelo S3, la aceleración pico efectiva es de 0,36. El factor de importancia (I) por su parte, es de 1,00, ya que el edificio en estudio entra dentro de la categoría de edificaciones de ocupación normal al tratarse de oficinas.

Tipo de Sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
S <sub>1</sub>	0.20	0.30	0.40
S <sub>2</sub>	0.24	0.33	0.40
S <sub>3</sub>	0.28	0.36	0.44
S <sub>4</sub>	0.34	0.36	0.36

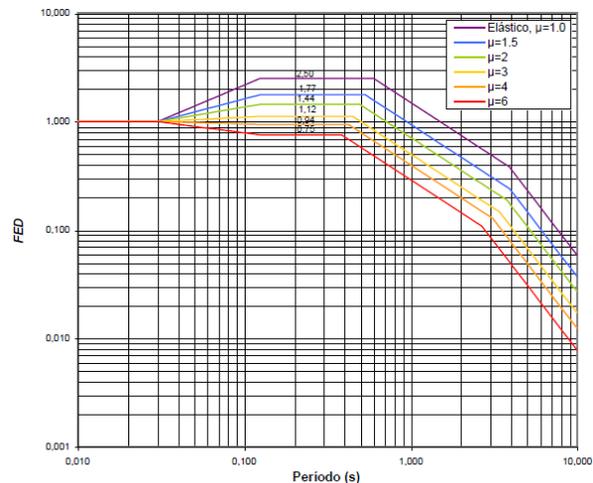
**Cuadro 22.** Aceleración pico efectiva para las diferentes zonas sísmicas y tipos de sitio. Fuente: CSCR, 2010

Además, de acuerdo con el sistema estructural tipo dual que presenta, el factor de sobrerresistencia es de 2.

El factor de escala se obtuvo como:

$$F.C. = \frac{a_{ef} * I * g}{SR} = \frac{0,36 * 1 * 9,81 \text{ m/s}^2}{2} = 1,7658$$

En cuanto a la ductilidad, se optó por utilizar una ductilidad de 1, ya que no se tiene idea de la ductilidad considerada en el diseño. Además, la estructura ya se vio sometida a varios eventos sísmicos, lo que implica que probablemente ya disminuyó su capacidad para disipar energía por deformación. Por esta razón, se utilizó el espectro siguiente (con ductilidad de 1):



**Figura 32.** Espectro utilizado para el análisis modal espectral. Fuente: CSCR, 2010

## Pruebas de vibración ambiental

Las pruebas de vibración ambiental y el procesamiento de los registros estuvieron a cargo

del Área de Sismología y Vulcanología del ICE. Como parte de este proyecto se definió la ubicación de los acelerógrafos y se dio acompañamiento antes y durante las pruebas.

## Equipo

El equipo con el que se contó para las pruebas de vibración ambiental, consistió en 3 acelerógrafos marca Reftek con las siguientes características:

Parámetro	Característica
Marca	Reftek
Modelo	130-SMA
Sensores	Triaxiales Tipo Estado Sólido
Frecuencia de muestreo	200Hz (0,005 s)
Escala completa (Full scale)	4 g
Componentes adicionales	GPS, batería, fuente de poder

**Cuadro 23.** Características de los acelerógrafos utilizados en las PVA. Fuente: elaboración propia



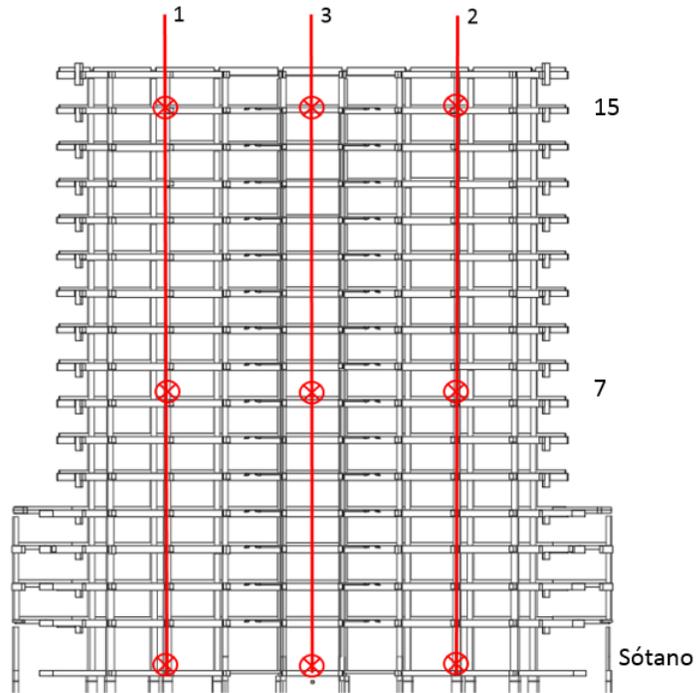
**Figura 33.** Acelerógrafo Reftek 130-SMA. Fuente: SSI, 2015

## Diseño y ejecución de la prueba

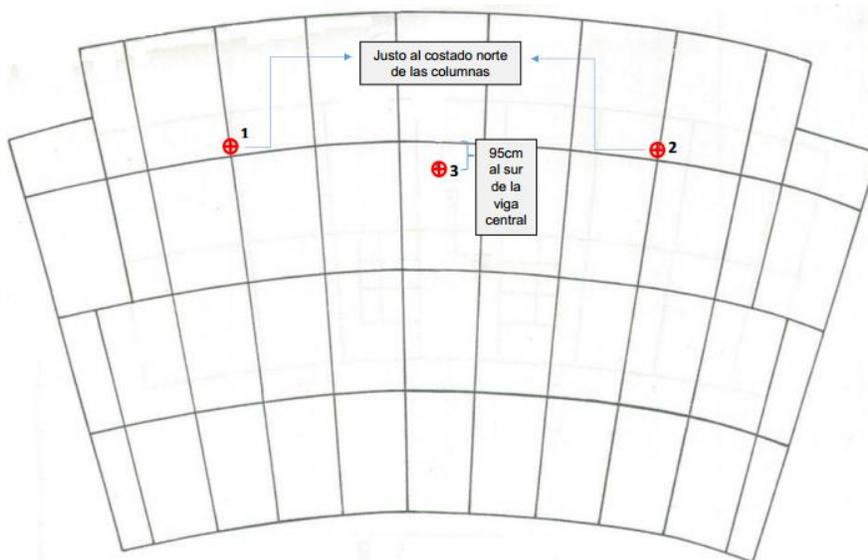
Siguiendo las recomendaciones de la literatura, se realizaron mediciones en 3 ejes verticales con el fin de medir los modos traslacionales. Cada eje consistió en colocar un acelerógrafo en el sótano, uno en el nivel 7 y otro en el nivel 15. Para definir la ubicación en planta de cada uno de estos ejes, se procuró colocar un eje en el centro de masa y los otros 2 en puntos más alejados que permitieran “cubrir el área”.

En las siguientes figuras se muestran las ubicaciones escogidas para cada uno de los ejes. Los ejes 1 y 2 se ubicaron en las partes centrales del ala este y oeste respectivamente. Se aprovechó el hecho de que estos puntos están en el pasillo y prácticamente no iban a interferir con el uso normal del edificio. Además, se colocaron justo al lado de las columnas, lo cual es recomendable por estar en contacto con el sistema estructural.

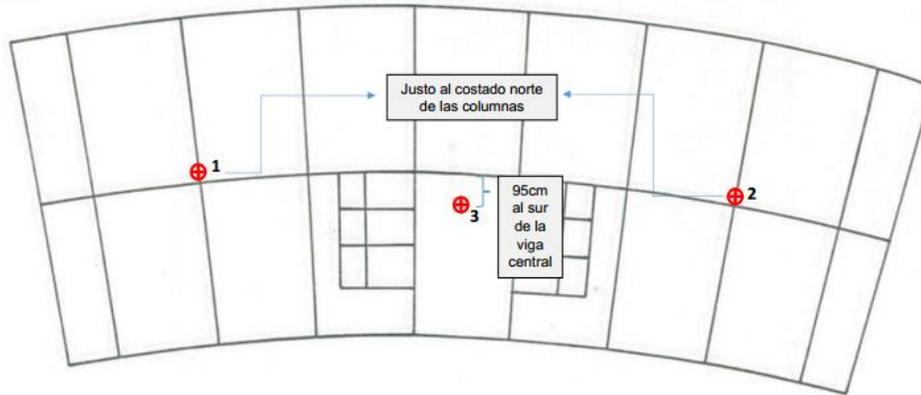
El eje 3 por su parte, se colocó 95 cm hacia el sur de la viga central (ver figuras 34, 35 y 36) que fue una ubicación definida por Hernández (1991) en su propuesta de instrumentación para el edificio. Este punto corresponde al centro de masa del modelo tridimensional realizado por él, y se verificó que coincidiera aproximadamente con el centro de masa del modelo preliminar.



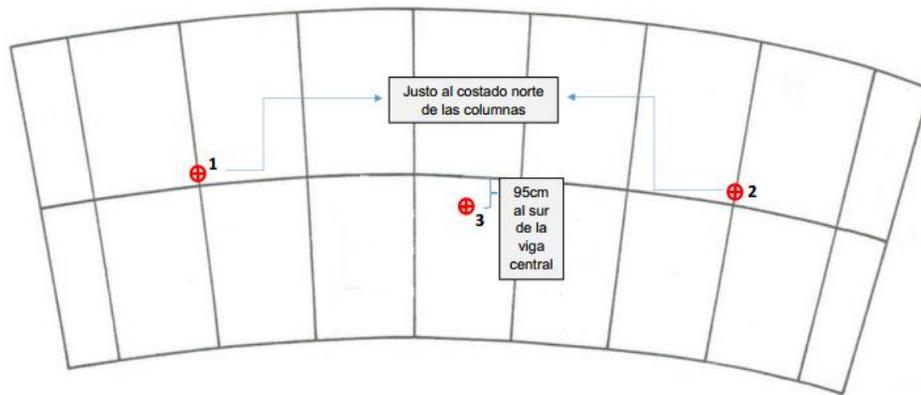
**Figura 34.** Ubicación en elevación de ejes de medición. Fuente: elaboración propia



**Figura 35.** Ubicación en planta de acelerógrafos en el piso de sótano. Fuente: elaboración propia

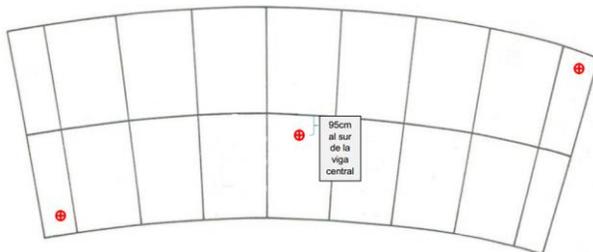


**Figura 36.** Ubicación en planta de acelerógrafos en el piso 7. Fuente: elaboración propia



**Figura 37.** Ubicación en planta de acelerógrafos en el piso 15. Fuente: elaboración propia

Por otra parte, se realizó una última medición con el fin de medir modos torsionales. Esta misma consistió en realizar un arreglo horizontal con los 3 acelerógrafos en el piso 15, tal y como se observa en la figura siguiente:



**Figura 38.** Ubicación de perfil horizontal para medir torsión. Fuente: elaboración propia

La idea de haber ubicado dos de los acelerógrafos en esquinas diagonalmente opuestas, fue por el hecho de que es en donde

se esperaban los mayores desplazamientos torsionales, y sus respectivas aceleraciones. El acelerógrafo colocado en el centro, funcionaría como parámetro de comparación para identificar con mayor claridad cuáles frecuencias correspondían a un modo torsional en los registros de los otros dos acelerógrafos. Esto porque el efecto torsional en el centro de masa, debería ser de menor intensidad.

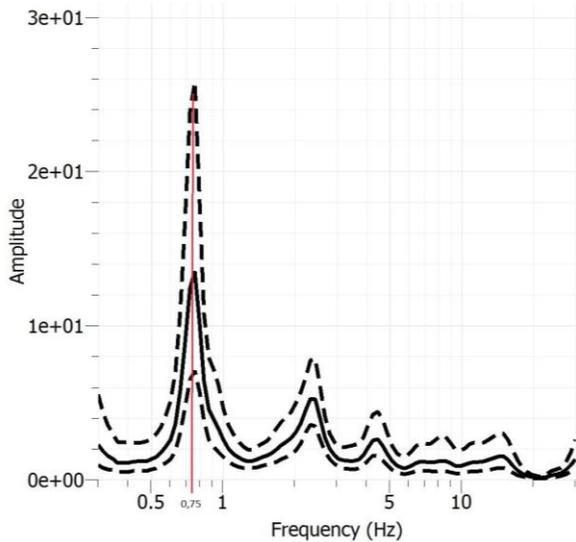
Un punto determinante en las pruebas de vibraciones ambientales es la duración de las pruebas. Como se mencionó antes, el tiempo de medición debe ser de al menos 1000 veces el período fundamental de la estructura; que en este caso correspondería a 1750s, pues el período fundamental estimado por Hernández fue de 1,75s. Esto equivale a media hora aproximadamente; sin embargo, se optó por un tiempo de medición de 1h, para contar con holgura al tener que trabajar con ventanas de

datos y por si era necesario recortar segmentos por aceleraciones excesivas u otros ruidos.

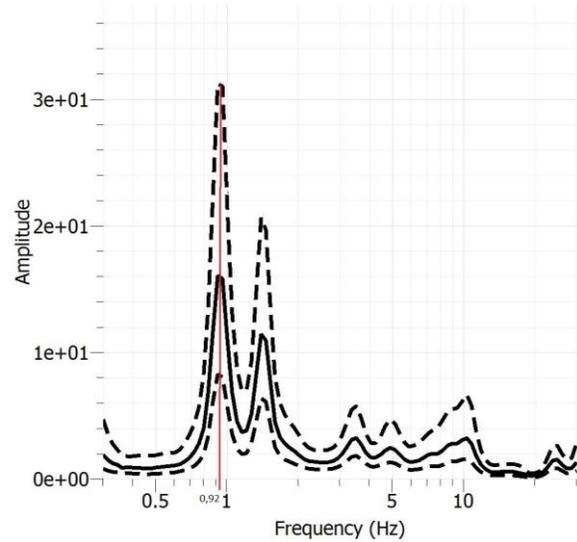
## Resultados de las pruebas de vibración ambiental

Una vez ejecutadas las pruebas, el personal de Sismología y Vulcanología del ICE, se encargó de procesar los registros y generar funciones de transferencia para cada uno de los ejes medidos. Se reportaron dos funciones por cada eje, ya que un canal estuvo orientado en dirección norte-sur y otro en dirección este-oeste.

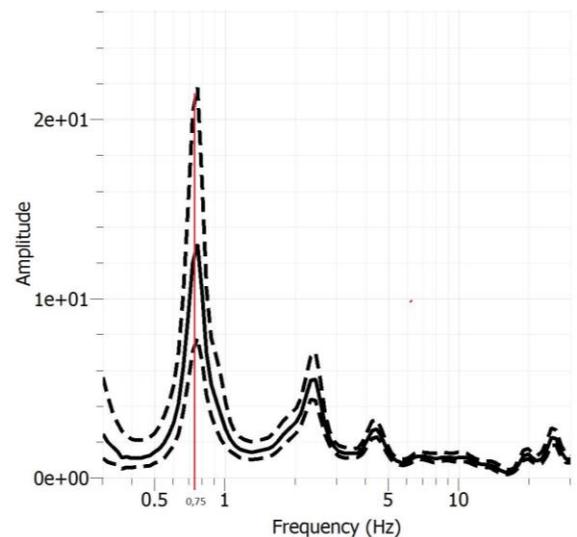
A continuación, se tienen las funciones de transferencia brindadas y las frecuencias y períodos identificados (la dirección este – oeste se refiere a la dirección X y la dirección norte – sur a la dirección Y).



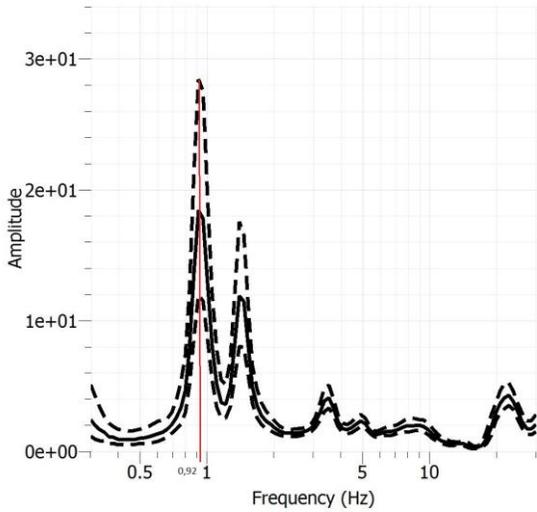
**Figura 39.** Función de transferencia para el registro de aceleración este – oeste en el perfil 1. Fuente: Piedra, 2017



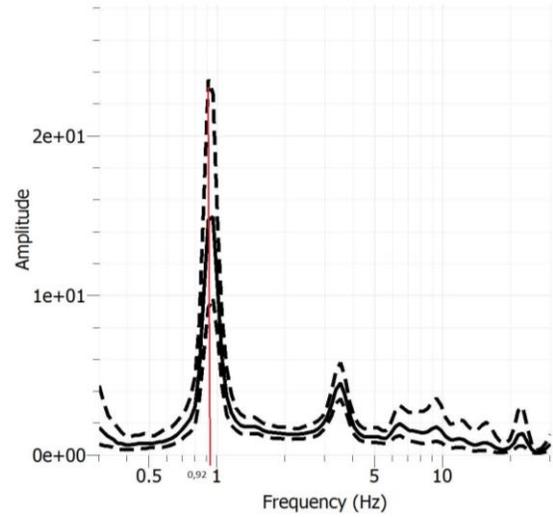
**Figura 40.** Función de transferencia para el registro de aceleración norte - sur en el perfil 1. Fuente: Piedra, 2017



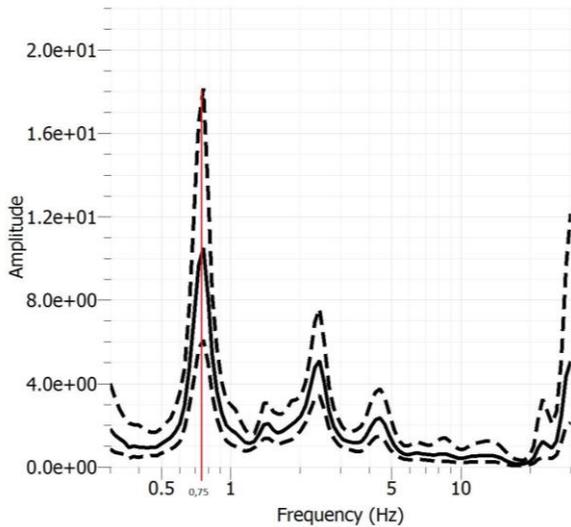
**Figura 41.** Función de transferencia para el registro de aceleración este - oeste en el perfil 2. Fuente: Piedra, 2017



**Figura 42.** Función de transferencia para el registro de aceleración norte - sur en el perfil 2. Fuente: Piedra, 2017



**Figura 44.** Función de transferencia para el registro de aceleración norte - sur en el perfil 3. Fuente: Piedra, 2017



**Figura 43.** Función de transferencia para el registro de aceleración este - oeste en el perfil 3. Fuente: Piedra, 2017

Como se observa, los valores de frecuencia correspondientes al “primer pico”, coincidieron en los 3 perfiles verticales realizados (para cada dirección). Por lo tanto, no fue necesario calcular un promedio del valor. Seguidamente se muestran en una tabla, las frecuencias leídas y su respectivo período:

Dirección	Frecuencia (Hz)	Período (s)
X (Este - oeste)	0,75	1,33
Y (Norte - sur)	0,92	1,09

**Cuadro 24.** Frecuencias y períodos obtenidos de los registros acelerográficos en cada dirección. Fuente: Piedra, 2017

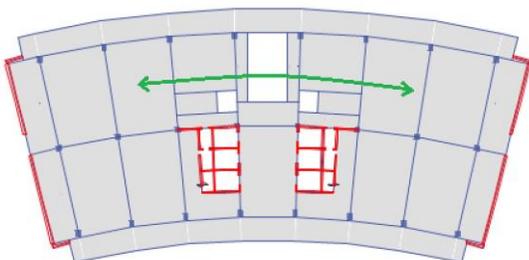
A pesar de que se realizaron las mediciones con el arreglo propuesto para medir modos torsionales, no fue posible reportar los valores. Esto porque después de consultar con el personal del Laboratorio de Ingeniería Sísmica (LIS) de la Universidad de Costa Rica, se llegó a la conclusión de que aún no se tiene el suficiente avance técnico en la metodología de instrumentación y en el procesamiento de los registros, como para poder leer con certeza períodos correspondientes a modos torsionales.

# Resultados

## Calibración del modelo

Primeramente, se analizaron los valores de períodos obtenidos de las pruebas de vibraciones ambientales. Como se aclaró inicialmente, la propuesta de instrumentación permitiría medir el primer y segundo períodos del edificio. El primer período sería el medido en la dirección este – oeste, y el segundo período el de la dirección norte – sur.

Sin embargo, en el modelo preliminar con el que se contó, se observó que en el primer modo, el movimiento del edificio sigue la trayectoria de la curvatura que presenta la planta, como se indica a continuación:



**Figura 45.** Trayectoria de movimiento del primer modo de vibración del edificio. Fuente: elaboración propia

Analizando este movimiento, se puede decir que es traslacional en el sentido de que sigue uno de sus ejes de simetría. No obstante, para describir este movimiento en coordenadas cartesianas se requiere de dos valores. Por lo tanto, se trata más bien, de un modo torsional.

Siendo así, la metodología seguida para la realización de las pruebas no garantizaría que el período medido en esta dirección corresponda al período real. Por esta razón, se le consultó directamente al Ing. Luis Carlos Esquivel (primer autor de la metodología) y dado que el edificio en estudio posee una forma bastante particular con respecto a los edificios analizados por el LIS, no

dio certeza de que el primer período leído estuviera correcto. Así mismo, se consultó con algunos otros ingenieros estructurales y, en general, se recomendó no tomar en cuenta este primer período y calibrar más bien el modelo con el segundo período. Así se procedió en la calibración.

El primer período estimado por Hernández (1991) de 1,75s se tomó como referencia para procurar no alejarse mucho del primer período teórico. Sin embargo, no se tomó como parámetro estricto de comparación porque él usó otro modelo y otras premisas.

En adelante se hará referencia a los períodos obtenidos con las pruebas de vibraciones ambientales, como períodos reales.

Seguidamente, se presenta la descripción de las variantes del modelo realizadas para la calibración, además de un diagrama de flujo del proceso de calibración.

## Modelo 1

El primer modelo corresponde al modelo base utilizado incluso para la propuesta de instrumentación. Básicamente se incluyeron los elementos correspondientes al sistema estructural: vigas, columnas, muros, ductos de ascensor y entrepisos.

En el siguiente cuadro se tienen los períodos obtenidos y la diferencia porcentual con respecto a los períodos medidos en las pruebas de vibraciones ambientales:

Período	Valor del modelo (s)	Valor real (s)	Diferencia (%)
1	1,81	1,33	36,32
2	1,08	1,09	1,01

**Cuadro 25.** Períodos obtenidos en el modelo 1 y porcentaje de diferencia con respecto a los medidos. Fuente: elaboración propia

## Modelo 2

En este caso se partió del modelo 1, pero en lugar de incluir las escaleras como peso, se modelaron como elementos inclinados tipo “Shell”. Esto con el fin de conocer el aporte de rigidez que podrían dar a la estructura.

Período	Valor del modelo (s)	Valor real (s)	Diferencia (%)
1	1,73	1,33	30,15
2	1,05	1,09	3,67

**Cuadro 26.** Períodos obtenidos en el modelo 2 y porcentaje de diferencia con respecto a los medidos. Fuente: elaboración propia

## Modelo 3

De manera similar al modelo 2, se partió del primer modelo. En lugar de las escaleras, se modelaron las marquesinas; esto con el mismo fin de conocer las implicaciones en rigidez.

Período	Valor del modelo (s)	Valor real (s)	Diferencia (%)
1	1,77	1,33	33,08
2	1,06	1,09	2,75

**Cuadro 27.** Períodos obtenidos en el modelo 3 y porcentaje de diferencia con respecto a los medidos. Fuente: elaboración propia

## Modelo 4

Como se observó en los cuadros anteriores, tanto las escaleras como las marquesinas proporcionan rigidez a la estructura. Por este motivo, se modelaron ambos elementos en el mismo modelo, y se obtuvieron los siguientes resultados:

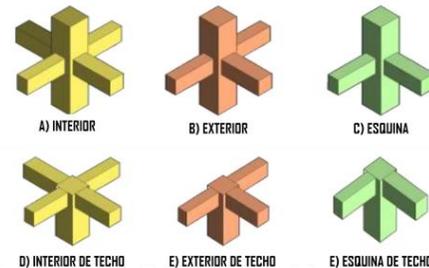
Período	Valor del modelo (s)	Valor real (s)	Diferencia (%)
1	1,72	1,33	29,25
2	1,04	1,09	4,22

**Cuadro 28.** Períodos obtenidos en el modelo 4 y porcentaje de diferencia con respecto a los medidos. Fuente: elaboración propia

De aquí en adelante, las marquesinas y las escaleras fueron tomadas en cuenta a pesar de aumentar un poco el porcentaje de diferencia del segundo período. Esto por la rigidez que efectivamente aportan a la estructura al estar conectadas al sistema estructural, y por ende la reducción que se da sobre todo en el primer período.

## Modelo 5

Para este caso, se partió del modelo 4 y se consideró el factor de zona rígida. En el CSCR-2010 se establece en la sección 7.2.1.e que “el modelo estructural debe reflejar de la mejor manera posible las condiciones reales de la estructura para lo cual se procura considerar las dimensiones reales de sus elementos, de nudos y de zonas rígidas”.



**Figura 46.** Tipos de conexiones viga columna Fuente: Guzman, 2016).

Este factor de zona rígida, se encuentra entre 0 y 1; en este caso se utilizó el factor de 1. Esto porque se debe asignar una rigidez infinita en las conexiones viga – columna, pues “las amplitudes de las aceleraciones medidas en las mediciones de vibraciones ambientales son muy bajas, por lo que inducen desplazamientos mínimos en la estructura, los cuales no podrían vencer las fuerzas de fricción internas de las conexiones, por lo que estas no rotarían” (Esquivel & Schimdt, 2016)

Período	Valor del modelo (s)	Valor real (s)	Diferencia (%)
1	1,63	1,33	22,18
2	1,03	1,09	5,50

**Cuadro 29.** Períodos obtenidos en el modelo 5 y porcentaje de diferencia con respecto a los medidos. Fuente: elaboración propia

## Modelo 6

Normalmente, en las pruebas de vibraciones ambientales los elementos no estructurales aportan rigidez debido a que las aceleraciones son muy bajas, como se mencionó anteriormente.

Por esta razón, en este modelo se partió del modelo 5 y se optó por incluir de manera simplificada los muros de ladrillo que conforman los baños que se encuentran a los lados de las escaleras. Esto porque estos muros se encuentran en todos los niveles y están en contacto directo con el sistema estructural. En la siguiente tabla se observan los períodos obtenidos:

Periodo	Valor del modelo (s)	Valor real (s)	Diferencia (%)
1	1,59	1,33	19,40
2	0,99	1,09	9,45

**Cuadro 30.** Períodos obtenidos en el modelo 6 y porcentaje de diferencia con respecto a los medidos. Fuente: elaboración propia

La diferencia del segundo período con respecto a la del modelo 5 es mayor, por lo tanto, se omitieron en la calibración.

## Modelo 7

Para este modelo se partió del modelo 5 y se modificaron las inercias en las columnas y los muros de acuerdo a lo recomendado por el FEMA 273 (ver marco teórico). La inercia de las columnas fue reducida en un 30%, y la de los muros en un 20%, esto porque según el registro de la inspección estructural, son muy pocos los muros agrietados y por lo tanto se tomó el valor recomendado para muros no agrietados. Además, para ambos tipos de elementos el área de cortante se multiplicó por 0,40, tal y como recomienda el FEMA 273.

Periodo	Valor del modelo (s)	Valor real (s)	Diferencia (%)
1	2,01	1,33	51,20
2	1,11	1,09	1,83

**Cuadro 31.** Períodos obtenidos en el modelo 7 y porcentaje de diferencia con respecto a los medidos. Fuente: elaboración propia

## Modelo 8

En el modelo 8 se partió del modelo 7, pero se afectó también la inercia de las vigas. Para las vigas el FEMA recomienda reducir la inercia en un 50% y el área de cortante en un 40%. No obstante, para el caso de las vigas postensadas solo se redujo el área de cortante, pues en ese caso la inercia no debe ser reducida.

Periodo	Valor del modelo (s)	Valor real (s)	Diferencia (%)
1	2,27	1,33	70,53
2	1,18	1,09	8,53

**Cuadro 32.** Períodos obtenidos en el modelo 8 y porcentaje de diferencia con respecto a los medidos. Fuente: elaboración propia

Si bien es cierto el porcentaje de diferencia aumentó significativamente, a pesar de que la diferencia del segundo período entre los dos modelos es de apenas 0,07s. Se conservaron los factores de afectación por el hecho de que la pérdida de rigidez es un factor que no debe omitirse según la literatura.

## Modelo 9

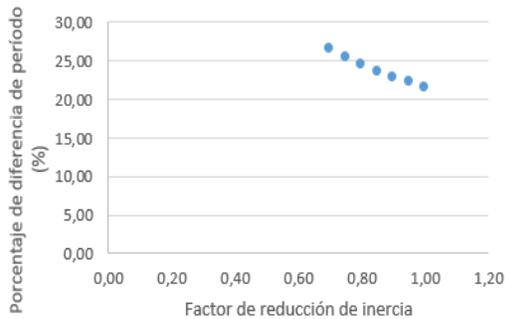
Dado que no es posible conocer el valor exacto de la rigidez actual de los elementos, se realizó un análisis de sensibilidad (partiendo del modelo 5) con el fin de observar las afectaciones en la diferencia de períodos al ir disminuyendo la rigidez. Se partió del modelo 5 (sin afectación de inercias) y se afectaron las inercias y áreas de cortante individualmente; es decir, solo las columnas, solo los muros y solo las vigas, en cada caso.

El análisis consistió en disminuir la rigidez de los elementos partiendo de los valores recomendados por el FEMA 273, hasta llegar a un valor de afectación de 1. Esta última condición correspondería a elementos "nuevos".

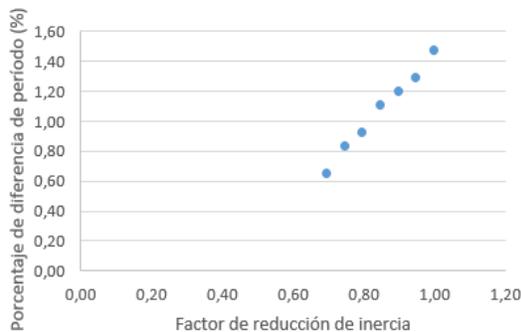
Primeramente se muestran los resultados para las columnas:

Factores de afectación		1er periodo modelo (s)	Diferencia con respecto a periodo real (%)	2do periodo modelo (s)	Diferencia con respecto a periodo real (%)
M. Inercia	A. Cortante				
0,70	0,40	1,68	26,54	1,08	0,64
0,75	0,50	1,67	25,41	1,08	0,83
0,80	0,60	1,66	24,44	1,08	0,92
0,85	0,70	1,64	23,53	1,08	1,10
0,90	0,80	1,63	22,86	1,08	1,19
0,95	0,90	1,63	22,18	1,08	1,28
1,00	1,00	1,62	21,58	1,07	1,47

**Cuadro 33.** Porcentajes de afectación utilizados para las columnas y diferencias de períodos de los modelos con respecto a los medidos. Fuente: elaboración propia



**Gráfico 4.** Diferencia de períodos (%) vs factor de reducción de inercia de las columnas para el primer período. Fuente: elaboración propia

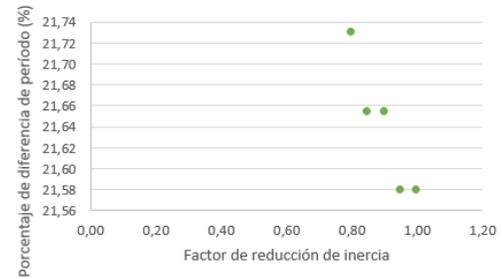


**Gráfico 5.** Diferencia de períodos (%) vs factor de reducción de inercia de las columnas para el segundo período. Fuente: elaboración propia

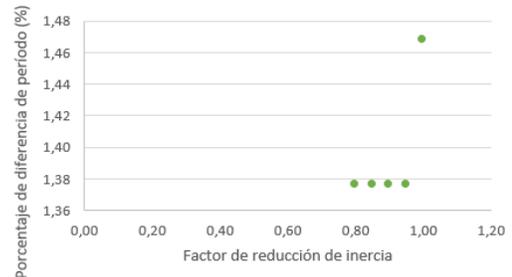
Seguidamente se tiene el análisis de sensibilidad para el caso de los muros:

Factores de afectación		1er periodo modelo (s)	Diferencia con respecto a periodo real (%)	2do periodo modelo (s)	Diferencia con respecto a periodo real (%)
R. Flexión	A. Cortante				
0,80	0,40	1,62	21,73	1,08	1,38
0,85	0,55	1,62	21,65	1,08	1,38
0,90	0,70	1,62	21,65	1,08	1,38
0,95	0,85	1,62	21,58	1,08	1,38
1,00	1,00	1,62	21,58	1,07	1,47

**Cuadro 34.** Porcentajes de afectación utilizados para los muros y diferencias de períodos de los modelos con respecto a los medidos. Fuente: elaboración propia



**Gráfico 6.** Diferencia de períodos (%) vs factor de reducción de inercia de los muros para el primer período. Fuente: elaboración propia

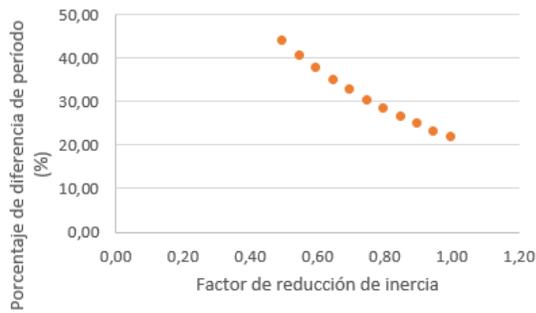


**Gráfico 7.** Diferencia de períodos (%) vs factor de reducción de inercia de los muros para el segundo período. Fuente: elaboración propia

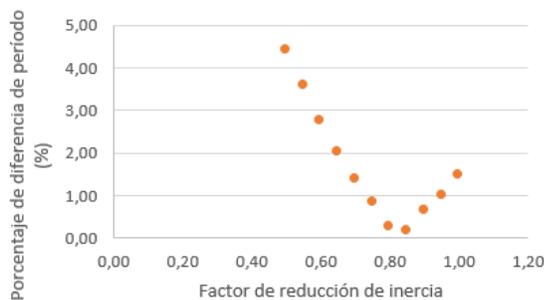
Por último, se muestran los datos obtenidos al realizar el análisis con las vigas:

Factores de afectación		1er periodo modelo (s)	Diferencia con respecto a periodo real (%)	2do periodo modelo (s)	Diferencia con respecto a periodo real (%)
M. Inercia	A. Cortante				
0,50	0,40	1,91	43,83	1,14	4,40
0,55	0,46	1,87	40,45	1,13	3,58
0,60	0,52	1,83	37,52	1,12	2,75
0,65	0,58	1,79	34,81	1,11	2,02
0,70	0,64	1,76	32,41	1,11	1,38
0,75	0,70	1,73	30,23	1,10	0,83
0,80	0,76	1,71	28,20	1,09	0,28
0,85	0,82	1,68	26,32	1,09	0,18
0,90	0,88	1,66	24,66	1,08	0,64
0,95	0,94	1,64	23,01	1,08	1,01
1,00	1,00	1,62	21,58	1,07	1,47

**Cuadro 35.** Porcentajes de afectación utilizados para las vigas y diferencias de períodos de los modelos con respecto a los medidos. Fuente: elaboración propia



**Gráfico 8.** Diferencia de períodos (%) vs factor de reducción de inercia de las vigas para el primer período. Fuente: elaboración propia



**Gráfico 9.** Diferencia de períodos (%) vs factor de reducción de inercia de las vigas para el segundo período. Fuente: elaboración propia

Como se observa en los resultados anteriores, para el caso de las columnas y muros, utilizar el valor recomendado por el FEMA conduce a los menores porcentajes de diferencia entre el segundo período del modelo y el medido. No sucede así como las vigas, ya que una inercia del 85% de la inercia bruta conduce al valor más cercano con respecto al medido.

En el modelo 9 se mantuvieron entonces las afectaciones de rigidez recomendadas por el FEMA para el caso de las columnas y los muros, y para el caso de las vigas se utilizó el 85% de inercia y 82% de área de cortante.

Período	Valor del modelo (s)	Valor real (s)	Diferencia (%)
1	2,07	1,33	55,41
2	1,13	1,09	3,21

**Cuadro 36.** Períodos obtenidos en el modelo 9 y porcentaje de diferencia con respecto a los medidos. Fuente: elaboración propia

Al combinar los porcentajes de reducción de rigidez recomendados por el FEMA 273 para

las columnas y muros con el porcentaje obtenido para las vigas mediante el análisis de sensibilidad, se obtuvo una menor diferencia de períodos. Por esta razón se continuó utilizando el modelo 9 en adelante.

## Modelo 10

Con el fin de tomar en cuenta la interacción suelo – estructura, se incluyeron resortes elásticos lineales en la parte superior del muro de retención; es decir, a nivel de terreno.

Para poder representar con mayor fidelidad el comportamiento del suelo, los resortes que deben usarse son no lineales. Sin embargo, para este caso no fue posible utilizarlos pues el programa realiza iteraciones para ir “desconectando” del sistema los resortes que puedan estar en tensión, lo que implica ir variando la matriz de rigidez y esta no puede variar en un análisis modal.

Por tanto, se consideró hacer una analogía al considerar resortes elásticos con la mitad de la capacidad, de manera que cuando el edificio se moviera hacia un lado, el resorte en tensión y el otro en compresión, equivaldrían a un solo resorte en compresión. No obstante, el sótano del edificio en estudio no se encuentra completamente bajo el nivel de terreno, esto porque el nivel de terreno hace que sus perímetros norte y oeste estén por encima del nivel de terreno. Por esta razón, se asumió como una limitación del estudio, pero aún así se utilizaron los resortes elásticos con el fin de detectar afectaciones en la rigidez.

De dos informes generados por el Área de Ingeniería Geotécnica para el estudio de suelos del edificio DIPOA (edificio construido recientemente en las cercanías del edificio en estudio), se extrajeron 3 valores de Módulo de Balasto. En el modelo 10 se partió del modelo 9 y se utilizó un resorte correspondiente al menor valor reportado, que equivale a un valor de 35 ton/m<sup>3</sup> de módulo horizontal.

Período	Valor del modelo (s)	Valor real (s)	Diferencia (%)
1	2,07	1,33	55,34
2	1,13	1,09	3,21

**Cuadro 37.** Períodos obtenidos en el modelo 10 y porcentaje de diferencia con respecto a los medidos. Fuente: elaboración propia

Se observa que agregar los resortes no produjo ninguna diferencia en el segundo período, por lo que se puede decir que no aportan rigidez. Sin embargo, el porcentaje de diferencia del primer período se redujo levemente.

Estos períodos corresponden a 1,75s para el primero, y 1,32s para el segundo.

## Modelo 11

El modelo 11 es similar al modelo 10, con la diferencia de que se utilizó el valor medio de Módulo de Balasto reportado (130 ton/m<sup>3</sup> de módulo horizontal). Los resultados se tienen a continuación:

Período	Valor del modelo (s)	Valor real (s)	Diferencia (%)
1	2,07	1,33	55,26
2	1,13	1,09	3,21

**Cuadro 38.** Períodos obtenidos en el modelo 11 y porcentaje de diferencia con respecto a los medidos. Fuente: elaboración propia

## Modelo 12

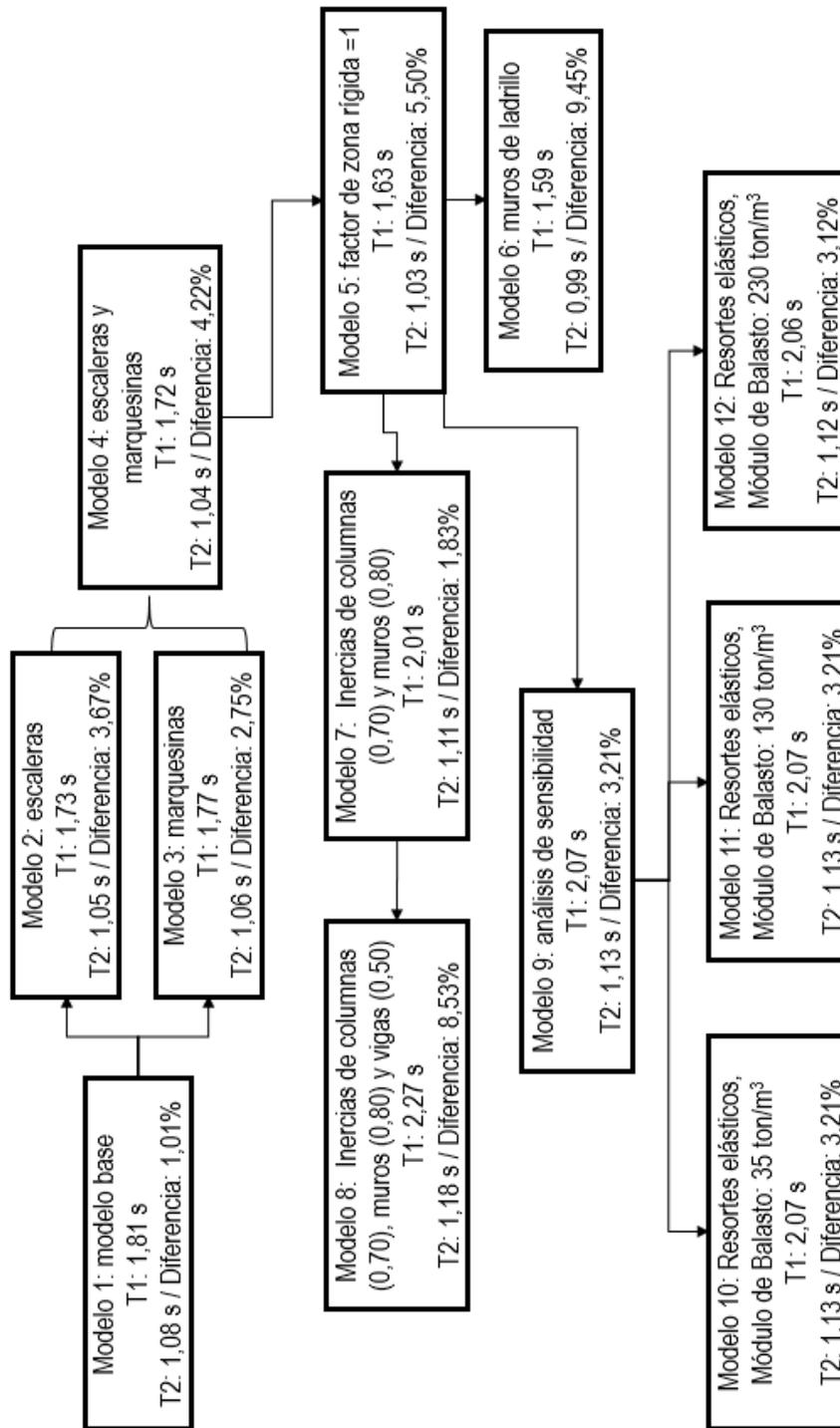
Por último, en el modelo 12 se incluyeron los resortes lineales, pero considerando el mayor Módulo de Balasto reportado, el cual corresponde a 230 ton/m<sup>3</sup> de módulo horizontal.

Período	Valor del modelo (s)	Valor real (s)	Diferencia (%)
1	2,06	1,33	55,19
2	1,12	1,09	3,12

**Cuadro 39.** Períodos obtenidos en el modelo 12 y porcentaje de diferencia con respecto a los medidos. Fuente: elaboración propia

Este modelo se tomó como el modelo calibrado. Más adelante en el análisis de resultados, se explica en detalle el porqué. Además, seguidamente se muestra un cuadro resumen con los períodos correspondientes a cada uno de los modelos y sus porcentajes de diferencia con respecto a los períodos medidos.

Así mismo, se incluye un cuadro comparativo de la diferencia de períodos con respecto a los estimados por Hernández en 1991.



**Figura 47.** Diagrama de flujo del proceso de calibración. Fuente: elaboración propia

Modelo	Periodo 1 (s)	Diferencia (%)	Periodo 2 (s)	Diferencia (%)	Descripción
1	1,81	36,32	1,08	1,01	Sin escaleras ni marquesinas
2	1,73	30,15	1,05	3,67	Con escaleras
3	1,77	33,08	1,06	2,75	Con marquesinas
4	1,72	29,25	1,04	4,22	Con escaleras y marquesinas
5	1,63	22,18	1,03	5,50	Modelo 4 y factor de zona rígida de 1
6	1,59	19,40	0,99	9,45	Modelo 5 y muros de ladrillo
7	2,01	51,20	1,11	1,83	Modelo 5 y afectación de inercias en columnas y muros según FEMA
8	2,27	70,53	1,18	8,53	Modelo 5 y afectación de rigidez en columnas, muros y vigas según FEMA
9	2,07	55,41	1,13	3,21	Modelo 5 y afectación de rigidez según FEMA para columnas y muros; para las vigas afectación según análisis de sensibilidad
10	2,07	55,34	1,13	3,21	Modelo 9 y resortes lineales con menor valor de Módulo de Balasto reportado
11	2,07	55,26	1,13	3,21	Modelo 9 y resortes lineales con valor medio de Módulo de Balasto reportado
12	2,06	55,19	1,12	3,12	Modelo 9 y resortes lineales con mayor valor de Módulo de Balasto reportado

**Cuadro 40.** Resumen de períodos obtenidos en cada uno de los modelos y porcentajes de diferencia con respecto a los medidos en las pruebas. Fuente: elaboración propia

Modelo	Periodo 1 (s)	Diferencia (%)	Periodo 2 (s)	Diferencia (%)
1	1,81	3,60	1,08	18,26
2	1,73	1,09	1,05	20,45
3	1,77	1,14	1,06	19,70
4	1,72	1,77	1,04	20,91
5	1,63	7,14	1,03	21,97
6	1,59	9,26	0,99	25,23
7	2,01	14,91	1,11	15,91
8	2,27	29,60	1,18	10,38
9	2,07	18,11	1,13	14,77
10	2,07	18,06	1,13	14,77
11	2,07	18,00	1,13	14,77
12	2,06	17,94	1,12	14,85

**Cuadro 41.** Comparación de los períodos obtenidos en cada modelo con respecto a los estimados el Ing. Rolando Hernández en 1991. Fuente: elaboración propia

Los resultados que se muestran a continuación corresponden a los obtenidos para el modelo calibrado del edificio en estudio. Como se aclaró anteriormente, se trata del modelo 12 de las variantes realizadas.

## Principales modos de oscilación

El CSCR-2010 establece en la Sección 7.5.2.d que el número mínimo de modos a considerar debe ser tal que la masa efectiva oscilante acumulada sea de al menos el 90% de la masa total en cada dirección ortogonal. En este caso se consideraron los primeros 45 modos, cantidad que cumple con lo solicitado en el CSCR-2010.

Sin embargo, se analizaron únicamente los primeros 12 modos que son los que presentan primeramente un mayor porcentaje de participación de masa.

Modo	Masa participativa en X (%)	Masa participativa en Y (%)	Sumatoria de masa participativa en X (%)	Sumatoria de masa participativa en Y (%)
1	55,78	0,00	55,78	0,00
2	0,00	55,81	55,78	55,81
3	1,57	0,03	57,35	55,84
4	15,20	0,00	72,55	55,84
5	0,02	18,26	72,57	74,09
6	7,05	0,03	79,62	74,13
7	0,93	0,00	80,55	74,13
8	3,99	0,00	84,54	74,13
9	0,00	9,49	84,54	83,62
10	0,53	0,00	85,07	83,63
11	0,15	0,01	85,22	83,64
12	2,52	0,00	87,74	83,64
13	0,09	0,00	87,83	83,64
14	0,05	0,06	87,88	83,70
15	0,80	0,00	88,69	83,70
16	0,00	0,00	88,69	83,70
17	0,00	0,00	88,69	83,70
18	0,00	0,00	88,69	83,71
19	0,00	0,00	88,69	83,71
20	0,00	0,00	88,69	83,71
21	0,00	0,00	88,69	83,71
22	0,03	0,00	88,72	83,71
23	0,00	0,01	88,72	83,72
24	0,01	0,15	88,73	83,87
25	0,11	0,03	88,84	83,90
26	0,46	0,00	89,29	83,90
27	0,18	2,36	89,47	86,26
28	0,13	2,79	89,60	89,05
29	1,55	0,03	91,15	89,08
30	0,01	0,00	91,16	89,08
31	0,02	0,00	91,18	89,08
32	0,00	0,00	91,18	89,08
33	0,00	0,00	91,18	89,08
34	0,04	0,02	91,22	89,10
35	0,13	0,01	91,35	89,11
36	0,00	0,00	91,35	89,11
37	0,00	0,00	91,35	89,11
38	0,00	0,00	91,35	89,11
39	0,00	0,00	91,35	89,11
40	0,00	0,00	91,35	89,11
41	0,01	0,00	91,36	89,11
42	0,00	0,00	91,36	89,11
43	0,00	0,00	91,36	89,11
44	0,39	0,12	91,76	89,23
45	0,00	2,93	91,76	92,16

**Cuadro 42.** Factores de participación de la masa.  
Fuente: elaboración propia

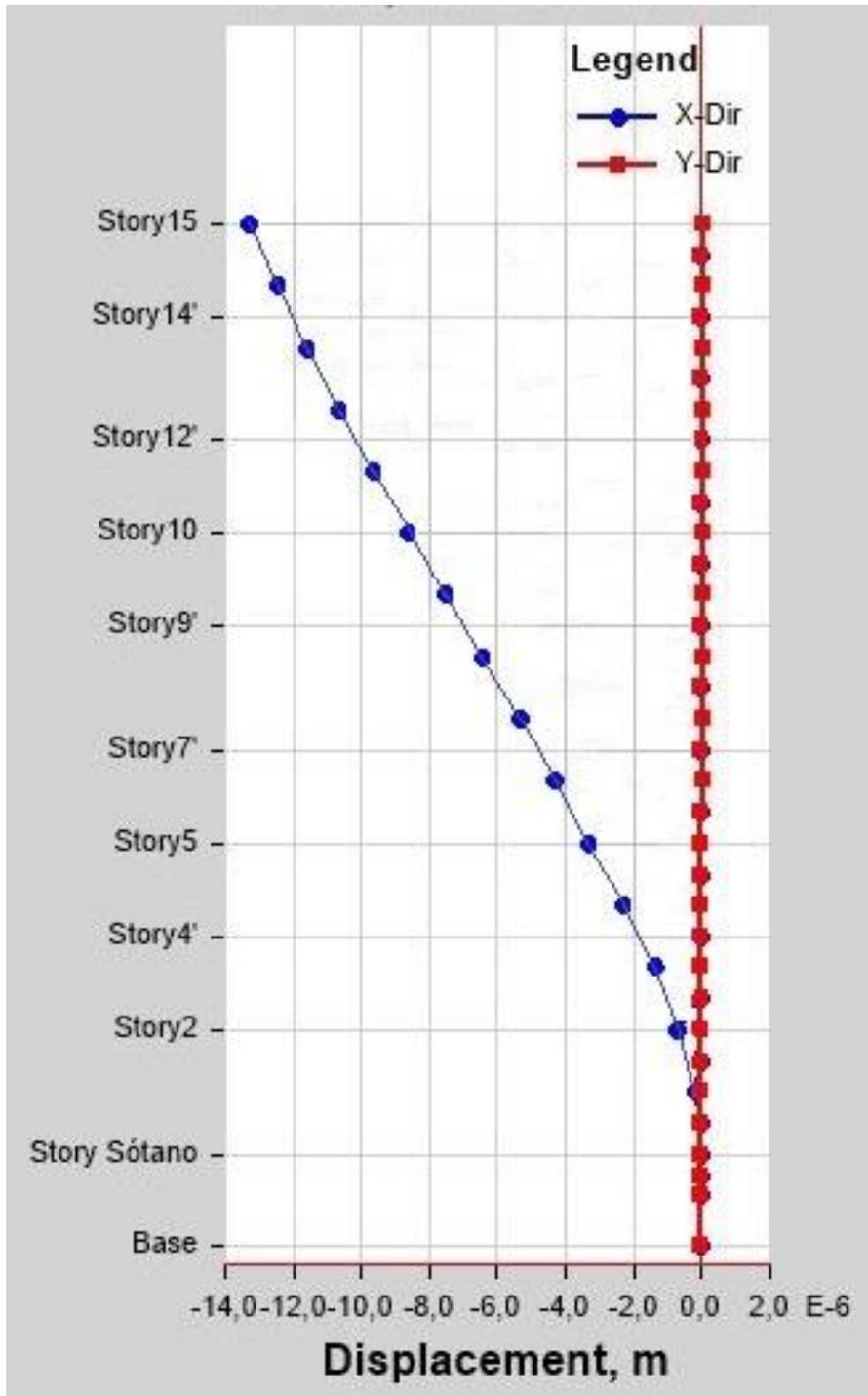
<b>Cuadro 43. Periodos, frecuencias y valores propios obtenidos</b>				
<b>Modo</b>	<b>Periodo (s)</b>	<b>Frecuencia (ciclos/s)</b>	<b>Frecuencia circular (rad/s)</b>	<b>Eigenvalores (rad<sup>2</sup>/s<sup>2</sup>)</b>
1	2,064	0,484	3,044	9,263
2	1,124	0,889	5,588	31,223
3	0,794	1,260	7,914	62,638
4	0,569	1,757	11,039	121,866
5	0,281	3,562	22,381	500,890
6	0,271	3,685	23,151	535,982
7	0,205	4,890	30,724	943,943
8	0,166	6,040	37,951	1440,306
9	0,136	7,336	46,097	2124,885
10	0,118	8,500	53,408	2852,425
11	0,117	8,546	53,697	2883,324
12	0,115	8,733	54,870	3010,713

Fuente: elaboración propia

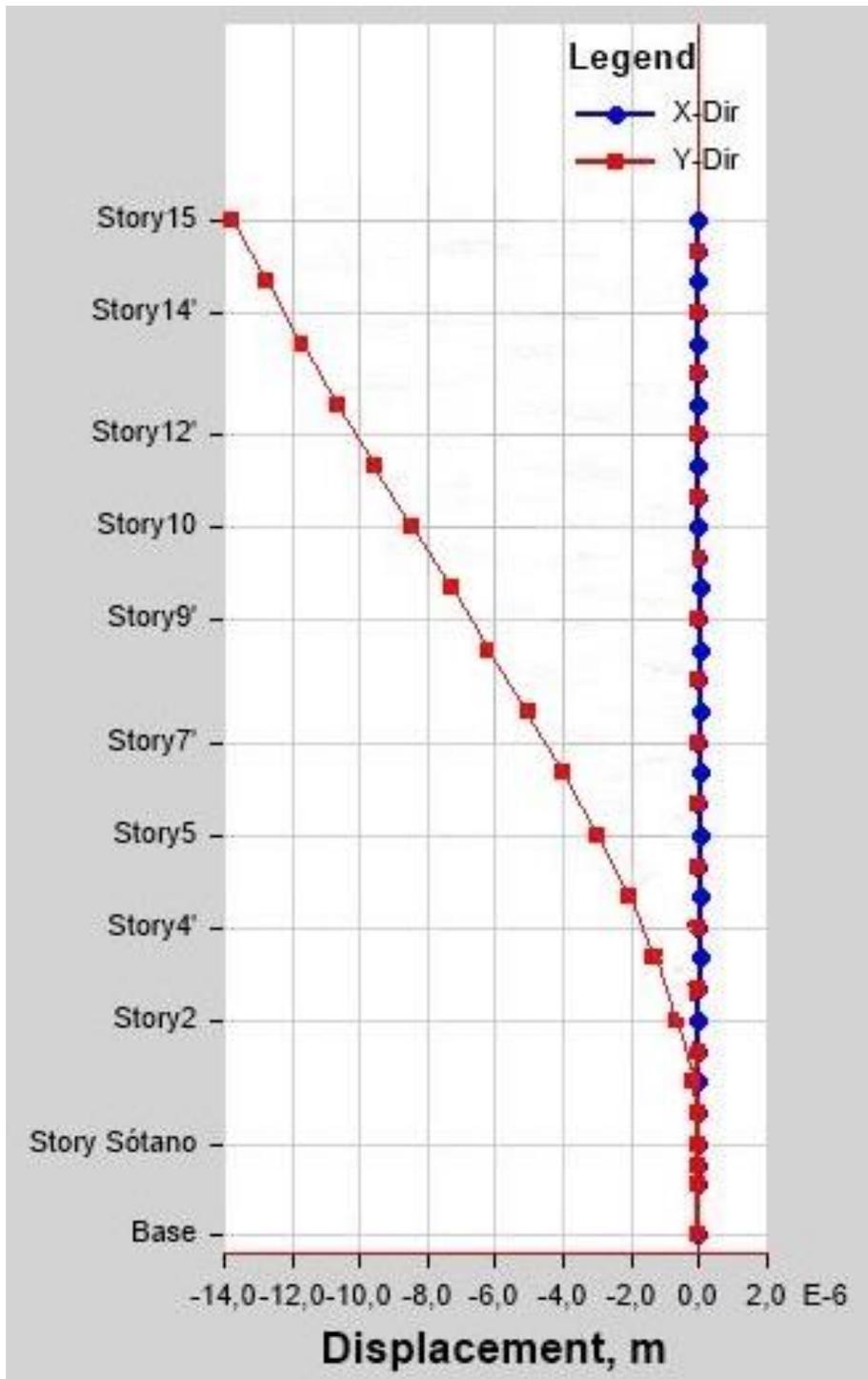
<b>Cuadro 44. Factores de participación direccionales</b>			
<b>Modo</b>	<b>Dirección X (%)</b>	<b>Dirección Y (%)</b>	<b>Rotación Z (%)</b>
1	96,80	0,00	3,20
2	0,00	99,90	0,10
3	3,60	0,10	96,40
4	95,90	0,00	4,10
5	0,20	99,80	0,00
6	95,10	0,20	4,70
7	5,00	0,00	95,00
8	95,20	0,00	4,70
9	0,00	99,90	0,00
10	6,60	0,00	93,30
11	11,00	1,00	88,00
12	84,50	0,00	15,50

Fuente: elaboración propia

A continuación se muestran gráficamente las formas modales consideradas. La línea azul indica los desplazamientos en el eje global X, y la línea roja los desplazamientos en el eje global Y.



**Figura 48.** Desplazamientos por nivel para la forma modal 1



**Figura 49.** Desplazamientos por nivel para la forma modal 2

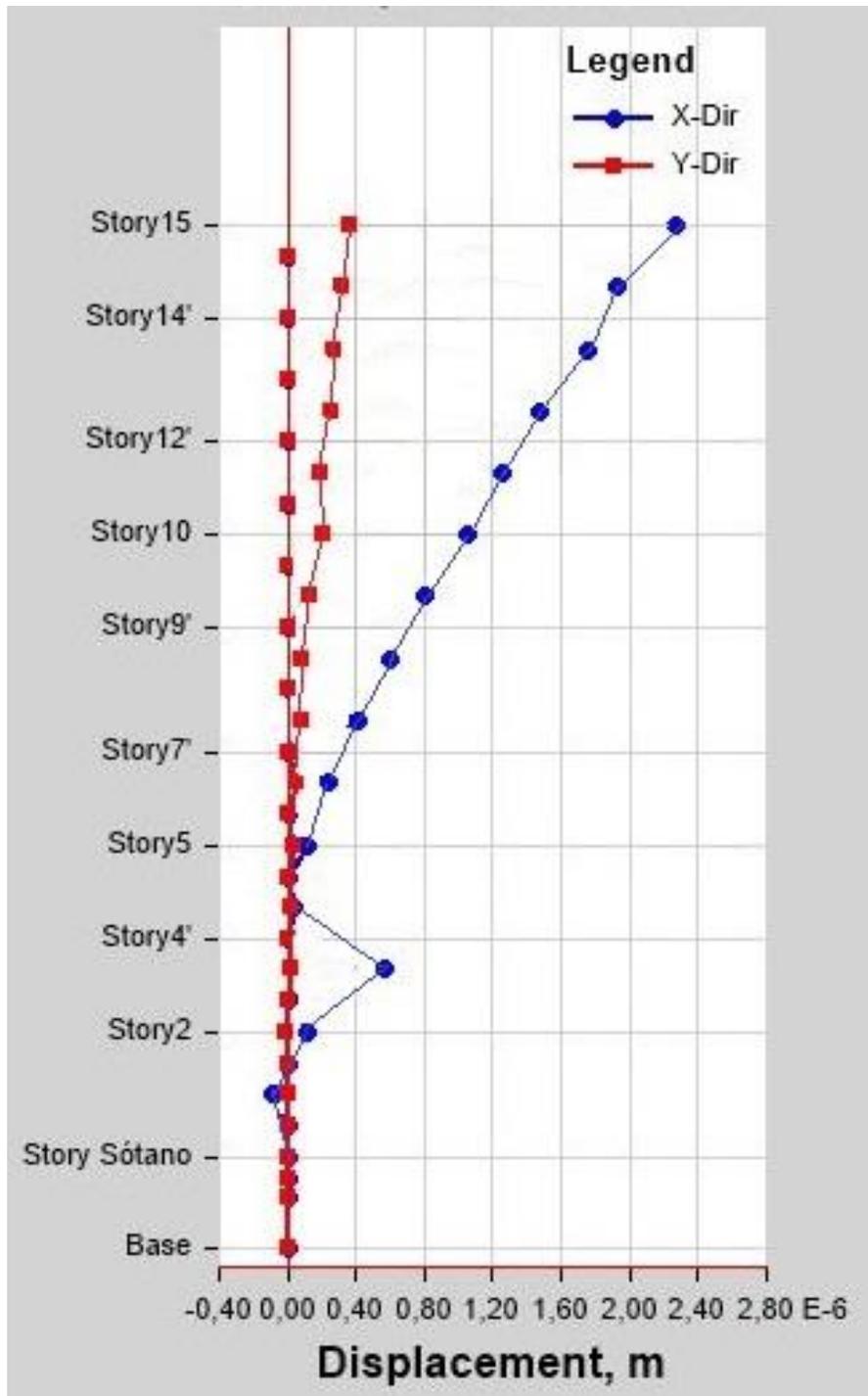


Figura 50. Desplazamientos por nivel para la forma modal 3

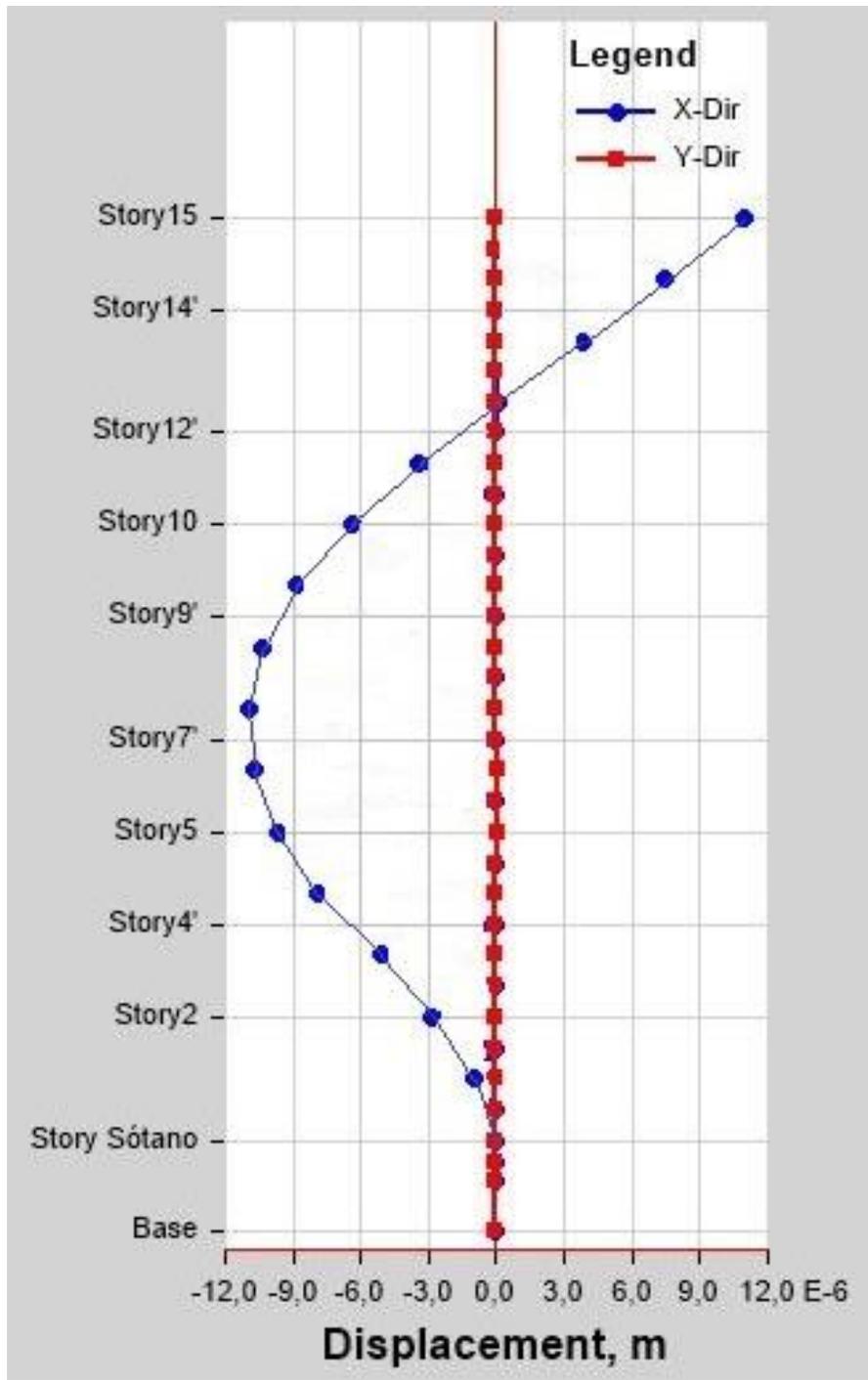


Figura 51. Desplazamientos por nivel para la forma modal 4

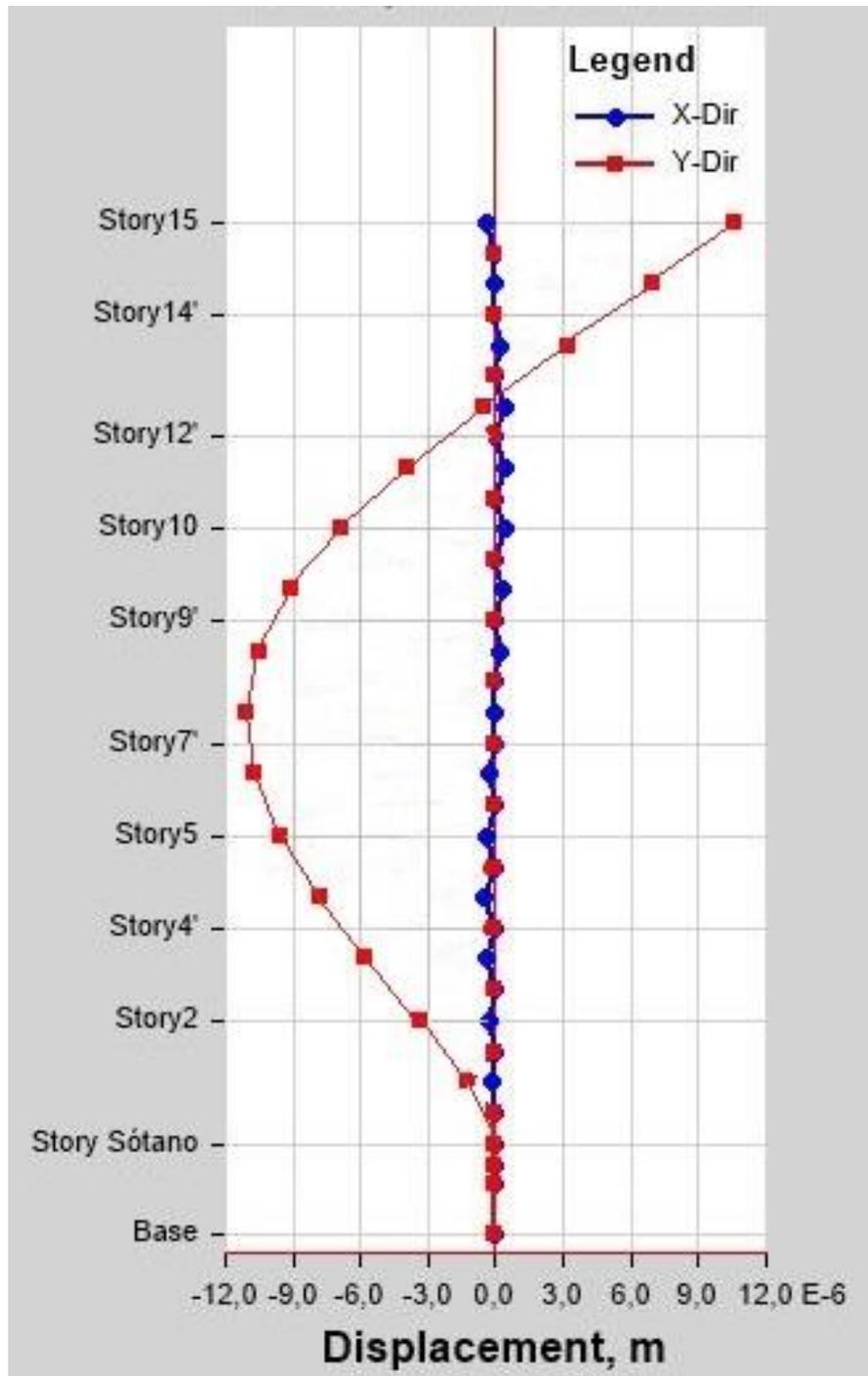


Figura 52. Desplazamientos por nivel para la forma modal 5

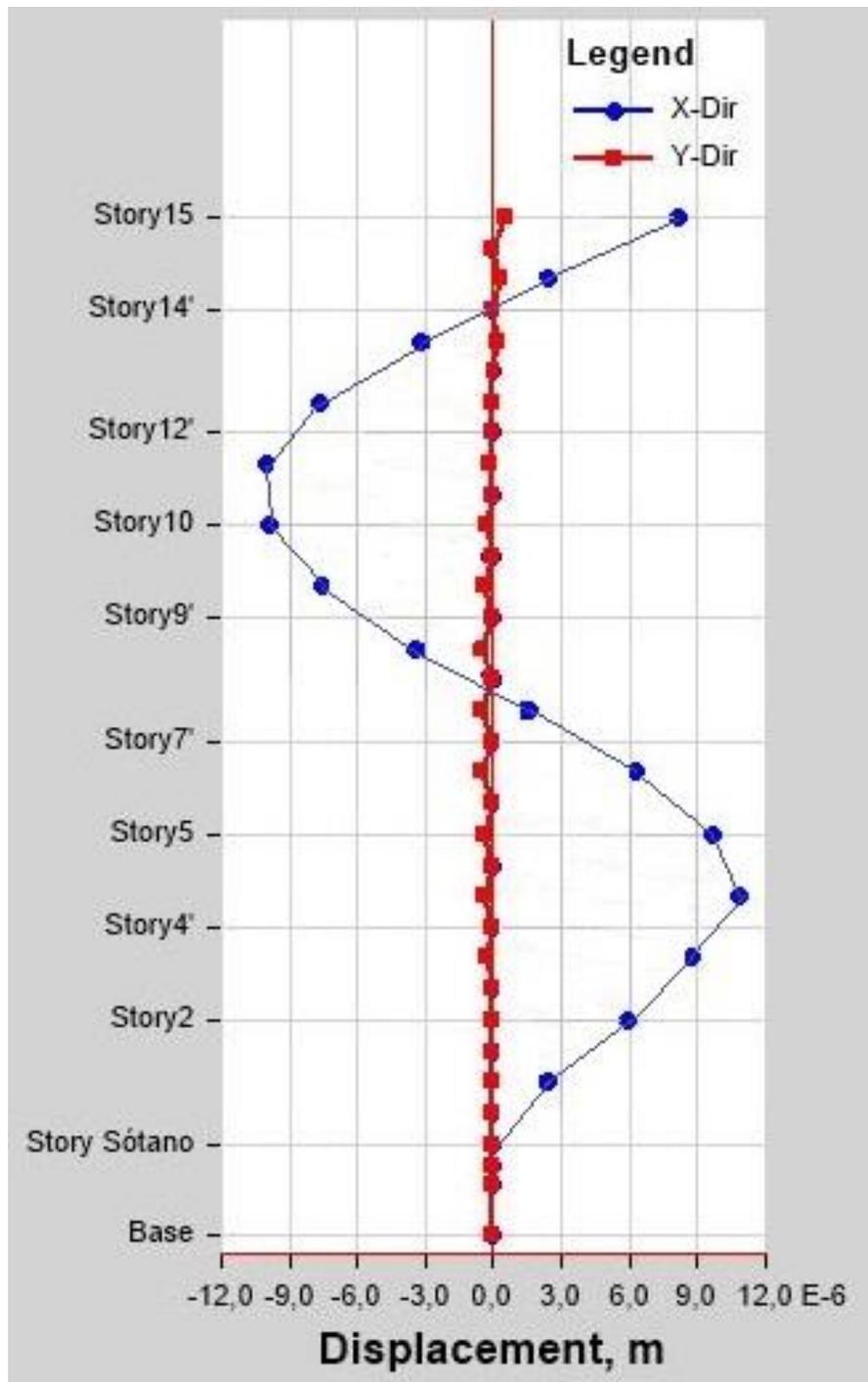


Figura 53. Desplazamientos por nivel para la forma modal 6

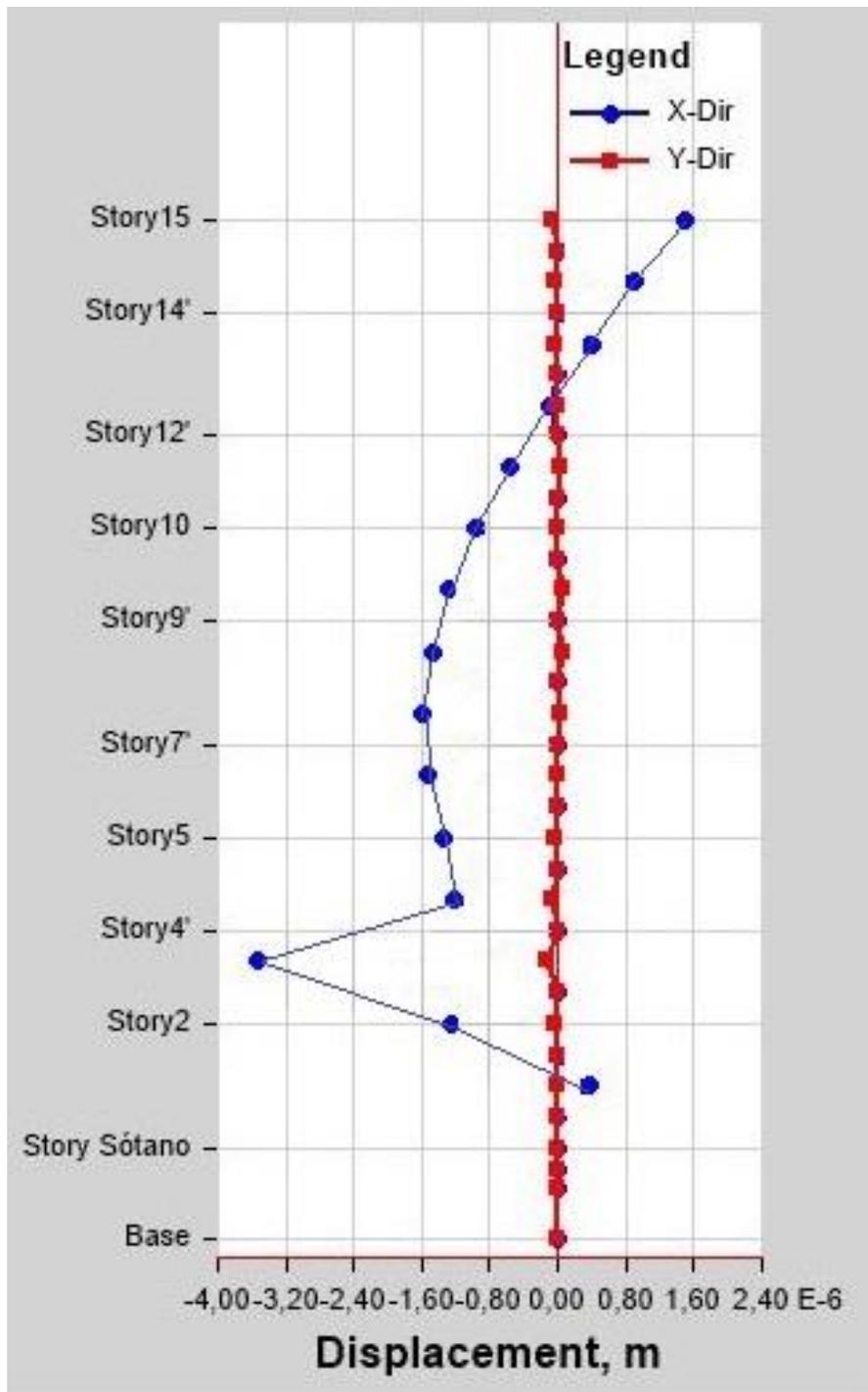


Figura 54. Desplazamientos por nivel para la forma modal 7

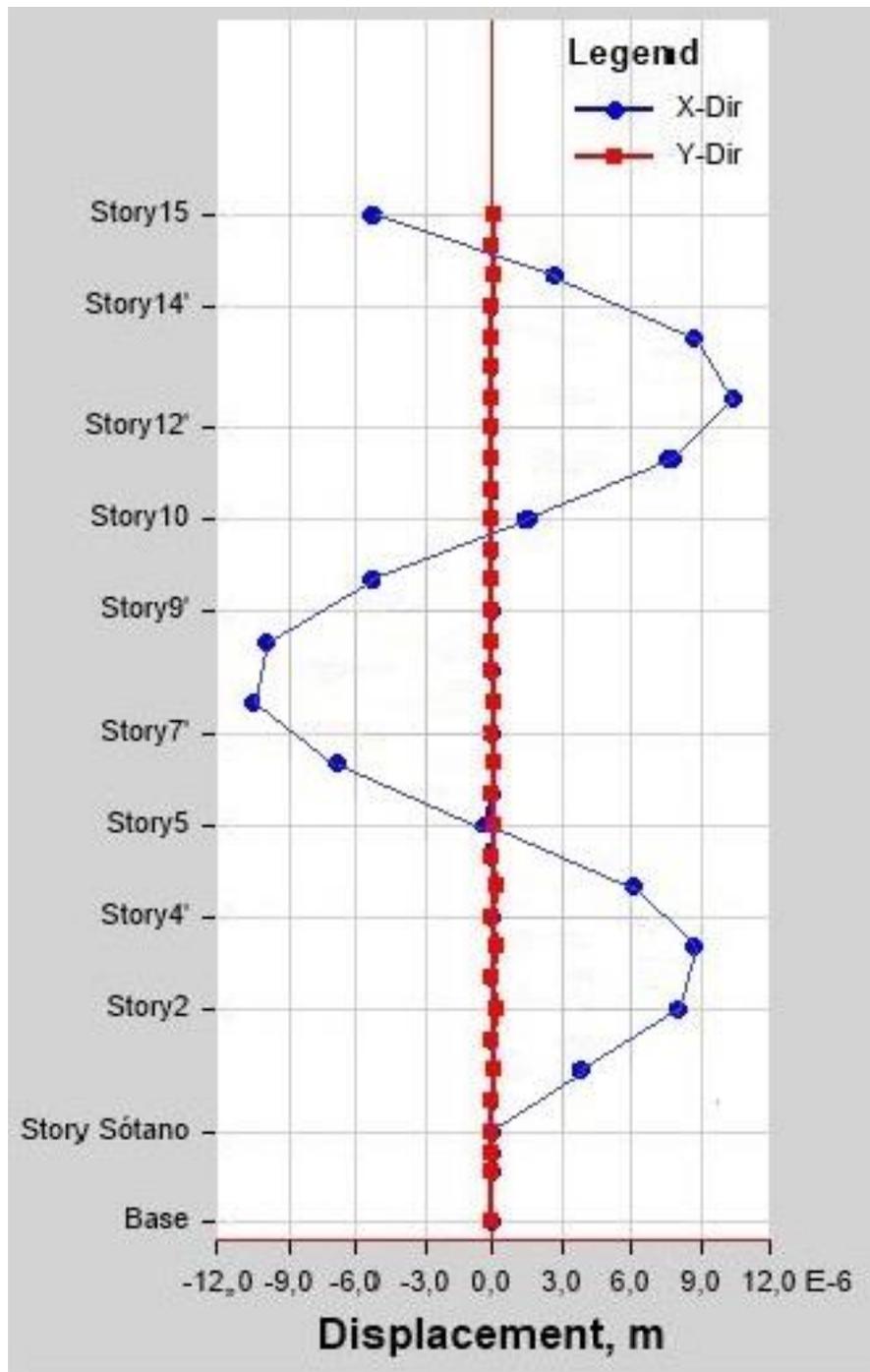
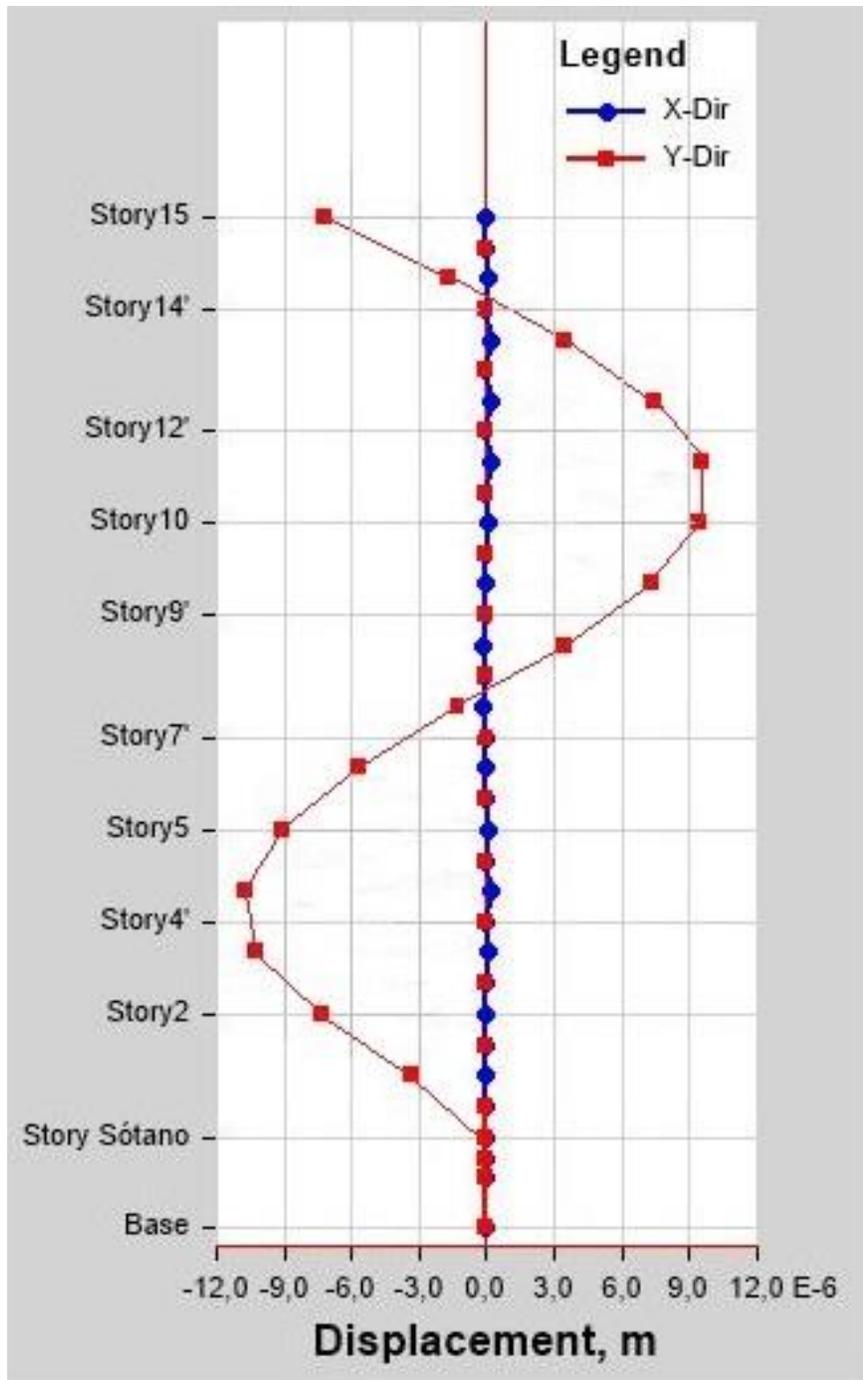


Figura 55. Desplazamientos por nivel para la forma modal 8



**Figura 56.** Desplazamientos por nivel para la forma modal 9

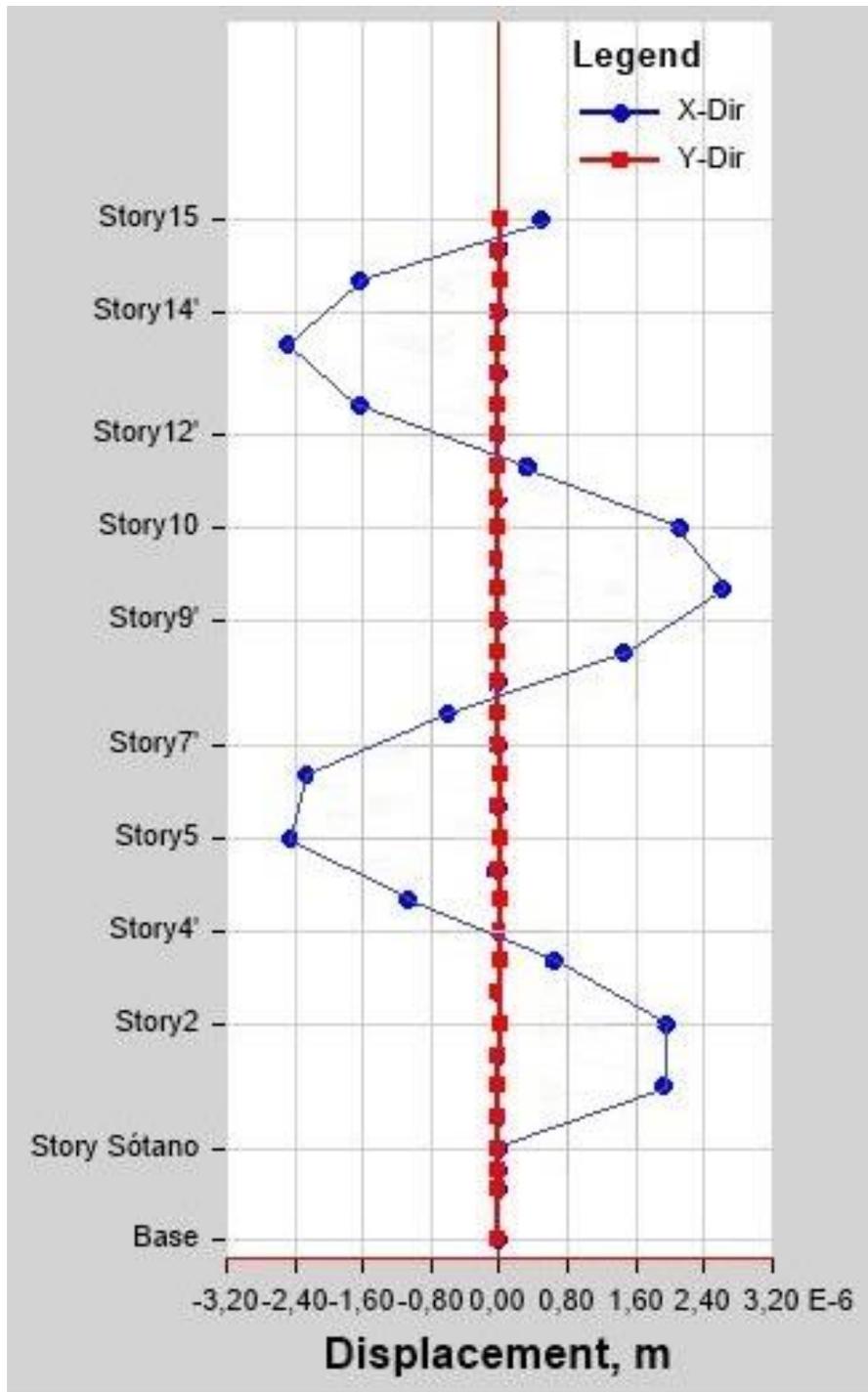
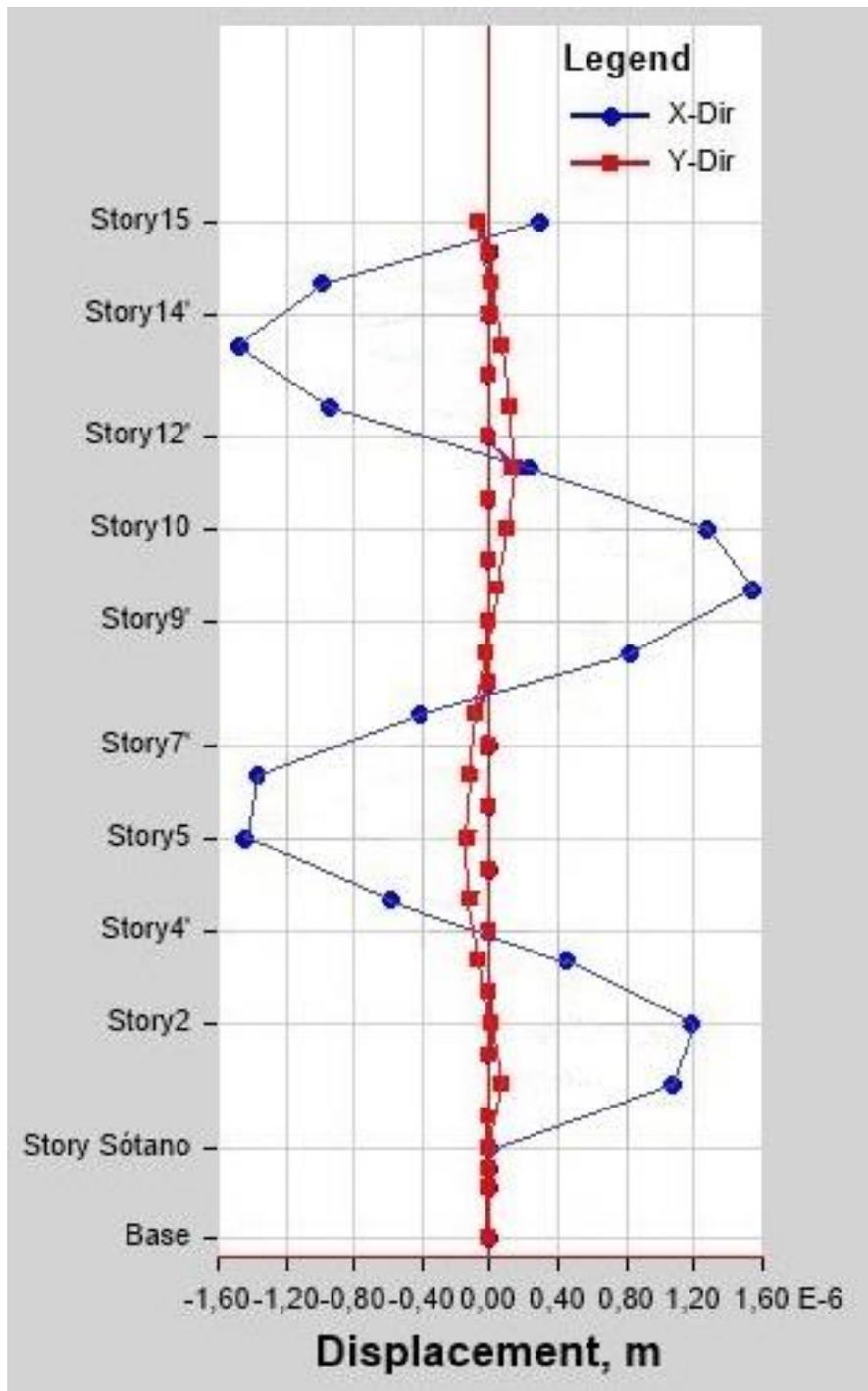


Figura 57. Desplazamientos por nivel para la forma modal 10



**Figura 58.** Desplazamientos por nivel para la forma modal 11

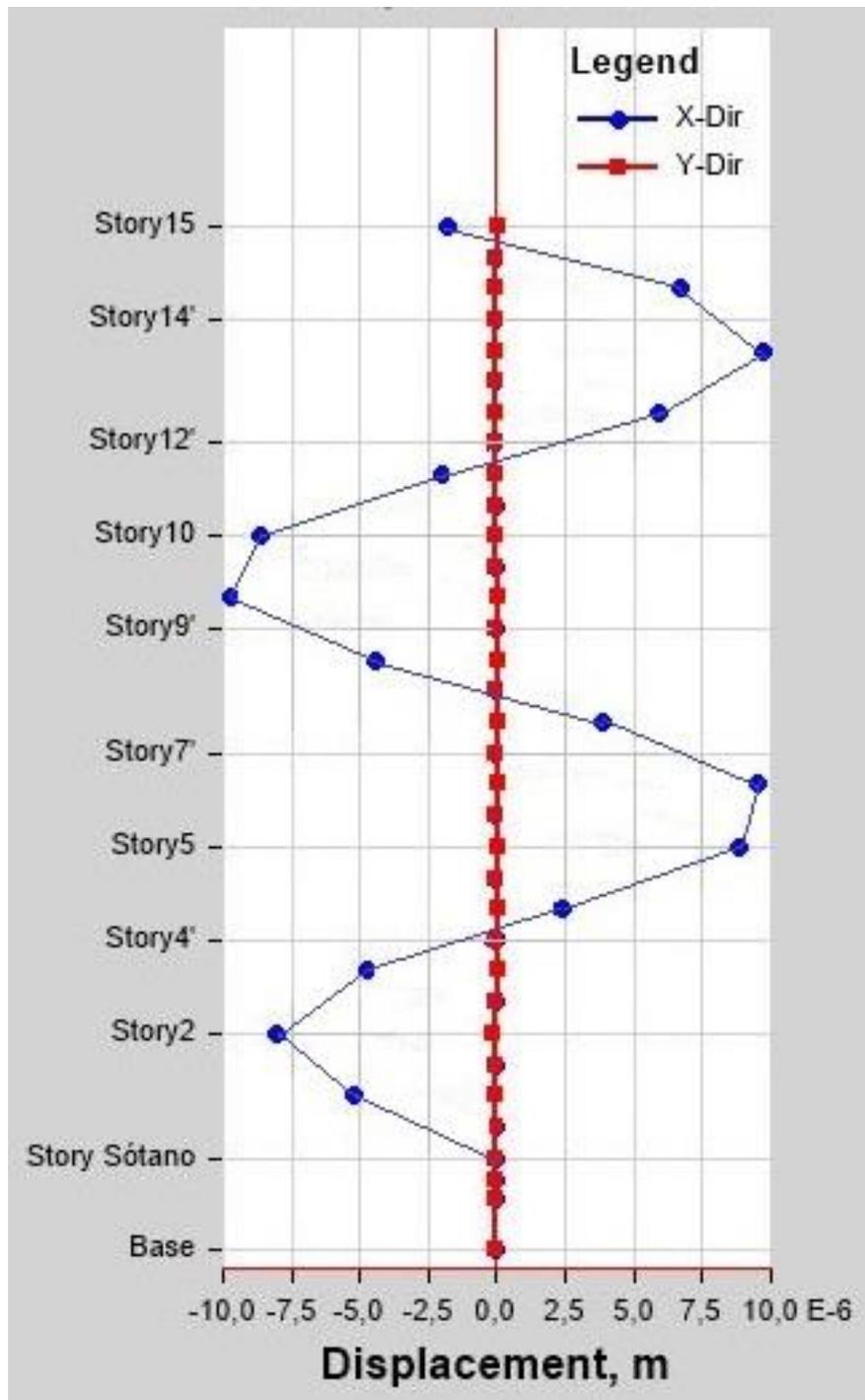


Figura 59. Desplazamientos por nivel para la forma modal 12

# Análisis modal espectral

Antes de incluir el espectro del CSCR-2010 en el modelo calibrado, se procedió a modificar las cargas temporales utilizadas. Esto debido a que para la calibración se utilizó la carga real estimada; sin embargo, el análisis modal espectral es parte de la etapa de evaluación del edificio y según el CSCR-2010 en el Cap. 15 sobre diagnóstico y adecuación sísmica, se deben incluir las cargas indicadas en este documento si la carga estimada es menor.

Nivel	Ocupación	Valor	Unidades
1	Lugares de reunión	500	kg/m <sup>2</sup>
2	Lugares de reunión	500	kg/m <sup>2</sup>
3 - 15	Oficinas	250	kg/m <sup>2</sup>
16	Techos	40	kg/m <sup>2</sup>
17	Azotea (pend. <=5%)	200	kg/m <sup>2</sup>

Fuente: elaboración propia

Como se mencionó anteriormente, se utilizó el espectro del CSCR-2010 correspondiente a un sitio de cimentación S3, zona sísmica III y ductilidad de 1. Además, para estimar la sollicitación sísmica en cada dirección, se utilizó el 100% en la dirección de interés, más el 30% en la otra dirección.

Una vez ejecutado el análisis modal espectral, se obtuvieron las derivas mostradas en la siguiente tabla. Se aclara que, aunque se obtuvieron las derivas en las direcciones X y Y, solo se consideran confiables las de la dirección Y por lo explicado anteriormente de que no se tiene certeza de que el modelo esté calibrado para el primer modo (en donde el movimiento es mayoritariamente en el sentido X).

El límite establecido por el CSCR-10 para estructuras Tipo D y con sistema estructural dual es de 0,018.

Además, "AMEx" se refiere al caso de carga en el que se aplica el 100% de la fuerza sísmica en la dirección X y el 30% en la dirección Y, y de manera opuesta para "AMEy".

**Cuadro 46. Derivas obtenidas por nivel para cada dirección y límite establecido por el CSCR-2010**

Nivel	Caso de carga	Dirección	Deriva elástica	Deriva inelástica
17	AMEx	X	0,00105	0,00210
17	AMEx	Y	0,00064	0,00129
17	AMEy	X	0,00032	0,00063
17	AMEy	Y	0,00214	0,00427
16	AMEx	X	0,00345	0,00689
16	AMEx	Y	0,00116	0,00231
16	AMEy	X	0,00103	0,00207
16	AMEy	Y	0,00208	0,00415
15	AMEx	X	0,00406	0,00812
15	AMEx	Y	0,00113	0,00227
15	AMEy	X	0,00124	0,00248
15	AMEy	Y	0,00209	0,00417
14	AMEx	X	0,00413	0,00826
14	AMEx	Y	0,00120	0,00240
14	AMEy	X	0,00124	0,00248
14	AMEy	Y	0,00223	0,00446
13	AMEx	X	0,00454	0,00908
13	AMEx	Y	0,00125	0,00249
13	AMEy	X	0,00138	0,00277
13	AMEy	Y	0,00226	0,00451
12	AMEx	X	0,00450	0,00901
12	AMEx	Y	0,00128	0,00256
12	AMEy	X	0,00137	0,00274
12	AMEy	Y	0,00231	0,00462
11	AMEx	X	0,00478	0,00956
11	AMEx	Y	0,00129	0,00258
11	AMEy	X	0,00149	0,00297
11	AMEy	Y	0,00238	0,00475
10	AMEx	X	0,00456	0,00913
10	AMEx	Y	0,00129	0,00258
10	AMEy	X	0,00139	0,00278
10	AMEy	Y	0,00241	0,00482
9	AMEx	X	0,00454	0,00908
9	AMEx	Y	0,00127	0,00254
9	AMEy	X	0,00139	0,00277
9	AMEy	Y	0,00233	0,00465
8	AMEx	X	0,00468	0,00936
8	AMEx	Y	0,00124	0,00249
8	AMEy	X	0,00143	0,00286
8	AMEy	Y	0,00233	0,00466
7	AMEx	X	0,00434	0,00868
7	AMEx	Y	0,00120	0,00240
7	AMEy	X	0,00133	0,00266
7	AMEy	Y	0,00218	0,00437
6	AMEx	X	0,00413	0,00825
6	AMEx	Y	0,00115	0,00229
6	AMEy	X	0,00126	0,00252
6	AMEy	Y	0,00207	0,00414
5	AMEx	X	0,00406	0,00812
5	AMEx	Y	0,00107	0,00215
5	AMEy	X	0,00123	0,00247
5	AMEy	Y	0,00192	0,00384
4	AMEx	X	0,00364	0,00728
4	AMEx	Y	0,00122	0,00243
4	AMEy	X	0,00110	0,00220
4	AMEy	Y	0,00169	0,00338
3	AMEx	X	0,00329	0,00658
3	AMEx	Y	0,00111	0,00221
3	AMEy	X	0,00099	0,00198
3	AMEy	Y	0,00149	0,00298
2	AMEx	X	0,00272	0,00545
2	AMEx	Y	0,00088	0,00175
2	AMEy	X	0,00135	0,00271
2	AMEy	Y	0,00109	0,00218
1	AMEx	X	0,00084	0,00168
1	AMEx	Y	0,00049	0,00097
1	AMEy	X	0,00026	0,00052
1	AMEy	Y	0,00047	0,00094

Fuente: elaboración propia

# Análisis de resultados

## Calibración del modelo

Se quiere recalcar que la calibración del modelo se realizó con base en el segundo período obtenido de las pruebas de vibraciones ambientales. Esto porque los acelerógrafos instalados, registran aceleraciones en dos direcciones ortogonales en el plano, y como se vio anteriormente, el movimiento del primer modo es “tangencial”, siguiendo la forma curva del edificio. Por esta razón, el primer período está relacionado con una aceleración angular, la cual no es posible obtener de los registros al menos de manera directa.

El segundo modo es la única forma que tiene el edificio de moverse traslacionalmente. Aprovechando esta condición, se optó por tomar este valor como referencia para la calibración. Sin embargo, al ser el primer período el fundamental, no sería adecuado haberlo dejado “de lado”, por lo que se procuró que la variación del mismo con respecto al período teórico no fuera excesiva al realizar modificaciones.

En adelante se hará referencia a los períodos medidos en las pruebas, como períodos reales. Además, el primer período teórico se refiere al estimado por Hernández (1991) de 1,75s.

Si bien es cierto, como se observa en el Cuadro 40, el modelo 1 es el que presenta la menor diferencia con respecto al segundo período real. A pesar de esto, se observa que su primer período es el más alto de los primeros 6, lo que quiere decir que al ir haciendo las consideraciones que recomienda la literatura, este período se habría incrementado lo suficiente para alejarse considerablemente del período teórico.

El modelo 2 y el modelo 3, se realizaron con el fin de conocer el aporte en rigidez que darían elementos importantes que están en contacto con el sistema estructural. Es claro que el aporte de las escaleras es más significativo

que el de las marquesinas, ya que tanto el primer período como el segundo, se disminuyeron en mayor proporción.

Al combinar el aporte de ambos elementos (modelo 4), se muestra que el porcentaje de diferencia con respecto al segundo período real es mayor. Sin embargo, el primer período se redujo, y no se debe olvidar que se estaba buscando un equilibrio entre las variaciones de ambos períodos y poder considerar las variables recomendadas por el FEMA 273.

A partir del modelo 5 se consideró un factor de zona rígida de 1. Esto por el hecho de que las aceleraciones en las pruebas de vibraciones ambientales no permiten vencer las fuerzas de fricción internas en las conexiones viga – columna. Como resultado de esta consideración, se observa en el mismo cuadro que se dio una reducción tanto en el primer período como en el segundo. La diferencia con respecto al período real fue de 5,50%, pero la reducción obtenida permitió más adelante considerar las recomendaciones de la literatura.

El hecho de tomar en cuenta elementos no estructurales que en general, aportan rigidez cuando la excitación de la estructura es muy baja, no se consideró beneficioso para la calibración. Esto se refleja en que si bien es cierto se redujeron ambos períodos, pero el porcentaje de diferencia con respecto al período real fue el más alto de entre los modelos realizados (9,45%). No obstante, el primer período presentó la mayor reducción, por lo que se puede afirmar que si más adelante se contara con una metodología de instrumentación que permitiera obtener con certeza el primer período real, y este correspondiera a un período más pequeño, debería considerarse tomar en cuenta elementos como los muros de ladrillo que conforman los baños.

Dado que la edificación en estudio tiene más de 40 años de edad, es lógico que sus propiedades no coincidan con las del inicio. Esto

debido a que no solo los eventos sísmicos provocan deterioro en los elementos ya que, por ejemplo, las vigas experimentan agrietamiento por tan solo soportar cargas gravitacionales. Por esto es importante incluir en la calibración afectaciones en la rigidez, que en este caso correspondieron a los criterios expuestos en el FEMA 273.

En el primer caso (modelo 7), se afectaron solo las columnas y los muros. Esto porque se deseaba conocer la incidencia en los períodos sin afectar las vigas, ya que, al haber asignado diafragmas rígidos en cada uno de los niveles, se esperaba que el comportamiento modal no se viera fuertemente afectado con o sin alteraciones en las vigas. Se observa que la diferencia de períodos fue de un 1,83%.

Al incluir las afectaciones en las vigas en el modelo 8, se observó que más bien fue de incidencia significativa el haber reducido la rigidez de estos elementos con las recomendaciones del FEMA-273. El porcentaje de diferencia se incrementó en 6,7% y de hecho este modelo presentó la segunda mayor diferencia con respecto al período real.

El análisis de sensibilidad realizado con los factores de afectación de la rigidez indicó que, afectar las columnas y los muros no causa mayores diferencias, sobre todo en el caso de los muros, pues los porcentajes no superaron el 1,5%. Además, afectar estos elementos con los valores recomendados por el FEMA-273, conduce a una mayor convergencia del modelo con respecto al segundo período real.

Los gráficos 4, 6 y 8 indican que con el primer período sucede lo contrario: conforme se disminuye la rigidez, aumenta el período. Esto es esperable, ya que el período es inversamente proporcional a la rigidez.

Con las vigas se da un comportamiento particular. En el Cuadro 35, se muestra que utilizar el valor recomendado por el FEMA conduce a la mayor diferencia de períodos, y que la variación conforme se aumenta la rigidez no es lineal (ver Gráfico 9). Por esta razón, se optó por incluir los factores que producen las menores diferencias (0,85 de inercia y 0,82 de área de cortante). El Cuadro 36 muestra que, al combinar estas afectaciones de rigidez con las de las columnas y muros, se obtuvo una diferencia de 3,21% y por tanto un modelo mejor calibrado.

Por lo tanto, se estableció que era más adecuado considerar en general, los porcentajes

recomendados por el FEMA para las columnas y muros, y los obtenidos mediante el análisis de sensibilidad para las vigas.

Con el fin de considerar la interacción suelo – estructura, se incluyeron en los modelos 10, 11 y 12, resortes elásticos lineales. Como se mencionó anteriormente, los resortes inelásticos son los que mejor representan el aporte de rigidez que brinda el suelo a la estructura, pero no es posible utilizarlos en este caso, porque implican iteraciones que modificarían la matriz de rigidez, y para un análisis modal, esta no puede variar.

Ahora bien, para el comportamiento global de la estructura, incluir resortes elásticos con la mitad de la capacidad en cada lado de la estructura, es similar a un tener resortes inelásticos. Esto porque se considera que cuando en un lado los resortes entran en tensión y del otro lado en compresión, es como si resortes con la capacidad completa entraran en compresión. Sin embargo, para este caso se presentó la limitación de que no todo el sótano se encuentra bajo el nivel de terreno.

Aún así, se incluyeron resortes elásticos en las zonas que están bajo el nivel de terreno, para conocer la afectación en la rigidez al limitar los desplazamientos a este nivel. Se observa en el Cuadro 40 que incluir los resortes implicó diferencias poco apreciables en los modelos, sobre todo para el segundo período. Sin embargo, como era de esperarse, los resortes con el mayor Módulo de Balasto aportaron la mayor rigidez de entre los tres casos (modelo 12).

Podría pensarse que, por la condición particular del edificio en el sótano, no fue lo más adecuado haber incluido estos resortes; sin embargo, si se comparan las variaciones es posible darse cuenta de que no se trató de variaciones significativas (0,09% máximo). Se puede afirmar entonces que al haberlos incluido no se está incurriendo en inconsistencias.

El modelo 12 se escogió como el modelo calibrado por presentar el menor porcentaje de diferencia con respecto al segundo período real. Esto entre los modelos en donde se consideraron las recomendaciones brindadas por la literatura, ya que se pudo haber elegido el modelo que en general difiriera menos con respecto al período real, pero no necesariamente representaría de mejor manera la condición real del edificio.

El límite recomendado para considerar el modelo como calibrado por parte el Ing. Luis Carlos Esquivel del LIS fue del 10%. Es preferible entonces (mientras no se exceda el límite), no contar con el menor porcentaje de diferencia pero haber tomado en cuenta ciertas variables que se sabe, influyen en el comportamiento de la estructura. Esto también porque en la modelación y el análisis estructural, se incurre en simplificaciones y aproximaciones que no garantizan que un modelo en específico sea del todo correcto.

Por último, en el Cuadro 41 se incluye una comparación de los períodos obtenidos con cada modelo con respecto a los períodos teóricos. Los períodos teóricos se refieren a los estimados por el Ing. Rolando Hernández en la propuesta de instrumentación del edificio. Se observa que las diferencias con respecto al primer período superan el 10% a partir del modelo 7.

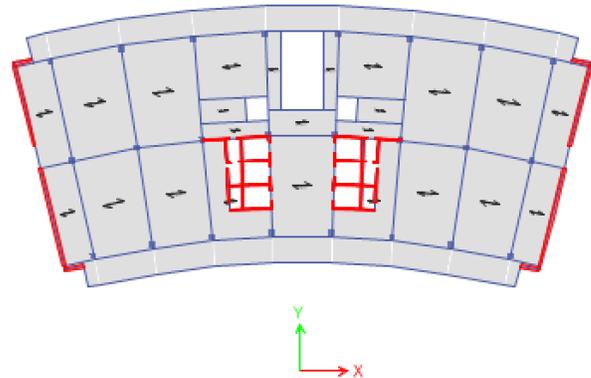
Para el modelo 12 la diferencia es de un 17,94%. Este porcentaje se mantuvo relativamente cerca del 10% límite, en el caso de que este valor teórico se hubiera tomado como referencia estricta para saber si el modelo está calibrado con respecto al primer período.

Se debe recordar que en ese estudio no se tomaron en cuenta efectos de disminución de rigidez por agrietamiento o presencia de rótulas plásticas. De ser así, el primer período se incrementaría tendiendo a converger con el período del modelo calibrado.

## Análisis de los principales modos de oscilación

Las formas modales se dan con respecto a los niveles de entepiso y corresponden a los grados de libertad de la estructura. Considerando que de manera simplificada se tienen 3 grados de libertad por nivel y que se cuenta con 16 niveles, se tienen 48 grados de libertad, y por ende, 48 formas modales. Sin embargo, como se mencionó, el CSCR-2010 indica que se debe tomar en cuenta una cantidad mínima en la que la masa efectiva oscilante acumulada sea de al menos el 90%.

A continuación, se incluye una figura de la planta del edificio y el sistema de coordenadas. Esto para establecer una orientación del edificio y poder hacer referencia a los movimientos en alguna dirección.



**Figura 60.** Eje de coordenadas utilizado y orientación del edificio.

Tal y como se observa en el Cuadro 42, el 90% de la masa efectiva oscilante para la dirección X y Y se presenta a partir del modo 45. Aún así, se analizaron los primeros 12 de modos de oscilación de la estructura por ser los que primeramente presentan un mayor porcentaje de participación. Se observa en este mismo cuadro que en los modos 1 y 2 se dan las mayores contribuciones para las direcciones X y Y respectivamente; con casi un 56% en ambos casos.

Con la información mostrada en el Cuadro 44 se puede tener idea del movimiento que comprende cada modo, ya que se muestra el porcentaje en cada dirección. Sin embargo, las figuras de la 48 a la 59 permiten comprender mejor cada forma modal y también el apéndice 4, en donde se muestran representaciones tridimensionales con la deformada de la estructura.

Según los cuadros 44 y 43, la primera forma modal es de casi un 97% en la dirección X, con un período de 2,06 s. La segunda forma modal es de un 100% en Y con un período de 1,12 s y la tercera con un 96% de rotación o torsión con un período de 0,79 s. Estas 3 formas modales corresponden al primer modo de cada uno de los 3 grupos modales que se tienen según los 3 grados de libertad por nivel.

En las figuras 48, 49 y 50 se observa que de hecho las deformadas de estos 3 modos

tienen prácticamente la misma forma. Un detalle particular es que en la figura 50 se observan una especie de “zigzag” para el movimiento en Y, debido a que se trata del primer modo torsional, de manera que los desplazamientos no son estrictos en una dirección.

Así mismo, las figuras 51, 52 y 53 presentan prácticamente la misma forma por la razón antes mencionada. El antinodo o punto de mayor amplitud de la forma modal, se presenta aproximadamente en el nivel 7. Estas figuras representan los segundos modos de los 3 grupos modales.

El acoplamiento se presenta de manera considerable a partir del modo 9. Esto porque los porcentajes de participación no son de prácticamente el 100% en una sola dirección, como en los casos anteriores. El movimiento traslacional en X viene asociado con una rotación considerable en Z y viceversa, no así para los modos correspondientes a la traslación en Y que se mantienen en casi un 100%. Sin embargo, la presencia de modos traslacionales en Y comienza a desaparecer.

Los modos 10 y 11 son básicamente torsionales. El modo 12 a pesar de ser mayoritariamente de traslación en X, tiene un porcentaje de consideración en rotación. Se tiene la limitación de que estas figuras brindadas por ETABS, no grafican la rotación, por lo que resulta más adecuado observar las figuras de la estructura deformada del apéndice 4. Cabe destacar que la contribución de masa para estos últimos modos es muy baja, prácticamente de un 0%.

El orden de importancia de las formas modales, está relacionado con la configuración del edificio y sus elementos estructurales. Seguidamente se brinda una explicación del porqué de este orden.

En primera instancia, se tiene que la forma de sector circular del edificio propicia la torsión en el edificio. La presencia de los muros de corte, la magnitud de sus dimensiones y su separación, crean un “brazo de palanca” que se opone a esta tendencia a la torsión, además de aportar gran rigidez en el sentido Y. Esto permite que el primer modo estrictamente torsional, no sea el primero en importancia.

El sistema de marcos con que cuenta el edificio, es más extenso en el sentido X que en el sentido Y. Sin embargo, en este sentido no se tiene un aporte de rigidez considerable como el

de los muros en el sentido Y, por lo que es entendible que el primer modo se de en esta dirección. Como se mencionó anteriormente, los modos en X no son del completamente traslacionales, lo que explica que la oscilación correspondiente siga su forma curva.

Debido a estas razones, el patrón seguido para las formas modales corresponde mayoritariamente a traslación en X, traslación en Y y rotación en Z. Esto se presenta con menor intensidad conforme aumentan los modos, ya que el acoplamiento comienza a tomar importancia.

Para las segundas formas modales (figura 51, 52 y 53) el antinodo se presenta aproximadamente en el piso 7. Un factor que podría influir es que en este nivel se da un cambio en la orientación de las columnas, ya que la dimensión radial se va reduciendo en altura, y a partir de este nivel ocasiona un cambio en la orientación de los ejes principales de las mismas.

El acoplamiento con la torsión está muy relacionado con el porqué de la ubicación del centro de rigidez y su diferencia con la posición del centro de masa (ver apéndice 2). El edificio tiende a girar con respecto a un punto situado fuera de la planta del edificio, hacia donde se originan los arcos que lo componen, por la razón que se expone seguidamente.

Tanto los muros como las columnas están rotados con respecto a los ejes ortogonales en los que se analiza el edificio. Sin embargo, el comportamiento dinámico del edificio se ve más afectado por el hecho de que los muros estén rotados. Esto debido a su alta rigidez y a la magnitud de la diferencia de las dimensiones de su sección.

El sentido “fuerte” de los elementos verticales está orientado en la dirección radial, salvo en el caso de las columnas que se mencionaba más atrás. Esto implica que al aplicarse una fuerza lateral (que es la analogía considerada para un evento sísmico) en X y que naturalmente los elementos tiendan a flexionarse en su sentido débil, la flexión coincida con la forma de arco de su eje longitudinal.

Al ocasionarse este comportamiento, se reduce la capacidad en el sentido Y aportada por los muros. Básicamente porque al darse el movimiento torsional, se gira el eje fuerte de los muros entre un nivel y otro, lo que reduce su capacidad de rigidez en el mismo sentido.

# Comparación de las derivas inelásticas con respecto a los límites establecidos por el CSCR-2010

Inicialmente se tuvo la limitación de que no se conoce la ductilidad global de la estructura. A pesar de que se contó con la revisión de la memoria de cálculo del edificio, no se encontraron registros de este parámetro. Esto porque como se mencionó, para la época en que se diseñó el edificio Costa Rica no contaba con un código sísmico, por lo que en la memoria de cálculo no se muestran explícitamente requerimientos ahora establecidos.

Aún si se conociera la ductilidad considerada para el diseño, no se podría garantizar que realmente la estructura la posea. También por el hecho de que la estructura ha soportado ya varios eventos sísmicos, lo que implica que ha disipado energía por deformación. Por estas razones, se optó por utilizar el espectro del CSCR-2010 correspondiente a una ductilidad de 1; es decir, considerando la estructura elástica.

Por otra parte, la calibración del modelo se realizó solo con el segundo período medido mediante la instrumentación con acelerógrafos. Esto quiere decir que los resultados obtenidos del modelo con respecto a la dirección Y son confiables, ya que es la dirección correspondiente al movimiento del segundo modo. No sucede así con la dirección X, ya que al no poder medir con certeza el primer modo, no se puede garantizar que el modelo esté calibrado para este mismo.

Aun así, se sabe que el primer período del modelo debe estar cercano al período real, ya que se procuró no alterarlo excesivamente al hacer las modificaciones de la calibración. Esto con respecto al período reportado en el modelo inicial de 1,81s y también al período teórico de 1,75s.

De esta forma, se introdujo el espectro seleccionado considerando casos de carga en que se tuviera el 100% en una dirección y el 30% en la otra, tal y como indica el CSCR-2010. No obstante, se aclara que aunque se analizaron las 2 direcciones ortogonales (X y Y), solo se toman

como totalmente válidos los de la dirección Y por la razón explicada anteriormente.

En el Cuadro 46 se observan las derivas elásticas brindadas por ETABS para cada uno de los niveles y para cada caso de carga. En general, estas derivas son del orden de  $10^{-3}$  y similares en magnitud para todos los niveles.

En la Tabla 7.2 del CSCR-2010 se establecen los valores límite de las derivas inelásticas a partir de la categoría de la edificación y su sistema estructural. En este caso se trata de una edificación D y sistema estructural tipo dual; por lo tanto, el límite de deriva inelástica correspondió a 0,018.

Para obtener los valores de las derivas inelásticas y poder realizar la comparación, las derivas elásticas brindadas por ETABS se multiplicaron por la sobrerresistencia y por la ductilidad global asignada (fórmula 7-8 del CSCR-2010). Estos valores correspondieron a 2 y 1 respectivamente.

En el Cuadro 46 se puede notar que ninguna de las derivas inelásticas supera el límite establecido de 0,018. En general, estos valores se mantuvieron en el orden de  $10^{-3}$  y el límite es de  $10^{-2}$ . A pesar de no conocer la ductilidad real de la estructura, es probable que aunque contara con una ductilidad diferente de 1, la misma cumpla con los límites que establece el CSCR-10. Esto porque para una estructura elástica se considera la mayor fuerza sísmica; por lo tanto las derivas elásticas son las mayores que pueden obtenerse.

Además, a pesar de que se garantizan solo los resultados obtenidos en la dirección Y, se puede decir que es muy probable que en la dirección X también se cumpla con los límites. Básicamente porque como se mencionó, el primer período debe estar cercano al real y porque las derivas cumplen con cierta holgura en esta dirección.

# Conclusiones

1. La condición de agrietamiento reportada en el informe de proyecto de graduación “Inspección estructural del edificio central del ICE” (2015) para los elementos inspeccionados, no pudo ser considerada como tal. Esto porque los valores recomendados por la literatura no están definidos para una cantidad y/o patrón de grietas en específico; más bien, se proponen valores generales para cada tipo de elemento.
2. No fue posible implementar los esquemas de instrumentación propuestos en la “Instrumentación Extensiva para Medición de Respuesta Sísmica de un Edificio Alto” (Hernández, 1991), pues no estaba enfocada a pruebas de vibraciones ambientales (que fueron las que se realizaron) y correspondía a acelerómetros y no a acelerógrafos.
3. La metodología para mediciones de vibraciones ambientales utilizada (Esquivel & Schmidt, 2016) no resultó del todo aplicable al edificio en estudio. Esto porque su forma de sector circular genera que su primer modo y por ende su primer periodo no correspondan a un movimiento traslacional como se especifica en la metodología. Esto mismo ocasionó que la calibración debiera hacerse con el segundo periodo.
4. Del último arreglo de instrumentación propuesto (para obtener el periodo de un modo torsional) no fue posible generar resultados. Esto porque por recomendación del personal del LIS, se consideró que actualmente no se cuenta con el avance técnico para garantizar la metodología y el procesamiento para obtener este tipo de periodos.
5. En el proceso de calibración se comprobó que tanto las escaleras como las marquesinas aportan una rigidez considerable y por tanto se conservaron en el modelo.
6. Fue necesario aplicar un factor de zona rígida de 1 para tomar en cuenta que en las pruebas de vibraciones ambientales las aceleraciones son muy bajas y por tanto, no se logran vencer las fuerzas de fricción en las conexiones viga – columna.
7. El análisis de sensibilidad realizado para observar la afectación en los periodos al disminuir la rigidez en cada tipo de elemento, arrojó que afectar los elementos verticales no ocasionó grandes variaciones en el periodo. Además, que al combinar las afectaciones en todos los elementos, resultó más adecuado seguir las recomendaciones del FEMA 273 solo para las columnas y los muros.
8. Al tomar en cuenta todas las variables seleccionadas para calibrar el modelo, se logró mantenerlo dentro del rango establecido para considerarlo calibrado (diferencia de periodos menor al 10%). La diferencia final fue de 3,12%.
9. La configuración en planta del edificio propicia la torsión en la estructura; no obstante, la presencia de los muros de corte crea un brazo de palanca que impide que su primer modo sea predominantemente torsional.
10. El primer modo es en mayor medida traslacional en X debido a que en este sentido no se cuenta con un aporte significativo de rigidez como el de los muros en el sentido Y.

11. La cantidad mínima de modos a considerar es 45. Esto porque a partir de este modo se presenta una masa efectiva oscilante acumulada de más del 90% en ambas direcciones, como establece el CSCR-2010.
12. Conforme los períodos aumentan, el acoplamiento torsional se presenta en mayor medida en la estructura. Esto porque se tienen porcentajes considerables sobre todo en traslación en X y rotación en Z. De hecho, los modos traslacionales en Y tienden a desaparecer.
13. Las derivas inelásticas obtenidas para todos los casos, son inferiores al límite de 0,018 establecido para sistemas duales y de ocupación D.

# Recomendaciones

1. Efectuar más pruebas destructivas en las columnas del nivel 1 al 8 y en las vigas, hasta garantizar un coeficiente de variación menor al 14%, por consideraciones del FEMA-273. Esto para definir las propiedades de sus materiales.
2. Realizar un levantamiento de la caseta de ascensores, ya que en los planos y el informe de inspección no se encuentra clara la configuración para poder así, hacer una mejor aproximación de la masa en este nivel a través de la modelación.
3. Elaborar al menos un modelo simplificado que permita comprobar que los entrepisos se comportan como diafragmas rígidos.
4. Investigar acerca de metodologías de instrumentación que se pueden haber desarrollado en el mundo para edificaciones similares al edificio en estudio.
5. Analizar los registros de aceleraciones de las pruebas de vibraciones ambientales para determinar si es posible obtener indirectamente el primer período de la estructura.
6. Investigar más acerca de la interacción suelo – estructura y cómo considerarla en los modelos estructurales.
7. Realizar una evaluación del comportamiento inelástico que permita conocer de manera razonable el inicio del mecanismo de colapso y los daños que pueda presentar la edificación en un sismo fuerte.
8. Buscar una metodología para evaluar la ductilidad y la capacidad de los elementos estructurales. Sobre todo de los elementos según la inspección realizada, presentan mayores afectaciones.

# Apéndices

## **Apéndice 1:**

Detalle de secciones modeladas

## **Apéndice 2:**

Cálculo del centro de rigidez en estructuras con elementos rotados

## **Apéndice 3:**

Registro fotográfico de las pruebas de vibraciones ambientales

## **Apéndice 4:**

Deformada de la estructura en cada modo de vibración

# Anexos

## **Anexo 1:**

Metodología propuesta para ejecutar y procesar mediciones de vibraciones ambientales utilizando acelerógrafos triaxiales en edificios de concreto reforzado de menos de 100m de altura. (Esquivel & Schmidt, 2015)

# Referencias

- Aguiar, R. 2008. **ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS**. Ecuador: Centro de Investigaciones científicas, Escuela Politécnica del Ejército.
- ACI, ICONTEC & AIS. 2002. **REQUISITOS ESENCIALES PARA EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO**. International Publications Series.
- American Association of State Highway and Transportation Officials. 2004. **AASHTO GUIDE SPECIFICATIONS FOR LRFD SEISMIC BRIDGE DESIGN**. Washington DC: AASHTO.
- American Concrete Institute. 2014. **REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-14)**. Farmington Hills.
- Asociación Costarricense de Geotecnia & Comisión Código de Cimentaciones de Costa Rica. 2009. **CÓDIGO DE CIMENTACIONES DE COSTA RICA**. Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Chopra, A. 2014. **DINÁMICA DE ESTRUCTURAS**. México: Pearson Educación.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica. 2010. **CÓDIGO SÍSMICO DE COSTA RICA**. Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Colindres, R. 1993. **DINÁMICA DE SUELOS Y ESTRUCTURAS**. México: Editorial Limusa S.A.
- Federal Emergency Management Agency. 1998. **HANDBOOK FOR THE SEISMIC EVALUATION OF BUILDINGS: FEMA 310**. Washington, D.C.
- Federal Emergency Management Agency. 1997. **NEHRP GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS: FEMA 273**. Washington, D.C.
- Gómez, S. 2007. **ANÁLISIS SÍSMICO MODERNO: ÉTICA APLICADA**. México: Editorial Trillas S.A.
- Paulay, T. & Priestley, M. 1992. **SEISMIC DESIGN OF REINFORCED CONCRETE AND MASONRY BUILDINGS**. USA:
- Payo, G. 1986. **INTRODUCCIÓN AL ANÁLISIS DE SISMOGRAMAS**. Madrid.
- Sarria, A. 2008. **TERREMOTOS E INFRAESTRUCTURA**. Bogotá: Universidad de los Andes: Ediciones Uniandes.
- Esquivel, L. & Schmidt, V. 2016. *Metodología propuesta para ejecutar y procesar mediciones de vibraciones ambientales utilizando acelerógrafos triaxiales en edificios de concreto reforzado de menos de 100m de altura*. **REVISTA INTERNACIONAL DE INGENIERÍA DE ESTRUCTURAS**. Volumen 21: 61-77.
- Esquivel, L. & Schmidt, V. 2016. *Mediciones de vibraciones ambientales en tres edificios de concreto reforzado de 28, 11 y 6 pisos*. **REVISTA DE INGENIERÍA SÍSMICA**. Volumen 95: 81-103.

- Solano, J. 2015. **INSPECCIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO CENTRAL DEL ICE.** Informe de proyecto final de graduación. Tecnológico de Costa Rica. Cartago. 78 p.
- Hernández, R. 1991. **INSTRUMENTACIÓN EXTENSIVA PARA MEDICIÓN DE RESPUESTA SÍSMICA DE UN EDIFICIO ALTO.** Informe de proyecto final para graduación. Universidad de Costa Rica. San José. 228 p.
- Domínguez, A. 2012. **DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS Y EFECTO DE LA INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA DE UN EDIFICIO EN LA CIUDAD DE MÉXICO MEDIANTE UN ESTUDIO DE VIBRACIÓN AMBIENTAL.** Tesis de maestría en estructuras. Instituto Politécnico Nacional. México.
- Chaverri, A. 2017. **APROXIMACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LA MAMPOSTERÍA EN LOS MODELOS ANALÍTICOS.** San José, ICE Sabana. Comunicación personal.
- Rodríguez, M. 2017. **CONSIDERACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN LOS MODELOS ANALÍTICOS.** San José, ICE Sabana. Comunicación personal.
- Vargas, C. 2017. **SISTEMA ARQUITECTÓNICO DEL EDIFICIO CENTRAL DEL ICE.** San José, ICE Sabana. Comunicación personal.
- Rodríguez, L. 2010. **DINÁMICA AVANZADA DE ESTRUCTURAS Y CÓDIGO SÍSMICO DE COSTA RICA 2002.** San José. 268 p.
- Rodríguez, L. 2012. **INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA EN SAP2000: MODELANDO LA LIMITADA RIGIDEZ DEL SUELO.** San José. 20 p.
- AESA. 2012. **VULNERABILIDAD DE LAS MARQUESINAS DE FACHADA EN EL EDIFICIO PRINCIPAL.**
- ICE, CS Exploración Subterránea, Área de amenazas y auscultación sísmica y volcánica. 2017. **MEDICIÓN DE VIBRACIONES AMBIENTALES EN EL EDIFICIO JORGE MANUEL DENGÓ OBREGÓN, OFICINAS CENTRALES ICE.** San José.
- ICE, CS Diseño, Área de Ingeniería Geotécnica. 2003. **ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA AMPLIACIÓN DEL EDIFICIO CENTRAL ICE.**
- ICE, CS Diseño, Área de Ingeniería Geotécnica. 2015. **PROYECTO DIPOA, MÓDULO DE REACCIÓN.** Consecutivo de informe CSD-ID-2015-213
- ICE, CS Diseño, Área de Ingeniería Geotécnica. 2015. **PROYECTO DIPOA, MÓDULO DE REACCIÓN EN EL NIVEL DE FUNDACIÓN DEL EDIFICIO DIPOA.** Consecutivo de informe CSD-ID-2015-251
- ICE, CS Diseño, Área de Ingeniería Estructural y Arquitectura. 2014. **INFORME DE VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE MARQUESINAS Y FRONTALINES.** Consecutivo de informe CSD-ID-2014-263.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica. 2017. **BREVE HISTORIA DEL CÓDIGO SÍSMICO.** Recuperado de: <http://www.codigosismico.or.cr/historia.htm>
- Ingeniería SkyCiv. 2017. **¿QUÉ ES EL ANÁLISIS P-DELTA?** Recuperado de: <https://skyciv.com/es/education/p-delta-analysis-and-p-delta-effects/>
- Michel, C., Guéguen, P. & Bard, P. (2008). Dynamic parameters of structures extracted from ambient vibration measurements: an aid for the seismic vulnerability assessment of existing buildings in moderate seismic Hazard. **SOIL DYNAMICS AND EARTHQUAKE ENGINEERING.** Volumen 28: 293 – 604. Recuperado

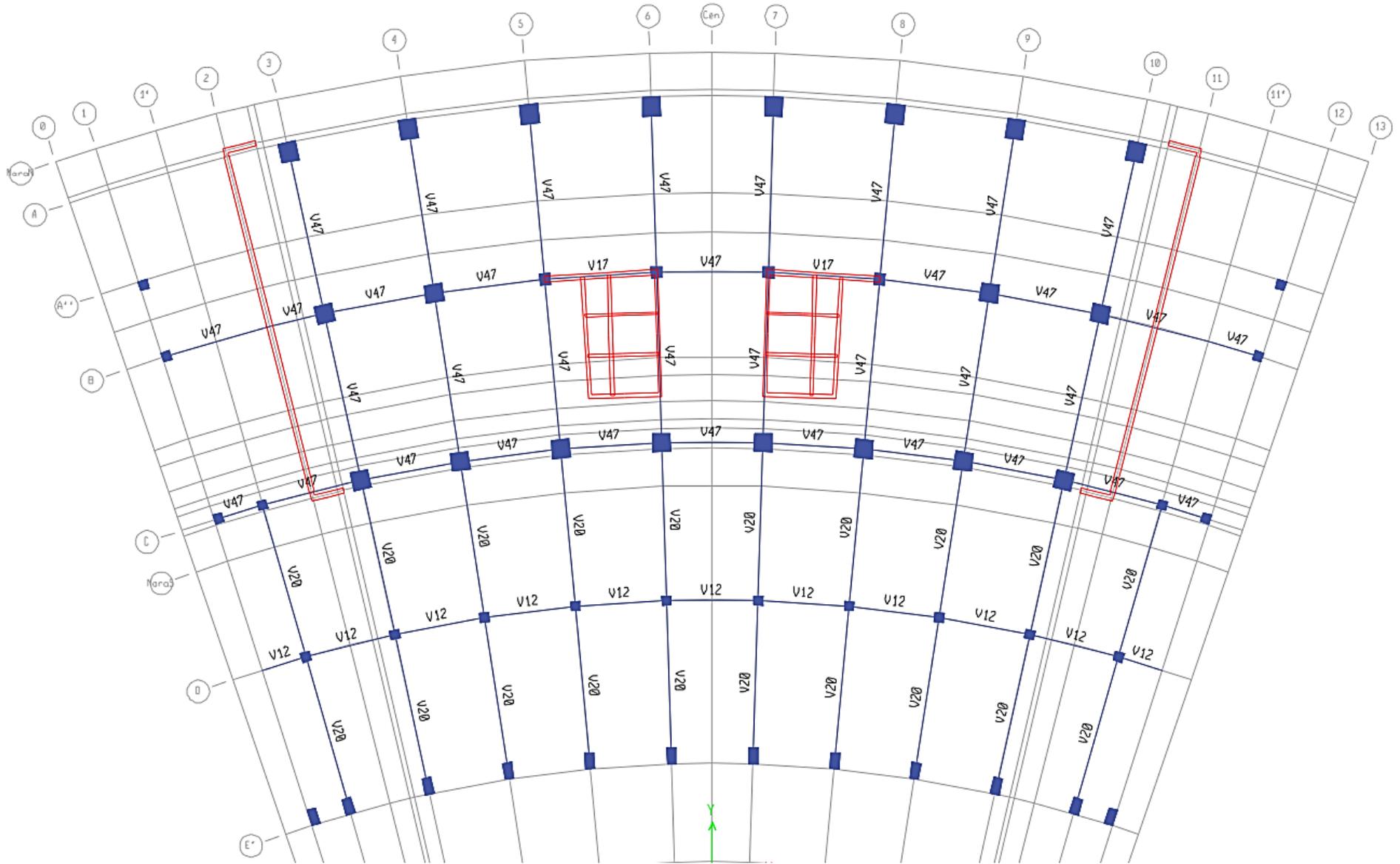
de  
<http://www.elsevier.com/locate/soildyn>

SSI. 2015. **TRIMBLE REF TEK 130-SMA.**  
Recuperado de:  
<http://www.ssi.com.co/productos-instrumentacion-sismica/>

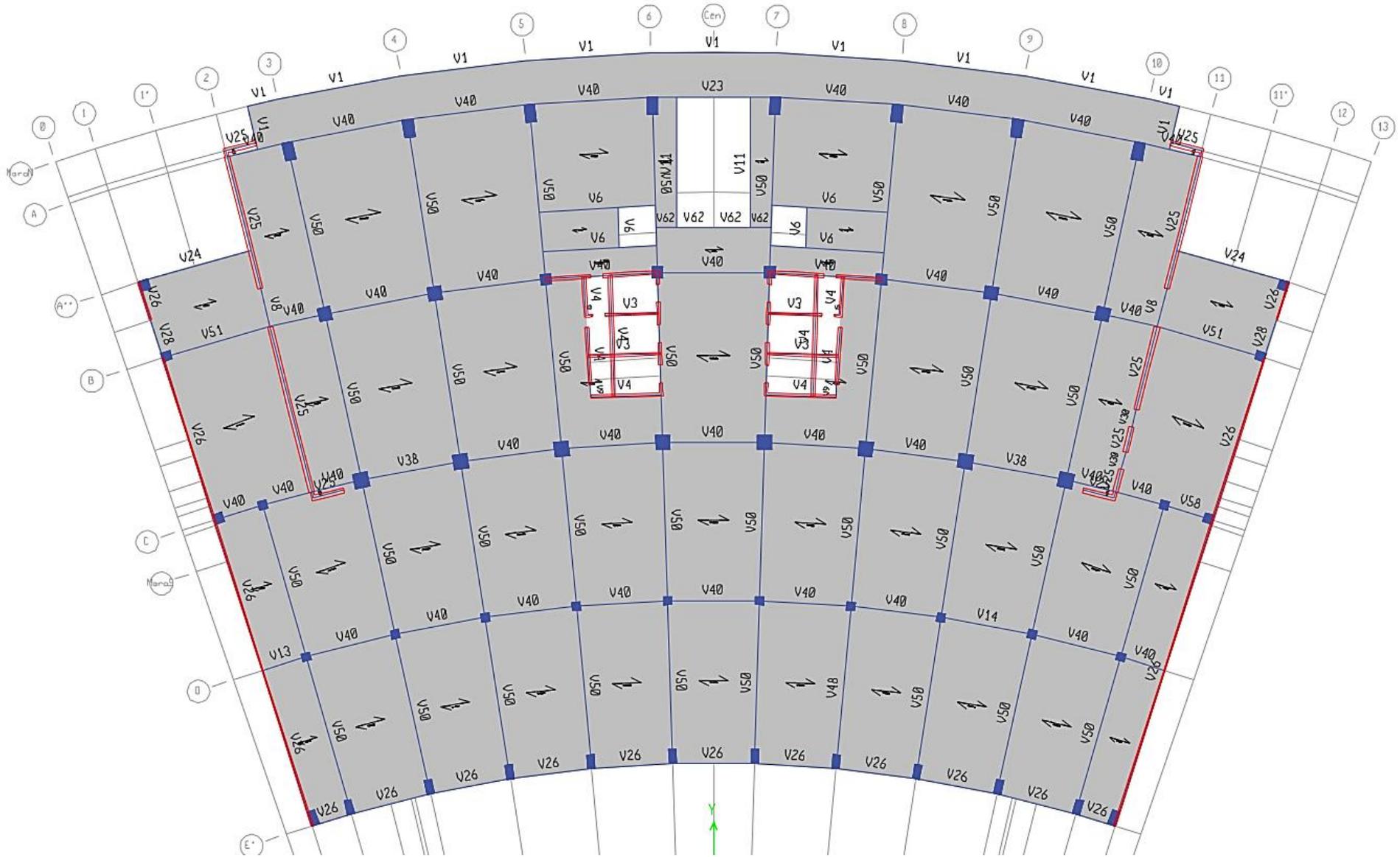
# ***APÉNDICE 1***

Nombre	Sección (cm x cm)	Descripción
V1	8x50	Viga borde marquesina
V2	10x80	Viga secundaria
V3	15x15	Viga de enlace
V4	20x20	Viga de enlace
V5	20x25	Viga de enlace
V6	20x35	Viga secundaria
V7	20x140	Viga secundaria
V8	20x150	Viga secundaria
V9	20x190	Viga secundaria
V10	25x25	Viga de enlace
V11	25x50	Viga secundaria
V12	25x50	Viga de amarre de fundación
V13	25x60	Viga secundaria
V14	25x65	Viga secundaria
V15	25x70	Viga secundaria
V16	25x75	Viga secundaria
V17	30x30	Viga de enlace
V18	30x30	Viga de unión
V19	30x50	Viga secundaria
V20	30x50	Viga de amarre de fundación
V21	30x65	Viga secundaria
V22	30x65	Viga postensada
V23	30x70	Viga secundaria
V24	30x75	Viga secundaria
V25	30x75	Viga de enlace
V26	30x75	Viga de muro mampostería
V27	30x80	Viga de enlace
V28	30x150	Viga secundaria
V29	30x170	Viga de enlace
V30	30x190	Viga secundaria
V31	30x240	Viga secundaria
V32	35x50	Viga secundaria
V33	35x60	Viga secundaria
V34	35x60	Viga de enlace
V35	35x65	Viga secundaria
V36	35x65	Viga de enlace
V37	35x68	Viga secundaria
V38	35x70	Viga secundaria
V39	35x70	Viga intermedia
V40	35x75	Viga secundaria
V41	35x80	Viga secundaria
V42	40x50	Viga secundaria
V43	40x50	Viga postensada
V44	40x55	Viga secundaria
V45	40x55	Viga postensada
V46	40x60	Viga secundaria
V47	40x60	Viga de amarre de fundación
V48	40x60	Viga postensada
V49	40x65	Viga secundaria
V50	40x65	Viga postensada
V51	40x70	Viga secundaria
V52	40x75	Viga secundaria
V53	40x75	Viga postensada
V54	40x80	Viga postensada
V55	40x85	Viga postensada
V56	43x70	Viga secundaria
V57	45x70	Viga secundaria
V58	45x75	Viga secundaria
V59	45x85	Viga secundaria
V60	45x85	Viga postensada
V61	67,5x85	Viga postensada
V62	200x32	Viga secundaria plana

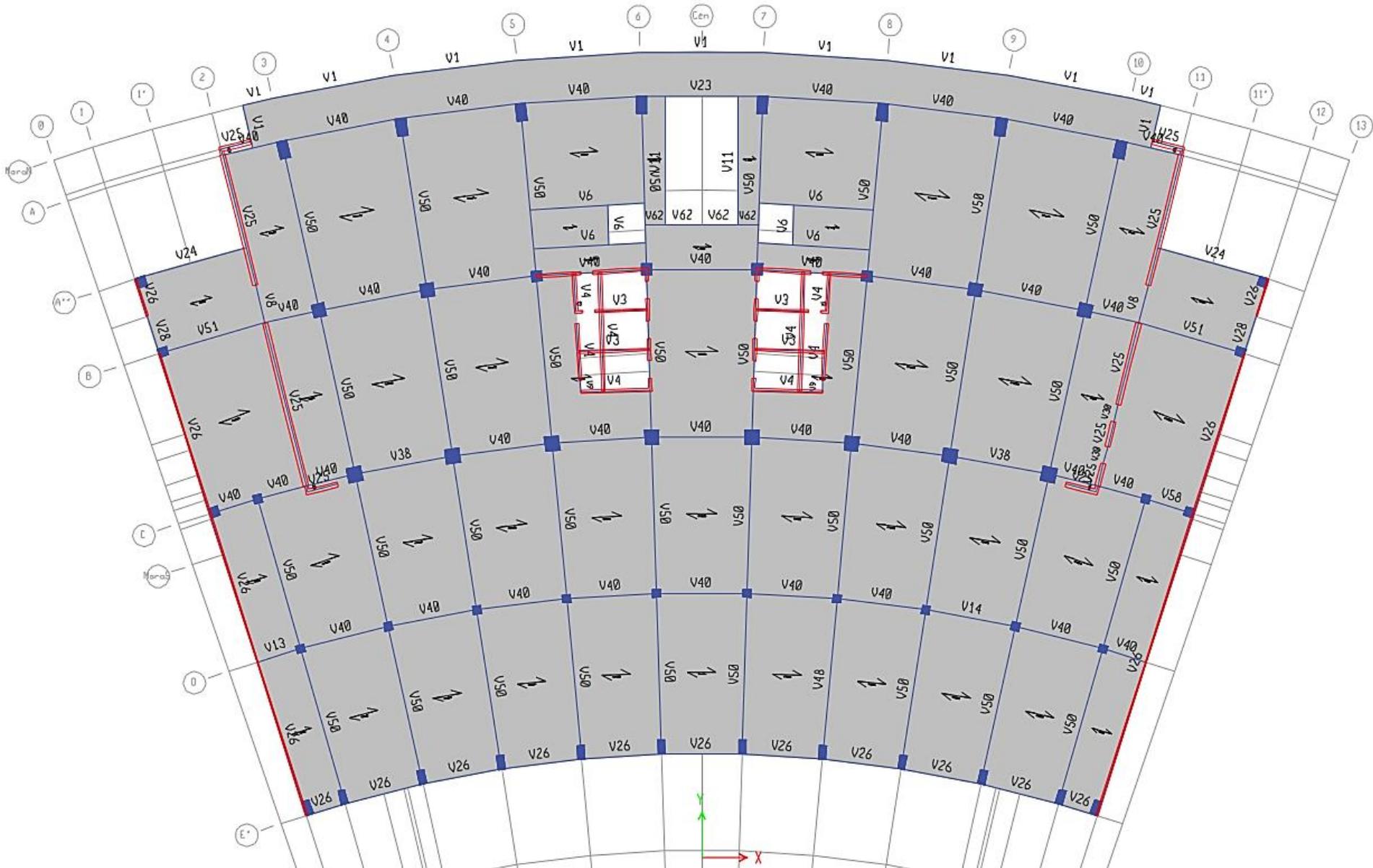
<b>Nombre</b>	<b>Sección (cm x cm)</b>	<b>Descripción</b>
C1	40x60	Columna N1+N10-N16
C2	40x80	Columna N1+N10-N16
C3	40x80	Columna N2-N9
C4	45x45	Columna N1+N10-N16
C5	45x45	Columna N2-N9
C6	45x50	Columna N1+N10-N16
C7	45x60	Columna N1+N10-N16
C8	50x50	Columna de fundación
C9	50x50	Columna N1+N10-N16
C10	50x50	Columna N2-N9
C11	50x55	Columna N2-N9
C12	50x60	Columna N1+N10-N16
C13	50x90	Columna de fundación
C14	55x55	Columna N2-N9
C15	55x60	Columna N2-N9
C16	60x60	Columna de fundación
C17	60x60	Columna N1+N10-N16
C18	60x60	Columna N2-N9
C19	60x65	Columna N2-N9
C20	60x70	Columna N2-N9
C21	60x75	Columna N2-N9
C22	60x80	Columna N2-N9
C23	60x90	Columna N2-N9
C24	60x100	Columna N2-N9
C25	60x105	Columna N1+N10-N16
C26	60x110	Columna N1+N10-N16
C27	65x65	Columna N2-N9
C28	70x70	Columna N2-N9
C29	70x75	Columna N2-N9
C30	75x75	Columna N2-N9
C31	80x80	Columna N1+N10-N16
C32	80x80	Columna N2-N9
C33	85x85	Columna N1+N10-N16
C34	100x100	Columna de fundación
C35	100x110	Columna de fundación
C36	150x150	Columna de fundación



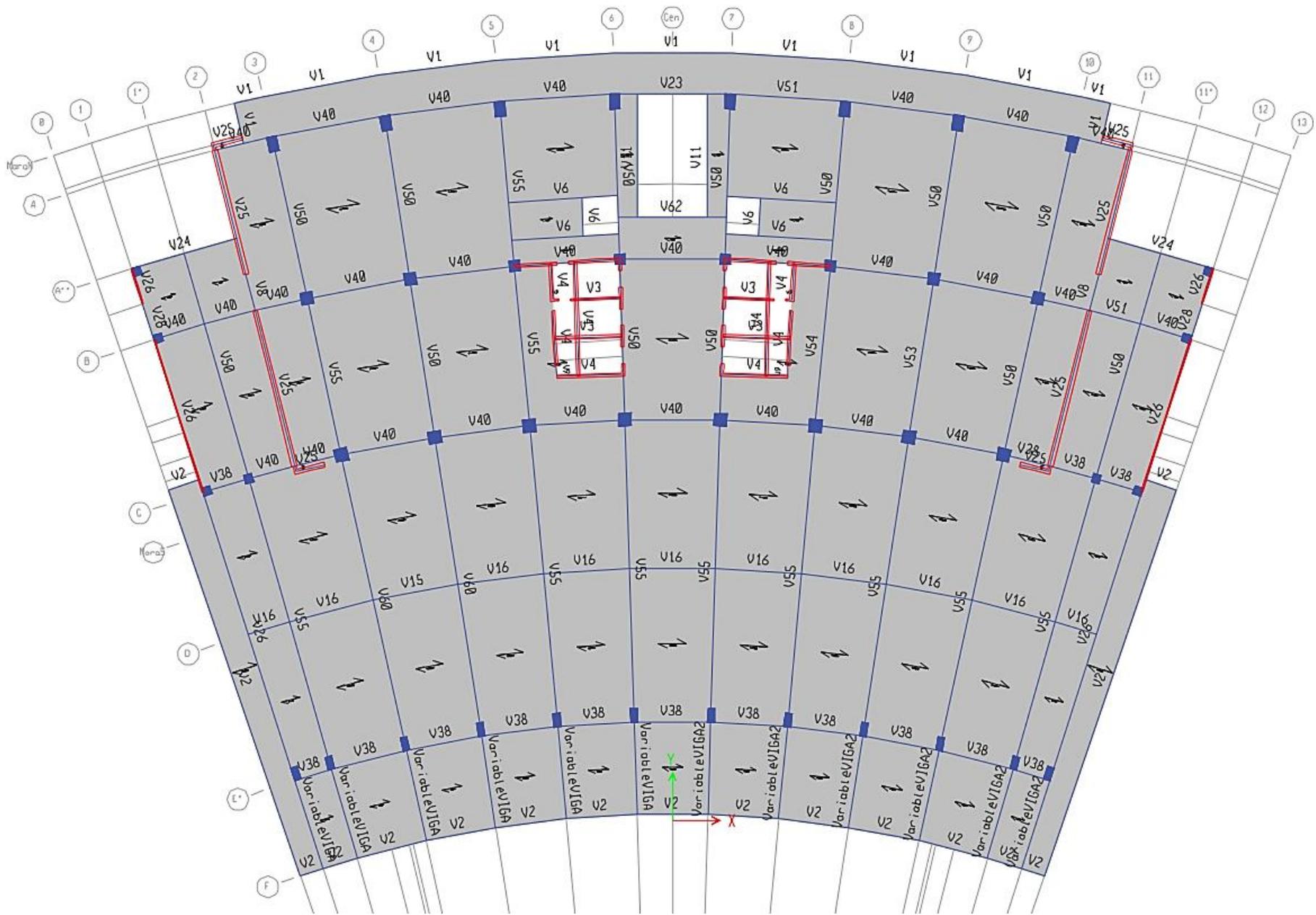
**Vista en planta nivel 0 (Vigas de amarre de fundación)**



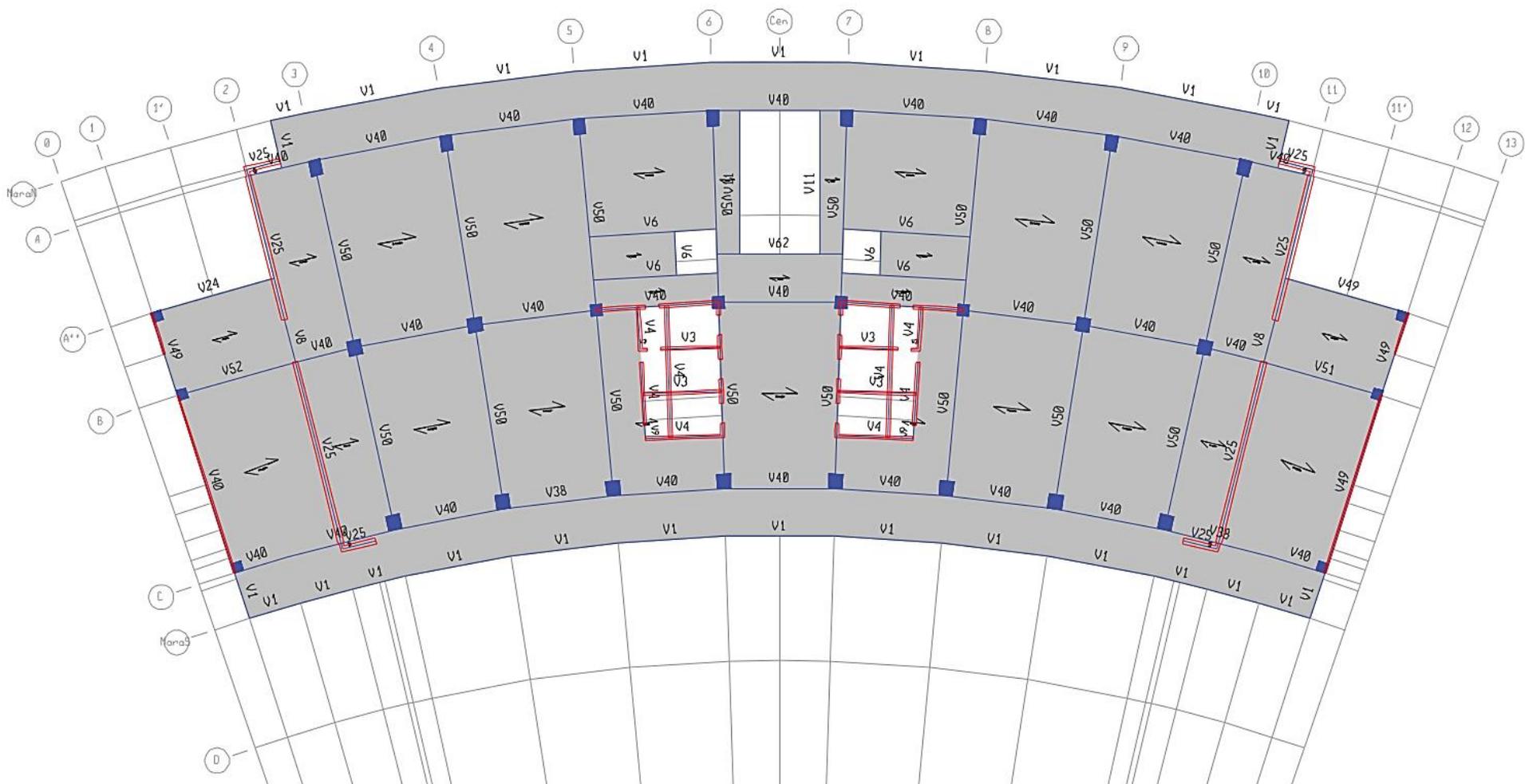
Vista en planta nivel 1



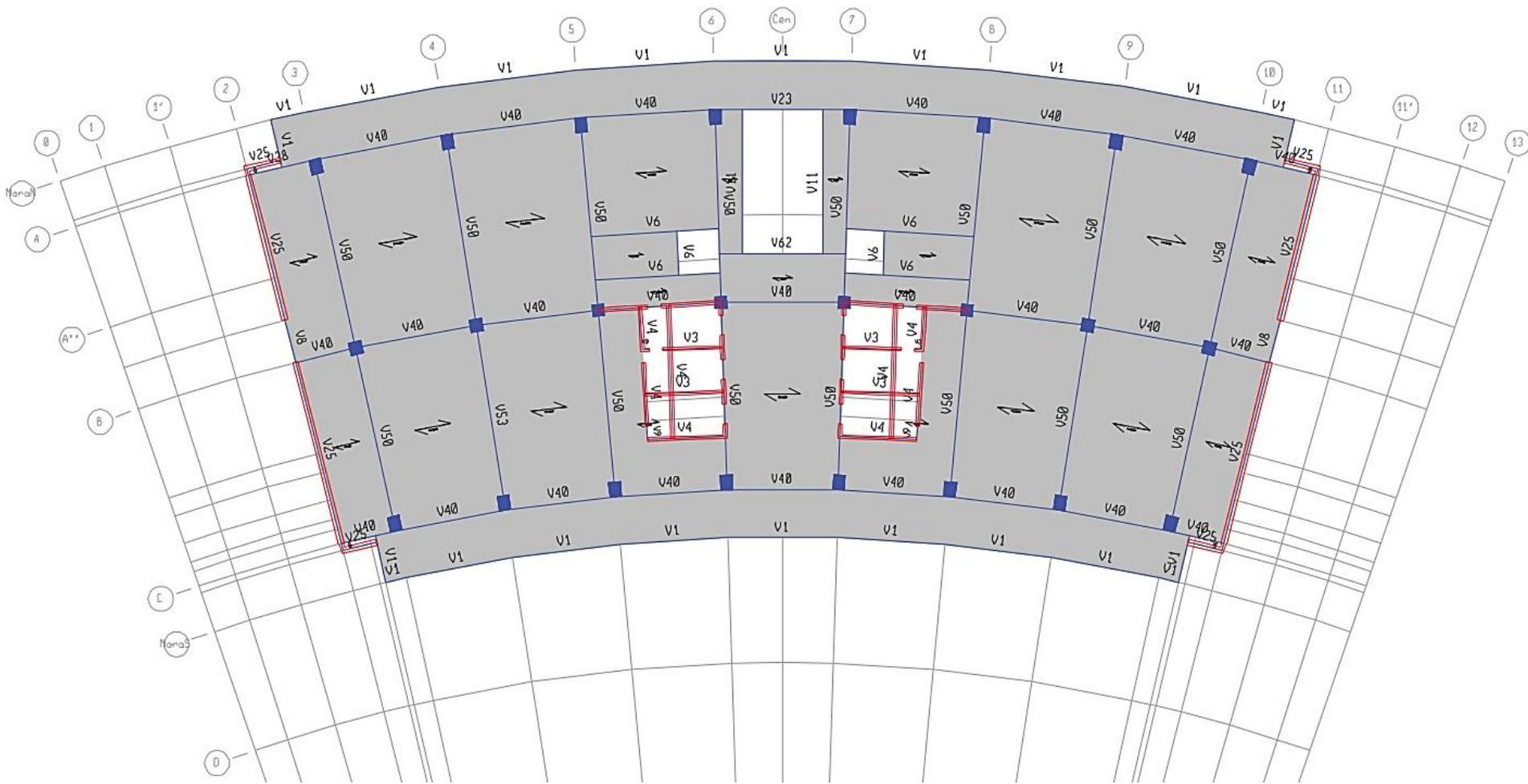
Vista en planta nivel 2



Vista en planta nivel 3

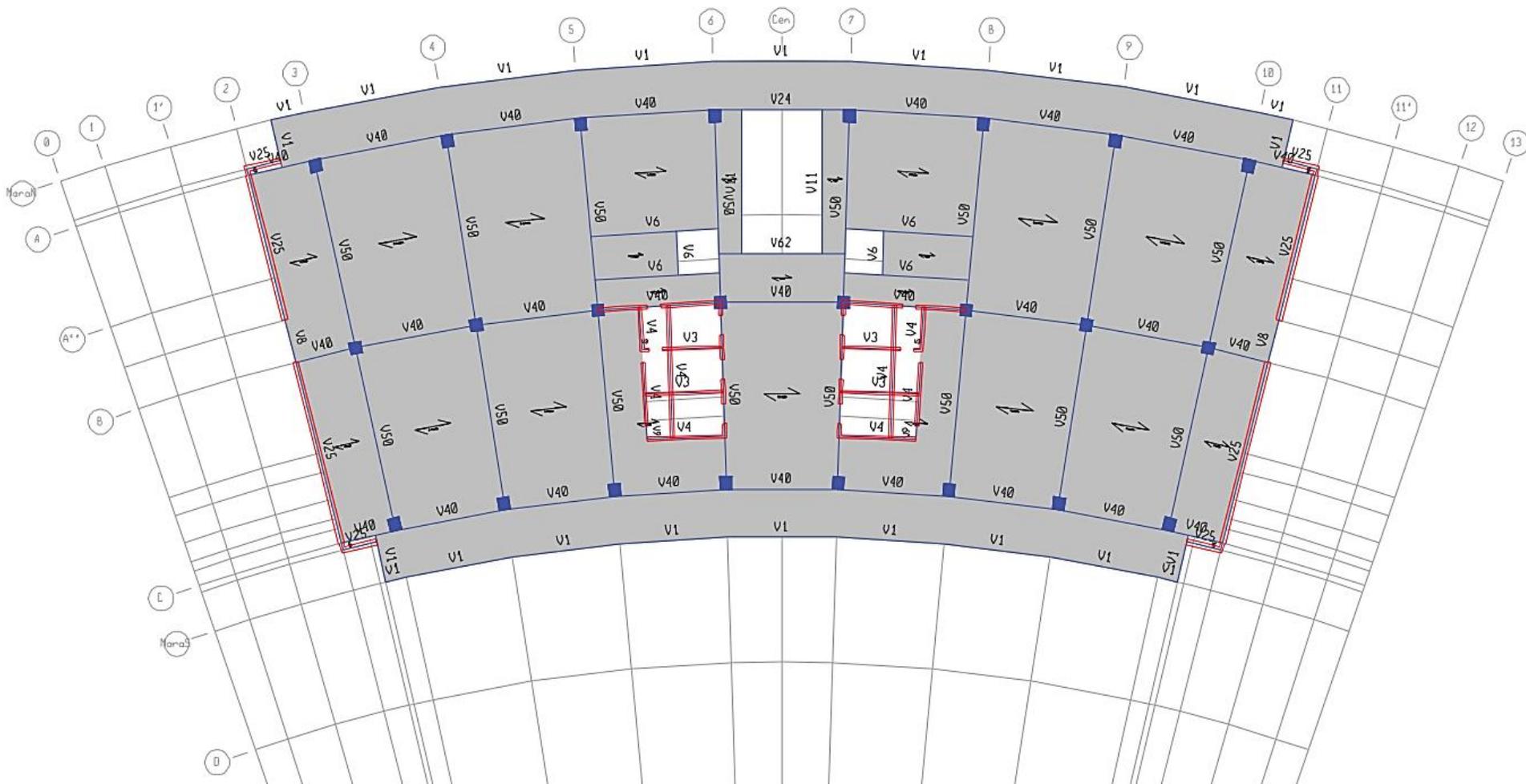


Vista en planta nivel 4



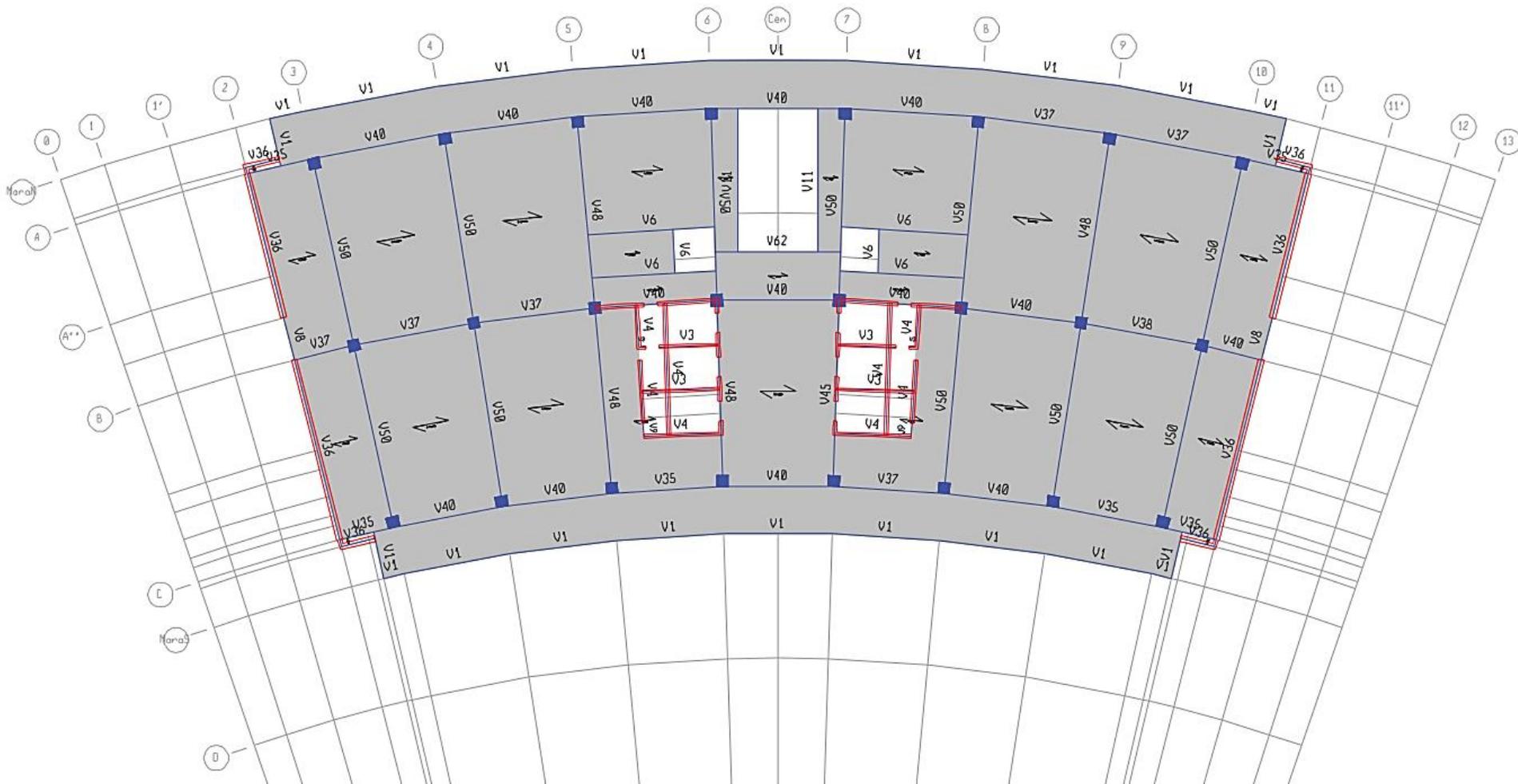
Vista en planta nivel 5



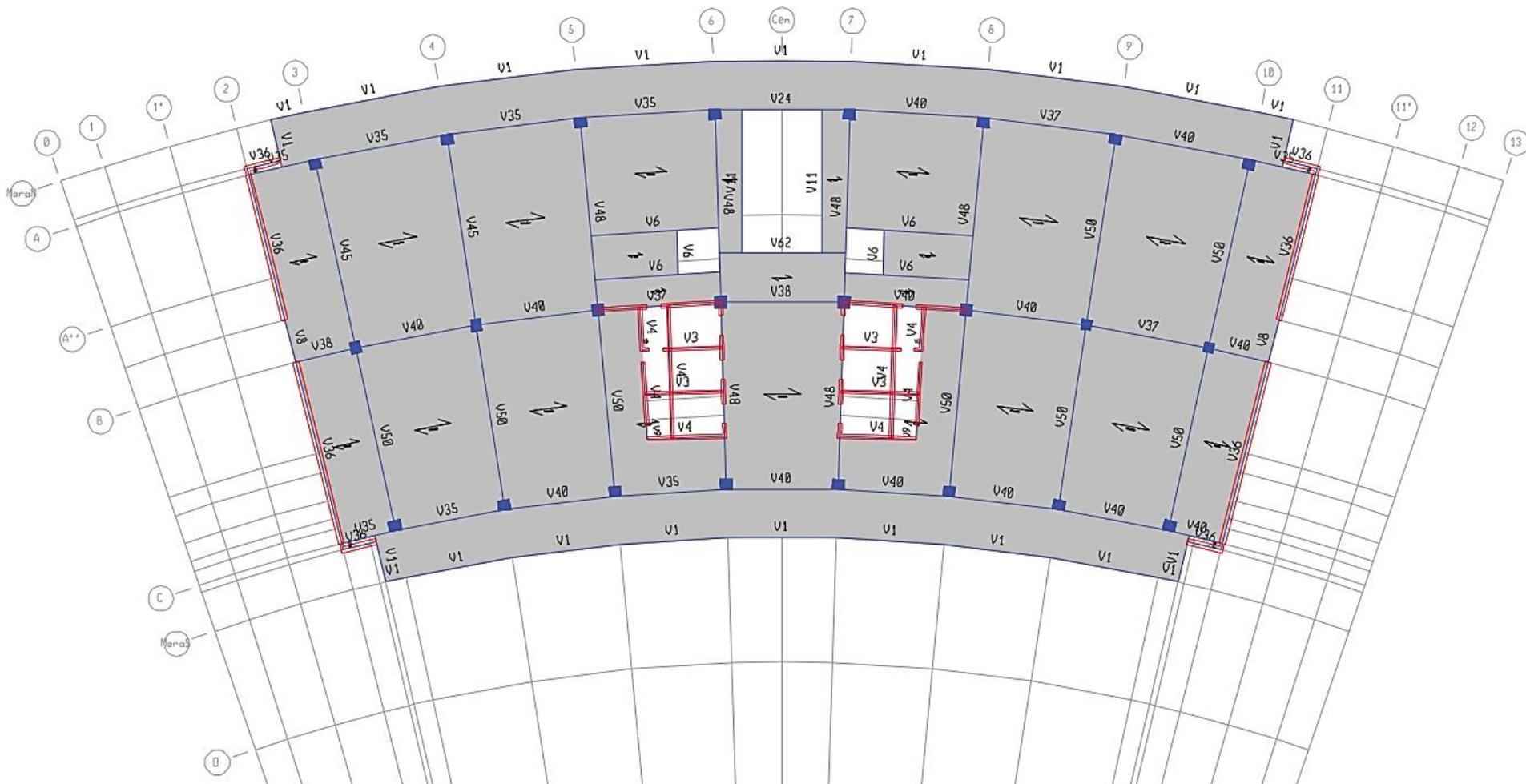


Vista en planta nivel 7

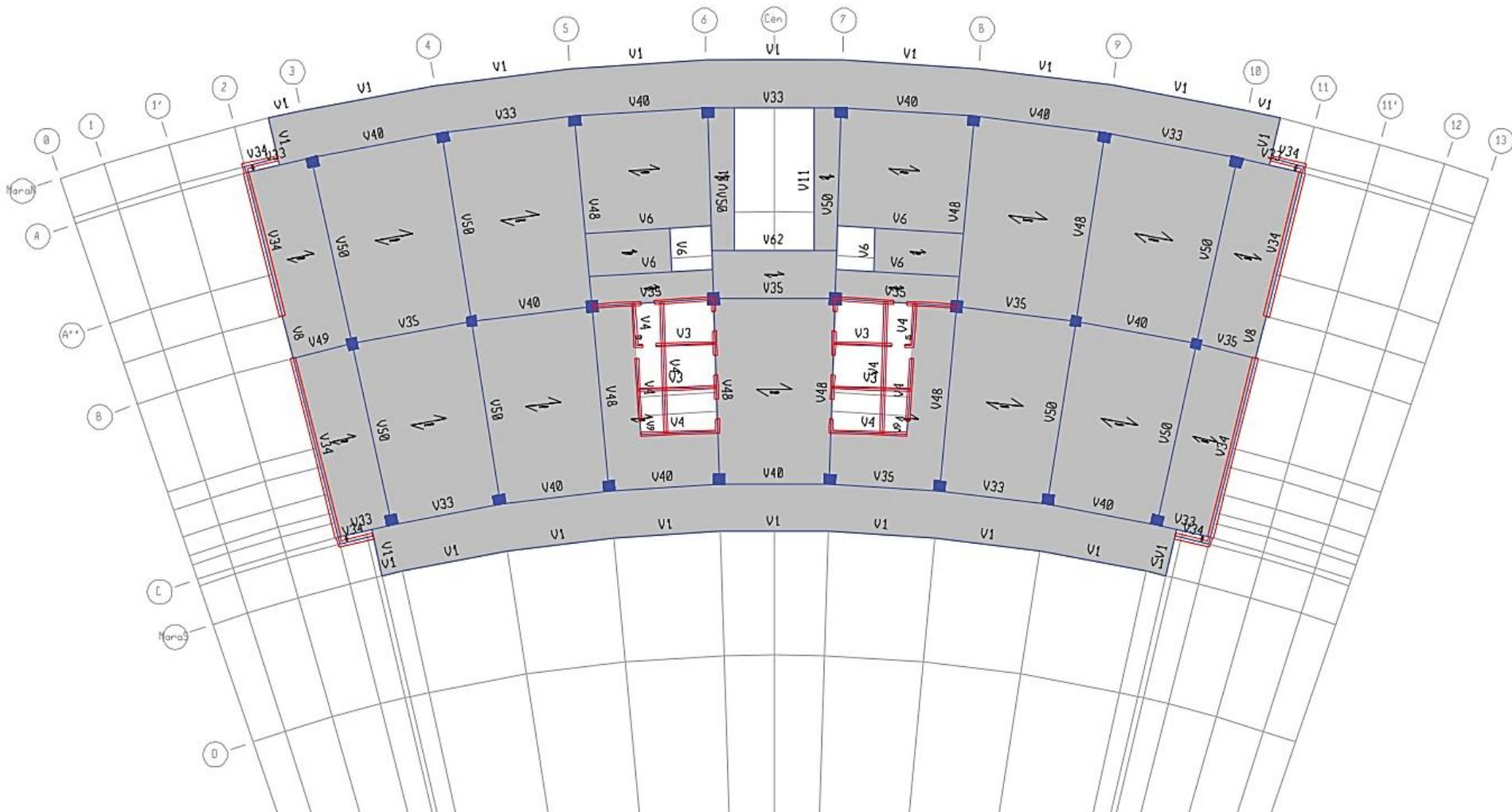




Vista en planta nivel 9



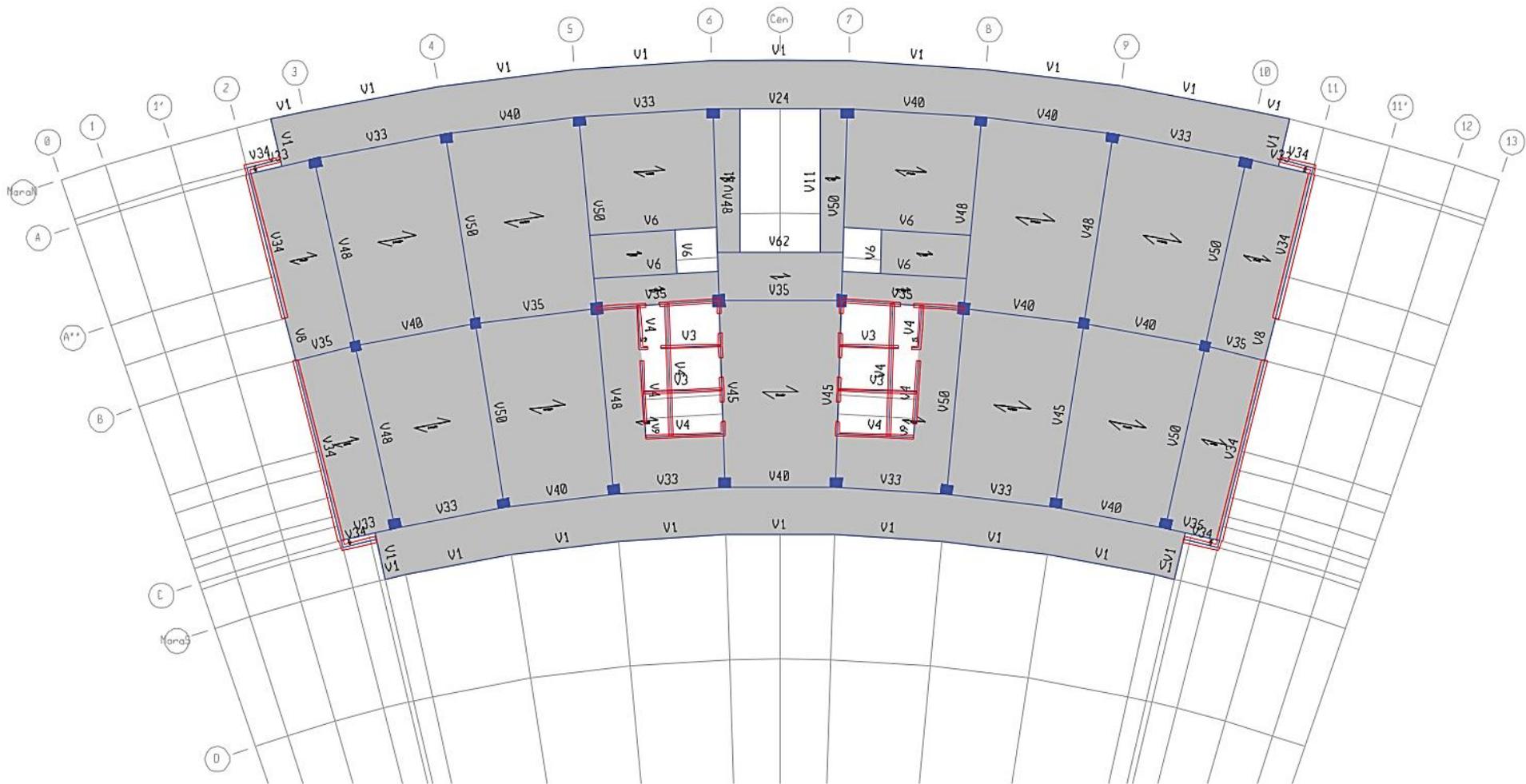
Vista en planta nivel 10



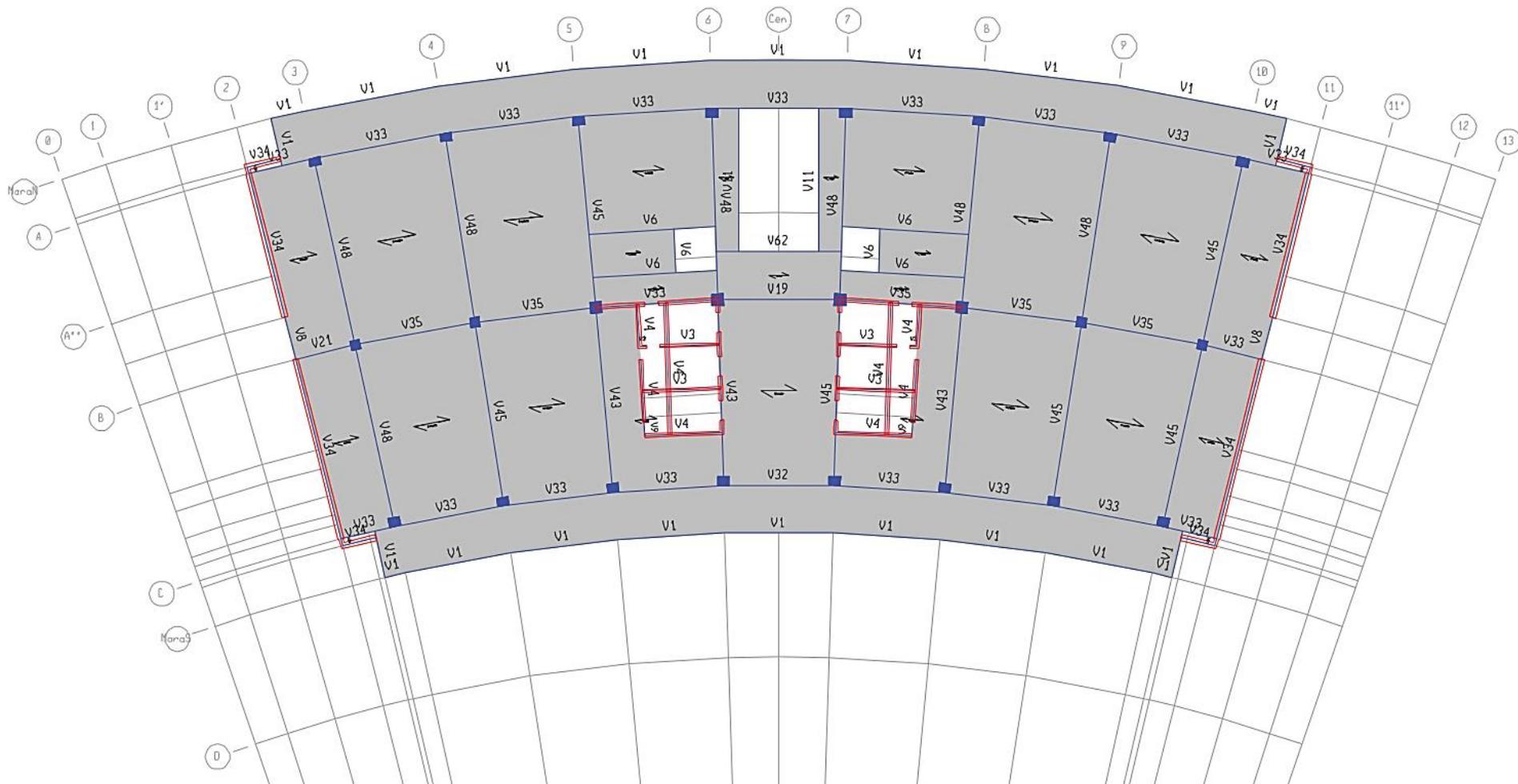
Vista en planta nivel 11



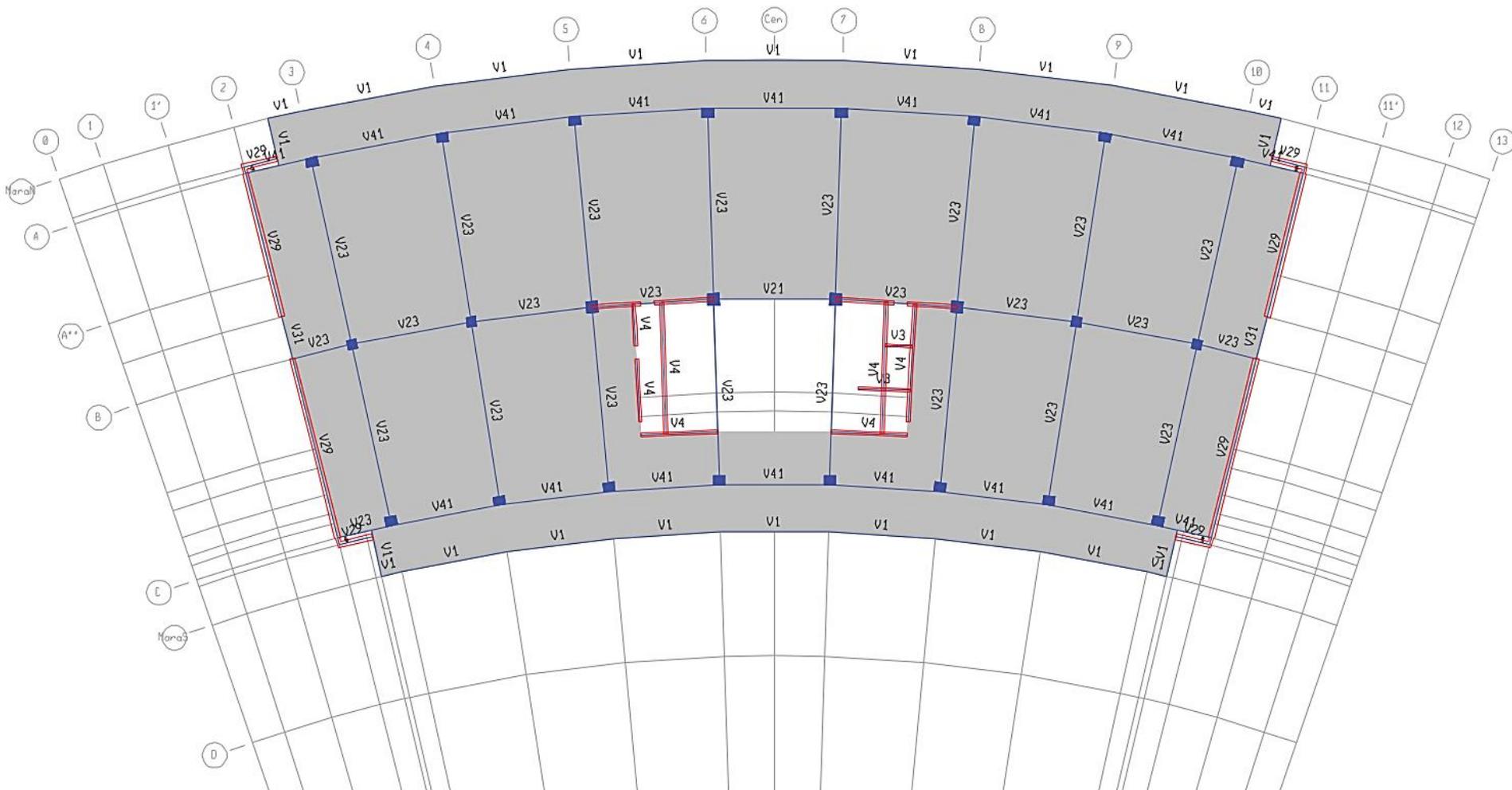




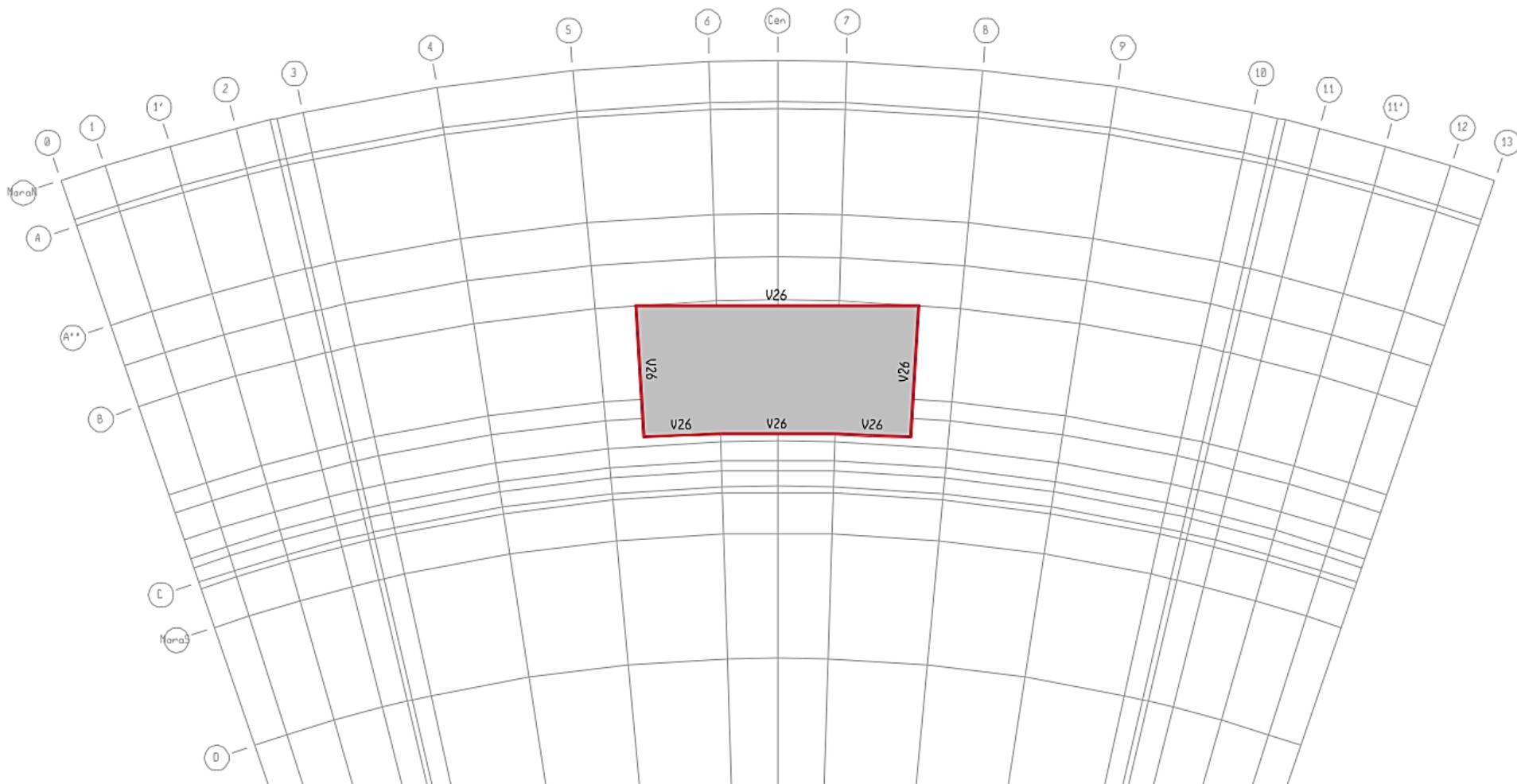
Vista en planta nivel 14



Vista en planta nivel 15

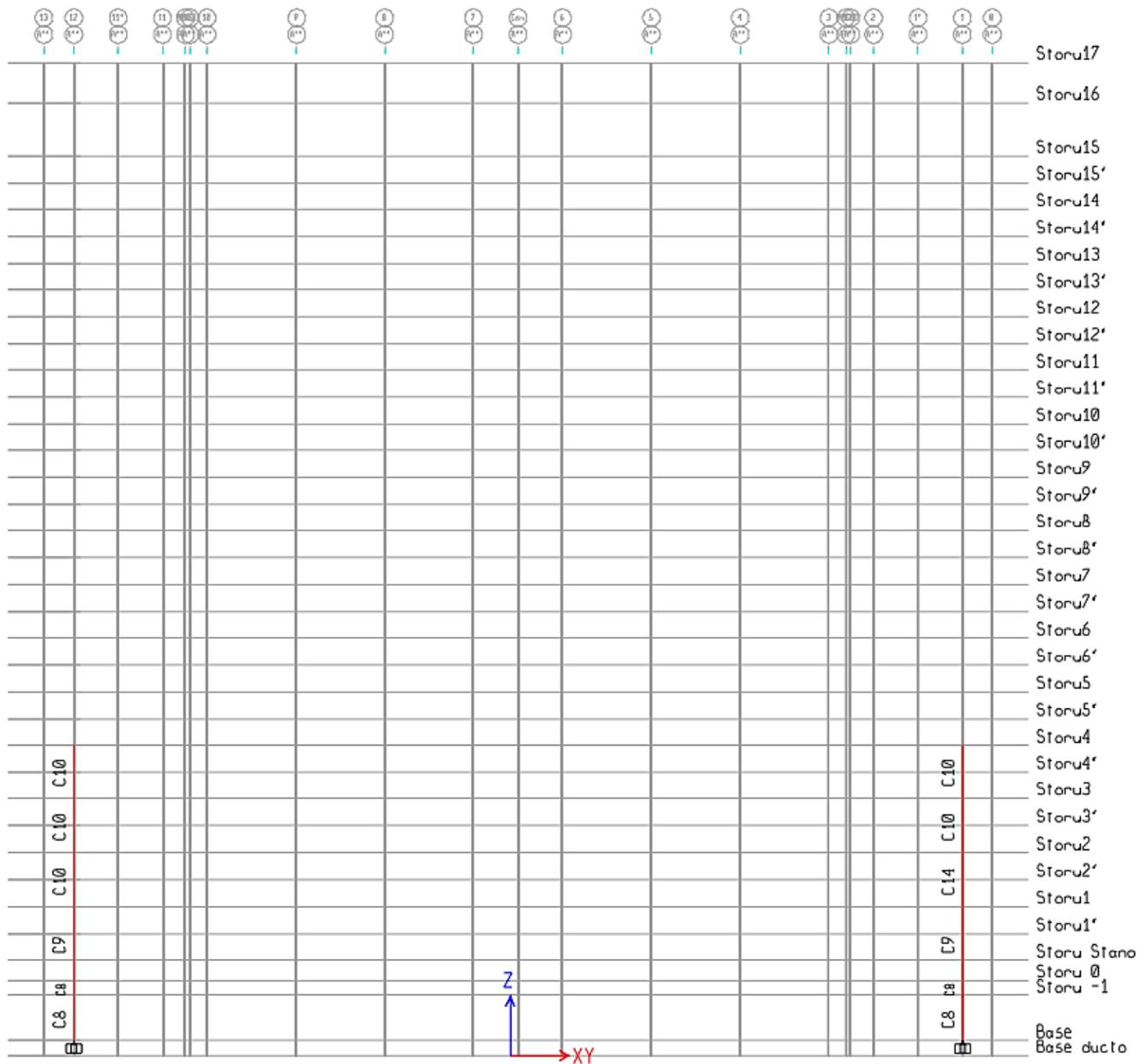


Vista en planta nivel 16



**Vista en planta nivel 17**

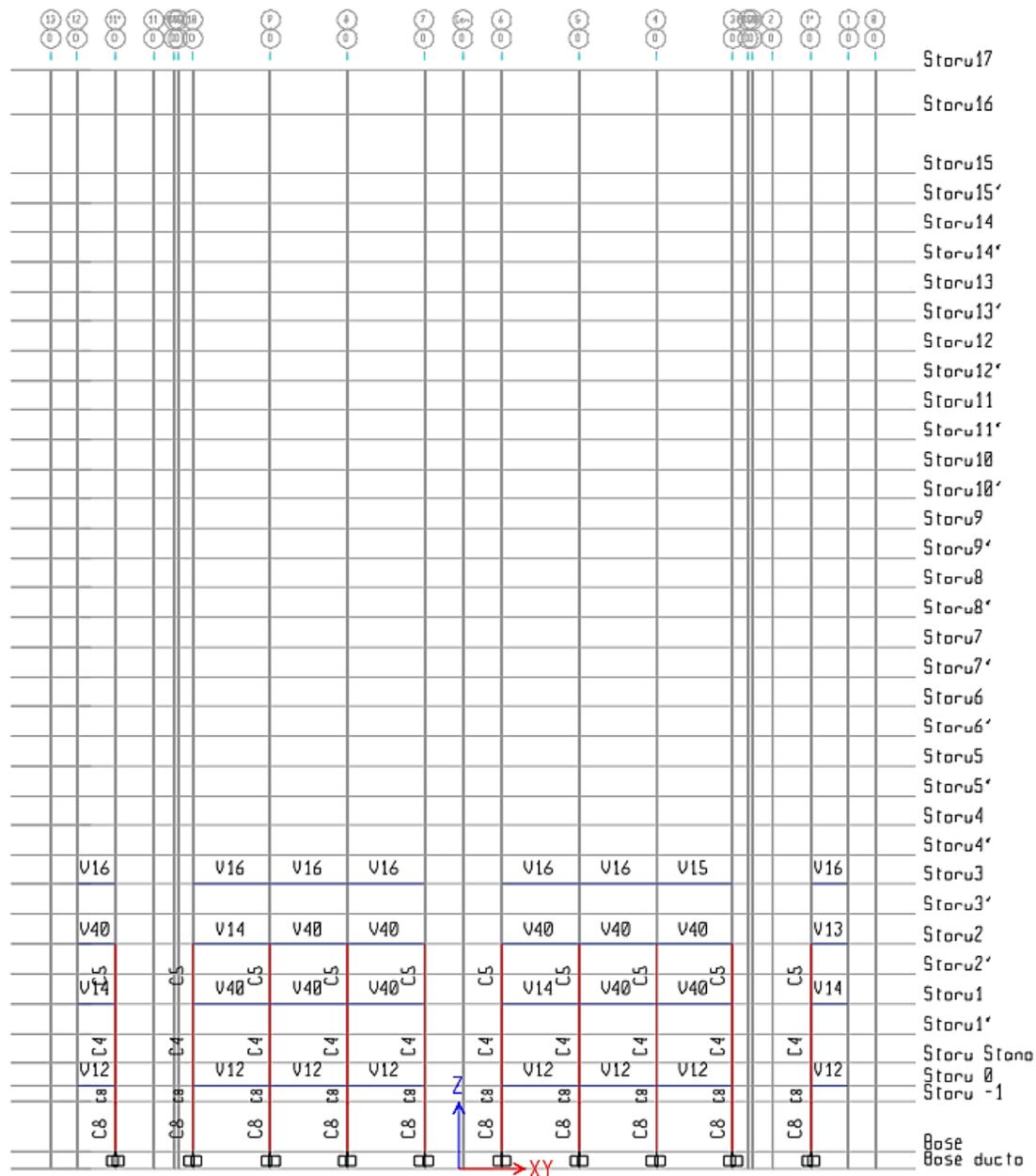




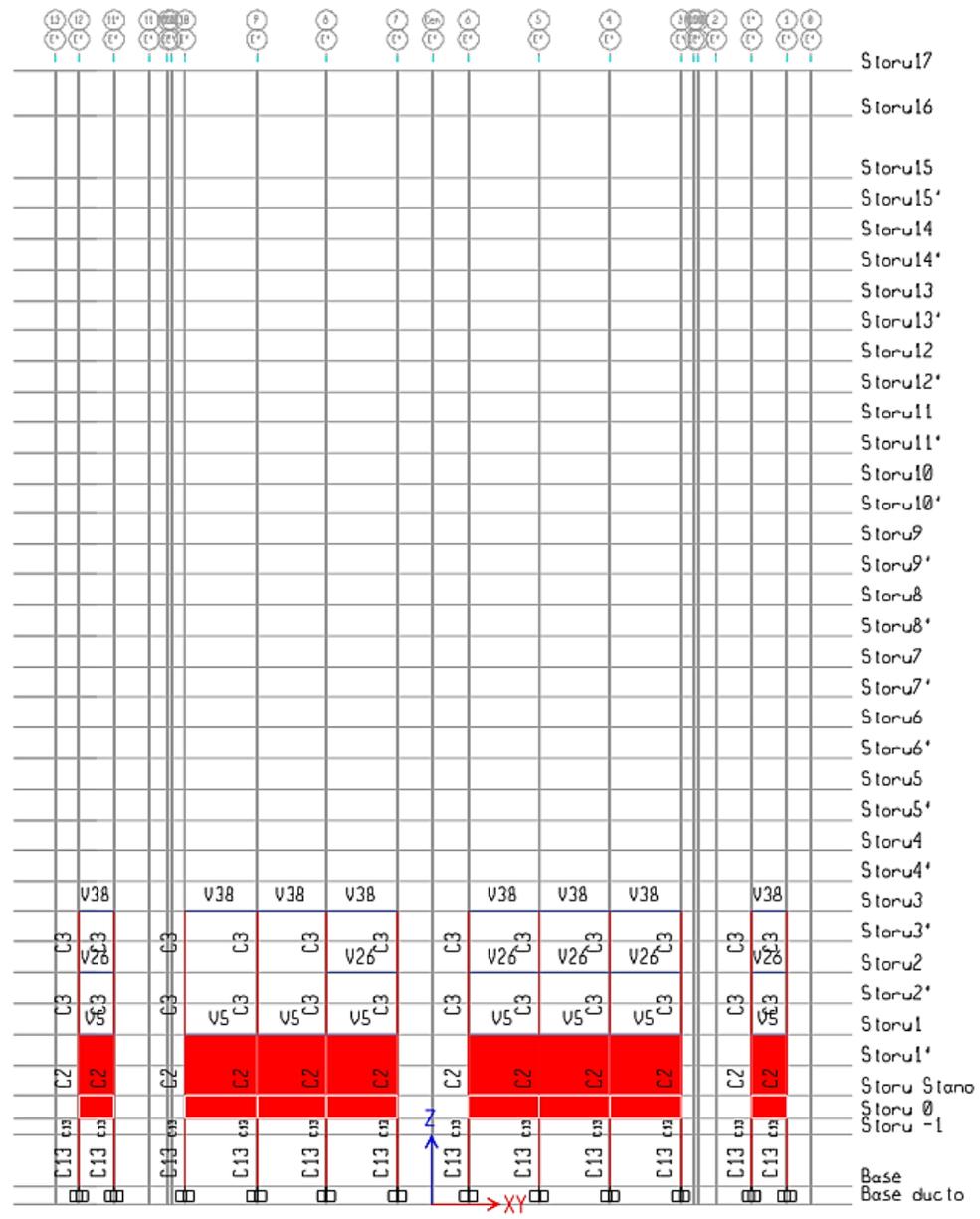
Vista en elevación, Eje A''







Vista en elevación, Eje D



Vista en elevación, Eje E'

# ***APÉNDICE 2***

## Cálculo del centro de rigidez en estructuras con elementos rotados

Por definición, el centro de rigidez (CR) de un nivel es el “punto geométrico en el cual la aplicación de una fuerza horizontal produce solo traslación sin rotación de la masa que le esté asociada, cuando se impiden los desplazamientos de los demás niveles” (CSCR, 2010).

Normalmente, para calcular la ubicación del CR se calculan las rigideces en los ejes ortogonales X y Y ( $R_x$  y  $R_y$ ) para cada uno de los elementos. Además, la distancia horizontal del centro de rigidez de cada elemento al punto escogido como origen de coordenadas ( $dx$  y  $dy$ ). De manera que la ubicación del CR viene dada por las siguientes ecuaciones:

$$X = \frac{\sum R_{x_i} * dy}{\sum R_{x_i}} \quad Y = \frac{\sum R_{y_i} * dx}{\sum R_{y_i}}$$

Cuando se tiene una configuración en planta en la cual hay presencia de elementos rotados (los ejes locales de los elementos no coinciden con los ejes globales) y se aplica una carga en dirección X o Y, se tiene una participación de ambas rigideces locales ( $R_x$  y  $R_y$ ) por las componentes que se generan. Para considerar este efecto, la inercia utilizada convencionalmente para calcular cada una de las rigideces se obtiene de la siguiente manera:

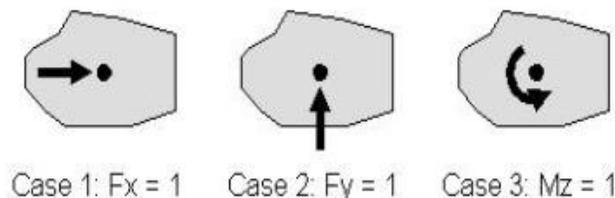
$$I_x = \frac{I'_x + I'_y}{2} + \left( \frac{I'_x - I'_y}{2} \right) * \cos 2\theta - I_{xy} * \sin 2\theta$$

$$I_y = \frac{I'_x + I'_y}{2} - \left( \frac{I'_x - I'_y}{2} \right) * \cos 2\theta + I_{xy} * \sin 2\theta$$

Donde  $I'_x$  y  $I'_y$  son las inercias en los ejes locales,  $\theta$  el ángulo que se forma entre los ejes locales y los ejes globales, y  $I_{xy}$  es el producto de inercia. El producto de inercia se anula cuando la figura tiene simetría con respecto a al menos uno de los ejes con los que se calcula la inercia.

Con estas inercias es que se calcula la rigidez de los elementos en cada sentido global, y posteriormente se obtienen las coordenadas del CR de todo el nivel. Pero el CR que se obtiene, corresponde al “centro de rigidez traslacional”. Esto porque cuando se presentan elementos rotados, al aplicar una fuerza en uno de los ejes globales se da un efecto de rotación en donde influye la rigidez rotacional, misma que no está considerada adecuadamente aun cuando se transforman las inercias como se indicó anteriormente.

El programa ETABS calcula el centro de rigidez de un diafragma particular, analizando 3 casos de carga en el centro de masa o en un punto arbitrario. Primeramente, se aplica una fuerza en la dirección X, obteniendo la rotación del diafragma alrededor del eje z ( $R_{zx}$ ). De igual manera se aplica una fuerza unitaria en la dirección Y, para obtener la rotación  $R_{zy}$  y por último, se aplica un momento unitario en Z, obteniendo así la rotación del diafragma  $R_{zz}$ .



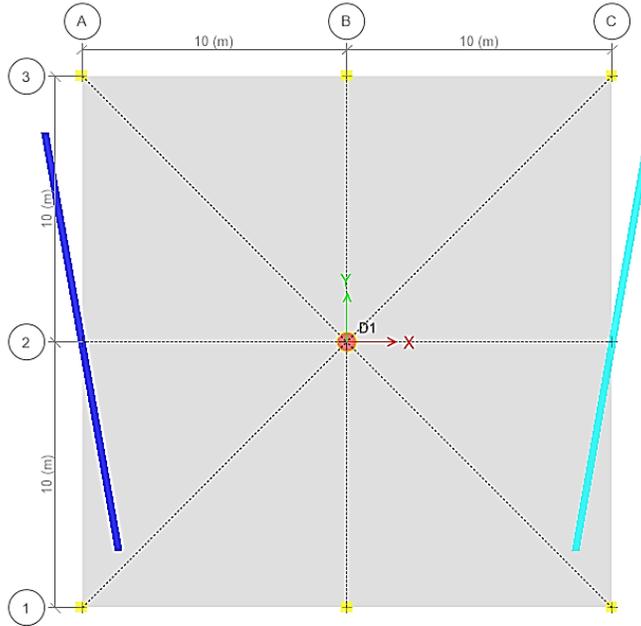
**Figura 1.** Casos de carga considerados para el cálculo del centro de rigidez.

Una vez obtenidos estos valores de rotación, las coordenadas del centro de rigidez se obtienen a partir de las siguientes ecuaciones:

$$X = \frac{-Rzy}{Rzz} \quad Y = \frac{Rzx}{Rzz}$$

Al aplicar este procedimiento, sí se toma en cuenta ese efecto de rotación que se presenta, por lo que las coordenadas del centro de rigidez obtenidas, no coinciden con las obtenidas mediante el procedimiento primeramente descrito.

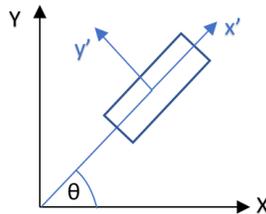
Para ejemplificar este efecto y describir un método para obtener las coordenadas sin utilización de un software, se tiene el siguiente caso:



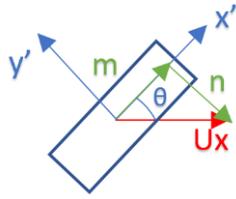
**Figura 2.** Configuración en planta para ejemplo de cálculo del centro de rigidez.

Se observa que se tienen columnas en la periferia, con un par de muros rotados en los extremos este y oeste (ángulo de inclinación de  $-5^\circ$  y  $5^\circ$  respectivamente). Las columnas son de  $0,40 \times 0,40$  m, y los muros son de  $0,3 \times 16$  m; el concreto utilizado es de  $f_c = 280$  kg/cm<sup>2</sup>, con un módulo de elasticidad de  $2,1 \times 10^6$  ton/m<sup>2</sup>.

Primeramente se aplican desplazamientos unitarios en X y Y globales, lo que es equivalente a la técnica de aplicar fuerzas unitarias (el procedimiento que utiliza ETABS). Esto porque se aprovecha la relación de que la fuerza es igual a la rigidez por el desplazamiento. Estos desplazamientos unitarios se descomponen en los ejes locales del elemento como sigue:



$U_x, U_y$  = desplazamientos en ejes globales



Desplazamiento unitario en la dirección X

$$m = U_x * \cos \theta$$

$$n = -U_x * \sin \theta$$

Ya que la fuerza es igual a la rigidez por el desplazamiento:

$$Fx'_{x'} = kx' * U_x * \cos \theta$$

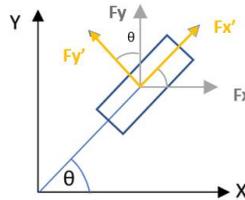
$$Fy'_{x'} = -ky' * U_x * \sin \theta$$

Sumando las fuerzas totales (en ejes locales) en x y las fuerzas totales en y:

$$Fx'_{TOT} = kx' * U_x * \cos \theta + kx' * U_y * \sin \theta$$

$$Fy'_{TOT} = -ky' * U_x * \sin \theta + ky' * U_y * \cos \theta$$

Seguidamente estas fuerzas se transforman a fuerzas en los ejes globales:



$F_x, F_y$  = Fuerzas en ejes globales debido a  $U_x$  y  $U_y$ .

Para  $F_x$ , se tiene:

$$F_x = Fx'_{TOT} * \cos \theta - Fy'_{TOT} * \sin \theta$$

Sustituyendo  $Fx'_{TOT}$  Y  $Fy'_{TOT}$ :

$$F_x = kx' * U_x * (\cos \theta)^2 + kx' * U_y * \sin \theta * \cos \theta + ky' * U_x * (\sin \theta)^2 - ky' * U_y * \cos \theta * \sin \theta$$

$$F_x = kx' * U_x * (\cos \theta)^2 + (kx' * U_y - ky' * U_y) * \sin \theta * \cos \theta + ky' * U_x * (\sin \theta)^2$$

En el caso de  $F_y$ :

$$F_y = Fx'_{TOT} * \sin \theta + Fy'_{TOT} * \cos \theta$$

Sustituyendo  $Fx'_{TOT}$  Y  $Fy'_{TOT}$ :

$$F_y = kx' * U_y * (\sin \theta)^2 + kx' * U_x * \sin \theta * \cos \theta + ky' * U_y * (\cos \theta)^2 - ky' * U_x * \sin \theta * \cos \theta$$

$$* \cos \theta * \sin \theta$$

$$F_y = k_y' * U_y * (\cos \theta)^2 + (k_x' * U_x - k_y' * U_x) * \sin \theta * \cos \theta + k_x' * U_y * (\sin \theta)^2$$

Con las fórmulas anteriores se obtiene la fuerza total en X, debida al desplazamiento unitario en X; así como la fuerza total en Y, debida al desplazamiento unitario en Y (para cada elemento). Seguidamente se calculan los momentos debidos a estas fuerzas, como la fuerza por la distancia horizontal al punto elegido como origen de coordenadas. Finalmente se obtiene la ubicación del centro de rigidez, como sigue:

$$X = \frac{\sum F_{y_i} * x_i}{\sum F_{y_i}} \quad Y = \frac{-\sum F_{x_i} * y_i}{\sum F_{x_i}}$$

El cálculo para el ejemplo anterior, sería:

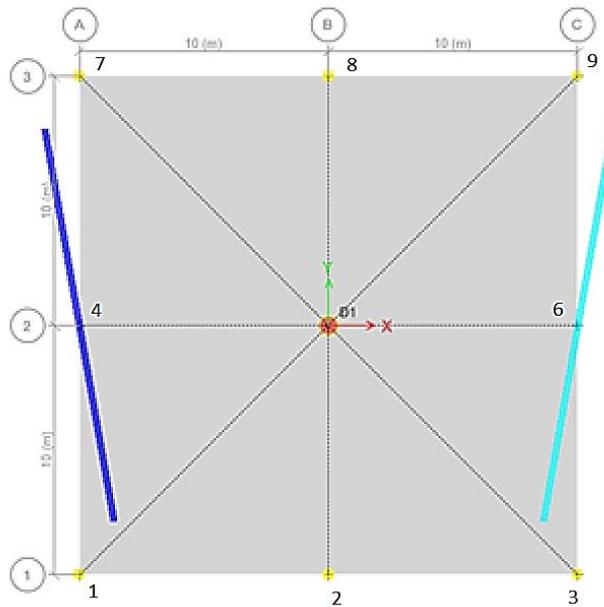


Figura 3. Ubicación de cada elemento.

Elemento	Coordenadas		Kx' (ton/m)	Ky' (ton/m)	θ (°)
	X (m)	Y (m)			
1	-10,00	-10,00	1 991,00	1 991,00	0
2	0,00	-10,00	1 991,00	1 991,00	0
3	10,00	-10,00	1 991,00	1 991,00	0
4	-10,00	0,00	33 600,00	1 152 596,88	5
5	0,00	0,00	,00	,00	0
6	10,00	0,00	33 600,00	1 152 596,88	-5
7	-10,00	10,00	1 991,00	1 991,00	0
8	0,00	10,00	1 991,00	1 991,00	0
9	10,00	10,00	1 991,00	1 991,00	0

Aplicando el desplazamiento unitario en X:

Ux (m)	Uy (m)	Fx (ton)	Fy (ton)	Mo (ton-m)
1	0	1 991,00	0,00	19 910,00
1	0	1 991,00	0,00	19 910,00
1	0	1 991,00	0,00	19 910,00
1	0	42 100,00	- 97 155,90	971 558,85
1	0	0,00	0,00	0,00
1	0	42 100,00	97 155,90	971 558,85
1	0	1 991,00	0,00	- 19 910,00
1	0	1 991,00	0,00	- 19 910,00
1	0	1 991,00	0,00	- 19 910,00
$\Sigma$		96 146,00	0,00	1 943 117,70

Aplicando el desplazamiento unitario en Y:

Ux (m)	Uy (m)	Fx (ton)	Fy (ton)	Mo (ton-m)
0	1	0,00	1 991,00	- 19 910,00
0	1	0,00	1 991,00	0,00
0	1	0,00	1 991,00	19 910,00
0	1	- 97 155,90	1 144 096,80	-11 440 968,40
0	1	0,00	0,00	0,00
0	1	97 155,90	1 144 096,80	11 440 968,40
0	1	0,00	1 991,00	- 19 910,00
0	1	0,00	1 991,00	0,00
0	1	0,00	1 991,00	19 910,00
$\Sigma$		0,00	2 300 140,00	0,00

Finalmente el centro de rigidez se obtiene como:

$$X = \frac{0}{2300140kg} = 0 \quad Y = \frac{-1943117,7}{96146,08} = -20,21$$

Haciendo una comparación entre el centro de rigidez obtenido mediante el procedimiento primeramente descrito (convencional), el obtenido mediante ETABS y con el método propuesto se tiene:

Método	X <sub>CR</sub> (m)	Y <sub>CR</sub> (m)	%Diferencia con ETABS
Convencional	0,00	0,00	100,00
ETABS	0,00	-26,56	0,00
Método propuesto	Rigideces de ETABS	0,00	-26,52
	Rigideces fórmulas clásicas	0,00	-20,21

Se observa que al calcular el centro de rigidez con el método convencional, la diferencia del centro de rigidez es del 100%. Lo que quiere decir que el valor que se obtiene de este cálculo cuando hay presencia de elementos rotados con respecto a los ejes globales, no es adecuado. Sin embargo, debe aclararse que cuando se tienen solamente columnas, ambos resultados no difieren en gran medida. Esto se debe a que los muros poseen mucha más rigidez que cada una de las columnas, lo que hace que el efecto de rotación que se explica más adelante, sea más sensible con los muros.

El centro de rigidez obtenido mediante el método convencional indica que se encuentra en el centro de la planta, coincidiendo con el centro de masa. Sin embargo, físicamente es posible darse cuenta de que esto no es correcto. Como se sabe, un elemento se analiza en 2 ejes y si su sección

no tiene dimensiones iguales, tendrá un sentido fuerte y un sentido débil. Al aplicar una carga o desplazamiento que no coincida con alguno de estos ejes, el elemento va a tender a rotar en su sentido más débil, de manera que el mayor desplazamiento se va a dar en este sentido.



Observando las figuras anteriores, al tener 2 elementos rotados (como en el ejemplo) las componentes paralelas a  $y'$  de la fuerza o desplazamiento aplicado, van a tender a hacer rotar la planta. Esto a pesar de que la fuerza o desplazamiento solo se está aplicando en el sentido X, de manera que va a haber una rotación con respecto a un punto que no coincide con el centro geométrico de la planta, que es precisamente el centro de rigidez.

Es por esto que el método convencional, no arroja las coordenadas correctas del centro de rigidez cuando se tienen elementos rotados. Ya que si no es así, el aplicar una fuerza en el sentido de alguno de los ejes globales, se van a generar movimientos traslacionales como se esperaría en primera instancia. Por esta razón se dice que es el centro de rigidez traslacional; término que es correcto si se tiene la noción de que no considera la rigidez torsional al menos adecuadamente, ya que en un caso como el del ejemplo, aplicar fuerza en este punto igual generaría rotaciones.

Seguidamente, con el método propuesto se analizaron 2 casos, en el primero se obtuvieron las rigideces de ETABS de manera indirecta, pues se modeló un muro con las mismas dimensiones y se aplicó una carga unitaria perpendicular al muro para el caso de la rigidez en el sentido débil del elemento, así como una paralela al muro para la rigidez en el sentido fuerte. De esta manera, la inversa de la deformación correspondió a la rigidez calculada por el programa. Para este caso, el porcentaje de variación es sumamente bajo, lo que valida el método propuesto para calcular el centro de rigidez.

Por último, se calculó el centro de rigidez con el método propuesto, pero con la diferencia de que las rigideces en ejes locales para cada uno de los elementos se calcularon con la fórmula utilizada comúnmente, misma que se muestra a continuación:

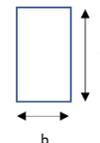
$$k_i = \frac{12 * E * I}{h^3 * (1 + 2g)}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad

I: Momento de inercia

h: altura



$$g_{MUROS} = \frac{6 * E * I * f}{G * A * h^2} \sim 1,38 * \left(\frac{d}{h}\right)^2$$

; f: factor de forma (1,2 para figuras rectangulares)

$$G = \frac{E}{2 * (1 + \nu)} \quad ; \nu = \text{Módulo de Poisson}$$

$$g_{COLUMNAS} = 0$$

El porcentaje de variación obtenido para este caso es de un 24% aproximadamente, con un valor mucho más cercano al calculado por ETABS. La diferencia consiste básicamente en la rigidez

calculada por el programa; sin embargo, el valor obtenido se considera aceptable con respecto al obtenido con el método convencional.

# ***APÉNDICE 3***



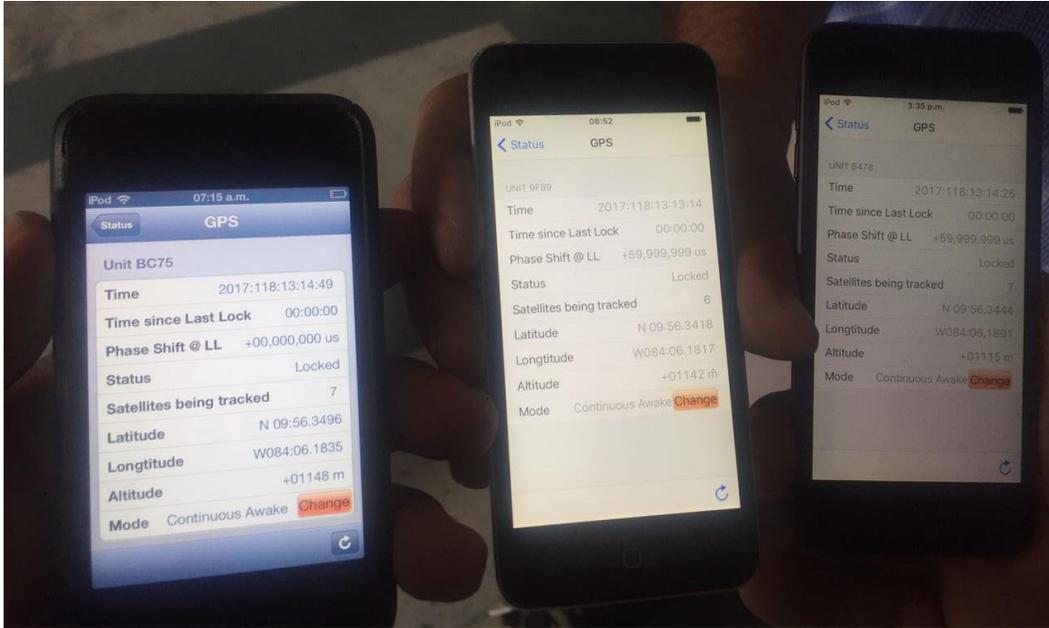
Preparación de acelerógrafos para las pruebas de vibración ambiental



Antenas de GPS para la sincronización de tiempo de los acelerógrafos



Sincronización de instrumentos con GPS



Hora sincronizada de los 3 acelerógrafos



Ubicación y preparación de acelerógrafo en el sótano para perfil 1



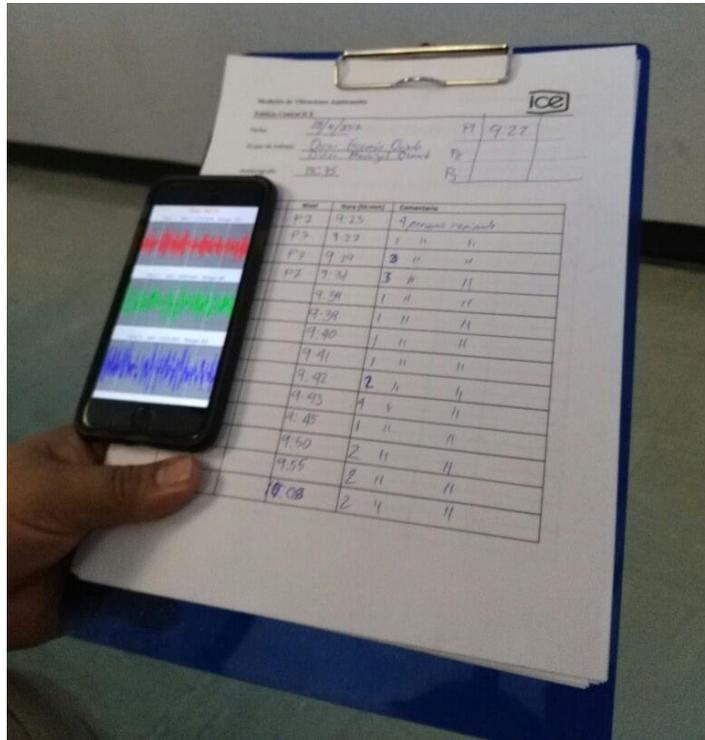
Instalación de equipo en piso 7 para perfil 1



Equipo colocado en piso 7 para perfil 1



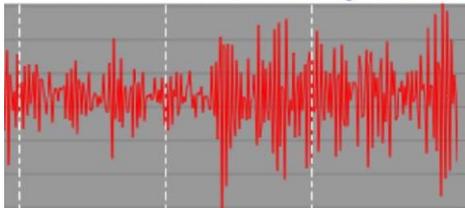
Preparación y colocación de equipo para perfil 1 en el piso 15



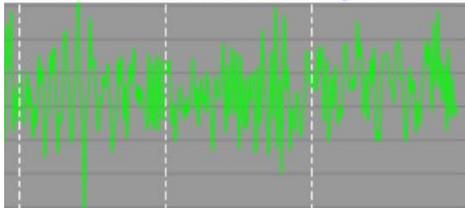
Registro de anotaciones de vibraciones inducidas ajenas a la prueba

**Unit: BC75**

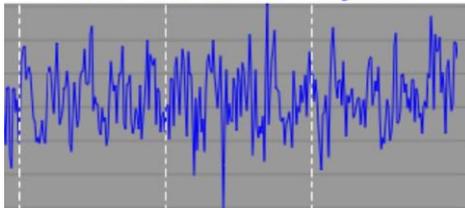
Chnl 1 Min: 1 275 546 Range: 263



Chnl 2 Min: -269 852 Range: 121



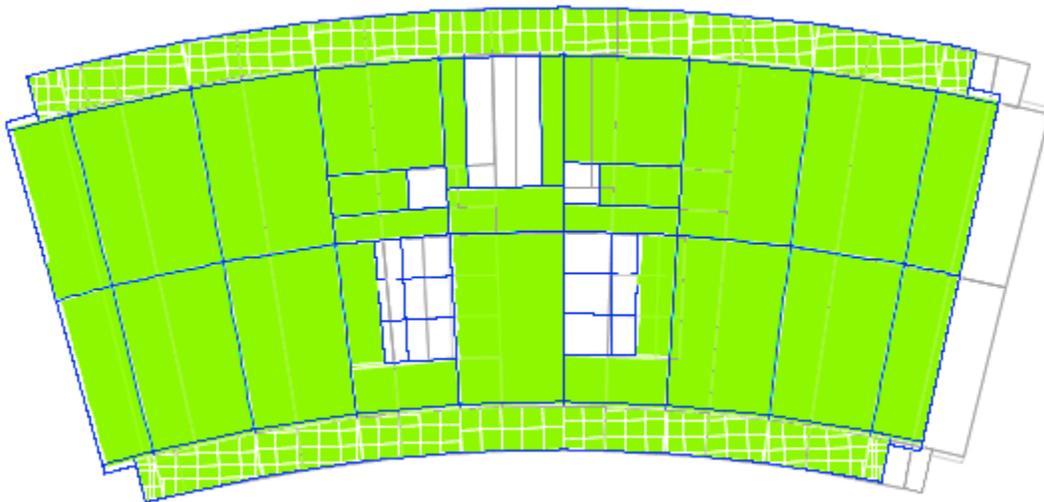
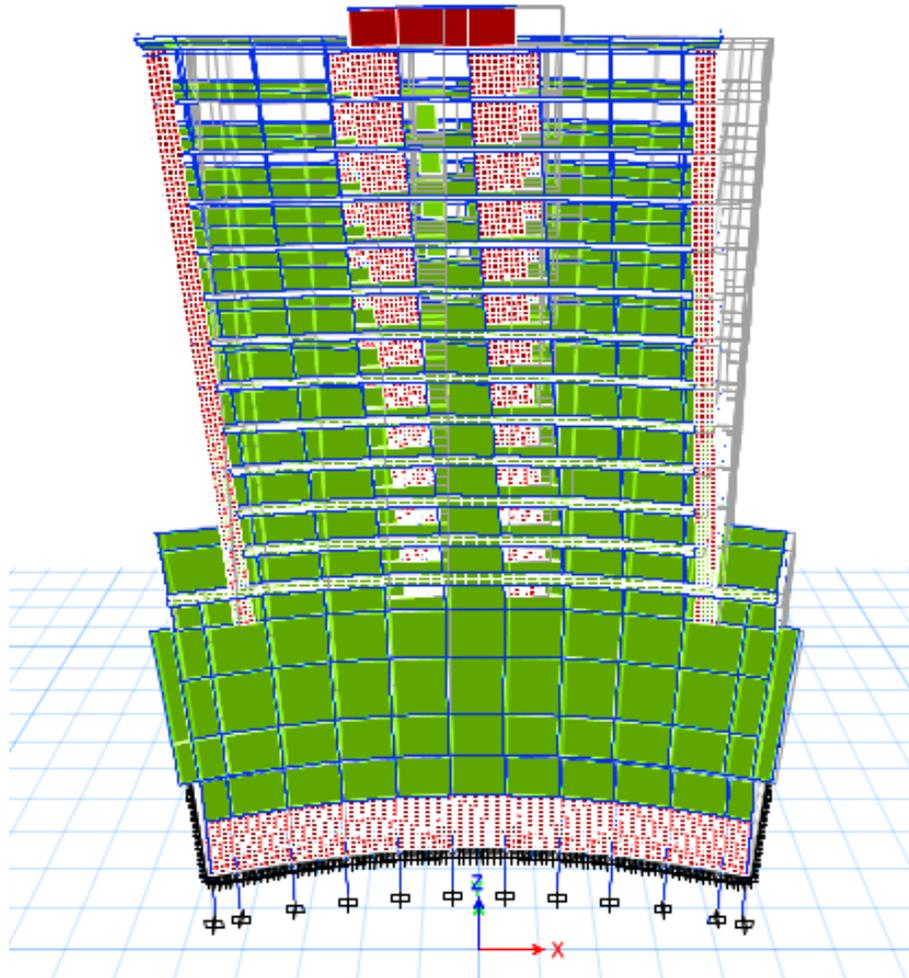
Chnl 3 Min: -220 563 Range: 147



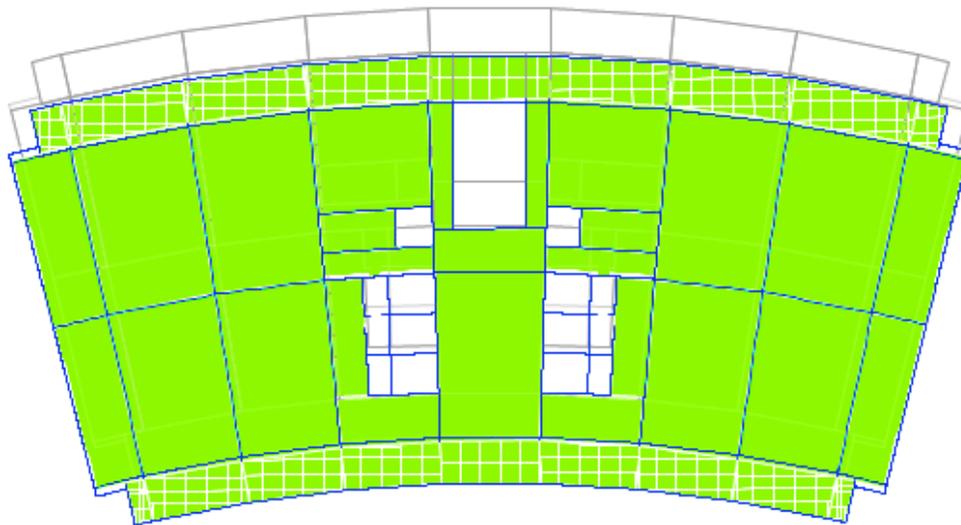
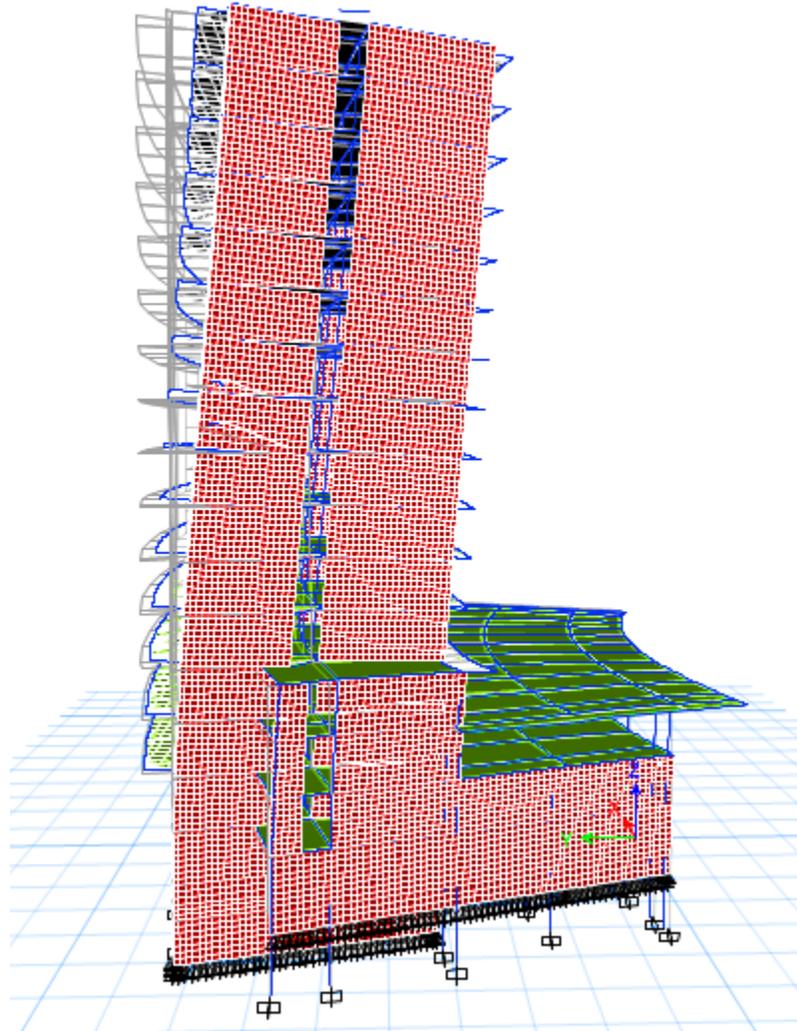
Registro de aceleraciones reportado en la aplicación para celular de la marca Reftek

# ***APÉNDICE 4***

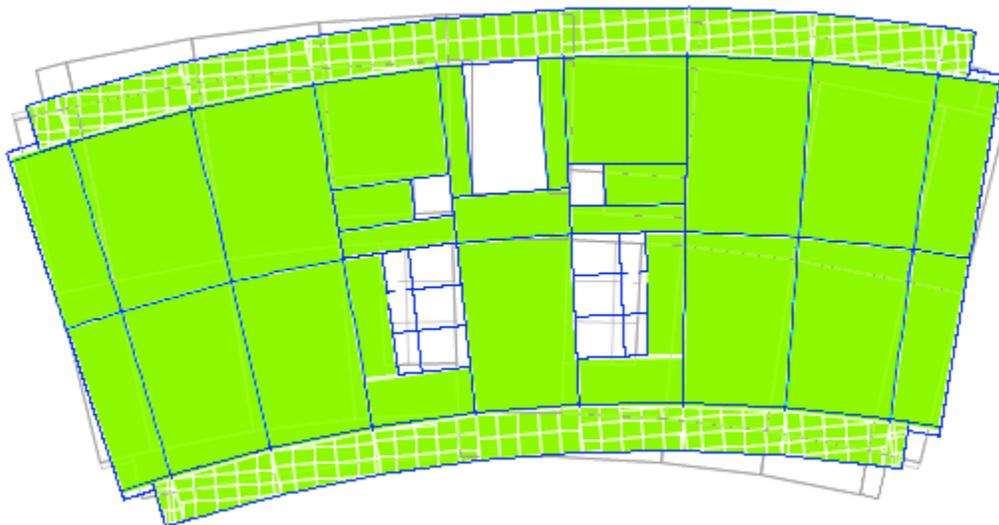
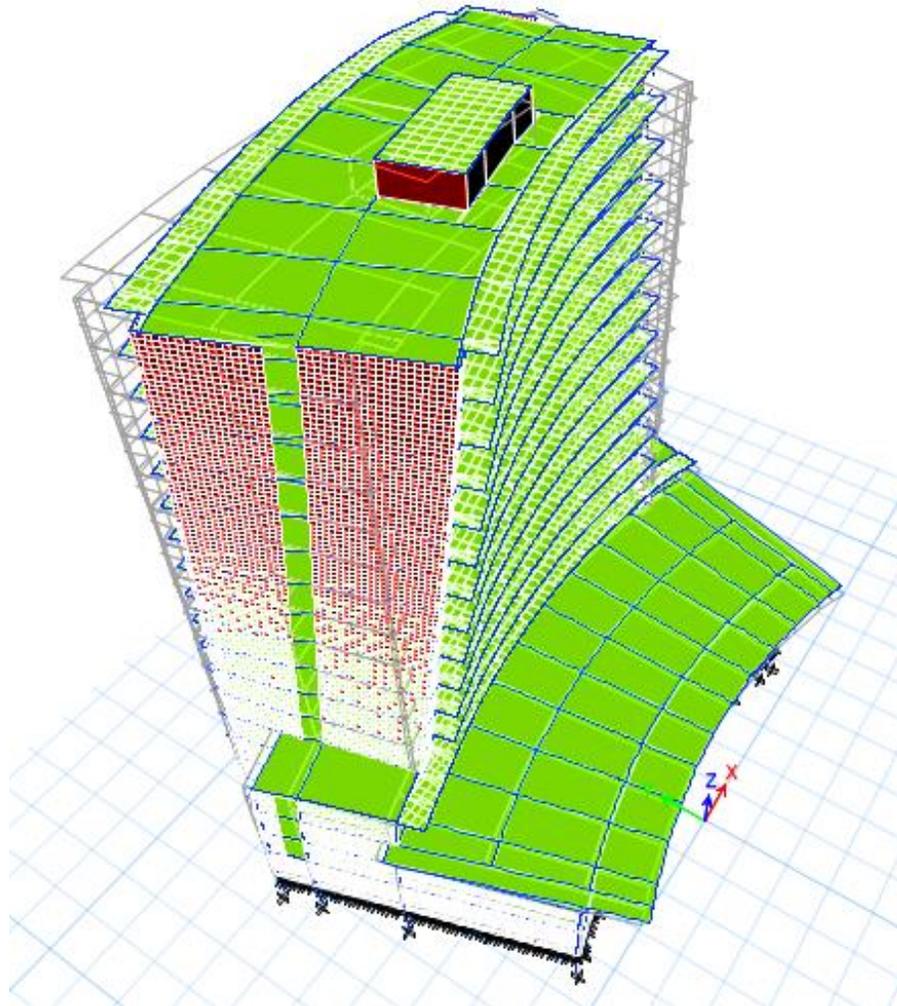
**ESTRUCTURA DEFORMADA, MODO 1**



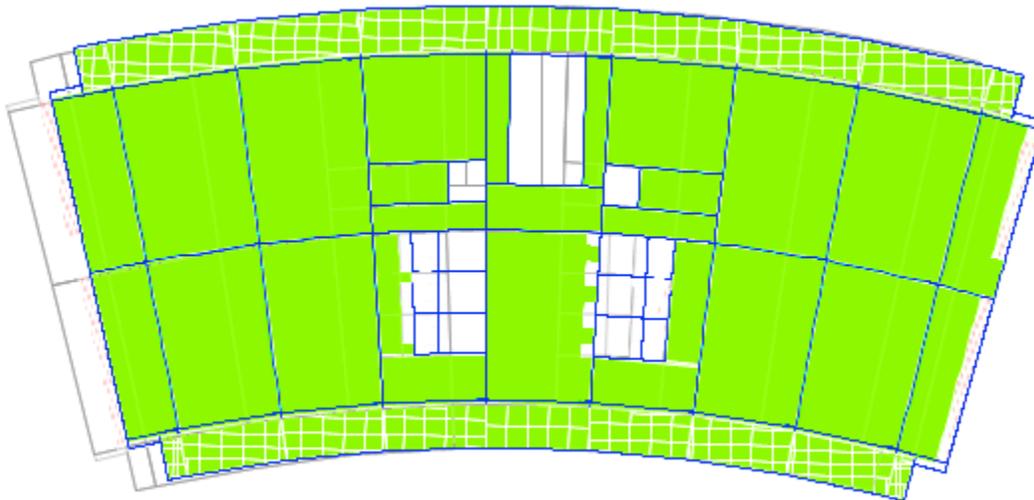
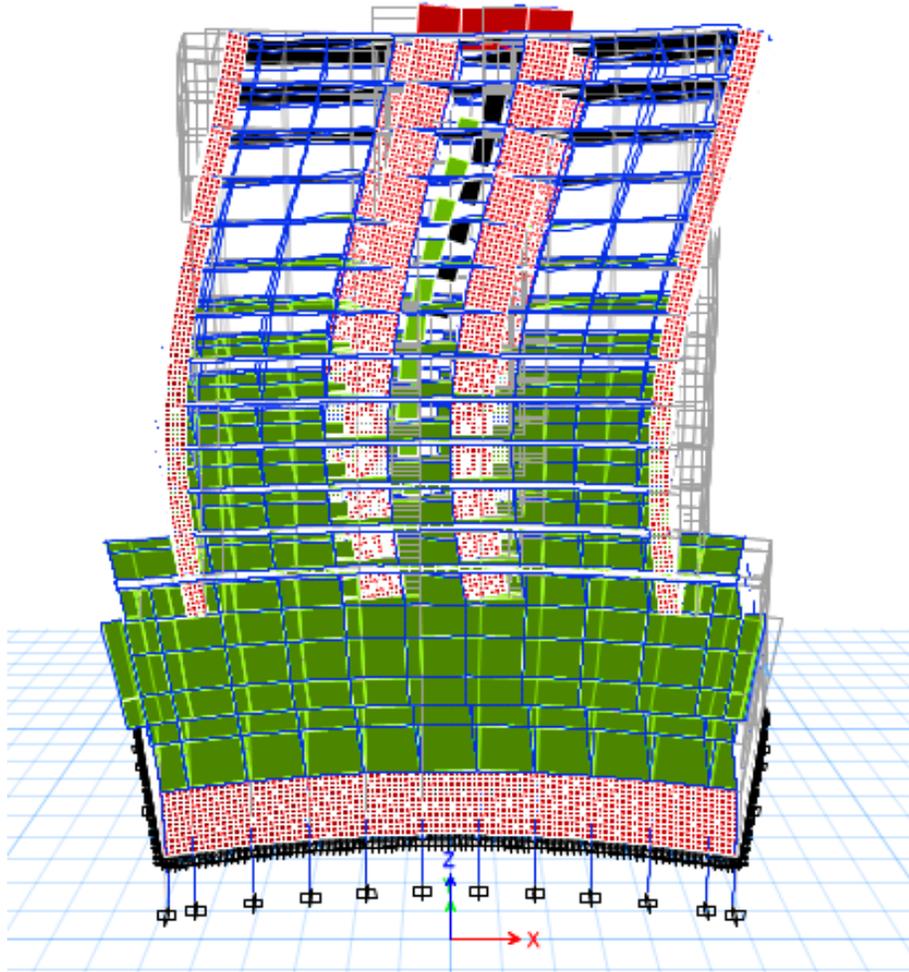
**ESTRUCTURA DEFORMADA, MODO 2**



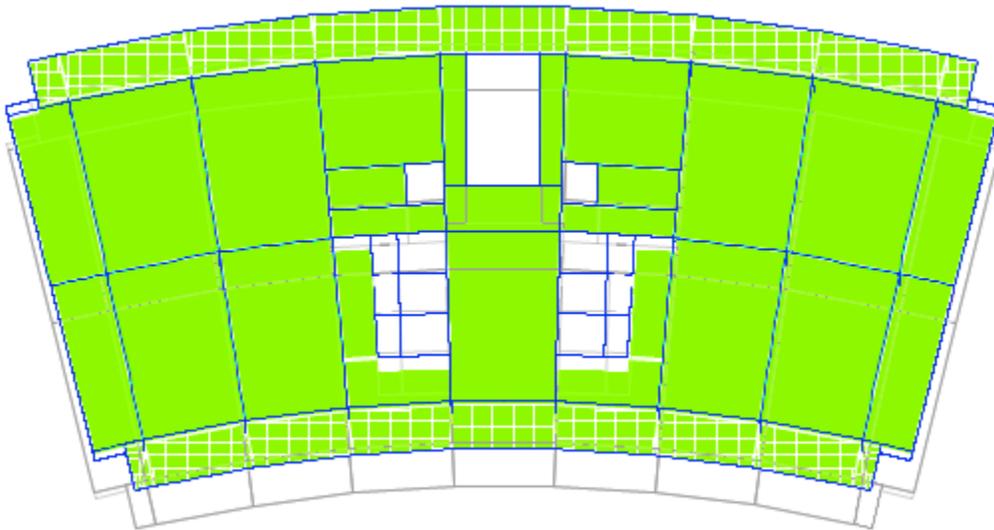
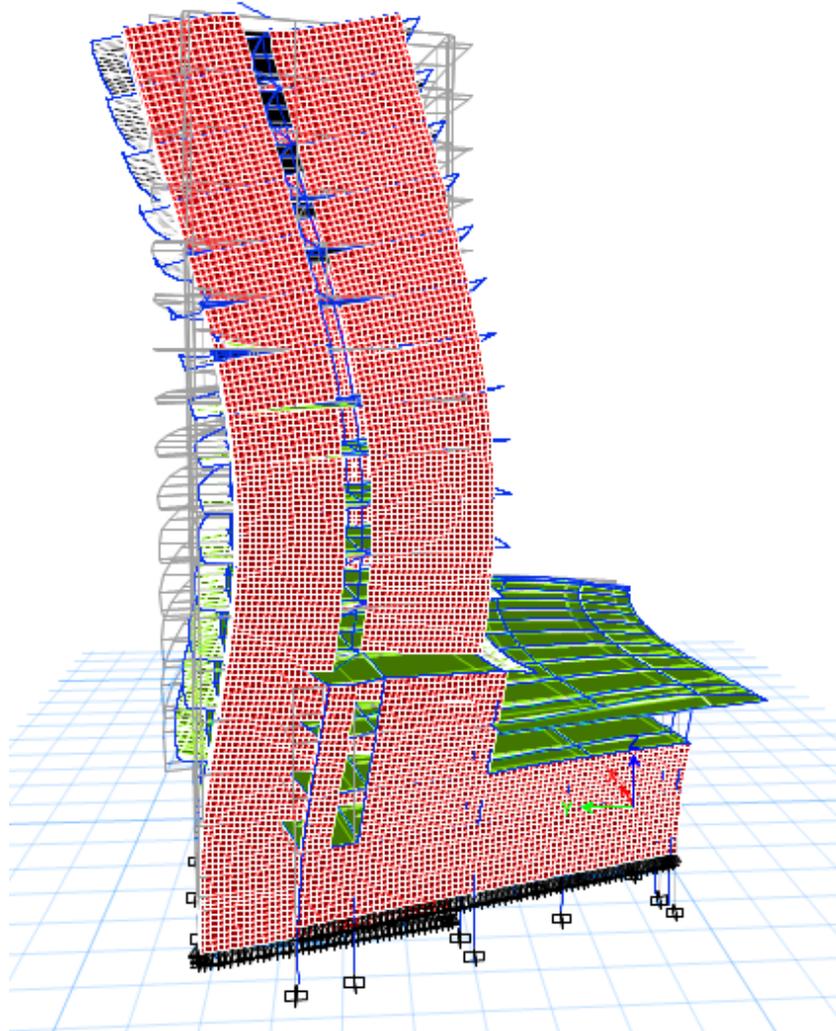
**ESTRUCTURA DEFORMADA, MODO 3**



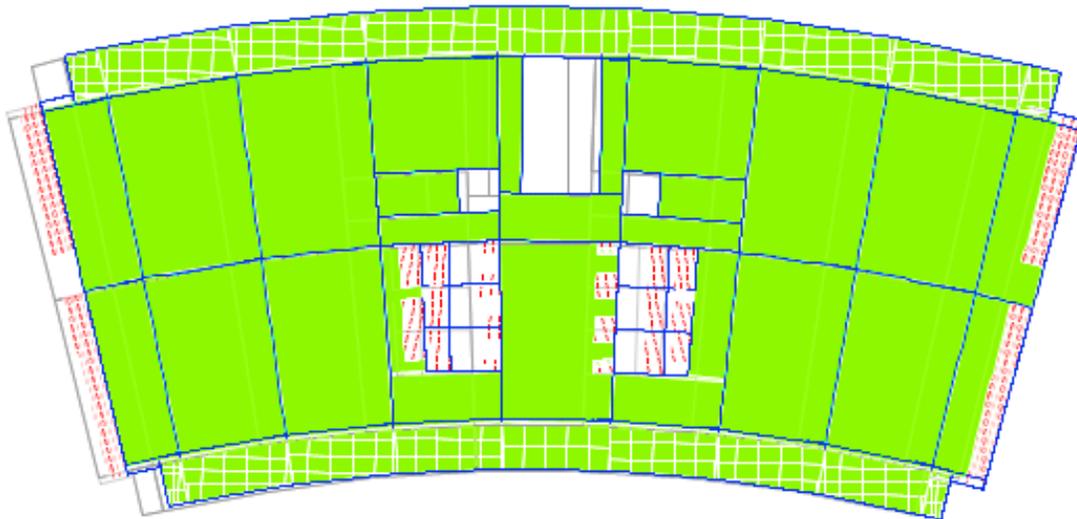
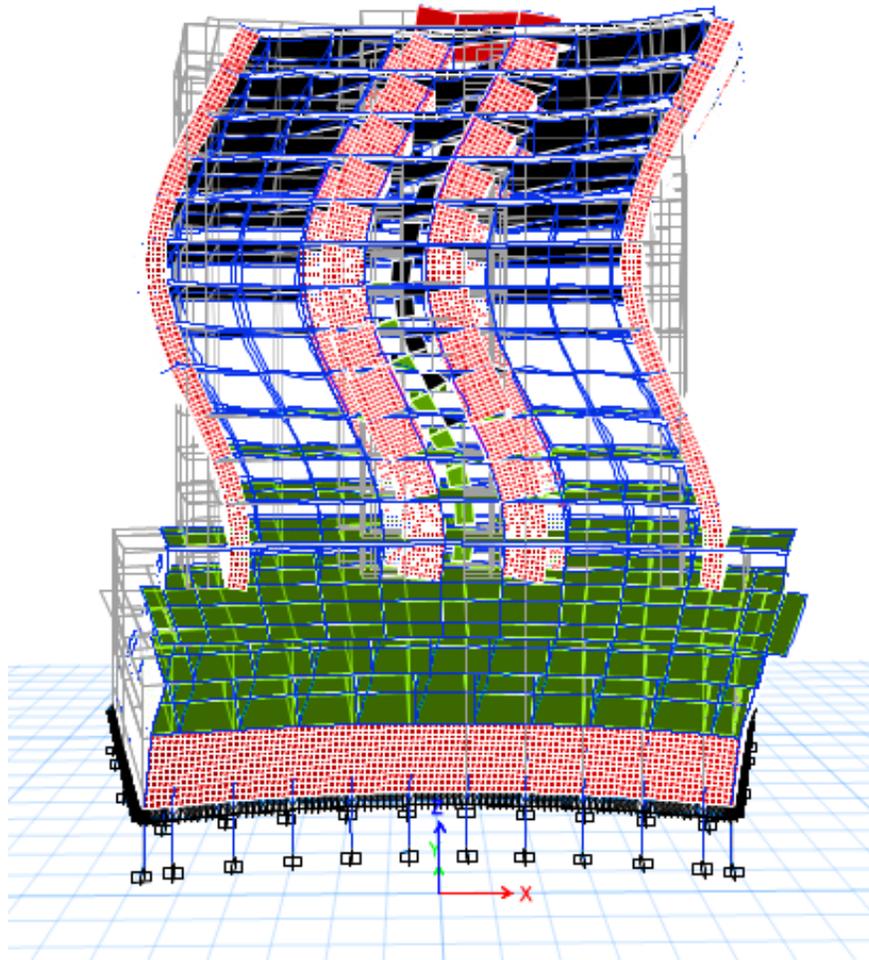
**ESTRUCTURA DEFORMADA, MODO 4**



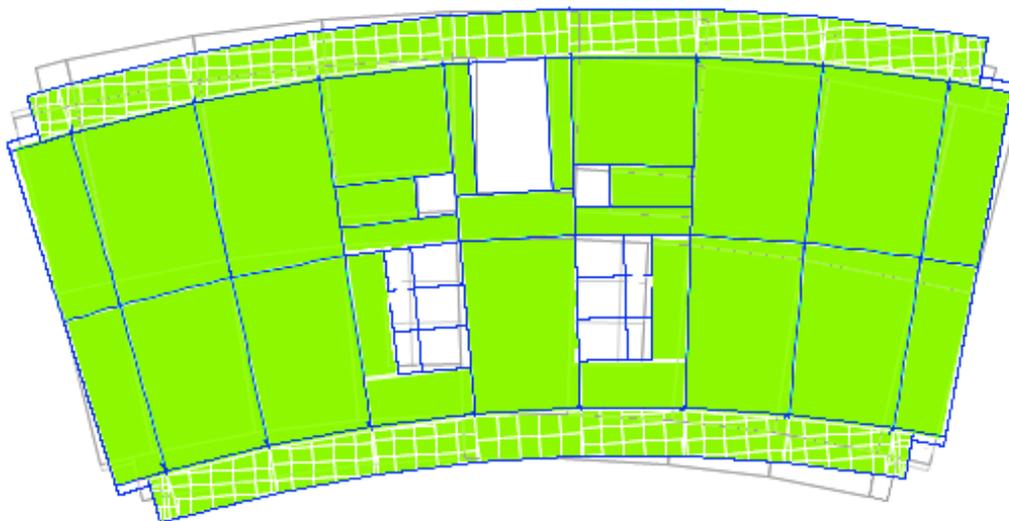
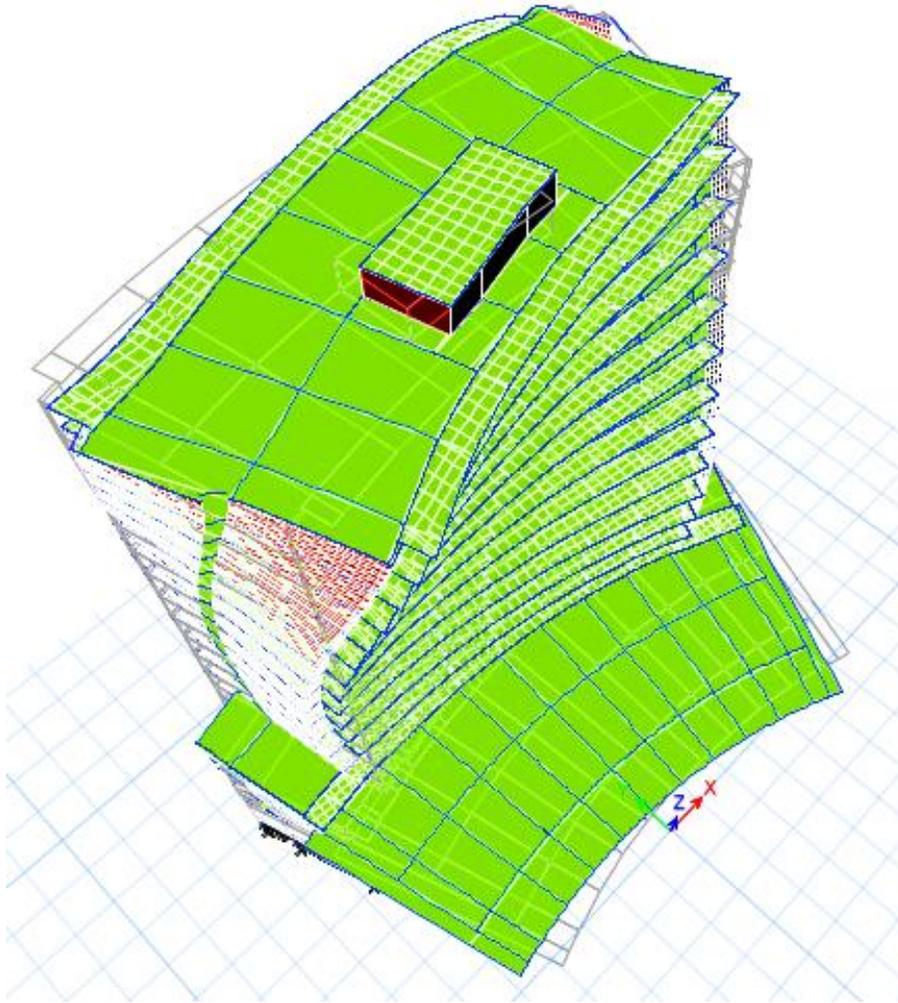
**ESTRUCTURA DEFORMADA, MODO 5**



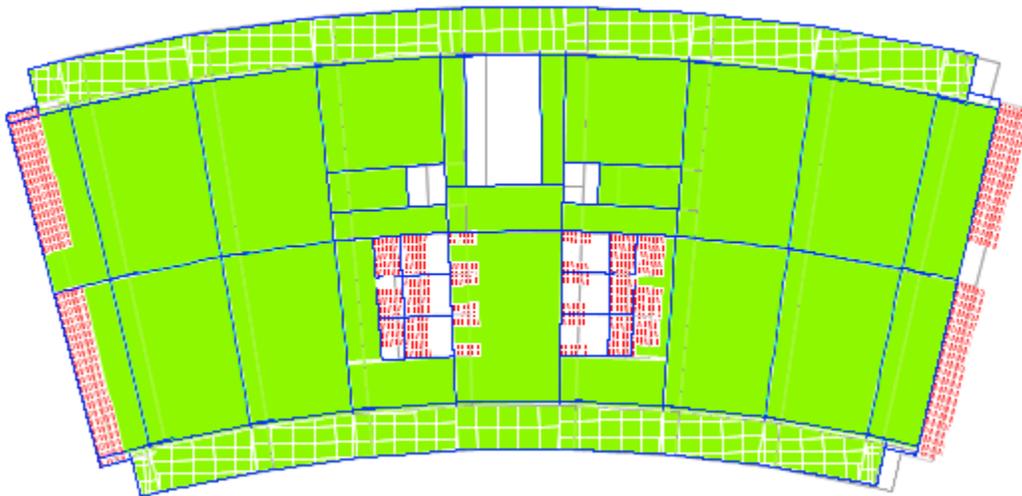
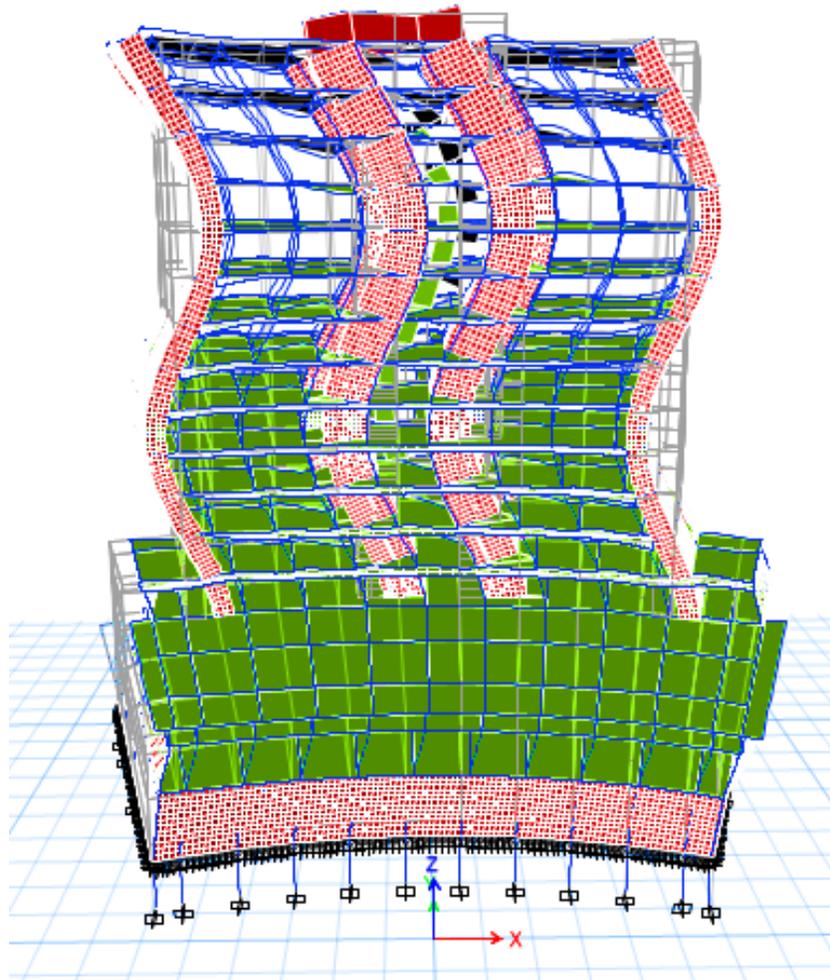
**ESTRUCTURA DEFORMADA, MODO 6**



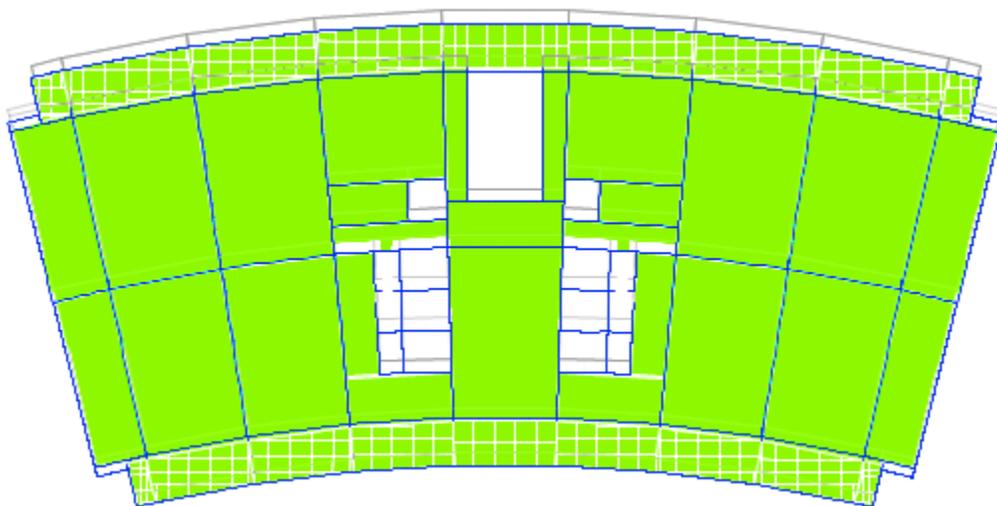
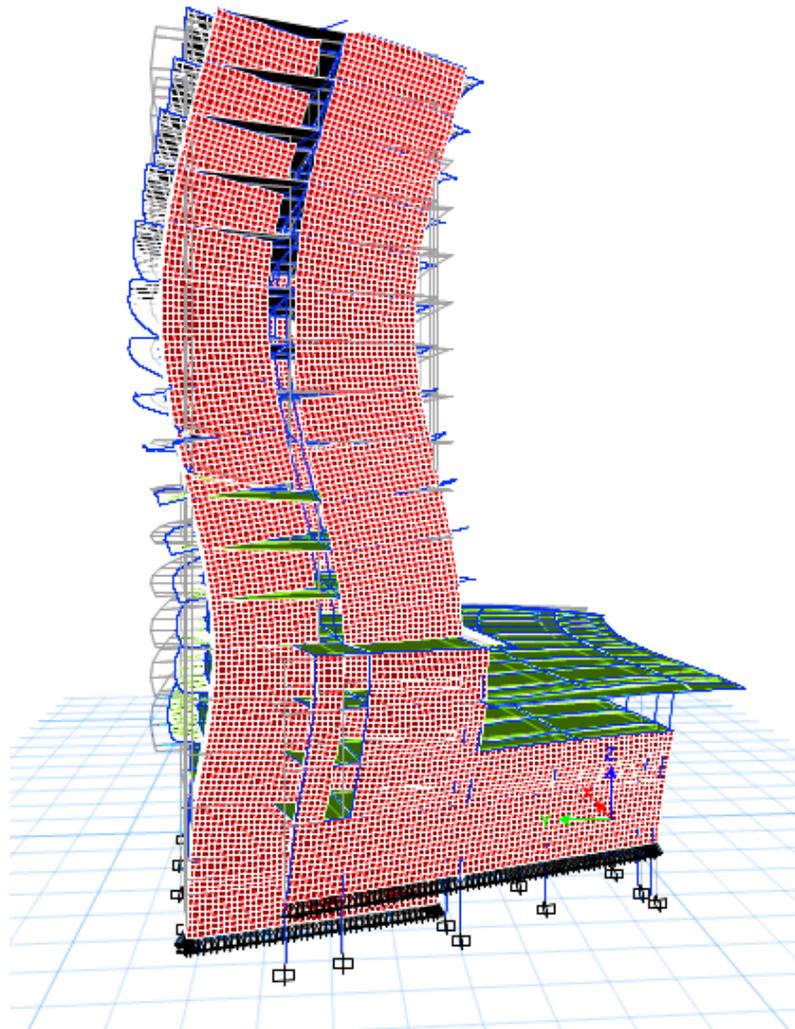
**ESTRUCTURA DEFORMADA, MODO 7**



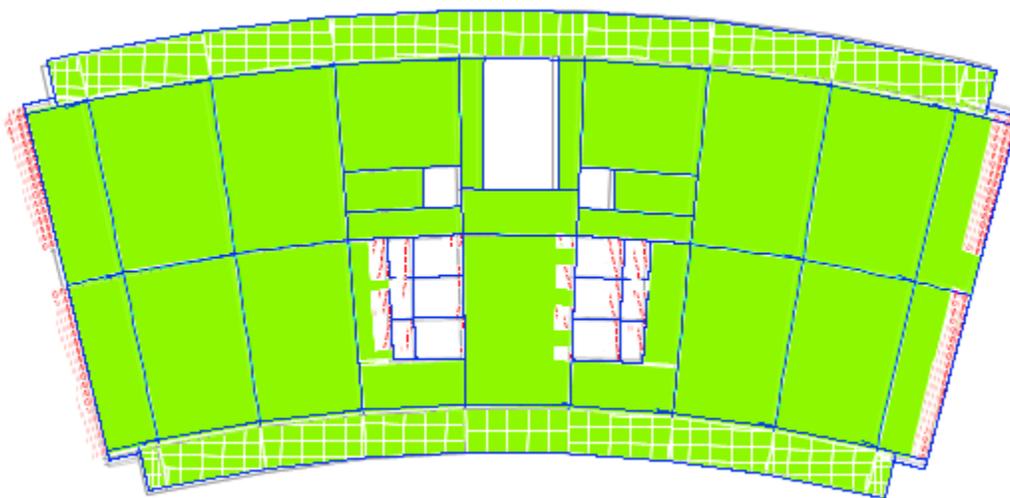
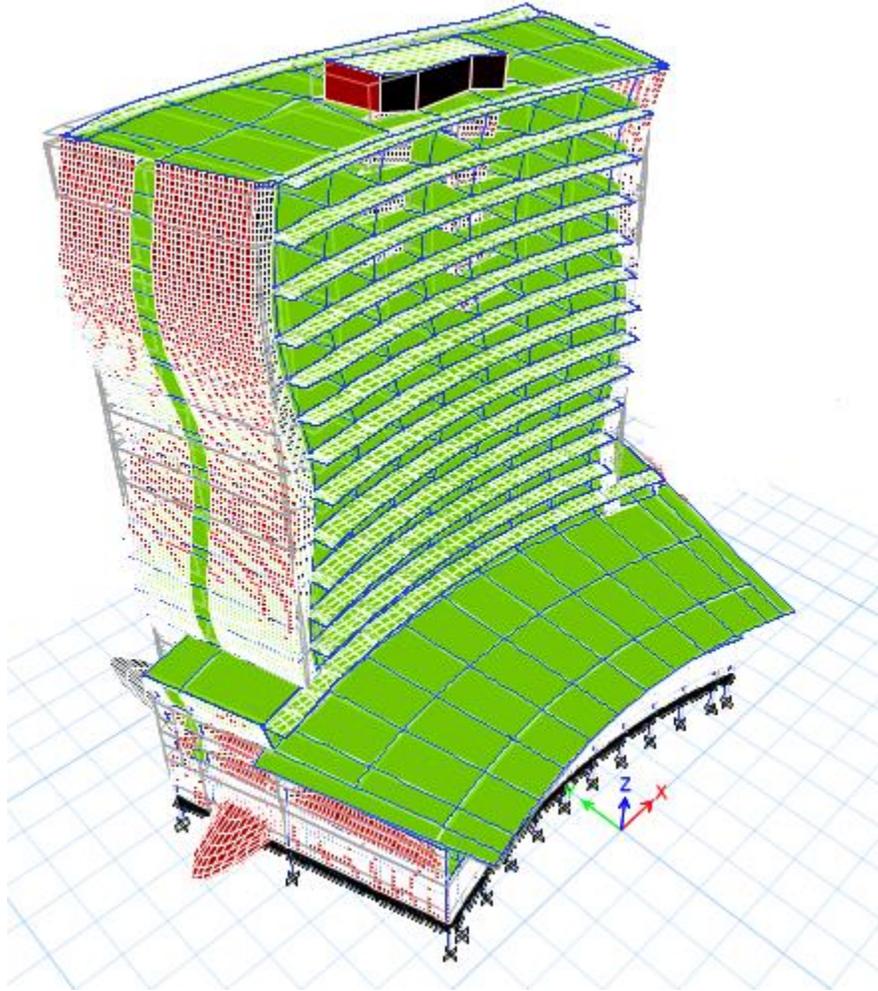
**ESTRUCTURA DEFORMADA, MODO 8**



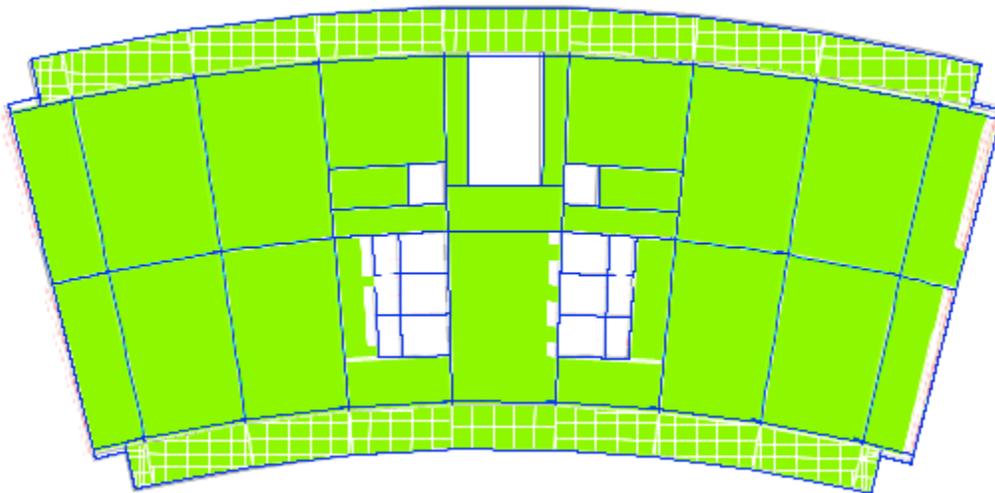
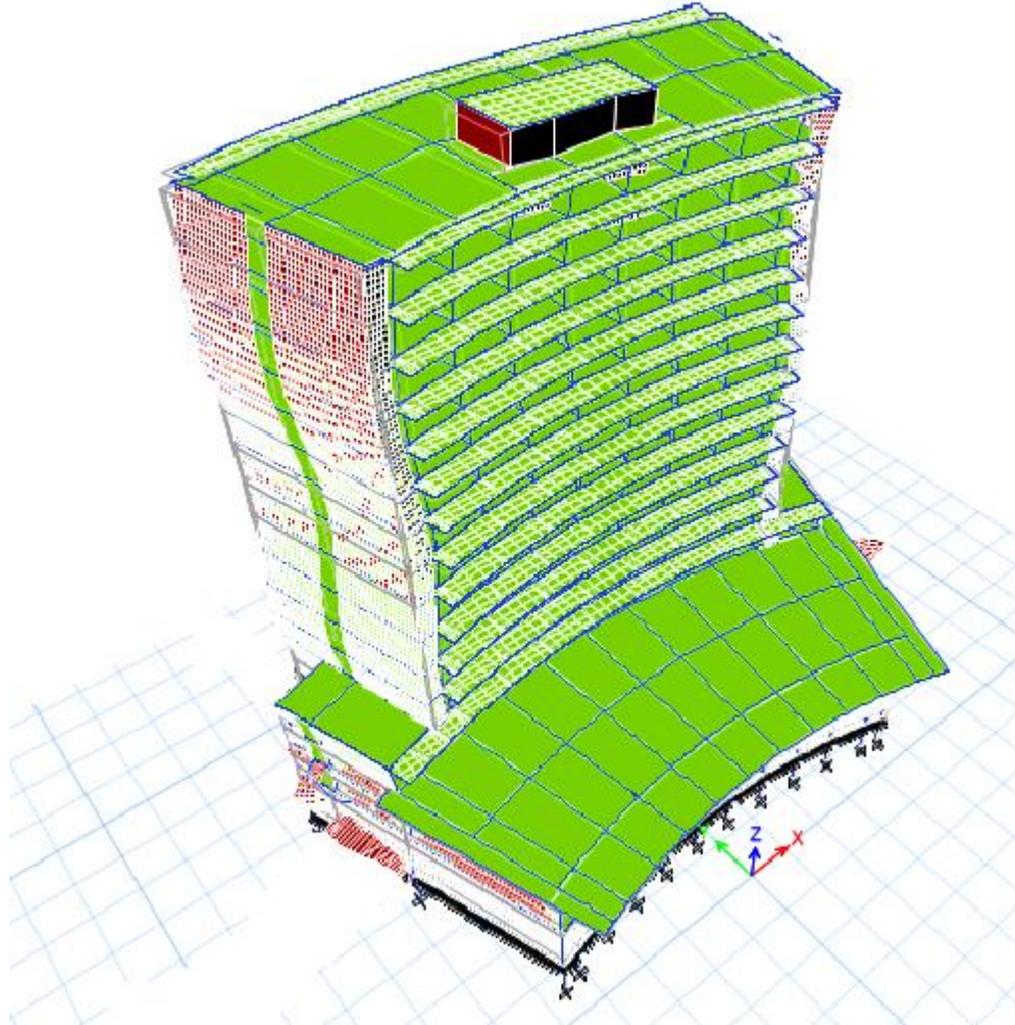
**ESTRUCTURA DEFORMADA, MODO 9**



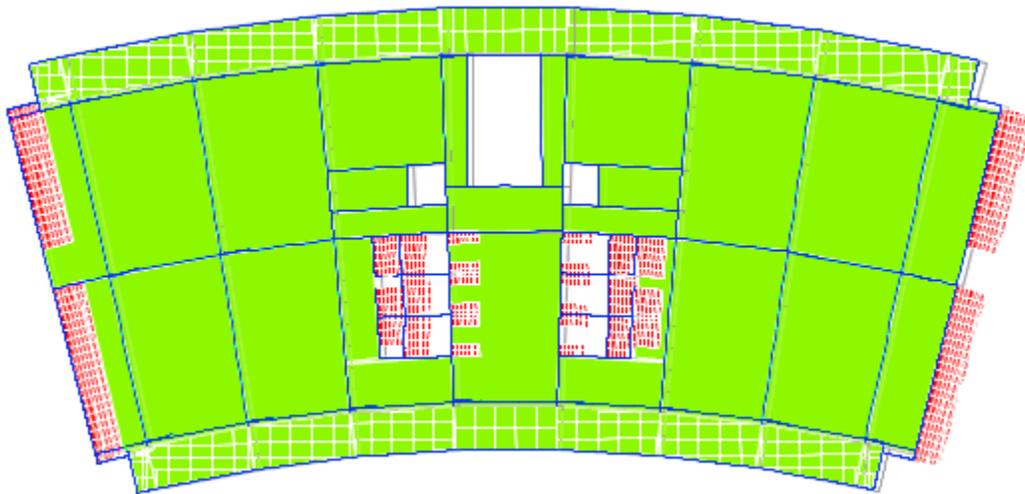
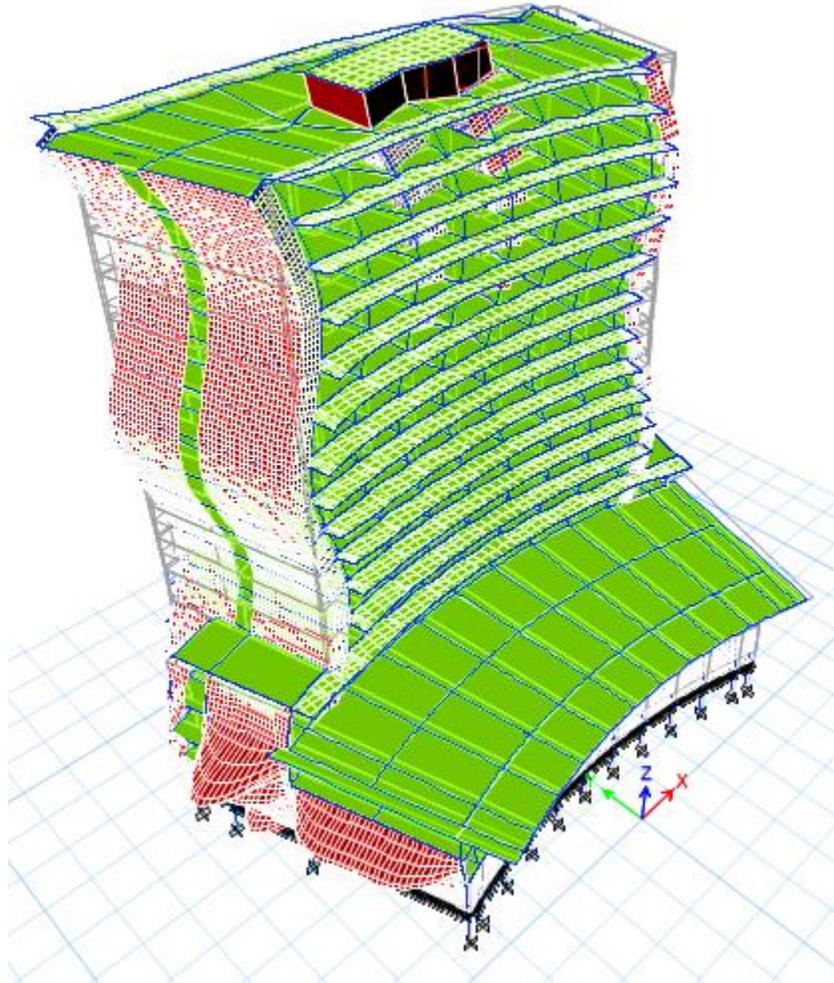
**ESTRUCTURA DEFORMADA, MODO 10**



**ESTRUCTURA DEFORMADA, MODO 11**



**ESTRUCTURA DEFORMADA, MODO 12**



# ***ANEXO 1***

See discussions, stats, and author profiles for this publication at: <https://www.researchgate.net/publication/301552395>

# METODOLOGÍA PROPUESTA PARA EJECUTAR Y PROCESAR MEDICIONES DE VIBRACIONES...

Article · January 2016

---

CITATIONS

0

READS

29

2 authors, including:



[Luis Carlos Esquivel](#)

University of Costa Rica

2 PUBLICATIONS 0 CITATIONS

SEE PROFILE

## **METODOLOGÍA PROPUESTA PARA EJECUTAR Y PROCESAR MEDICIONES DE VIBRACIONES AMBIENTALES UTILIZANDO ACELERÓGRAFOS TRIAXIALES EN EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO DE MENOS DE 100M DE ALTURA**

### **PROPOSED METHODOLOGY FOR EXECUTING AND PROCESSING AMBIENT VIBRATION MEASUREMENTS USING TRIAXIAL ACCELEROMETERS IN REINFORCED CONCRETE BUILDINGS LESS THAN 100M HIGH**

**Ing. Luis Carlos Esquivel Salas**

Laboratorio de Ingeniería Sísmica  
Universidad de Costa Rica  
San Pedro de Montes de Oca, San José, Costa Rica  
Correo Electrónico: [luiscarlos.esquivel@ucr.ac.cr](mailto:luiscarlos.esquivel@ucr.ac.cr)

**Ing. Víctor Schmidt Díaz, Ph.D.**

Laboratorio de Ingeniería Sísmica  
Universidad de Costa Rica  
San Pedro de Montes de Oca, San José, Costa Rica  
Correo Electrónico: [victor.schmidt@ucr.ac.cr](mailto:victor.schmidt@ucr.ac.cr)

#### **RESUMEN**

Se presenta una propuesta para la ejecución y procesamiento de datos de mediciones de vibraciones ambientales en edificios de concreto reforzado con un máximo de 100 metros de altura, utilizando al menos tres acelerógrafos triaxiales. Se basa en la experiencia generada producto de la realización de cinco mediciones de vibraciones de este tipo, aplicadas en tres edificios diferentes. Se dan lineamientos para la preparación y el diseño de la prueba, así como la descripción del equipo utilizado en las mediciones. Para el procesamiento de la información se propone preparar y editar los registros originales utilizando el intérprete de comandos (Shell) de Linux, obteniendo como resultado los registros en formato SAC con unidades de gals. Para la corrección, el filtrado, la generación de espectros de Fourier y funciones de transferencia se presenta un procedimiento utilizando el programa de computación Geopsy (Wathelet, 2011). Se concluye que, siguiendo los procedimientos descritos, se generan espectros y funciones de transferencia confiables, de los cuales se obtienen los períodos naturales de los primeros modos de vibración de la estructura.

**Palabras clave:** vibraciones ambientales; frecuencia natural; periodo natural; edificios; acelerógrafos; dinámica

## ABSTRACT

A proposal for the execution and data processing for ambient vibrations test on reinforced concrete buildings less than 100 meters high using triaxial accelerometers is presented. Is based on the experienced generated from executing five of this test on three different buildings. Guidelines for the preparation and design of the test, as well as the description of the equipment used are given. For the information processing, the use of Linux command interpreter (Shell) for the preparation and editing of the records is proposed, resulting in records on SAC format with gals units. For their correction, filtering, generation of the Fourier spectrum and transfer functions the use of Geopsy (Wathelet, 2011) software is recommended. It is concluded that following the described procedures, one can obtain reliable Fourier spectrum and transfer functions, from which the natural periods of vibration of the structure are obtained.

**Keywords:** Ambient vibrations, natural frequency, natural period, buildings, acelerographs, dynamics.

## 1 INTRODUCCIÓN

Se describe una propuesta para la realización de mediciones de vibraciones ambientales (MVA) en edificios, utilizando acelerógrafos triaxiales, con dos opciones de instalación: permanente o temporal. Así mismo, se propone un procedimiento para el procesamiento de los datos obtenidos de las pruebas, con el fin de que esta pueda ser utilizada como un insumo valioso para el estudio del comportamiento dinámico de los edificios. Estas propuestas son fruto de la experiencia generada al realizar cinco mediciones de vibraciones ambientales en tres distintos edificios en San José, Costa Rica, entre los años 2014 y 2015.

Las MVA en estructuras han tomado fuerza a nivel internacional en las últimas dos décadas (Michel, Guéguen & Bard, 2008), debido principalmente a lo económicas que son frente a otras opciones de pruebas dinámicas, como las vibraciones forzadas, y lo inocuas que son para el edificio y sus acabados. Además tienen la gran ventaja de poder realizarse con el edificio en operación, siempre y cuando la misma no produzca vibraciones excesivas, como por ejemplo procesos industriales que incluyan maquinaria pesada. Sin embargo, por ejemplo en un país como Costa Rica, este tipo de mediciones se han realizado una única vez a nivel de tesis de licenciatura (Carvajal, 2005), sin poder contar en esa ocasión con una sincronización por medio de GPS entre los acelerógrafos utilizados, lo cual eleva el nivel de precisión de la medición.

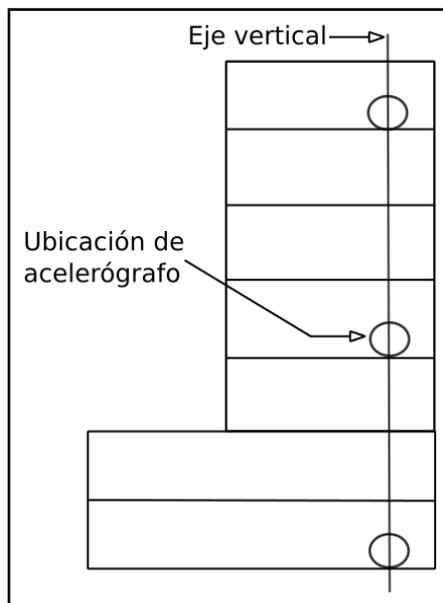
Entre los usos más comunes de este tipo de mediciones se encuentran la verificación de los modelos matemáticos utilizados para el diseño estructural, monitoreo de la salud estructural, verificación de intervenciones estructurales, detección de daños e inspección basada en vibraciones. Lo anterior es posible ya que al analizar los datos de las MVA se determinan parámetros dinámicos importantes en el rango elástico, utilizados por diversos códigos sísmicos a nivel internacional en los métodos de análisis elásticos de estructuras.

Las propuestas expuestas en este trabajo corresponden a identificaciones modales básicas, las cuales tienen como objetivo el determinar los periodos naturales de las estructuras utilizando el método clásico denominado “peak peaking” (Bendat & Piersol, 1993) y, opcionalmente, el amortiguamiento modal principal por medio de la técnica de decaimiento aleatorio. Para otros métodos de identificación modal se requiere comprobar la idoneidad del procedimiento aquí expuesto.

## 2 METODOLOGÍA PARA LA EJECUCIÓN DE MVA CON INSTRUMENTACIÓN TEMPORAL

- **Diseño de la prueba**

El diseño de la prueba consiste en la selección de los ejes y puntos de medición dentro del edificio, así como del equipo a utilizar y colocar en estos puntos. Los ejes de medición son líneas verticales que atraviesan el edificio, estos contienen al menos tres puntos de medición, como se aprecia en la figura 1.



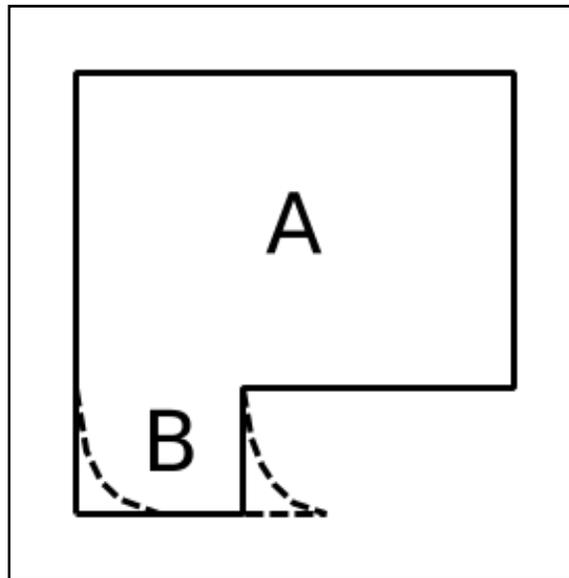
**Figura 1:** Ejemplo de elevación esquematizada de un edificio.

Para las MVA los autores recomiendan utilizar al menos tres ejes verticales de medición, principalmente para poder comparar resultados obtenidos para cada uno de los ejes. Si se utiliza un único eje, no se tiene punto de comparación para comprobar si los resultados obtenidos son consistentes. Con dos ejes, en caso de que los resultados sean diferentes para cada uno, no es posible discernir cuál de los dos es el correcto. Al contar con al menos tres ejes de medición se crea la oportunidad de obtener resultados semejantes en al menos dos de ellos,

posibilitando la identificación del eje con mayor probabilidad de contener algún error, ruido o participación nociva de algún ente externo al momento de la medición.

Adicionalmente, se pueden medir participaciones de una mayor cantidad de modos, ya que algunos se manifiestan con mayor energía en distintas partes del edificio. Por ejemplo, en las esquinas, generalmente se tiene una mayor participación de los modos torsionales.

Otra ventaja de utilizar al menos tres ejes de medición es que, en estructuras con plantas irregulares, se pueden comprobar comportamientos asociados a estas irregularidades. Por ejemplo, la planta irregular mostrada en la figura 2 puede presentar un comportamiento diferente para las partes A y B, lo que se puede comprobar colocando al menos un eje de medición en la parte A, otro en el ala B y comparar los periodos naturales de ambos ejes.



**Figura 2:** Planta irregular.

Finalmente, dependiendo del modo de vibración este se manifiesta con mayor, menor o nula energía en algunos puntos. Por esto, al tener al menos tres ejes de medición, se tiene más seguridad de medir la mayor cantidad de modos en los puntos donde se manifiesten con mayor energía.

Para determinar la ubicación de los ejes y puntos de medición se debe obtener información necesaria para realizar la prueba. La misma consta como mínimo de los planos estructurales y arquitectónicos, e idealmente, del modelo computacional utilizado para el análisis estructural y diseño del edificio.

Con los planos estructurales podemos darnos una buena idea de la regularidad, tanto en planta como en altura, del edificio. Si se cuenta con el modelo computacional del mismo, se puede estudiar su comportamiento dinámico teórico,

con el objetivo de encontrar los niveles donde suceden los mayores desplazamientos correspondientes a cada modo de vibración. Estos son los niveles donde es más provechoso ubicar los acelerógrafos para la medición. Cabe recalcar que estos deben estar lo más alineados posible verticalmente, formando un eje de medición compuesto por al menos tres puntos de medición.

De no contarse con el modelo computacional, se tienen dos opciones en función del tiempo con que se cuente para diseñar la prueba: crear un modelo propio desde cero basándose en los planos estructurales (se cuenta con un tiempo apropiado antes de realizar la prueba) o utilizar criterio ingenieril para estimar las mejores ubicaciones de los acelerógrafos, basándose en los planos, la experiencia y entendimiento del comportamiento dinámico de las estructuras.

Una vez que se tengan definidos los puntos de medición, estos deben ser sometidos a revisión por parte del representante administrativo del edificio, para que asegure el acceso a los mismos. En caso de que el acceso no fuera posible, se debe indicar un nuevo punto de medición y someterlo al proceso anteriormente descrito. Es conveniente tener puntos de medición alternativos en caso de no tener acceso a algunos de ellos de manera inesperada al momento de la medición.

- **Equipo utilizado temporalmente**

El equipo utilizado para las mediciones con instrumentación temporal consiste de tres acelerógrafos triaxiales de marca Nanometrics, modelo TitanSMA (ver figura 3) con sensores de fuerza balanceada (FBA por sus siglas en inglés), frecuencia de muestreo de hasta 200 muestras por segundo y capacidad de registrar aceleraciones de hasta 4 g. Cada uno de estos se traslada al edificio donde se realiza la prueba con su respectiva batería, GPS y cable de red para comunicarse con una computadora portátil.



**Figura 3:** Acelerógrafo Nanometrics TitanSMA con accesorios, instrumentación temporal

El equipo humano para la medición con instrumentación temporal debe estar compuesto de al menos una persona por acelerógrafo. Esto facilita el manejo, manipulación y vigilancia de los mismos, además de reducir de manera importante

el tiempo de duración de la prueba.

- **Preparación previa**

Antes de salir hacia el sitio de medición, se deben hacer algunos preparativos importantes para disminuir la posibilidad de contratiempos en la prueba. Primeramente, se deben probar los acelerógrafos, baterías, GPS, cables y computadoras portátiles a utilizar en la medición. Idealmente, se debe contar con un equipo completo adicional por cualquier eventualidad. Es importante configurar los parámetros de frecuencia de muestreo y aceleración máxima en todos los acelerógrafos con el mismo valor. Estos deben establecerse en 200 hz y 4 g respectivamente.

Seguidamente, se aconseja generar un portafolio con documentos relevantes para la medición, como lo son:

- Permisos para su realización, ya sea carta o correo electrónico.
- Esquemas donde se muestren los puntos de medición previamente definidos, al menos una copia por cada miembro del equipo humano que asistirá a la prueba.
- Reporte de medición donde se anote información relevante de la prueba como contactos, duración de la medición, equipos utilizados y responsables de cada uno de estos, descripción escrita y fotográfica del entorno de los puntos de medición.

Por último, corroborar que se cuenta con al menos un medio de comunicación entre todos los integrantes del grupo, por ejemplo celulares o walkie-talkies. Esto es muy importante para la coordinación durante la prueba, ya que cada persona estará en un nivel diferente del edificio. La opción de walkie-talkies es especialmente atractiva cuando la estructura cuenta con varios niveles de sótano, ya que la señal celular comúnmente presenta problemas en estos entornos.

- **Procedimiento de la prueba**

Una vez en el sitio de medición, se debe contactar al representante administrativo del edificio que concederá el acceso a los diferentes puntos de medición. El primer paso es ubicar los puntos del nivel inferior, esto debido a que generalmente es un sótano, por lo que toma más esfuerzo y tiempo ubicar el GPS de forma tal que reciba la señal necesaria. Generalmente se requiere de al menos dos personas para la colocación del GPS en los niveles de sótano, para el resto de niveles basta con una persona.

Seguidamente, se asigna un acelerógrafo a cada miembro del grupo, los cuales proceden a ubicarse en sus respectivos puntos de medición. Dentro del grupo se designa un encargado, el cual está pendiente del tiempo de medición de

cada eje vertical. Además, este coordina en qué momento se deben mover los acelerógrafos a las nuevas posiciones, hasta terminar con la totalidad de la prueba. Los tiempos de medición por cada eje deben ser de al menos 1000 veces el periodo fundamental de la estructura (Michel et al., 2008).

Previo a la colocación de los acelerógrafos en el piso, se debe limpiar la superficie para asegurarse que no haya alguna piedra pequeña u otros objetos bajo los tornillos de nivelación del acelerógrafo. Luego de nivelar el equipo y confirmar su correcto funcionamiento, se debe estar pendiente de que nadie ajeno lo manipule, camine demasiado cerca o se produzcan golpes fuertes cerca del mismo. Es aconsejable establecer un perímetro alrededor del acelerógrafo (por ejemplo utilizando conos de emergencia), con el fin de facilitar su visualización por parte de los usuarios del edificio y evitar algún contacto accidental.

### 3 METODOLOGÍA PARA LA EJECUCIÓN DE MVA CON INSTRUMENTACIÓN PERMANENTE

- **Equipo utilizado permanentemente**

El equipo utilizado para las mediciones con instrumentación permanente consiste de cinco acelerógrafos triaxiales marca Reftek, modelo 130-SMA (ver figura 4), con sensores del tipo estado sólido, frecuencia de muestreo de hasta 200 muestras por segundo y capacidad de registrar aceleraciones de hasta 4 g. La totalidad de estos acelerógrafos se encuentran en un edificio, registrando de manera permanente las aceleraciones del mismo. Cada equipo cuenta con una fuente de poder, batería de respaldo y conexión a Internet por cable de red; el GPS es único y común para los cinco equipos.



**Figura 4:** Acelerógrafo Reftek 130-SMA, instrumentación permanente.

- **Consideraciones generales**

En el caso de la instrumentación permanente, la ejecución de las MVA es relativamente más sencilla debido a que los acelerógrafos se encuentran previamente ubicados dentro del edificio, lo cual supone una disminución importante en tiempo y esfuerzo.

Con respecto al diseño de la prueba, para este tipo de instrumentación los ejes de medición se encuentran previamente definidos, sujetos a la ubicación de los acelerógrafos permanentes. La preparación previa consiste en obtener los permisos para la extracción remota de los datos, además de solicitar los planos estructurales y arquitectónicos con el fin de visualizar la ubicación de los acelerógrafos en el contexto del sistema estructural del edificio. Finalmente, el procedimiento de la prueba se reduce a la selección de las ventanas de tiempo con que se quiera trabajar. Es importante recordar que como mínimo, esta ventana de tiempo debe ser al menos 1000 veces el periodo fundamental de la estructura analizada.

#### **4 METODOLOGÍA PARA EL PROCESAMIENTO DE DATOS**

- **Shell de Linux**

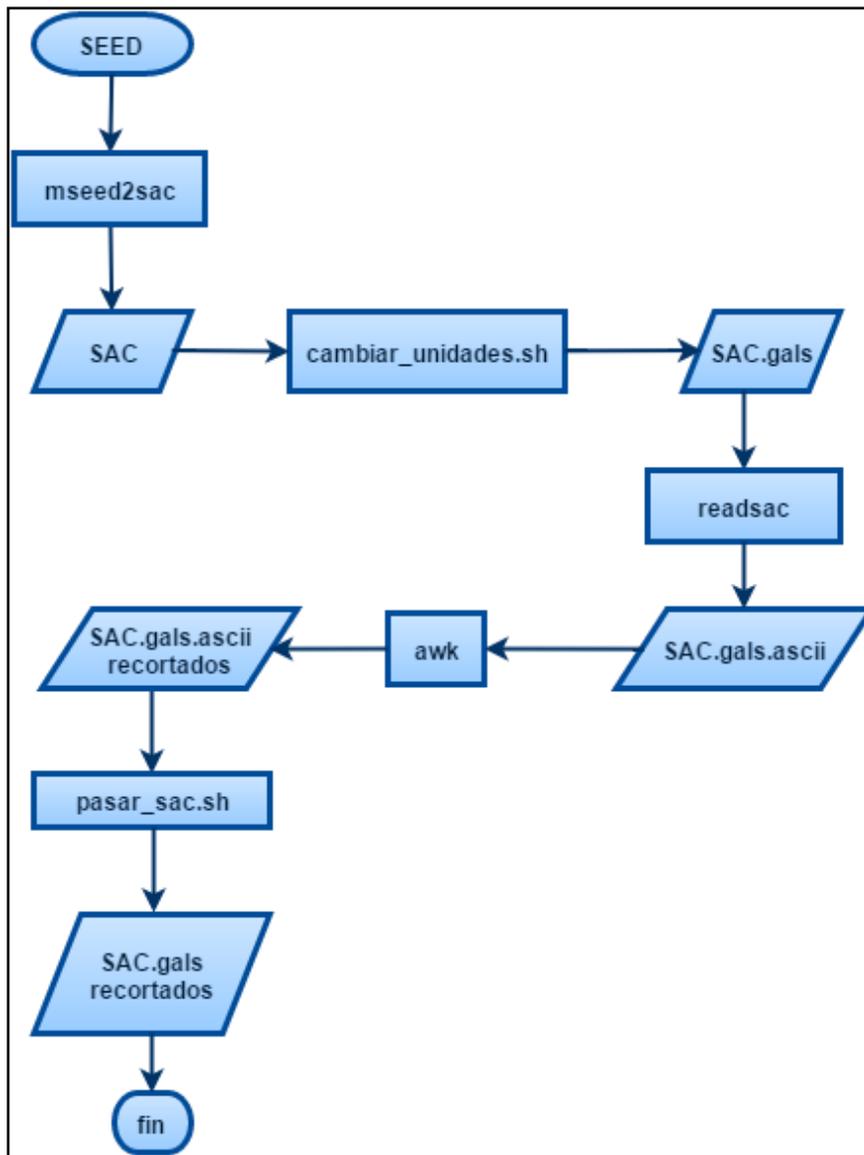
La información obtenida de la prueba debe ser procesada para obtener resultados confiables y con la mayor precisión posible. La primera decisión que se debe tomar es definir el formato de los registros a utilizar para realizar el análisis, ya que dependiendo de la marca del equipo este varía. En esta investigación se emplean equipos de las marcas Nanometrics y Reftek, los cuales almacenan datos utilizando los formatos SEED y RT respectivamente. Entonces, se debe seleccionar un formato común al cual convertir los dos anteriores; en este caso el formato escogido es SAC (Seismic Analysis Code), uno de los formatos más utilizados a nivel mundial por la comunidad de investigación sísmica.

Debido a la gran cantidad de datos que contiene un solo archivo de MVA (20 minutos de registro contienen 240 mil datos), su manipulación en hojas de cálculo es sumamente ineficiente en esta etapa. Por esta razón, para la transformación de formato y edición preliminar de los archivos se utiliza el intérprete de comandos del sistema operativo Linux, llamado Shell.

El Shell actúa como un intermediario entre el usuario y Linux, primero leyendo los comandos que se introducen en él, ejecutándolos dentro de Linux y luego generando resultados. La gran ventaja de utilizar el Shell es su eficiencia a la hora de manejar archivos con gran cantidad de datos, además de poder ejecutar rutinas desarrolladas por fabricantes de acelerógrafos y la comunidad científica para la conversión de formatos de registros acelerográficos.

Para el caso de los archivos en formato SEED, (ver figura 5) se empleó una rutina desarrollada por IRIS (Incorporated Research Institutions for Seismology) llamada *mseed2sac* para transformarlos al formato SAC. Los datos del archivo en formato SAC son convertidos a unidades de gals ( $\text{cm/s}^2$ ) utilizando una rutina escrita por el geólogo Aarón Moya, PhD, investigador del Laboratorio de Ingeniería Sísmica de la Universidad de Costa Rica. Dentro de esta, los archivos del formato

SAC son convertidos a ASCII con ayuda de otra rutina llamada *readsac*, obteniendo los archivos en formato de texto (SAC.gals.ascii en la figura 5).



**Figura 5:** Procesamiento de datos para archivos en formato SEED.

El objetivo de transformar los archivos a formato de texto es el poder utilizar el lenguaje *awk*, el cual está integrado en el Shell y trabaja exclusivamente este tipo de formato. Este lenguaje es muy poderoso para manipular archivos con grandes cantidades de datos, permitiendo editarlos de la forma que el usuario necesite en muy poco tiempo.

Con la ayuda de *awk* se obtiene la ventana de tiempo común para todos los registros de cada eje de medición. Los archivos conteniendo únicamente esta

ventana de medición se denominan “recortados”. Este recorte se debe hacer aún cuando los acelerógrafos se encuentren sincronizados entre sí por medio de GPS, que fue el método de sincronización utilizado en este trabajo. Lo anterior se debe a la necesidad de que el tiempo inicial y final sea exactamente el mismo para todos los archivos, aspecto trascendental en el cálculo de las funciones de transferencia.

Se debe recordar que esto no ocurre en el campo ya que en el sitio de medición cada acelerógrafo comienza y termina de registrar a una hora diferente. Por ejemplo, los acelerógrafos se van colocando y encendiendo conforme el operario del mismo ubica el punto de medición dentro del edificio. En el caso del primer nivel el acceso generalmente es inmediato, por lo que este acelerógrafo empieza a registrar antes que el que deba ubicarse en la azotea. Esto implica que el tiempo total del registro es mayor para un acelerógrafo en el primer nivel que en la azotea, por lo que para definir la ventana de tiempo común se debe recortar el registro más largo, el del primer nivel; de ahí la necesidad de editar los archivos en *awk*.

El archivo generado por *awk* es de tipo texto, por lo que se utiliza una rutina escrita por Moya llamada *cambiar\_unidades.sh*, que a su vez utiliza *writesac* para convertir archivos de texto al formato SAC. Estos archivos en formato SAC con unidades de gals, recortados para contener únicamente la ventana de tiempo de interés (SAC.gals recortados en la figura 5), son los que se utilizarán en Geopsy.

Para el caso de los archivos en formato RT (ver figura 6), se extrae directamente la ventana de interés por medio del programa *arcfetch2*, facilitado por el fabricante de los acelerógrafos Reftek. No hubo necesidad de cortes manuales debido a que estos acelerógrafos registran de manera continua, por lo que se extrae la misma ventana de tiempo para cada equipo indicando el tiempo inicial y final de interés para el usuario al programa *arcfetch2*, por medio de la conexión remota entre los acelerógrafos y un servidor. Luego se convierten al formato SAC por medio de la rutina *rt2sac* y se convierten a unidades de gals, al igual que para los archivos SEED.

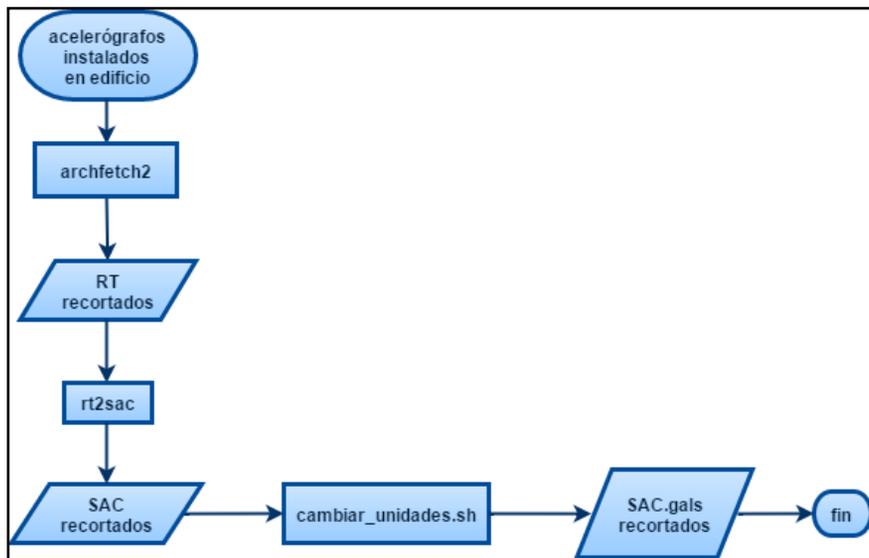


Figura 6: Procesamiento de datos para archivos en formato RT.

- **Geopsy**

Geopsy es un programa de computadora desarrollado por Marc Wathelet desde el año 2002, el cual es de licencia gratuita. El programa fue originalmente creado para procesar señales de ruido producidas por mediciones de carácter geofísico, en la actualidad cuenta con una rutina específica para el análisis de mediciones de vibraciones ambientales en estructuras.

En esta investigación Geopsy se utiliza para corregir y filtrar las señales, así como la generación de los espectros de Fourier y funciones de transferencia a partir de estas.

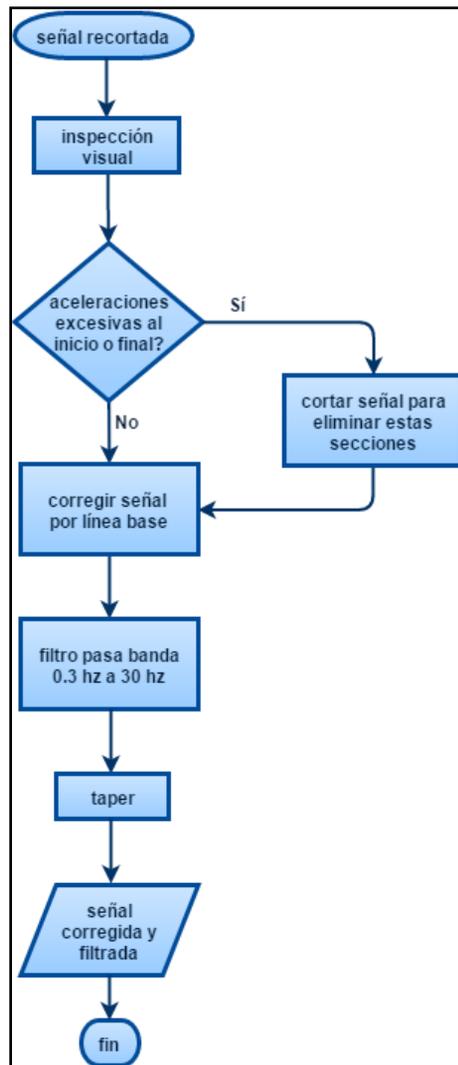
- **Corrección y filtrado**

El procedimiento para la corrección y filtrado de las señales se resume en la figura 7. Lo primero por hacer a cada una de las señales es una inspección visual con el objetivo de identificar anomalías o incongruencias, como aceleraciones evidentemente excesivas producto frecuentemente de algún golpe o manipulación del acelerógrafo. Para los casos en que esto ocurre al principio o final del registro, la señal se corta manualmente utilizando la función “cortar” de Geopsy para eliminar esta sección alterada. En caso de que la alteración se encuentre cerca de la mitad del registro, se utilizan algoritmos explicados más adelante para eliminar estas secciones del análisis.

Se procede a corregir la señal por línea base, para luego aplicar el filtro frecuencial tipo pasa banda, filtrando las señales entre los 0.3 hz y los 30 hz, límites utilizados ampliamente en procesamiento de registros de vibraciones ambientales en estructuras (Domínguez, 2012). Finalmente, se aplica una disminución gradual al principio y final del registro, llamada *taper*, con el objetivo de que este inicie y finalice en cero.

- **Espectro de Fourier y Función de Transferencia**

Una vez corregida y filtrada la señal, se procede a la elaboración de los espectros de Fourier y las funciones de transferencia, de los cuales se obtienen las frecuencias naturales de la estructura. Para esto, Geopsy ofrece las herramientas de “espectro” y “espectro de la estructura”, las cuales son análogas al espectro de Fourier y función de transferencia, respectivamente.



**Figura 7:** Corrección y filtrado de la señal.

Para ambos casos, la principal variable en su determinación es la ventana de análisis utilizada, la cual a su vez tiene otros parámetros para definirla completamente. Para esta investigación se prueban varias formas de definir estas ventanas, a saber:

1. Ventanas automáticas: se indica a Geopsy que utilice un determinado criterio de selección para obtener ventanas con características óptimas.
2. Ventanas manuales: el usuario que está procesando la información selecciona las ventanas a su criterio, proceso obviamente subjetivo.
3. Una sola ventana: manualmente se indica a Geopsy que utilice una sola ventana de la duración total de la medición.

4. Ventanas automáticas decimadas: igual a la opción 1, con la diferencia de que el registro contiene una menor cantidad de datos al aplicar una decimación en el tiempo, en este caso por un factor de tres.

El criterio de selección utilizado para obtener las ventanas automáticas implementa el algoritmo STA y LTA, promedio de tiempo corto y promedio de tiempo largo respectivamente. El mismo es comúnmente usado para la identificación de eventos (sismos) durante el registro continuo en estaciones acelerográficas, asegurando de esta manera su almacenamiento, disparo de alarmas y otras funciones.

En el caso de las vibraciones ambientales, se utiliza de manera inversa para identificar picos de aceleraciones fuera del rango de interés de estas mediciones, correspondientes a excitaciones puntuales producidas, por ejemplo, por golpes fuertes al entrepiso. De esta forma esta porción del registro no se toma en cuenta, consecuentemente no se le asigna ventana para el cálculo de los espectros de Fourier y funciones de transferencia. Se define un STA de 1 segundo y un LTA de 30 segundos, una razón STA/LTA mínima de 0.5 y máxima de 2.5 en la señal cruda (Atakan, Bard, Kind, Moreno, Roquette, Tendo & SESAME Team, 2004).

Para determinar cuál forma de definir las ventanas de análisis produce mejores resultados, en esta investigación se toman dos registros de vibraciones ambientales y se analizan con cada una de las propuestas de selección de ventanas enumeradas anteriormente. En el caso específico de ventanas automáticas, se deben analizar adicionalmente los parámetros para la delimitación de la longitud de tiempo. Geopsy brinda varias opciones para esto, en este trabajo se utiliza la opción de delimitación por medio de límites inferiores y superiores.

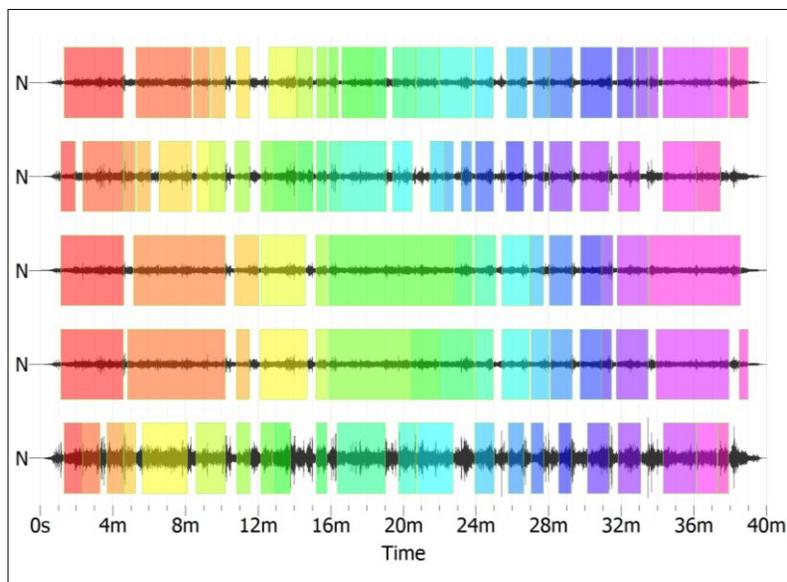
Lo anterior consiste en suministrar al software el valor de tiempo mínimo y máximo de la ventana de análisis. La longitud final debe estar dentro de estos límites y se termina de definir al aplicar el logaritmo STA LTA. Se investigaron los límites de tiempo de 30 a 1800 segundos y de 20 a 40 segundos, este último recomendado por Málaga y Gómez (2007). El valor de 1800 segundos corresponde a la duración total de la ventana de medición, 30 minutos por cada eje de medición.

En la tabla 1 se muestran los coeficientes de variación de las frecuencias naturales asociados a las formas de escoger las ventanas. Para el caso específico de una sola ventana, naturalmente no aplica el coeficiente de variación, por lo que se realiza en su lugar una comparación de los espectros de Fourier. En esta se pudo observar que utilizando una sola ventana se pueden reconocer claramente las dos primeras frecuencias fundamentales, pero el contenido de frecuencias altas es mucho mayor que cuando se utilizan varias ventanas. Debido a las limitaciones que conlleva utilizar una sola ventana, como lo son la imposibilidad de remover aceleraciones excesivas producto de excitaciones bruscas y puntuales, o el hecho de no poder comparar para un registro estimaciones de frecuencias naturales de varios tramos del mismo, se decide utilizar alguna de las otras formas de selección de ventanas.

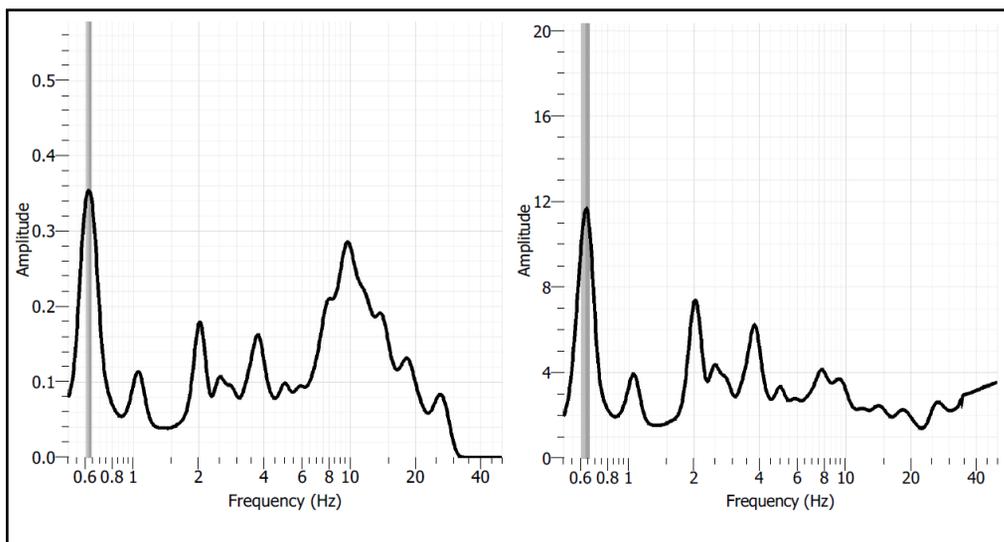
**Tabla 1:** Coeficientes de variación de las frecuencias fundamentales.

Ventanas	Coeficiente de Variación	
	Registro No. 1	Registro No. 2
Automáticas de 20 a 40 seg.	10.7%	13.7%
Automáticas de 30 a 1800 seg.	10.1%	6.4%
Manuales	10.2%	11.2%
Automáticas decimadas por 3	9.2%	11.7%

De la tabla 1 se puede observar, en el caso del registro 1, que los coeficientes de varianza son similares y el menor de ellos corresponde a las ventanas automáticas decimadas por un factor de tres. En el caso del registro 2, el menor coeficiente de varianza corresponde a las ventanas automáticas de 30 a 1800 segundos. Se decide trabajar con esta última (sin decimar) debido a que la cantidad de datos no fue una limitante para el manejo de los archivos SAC.gals.recortados en Geopsy, además de que para el caso del registro 2 el coeficiente de variación es bastante menor al resto. En la figura 8 se muestra un ejemplo de la selección de ventanas automáticas de 30 a 1800 segundos para generar espectros de Fourier, para un edificio con cinco acelerógrafos. Cada ventana tiene asociado un color para poder diferenciarlas.

**Figura 8:** Ejemplo de selección de ventanas automáticas con Geopsy.

Tomando en cuenta los anteriores puntos, finalmente se procede a generar los espectros de Fourier y funciones de transferencia con la ayuda de Geopsy. De estos gráficos se pueden leer los períodos naturales por medio, por ejemplo, del método “peak picking” mencionado en la introducción de este documento. A continuación se muestra un ejemplo del resultado final.



**Figura 9:** Espectro de Fourier (izquierda) y función de transferencia (derecha).

La figura 9 corresponde al mismo punto de medición, por lo que las diferencias observadas corresponden propiamente a la forma de definir cada espectro. Las líneas verticales que atraviesan los primeros picos de cada espectro corresponden a la frecuencia fundamental, determinada según el espectro de Fourier y la función de transferencia. Como se puede apreciar, en este caso ambos estiman la frecuencia fundamental muy cercana a los 0.6 hz, produciendo resultados consistentes. Una observación interesante es lo que sucede luego de los 6 hz, donde las frecuencias altas se manifiestan con mayor energía en el espectro de Fourier. Una de las ventajas de las funciones de transferencia es precisamente disminuir la participación de entes externos en el análisis de la señal, asociados generalmente con estas altas frecuencias.

## 5 CONCLUSIONES

Se expone una propuesta para realizar mediciones de vibraciones ambientales y el procesamiento de sus datos utilizando acelerógrafos triaxiales en edificios de concreto reforzado de menos de 100m de altura, con el objetivo de identificar sus primeros períodos naturales de vibración. Se propone el equipo a utilizar, una metodología de diseño de la prueba, la preparación previa necesaria y el procedimiento de una medición de vibraciones típica, tanto para el caso de instrumentación temporal como permanente.

La medición puede ser ejecutada con tres acelerógrafos triaxiales que cumplan las características descritas en este trabajo, manejados por tres personas; el tiempo total de duración depende del área y altura del edificio, así como las facilidades para moverse internamente. Por ejemplo, una MVA con instrumentación temporal realizada por los autores para un edificio de 12 pisos en construcción, sin ascensores funcionando, con un equipo de tres personas, tres ejes de medición con ventanas de tiempo de 30 minutos cada uno, tarda alrededor de seis horas. Por otro lado, otra MVA con el mismo equipo humano, mismos acelerógrafos, la misma cantidad de puntos pero en un edificio de seis pisos, totalmente terminado y con ascensores funcionando, tarda tres horas.

Así mismo, se detalla una propuesta para el procesamiento de la información generada de este tipo de pruebas. Se propone la utilización de intérprete de comandos de Linux, Shell, para la preparación y edición de los registros, así como el software especializado Geopsy para la corrección y filtrado de los mismos. También se propone utilizar este software para la generación de los espectros de Fourier y las funciones de transferencia, de los cuales se obtienen los períodos fundamentales por medio del método "pick picking".

Adicionalmente se concluye que utilizando ventanas de análisis automáticas definidas por medio del algoritmo STA LTA, con límite de tiempo inferior de 30 segundos y superior correspondiente a la totalidad de la ventana de medición, en este caso de 1800 segundos, se producen resultados confiables y consistentes. Lo anterior basado en el diseño, ejecución y análisis de resultados de cinco mediciones de vibraciones ambientales en edificios de concreto reforzado de menos de 100 m de altura, realizadas entre los años 2014 y 2015.

## 6 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. [Atakan, K., Bard P., Kind F., Moreno B., Roquette P., Tendo A. & SESAME Team. \(2004\). J-SESAME: A Standardized Software Solution for the H/V Spectral Ratio Technique. En: 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, Canadá.](#)
2. [Bendat, J. & Piersol, A. \(1993\). Engineering Applications of Correlation and Spectral Analysis. 2da edición, John Wiley & Sons, Nueva York, USA.](#)
3. Carvajal, O. (2005). Identificación de parámetros dinámicos de dos tipos de edificio, utilizando técnicas analíticas y experimentales (Tesis de Grado). Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.
4. Domínguez, A. (2012). Determinación de las propiedades dinámicas y efecto de la interacción suelo-estructura de un edificio en la ciudad de México mediante un estudio de vibración ambiental. (Tesis de maestría en Estructuras). Instituto Politécnico Nacional, México.
5. Michel, C., Guéguen, P. & Bard, P. (2008). Dynamic parameters of structures extracted from ambient vibration measurements: an aid for the seismic vulnerability assessment of existing buildings in moderate seismic hazard

regions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28, 293-604. Recuperado de [http:// www.elsevier.com/locate/soildyn](http://www.elsevier.com/locate/soildyn)

6. Málaga, C. & Gómez, O. (2007). Caracterización Estructural por medio de Vibraciones Ambientales. En: *XVI Congreso Nacional de Ingeniería Civil*. Arequipa, Perú.
7. Wathelet, M. (2011). Geopsy: Geophysical Signal Database for Noise Array Processing (Versión 2.9.0) [Programa computacional]. Disponible en <http://www.geopsy.org>.