



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Evaluación integral de la seguridad
estructural de edificaciones existentes
dañadas por sismos de gran magnitud**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniera Civil

P R E S E N T A

Daniela Giovanna Razo Carrasco

DIRECTOR DE TESIS

M. I. Octavio García Domínguez



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2019



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/029/19

Señorita
DANIELA GIOVANNA RAZO CARRASCO
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"EVALUACIÓN INTEGRAL DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES EXISTENTES
DAÑADAS POR SISMOS DE GRAN MAGNITUD"**

- INTRODUCCIÓN
- I. ANTECEDENTES
- II. METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN INTEGRAL DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES
- III. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA A UN CASO DE ESTUDIO
- IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- BIBLIOGRAFÍA


Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 4 de marzo del 2019.
EL PRESIDENTE


M.I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN

GLR/MTH*gar.



EVALUACIÓN INTEGRAL DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES EXISTENTES DAÑADAS POR SISMOS DE GRAN MAGNITUD

Daniela Giovanna Razo Carrasco

Director de tesis:
M. en I. Octavio García Domínguez

Agradecimientos

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por brindarme la oportunidad de estudiar el bachillerato y la educación universitaria.

A la Facultad de Ingeniería, por darme los conocimientos y herramientas para culminar la carrera en Ingeniería Civil.

A todos mis profesores, que a lo largo de toda mi educación han causado gran influencia en mi formación académica y personal.

A mis profesores en el área de estructuras, por ayudarme a encontrar mi vocación y mi camino.

Al M. en I. Octavio García Domínguez, por todo su conocimiento y experiencia, por su guía, paciencia, amistad y consejos a lo largo del desarrollo de esta tesis y de los proyectos en los que hemos colaborado.

Al M. en I. Armando Victoriano Gallegos Suarez, por ayudarme a encontrar mi vocación y brindarme mi primera oportunidad de trabajo profesional.

Al Dr. Mauro Pompeyo Niño Lázaro, por todo el conocimiento que adquirí en sus clases y por sus correcciones en este trabajo.

Al M. en I. German López Rincón, por su conocimiento y experiencia reflejados en sus comentarios para este trabajo.

Al M. en I. Luis Candelas Ramírez, por sus importantes comentarios para este trabajo.

Agradecimientos

A mi madre, María del Socorro Carrasco Barrera, por cuidarme, apoyarme y amarme incondicionalmente, pero sobre todo por inculcarme los valores y lecciones que me han traído hasta aquí. Todos mis éxitos son para ti, te amo.

*A mi padre, José Julio Razo Sánchez, por todo su esfuerzo y trabajo para que toda mi familia saliera adelante, por su visión e inteligencia que se refleja en lo que soy hoy en día.
Te amo, papá.*

A mis hermanas, Julieta y Sandra, por su apoyo incondicional durante toda mi formación académica y por enseñarme con el ejemplo que la superación es una decisión personal.

A Iván Paredes Reséndiz, por darme apoyo y consejo tal como lo haría un hermano.

A José Ángel Torres Gómez, por ser una constante durante toda esta etapa de cambios y por la felicidad que me has dado aún en la adversidad.

A todos mis amigos y compañeros durante mi camino por la preparatoria y la facultad, por los buenos y malos momentos, por las experiencias, por las risas y lo que aprendimos juntos.

*"INTENTA NO VOLVERTE UN HOMBRE DE ÉXITO, SINO VOLVERTE
UN HOMBRE DE VALOR"*

Albert Einstein

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	1
<i>Objetivo de la tesis y alcances</i>	3
<i>Contenido del trabajo</i>	4
1. ANTECEDENTES.....	5
1.1 Sismos en México y el Mundo	6
1.2 Efectos de los sismos en las edificaciones.....	9
1.3 Normatividad vigente.....	14
1.4 La seguridad estructural de las edificaciones.....	15
1.5 Metodologías de evaluación estructural	17
2. METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN INTEGRAL DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES.....	18
2.1 Proceso de evaluación y metodología.....	19
<i>Primer Nivel</i>	20
<i>Segundo Nivel</i>	21
<i>Tercer Nivel</i>	23
2.2 Revisión de la información técnica.....	25
2.3 Inspección estructural ocular detallada	27
2.4 Pruebas para determinar propiedades mecánicas de materiales.....	35
2.4.1 Pruebas en elementos destructivas.....	35
<i>Corazones de Concreto</i>	35
<i>Calas</i>	36
2.4.2 Pruebas en elementos no destructivas.....	37
<i>Esclerómetro</i>	37
<i>Métodos electromagnéticos</i>	38
2.4.3 Pruebas adicionales.....	39
<i>Carbonatación</i>	39
<i>Determinación de contenido de cloruros</i>	39
2.5 Levantamiento geométrico.....	40
2.6 Estudio topográfico.....	41
2.7 Estudios geotécnicos.....	43
2.7.1 Exploración Directa Somera.....	44
2.7.2 Exploración Directa Profunda.....	46
2.7.3 Exploración Indirecta.....	48
2.8 Estudios dinámicos.....	50
2.8.1 Vibración forzada.....	51
2.8.2 Vibraciones ambientales.....	51

2.8.3	Procesamiento y análisis de señales.....	52
	<i>Amplitud y fase.....</i>	53
	<i>Espectro de potencia y función de transferencia.....</i>	54
	<i>Función de coherencia.....</i>	54
2.8.4	Interpretación del análisis de señales.....	55
	<i>Determinación de frecuencias.....</i>	55
	<i>Determinación de formas modales.....</i>	56
	<i>Determinación del nivel de amortiguamiento.....</i>	57
2.9	Modelación estructural.....	62
	<i>Geometría del modelo.....</i>	62
	<i>Propiedades de los materiales y secciones transversales de los elementos.....</i>	63
	<i>Condiciones de carga.....</i>	64
2.10	Calibración del modelo estructural con base en estudios dinámicos.....	65
	<i>Estimación de Cargas Vivas y/o Muertas para el desarrollo de modelos preliminares.....</i>	65
	<i>Rigidez lateral.....</i>	66
	<i>Condiciones de frontera.....</i>	66
2.11	Criterios y Acciones de para el análisis y diseño.....	67
	<i>Determinación de acciones de diseño.....</i>	67
2.12	Análisis estructural.....	70
2.13	Revisión de estados límite.....	71
3	APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA A UN CASO DE ESTUDIO.....	73
3.1	Ilustración de trabajos y estudios de campos para el diagnóstico de daño en estructuras: Edificio de Uso Escolar	74
3.2	Evaluación integral de la seguridad estructural del Edificio R de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.....	90
3.2.1	Revisión de la información técnica.....	90
3.2.2	Inspección estructural ocular detallada.....	92
3.2.3	Pruebas para determinar propiedades mecánicas de materiales.....	98
3.2.4	Levantamiento geométrico.....	98
3.2.5	Estudio topográfico.....	98
3.2.6	Estudios geotécnicos.....	98
3.2.7	Estudios dinámicos.....	99
3.2.8	Modelación estructural.....	110
3.2.9	Calibración de modelo estructural con base en estudios dinámicos.....	115
	<i>Estimación de Cargas vivas y/o Muertas para el desarrollo de modelos preliminares.....</i>	115

<i>Rigidez lateral</i>	115
3.2.10 Criterios y acciones para el análisis y diseño.....	117
3.2.11 Análisis estructural.....	120
3.2.12 Revisión de estados límite.....	121
<i>Revisión de Cortante Basal Mínimo</i>	121
<i>Revisión de Desplazamientos</i>	121
<i>Revisión de Resistencia</i>	123
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	126
<i>Ilustración de trabajos y estudios de campos para el diagnóstico de daño en estructuras: Edificio de Uso Escolar</i>	128
<i>Evaluación integral de la seguridad estructural del Edificio R de la Facultad de Ingeniería, UNAM</i>	129
BIBLIOGRAFÍA	131

GLOSARIO

En orden de aparición

<i>Abreviatura</i>	Significado
<i>RCDF</i>	Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal
<i>GCDMX</i>	Gobierno de la Ciudad de México
<i>(CENAPRED)</i>	Centro Nacional de Prevención de Desastres
<i>UNAM</i>	Universidad Nacional Autónoma de México
<i>USGS</i>	Servicio Geológico de los Estados Unidos
<i>MINEDUC</i>	Ministerio de Educación de Chile
<i>SGM</i>	Sistema Geológico Mexicano
<i>MDOC</i>	Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE
<i>CFE</i>	Comisión Federal de Electricidad
<i>NTC</i>	Normas Técnicas Complementarias
<i>NTC-DS</i>	Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo
<i>FEMA</i>	Agencia Federal para el Manejo de Emergencias de los Estados Unidos
<i>DE-DICYG</i>	Departamento de Estructuras de la División de Ingenierías Civil y Geomática
<i>SIAPA</i>	Sistema Intermunicipal de los Servicios Agua Potable y Alcantarillado de Jalisco
<i>NTC-CADEE</i>	Normas Técnicas Complementarias de los Criterios y Acciones de Diseño Estructural de las Edificaciones
<i>NTC-DCEC</i>	Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto
<i>SASID</i>	Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño
<i>PRODISIS</i>	Programa de Diseño Sísmico
<i>NTC-DCC</i>	Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones.



INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN

La verificación de la seguridad estructural de las construcciones es una práctica de vital importancia para evitar pérdidas humanas y económicas, producto las diferentes acciones estáticas y/o dinámicas a las que pueden estar sujetas durante su vida útil. Dadas las condiciones de sismicidad que prevalecen en gran parte de nuestro país, el diseño de las edificaciones regularmente está regido por las acciones sísmicas y sus efectos sobre éstas, constituyendo una de las áreas de estudio más importantes en el campo de la ingeniería estructural; en esta área trabajan distintos grupos de académicos, investigadores, empresas y profesionales de la práctica, cuyas contribuciones han permitido mejorar y desarrollar nuevas normas de diseño para contar con construcciones más seguras. Actualmente, los reglamentos de diseño sísmico evalúan la seguridad estructural de las construcciones mediante el cumplimiento de estados límite de servicio y de falla, como es el caso del RCDF (GCDMX, 2017), el cual se aplica en la zona metropolitana de la Ciudad de México y se usa como referencia en distintas entidades federativas de nuestro país. De acuerdo con este código, se alcanza un estado límite de comportamiento en una construcción cuando se presenta una combinación de fuerzas, desplazamientos, niveles de fatiga, o varios de ellos, que determina el inicio o la ocurrencia de un modo de comportamiento inaceptable de dicha construcción.

El incumplimiento del estado límite de servicio puede generar efectos perceptibles capaces de alterar o perturbar la funcionalidad de una edificación y/o el nivel de confort de los usuarios. Entre los efectos más comunes se encuentran las vibraciones y deformaciones excesivas en la estructura que no permitan el correcto uso de las instalaciones o que requieran la modificación del inmueble. Por otro lado, el incumplimiento del estado límite de falla, también llamado estado límite de resistencia, pone en riesgo la capacidad y estabilidad de la estructura ante acciones de diseño. La excedencia de ambos estados límite se manifiesta a través de diversas evidencias físicas y/o analíticas que pueden ser detectadas mediante diferentes niveles de evaluación.

En nuestro país, dependiendo de los resultados del primer nivel de evaluación y de la importancia de la estructura, se realiza una evaluación más detallada a cargo de personal especializado, en otros países como Japón, todas las estructuras clasificadas como importantes, cuentan con un ingeniero especialista designado para su revisión y evaluación post-sísmica.

En caso de no satisfacer el estado límite de falla, el RCDF (GCDMX, 2017) establece que las estructuras del grupo B que no presenten daño no están obligadas a reforzarse, no así, el caso de todas las estructuras del grupo A, las cuales deben reforzarse aún si no se presenta daño en su estructura para que cumplan los nuevos niveles de demanda sísmica.

Objetivo de la tesis y alcances

En este trabajo se presenta, con detalle, una propuesta de metodología para realizar la evaluación integral de la seguridad estructural de edificaciones de concreto reforzado existentes afectadas por sismos con base en trabajos de campo y de gabinete. También puede ser aplicada a las construcciones nuevas sobre las cuales se tenga duda de su integridad o comportamiento estructural, o bien a estructuras que han sido reforzadas y se desea verificar la eficacia de los trabajos realizados.

Para fines comparativos, se incluye la descripción de otros dos niveles de evaluación; el primero de ellos, denominado evaluación de emergencia, es utilizado por personal de Protección Civil; un segundo nivel, evaluación estructural mediante inspección ocular (CENAPRED, 2011), es sugerido por el CENAPRED y puede realizarse de manera rápida o completa.

Las etapas de la metodología propuesta están basadas en la normatividad vigente y en las buenas prácticas de la ingeniería civil. En cada etapa, se especifican los trabajos y estudios necesarios para recabar la información que permita desarrollar modelos estructurales representativos de las edificaciones en su condición actual, con objeto de verificar el cumplimiento de los estados límite establecidos por las normas vigentes.

La metodología también incluye recomendaciones para monitorear el deterioro de la rigidez lateral e integridad estructural, a través de la evolución de los parámetros que caracterizan el comportamiento dinámico de una estructura, a saber, el porcentaje de amortiguamiento crítico, las formas modales y sus respectivos periodos naturales de vibrar.

Los trabajos de campo y de gabinete de la metodología, involucran la participación de profesionales de distintas especialidades entre las que se encuentran la geotecnia y la topografía; sin embargo, dada la amplitud del tema, este trabajo se enfoca fundamentalmente en describir los aspectos estructurales. Otro tipo de estudios comúnmente utilizados, serán expuestos de manera somera, destacando su importancia dentro del proceso de evaluación.

Se pretende que el desarrollo de este trabajo sirva de referencia y como material de consulta para estudiantes y profesionales de la ingeniería civil que participen en la evaluación de la seguridad estructural de las numerosas edificaciones existentes con un daño importante y que representan un riesgo para la población.

Para mostrar la aplicación de la metodología, se presentan dos casos de estudio; el primero de ellos ilustra la realización de estudios y trabajos de campo orientados a determinar las propiedades mecánicas e integridad de los materiales y elementos estructurales de un edificio de uso escolar que resultó dañado producto del sismo del 19 de septiembre del 2017; en el segundo caso se aplica la metodología de evaluación integral al edificio R de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, Campus Central.

Contenido del trabajo

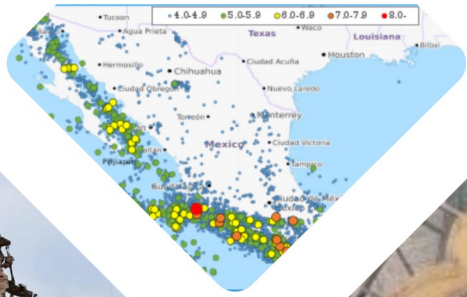
El contenido de este trabajo se divide en 3 capítulos, el primero es introductorio y describe los efectos de los eventos sísmicos en la seguridad estructural de las edificaciones, la importancia de evaluar dichos efectos y algunas metodologías propuestas por organismos y códigos de diversos países, incluyendo el nuestro.

En el capítulo 2, considerado como la médula ósea de este trabajo, se describen las diferentes etapas que constituyen la evaluación integral de la seguridad estructural de las edificaciones, como lo son la revisión de la información técnica existente del inmueble, las visitas a la edificación para la realización de la inspección estructural ocular detallada, las diferentes pruebas para determinar propiedades mecánicas de los materiales que componen a la estructura evaluada, el levantamiento geométrico de la edificación y de sus elementos estructurales, así como los estudios topográficos, geotécnicos y dinámicos que nos permiten caracterizar las condiciones reales de la edificación y determinar todos los daños existentes.

La información recabada sirve de base para el desarrollo de un modelo estructural de la edificación que, después de ser calibrado para que sea representativo de sus condiciones reales, es utilizado para realizar el correspondiente análisis estructural y revisión de los estados límite, según la normatividad vigente en la Ciudad de México.

En el capítulo 3, se presentan dos casos de estudio, el primero perteneciente a un plantel educativo dañado por el sismo del 19 de septiembre de 2017, en el que se ilustra la realización de pruebas y trabajos de campo que permiten establecer las condiciones físicas de la edificación; en el segundo caso se realiza la aplicación de la metodología de la evaluación propuesta, en el edificio R de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

Finalmente, se presentan conclusiones y recomendaciones generales aplicables en cada etapa de la metodología propuesta, así como la bibliografía y referencias técnicas consultadas para la realización de esta tesis.



ANTECEDENTES



1. ANTECEDENTES

1.1 Sismos en México y el Mundo

El daño en una estructura puede presentarse por diversas causas, una de las principales son las causas accidentales o “cargas variables” provocadas por diferentes fenómenos naturales, de los cuales no sabemos, con certeza, cuando ocurrirán o con que magnitud se presentarán. Actualmente, los ingenieros e investigadores encargados de redactar los reglamentos y normas utilizados para el diseño, construcción y evaluación de las edificaciones cuentan con información y métodos para desarrollar la reglamentación, de manera que podamos enfrentar a estos fenómenos; mucha de esta información se ha derivado de las experiencias de los sismos recientes.

Para prevenir y evaluar los daños en las construcciones, hay que conocer los fenómenos que los provocan; los sismos se presentan como vibraciones o movimientos de suelo de gran intensidad y son causados por la interacción entre las placas tectónicas que forman la corteza terrestre. Las principales zonas donde se presentan con mayor frecuencia los sismos son los límites de las diferentes placas tectónicas, las cuales se muestran en la fig. 1.1.

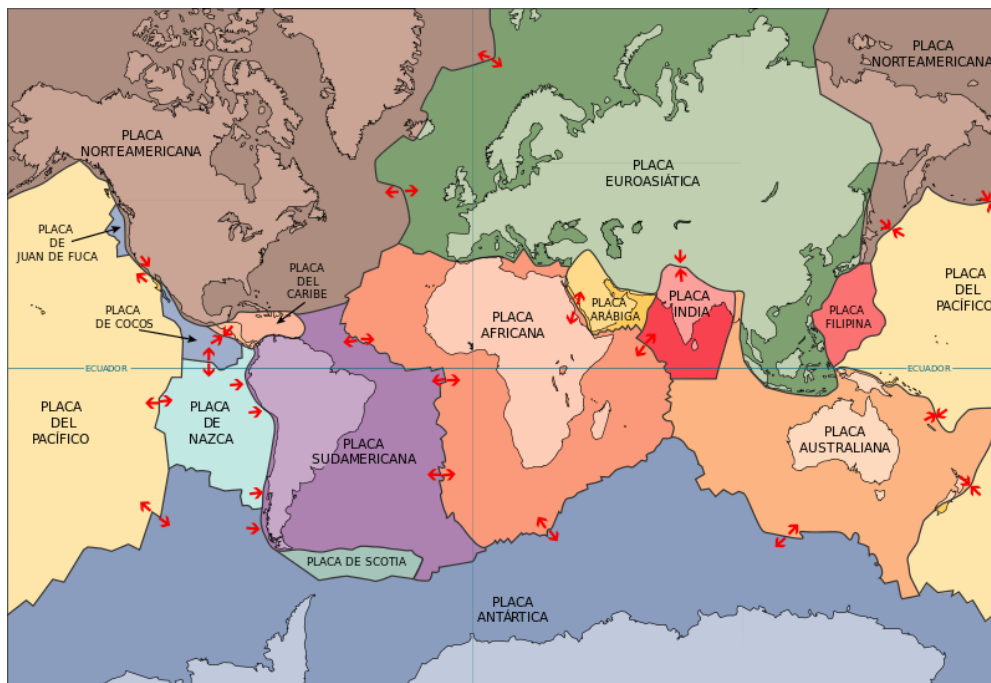


Figura 1.1. Placas tectónicas mayores. (USGS, 2011)

A continuación, en la fig. 1.2. se muestra un mapa con las zonas que, a lo largo de los años, han presentado la mayor actividad sísmica y volcánica, provocando que los países a su alrededor experimenten constantemente fenómenos sísmicos que ponen en riesgo a sus habitantes.

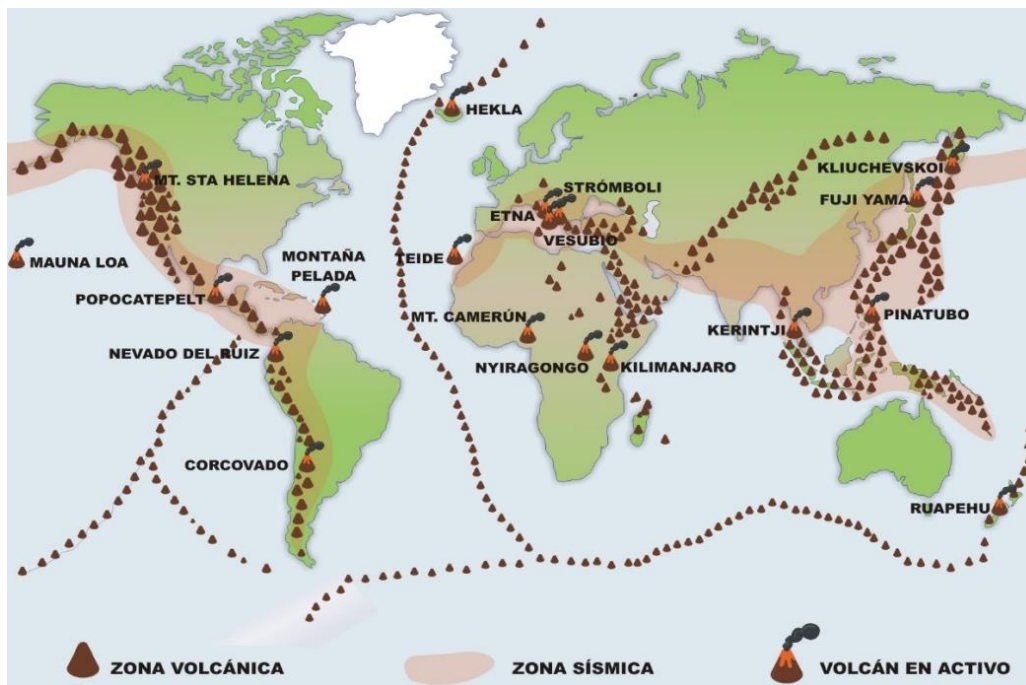


Figura 1.2 Mapa de las zonas de actividad sísmica y volcánica en el mundo. (MINEDUC, 2011)

Como se observa en la fig. 1.2 México se encuentra en una zona sísmica de gran actividad conocida como el Anillo de Fuego, que afecta a países como Perú, Chile, China y Japón, entre otros. Dichos países, así como México, se han visto en la necesidad de desarrollar reglamentación, instrumentación y métodos para enfrentarse a estos fenómenos, dando como resultado toda una filosofía del diseño sísmo resistente de estructuras.

En México, la alta sismicidad es causada por la interacción entre las placas Norteamericana, la de Cocos, la del Pacífico, la de Rivera y la del Caribe además de la actividad volcánica del país; sin embargo, los sismos más destructivos se han generado por un fenómeno de subducción dado por el deslizamiento relativo entre las placas de Cocos y de Norteamérica causante del rompimiento de grandes áreas de corteza terrestre que se manifiesta a través de trenes de diferentes tipos ondas que llegan a la superficie y causan los daños ampliamente reportados en la literatura.

Con ayuda de los datos históricos se han desarrollado mapas de peligro sísmico del país y se ha propuesto una regionalización sísmica, en la que se identifica a los estados de Chiapas, Guerrero, Oaxaca, Michoacán, Colima, Jalisco, Veracruz, Tlaxcala, Morelos, Puebla, Nuevo León, Sonora, Baja California, Baja California Sur y la Ciudad de México, como los estados de mayor sismicidad debido a esas interacciones. (SGM, 2017) Por estas condiciones, el desarrollo e investigación del diseño sísmo resistente en México es de vital importancia.

En la fig. 1.3, se presenta el mapa de regionalización sísmica de México del MDOC (CFE, 2015), en el cual se identifican cuatro zonas; la zona A en la que no se tienen registros históricos de sismos; las zonas B y C que poseen una sismicidad intermedia, en las cuales la ocurrencia de sismos no es tan frecuente; y la zona D en la que han registrado los más grandes sismos y con la mayor frecuencia en la historia de nuestro país.



Figura 1.3. Regionalización sísmica de México. (CFE, 2015)

Sin embargo, a pesar de los avances en el conocimiento del fenómeno sísmico y las mejoras en los reglamentos de diseño estos no son de aplicación obligatoria y retroactiva para estructuras convencionales existentes (Grupo B) sin daño, excepto para estructuras clasificadas como de gran importancia (Grupo A). Por ello, la cantidad de edificaciones que se encuentran preparadas para sismos de gran magnitud, cómo los ocurridos recientemente es, en realidad, pequeña. Es común que la mayoría de los casos con deficiencias en su seguridad estructural se den a conocer una vez que ha ocurrido un evento sísmico que lo dañe o cause colapsos y provoque la pérdida de vidas humanas; esto ha sucedido durante los sismos recientes no solo en México, sino en el mundo.

Por ello, una vez ocurrido un sismo de gran magnitud, se requiere una revisión de la totalidad de edificaciones de la zona afectada y, particularmente, una evaluación integral de los edificios de gran importancia, cuya falla podría causar pérdidas humanas y materiales de gran magnitud.

1.2 Efectos de los sismos en las edificaciones

Los efectos que generan los eventos sísmicos en las edificaciones son variables y dependen de diversos factores entre los que se pueden mencionar: la edificación (material, estructura, antigüedad, etc.), el sismo (origen, tipo, magnitud, etc.) y el terreno sobre el cual esta cimentada la edificación. Es sabido que, dependiendo de la localización de la fuente sísmica y de las características del suelo, entre otros factores, las frecuencias con las que se transmiten los diferentes trenes de ondas sísmicas pueden generar movimientos de la masa de suelo que causan devastación a grupos específicos de estructuras.

Por ejemplo, según los datos históricos y levantamientos posteriores al sismo del 19 de septiembre de 1985, la mayoría de las estructuras que se dañaron o colapsaron fueron edificios altos, con periodos de vibración mayores a 1 segundo y el daño se concentró en la zona centro de la Ciudad de México, es decir, suelo arcilloso de origen lacustre con periodos dominantes de vibración del suelo mayores a 1 segundo.

Fue a partir de este evento sísmico cuando se evidenció en México los daños que puede ocasionar el fenómeno de resonancia, el cual es provocado por la coincidencia o cercanía de frecuencias de vibración asociadas a los tres factores antes mencionados, es decir, la frecuencia de vibración de la estructura, la frecuencia de la onda sísmica y la frecuencia natural del suelo. El efecto de la resonancia sobre las estructuras se traduce en una amplificación de las fuerzas sísmicas causando graves daños y colapsos parciales y/o totales en las edificaciones, como se muestra en la fig. 1.4.



Figura 1.4. Derrumbe del edificio Nuevo León, 1985 en la Ciudad de México. (Protocolo, 2015)

A diferencia del sismo de 1985, por las características del sismo del 19 de septiembre del 2017, los daños se concentraron en las estructuras de baja a mediana altura; la mayoría de los derrumbes se localizaron en la zona de transición y la zona de lago de Ciudad de México, fig. 1.5. y 1.6.; y en los estados de Morelos y Puebla donde los daños se presentaron principalmente

en iglesias, mercados, edificios municipales y viviendas; en algunos municipios las afectaciones alcanzaron hasta el 90% de las edificaciones.



Figura 1.5. Daño severo y derrumbe parcial del edificio de 5 niveles en Saratoga 715, Colonia Portales, Ciudad de México. Vista lateral. (ANGULAR 11-18 MX, 2017)



Figura 1.6. Daño severo y derrumbe parcial del edificio de 5 niveles en Saratoga 715, Colonia Portales, Ciudad de México. Vista frontal. (ANGULAR 11-18 MX, 2017)

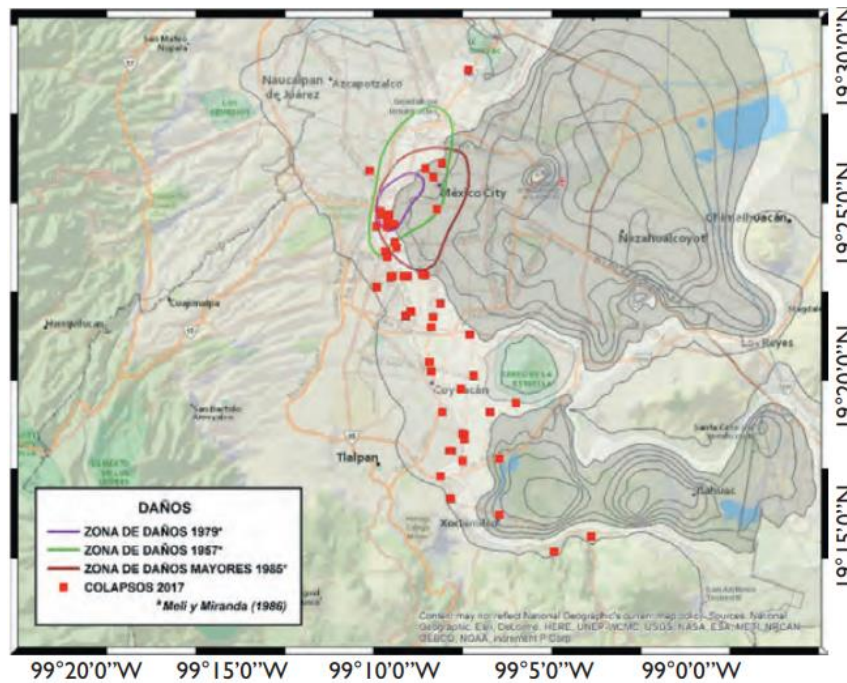


Figura 1.7. Colapsos ocurridos por el sismo del 19 de septiembre de 2017 y las zonas de daños generados por los sismos de 1957, 1979 y 1985. (Pérez, Aguirre y Ramírez, 2018)

En las figs. 1.4. a 1.6., se pueden identificar las características de las edificaciones que fueron mayormente afectadas por los sismos de 1985 y 2017. En la fig. 1.7., se muestran las zonas que sufrieron los mayores daños durante los sismos de 1957, 1979, 1985 (Meli y Miranda, 1996) y los colapsos ocurridos en 2017 (Pérez, Aguirre y Ramírez, 2018).

Además de los aspectos antes mencionados, existen factores de vulnerabilidad sísmica asociados al tipo de estructuración, a su configuración arquitectónica e incluso a su uso y ubicación en la manzana; algunos de estos, son la irregularidad en planta y elevación, el entrepiso débil (también conocido como planta baja flexible), losa plana, efectos de columna corta, impacto de estructuras en colindancia, masas excéntricas e irregulares, esbeltez, longitud excesiva en planta, entre otros, figs 1.8. a 1.10.

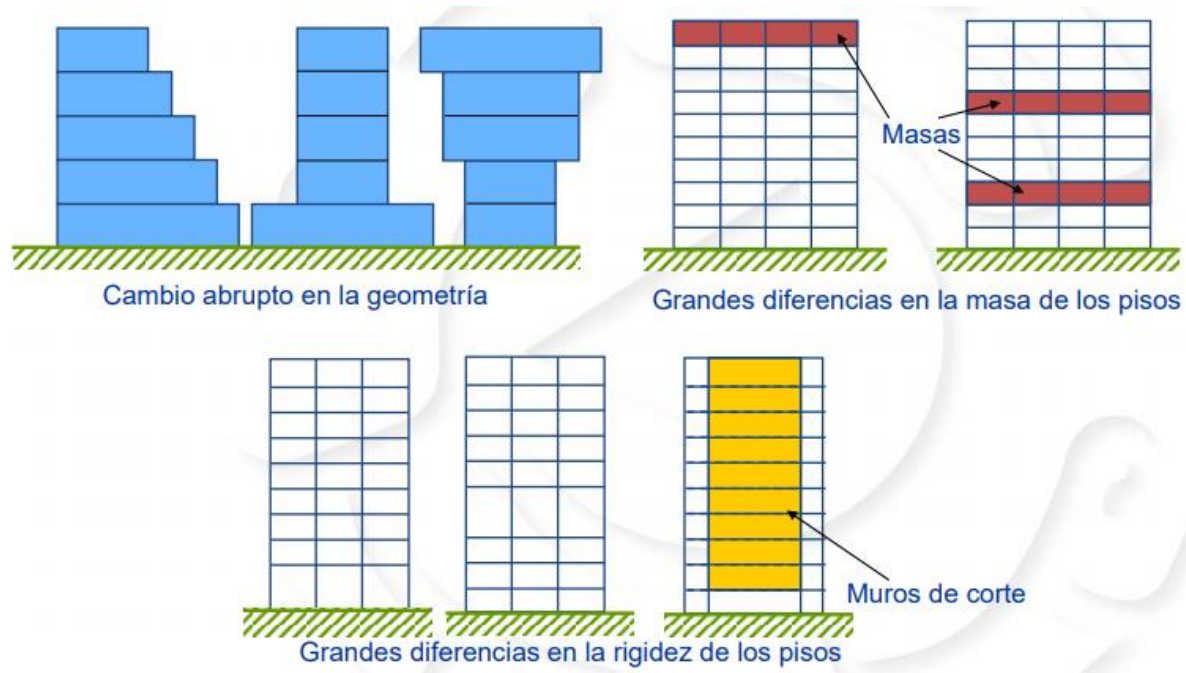


Figura 1.8. Ejemplos de estructuras con irregularidad en elevación. (CENAPRED, 2016)

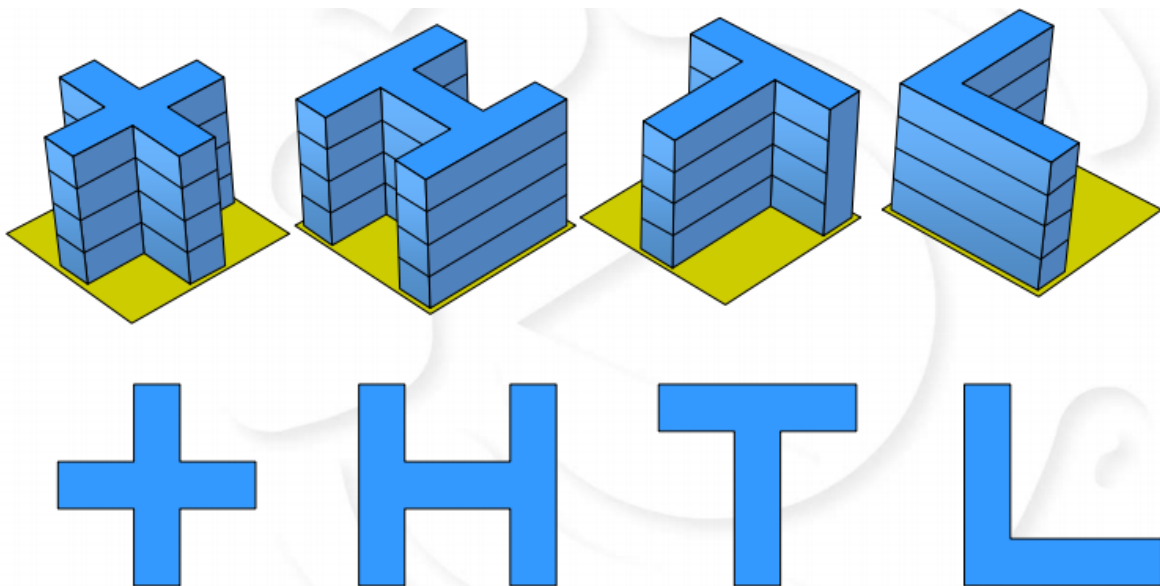


Figura 1.9. Ejemplos de estructuras con irregularidad en planta. (CENAPRED, 2016)

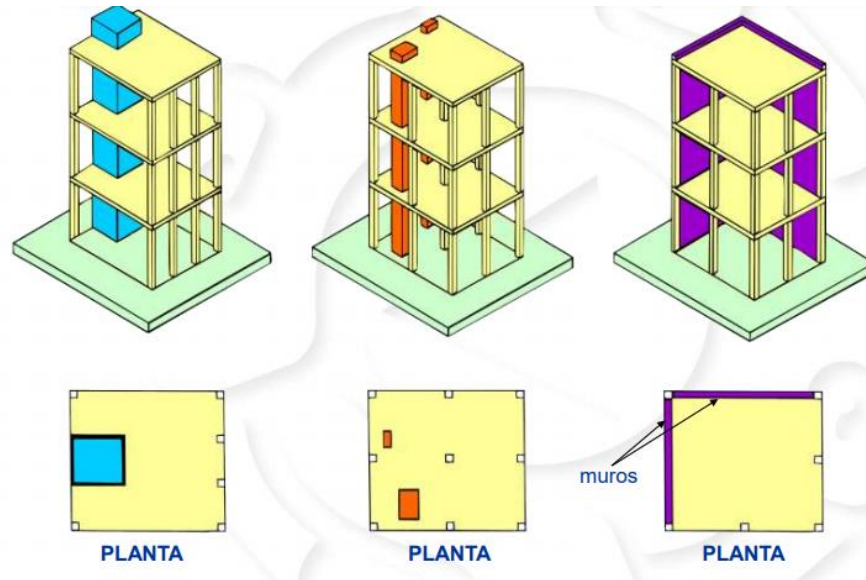


Figura 1.10. Estructuración irregular. (CENAPRED, 2016)

Los factores de irregularidad han causado comportamientos sísmicos no deseables que han sido identificados durante diversos sismos en el mundo, fig. 1.11. y 1.12.; a pesar de lo anterior, los reglamentos aún permiten estos diseños y configuraciones por lo que es común encontrarlos en estructuras con todo tipo de usos como oficinas, hospitales, casa habitación, etc.

En la fig. 1.11., izquierda, se ilustra el efecto de columna corta en edificio de uso escolar en la ciudad de Nasca, Perú causado por el sismo de 1996; a la derecha se observa el colapso de una edificación de uso habitacional debido a la falla en las columnas de la planta baja (planta baja flexible) como consecuencia del sismo de Kobe, Japón en 1995.



Figura 1.11. Fallas estructurales causadas por alta vulnerabilidad en edificaciones: columna corta. (Arancibia, 2012)



Figura 1.12. Fallas estructurales causadas por alta vulnerabilidad en edificaciones: planta baja flexible. (Christ, 2010)

Por su parte, en la tabla 1.1., se muestran los porcentajes de edificios colapsados durante el sismo de 1985 (Meli, 1996) que contaban con alguna de las características antes mencionadas y se comparan con las estadísticas obtenidas del sismo de 2017 (Alcocer, 2018).

Tabla 1.1 Casos de edificios colapsados con factores de irregularidad. (López, 2018)

Configuración estructural	Casos (% de los edificios con daño severo y/o colapso)	
	Sismo 19/09/1985	Sismo 19/09/2017
Edificio en esquina	42%	38%
Irregularidades en planta o elevación	15%	19%
Planta baja flexible	8%	50%
Golpeteo o choque	15%	3%

1.3 Normatividad vigente

En México, cada entidad federativa es libre de redactar sus propios reglamentos con el fin de adaptarlos a sus condiciones. En caso de no contar con uno, generalmente se hace referencia al RCDF (GCDMX, 2017), así como del MDOC (CFE, 2015). Ambos documentos cuentan con normas específicas para el diseño y construcción de estructuras; por ejemplo, el RCDF contiene actualmente las siguientes normas técnicas complementarias:

- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (GCDMX, 2017).
- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (GCDMX, 2017).
- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Viento (GCDMX, 2017).
- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (GCDMX, 2017).
- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (GCDMX, 2017).
- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Madera (GCDMX, 2017).
- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (GCDMX, 2017).
- Normas Técnicas Complementarias de los Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (GCDMX, 2017).

Es de importancia mencionar que, en la última actualización de la reglamentación, se incorporaron capítulos correspondientes a Evaluación y Rehabilitación a las NTC-DCEC (GCDMX, 2017) y las NTC-DCEM (GCDMX, 2017), lo cual, constituye un avance importante en materia de evaluación y rehabilitación de estructuras dañadas.

Los requisitos básicos de la seguridad estructural de las edificaciones son tratados en el cuerpo principal del RCDF, la definición y determinación de estados límite son descritos en las NTC (GCDMX, 2017). Este tema se presentará con más detalle en apartados posteriores. Además de dichos manuales y reglamentos, el CENAPRED cuenta con manuales de evaluación post-sísmica y de rehabilitación de estructuras que son usados en todo el país.

1.4 La seguridad estructural de las edificaciones

Debido a los graves efectos que pueden derivarse de los fenómenos naturales como los sismos, se torna de mayor importancia el considerar correctamente las demandas sísmicas que tienen mayor posibilidad de ocurrir en una determinada región; sin embargo, es imposible garantizar que una estructura podrá permanecer en pie o resistir todos los sismos que ocurran durante su vida útil, sin daños importantes. Por ello, las autoridades de cada país se encargan de elaborar reglamentos y normas en busca de establecer límites o estándares mínimos de seguridad adaptados a cada zona geográfica.

Debido a lo anterior, **la seguridad de una construcción es una condición estructural que se encuentra asociada al cumplimiento de estados límite, para un nivel de demanda sísmica establecido en un reglamento específico.** Dichos estados límites, están plasmados en los documentos normativos para el diseño sísmico de las construcciones en cada región. El nivel de seguridad estructural puede variar incluso en una zona dentro del mismo estado de un país. Por ejemplo, tanto el MDOC (CFE, 2015), como el RCDF (GCDMX, 2017), distinguen las zonas con mayor probabilidad de experimentar aceleraciones mayores, mediante el establecimiento de diferentes ordenadas espectrales, de tal forma que, 2 estructuras idénticas, una ubicada en la zona de lago y otra en la zona de lomerío, teóricamente tendrán elementos estructurales con distintas secciones transversales y, por ende, distintas resistencias, satisfaciendo un mismo nivel de seguridad.

El RCDF, especifica en su artículo 146 que:

"Toda edificación debe contar con un sistema estructural que permita el flujo adecuado de las fuerzas que generan las distintas acciones de diseño, para que dichas fuerzas puedan ser transmitidas de manera continua y eficiente hasta la cimentación. Debe contar además con una cimentación que garantice la correcta transmisión de dichas fuerzas al subsuelo considerando las condiciones en materia de hundimientos, emersiones, agrietamientos del subsuelo, oquedades o galerías de minas". (GCDMX, 2017)

Además, el artículo 147, el RCDF indica que:

"Toda estructura y cada una de sus partes deben diseñarse para cumplir con los requisitos básicos siguientes: I. Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada, y II. No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación." (GCDMX, 2017)

En términos generales, un estado límite es una condición de comportamiento de un elemento o de un sistema estructural, cuya excedencia impide que se cumpla con la función para la que fue diseñado. Por ello, para cumplir con el nivel de seguridad establecido en las normas, deberá impedirse la aparición de los estados límite. Para el caso de estructuras de concreto, se deben satisfacer dos condiciones: resistencia y estabilidad. La primera verifica que "(...) *la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúe, sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momento interno.*" (GCDMX, 2017). La segunda revisa que los desplazamientos en la estructura sean menores a los desplazamientos máximos establecidos por la NTC-DS (GCDMX, 2017) dependiendo del tipo de estructuración.

La incorporación del estado límite de servicio a las condiciones de seguridad estructural es variable según la reglamentación existente, debido a que el incumplimiento de esta condición no pone en riesgo la integridad de la estructura, por ello no se considerará indispensable; sin embargo, el incumplimiento de esta condición puede afectar el nivel de confort de los usuarios, así como causar deformaciones excesivas que pudieran provocar daños en la edificación a largo plazo.

Considerando que el estado límite de servicio limita las deformaciones de la estructura a un rango de comportamiento elástico, se asegura que los daños provocados por el uso cotidiano o los sismos frecuentes generen pocos o nulos impactos económicos a la edificación, sin causar daño alguno a los elementos estructurales; un ejemplo de este estado límite es el agrietamiento de muros divisorios.

En términos generales, uno de los objetivos principales de la seguridad estructural es la conservación de la vida humana; dejando en segundo término el daño que se cause en la estructura, así como el impacto económico de esos daños.

Es común que la revisión del estado límite de servicio esté orientada solamente a la revisión de desplazamientos laterales de las estructuras; sin embargo, existen otros estados límite que también deben revisarse dependiendo de la problemática, entre los cuales se encuentran las vibraciones excesivas, los hundimientos uniformes y asentamientos diferenciales, etc., como se mostrarán en un apartado subsecuente.

Según la filosofía y criterios para la protección civil establecidos en los manuales de revisión post-sísmica también se deberá impedir la posible ocurrencia de un accidente derivado del colapso de elementos no estructurales o contenidos en el interior de la edificación, por ello, no debe confundirse el concepto de seguridad estructural, con la seguridad de los ocupantes, ya que la primera está asociada a la estabilidad de la edificación y la segunda al el riesgo que representa ingresar a un inmueble considerando su nivel o condición de daño.

1.5 Metodologías de evaluación estructural

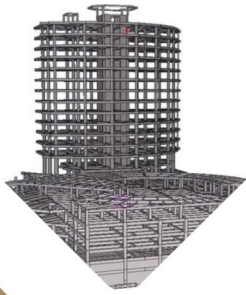
Debido a que los fenómenos sísmicos han generado daños en muchas partes del mundo, los países más afectados por estos eventos han desarrollado reglamentos y normas más estrictos para enfrentarse a ellos. Lo anterior ha propiciado un mayor estudio de los efectos de los sismos en las estructuras y que las metodologías de evaluación y protocolos sísmicos se hayan adaptado a las condiciones de cada país, dando como resultado diferentes propuestas y filosofías.

En Estados Unidos, el organismo encargado de desarrollar y redactar estos manuales es la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, FEMA, por sus siglas en inglés. En materia de evaluación, cuenta con el FEMA-310 (FEMA, 2011), manual para la evaluación sísmica de edificios y con el FEMA-154 (FEMA, 2013) que describe los lineamientos para la detección visual rápida de edificios con potencial de peligro sísmico.

El Ministerio de Construcción del Japón, ha redactado una norma para la evaluación del nivel de daño por sismo en estructuras, la que además de proponer criterios para la determinación del grado de daño en las estructuras funge como protocolo para el país después de un sismo; además, se describen las acciones gubernamentales y de las instituciones encargadas de la seguridad de las construcciones después de un sismo.

Por otro lado, la Dirección de Arquitectura del Ministerio de Obras Públicas del gobierno de Chile, cuenta con fichas de evaluación de daños para inspección rápida de edificios públicos, así como con fichas de lesiones típicas de daños por terremotos en inmuebles que ayudan a identificar daños en los elementos.

Dichos documentos, así como diversas publicaciones emitidas por universidades e institutos en todo el mundo, han enriquecido el conocimiento respecto a cómo evaluar daños de las estructuras; más información sobre estos documentos se puede encontrar en las fichas y manuales antes mencionados.



METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN INTEGRAL DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES



2 METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN INTEGRAL DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES

2.1 Proceso de evaluación y metodología

Como se mencionó en el apartado anterior, la evaluación estructural es vital durante las diferentes etapas de la vida útil de una edificación; sin embargo, su importancia se intensifica después de experimentar un evento sísmico de gran magnitud. El proceso de evaluación debe fungir como un filtro, donde el nivel de la evaluación escalará a uno superior, según los resultados de la primera evaluación; por ejemplo, si durante una evaluación rápida de seguridad post-sísmica de emergencia realizada por personal de Protección Civil no se encontraron daños o peligros para los usuarios no será necesaria realizar una inspección ocular detallada por un ingeniero civil, ni mucho menos se realizará una evaluación integral de la seguridad estructural por especialistas. Los niveles de evaluación varían según los protocolos de cada país y región. A continuación, se describen los 3 niveles que comúnmente se realizan en México, figs. 2.1 a 2.3.

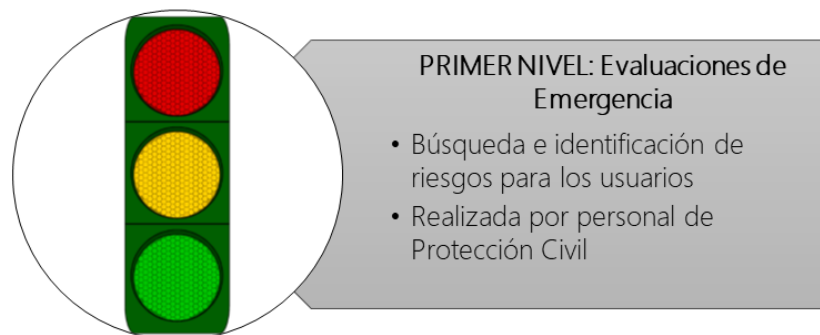


Figura 2.1. Niveles de Evaluación Estructural: Primer Nivel



Figura 2.2. Niveles de Evaluación Estructural: Segundo Nivel

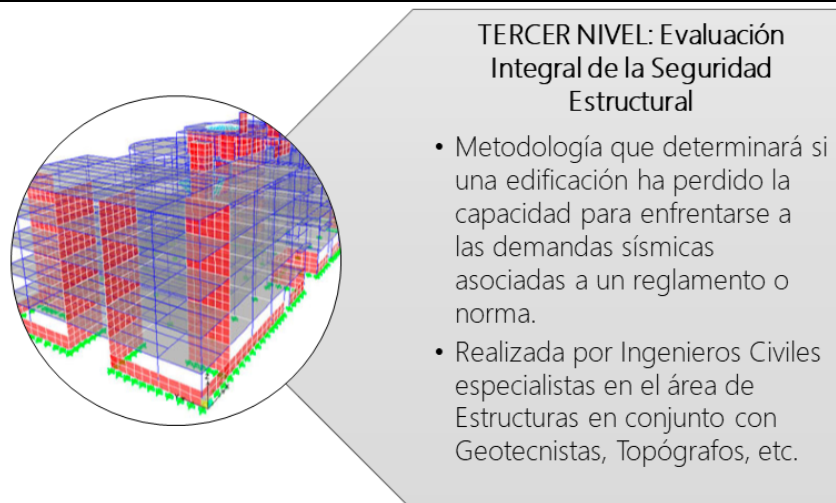


Figura 2.3. Niveles de Evaluación Estructural: Tercer Nivel

Primer Nivel

El primer nivel, conocido como las evaluaciones de emergencia, son evaluaciones rápidas que deben realizarse inmediatamente después de la ocurrencia de un evento sísmico de una magnitud considerable para verificar que los usuarios pueden volver al inmueble; esta evaluación comúnmente es realizada por personal de Protección Civil que se encuentre capacitado para identificar peligros para los usuarios. Estas evaluaciones deben iniciarse con una verificación de la estabilidad estructural desde un recorrido exterior y, en caso de no mostrar indicio de daño estructural, se procederá a ingresar para verificar que los elementos, tanto estructurales como no estructurales, se encuentren en buenas condiciones. Además, se deberá verificar que la cancelería, las instalaciones y plafones se encuentren debidamente colocadas y sin riesgo de colapso. Otros daños como desplomes de la estructura, grietas en el suelo o asentamientos, deberán ser reportados, incluyendo daños en drenajes e instalaciones para evitar el riesgo de fugas.

Cualquier irregularidad deberá ser reportada para que, de ser necesario, se realice una evaluación más profunda. Los resultados de este nivel de evaluación suelen darse a conocer como niveles de riesgo mediante el uso de semáforos, donde el color verde indica que no existen riesgos para los usuarios, el amarillo indica precaución para ingresar o abstenerse de ingresar y el rojo indica un riesgo para los usuarios y restringe el acceso a personal capacitado.

Cabe recalcar que los resultados negativos de estas evaluaciones no son sinónimo de daño estructural o del incumplimiento de la normatividad, ya que, estas se realizan con el fin de detectar riesgos teniendo como prioridad la conservación de la vida humana.



Figura 2.4. Evaluaciones de emergencia realizadas por personal de Protección Civil. (@efectocuyo, 2018)



Figura 2.5. Evaluaciones de emergencia realizadas por personal de Protección Civil. (El Big Data, 2017)

Segundo Nivel

Posterior a una evaluación de emergencia, el personal de Protección Civil tendrá que informar sobre los edificios que requieren la opinión de personal con mayor capacitación. En este segundo nivel se recomienda utilizar el formato de captura de datos "*Evaluación Estructural Rápida*" (CENAPRED, 2011) basado en una inspección ocular, que permitirá contar con un diagnóstico inicial de la estructura. Durante la visita deberá identificarse la información general del inmueble, el uso, dimensiones y topografía, el sistema estructural, el sistema de piso y de techo y la cimentación, factores de vulnerabilidad estructural, así como los elementos no estructurales y se otorgará un grado de daño de los elementos asociados a estándares que toman en cuenta el grosor de grietas y origen, aplastamiento del concreto, la exposición y el pandeo del acero de refuerzo, etc. Los desplomos y asentamientos deberán reportarse correctamente, así como los daños en los sistemas de piso o techo. Con toda la información deberá asignarse un nivel de daño en la estructura, indicando un colapso total, daño severo, medio o ligero; además de incluir croquis del inmueble y reportar la existencia de planos.

Si aún existen dudas del posible daño estructural de una edificación, se podrá utilizar el formato de captura de datos "*Evaluación Estructural Completa*" (CENAPRED, 2011) que contiene los mismos aspectos antes mencionados pero que solicita mayor cantidad de detalle de cada punto. Este y el formato anterior requieren ser llenados por profesionales capacitados y con conocimientos sólidos y experiencia reconocida en el área de estructuras, como lo son los ingenieros civiles y, eventualmente, algunos arquitectos.

Como puede notarse, el grado de daño estructural que se le asigna a un inmueble, derivado de una evaluación estructural de esta naturaleza, continúa siendo superficial y hasta cierto punto subjetiva; no incluye la revisión y/o evaluación de parámetros reglamentarios. Además, con este tipo de exploraciones e inspecciones, es imposible determinar con certidumbre la seguridad estructural, excepto en casos donde la estructura ha sufrido colapsos parciales y daño severo

que hace evidente su inhabitabilidad; sin embargo, estas evaluaciones son necesarias para filtrar aquellas estructuras que presentan afectaciones a su seguridad estructural y los mayores riesgos para sus ocupantes de aquellas que únicamente exhiben daños no estructurales.

Formato de captura de datos para evaluación estructural

Septiembre-2010

Nombre del evaluador: Ingeniero o arquitecto Estudiante Ing/Arq. Otro

INFORMACIÓN GENERAL Fecha: _____ Coordenadas: (_____ N, _____ O, _____ msnm)

Nombre del inmueble: _____

Calle y número: _____ Colonia: _____ Código postal: _____

Pueblo o ciudad: _____ Delegación/Municipio: _____ Estado: _____

Referencias: _____ (entre calles "A" y "B", un sitio notable, etc.)

Persona contactada/propietario: _____ Teléfono: +(_____) _____

Uso: Vivienda Hospital No. niveles, n = _____

Oficinas Iglesia No. sótanos: _____

Comercio Reunión (cine/estadio/salón) No. ocupantes: _____

Escuela Industrial (fábrica/bodega) Dimensiones: Frente X = _____ m

Otro: _____ Fondo Y = _____ m

Desocupada Topografía: Planicie Ladera de cerro Rivera río/lago Fondo de valle Depósitos lacustres Costa

SISTEMA ESTRUCTURAL La dirección X es paralela a la fachada, indicar X,Y en el croquis

Dirección X Marcos de acero Muros de concreto

Marcos de concreto Muros de carga de mampostería

Columnas y losa plana (sin vigas) Marcos y muros diafragma

Muros de adobe o bahareque

Muros de madera, lámina, otros

Dirección Y Marcos de acero Muros de concreto

Marcos de concreto Muros de carga de mampostería

Columnas y losa plana (sin vigas) Marcos y muros diafragma

Muros de adobe o bahareque

Muros de madera, lámina, otros

Muros de mampostería Confinada Bloque concreto 20x40 cm

Refuerzo interior Tabique arcilla (ladrillo)

Simple Tabique hueco de arcilla

Tabicón de concreto

Sistema de piso Losa maciza Losa reticular

Vigüeta y bovedilla No se sabe

Sistema de techo Igual al de piso Lámina

Teja Otro: _____

Cimentación Zapatas aisladas Cajón

Zapatas corridas Pilotes / pilas

Cimiento de piedra No se sabe

Losa de cimentación

VULNERABILIDAD Posición en manzana: Esquina Medio Aislado

Irregular en planta Asimetría por muros, cubos, cargas

Grandes aberturas, entrantes/salientes

Geometría irregular en planta "L", "T", "H"

Irregular en elevación Planta baja de doble altura

Muros no llegan a cimentación

Planta baja flexible

Columna corta

Separación edific vecino: _____ cm

EVALUACIÓN DE DAÑOS

Geotécnicos: Grietas en el terreno Hundimientos Inclinación del edificio: _____ %

Losas: Colapso Grietas máx: _____ mm Flecha máx: _____ cm

Conexiones: Falla

Otros daños: Vidrios Acabados Plafones Fachadas Bardas y pretilas Cubos (escalera/elevador) Instalaciones

Entrepiso crítico (más débil y/o más dañado): No. de columnas (o muros) daño severo = _____ (colapso, aplastamiento, pandeo, grietas > 3 mm) Total de columnas (muros) en el entrepiso = _____

NIVEL DE DAÑO DE LA ESTRUCTURA Colapso total Daño severo Daño medio Daño ligero

CROQUIS DEL INMUEBLE Existen planos: Arquitectónico Estructural Ninguno

(Marcar el Norte)

Figura 2.6. Formato de captura de datos de evaluación estructural rápida (CENAPRED, 2011)

Tercer nivel

Una vez que se ha diagnosticado el posible daño estructural, una evaluación integral de la seguridad estructural será la herramienta para determinar la integridad y estabilidad del inmueble acorde a los requisitos establecidos en la normatividad vigente en la zona. Estas evaluaciones proporcionan el nivel más alto de confiabilidad para dictaminar las condiciones estructurales de una edificación y, con base en ello, proponer las medidas necesarias para mejorar su potencial sísmico.

Esta evaluación estará conformada por diferentes etapas tanto en gabinete como en campo que tendrá como resultado el desarrollo de un modelo estructural de la edificación en condiciones actuales, con el cual se podrá revisar el cumplimiento de los estados límite, establecidos por la reglamentación.

La metodología propuesta en este trabajo está enfocada a la evaluación de edificaciones de concreto; sin embargo, puede tomarse como base para evaluaciones de otro tipo de materiales de construcción y sistemas estructurales. En la fig. 3.7, se presenta un diagrama de flujo, de las etapas que serán descritas en los apartados siguientes.

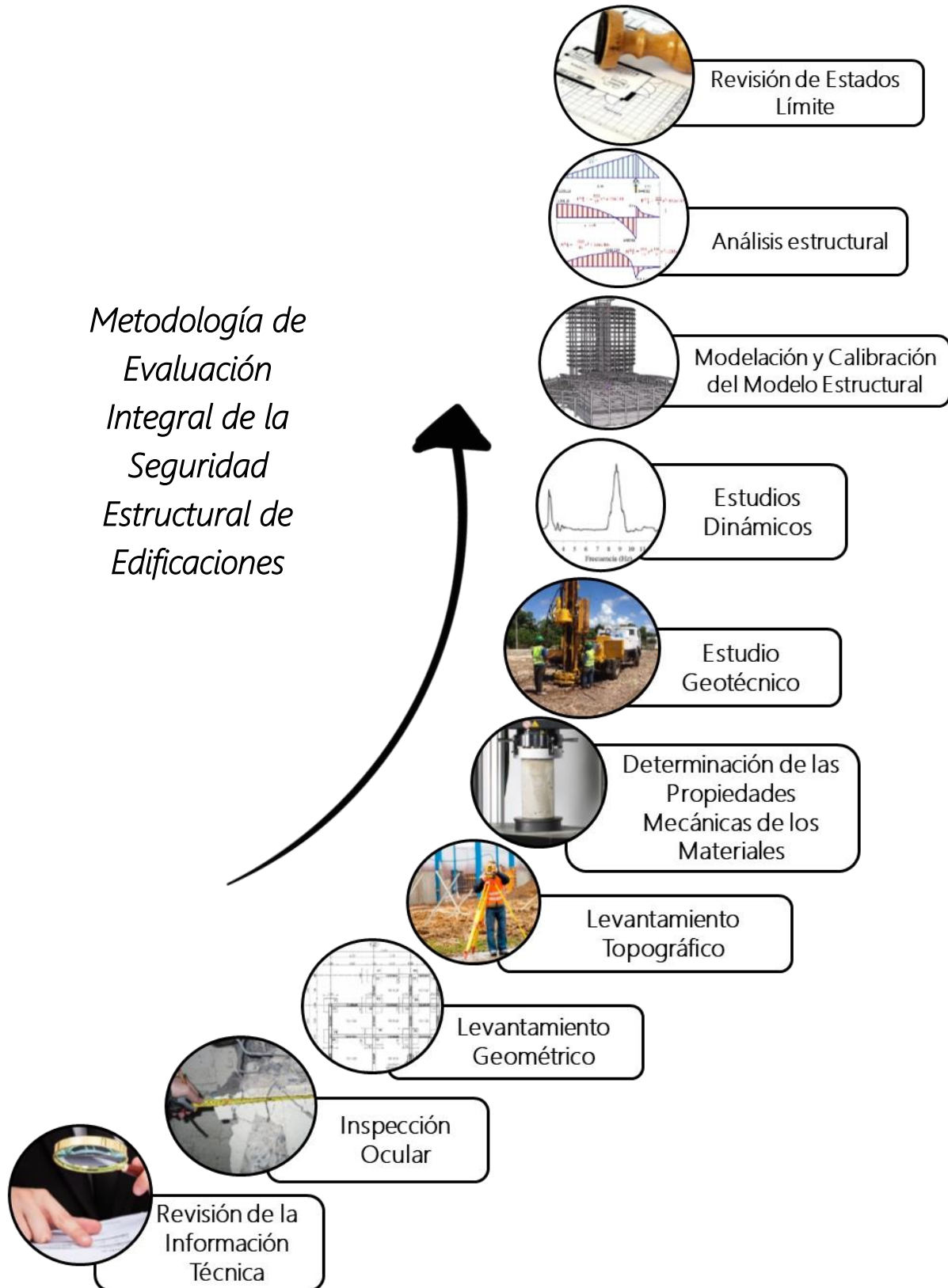


Figura 2.7. Metodología de evaluación de la salud estructural de las edificaciones.

2.2 Revisión de la información técnica

La evaluación integral iniciará con la revisión de la información técnica existente, fig. 2.8., en busca de la mayor información respecto al diseño y construcción de la edificación. La existencia de planos arquitectónicos, memoria de cálculo, planos estructurales, estudios previos (levantamientos topográficos, sondeos geotécnicos, etc.), así como modificaciones, ampliaciones o reforzamientos a lo largo de la vida útil de la estructura serán elementos útiles para la definición y planeación de los trabajos de campo y de gabinete requeridos para la evaluación.

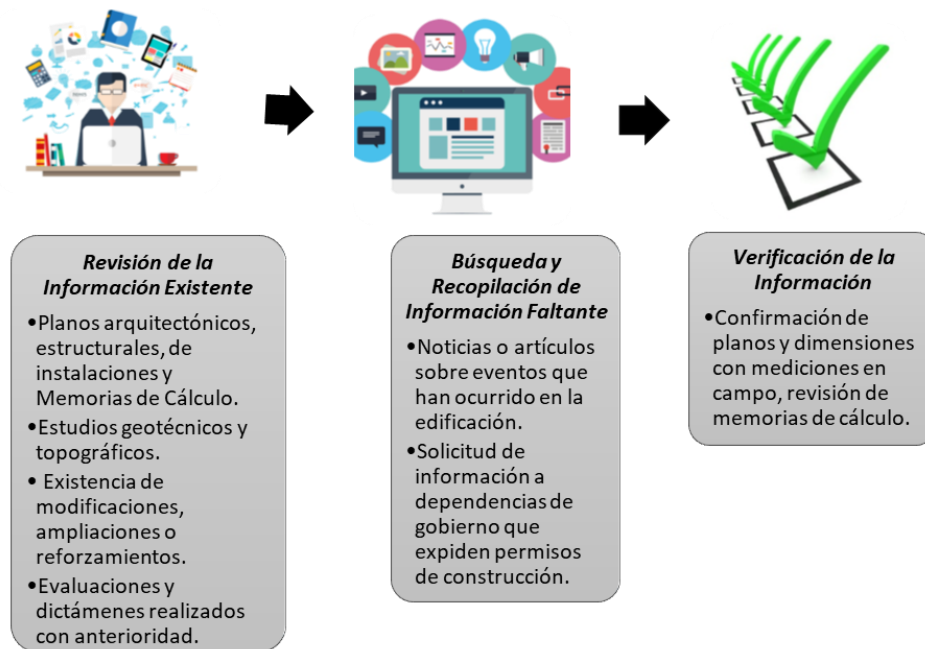


Figura 2.8. Diagrama de los pasos de la revisión de la información técnica.

Es importante recopilar toda información disponible, debido a que algunos datos como el año de construcción y el historial de eventos que han ocurrido en la estructura, así como daños estructurales, colapsos parciales, incendios, fugas, cambios arquitectónicos o de uso, etc., ayudarán a dar explicación a lo que se encuentre en el inmueble durante las inspecciones y visitas.

La existencia de evaluaciones y/o dictámenes estructurales derivados de la ocurrencia de otros sísmicos previos, también proporcionará información sobre el estado de la estructura antes del daño que se busca identificar, además de que, se podrá analizar la acumulación de daño, así como de la pérdida de la rigidez en la estructura o un deterioro de los materiales, ayudando a dar un diagnóstico mucho más completo e integral de la edificación a través de una historia del estado estructural de la edificación.

Se recalca la importancia de la verificación de toda la información mediante pruebas y levantamientos propios, ya que no es recomendable confiar en datos sin haber sido cotejados; esto, debido a posibles cambios durante la construcción o modificaciones posteriores que afectarían las características reales de la estructura.

Los planos e información existentes deberán usarse en la planeación y programación de los trabajos de campo y de laboratorio, que incluirán la inspección ocular detallada, las pruebas para determinar las propiedades mecánicas de los materiales de los elementos de la edificación, los levantamientos geométricos y topográficos, así como de los estudios geotécnicos y dinámicos. Una vez que se ha verificado el sistema estructural de la edificación, podrá desarrollarse el modelo estructural preliminar.

En muchos casos, la información existente será nula, inexacta e inclusive errónea. Por lo que, la definición y planeación de los trabajos de campo y de laboratorio deberá realizarse después de una visita de exploración en la cual se realice un levantamiento rápido de las condiciones del inmueble, de manera que dichas actividades se puedan realizar de la forma más eficiente y segura.

Ocasionalmente, también será factible realizar una investigación sobre la existencia de planos estructurales en dependencias de gobierno encargadas de la expedición de licencias de obra. Aunque esta información debe tomarse con reservas ya que, es común tramitar estos permisos de construcción con planos preliminares.

El contar con información técnica completa será de vital importancia, ya que facilitará y reducirá el tiempo de muchos de los trabajos requeridos.

2.3 Inspección estructural ocular detallada

La inspección consiste en la realización de un reconocimiento visual no destructivo de todas las partes asequibles de la estructura, con objeto de identificar el estado actual de integridad de sus materiales y elementos estructurales, que permita hacer un diagnóstico general del comportamiento de la estructura en función del tipo y características del daño encontrado; con esta información se podrán proponer algunos estudios y trabajos posteriores para realizar una evaluación estructural más detallada, como la que se describe en esta tesis.

La inspección ocular ayudará a contar con pruebas e indicios de los mecanismos de falla que pudieran estar presentándose en la estructura; es decir, serán la huella del daño estructural que se presentó y su existencia deberá documentarse con detalle. Para realizar estos trabajos, es necesario definir una metodología, criterios y formatos de inspección, que serán utilizados por el personal que realizará esta tarea. Se recomienda formar brigadas que realicen barridos de todos los elementos estructurales, reportando todo tipo de daños como son:

- Fisuras, grietas y/o fracturas producto de efectos de cortante y flexión
- Deterioro de materiales por agentes ambientales (Humedad, salitre, fuego, etc.)
- Pérdida de recubrimiento
- Aplastamiento del concreto
- Exposición y/o corrosión del acero de refuerzo
- Carbonatación
- Pandeo local del acero de refuerzo longitudinal
- Paso de instalaciones
- Flechas o deformaciones excesivas de trabes, losas y voladizos
- Efectos de punzonamiento en losas planas
- Efectos de cortante por columna corta, etc.



Figura 2.9. Fractura en trabe.
(DE-DICYG, 2018)



Figura 2.10. Humedad en concreto.
(DE-DICYG, 2018)



Figura 2.11. Paso de instalaciones.
(DE-DICYG, 2018)



Figura 2.12. Flecha en traves.
(DE-DICYG, 2018)



Figura 2.13. Pérdida de recubrimiento.
(DE-DICYG, 2018)



Figura 2.14. Efectos de punzonamiento
(blogs.20minutos, 2016)



Figura 2.15. Carbonatación y grave deterioro
del concreto. (Materiales Ramonsón, 2013)



Figura 2.16. Efectos de columna corta.
(@Mundo_Hormigon, 2017)



Figura 2.17. Falla por flexocompresión en columna de concreto y pandeo de acero de refuerzo. (Mortezaei, Kheyroddin, y Ghodrati, 2008)



Figura 2.18. Falla por cortante en columna de concreto reforzado. (Michail, 2016)

Otros daños como los asentamientos o desplomos serán reportados por un especialista en el levantamiento topográfico; la inspección de la cimentación y documentación de daños comúnmente se realiza por parte de un especialista en geotecnia, quién a su vez analiza los resultados derivados de la exploración del subsuelo y realiza la evaluación geotécnica de la cimentación. La correcta interpretación de los daños en la cimentación podrá ayudar a identificar zonas potenciales de daño en la superestructura, por ello la importancia de recabar todo tipo de evidencias en campo. En las figs. 2.20-2.24 se muestran algunos ejemplos de los daños o colapsos causados por fallas en suelo o cimentación.



Figura 2.19. Efectos por asentamientos diferenciales. (geotecniafacil.com, 2017)



Figura 2.20. Pérdida de verticalidad. (IDC, 2019)



Figura 2.21. Colapso de edificio causado por falla en cimentación profunda. (Pérez, 2009)



Figura 2.22. Colapso de edificio causado por licuación en arenas. (Onofre, 2012)



Figura 2.23. Asentamientos en terrenos circundantes. (DE-DICYG, 2018)



Figura 2.24. Fallas regionales. (DE-DICYG, 2018)

Con el fin de que no exista pérdida de la información recabada se recomienda preparar formatos de inspección dependiendo del sistema estructural existente. Para casos de edificaciones grandes la logística será primordial. Las tareas de inspección y levantamiento de daños deben realizarse poniendo atención en:

- La correcta orientación y revisión de las caras del elemento
- La medición del largo y espesor de las grietas, así como de cualquier deterioro que se presente en el elemento. Las figs. 2.25-2.27 presentan algunos formatos propuestos para el levantamiento de daños que pueden variar según el sistema estructural de la edificación revisada.

DAÑOS ESTRUCTURALES DAÑOS EN COLUMNAS NIVEL _____

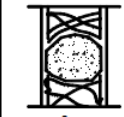


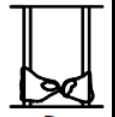

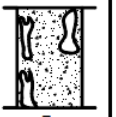
							(OTRA) G	DERRUMBADO K	SIN DAÑO S
FISURAS $L \leq 1$ mm	1								
GRIETAS $L > 1$ mm	2								
PERDIDA DE MATERIAL	3								
VARILLAS	VISIBLES	4							
	ROTAS	5							
	NO EXISTE	6							
NO MUESTRA	7								

Figura 2.25. Formato de inspección propuesto para daños en columnas. (DE-DICYG, 2018)

DAÑOS ESTRUCTURALES DAÑOS EN MUROS DE CARGA NIVEL _____



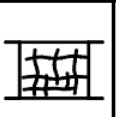
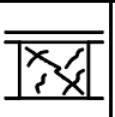
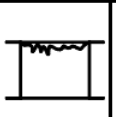
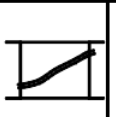
							(OTRA) G	DERRUMBADO K	SIN DAÑO S
FISURAS $L \leq 1$ mm	1								
GRIETAS $L > 1$ mm	2								
PERDIDA DE MATERIAL	3								
VARILLAS	VISIBLES	4							
	ROTAS	5							
	NO EXISTE	6							
NO MUESTRA	7								

Figura 2.26. Formato de inspección propuesto para daños en muros de carga. (DE-DICYG, 2018)

DAÑOS ESTRUCTURALES DAÑOS EN TRABES NIVEL _____

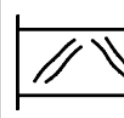
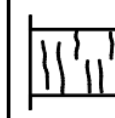
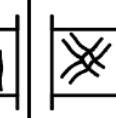
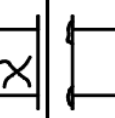
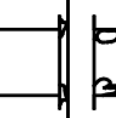
						(OTRA) F	DERRUMBADO K	SIN DAÑO S
FISURAS $L \leq 1$ mm	1							
GRIETAS $L > 1$ mm	2							
PERDIDA DE MATERIAL	3							
VARILLAS	VISIBLES	4						
	ROTAS	5						
	NO EXISTE	6						
NO MUESTRA	7							

Figura 2.27. Formato de inspección propuesto para daños en trabes. (DE-DICYG, 2018)

- La adecuada identificación de los daños, por lo que se recomienda, se realicen marcas de los patrones generados por las grietas con ayuda de marcadores, además deberá indicarse el grosor de la grieta, la fecha de medición, así como la identificación de quien realiza la inspección. Todos los daños significativos deberán ser marcados, asegurando así la completa inspección de la edificación. Una completa identificación de daños ayudará también a la determinación de un aumento en el deterioro durante los trabajos de inspección y en fechas posteriores.
- La documentación completa del estado del elemento con ayuda de fotografías de los daños existentes, así como de la inexistencia de daños. Además de las fotografías en primer plano de los elementos, se recomienda documentar el entorno. La clasificación de las fotografías debe ser cuidadosa y ordenada, indicando la orientación en la que se tomó la fotografía con respecto a los ejes cardinales con el fin de contar con un archivo fotográfico ordenado y completo del inmueble. Para el control de la documentación fotográfica se recomienda preparar formatos o bitácoras que contemplen la orientación, observaciones y los nombres de los archivos de las fotografías.

Otras convenciones, asocian características de daño a una clasificación de 5 niveles para evaluar la estructura con criterios establecidos y así realizarla de forma objetiva, los parámetros observables en elementos dúctiles y con daños causados por flexión se detallan en la fig. 2.28.

Clasificación del daño	Daño observable en elementos estructurales
<i>I</i>	Algunos agrietamientos se observan. Ancho de grieta menor de 0.5 mm.
<i>II</i>	Se observan grietas con ancho entre 0.5 y 1.0 mm.
<i>III</i>	Se observa agrietamiento severo con anchos de 1.0 a 5.0 mm. Se observa algún desprendimiento del concreto.
<i>IV</i>	Se observa mucho agrietamiento severo. El ancho de grieta es mayor de 5.0 mm. Las barras de refuerzo se encuentran expuestas producto del desprendimiento del concreto de recubrimiento.
<i>V</i>	Pandeo del refuerzo, aplastamiento del concreto y deformación vertical en columnas y/o muros estructurales. Exposición de acero de refuerzo por demanda de flexión y/o fractura de algunas de las barras.

Figura 2.28. Clasificación de daño en elementos estructurales. (López, 2018)

En caso necesario, se realizará la demolición de los acabados con el fin de observar de mejor forma la profundidad del daño, fig. 2.19-2.20. Los inmuebles que cuenten con plafones,

instalaciones o en general cualquier objeto que impida la correcta inspección del elemento deben ser retirados.



Figura 2.29. Demolición de acabados en columna de concreto. (DE-DICYG, 2018)



Figura 2.30. Columna de concreto sin acabados. (DE-DICYG, 2018)

Dependiendo de las condiciones de la edificación el equipo necesario para la inspección puede variar, sin embargo, el equipo básico incluye las siguientes herramientas:

- Herramientas para remover o demoler acabados y recubrimientos (Cinzel, martillo, desarmadores, etc.)
- Escaleras y linternas
- Instrumentos de medición como los grietómetros, nivel, flexómetros, cintas, plomadas y todo lo que se considere necesario.



Figura 2.31. Ejemplo de herramientas para remover acabados. (Leroy Merlín, 2019)



Figura 2.32. Escaleras de aluminio. (CUPRUM, 2019)



Figura 2.33. Grietómetro. (Elcometer, 2019)



Figura 2.34. Nivel. (Tools Depot, 2019)

Es importante mencionar que será obligatorio el uso de equipo de seguridad básico: casco, chaleco, lentes de protección y cubre bocas. Se recomienda el uso de tablas para escribir, croquis y planos, plumones, marcadores y lápices para llevar un control de las áreas revisadas. Se sugiere realizar bitácoras y programas de avance, ya que, en estructuras de dimensiones mayores, estas tareas pueden durar varias semanas.

2.4 Pruebas para determinar propiedades mecánicas de materiales

El realizar pruebas para determinar las características y propiedades mecánicas de los materiales es una de las etapas más importantes, ya que, su correcta realización será indispensable para lograr modelar la estructura real con sus condiciones actuales, debido a que el tiempo, los factores ambientales y químicos e incluso la acumulación de daño generan cambios en la resistencia a compresión y en el módulo de elasticidad del concreto, además de que la presencia de diversos factores puede afectar las áreas transversales del acero de refuerzo a lo largo de los años.

Por ello, a pesar de contar con información sobre las características de los materiales al momento de la construcción, siempre deben realizarse pruebas que confirmen o descarten los valores con los que se contaban. Considerando la incertidumbre que genera cualquier prueba de laboratorio, se recomienda realizar un programa de pruebas que elimine dicha incertidumbre.

Las pruebas que se pueden realizar en los elementos para la determinación de propiedades suelen clasificarse en destructivas y no destructivas, debido a que las primeras consisten en la extracción de probetas o demolición de elementos que posteriormente requerirán reparaciones; y las segundas correlacionan datos obtenidos de manera indirecta para dar una aproximación de las propiedades.

2.4.1 Pruebas destructivas en elementos

Este tipo de pruebas suele requerir la reparación o restitución de la integridad de los elementos en los cuales se llevan a cabo debido a que su realización consiste en la extracción de especímenes o pruebas en campo que suelen dejar estragos en los elementos estructurales. Existen diferentes y variadas pruebas aplicadas en las estructuras; sin embargo, a continuación se detallan las 2 más comunes y aceptadas en la práctica:

Corazones de concreto

Esta prueba consiste en la realización del Ensayo de Compresión Simple en especímenes producto de la extracción de núcleos cilíndricos de concreto de elementos estructurales existentes para determinar la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad del concreto que los conforma. La extracción de los especímenes se realiza perforando el elemento elegido con una broca cilíndrica de pared delgada con corona de diamante, carburo de silicio o algún material similar. La perforación se repara mediante el uso de morteros de alta resistencia (grouts) o resinas epóxicas para asegurar el restablecimiento de las características iniciales del elemento, Posterior a la extracción se realiza el cabeceo de los cilindros con el fin de preparar las bases con materiales adecuados para finalmente realizar el Ensayo de Compresión Simple. Para la obtención de resultados, es necesario tomar en cuenta la geometría y tamaño de los

especímenes, dado que es necesario afectar los resultados de resistencia obtenida con Factores de Corrección según la relación de aspecto. La correcta realización de esta prueba se rige por la NMX C-169-1997-0NNCE. (ONNCE, 1997).



Figura 2.35. Extracción de núcleo de concreto. (INDECAL, 2019)



Figura 2.36. Núcleo extraído de trabe de concreto reforzado. (INDECAL, 2019)

Aunque el Ensaye de Compresión Simple es el parámetro más usual en estas pruebas, también es posible ensayar los especímenes para obtener resistencias al corte o a la tensión. Además de que, características físicas, como la densidad, absorción de agua y petrografía, pueden ser obtenidas de estos núcleos. En cuanto a las características químicas, pueden realizarse pruebas de carbonatación y contenido de cloruros.

Calas

Las calas consisten en la realización de una perforación o rotura del concreto del elemento con el fin de determinar el estado y densidad de los armados de acero de refuerzo en los elementos de concreto. Este tipo de pruebas se consideran mucho más confiables o contundentes que los métodos indirectos, sin embargo, se debe tener especial cuidado en la reparación del daño que se causa en los elementos para que esta devuelva sus características al elemento.

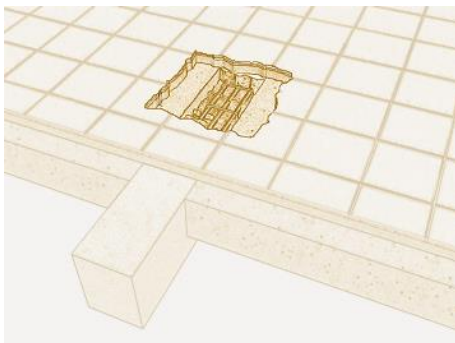


Imagen 2.40. Cala realizada en la parte superior de trabe de concreto. (CYPE Ingenieros, 2019)

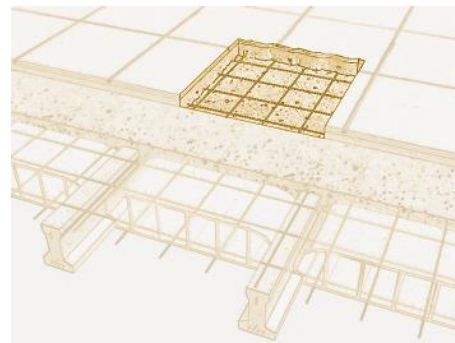


Imagen 2.38. Cala realizada en losa maciza de concreto reforzado. (CYPE Ingenieros, 2019)

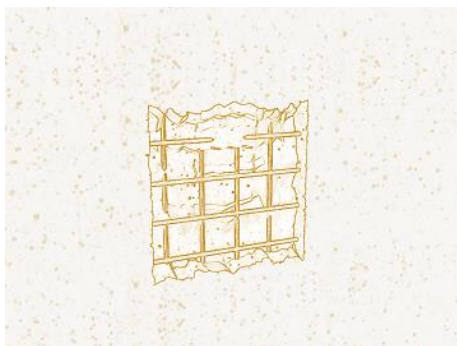


Imagen 2.39. Cala realizada en muro de concreto reforzado. (CYPE Ingenieros, 2019)

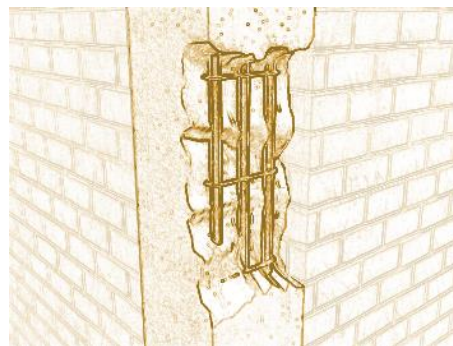


Imagen 2.37. Cala realizada en columna de concreto reforzado. (CYPE Ingenieros, 2019)

2.4.2 Pruebas no destructivas en elementos

Este tipo de pruebas se caracteriza por no generar daños en los elementos estructurales debido a que correlaciona datos indirectos para la obtención de los resultados. Son pruebas prácticas debido a que en la mayoría de los casos arrojan resultados instantáneos que no requieren ensayos en laboratorio. Aunque requieren la verificación con un conjunto de pruebas que se validen entre sí, estos métodos pueden ser de utilidad en casos especiales en los que no se puedan realizar pruebas más contundentes como las destructivas. Es variada la cantidad de diferentes métodos que se aplican en este tipo de pruebas; sin embargo, a continuación se detallan las dos más comunes en la práctica:

Esclerómetro

El esclerómetro o martillo de rebote consiste en una barra de acero (émbolo), la cual recibe el impacto de una pieza de acero impulsada por un resorte. Este impacto se transmite a la superficie de concreto y debido a la resistencia de éste, la pieza rebota y su desplazamiento máximo es registrado en una escala lineal fija al cuerpo del instrumento. (IMCYC, 2009)



Figura 2.41. Prueba de Esclerómetro en muro de concreto reforzado. (COTECNO, 2019)

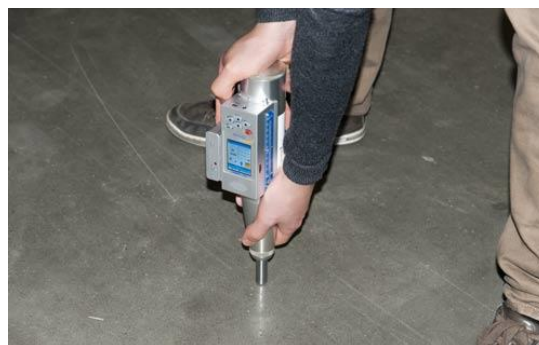


Figura 2.42. Prueba de Esclerómetro sobre losa maciza de concreto. (PCE Instruments, 2019)

De esta prueba se obtiene una rápida estimación de la resistencia a compresión mediante la correlación del desplazamiento registrado en su embolo; sin embargo, debe utilizarse como comprobación de otras pruebas debido a que existen diferentes condiciones como la edad del concreto, la humedad, la temperatura del concreto, la calidad en el colado, el método de aplanado, la posición del aparato, el operador e incluso la utilización de diferentes aparatos en una misma prueba que pueden desviar el resultado. La correcta realización de esta prueba se rige por la NMX C-192-1997-0NNCE. (ONNCE, 1997):

Métodos electromagnéticos

Los equipos electromecánicos actuales utilizan métodos para la obtención de los armados de acero de refuerzo de los elementos de concreto reforzado, siendo el más común la inducción electromagnética que es capaz de detectar la afectación del flujo magnético causado por la presencia del acero de refuerzo, este método ha demostrado eficiencia en la determinación de la posición y diámetros de las varillas que conforman el armado de los elementos. El método de dispersión del campo magnético se presenta como una opción adicional, con la cual también se puede determinar posición y diámetros. Otras alternativas como la permanencia magnética permiten determinar la localización del acero de refuerzo.

Estos métodos ofrecen diversas ventajas como: la determinación confiable de la localización de las barras, la obtención de los datos de forma inmediata y el hecho de que los resultados no requieren procesamiento, fig. 2.43.-2.44. Sin embargo, en la práctica han presentado problemas para diagnosticar correctamente los diámetros de varillas, así como dificultades de diagnóstico en elementos con recubrimientos gruesos como en los casos con armados muy densos.



Figura 2.43. Dispositivo para la detección de acero de refuerzo, FerroScan.
(Hilti México, 2019)



Figura 2.44. Utilización del dispositivo FerroScan en campo. (Hilti México, 2019)

2.4.3 Pruebas adicionales

Carbonatación

La carbonatación en el concreto es la pérdida de pH que ocurre cuando el dióxido de carbono atmosférico reacciona con la humedad dentro de los poros del concreto y convierte el hidróxido de calcio (con alto pH) a carbonato de calcio, el cual tiene un pH más neutral. Es un problema importante debido a que el concreto, con su ambiente altamente alcalino (rango de pH de 12 a 13), protege al acero de refuerzo contra la corrosión. Cuando se alcanza un pH menor a 9 es posible que el concreto disminuya su capacidad de impermeabilidad y se empiece el proceso de corrosión en el acero. Aunque la difusión del dióxido de carbono a través de los poros de concreto pueda requerir años antes de que ocurra el daño por corrosión, puede ser devastadora y muy costosa de reparar.

La manera más fácil de detectar la carbonatación en una estructura es romper un pedazo de concreto (preferentemente cerca de un borde) en donde se sospeche que hay carbonatación. Después de limpiar todo el polvo residual del espécimen, se coloca una fenolftaleína sobre el concreto. Las áreas carbonatadas del concreto no cambiarán de color, mientras que las áreas con un pH mayor a 9 tomarán un color rosado brillante. Este cambio apreciable de color muestra cuál es la profundidad de carbonatación dentro de la masa de concreto. (Osorio, 2012)



Figura 2.45. Prueba de Carbonatación con fenolftaleína en probeta de concreto. (Osorio, 2012)

Determinación del contenido de cloruros

Se mide para prevenir la corrosión del acero de refuerzo y degradación del concreto, causado por la reacción del contenido salino presente en los agregados o agua utilizados para la elaboración del concreto.

Para determinar el contenido de cloruros, se somete una muestra pulverizada a una solución ácida, posteriormente se analiza cuantitativamente la solución obtenida. Se recurre a la solución ácida para poder disolver los cloruros de las sales resistentes al agua, permitiendo determinar un valor conservador del contenido de cloruros. Este valor permisible no excederá el 0.4% de la masa de cemento, inclusive después de la carbonatación del concreto. (Silva, 2009).

2.5 Levantamiento geométrico

La realización de esta etapa dependerá de la calidad de la información existente del proyecto original del inmueble ya que, si después de una verificación rápida en sitio, se determina que los planos estructurales existentes son representativos de la estructura, no será necesario realizar un levantamiento geométrico detallado. Es recomendable, identificar si se realizaron cambios en la estructura durante la construcción que no se ven reflejados en los planos estructurales, así como los reforzamientos o ampliaciones que pudo sufrir la edificación. En la fig. 2.46. se muestra un ejemplo de la realización de estas tareas.



Figura 2.46. Realización del levantamiento topográfico. (DE-DICYG, 2017)

El caso de no contar con información confiable o existente, se recomienda realizar un levantamiento estructural con apoyo de una brigada de topografía que garantice el correcto dimensionamiento de la estructura. Para estructuras de dimensiones menores, esta tarea se puede realizar con una pequeña brigada que cuente con equipo de medición básico, como son flexómetros, cintas y distanciómetros, etc. Dichos levantamientos deben vaciarse en planos estructurales con ayuda de un software de dibujo, debido a que además de presentarse en los reportes, serán usados para la modelación geométrica de la edificación, por lo que no se admite la pérdida de información.

2.6 Estudio topográfico

La información proveniente de este estudio es fundamental para el correcto diagnóstico del comportamiento estructural general de las edificaciones. Para fines de una evaluación, resulta necesaria la verificación de la verticalidad de la construcción y la determinación de los posibles desplazamientos diferenciales entre sus apoyos que causen deformaciones al sistema de piso y a la estructura en general. Estas tareas se realizan por ingenieros topógrafos, fig. 2.47; sin embargo, la verificación del cumplimiento de los estados límite reglamentarios correspondientes, estará a cargo del especialista en estructuras o geotecnia, a partir de los datos proporcionados del estudio topográfico.



Figura 2.47. Tareas de la brigada de topografía. (TOPOX ASOCIADOS, 2019)

En la práctica, los resultados de este tipo de estudios tienen diversas formas de reportarse según las dimensiones de la estructura, grado de profundidad de la medición e incluso el formato que utilice la brigada de topografía para presentar los datos. A continuación se muestran algunos ejemplos del reporte de topografía de edificios existentes, fig. 2.48.-2.50.

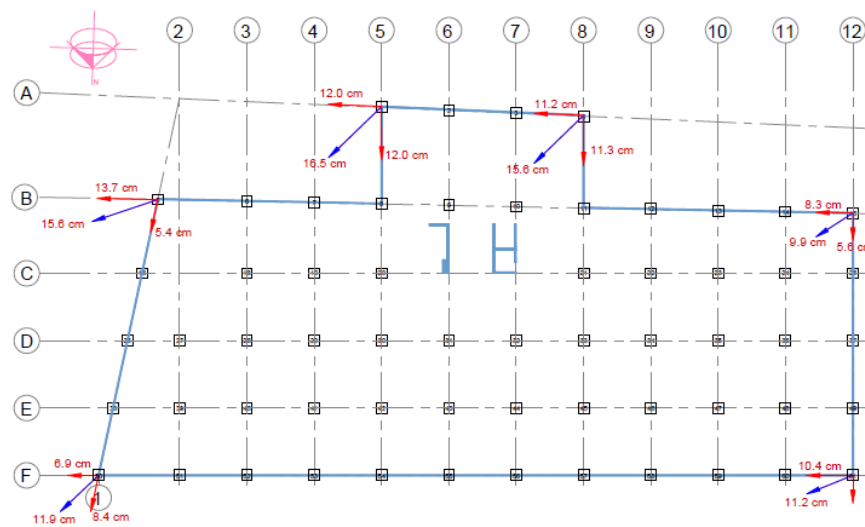


Figura 2.48. Componentes y resultantes de desplomos en azotea de edificio. (DE-DICYG, 2012)

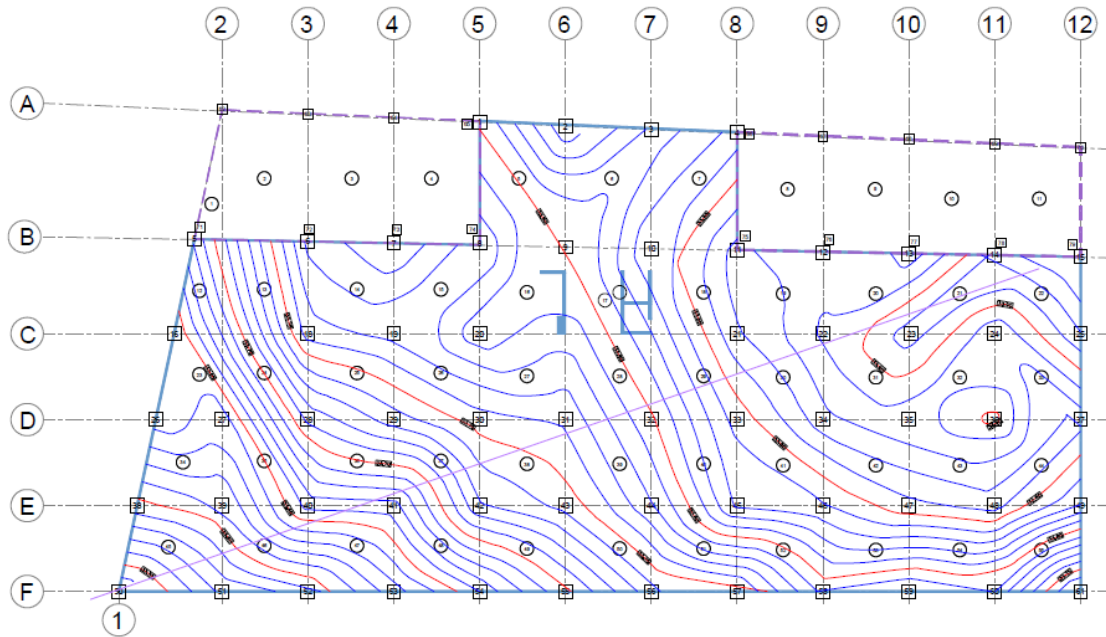


Figura 2.49. Curvas de nivel en losa de entrepiso de edificio. (DE-DICYG, 2012)

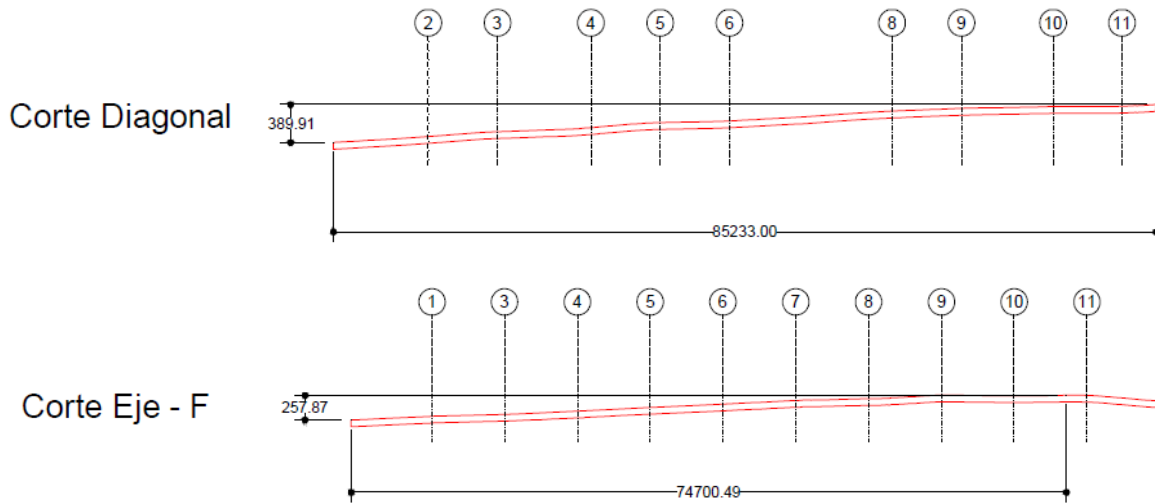


Figura 2.50. Cortes longitudinal y diagonal en una losa con dimensiones en milímetros.
(DE-DICYG, 2012)

2.7 Estudios geotécnicos

La evaluación geotécnica de la cimentación es una de las etapas fundamentales de la metodología propuesta en este trabajo, ya que las posibles fallas o comportamientos indeseados en el suelo sobre el cual está cimentada la estructura, así como los daños que pudieron ocasionarse en los cimientos producto del movimiento sísmico, también ponen en riesgo la integridad estructural del inmueble. En las figs. 2.51.-2.54, se ejemplifican algunos de los mecanismos de falla típicos que se pueden generar en una estructura, producto de un mal comportamiento del suelo.

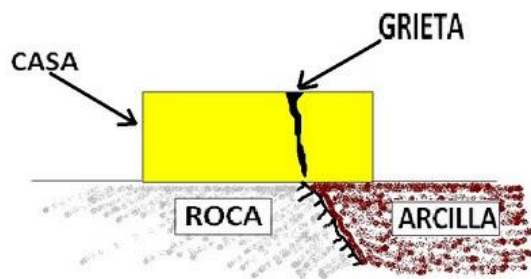


Figura 2.51. Efectos estructurales de cambio abrupto de tipo de suelo. (Arquigrafico, 2019)

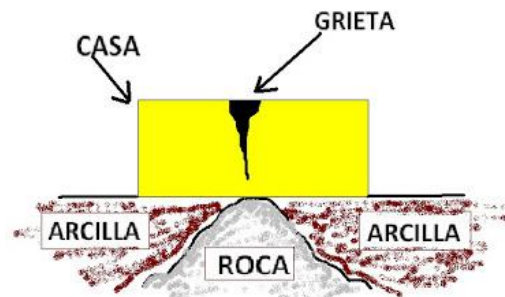


Figura 2.52. Efectos estructurales de cambios abruptos de tipo de suelo. (Arquigrafico, 2019)

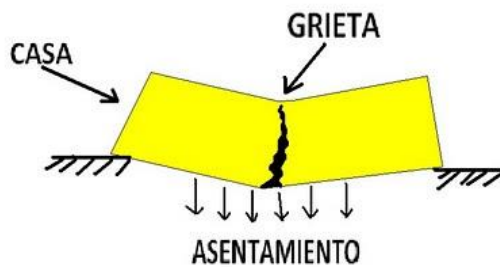


Figura 2.53. Efectos estructurales de asentamientos diferenciales del suelo. (Arquigrafico, 2019).

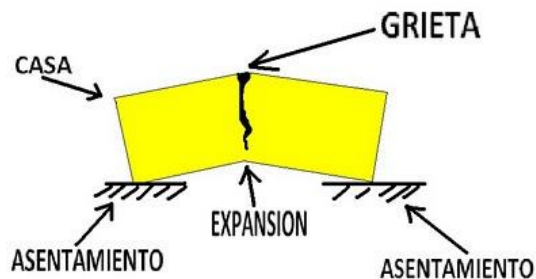


Figura 2.54. Efectos estructurales de expansión y asentamientos diferenciales del suelo. (Arquigrafico, 2019)

El estudio del comportamiento geotécnico deberá realizarse por parte de ingenieros especializados en esta área. Esta actividad abarca desde la inspección de la cimentación y de la zona colindante, hasta la realización de trabajos de campo para la extracción de muestras que permitan determinar las propiedades mecánicas del suelo, necesarias para caracterizar el comportamiento de la cimentación ante las cargas inducidas y verificar el cumplimiento de los estados límite prescritos en la reglamentación vigente aplicable.

La cantidad y el tipo de pruebas que se pueden realizar para determinar las características físicas y mecánicas del suelo sobre el cual se encuentra cimentada la edificación es variada y dependerá del tipo suelo, cimentación y estructura. Es importante que los resultados de las pruebas sean congruentes y que corroboren los parámetros obtenidos por métodos directos e indirectos.

La justificación para realizar el estudio de mecánica de suelos se basa en el hecho de que las propiedades y características del suelo pueden cambiar a lo largo de la vida de la edificación, o bien, a consecuencia de sismos intensos capaces de dañar la estructura del suelo. Por ello, es importante, caracterizar correctamente el sitio de desplante y, en caso de contar con un estudio de mecánica de suelos al momento de la construcción, verificar los posibles cambios en sus propiedades. El diagnóstico del estado del suelo y de la cimentación quedará a cargo de los ingenieros especialistas en geotecnia; sin embargo, es de importancia que los ingenieros dedicados a la evaluación estructural conozcan las pruebas que pueden realizarse.

Los estudios de mecánica de suelos suelen realizarse mediante exploración directa o exploración indirecta; a su vez, los estudios de exploración directa pueden ser someros o profundos, como se muestra en la fig. 2.55.



Figura 2.55. Pruebas de exploración de campo más comunes.

2.7.1 Exploración directa somera

Los estudios someros o superficiales se recomiendan para estructuras con cimentaciones poco profundas, en los que es posible extraer muestras alteradas e inalteradas para ser ensayadas en el laboratorio o bien para obtener algunas características mecánicas del suelo en campo. A continuación, se describen las más comunes:

- *Pozos a cielo abierto (PCA)*. Esta prueba consiste en la excavación de un pozo con las dimensiones suficientes para que un técnico descienda a su interior y, con ayuda de herramientas, labre una muestra cubica inalterada. Posteriormente, la muestra será ensayada en el laboratorio para la caracterización del suelo. Esta prueba también permite observar las características de los estratos superficiales; sin embargo, se tienen diversas limitantes, como el riesgo de colapso de las paredes del pozo en suelos inestables y la presencia del Nivel de Aguas Freáticas a poca profundidad. Este método no es recomendable en suelos duros o rocosos debido a la dificultad para la excavación manual.



Figura 2.56. Estratigrafía visible del suelo en la profundidad del PCA. (García, 2019)



Figura 2.57. Estratigrafía visible del suelo en la profundidad del PCA. (DCYT, 2019)



Figura 2.58. Excavación de Pozo a Cielo Abierto (PCA). (CSI Ingeniería, 2019)



Figura 2.59. Extracción de muestra cubica inalterada de PCA. (RL Ingeniería, 2019)

- *Pala posteadora*. Esta prueba consiste en el hincado de un barreno para la obtención de muestras alteradas para caracterización del suelo. Es útil para zonas en las que equipos mecánicos grandes tienen dificultades para entrar.

2.7.2 Exploración directa profunda

Los estudios profundos se realizan para estructuras que cuentan con dimensiones importantes, ya sea en planta o elevación y que por ello, requieren cimentaciones con mayor capacidad de carga. Estos estudios ayudan al especialista a conocer la estratigrafía del suelo además de diferentes características y propiedades del suelo. Es posible obtener muestras alteradas e inalteradas de este tipo de sondeos, dependiendo de las condiciones en campo y de las herramientas utilizadas. A continuación, se describe la más común:

- *Prueba de penetración estándar (SPT)*. Esta prueba se realiza para determinar la resistencia al corte del suelo mediante una correlación del número de golpes necesarios para hincar 30 cm el penetrómetro. Los golpes se realizan dejando caer un peso de 63.5 kg desde una altura de 76 cm. De esta prueba se obtienen muestras alteradas del suelo a grandes profundidades lo que permite determinar la estratigrafía del sitio. El penetrómetro, también conocido como tubo de media caña, se trata de un tubo de acero cortado longitudinalmente que permite la extracción de la muestra para su caracterización.



Figura 2.60. Técnicos realizando la Prueba de Penetración Estándar en Suelo.
(Geotecnia2000, 2019)



Figura 2.61. Penetrómetro o tubo de media caña. (GEOTEK LTD, 2019)

- *Método del Cono*. El ensayo CPTU es un ensayo estandarizado que penetra el suelo a una velocidad constante y genera lecturas en tiempo real que permiten una adecuada caracterización de un perfil de suelo. Este se hince a presión, tiene incorporadas celdas instrumentadas con deformímetros eléctricos que permiten la medición simultánea de las fuerzas necesarias para el hincado de la punta cónica de 60° de ángulo de ataque y

3.6 cm de diámetro y de la funda cilíndrica de fricción también de 3,6 cm de diámetro y 13.25 cm de longitud. (SDS, 2019) Esta prueba se utiliza en suelos blandos con espesores mayores de 10m en suelos arenosos y en arcillas de origen lacustres ha demostrado eficacia la aplicación del método. Se puede usar en lugar del método de penetración estándar. (SIAPA, 2014)

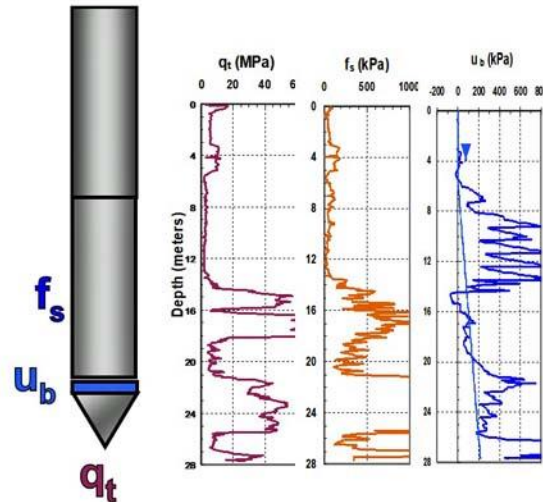


Figura 2.62. Esquema de cono y grafica de resultados de la prueba. (ZAFECO, 2019)

- **Tubo Shelby.** El tubo Shelby o también llamado tubo de pared delgada es un tubo fabricado de acero sin costuras y su objetivo es la toma de muestras de suelo "in situ", de muestras inalteradas de suelos, que permitan conservar las propiedades en su estado natural, evitando hacer mínimos los cambios de las condiciones de la muestra in situ. Consiste en un muestreador que se tornilla a la parte interior de la tubería de perforación. El muestreador es un tubo de acero o latón de diámetro exterior variable entre 1.5 a 10cm de espesor máximo de 1.5mm y longitud entre 80cm y 1m. Es común cortarlo longitudinalmente al extraer la muestra cuidando la fricción lateral.

En el momento de muestrear, el tubo debe ser hincado en el suelo con gran fuerza y de forma constante hasta alcanzar el punto de rechazo o hasta que se encuentre lleno. Una vez que se ha obtenido la muestra, el tubo de pared delgada es desconectado de la cabeza. Para utilizarlo o para realizar muestras futuras, en ambos extremos del tubo se colocan tapas herméticas para no perder parte de la muestra.

Este tipo de muestreador se utiliza principalmente en suelos cohesivos y blandos o semiduros, sin importar que se localicen encima o debajo del nivel freático. Los tubos de pared delgada son de un diámetro exterior de 2 a 3 pulgadas y poseen un extremo afilado. Cuando se trata de investigar suelos profundos se une a barras perforadoras que se ensamblan al tubo Shelby, una vez obtenida se envía al laboratorio para su análisis. (Redrilsa, 2019)

- *Piezómetro Casagrande y Abierto.* Los piezómetros Casagrande son utilizados para medir la presión de poro en terrenos de baja y media permeabilidad o rocas y los piezómetros abiertos son utilizados para medir y monitorear el nivel de agua subterránea en la profundidad instalada o en la punta del filtro del aparato.

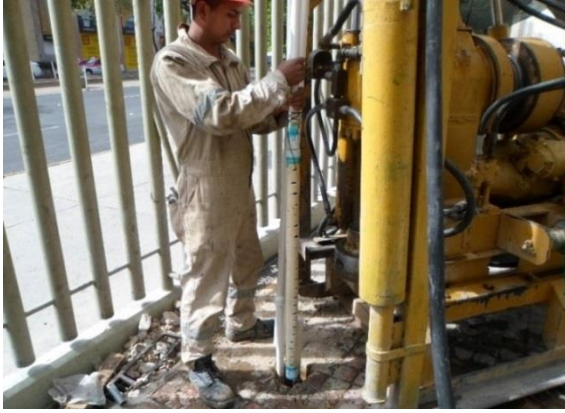


Figura 2.63. Perforación y colocación de piezómetros. (DE-DICYG,2018)



Figura 2.64. Piezómetro Casagrande. (SISGEO, 2019)

2.7.3 Exploración indirecta

Estos métodos se caracterizan por la utilización de diversos estudios geofísicos para la determinación indirecta de las propiedades físicas de los suelos y rocas. A continuación, se describen brevemente los dos tipos de estudios más usados:

- *Geosísmico.* Este método utiliza las velocidades de las ondas de compresión y corte que se transmiten en los suelos que son producidas por vibraciones inducidas mecánicamente. A partir de la interpretación de estos estudios, es posible determinar propiedades mecánicas, así como geometría de estratigrafías, figs. 2.65. y 2.66.



Figura 2.65. Técnicos induciendo mecánicamente vibraciones en el suelo. (Grado 7, 2019)

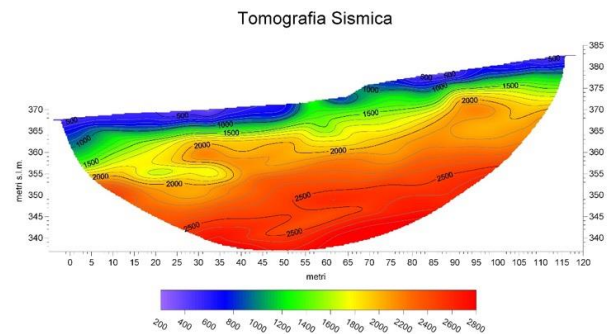


Figura 2.66. Resultado de los métodos geosísmicos. (Grado 7, 2019)

- *Geoeléctrico*. Este método realiza mediciones de la resistividad, a partir de una corriente eléctrica inducida y es capaz de determinar tipos de materiales, profundidad del NAF, espesores de estratos, así como detectar la existencia de cavernas y estructuras geológicas, fig. 2.67.

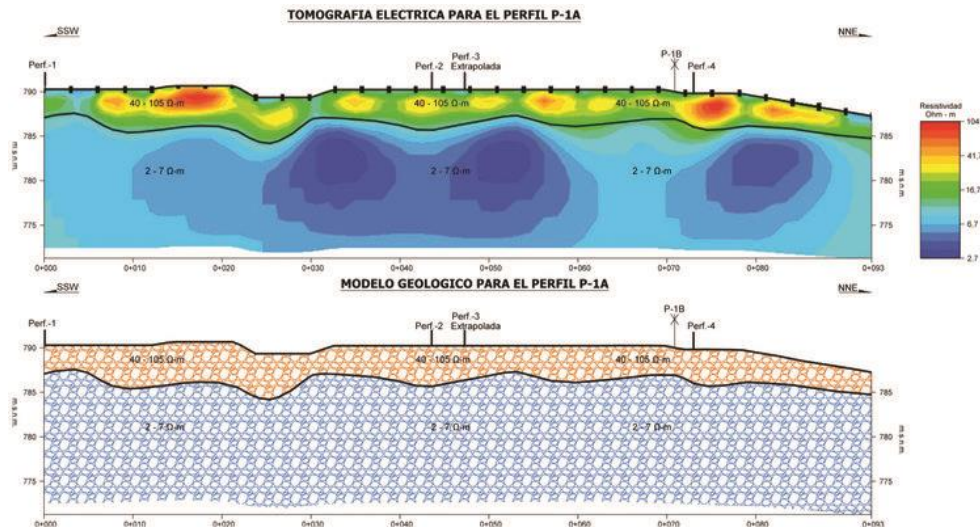


Figura 2.67. Resultados del método geoeléctrico para la determinación del modelo geológico.
(D'GEO, 2019)

La evaluación geotécnica de la cimentación se basa en el cumplimiento de los estados límite reglamentarios y quedan fuera de los alcances de este trabajo; se recomienda que esta revisión sea realizada por especialistas en geotecnia.

2.8 Estudios dinámicos

La realización de estudios dinámicos en estructuras son, actualmente, técnicas económicamente factibles y justificables para estructuras sobre las cuales se tenga duda respecto a su comportamiento ante cargas dinámicas. Este tipo de estudios permiten la determinación de las propiedades que rigen el comportamiento dinámico, a saber: los periodos y modos de vibración, así como, el porcentaje de amortiguamiento crítico. Lo anterior tiene como objetivo evaluar la respuesta ante eventos sísmicos, a partir de un modelo estructural representativo de las características y condiciones físicas de la edificación existente.

Para obtener los parámetros dinámicos de una estructura es deseable contar con un modelo preliminar que proporcione información sobre el rango probable en el cual se pueden encontrar dichos valores.

Para realizar un estudio dinámico es necesario llevar a cabo una campaña de medición de vibraciones en campo, en puntos estratégicamente seleccionados dentro de una estructura, cuya localización dependerá del comportamiento dinámico a investigar. Para ello se diseñan una serie de arreglos instrumentales con ayuda de equipos de medición de vibraciones cuya naturaleza y origen pueden ser diversos. Las vibraciones generadas en estructuras suelen clasificarse en dos tipos: las señales de vibración forzada y las señales de vibraciones ambientales.

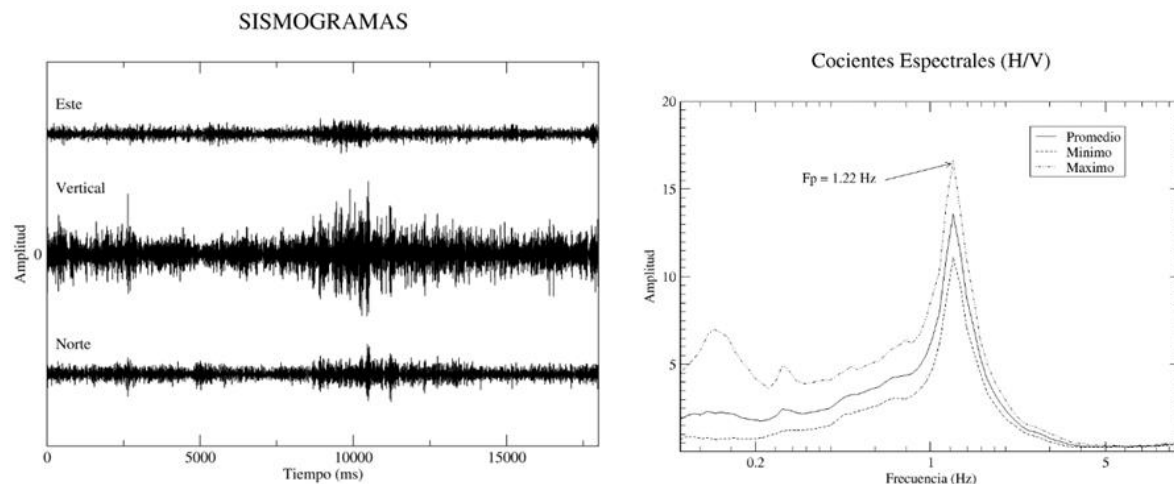


Figura 2.68. Ejemplo de una señal y de su respectivo espectro de Fourier.
(Geofísica Exploraciones, 2019)

Los equipos utilizados comúnmente en estos estudios son acelerómetros o velocímetros, capaces de medir vibraciones en tres direcciones ortogonales (dos traslacionales y una vertical) y son controlados desde un equipo de cómputo, figs. 2.69. y 2.70; las señales registradas caracterizan la respuesta del punto de medición ante diversas perturbaciones o excitaciones. Dichas señales son procesadas utilizando diferentes métodos numéricos basados en el análisis

de Fourier el cual permite estudiar las señales en el dominio de la frecuencia, fig. 2.68. A partir de esta información es posible determinar las frecuencias naturales de vibrar de la estructura y por ende, sus periodos dominantes de vibrar, como se explicará más adelante. .



Figura 2.69. Velocímetro. (DOIT, 2019)

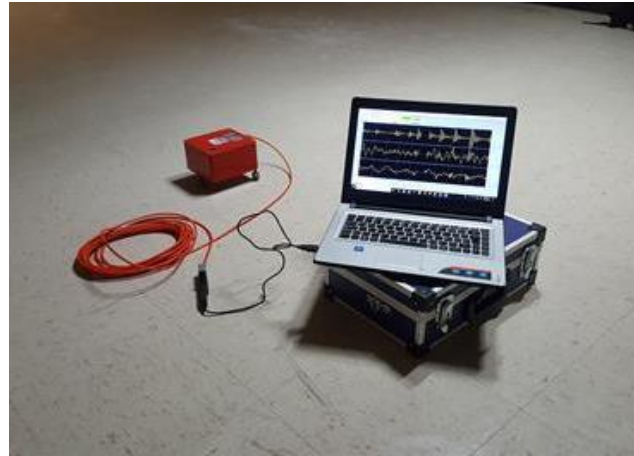


Figura 2.70. Equipo colocado en campo. (DE-DICYG, 2018).

2.8.1 Vibración forzada

Los estudios de vibración forzada se caracterizan por generar una perturbación apreciable en la estructura, lo que ocasiona señales con una mayor amplitud y claridad, lo que facilita la identificación de las propiedades dinámicas de la estructura. Este tipo de excitaciones pueden ser causadas de manera artificial, mediante excitadores mecánicos o dispositivos especiales; y de manera natural, generadas por la ocurrencia de sismos, vientos, oleaje, etc.

2.8.2 Vibraciones ambientales

Los estudios dinámicos de vibraciones ambientales buscan identificar las frecuencias de vibrar de las edificaciones, a través de excitaciones causadas por diversos agentes ambientales en el interior o en su vecindad, como pueden ser el tránsito de autos o de personas, funcionamiento de equipo y maquinaria, etc.

Debido a que dichas perturbaciones son pequeñas y no se puede controlar su frecuencia ni magnitud, es común que puedan existir niveles de ruido que dificultan el análisis y la interpretación de las señales, por lo cual se requiere contar con una mayor experiencia para realizar este tipo de estudios.

Dada la amplitud de las señales producto de la vibración ambiental, los elementos no estructurales, no desligados en una edificación, pueden contribuir a la rigidez lateral ocasionando variaciones en los valores de los periodos. Lo anterior no sucede en el caso de

otro tipo de vibraciones, como las generadas por sismos intensos, donde los elementos no estructurales se desacoplan de la estructura debido a la severidad del movimiento.



Figura 2.71. Medición de señales en campo.
(DE-DICYG, 2019).



Figura 2.72. Medición de señales en campo.
(DE-DICYG, 2019).

2.9.3 Procesamiento y análisis de señales

Para obtener las propiedades dinámicas de una estructura, es común llevar a cabo el muestreo de la señal tomando como parámetro base la aceleración o velocidad registrada en un punto de la estructura, mediante el uso de sismómetros. Estos equipos cuentan con sensores que miden señales eléctricas en varias direcciones ortogonales, comúnmente dos horizontales y una vertical. Los registros obtenidos son datos que representan observaciones únicas de la respuesta del punto de medición dentro de la estructura y pueden ser procesados con ayuda de software basado en técnicas de Fourier para la determinación de las propiedades dinámicas buscadas. El procesamiento de señales hace uso de diferentes funciones que, en conjunto, ayudan a determinar características como las frecuencias naturales de vibrar asociadas a formas modales y su correspondiente porcentaje de amortiguamiento crítico de la estructura.

Una vez que se cuenta con los registros obtenidos en campo, se tiene la representación de la señal en el dominio del tiempo; sin embargo, para identificar las frecuencias naturales de vibrar de la estructura es necesario llevar la representación de la señal al dominio de las frecuencias, a través del cálculo del espectro de Fourier en el que se muestren las frecuencias que participan en la composición de la señal y sus amplitudes. La Transformada de Fourier es el algoritmo que se utiliza para llevar la señal de dominio del tiempo al dominio de las frecuencias, ec. 2.1.

$$x(t) = \int_{-\infty}^{\infty} X(f)e^{j2\pi ft} df \quad X(f) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t)e^{-j2\pi ft} dt \quad (\text{ec. 2.1})$$

en donde j es el número imaginario $\sqrt{-1}$, f es la frecuencia circular, t es el tiempo, $x(t)$ es una señal dada y $X(f)$ es su transformada de Fourier.

Para las mediciones de sistemas estructurales, la señal $x(t)$ se obtiene durante un periodo de tiempo por lo que se emplea el algoritmo conocido como la Transformada Discreta de Fourier (DFT), que se utiliza en los casos de señales con un número finito de datos, ec. 2.2.

$$X_k = \sum_{i=0}^{N-1} x_i e^{-j2\pi ik/N} \quad (\text{ec. 2.2})$$

para $k=0,1, 2, 3, \dots N-1$

Además, para el caso de señales en las que el número de datos es una potencia de 2, es decir para $N=k^2$, para $k= 1, 2, 3, \dots$, etc., el cálculo de la DFT se puede obtener en aproximadamente $N \log_2(N)$ operaciones. Para los casos en los que la señal no cuente con un registro igual a una potencia de 2, es recomendable agregar datos nulos para llegar a este número, debido a que esta adición no tiene impacto en la obtención del Espectro de Fourier y facilitara su cálculo. A este caso particular, se le conoce como Transformada Rápida de Fourier (FFT).

La señal se muestrea de tal manera que produce una cantidad específica de números binarios que representan el segmento de la función de entrada. Estos números se transforman a través de la FFT en valores complejos en el dominio de frecuencias. Cada punto de frecuencia $A(f)$ se calcula con el promedio de las amplitudes A_i de acuerdo con la ec. 2.3.

$$A(f) = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n A_i^2(f)} \quad (\text{ec. 2.3})$$

A continuación, se presentan las funciones de correlación requeridas para realizar el correcto análisis e interpretación de las señales, según (Castelán, 2001) y (García, Ayala, Reyes y Álvarez, 2002).

Amplitud y fase

Por la forma de la integral que define la transformada de Fourier, ec. 2.1, se observa que, independientemente de que la señal de entrada $x[i]$ sea real o compleja, la transformada de Fourier $X[k]$ es siempre compleja. Con base en esto se pueden obtener 2 tipos de información: la amplitud y la fase. En análisis de señales se dice que el espectro de amplitud es una función de simetría par y el espectro de fase de simetría impar.

El espectro de amplitud permite observar cuáles son las frecuencias más importantes que se encuentran presentes en la señal y, por otro lado, el rango de frecuencias en el que se concentra la mayor parte de la energía. Por otro lado, el espectro de fase indica el tiempo de retraso respecto al origen, que tienen cada una de las funciones armónicas que forman la señal.

Para una señal dada, el espectro de fase sirve para determinar la dirección del movimiento de un instrumento respecto a la de otro. Por ejemplo, si se tienen instrumentos orientados paralelamente, estarán en la fase (ángulo de fase=0°), en caso contrario estarán fuera de fase (ángulo de fase=180°).

Espectro de potencia y función de transferencia

El espectro de potencia es útil para determinar las frecuencias de resonancia, así como el coeficiente de amortiguamiento, ya que los picos máximos están más definidos que en la función de transferencia. El espectro de potencia de $x(t)$ o $y(t)$ se calcula utilizando la ec. 2.4.

$$S(f) = X^*(f)X(f) = |X(f)|^2 \quad (\text{ec. 2.4})$$

En donde $X(f)$ es la transformada de Fourier de la señal $x(t)$ y $X^*(f)$ es el conjugado complejo de $X(f)$. Las relaciones dinámicas entre las señales de entrada y salida se establecen a través de la función de transferencia $H(f)$, de acuerdo con la ec. 2.5.

$$S_{YY}(f) = |H(f)|^2 S_{XX}(f) \quad (\text{ec. 2.5})$$

$S_{XX}(f)$ es el espectro de potencia de la señal $x(t)$ y $S_{YY}(f)$ es el espectro de potencia de la señal de salida $y(t)$. Es importante mencionar que la ec. 2.5. es teórica y normalmente en mediciones experimentales pueden existir complicaciones en el cálculo de la función $H(f)$, debido a señales contaminadas por ruido. Al considerar $G_{NX}(f)$ como el espectro cruzado entre $x(t)$ y $N(t)$, los cuales se asumen que no son correlacionados, al realizar promedios de eventos, este término tiende a cero, por lo tanto, es posible recuperar $H(f)$, aún en la presencia del ruido, mediante el uso del espectro cruzado y el espectro de potencia $S_{XX}(f)$ de la señal de entrada. De esta forma, la función de transferencia se calcula, de acuerdo con el formato de la ec. 2.6 como:

$$|H(f)|^2 = \frac{S_{XY}(f)}{S_{XX}(f)} \quad (\text{ec. 2.6})$$

En el cálculo de la función de transferencia se utiliza el cociente entre el espectro cruzado S_{XY} y el espectro S_{XX} . Sin embargo, existen componentes complejas en S_{XY} , por lo que, a través de descomposición polar, es posible obtener también la transferencia de fase.

A la función de transferencia $H(f)$ también se le conoce en ingeniería como función de respuesta de frecuencias, ya que, para estructuras ligeramente amortiguadas, mostrará máximos en aquellas frecuencias donde exista una respuesta máxima.

Función de coherencia

Otro de los parámetros importantes derivado del análisis de las señales de un sistema es la función de coherencia, ec. 2.7, que tiene las características de adimensional en el dominio de

frecuencias, con valores de 0 a 1 y que, en cada frecuencia, el valor de la función representa la fracción de la salida del sistema que se relaciona directamente con la entrada.

$$\gamma^2(f) = \frac{|G_{YX}(f)|^2}{G_{XX}(f)G_{YY}(f)} \quad (\text{ec. 2.7})$$

Para llevar a cabo una identificación confiable de las frecuencias naturales de vibrar de una estructura, no basta con analizar exclusivamente los espectros de Fourier y de potencia, ya que podrían cometerse errores debido a la presencia de otras ordenadas espectrales que pueden ser significativas, pero ajenas a las frecuencias vecinas y de equipo electromecánico. Debido a este hecho es importante complementar el estudio de los espectros de Fourier con el análisis de las funciones de transferencia y de coherencia. Adicionalmente, la coherencia se emplea para calcular las formas modales, al respecto, si para una frecuencia dada se tienen valores bajos de coherencia, indica que uno o más de los espectros estimados contienen niveles importantes de ruido externo, con lo que se podría sobrestimar severamente la deflexión modal relativa.

Cuando la coherencia es mayor a cero e inferior a uno, existe una o más de las siguientes condiciones

1. Hay ruido externo en las señales
2. Se presenta un error de sesgo en la resolución del espectro.
3. La relación entre las señales de entrada $x(t)$ y salida $y(t)$ del sistema, es no lineal.
4. La señal de salida $y(t)$ se debe a otros impulsos además de la señal de entrada $x(t)$

En la práctica, valores de coherencia entre 0.7 y 1, se consideran razonables para la identificación de una frecuencia asociada a la estructura.

2.9.4 Interpretación del análisis de señales

Con el análisis de espectros de potencia, funciones de transferencia en amplitud y fase y funciones de coherencia, se pueden determinar las características dinámicas de un sistema estructural, como lo son las frecuencias de vibración, las formas modales y los niveles de amortiguamiento.

Determinación de frecuencias.

El comportamiento dinámico de una estructura puede no sólo depender de una frecuencia de vibrar. El cálculo de las frecuencias de vibrar de estructuras ligeramente amortiguadas, como es el caso de edificios, puede obtenerse en función del espectro de amplitudes de Fourier. Una mejor estimación se logra con el empleo de espectros de potencia y funciones de transferencia. En el espectro de potencia de una señal de salida, las frecuencias asociadas a los picos no necesariamente corresponden a las frecuencias propias de vibrar de la estructura (frecuencias de resonancia de modos normales); también pueden corresponder a las frecuencias

características de la excitación y ruido. El factor de ganancia que puede obtenerse a través de la función de transferencia, mostrará máximos en aquellas frecuencias llamadas de resonancia y que corresponden a modos normales de la estructura.

Para encontrar las frecuencias que corresponden a modos normales se hace uso del concepto de ángulo de fase, lo que se explica enseguida. En las estructuras ligeramente amortiguadas, el espectro de transferencia de fase mostrará la relación de fase entre dos puntos cualesquiera donde hayan sido colocados instrumentos de medición, debido a que éste es un espectro cruzado, normalizado respecto al espectro de alguno de los puntos. De este modo, si para una frecuencia dada existe una relación de fase cero o 180° entre estos instrumentos, significa que esta frecuencia corresponde a un modo normal de la estructura.

Si existe una cantidad de ruido extraño en las mediciones de salida, el acoplamiento de este ruido entre los modos normales puede distorsionar los resultados; sin embargo, problemas de este tipo pueden revelarse por mediciones de coherencia y fase en los datos de salida. Un acoplamiento entre nodos normales causara que los datos de fase entre el mínimo de alguna de las mediciones sean diferentes de cero o de 180° . Por lo tanto, como regla general, el espectro de potencia no debe ser usado para definir una forma modal normal a menos que las mediciones produzcan coherencia cercana a la unidad y fase cercana a cero o a 180° con todas las otras mediciones de salida.

Determinación de formas modales.

El cálculo de las formas modales se puede llevar a cabo en función de los desplazamientos de los niveles respecto a un nivel de referencia. Por otro lado, las formas modales también pueden obtenerse a partir de los espectros de potencia de la señal de salida.

El número mínimo de localizaciones de los instrumentos n_i , que se requieren para definir el modo i es igual a su orden. En términos generales, el número de niveles instrumentados dependerá de la altura total del edificio, cambios notables en rigidez o masa de la estructura y de la configuración arquitectónica. Además, para la obtención de los modos de vibrar de una estructura, es recomendable contar con información alterna como la estimación de formas modales normales a partir de estudios analíticos.

Las formas modales en traslación se obtienen analizando las señales de equipos colocados en puntos cercanos a los centros de torsión, de tal forma que los desplazamientos torsionales se minimicen. Mientras que las formas modales en torsión pueden encontrarse relacionando las señales de equipos colocados en un mismo nivel alejados del centro de torsión, en donde los desplazamientos son máximos. Además, el espectro de fase requiere que las direcciones de los instrumentos sean paralelas entre sí.

Es importante mencionar que la aplicación de esta técnica para el cálculo de las formas modales está limitada al caso donde la relación de amortiguamiento se pequeña, es decir $\xi < 0.05$, lo cual se cumple en la mayoría de los edificios.

Determinación del nivel de amortiguamiento.

El nivel de amortiguamiento de una estructura es un parámetro difícil de estimar de forma precisa. Al respecto, existen diferentes formulaciones experimentales para estimar el porcentaje de amortiguamiento crítico de una estructura a escala natural, entre las cuales se puede mencionar el método de decremento logarítmico, el de la amplificación en resonancia, el de curva de resonancia y el método de Kawasumi y Shima (1965), entre otros. El método de Kawasumi y Shima utiliza espectros de potencia definidos de forma clara, en buena resolución y suponiendo condiciones de ruido blanco (hipótesis generalmente usada en vibración ambiental). Donde los valores de frecuencia w_1 y w_2 se obtienen al trazar una línea horizontal a una altura de $Y_{máx}$. Comúnmente se utiliza un valor de 2 para la constante de λ (González, 1989).

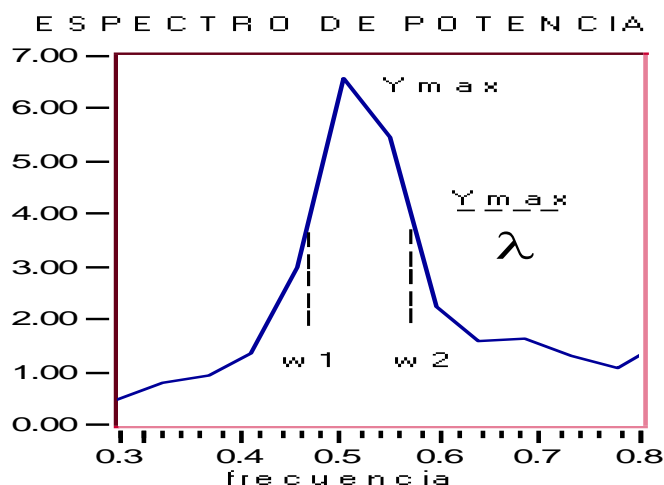


Figura 2.73. Obtención de la fracción del amortiguamiento empleando el método de Kawasumi y Shima. (Castelán, 2001)

Para realizar los análisis e interpretaciones antes mencionados, es necesario el desarrollo de programas para realizar un procesamiento de señales de manera más rápida. A continuación, se muestra la aplicación de un programa desarrollado en LabView por Castelán, 2001, con el cual se realiza el análisis y procesamiento de señales, fig.2.74, provenientes de vibraciones ambientales como de vibraciones forzadas; este programa es capaz de procesar un máximo de 2 señales a la vez, lo cual permite identificar todas las propiedades dinámicas antes descritas. Debido a los recursos de LabVIEW, permite la visualización de los espectros de Fourier y de Potencia de cada señal, así como las funciones de coherencia y de transferencia, la fase y el espectro cruzados de las 2 señales. El programa también permite la creación de archivos de

texto con los resultados obtenidos de las operaciones. Es de importancia señalar que dicho programa ha sido verificado y calibrado en diversas ocasiones para su utilización en proyectos académicos, por lo que se considera un programa válido para procesamiento de señales.

Para ilustrar la aplicación de estas herramientas de cómputo y con ello, la obtención de las propiedades dinámicas de un edificio, en las fig. 2.75. a 2.77, se muestran los resultados del procesamiento de señales obtenidas durante un sismo de un edificio instrumentado, es decir, de vibración forzada de una fuente natural que, debido a su amplitud y claridad, muestran parámetros casi ideales para la identificación de propiedades dinámicas.

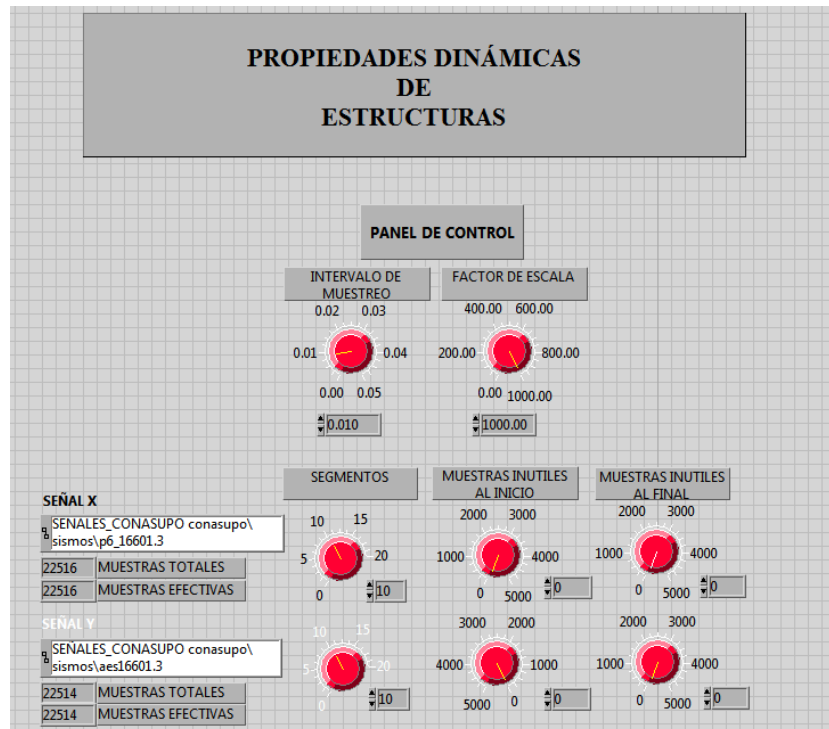


Figura 2.74. Panel de Control del Instrumento Virtual para la obtención de Propiedades Dinámicas desarrollado en LabView. (Castelán, 2001)

Las señales presentadas se obtuvieron durante la ocurrencia de algunos sismos en 1999 y el 2000 de un edificio que consta de 1 sótano, nivel planta baja, un Mezanine, 17 niveles de oficinas, 3 pent-house y 1 helipuerto, ubicado al poniente de la Ciudad de México y que, posterior a un reforzamiento debido a daños durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, se consideró necesaria su instrumentación; la cual consistió en la instalación de 5 acelerómetros distribuidos en los niveles del edificio y que se activarían al detectar una excitación determinada.

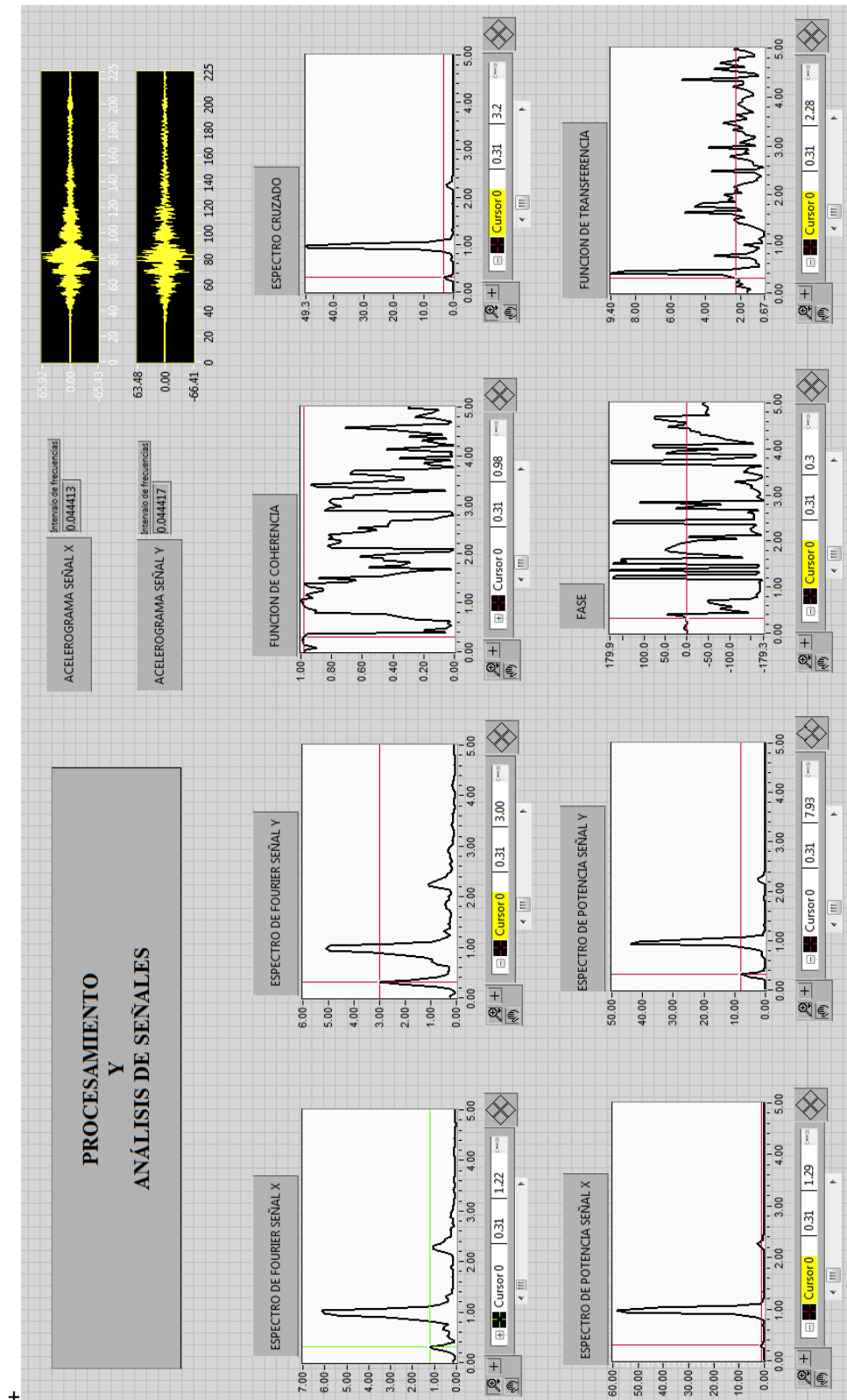


Figura 2.75. Identificación del 1er Modo de Vibrar en Dir. Transversal
(Frecuencia Frecuencias 0.31 Hz) (DE-DICYG, 2010)

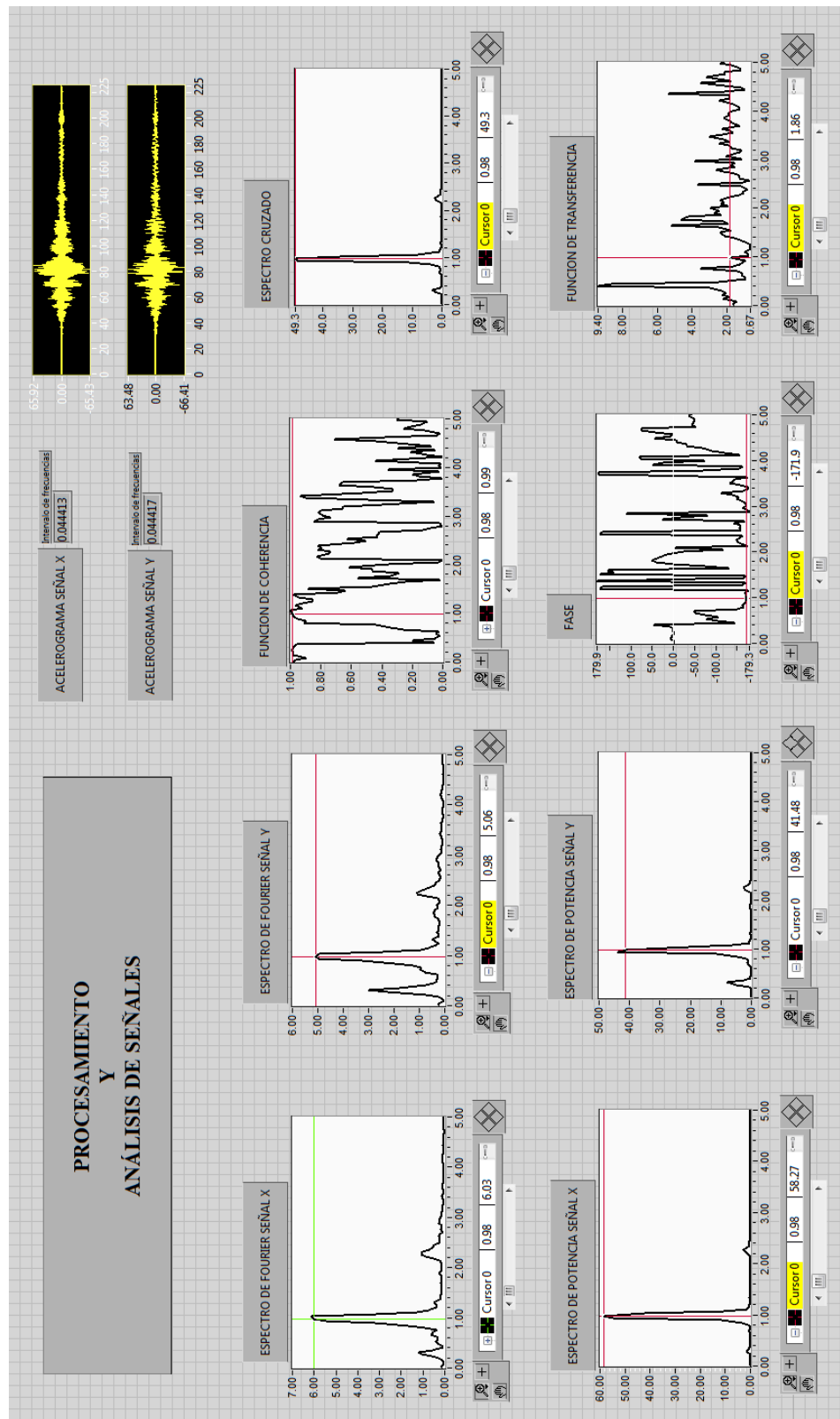


Figura 2.76. Identificación del 2do Modo de Vibrar en Dir. Transversal
(Frecuencia Frecuencias 0.98 Hz) (DE-DICYG, 2010)

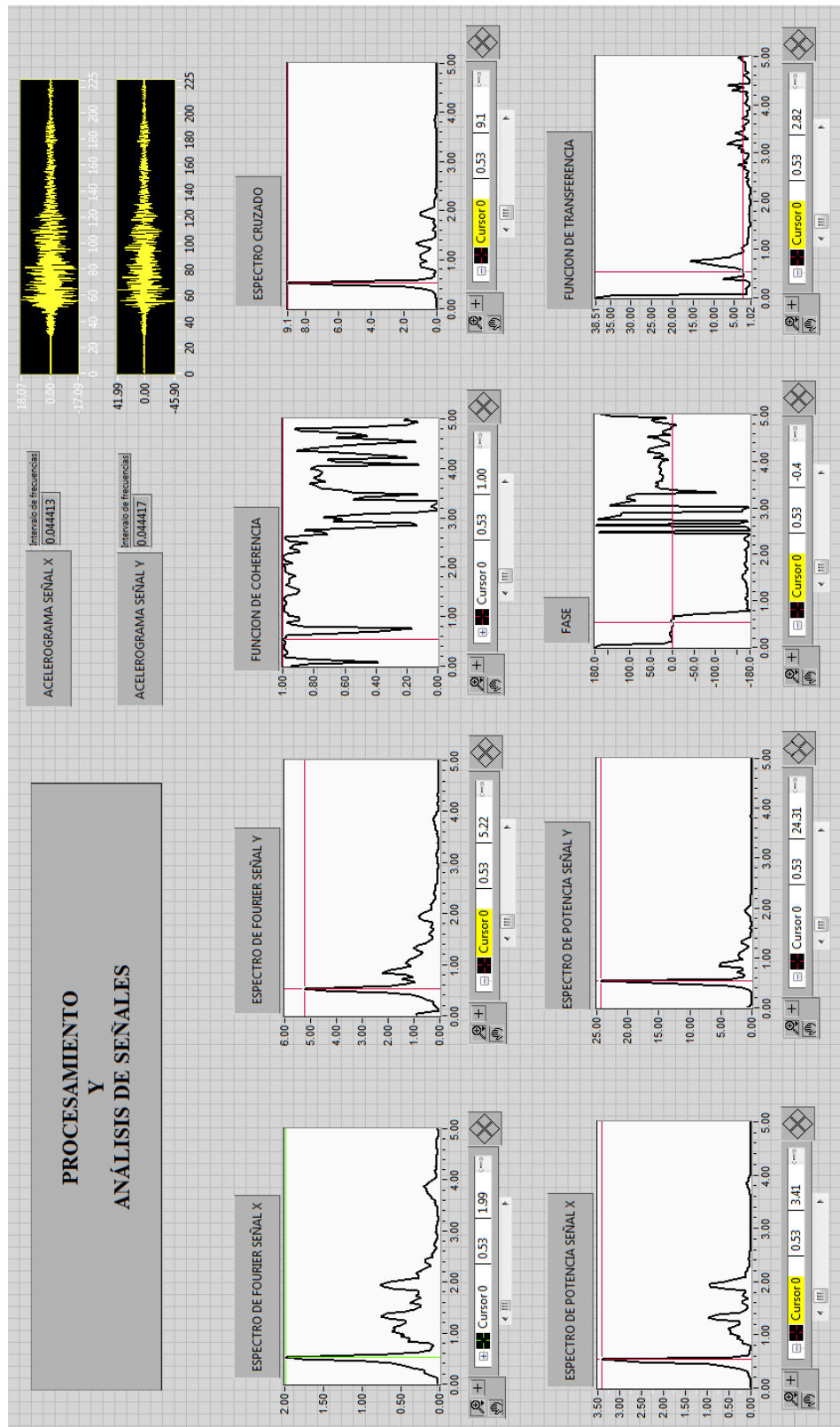


Figura 2.77. Identificación del 1er Modo de Vibrar en Dir. Longitudinal
(Frecuencia 0.53 Hz) (DE-DICYG, 2010)

2.9 Modelación estructural

La modelación de la estructura trata una de las etapas más importante y decisivas de una evaluación, debido a que, a partir de la información recabada, es posible desarrollar un modelo matemático que represente las características geométricas y propiedades mecánicas de los materiales que forman el sistema estructural.

Actualmente, la modelación estructural se puede realizar en una variedad muy amplia de software, por lo que el análisis estructural se realiza de manera relativamente sencilla y rápida; sin embargo, la modelación debe ser realizada por ingenieros civiles con experiencia en modelado de estructuras, ya que, si son incorrectamente realizadas, no serán representativas de las edificaciones causando que la evaluación sea errónea.

A pesar de que la modelación pueda realizarse en diferentes tipos de software, los grupos de información que se cargan en el modelo son, en esencia, los mismos, a saber: la discretización de la geometría, la definición de las propiedades de los materiales y secciones transversales de los elementos; y finalmente la definición de las condiciones de carga. Por ello, es posible explicar los pasos de la modelación estructural de manera general. Se recomienda la lectura de los manuales de usuario de los desarrolladores para cualquier duda sobre la interfaz de estos programas. A continuación, se describirán los pasos generales para la modelación de una estructura de concreto para, posteriormente, realizar un Análisis Dinámico Modal Espectral (ADME).

Geometría del modelo

La modelación inicia con la discretización de los elementos que componen la estructura, esta etapa debe garantizar que las condiciones estructurales reales sean replicadas, con el fin de que el comportamiento obtenido del modelo esquelético describa al de la edificación. Para ello, existen diferentes tipos de elementos que representan a las partes de la estructura; entre ellos, los más comunes para modelación de estructuras de concreto son los elementos tipo barra y los tipo placa, con ellos es posible modelar trabes, columnas, muros y losas.

Lo anterior, comienza con la definición de las características geométricas de la estructura, tarea que se compone de los siguientes pasos:

- *Configuración de Ejes o Mallado:* En la mayoría de los casos, el primer paso es la determinación de un sistema de ejes que faciliten el dibujo de los elementos. En este paso, se configurarán las alturas de entrepiso y las dimensiones de las crujeías. En estructuras irregulares, los elementos deberán trazarse manualmente por lo que se debe proponer el sistema más conveniente para la geometría de la estructura con el fin de facilitar esta actividad.

- *Dibujo de elementos barra:* Los elementos barra como columnas y trabes pueden dibujarse manualmente o se pueden colocar en los ejes configurados en un inicio. En las zonas que no sean compatibles con los ejes, será necesario hacer uso de las diferentes herramientas de dibujo y edición de elementos hasta contar con el esqueleto de la estructura con las dimensiones de la edificación.
- *Dibujo de elementos placa:* Los elementos placa como losas y muros deberán dibujarse con ayuda del sistema de ejes según su ubicación en la estructura.
- *Tipos de uniones en elementos:* En las intersecciones de elementos barra se debe indicar que tipo de unión existe en la estructura real, si la conexión es rígida o flexible, también si existe transmisión de momento, etc.
- *Tipo de apoyo:* Las condiciones estructurales de la cimentación serán determinantes para seleccionar las restricciones que existen en la base del modelo, en cimentaciones con rigidez suficiente, se podrán caracterizar los apoyos como empotramientos restringidos a los desplazamientos y al giro. Para otros casos particulares, como la modelación de muros o cimentaciones sin la rigidez suficiente, se restringen los desplazamientos, pero se libera el giro. En suelos blandos, también son usados los modelos de resorte para determinar deformaciones. Dichas consideraciones deberán ser verificadas en campo o con el especialista que realizó la revisión de la cimentación.
- *Asignación de diafragmas:* Según el sistema de piso con el que cuente la estructura, deberán asignarse diafragmas rígidos o semirrígidos a todos los nodos de cada entrepiso.

Consideraciones adicionales. Debido a la gran variedad de geometrías e irregularidades existentes en los edificios, según sea el caso deberán tomarse consideraciones adicionales para que las características geométricas reales sean replicadas en el modelo.

Propiedades de los materiales y secciones transversales de los elementos

El siguiente paso es la definición y asignación de materiales y secciones de los diferentes elementos que componen la estructura, con los siguientes pasos:

- *Definición de materiales:* Según los resultados obtenidos en las diferentes pruebas de laboratorio de las muestras obtenidas en campo, se capturarán datos de los concretos existentes en los diferentes elementos que conforman el edificio. La resistencia a compresión simple, el módulo de elasticidad y el peso volumétrico serán los parámetros más importantes.
- *Definición de secciones transversales de elementos barra:* Las diferentes secciones transversales que se hayan identificado en los planos y verificado en campo, serán cargadas en un catálogo para ser asignadas a los elementos posteriormente. Los programas cuentan con diferentes formas de secciones transversales para tomar como base, pero puede dibujarse cualquier figura. Al seleccionar una forma, se deberá asignar un identificador, las

dimensiones, el material que la compone, así como tomar en cuenta la sección agrietada al realizar las modificaciones a las inercias según las NTC (GCDMX, 2017). En cuanto a los armados, se indicará si se trata de una columna o una viga y se capturará el recubrimiento, el número y diámetro de las varillas que fueron detectadas en los estudios de los elementos.

- *Definición de elementos tipo placa:* Las losas y muros estructurales existentes serán caracterizados según los espesores y materiales determinados en campo
- *Asignación de secciones:* Las diferentes secciones y tipos de placas se deberán asignar a los elementos barra y placa de la geometría que fue desarrollada y dibujada en la primera etapa.

Condiciones de carga

El tercer paso es la definición y asignación de las acciones presentes en la estructura, tanto de las cargas verticales (vivas y muertas) como de las sísmicas:

- *Definición de patrones de carga:* Se deben capturar las diferentes cargas verticales que se encuentran presentes en las estructuras. Las cargas que por reglamento deberán contemplarse serán los tres tipos de cargas vivas, el peso propio de la estructura, la carga muerta y la sobrecarga por reglamento.
- *Definición de funciones:* Para la aplicación del (ADME) es necesaria la definición del Espectro de Diseño que corresponde a la estructura evaluada.
- *Definición de casos de carga:* Se deben capturar los patrones de carga antes definidos, así como el Análisis Modal de la estructura. En este punto se deben cargar los casos dinámicos correspondientes al sismo de diseño en dirección X y Y usando los Espectros de Diseño obtenidos antes, debe indicarse la excentricidad obligatoria por reglamento, así como factorizar el espectro con el valor de la gravedad. Durante la definición de estos casos pueden modificarse características del análisis a consideración del calculista.
- *Definición de combinaciones de carga:* Los reglamentos establecen combinaciones de carga y factores de carga según el tipo de análisis y la importancia de la estructura. Se pueden diferenciar 2 tipos de combinación de carga, la primera que toma en cuenta únicamente las cargas verticales máximas que debe soportar la estructura y la segunda, que se trata de un conjunto de combinaciones que consideran la demanda sísmica y cargas verticales accidentales. Dichas combinaciones deberán ser capturadas en el modelo.
- *Asignación de cargas en los elementos:* Serán asignados a los elementos barra y placa los diferentes tipos de cargas que actúan en cada patrón de carga definido en un inicio.

Una vez realizadas las etapas anteriores, el modelo se encontrará listo para realizar el análisis estructural mediante la utilización del procesador del software.

2.10 Calibración del modelo estructural en base a estudios dinámicos

El proceso de calibración de un modelo estructural con propiedades dinámicas obtenidas de un estudio de vibraciones ambientales o forzadas, requiere considerar las condiciones de carga y de rigidez lateral que posee la edificación en su condición actual, es decir, en el momento de realizar la medición de vibraciones. Por ello, es importante realizar una estimación de las cargas y/o masas existentes, debido a cargas vivas y alguna sobrecarga muerta, a partir de una inspección y no ser del proyecto original.

La estimación de cargas muertas y vivas existentes en una edificación es uno de los aspectos más importantes durante la realización de un estudio dinámico enfocado al desarrollo de un modelo representativo de sus condiciones estructurales reales. Una adecuada estimación de este parámetro es fundamental para el cálculo de los periodos y modos de vibrar de la estructura, ya que éstos dependen principalmente de la masa y su rigidez.

Una vez que se ha estimado cuidadosamente la masa, la calibración se enfoca en identificar aspectos estructurales no considerados que afecten la rigidez lateral del edificio, hasta obtener un modelo estructural que cuente con las propiedades dinámicas reales.

Estimación de Cargas Vivas y/o Muertas para el desarrollo de modelos preliminares

Las NTC-CADEE (GCDMX, 2017) establecen dos tipos de cargas verticales, las Acciones Permanentes y las Variables. Las primeras, también conocidas como Cargas Muertas son definidas como "...los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo." (GCDMX, 2017); las segundas llamadas Cargas Vivas se identifican como "...las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente." (GCDMX, 2017).

El peso propio de la estructura es comúnmente calculado mediante el uso de software durante la modelación; sin embargo, se recomienda realizar la verificación de la correcta cuantificación del volumen y la omisión zonas duplicadas en trabes y en nodos, con el fin de tener certeza de que el software considera el peso propio real de la estructura. Otro tipo de cargas muertas, usualmente llamadas "sobrecarga muerta", deberán incluir el peso de fachadas, muros divisorios, pretiles, plafones, instalaciones, maquinaria y cargas adicionales que no se encuentren registradas en planos y memorias de cálculo del proyecto original o bien, aquellas generadas por un cambio de uso. Esta cuantificación de cargas puede realizarse paralelamente al Levantamiento Geométrico e Inspección Estructural.



Figura 2.78. Ejemplo de carga muerta adicional que puede presentarse en los edificios evaluados. Ref. 12.



Figura 2.79. Ejemplo de carga muerta adicional que puede presentarse en los edificios evaluados. Ref. 12.

Respecto a la carga viva, será necesario hacer una estimación de ésta durante la campaña de mediciones, ya que, normalmente las cargas vivas reglamentarias son valores máximos, cuyas magnitudes no necesariamente se alcanzan durante este tipo de estudios.

Rigidez lateral

Para el caso de la rigidez, se debe verificar que todos los elementos estructurales estén siendo contemplados correctamente; además se debe verificar que los muros divisorios se encuentren correctamente desligados y que los muros de carga hayan sido considerados. También debe comprobarse que elementos de concreto como pretilas o voladizos que aporten rigidez hayan sido modelados, de igual manera, debe considerarse que, las NTC-DCEC (GCDMX, 2017), recomiendan un deterioro de la inercia en columnas y trabes para el caso de modelos de evaluación estructural, dicho factor debe aumentarse o disminuirse según las condiciones observadas durante las inspecciones oculares realizadas.

Condiciones de frontera

En algunos casos será necesario realizar una visita al inmueble para revisar si existe alguna posible influencia debido a las condiciones de frontera de la estructura, producto de su interacción con otros cuerpos estructurales o construcciones vecinas, decir, factores en su colindancia que alteren sus frecuencias y formas modales de vibrar.

Una vez tomados en cuenta todos los factores antes descritos, los periodos y formas modales del modelo estructural deben ser sensiblemente similares a los obtenidos mediante estudios dinámicos.

2.11 Criterios y acciones de diseño

Las NTC-CADEE (GCDMX, 2017) establecen los lineamientos para la determinación de las cargas de diseño de las edificaciones y, para ello, clasifica estas acciones según su duración y establece que:

"Se considerarán tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras con su intensidad máxima:

- a) Las **acciones permanentes** son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: la carga muerta; el empuje estático de suelos y de líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como los debidos a presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos;*
- b) Las **acciones variables** son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga viva; los efectos de temperatura; las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenado; y*
- c) Las **acciones accidentales** son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas; los efectos del viento; las cargas de granizo; los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Será necesario tomar precauciones en las estructuras, en su cimentación y en los detalles constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico de la estructura para el caso de que ocurran estas acciones." (GCDMX,2017)*

Determinación de acciones de diseño

Para realizar una revisión con el RCDF (GCDMX, 2017), es necesario colocar en el edificio las cargas asociadas al nivel de seguridad del reglamento y no las utilizadas para la calibración del modelo. Las cargas muertas estimadas, como peso propio de la estructura, peso de elementos no estructurales, peso de fachada, maquinaria, etc. no cambiarán; sin embargo, deberá sumarse una carga adicional al peso muerto de las losas de concreto, ya que las NTC-CADEE (GCDMX, 2017) establecen que *"El peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará en 0.2 kN/m^2 (20 kg/m^2). Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloque una capa de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa se incrementará también en 0.2 kN/m^2 (20 kg/m^2) de manera que el incremento total será de 0.4*

kN/m^2 ($40 kg/m^2$). Tratándose de losas y morteros que posean pesos volumétricos diferentes del normal, estos valores se modificarán en proporción a los pesos volumétricos." (GCDMX,2017)

También las cargas vivas estimadas deben ser modificadas por las cargas vivas reglamentarias presentadas en el inciso 6.1.2 de las NTC-CADEE (GCDMX, 2017), fig. 2.80.

Tabla 6.1.1 Cargas vivas unitarias, kN/m^2 (kg/m^2)

Destino de piso o cubierta	W	W _s	W _m	Observaciones
a) Habitación (casa–habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	0.8 (80)	1.0 (100)	1.9 (190)	1
b) Oficinas, despachos y laboratorios	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	2
c) Aulas	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	0.4 (40)	1.5 (150)	3.5 (350)	3 y 4
e) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	0.4 (40)	3.5 (350)	4.5 (450)	5
f) Otros lugares de reunión (bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, salas de juego y similares)	0.4 (40)	2.5 (250)	3.5 (350)	5
g) Comercios, fábricas y bodegas	0.8W _m	0.9W _m	W _m	6
h) Azoteas con pendiente no mayor de 5 %	0.15 (15)	0.7 (70)	1.0 (100)	4 y 7
i) Azoteas con pendiente mayor de 5 %; otras cubiertas, cualquier pendiente.	0.05 (5)	0.2 (20)	0.4 (40)	4, 7 8 y 9
j) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	0.15 (15)	0.7 (70)	3 (300)	
k) Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	0.4 (40)	1.0 (100)	2.5 (250)	10

Figura 2.80. Cargas vivas reglamentarias (GCDMX,2017)

Para la determinación de las acciones sísmicas de diseño, las NTC-DS (GCDMX, 2017) cuentan con el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID), fig. 2.81, un software que genera la información del espectro al introducir coordenadas geográficas de la ubicación de la estructura e información general como el tipo de la estructura, el coeficiente de comportamiento sísmico, el factor de irregularidad y el factor de hiperestaticidad. Para el interior de la República Mexicana, es común que se use el MDOC (CFE, 2017) que cuenta con el software PRODISIS que funciona de manera similar.

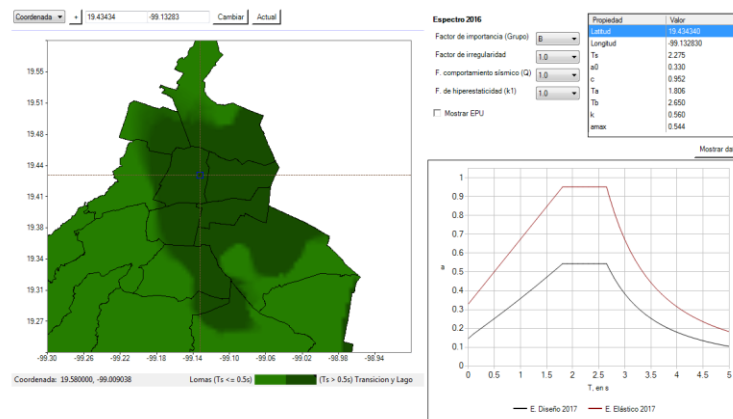


Figura 2.81. Interfaz del SASID. (GCDMX,2017)

Una vez que se encuentran definidos todas las acciones en la estructura, deben definirse las combinaciones de diseño considerando efectos bidireccionales y para ello, las NTC-CADEE (GCDMX, 2017) en su sección 2.3 establece que *"La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:*

- *Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.*

Para la combinación de carga muerta más carga viva, se empleará la intensidad máxima de la carga viva de la sección 6.1, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área. Cuando se tomen en cuenta distribuciones de la carga viva más desfavorables que la uniformemente repartida, deberán tomarse los valores de la intensidad instantánea especificada en la mencionada sección; y

- *Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.*

En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados de acuerdo con la sección 3.4.

- *Los criterios de diseño para cargas de viento y sismo, así como para el de cimentaciones, se presentan en las normas técnicas correspondientes. Se aplicarán los factores de carga que se presentan en la sección 3.4." (GCDMX,2017)*

Como se menciona en los párrafos anteriores, la sección 3.4 de las NTC-CADEE (GCDMX, 2017), establece los factores de carga que deben aplicarse a estas combinaciones. Dicha sección, determina las siguientes reglas:

- *"Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso 2.3.a, se aplicará un factor de carga de 1.3 para las cargas permanentes y 1.5 para las variables.*

Cuando se trate de edificaciones del Grupo A, los factores de carga para este tipo de combinación se tomarán iguales a 1.5 y 1.7, para cargas permanentes y variables, respectivamente.

- *Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso 2.3.b, se tomará un factor de carga de 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación" (GCDMX,2017)*

2.12 Análisis estructural

El análisis estructural tiene como objetivo obtener la respuesta estructural de la estructura a través del cálculo de desplazamientos y fuerzas en los elementos producto de las diferentes condiciones y combinaciones de carga establecidas por las normas.

En el caso de estructuras existentes es altamente recomendable que se cuente con un modelo representativo del comportamiento dinámico de la estructura para evaluar el cumplimiento de los estados límite reglamentarios en sus condiciones reales.

En la actualidad existen numerosas herramientas que realizan este proceso numérico; sin embargo, la calidad de los resultados dependerá del cuidado que se haya tenido en el desarrollo del modelo estructural y de la correcta estimación de las acciones. Otro aspecto importante, es el conocimiento de las hipótesis y limitantes que poseen los programas utilizados para el análisis y diseño, ya que, no pueden ser utilizados como "cajas negras".

Es importante que pueda revisarse la consistencia de los resultados mediante algunas pruebas básicas como la comparación de cargas gravitacionales aplicadas contra el cálculo de reacciones en la base. Para fines de análisis dinámico, es recomendable tomar en cuenta algunas recomendaciones para estimar, de forma conceptual, el comportamiento de una estructura, dado por sus formas modales y periodos de vibración. Al respecto, empíricamente se ha determinado que el periodo fundamental de vibración (T) de un edificio se relaciona con el número de niveles (N) de tal forma que T es aproximadamente igual a $0.1N$. De encontrarse resultados inconsistentes del periodo de vibración es importante revisar los parámetros de los cuales depende, a saber, la masa y la rigidez.

Una vez que se cuenta con los resultados del análisis se procede a la revisión del cumplimiento de los estados límite, lo que se describe en el siguiente apartado.

2.13 Revisión de Estados Límite

Como se mencionó en los capítulos introductorios, la seguridad estructural estará satisfecha con dos aspectos: Resistencia y Estabilidad. Por ello, el RCDF (GCDMX, 2017) y las NTC (GCDMX, 2017) establecen un conjunto de revisiones que debe cumplir la estructura para considerar que tiene el nivel de seguridad asociado al reglamento. A continuación, se describen dichas revisiones:

La primera, denominada revisión del cortante basal mínimo que establece que:

"Si en la dirección de análisis se encuentra que la fuerza cortante basal V_o obtenida con el análisis dinámico modal especificado en la sección 6.1 es menor que $a_{min}W_o$, se incrementarán todas las fuerzas de diseño en una proporción tal que V_o iguale ese valor; los desplazamientos no se afectarán por esta corrección. W_o es el peso total de la estructura al nivel del desplante, y a_{min} se tomará igual a 0.03 cuando $T_s < 0.5$ s o 0.05 si $T_s \geq 1.0$ s, donde T_s es el periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés. Para valores de T_s comprendidos entre 0.5 y 1.0, a_{min} se hará variar linealmente entre 0.03 y 0.05." (GCDMX,2017)

La segunda, denominada revisión de desplazamientos donde establece que:

"La distorsión de entrepiso se define como la diferencia entre los desplazamientos laterales de los pisos consecutivos que lo delimitan dividida entre la diferencia de elevaciones correspondiente. Para efectos de revisión, los desplazamientos laterales se obtienen del análisis realizado con las fuerzas sísmicas de diseño, y deberá considerarse la mayor distorsión de las que se calculan para cada elemento o subsistema vertical contenido en el entrepiso (marcos, muros y cualquier otro elemento vertical)." Y que para efectos de evaluación se verificará el cumplimiento del estado límite de seguridad contra colapso, por lo que "...se revisará que las distorsiones obtenidas con el espectro de diseño definido en el Capítulo 3, multiplicadas por QR, no excedan los valores especificados para la distorsión límite (γ_{max}) en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3, según el sistema estructural que se haya adoptado.", fig. 2.82. (GCDMX, 2017)

La tercera revisión se refiere al cumplimiento del estado límite de falla de los elementos estructurales que debe asegurar que *"la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúe, sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momento interno."* (GCDMX, 2017). En la fig.2.82, se muestra la tabla 4.2.1 de las NTC-DS, que contiene los valores de distorsión límite (γ_{max}) para estructuras de concreto.

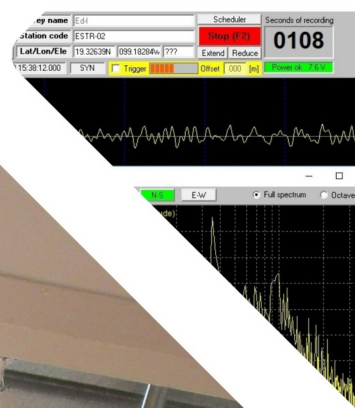
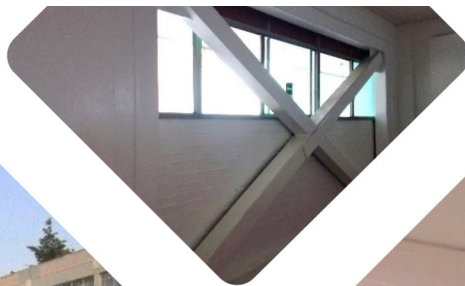
Adicionalmente, se recomienda revisar la inclinación media de la construcción en los casos en los que existan desplomos. Las NTC-DCC (GCDMX, 2017), en su tabla 3.1.1, establecen que la inclinación visible límite de una construcción es igual al porcentaje obtenido de, $100/(100+3h_c)$, donde h_c es la altura de la construcción en metros.

EVALUACIÓN INTEGRAL DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES EXISTENTES DAÑADAS
POR SISMOS DE GRAN MAGNITUD

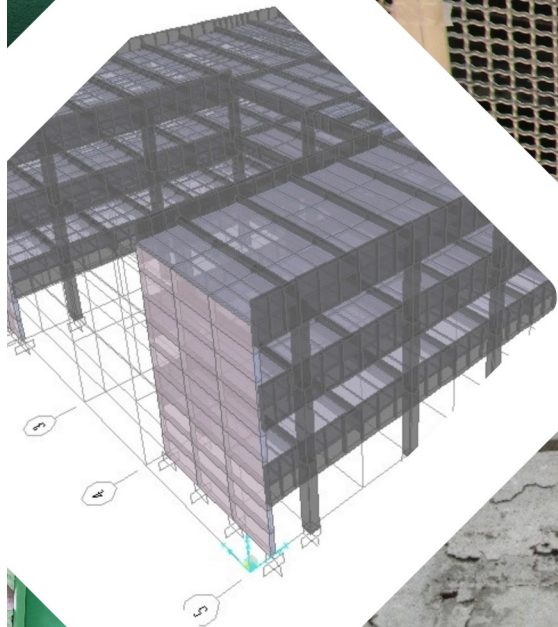
Tabla 4.2.1 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto ⁽¹⁾

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	γ_{max}
Marcos	Alta	----	4.0	0.030
	Media	----	3.0	0.020
	Baja	----	2.0	0.015
Marcos de elementos prefabricados	Media	Con nudos monolíticos y conexiones dúctiles ubicadas fuera de las zonas críticas	3.0	0.020
	Baja	Con conexiones en zonas críticas o en los nudos	2.0	0.015
Sistema dual ^(a) formado por marcos y muros de concreto ⁽²⁾⁽³⁾	Alta	Con muros de concreto de ductilidad alta	4.0	0.020
	Media	Con muros de concreto de ductilidad media	3.0	0.015
	Baja	Con muros de concreto de ductilidad baja	2.0	0.010
Sistema formado por muros de concreto ⁽³⁾⁽⁴⁾	Alta	Muros de concreto de ductilidad alta	4.0	0.020
	Media	Muros de concreto de ductilidad media	3.0	0.015
	Baja	Muros de concreto de ductilidad baja	2.0	0.010
Sistema dual ^(a) formado por marcos y muros acoplados ^(b) de concreto ⁽²⁾⁽³⁾	Media	Con muros de concreto y trabes de acoplamiento de ductilidad media	3.0	0.015
	Baja	Con muros de concreto y trabes de acoplamiento de ductilidad baja	2.0	0.010
Sistema dual ^(a) formado por marcos de concreto y contravientos metálicos ⁽²⁾⁽³⁾⁽⁵⁾	Alta	Contravientos restringidos contra pandeo	4.0	0.020
	Media	Contravientos concéntricos de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Contravientos concéntricos de ductilidad media	2.0	0.010
Sistema formado por marcos y muros diafragma no desligados ⁽⁶⁾	Alta	Marcos de ductilidad alta	4.0	0.020
	Media	Marcos de ductilidad media	3.0	0.015
	Baja	Marcos de ductilidad baja	2.0	0.010
Sistemas con base en columnas de concreto en voladizo	Baja	Con columnas de ductilidad media para zonas I y II Con columnas de ductilidad alta para zona III	2.0	0.010
Sistema suspendido soportado por un núcleo de concreto formado por muros o marcos	Media	Con marcos o muros de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Con marcos o muros de ductilidad media	2.0	0.010
Marcos exteriores y columnas interiores interconectados por diafragmas horizontales rígidos ⁽⁷⁾	Media	Marcos exteriores de ductilidad media	3.0	0.020
	Baja	Marcos exteriores de ductilidad baja	2.0	0.015
Sistema dual formado por columnas y marcos o muros interconectados con losas planas ⁽⁸⁾	Media	Con marcos o muros de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Con marcos o muros de ductilidad media	2.0	0.010
Sistema de columnas de concreto interconectadas con losas planas	Baja	----	1.0	0.005

Figura 2.82. Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto. (GCDMX,2017)



APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA A UN CASO DE ESTUDIO



3 APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA A UN CASO DE ESTUDIO

A continuación, se muestran dos ejemplos de aplicación de la metodología desarrollada en el capítulo 2; el primer caso, se trata de un edificio de uso escolar, dañado a causa del sismo del pasado 19 de septiembre del 2017 y pretende ilustrar los resultados de estudios y trabajos de campo realizados en la práctica profesional, que deben llevarse a cabo en evaluaciones integrales para la obtención de las propiedades mecánicas e integridad de los materiales y elementos estructurales; el segundo caso, se trata de la aplicación de la metodología de evaluación integral del Edificio R de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

3.1 Ilustración de trabajos y estudios de campos para el diagnóstico de daño en estructuras: Edificio de Uso Escolar

La edificación objeto de estudio, se trata de un edificio de concreto reforzado de 4 niveles que forma parte de una institución educativa ubicada en la Colonia Vértiz Narvarte en la Delegación Benito Juárez, fig. 3.1. La estructura fue construida en los 70's y posterior al sismo del 19 de septiembre de 1985 fue reforzada mediante contraventeos de acero. La información técnica es inexistente. Derivado del sismo del 2012, se realizó una evaluación estructural a la que se tiene acceso; sin embargo, no existe información técnica o pública de posibles daños causados por otros eventos.



Fig. 3.1. Vista frontal del edificio. (GACONSA, 2018)

Debido a la falta de información y a los alcances de la evaluación realizada por la empresa consultora que facilitó esta información, se realizaron los siguientes estudios y trabajos de campo:

- Inspección estructural ocular
- Levantamiento geométrico
- Levantamiento topográfico
- Extracción y ensaye de núcleos de concreto
- Ensaye con esclerómetro
- Identificación de armados con FerroScan

Derivado del levantamiento geométrico se reportó que la estructura cuenta con las siguientes características estructurales:

Tabla 3.1. Descripción de la estructura del edificio escolar. (GACONSA, 2018)

Estructuración: Marcos de concreto reforzado en dos direcciones a base de trabes y columnas con muros divisorios de 15 cm de espesor. Claros de 5 m en sentido X y de 7.25 m en sentido Y. Refuerzos de contraventeos unidos a las columnas. Sistema de entrepiso de concreto reforzado. Sistema de techo también de concreto reforzado.			
Elementos	Posición	Tipo	Descripción
Estructurales	Vertical	Columnas	Concreto Armado de: 45x65 45x45 45X38
		Castillos	N/A
		Muros	N/A
		Otros	Marco de concreto de 25x25 cm
	Horizontal	Trabes/vigas	De concreto armado de 30x45 cm
		Cadenas	N/A
		Sistema de piso	Losa Reticular de espesor 35 cm
		Otros	Marco de acero a base de HSS 6"x6" Contraventeo de acero a base de HSS 6"x6"
No estructurales	Vertical	Castillo	Concreto de 15x15 cm
		Muro	Tabique rojo de 12 cm de espesor
		Cancel	Metálico
		Otros	N/A
	Horizontal	Cadena	N/A
		Larguero	N/A
		Otros	N/A

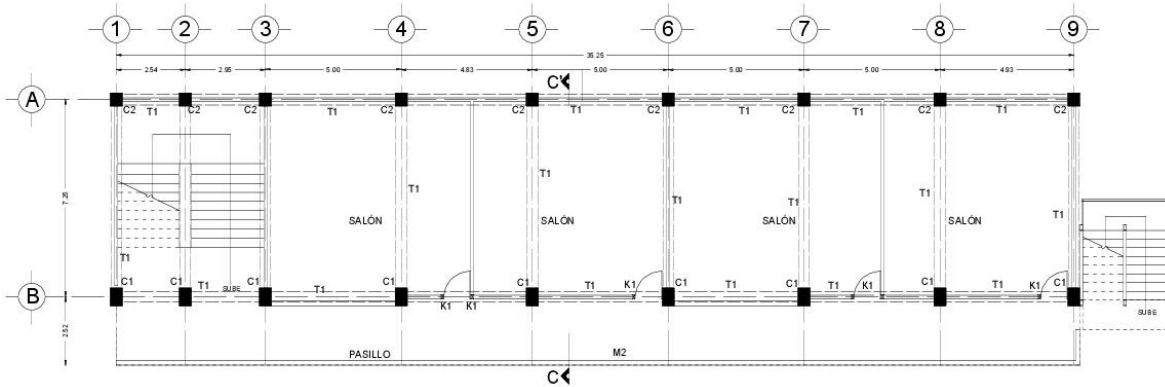


Figura 3.2. Croquis de dimensiones y elementos en planta del N1. (GACONSA, 2018)

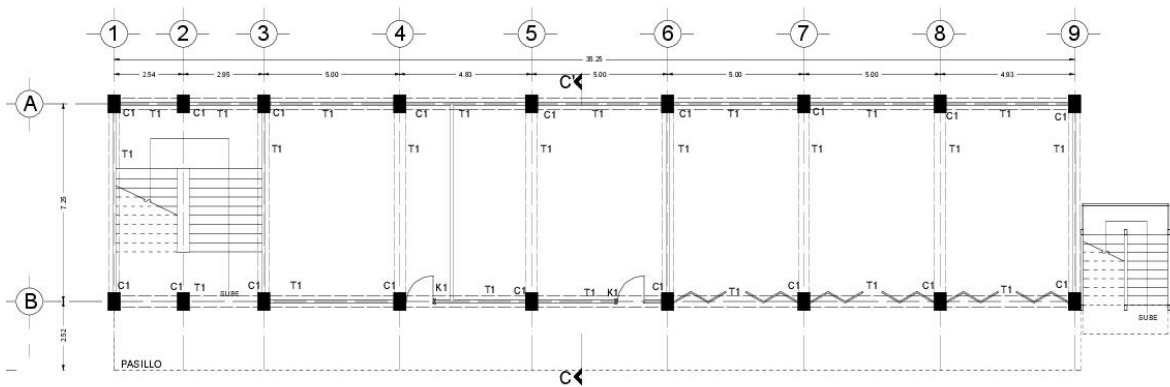


Figura 3.3. Croquis de dimensiones y elementos en planta del N2. (GACONSA, 2018)

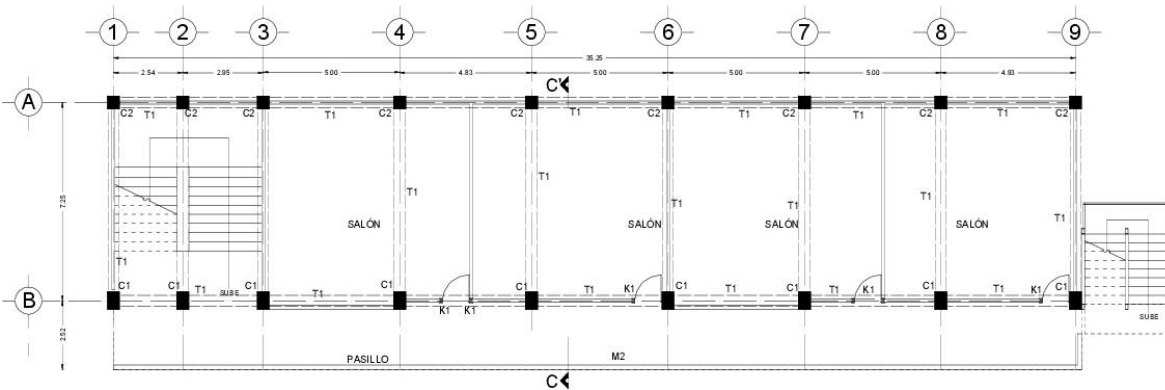


Figura 3.4. Croquis de dimensiones y elementos en planta del N3. (GACONSA, 2018)

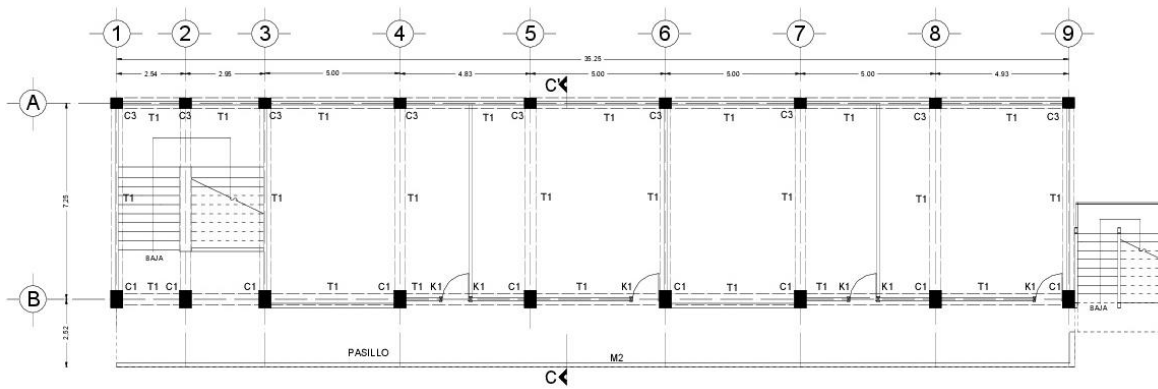


Figura 3.5. Croquis de dimensiones y elementos en planta del N4. (GACONSA, 2018)

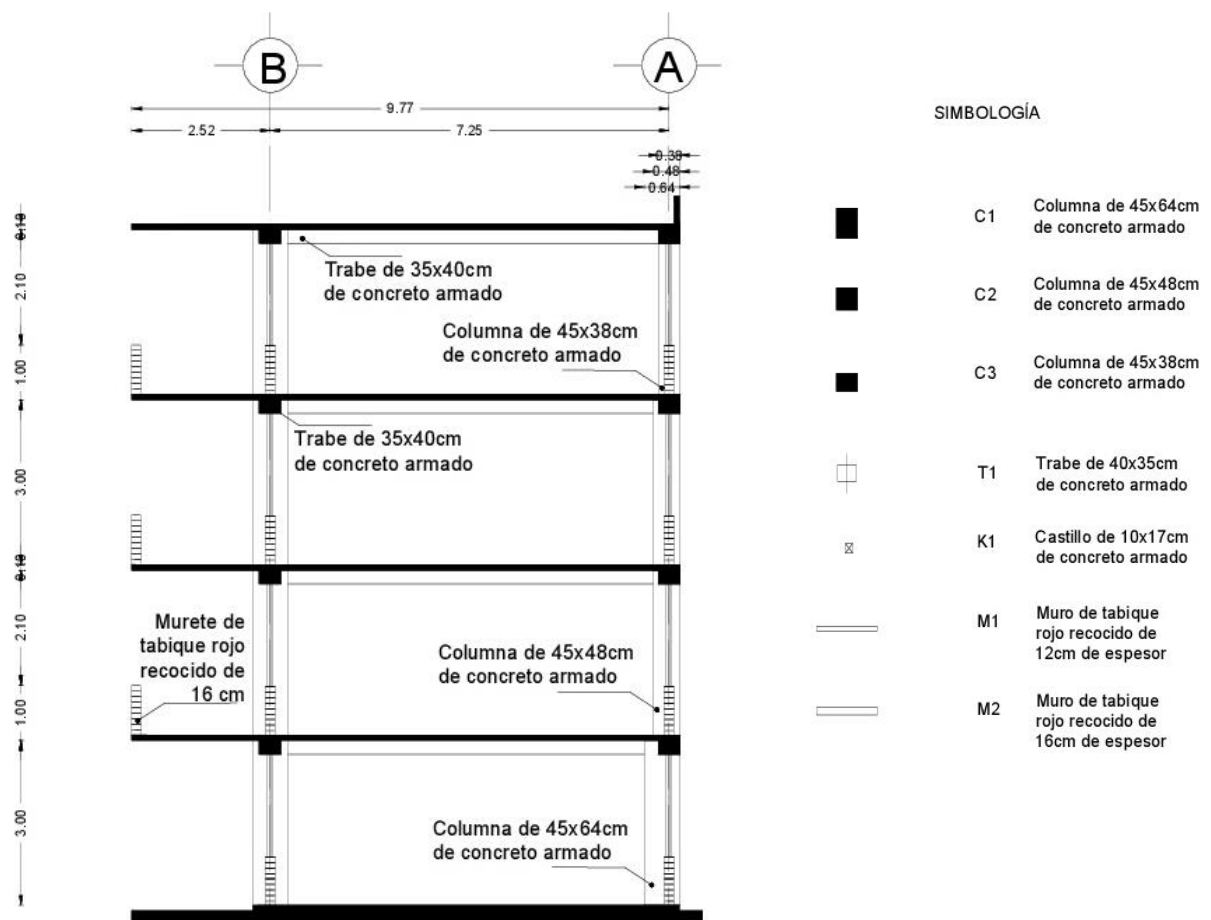


Figura 3.5. Croquis de dimensiones y elementos en elevación del corte C-C'. (GACONSA, 2018)

La inspección estructural reportó únicamente daño superficial en columnas, tabla 3.2, y presento como evidencias las figs. 3.6-3.13.

Tabla 3.2. Reporte de daños de la Inspección Estructural. (GACONSA, 2018)

Elementos	Posición	Tipo	Descripción	Referencia fotográfica
Estructurales	Vertical	Columnas	Se aprecia pérdida de recubrimiento con exposición y corrosión de acero por humedad.	Ver figs. 3.9.-3.11.
		Castillos	N/A	
		Muros	N/A	
		Otros	Contraventeos en buenas condiciones y sin daño estructural aparente	Ver figs. 3.6.-3.8.
	Horizontal	Trabes/vigas	Sin daño estructural aparente	
		Cadenas	N/A	
		Sistema de piso	Buen estado	
		Otros	Sin daño estructural aparente	
No estructurales	Vertical	Castillo	Buen estado	
		Muro	Deterioro del concreto por humedad.	Ver figs. 3.12.
		Cancel	Buen estado	
		Otros	N/A	
	Horizontal	Cadena	N/A	
		Larguero	N/A	
		Otros	N/A	



Figura 3.6. Configuración de contraventeos metálicos. Sin daño. (GACONSA, 2018)



Figura 3.7. Conexión de contraventeos metálicos a la estructura sin daño. (GACONSA, 2018)



Figura 3.8. Conexión de contraventeos metálicos a la estructura sin daño.
(GACONSA, 2018)



Figura 3.9. Cambio abrupto de sección transversal en columna. (GACONSA, 2018)



Figura 3.10. Desprendimiento de recubrimiento, exposición y corrosión de acero de refuerzo en columna.
(GACONSA, 2018)



Figura 3.11. Desprendimiento de recubrimiento en base de columna.
(GACONSA, 2018)



Figura 3.12. Deterioro del concreto por humedad. (GACONSA, 2018)



Figura 3.13. Escalera metálica de emergencia del edificio. (GACONSA, 2018)

El levantamiento topográfico reportó resultados desfavorables, debido a una gran inclinación detectada en el edificio, figs.3.14.-3.16., ya que, según el informe se registraron 21.4 cm de inclinación vertical dirección noreste y 8.3 cm dirección suroeste, dichos resultados son presentados por la brigada de topografía en planos y en bitácoras de levantamiento de puntos obtenidos mediante estación total electrónica de rebote. De tal levantamiento, el reporte indica que la inclinación es también detectada en el sistema de piso, como se observa en la tabla 3.3. El reporte también incluye fotografías de evidencia de la toma de datos, figs. 3.17.-3.18.

Tabla 3.3 Detección de diferencia entre niveles de piso. (GACONSA, 2018)

TABLA DE NIVELES					
CUERPO	PUNTO	ELEVACION	PUNTO	ELEVACION	DIFERENCIA
1	1	9.855	2	9.817	0.038
1	2	9.817	3	9.894	-0.077

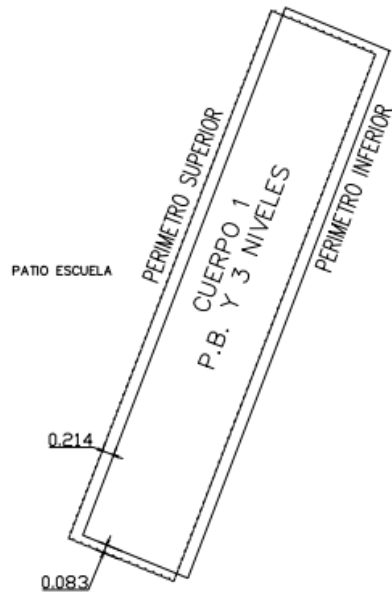


Figura 3.14. Vista en planta de los perímetros del edificio. (GACONSA, 2018)



Figura 3.15. Vista lateral del edificio con inclinación al noreste. (GACONSA, 2018)



Figura 3.16. Vista lateral del edificio con inclinación al noreste. (GACONSA, 2018)



Figura 3.17. Establecimiento de vertice para toma de datos del perímetro del inmueble.
(GACONSA, 2018)



Figura 3.18. Toma de puntos de verticalidad.
(GACONSA, 2018)

Para la evaluación de esta escuela se realizó la extracción y el ensaye de 3 núcleos de concreto, dos núcleos extraídos de columnas y uno de losas, en la fig. 2.19, se muestran sus resultados y en la fig. 2.20 se muestra una gráfica Esfuerzo-deformación utilizada para la obtención del módulo de elasticidad.

EXTRACCIÓN				FECHA: 31 DE OCTUBRE DE 2018	
CORAZÓN N°	DIÁMETRO cm	LONGITUD cm	PESO VOLUMÉTRICO kg/m ³	LOCALIZACIÓN	
1-1	5.6	22.2	2 246	COLUMNA, CUERPO C - C, P. B., EJES: B - 3	
1-2	5.6	19.3	2 052	COLUMNA, CUERPO C - C, 2° NIVEL, EJES: B - 3	
1-3	5.6	10.2	2 092	LOSA, CUERPO C - C, 2° NIVEL, EJES: B - B' / 3	
---	---	---	---	---	

ENSAYE						FECHA: 05 DE NOVIEMBRE DE 2018				
CORAZÓN N°	PESO kg.	DIÁMETRO cm	ÁREA cm ² .	ALTURA cm.	ALTURA CABECEADO	h/d	CORRECCIÓN POR ESBELTEZ	CARGA kg	RESISTENCIA kg/cm ²	RESISTENCIA CORREGIDA
1-1	0.630	5.6	24.6	11.4	12.4	2.21	1.000	5 500	224	224
1-2	0.525	5.6	24.6	10.4	11.3	2.02	1.000	5 000	203	203
1-3	0.530	5.6	24.6	10.3	11.2	2.00	1.000	4 430	180	180
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Figura 3.19. Características y resultados de los núcleos extraídos. (GACONSA, 2018)

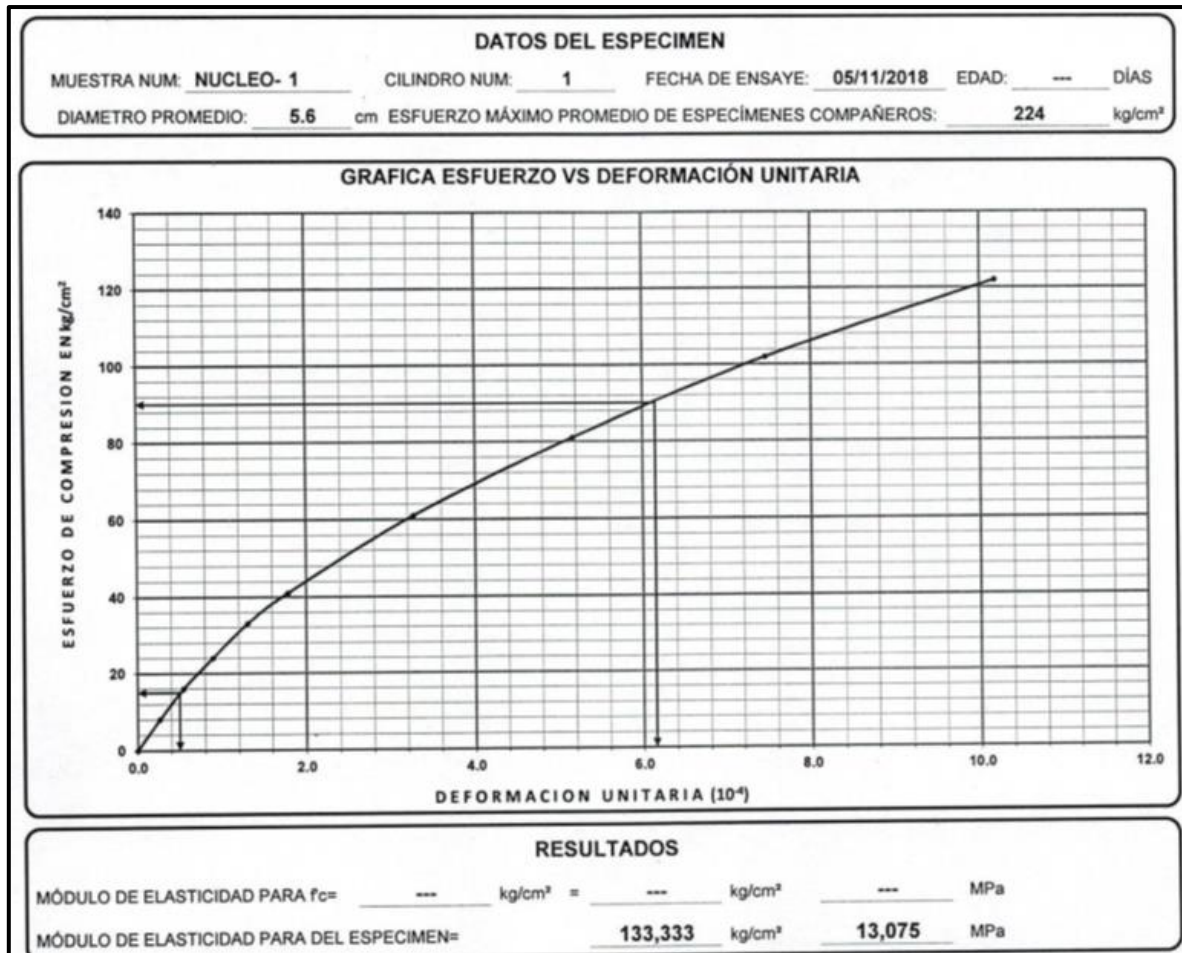


Figura 3.20. Curva Esfuerzo-deformación y obtención del módulo de elasticidad de uno de los especímenes extraídos. (GACONSA, 2018)

Para la validación de los resultados obtenidos mediante el ensaye de cilindros extraídos, se realizó la determinación del índice de rebote con esclerómetro, dando como resultado valores muy cercanos a los obtenidos mediante el ensaye a compresión simple. Por ello, fue posible determinar que las pruebas cuentan con un margen de error pequeño. A continuación, se muestran algunas de los reportes presentados que contienen, además, evidencia de la realización de estas pruebas, fig. 21-22.

Determinación del Índice de Rebote (NMX-C-192) **ESCLERÓMETRO**

INDICE DE REBOTE (I.R.)						DATOS CONCRETO	
Lecturas	E1	E2	E3	E4	E5		
1	30	34	32	32	34		
2	34	32	32	30	30		
3	32	30	30	34	30		
4	30	30	34	34	32		
5	32	34	30	32	34		
6	32	32	30	34	30		
7	34	32	34	32	34		
8	30	34	32	32	32		
9	32	30	32	34	34		
10	32	34	34	32	34		
11	30	30	34	32	30		
12	34	32	30	34	32		
13	32	30	32	30	30		
14	30	32	34	32	30		
15	34	32	30	34	32		
16	32	32	32	30	34		
Promedio	32	32	32	32	32		
I.R.	32						
f'c (kg/cm ²)	202						

f'c (proyecto):	---	kg/cm ²	Concreto:	<input type="checkbox"/> Premezclado
T.M.A:	---		<input type="checkbox"/> Hecho en obra	
Revenimiento:	---	cm	Proced. Compactación:	<input type="checkbox"/> Placa vibrat.
<input type="checkbox"/> Vibrador int.	<input type="checkbox"/> Vibrador ext.		<input type="checkbox"/> Sin vibrador	
Condiciones de la superficie:				
<input type="checkbox"/> Lisa	<input type="checkbox"/> Porosa	<input type="checkbox"/> Expuesta		
<input type="checkbox"/> Rugoso	<input type="checkbox"/> Fisurada	<input type="checkbox"/> Interior		
<input type="checkbox"/> c/ acabado	<input type="checkbox"/> Agrietada	<input type="checkbox"/> Sumergida		
<input type="checkbox"/> s/ acabado	<input type="checkbox"/> Manchas			
Condiciones ambientales:				
Temperatura aire (°C):	---			
Humedad relativa (%):	---			
DATOS ESCLERÓMETRO				
Marca:	E.O. SCHMIDT	No. Serie:	U.S. 894008	
Modelo:	144661	Operador:	Téc. Martín Morales	




FOTOS DE CAMPO		
		

Figura 3.21. Reporte de realización de prueba de esclerómetro en elemento de concreto.
(GACONSA, 2018)

Determinación del Índice de Rebote (NMX-C-192) **ESCLERÓMETRO**

INDICE DE REBOTE (I.R.)					
Lecturas	E6	E7	E8	E9	E10
1	30	32	28	30	30
2	32	34	28	30	32
3	32	32	32	32	34
4	32	36	30	34	30
5	34	32	32	30	34
6	30	34	30	34	32
7	34	34	32	32	34
8	32	34	30	34	32
9	30	36	28	30	30
10	32	34	32	32	34
11	34	32	32	34	30
12	34	36	30	32	30
13	36	34	34	34	30
14	34	36	32	36	30
15	32	36	30	34	32
16	32	32	34	32	32
Promedio	33	34	31	33	32
I.R.	32				
f'c (kg/cm ²)	232				

DATOS CONCRETO	
f'c (proyecto):	--- kg/cm ²
T.M.A:	---
Revenimiento:	--- cm
Proced. Compactación:	
<input type="checkbox"/> Vibrador int.	<input type="checkbox"/> Vibrador ext.
<input type="checkbox"/> Sin vibrador	<input type="checkbox"/> Placa vibrat.
Condiciones de la superficie:	
<input type="checkbox"/> Lisa	<input type="checkbox"/> Porosa
<input type="checkbox"/> Rugoso	<input type="checkbox"/> Fisurada
<input type="checkbox"/> c/ acabado	<input type="checkbox"/> Agrietada
<input type="checkbox"/> s/ acabado	<input type="checkbox"/> Manchas
Condiciones ambientales:	
Temperatura aire (°C):	---
Humedad relativa (%):	---
Concreto:	<input type="checkbox"/> Premezclado
	<input type="checkbox"/> Hecho en obra
	<input type="checkbox"/> Expuesta
	<input type="checkbox"/> Interior
	<input type="checkbox"/> Sumergida
DATOS ESCLERÓMETRO	
Marca:	E.O. SCHMIDT
No. Serie:	U.S. 894008
Modelo:	144661
Operador:	Téc. Martín Morales

FOTOS DE CAMPO			
			

Figura 3.22. Reporte de realización de prueba de esclerómetro en elemento de concreto.
(GACONSA, 2018)

Para la determinación de los armados existentes, existen diversos métodos y para este caso, se realizó el diagnóstico de la densidad de aceros con FerroScan, como se muestra a continuación:

EVALUACIÓN INTEGRAL DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES EXISTENTES DAÑADAS POR SISMOS DE GRAN MAGNITUD

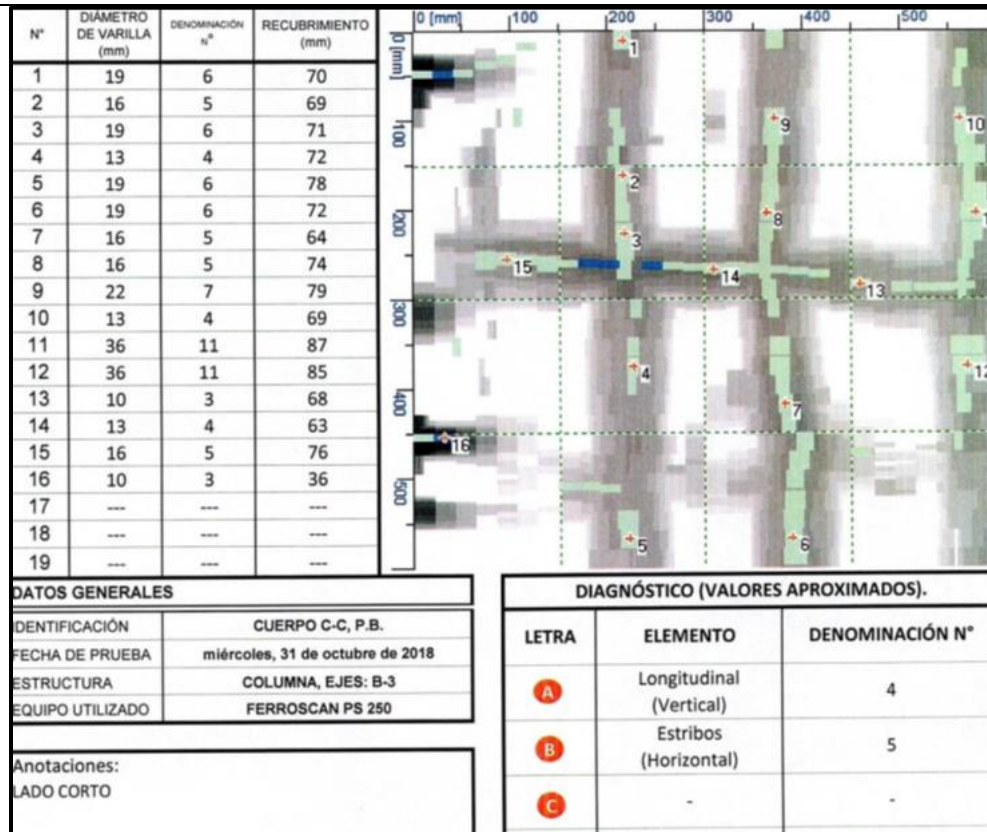


Figura 3.23. Diagnóstico de armados en lado corto de columna en PB. (GACONSA, 2018)

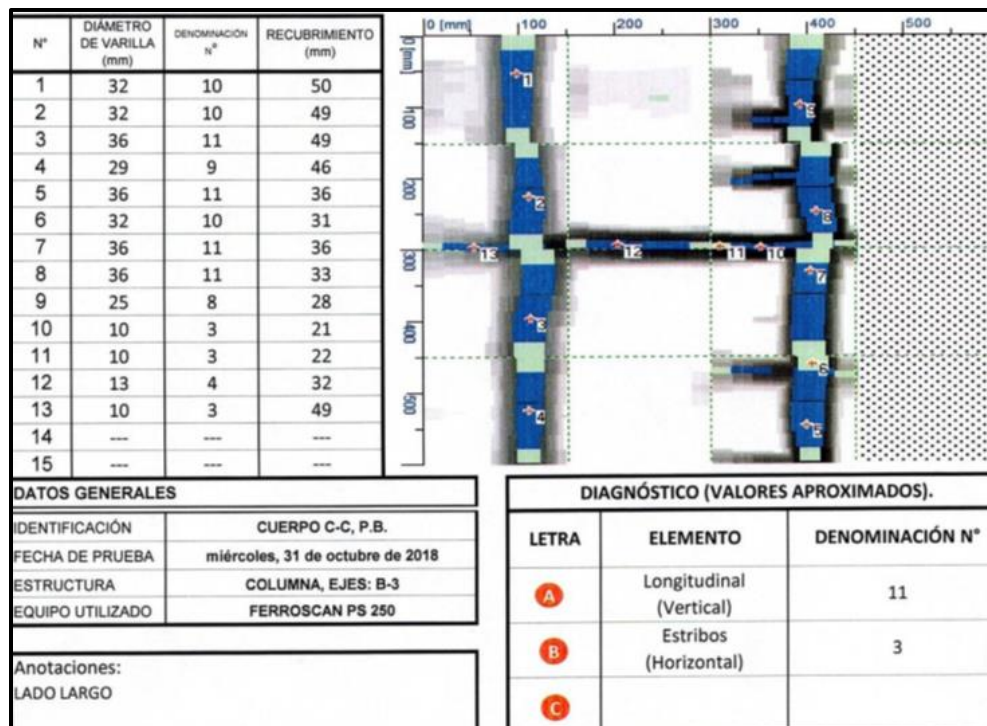


Figura 3.24. Diagnóstico de armados en lado largo de columna en PB. (GACONSA, 2018)

EVALUACIÓN INTEGRAL DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES EXISTENTES DAÑADAS POR SISMOS DE GRAN MAGNITUD

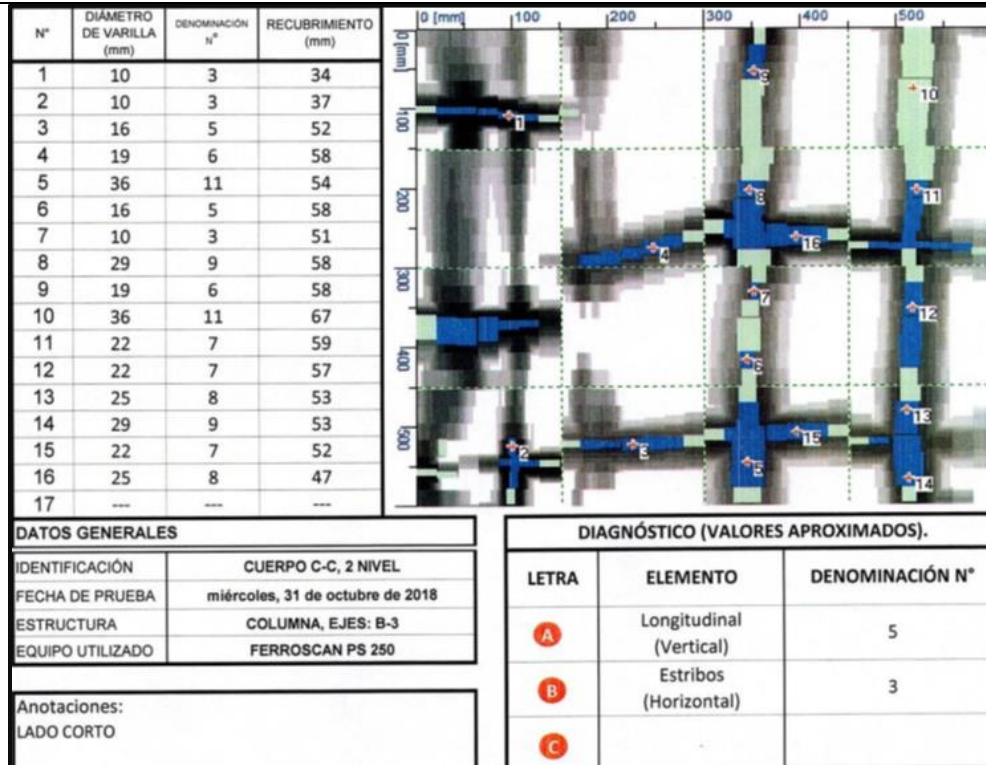


Figura 3.25. Diagnóstico de armados en el lado corto de columna en N2. (GACONSA, 2018)

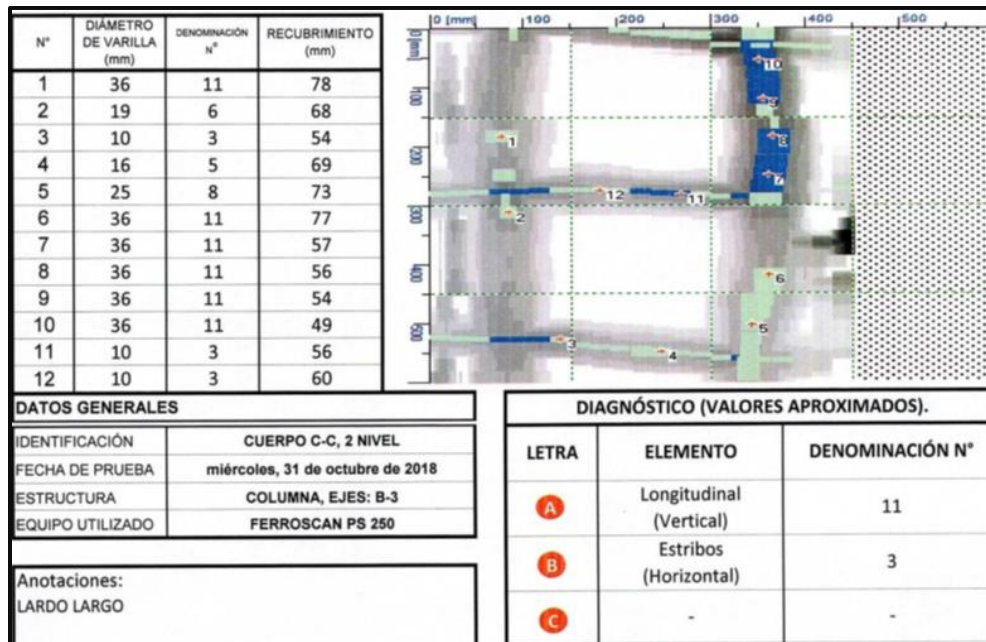


Figura 3.26. Diagnóstico de armados en el lado largo de columna en N2. (GACONSA, 2018)

EVALUACIÓN INTEGRAL DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES EXISTENTES DAÑADAS POR SISMOS DE GRAN MAGNITUD

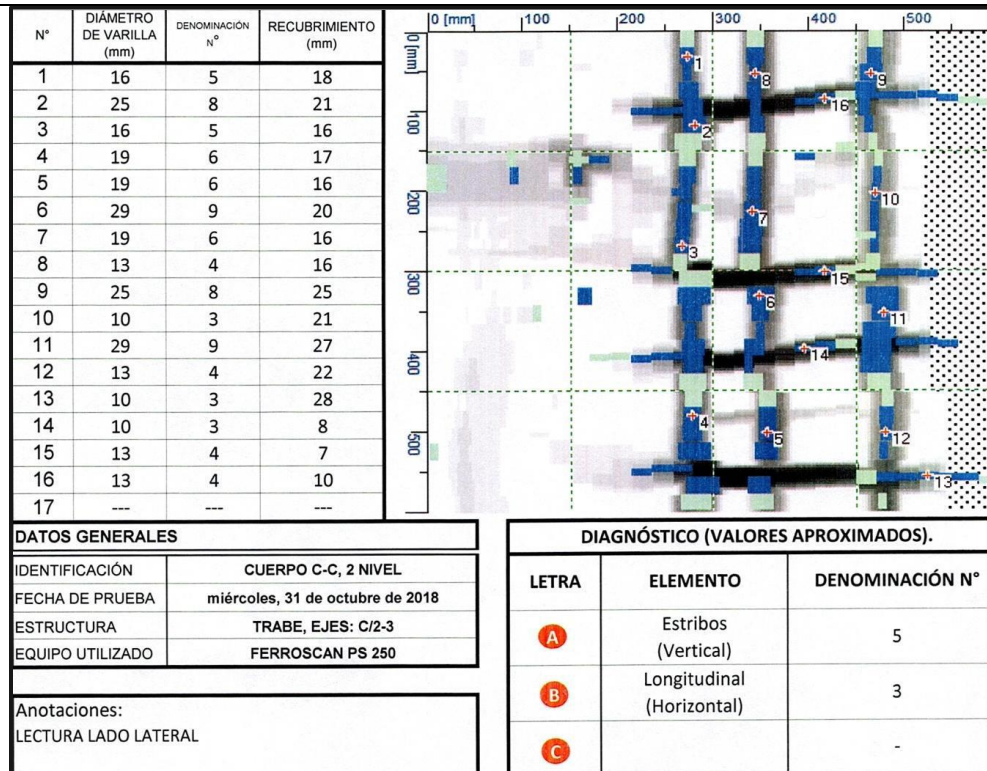


Figura 3.27. Diagnóstico de armados en el lado lateral de trabe en N2. (GACONSA, 2018)

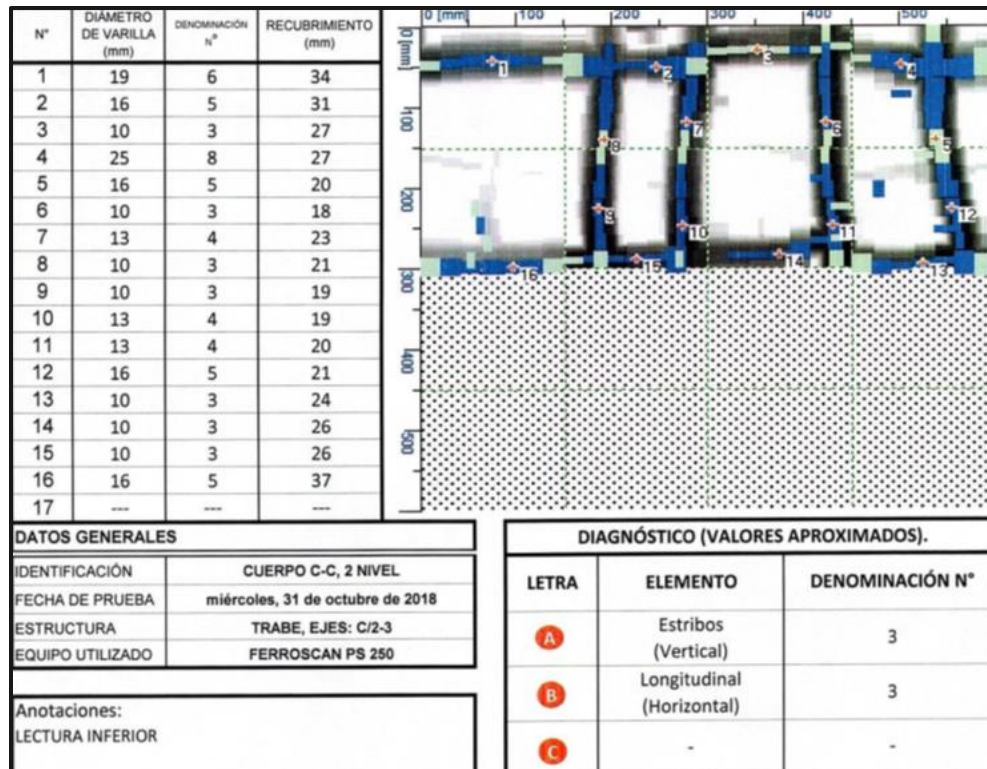


Figura 3.28. Diagnóstico de armados en el lado inferior de trabe en N2. (GACONSA, 2018)

EVALUACIÓN INTEGRAL DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES EXISTENTES DAÑADAS
POR SISMOS DE GRAN MAGNITUD

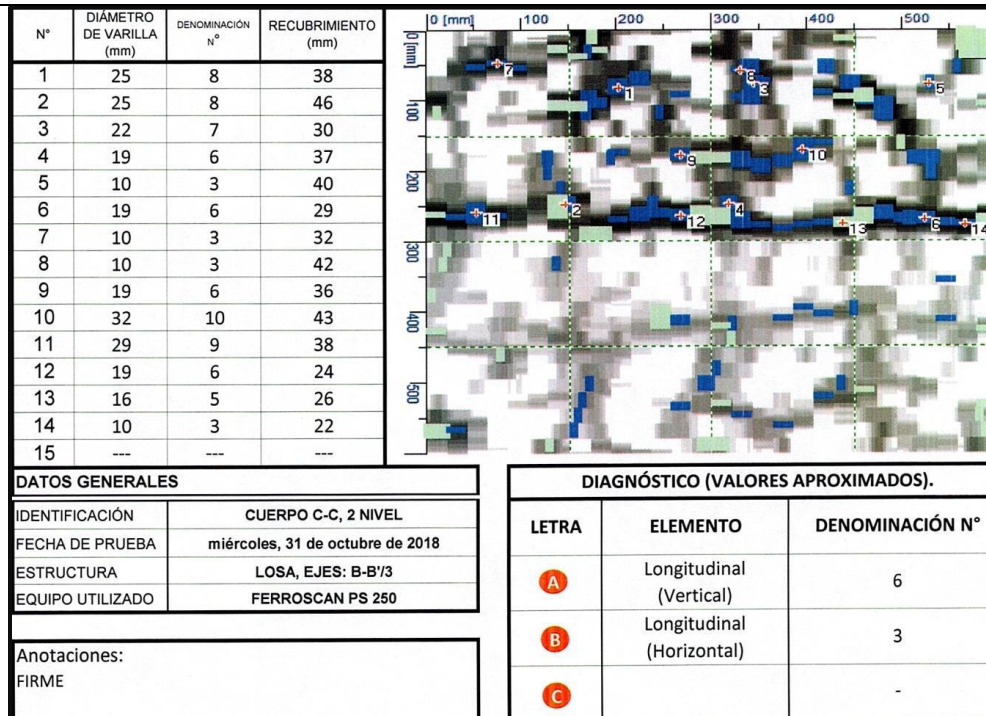


Figura 3.29. Diagnóstico de armados en losa de N2. (GACONSA, 2018)

Una vez realizadas las pruebas anteriormente descritas, se realizaron los trabajos de gabinete orientadas a la revisión del cumplimiento de los estados límite de servicio y de falla. Para esta estructura, el dictamen realizado por la empresa que proporcionó la información no fue favorable y se recomendó realizar un proyecto de rehabilitación orientado a recuperar su verticalidad.

3.2 Edificio R de la Facultad de Ingeniería de la UNAM (División de Ingenierías Civil y Geomática)

El caso de aplicación de la metodología que se presenta a continuación tiene como objetivo mostrar al lector la versatilidad de la metodología para la evaluación de un edificio. Por ello, a continuación, se seguirán las etapas descritas en el Capítulo 2.

3.2.1. Revisión de la información técnica

Este edificio fue diseñado estructuralmente por la empresa García Jarque Ingenieros S.A. de C.V. en 1985 y, en su construcción, se atendieron las recomendaciones de las normas de emergencia derivadas del sismo de 1985 (DDF, 1985), fig. 3.30. Su diseño original consideró tres pisos, de los cuales se construyeron dos, pero se dejaron las preparaciones estructurales y de instalaciones convenientes para su posterior ampliación al tercer piso.

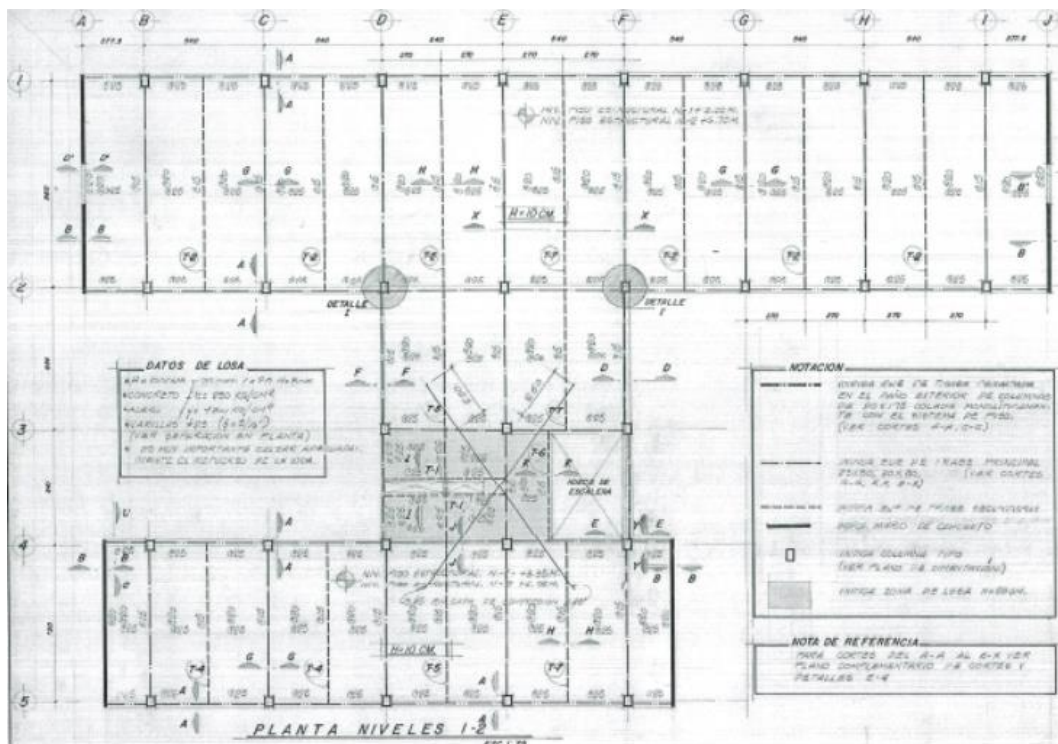


Figura. 3.30. Planta del primer y segundo nivel del proyecto original. (DE-DICYG,1985)

En 2010, el edificio fue ampliado mediante la construcción del tercer nivel proyectado en un inicio; sin embargo, debido a aspectos económicos y prácticos, se modificó el proyecto estructural original para sustituir el sistema de piso (losa maciza y trabes de concreto), por uno más ligero a base de losacero y trabes metálicas. Con objeto de no modificar la fachada del edificio se mantuvieron las vigas de concreto perimetrales, columnas y muros indicados en el proyecto original.

La estructura principal está formada por vigas y columnas de concreto reforzado que soportan un sistema de piso a base de losa maciza. Las trabes longitudinales de las alas son de 1.75 m de peralte y aparentes en la fachada. En el sentido transversal se tienen trabes principales y secundarias de 0.80 m y con la misma geometría, distribuidas uniformemente. Posee muros estructurales de concreto en los extremos de cada una de las dos alas, que contribuyen a incrementar la rigidez lateral en su dirección transversal. En las fachadas se aprecian otros muros de concreto, cuya función no es estructural, desligados del sistema con material flexible.

En planta, el edificio tiene una forma de silla, lo cual lo hace irregular, con una orientación aproximada oriente-poniente, en la dirección longitudinal existen 10 ejes A, B, C, D, E, F, G, H, I y J, con distancias entre ellos de 2.775 m, 5.400 m, 5.400 m, 5.400 m, 5.400 m, 5.400 m, 5.400 m, 5.400 m y 2.775 m, respectivamente para un total de 43.350 m; en la dirección transversal tiene cinco ejes 1, 2, 3, 4, y 5, con distancia entre ellos de 9.600 m, 6.000 m, 5.400 y 7.200 m, respectivamente, para un total de 28.800 m.

La estructura en el sentido vertical tiene los siguientes niveles de piso terminado:

- Planta Baja: NPT + 0.00
- Planta Nivel 1: NPT + 3.35
- Planta Nivel 2: NPT + 6.75
- Planta Azotea: NPT + 10.15

Además de contar con planos del proyecto original, se cuenta con planos y memorias de cálculo de la ampliación realizada en el 2010, por lo que se puede considerar que el inmueble cuenta con información completa. Al verificar dimensiones en campo, se validaron datos existentes en los planos y memorias de cálculo.

Producto de una medición de vibraciones ambientales realizada en el 2011 se cuenta con registros de señales con un arreglo de 2 equipos colocados en la ala norte del 2do nivel, el análisis y procesamiento de dichos registros se presentan en apartados siguientes.

3.2.2. Inspección estructural ocular detallada



Figura 3.40. Vista en planta y orientación del edificio. (Google Maps, 2019)

Se realizó una inspección estructural ocular de las instalaciones y de sus alrededores. Los diferentes daños encontrados durante la inspección exterior se reportan en las fig.3.41.-3.63 y se muestra la ubicación de éstos en la fig. 3.64. con ayuda de un croquis de la planta.

Vistas exteriores generales de la estructura



Figura 3.41. Fachada principal del edificio.
Foto 1.



Figura 3.42. Fachada principal, lado norte del edificio. Foto 2.



Figura 3.43. Fachada principal, lado poniente del edificio y muro cabecero. Foto 3.



Figura 3.44. Muro cabecero del ala poniente. Foto 4.



Figura 3.45. Muro cabecero del ala suroriente.
Foto 5.



Figura 3.46. Muro cabecero del ala nororiente.
Foto 6



Figura 3.47. Fachada trasera, ala sur. Foto 7

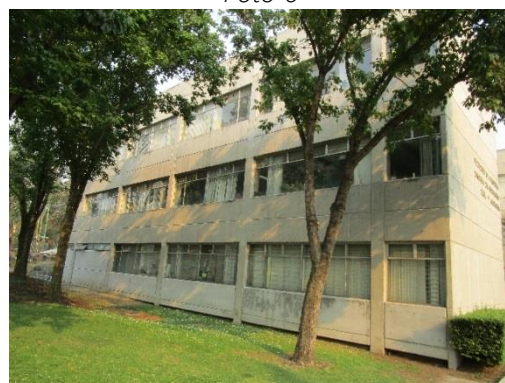


Figura 3.48. Fachada lateral, ala norte. Foto 8.

Daños y/o deterioro en muros estructurales exteriores

De la inspección realizada en el exterior del Edificio R, se encontró deterioro en el concreto debido a factores ambientales, que han disminuido su pH causando problemas de corrosión en el acero y, por consiguiente, pérdida de recubrimiento. En algunos casos, se detectó un proceso avanzado de delaminación en el acero de refuerzo que, a la larga, puede provocar una disminución del área de las varillas. Lo anterior se muestra en las figs. 3.41 a 3.48.



Figura 3.49. Pérdida de recubrimiento y corrosión del acero en muro. Foto 9.

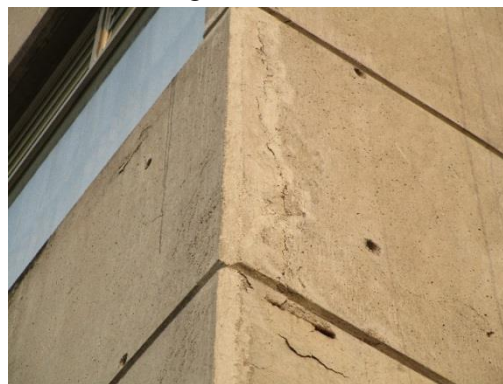


Figura 3.50. Fisuras en muro. Foto 10.



Figura 3.51. Fisuras en muro. Foto 11.



Figura 3.52. Fisuras en muro. Foto 12.



Figura 3.53. Fisuras en muro. Foto 13.



Figura 3.54. Fisuras en muro. Foto 14.

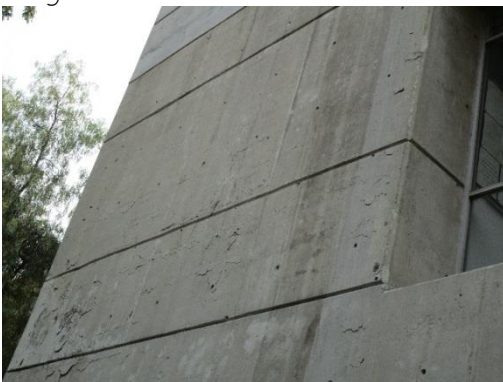


Figura 3.55. Fisuras en muro. Foto 15.



Figura 3.56. Fisuras en muro. Foto 16.

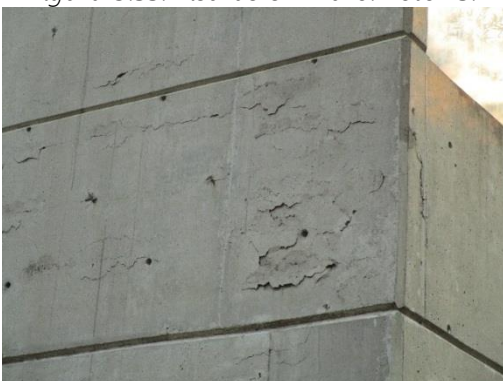


Figura 3.57. Fisuras en trabe. Foto 17.



Figura 3.58. Fisuras en trabe. Foto 18.

Daño en columnas

Figura 3.59. Fisuras en mapa en unión trabe-columna. Foto 19



Figura 3.60. Fisuras en unión trabe-columna. Foto 20.



Figura 3.61. Junta fría en unión trabe-columna. Foto 21.



Figura 3.62. Junta fría en unión trabe-columna. Foto 22.



Figura 3.63. Grieta en recubrimiento en unión trabe-columna. Foto 23.

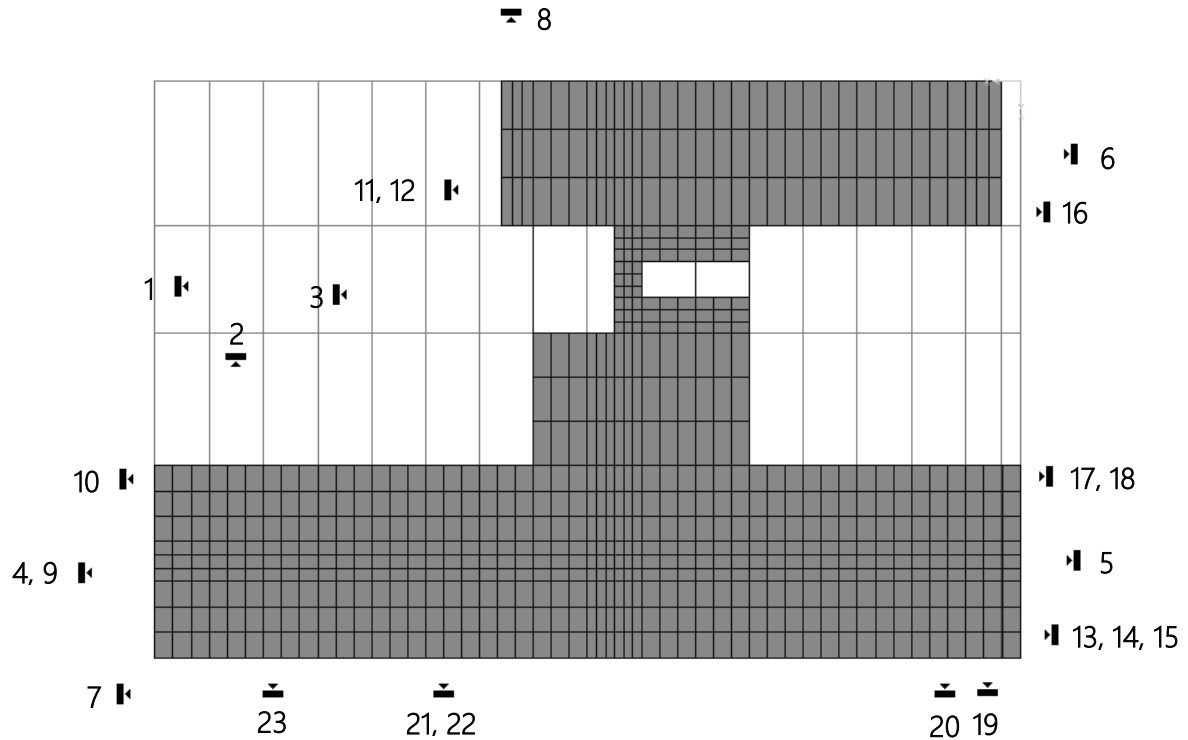


Figura 3.64. Ubicación en planta de las fotografías tomadas en el exterior del edificio.

Revisión de elementos interiores

Se realizó una revisión de los elementos en el interior del edificio en la cual no se encontraron daños estructurales que reportar, debido a que, el concreto y sus elementos se encuentran en buen estado y conservación. En las figs. 3.65.-3.68. se muestran algunos de los elementos estructurales en buenas condiciones que reflejan la condición general del inmueble en su interior.



Figura 3.65. Buen estado y conservación de columna en el 2do Piso.



Figura 3.66. Buen estado y conservación de columna en el 2do Piso.



Figura 3.67. Buen estado y conservación de unión trabe-columna en el 2do Piso.



Figura 3.68. Junta constructiva de los muros no estructurales en el 2do Piso.

Revisión del sistema de techo losacero

Con el fin de verificar el estado del sistema de techo de la ampliación, que corresponde a un sistema losacero, se realizó una inspección a través de los registros en el plafón, en la cual se observó una buena condición en el sistema, así como en sus traves metálicas. En las figs. 3.69.-3.70 se muestran estas tareas y el estado del sistema.



Figura 3.69. Revisión del sistema de techo en el 2do Piso.



Figura 3.70. Buen estado de las traves secundarias y sistema de techo.

3.2.3. Pruebas para determinar propiedades mecánicas de materiales

De los planos y memoria de cálculo del proyecto original se obtuvieron las siguientes propiedades de los materiales:

- Concreto, $f'c = 250 \text{ kgf/cm}^2$.
- Acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kfg/cm}^2$.

Y en la memoria de cálculo y planos estructurales del proyecto de ampliación los materiales usados fueron los siguientes:

- Concreto de calidad estructural, Clase 1, $f'c= 250 \text{ kgf/ cm}^2$.
- Acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kfg/ cm}^2$.
- Acero estructural ASTM A-992-50 $F_y= 3515 \text{ kgf/ cm}^2$
- Acero estructural ASTM A-36 $F_y= 3515 \text{ kgf/ cm}^2$

Debido a la confiabilidad de los documentos del diseño y a la inexistencia de daño estructural aparente no se justifica la extracción de núcleos de concreto para la realización del ensaye a compresión simple. Se asume que los materiales cuentan con las propiedades antes indicadas.

3.2.4. Levantamiento geométrico

El levantamiento geométrico fue llevado a cabo de manera parcial, debido a que, se realizó la verificación de las dimensiones en los planos y se determinó que se cuenta con planos estructurales confiables de la construcción y de la ampliación

3.2.5. Estudio topográfico

El estudio topográfico no fue realizado debido a que durante la inspección no se encontraron indicios de pérdida de verticalidad ni de deformaciones en el sistema de piso. Por lo anterior, no se justifica la realización de estudios topográficos.

3.2.6. Estudios geotécnicos

Ciudad Universitaria se encuentra ubicada en una zona rocosa (Suelo Tipo 1) con muy buenas características geotécnicas, además de que, durante la inspección no se encontraron indicios de problemas geotécnicos en la cimentación del edificio ni en sus colindancias. Por lo anterior, no se justifica la realización de estos estudios.

3.2.7. Estudios dinámicos

Estudios dinámicos antecedentes

En el 2011, un año después de la ampliación del edificio, se realizó la medición de señales de vibraciones ambientales del edificio. El arreglo utilizado en el edificio se muestra en la fig. 3.71.

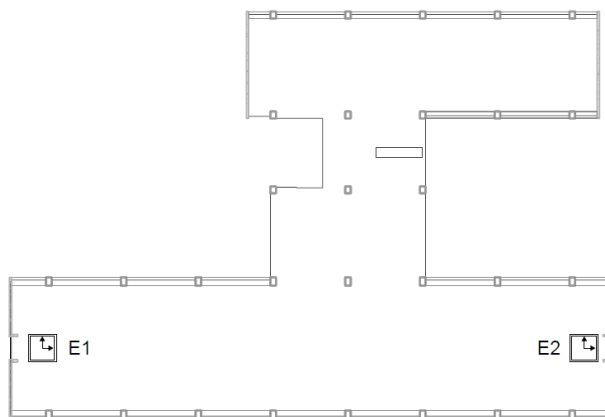


Figura 3.71. Arreglo utilizado en medición 2011.

Para el procesamiento y análisis de estas señales, se utilizó la herramienta de cómputo presentada anteriormente. Se obtuvieron resultados presentados en la tabla 3.4. y los resultados del análisis de correlación se muestran en la tabla 3.5.

Tabla. 3.4. Frecuencias obtenidas en medición del 2011

Modo	Frecuencia	Periodo	Dirección
1er	3.79 Hz	0.264 s	Longitudinal (X)
2do	4.37 Hz	0.228 s	Transversal (Y)
3ro	5.08 Hz	0.197 s	Torsional

Tabla. 3.5. Análisis de correlación de medición del 2011

Equipos	Componente	Modo Dominante	Frecuencia	Periodo	Fase	Coherencia	Transferencia
E1-E2	EW	Traslación	3.75	0.267 s	-4.7°	0.98	1.05
	NS	Traslación	4.37	0.229 s	-5.8°	0.94	0.82
	NS	Torsión	5.08	0.197 s	-174.2°	0.96	0.89

En las figs. 3.72. a 3.89. se muestra la identificación de las frecuencias, así como las funciones de correlación obtenidas para realizar la interpretación de las propiedades dinámicas.

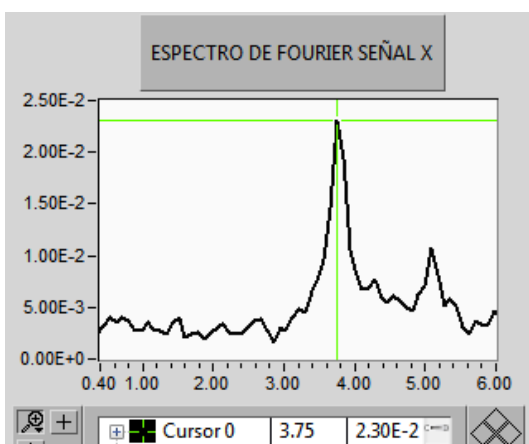


Figura 3.72. Espectro de Fourier. Disparo 1.
Equipo 1. Componente E-W. (3.75 Hz)

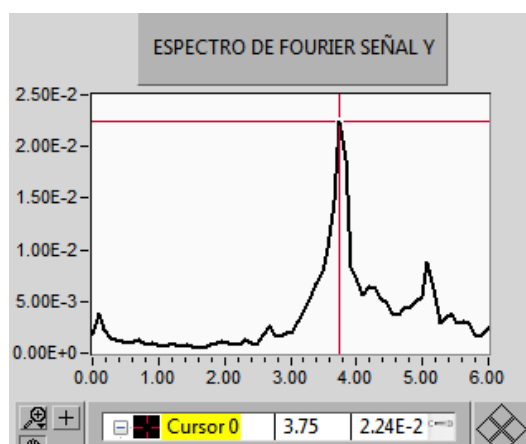


Figura 3.73. Espectro de Fourier. Disparo 1.
Equipo 2. Componente E-W. (3.75 Hz)

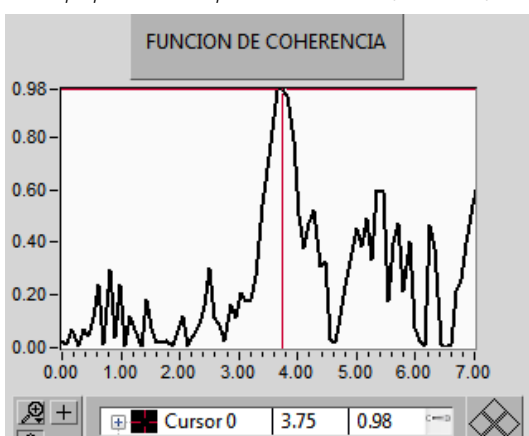


Figura 3.74. Función de coherencia.
Disparo 1. Equipos 1 y 2. Componente E-W.
(3.75 Hz)

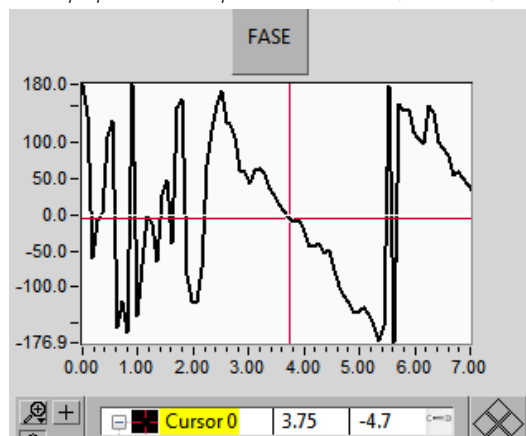


Figura 3.75. Fase. Disparo 1. Equipos 1 y 2.
Componente E-W. (3.75 Hz)

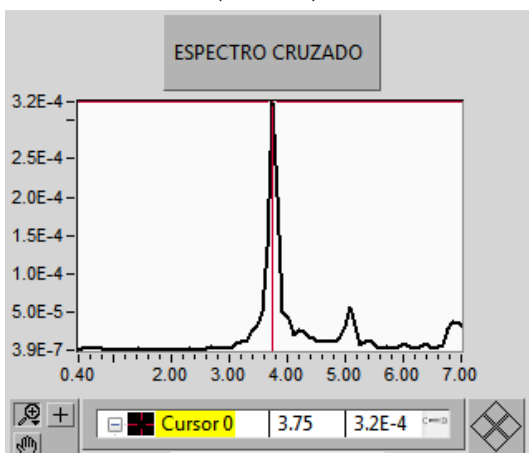


Figura 3.76. Espectro cruzado. Disparo 1.
Equipos 1 y 2. Componente E-W. (3.75 Hz)

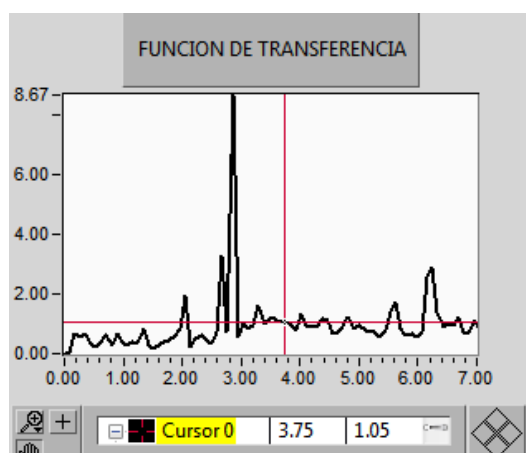


Figura 3.77. Función de transferencia. Disparo 1.
Equipos 1 y 2. Componente E-W. (3.75 Hz)

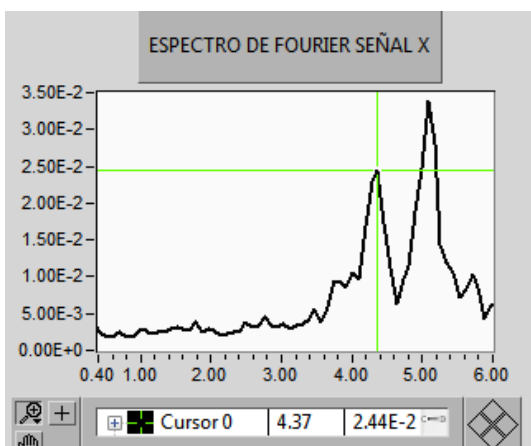


Figura 3.78. Espectro de Fourier. Disparo 1.
Equipo 1. Componente N-S. (4.37 Hz)

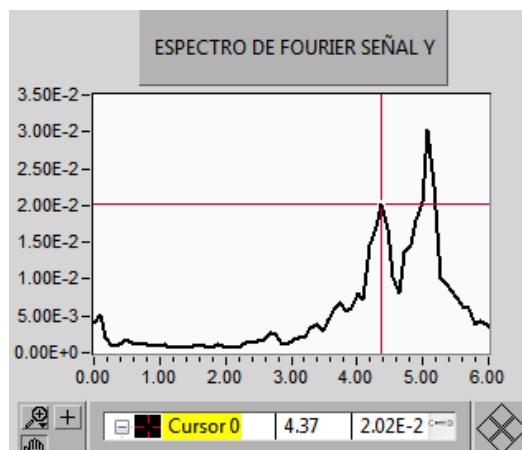


Figura 3.79. Espectro de Fourier. Disparo 1.
Equipo 2. Componente N-S. (4.37 Hz)

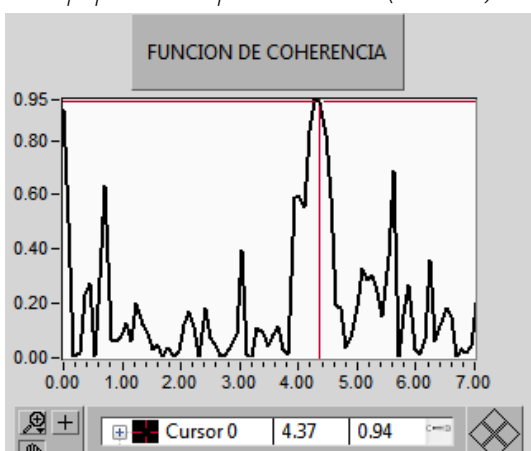


Figura 3.80. Función de coherencia. Disparo 1.
Equipos 1 y 2. Componente N-S. (4.37 Hz)

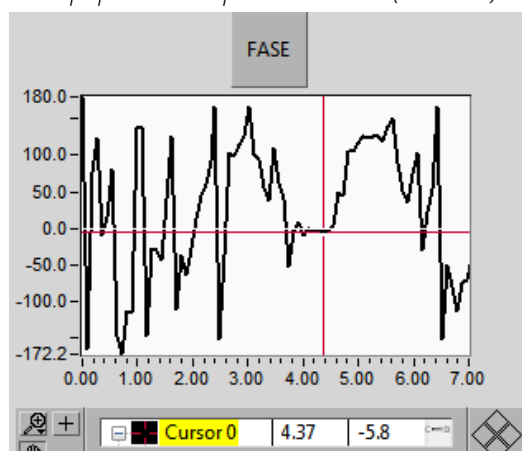


Figura 3.81. Fase. Disparo 1. Equipos 1 y 2.
Componente N-S. (4.37 Hz)

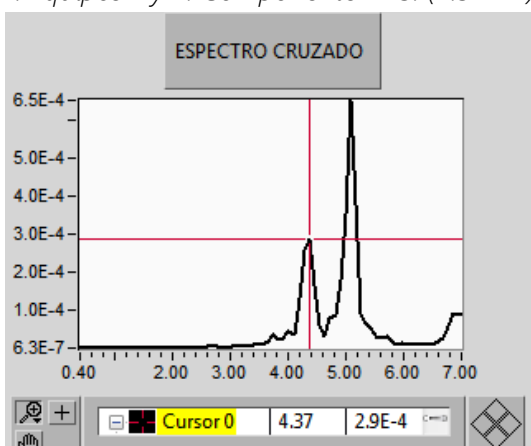


Figura 3.82. Espectro cruzado. Disparo 1.
Equipos 1 y 2. Componente N-S. (4.37 Hz)

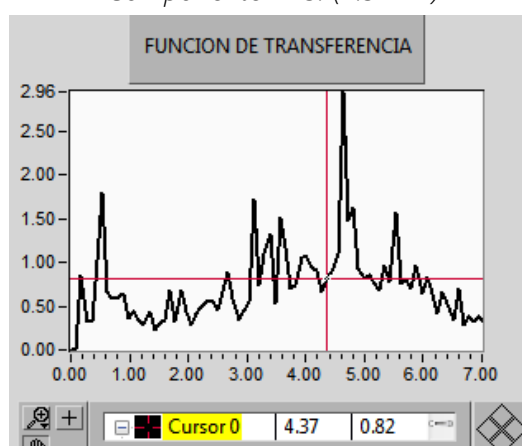


Figura 3.83. Función de transferencia. Disparo 1.
Equipos 1 y 2. Componente N-S. (4.37 Hz)

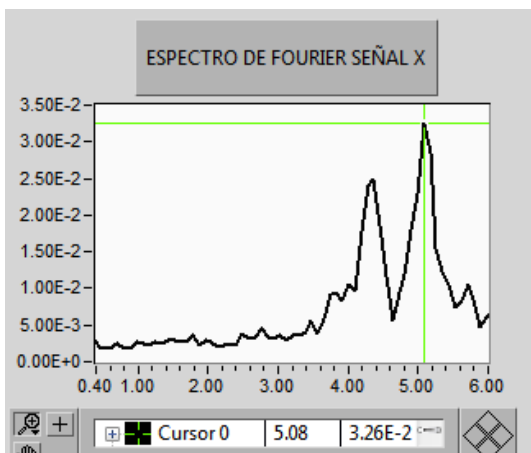


Figura 3.84. Espectro de Fourier. Disparo 1.
Equipo 2. Componente N-S. (5.08 Hz)

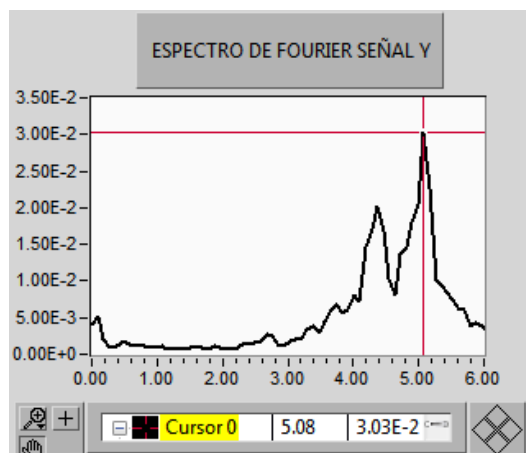


Figura 3.85. Espectro de Fourier. Disparo 1.
Equipo 3. Componente N-S. (5.08 Hz)

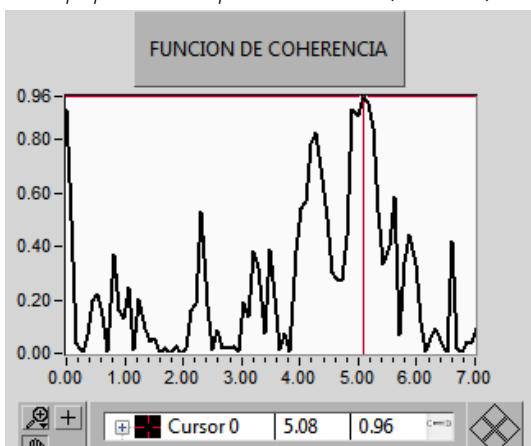


Figura 3.86. Función de coherencia. Disparo 1.
Equipos 1 y 2. Componente N-S. (5.08 Hz)

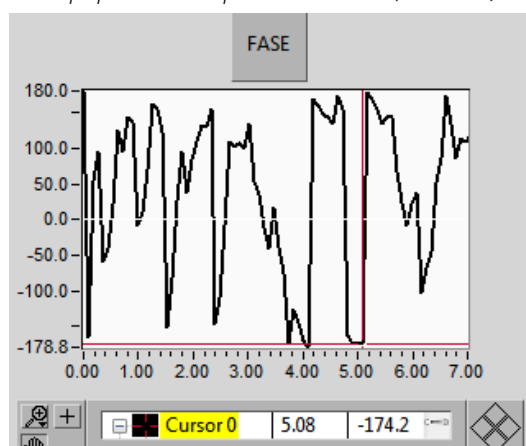


Figura 3.87. Fase. Disparo 1. Equipos 1 y 2.
Componente N-S. (5.08 Hz)

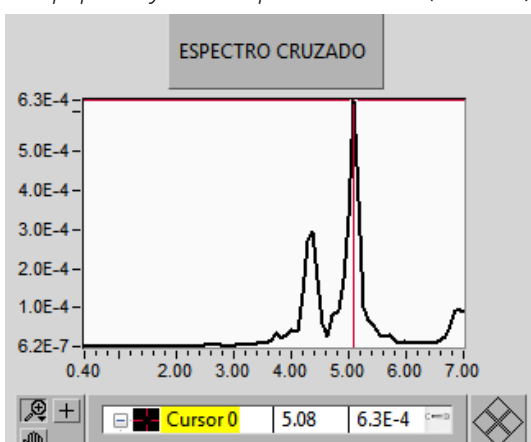


Figura 3.88. Espectro cruzado. Disparo 1.
Equipos 1 y 2. Componente N-S. (5.08 Hz)

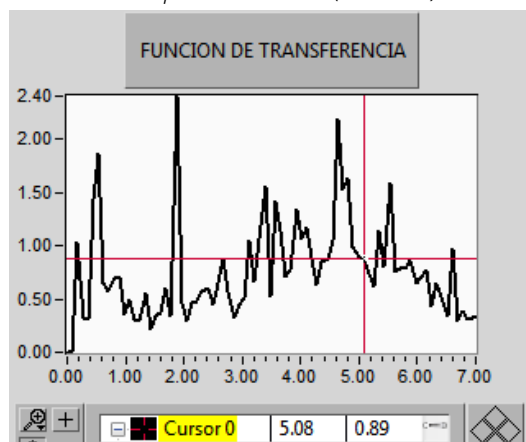


Figura 3.89. Función de transferencia. Disparo 1.
Equipos 1 y 2. Componente N-S. (5.08 Hz)

Estudios dinámicos del estado actual

Para la determinación de las propiedades dinámicas actuales del edificio y debido a la irregularidad en planta de la estructura, se decidió realizar un arreglo de medición de señales con 5 equipos colocados en el 2do piso, llevada a cabo en mayo del 2019. El arreglo fue diseñado para poder identificar las frecuencias propias de la estructura asociadas a los principales modos de vibración en traslación y torsión; los equipos se distribuyeron como se ilustra en la fig. 3.90. Para el registro de las señales se realizaron 4 mediciones de 600 segundos cada una. La campaña de mediciones se llevó a cabo durante la noche con el fin de disminuir el ruido en las señales producido por los usuarios. En las figs. 3.91.-3.94. se muestran las tareas de registro de señales.

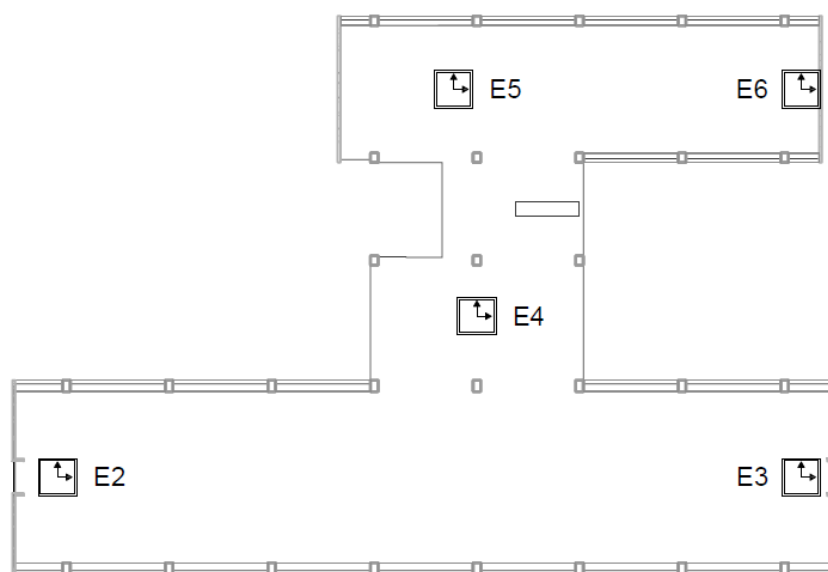


Figura. 3.90. Arreglo utilizado durante la medición en el 2do Piso.

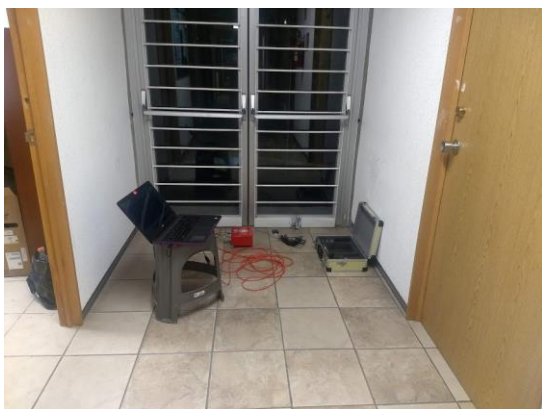


Figura.3.91. Ubicación del equipo 3



Figura.3.92. Ubicación del equipo 4

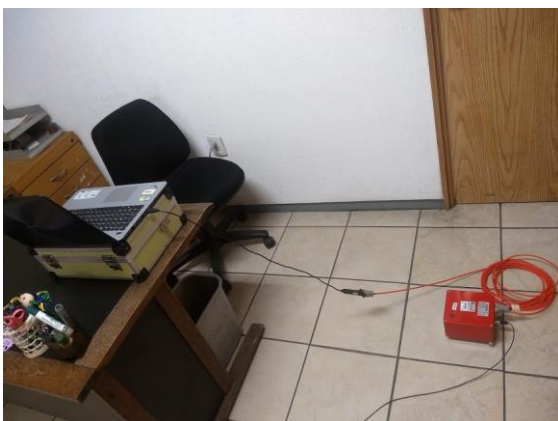


Figura.3.93. Ubicación del equipo 5



Figura.3.94. Ubicación del equipo 6

Las vibraciones ambientales fueron generadas principalmente por el tráfico de vehículos en el circuito escolar adyacente al edificio. Para el registro de las señales se utilizaron equipos de medición de velocidad como el mostrado en la fig. 3.95, los cuales fueron operados desde un equipo de cómputo con ayuda del software de control, SEISMOWIN (SARA, 2019). Las señales se grabaron en archivos de texto, en tres direcciones ortogonales de dirección del movimiento; X, Y y Z. La interfaz del software muestra las componentes de la señal en tiempo real y es capaz de calcular un Espectro de Fourier, que permite visualizar, de manera preliminar, las posibles frecuencias dominantes de la estructura, durante la medición.

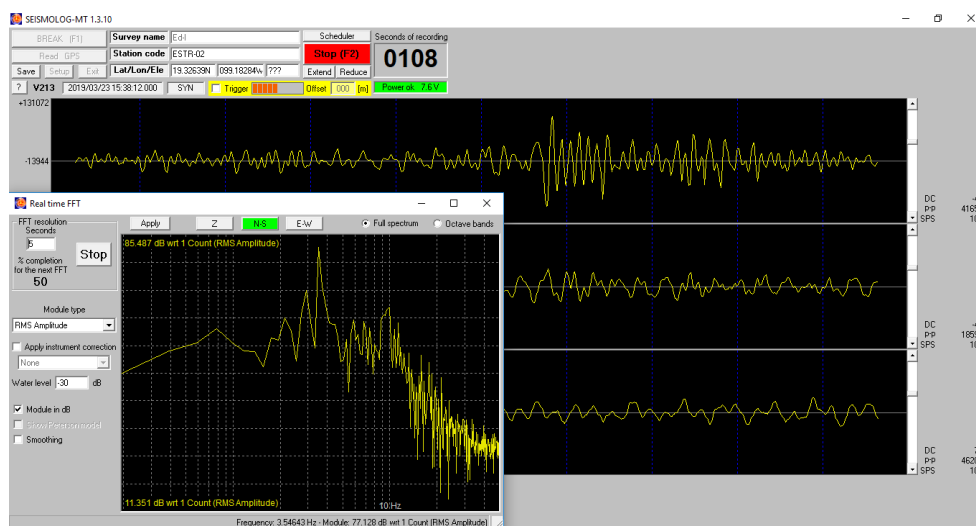


Figura 3.95. Interfaz del software y ventana del Espectro de Fourier. (SARA, 2019)

Para el procesamiento y análisis de los registros obtenidos en la medición, se utilizó el programa para análisis de señales desarrollado por Castelán en 2010, mencionado en apartados anteriores, el cual permitió identificar las frecuencias de vibrar dominantes de la estructura del edificio, las cuales se presentan en la tabla 3.6. En esta misma, se presentan los resultados del

análisis de la correlación entre señales registradas en los diversos equipos del arreglo instrumentado. A partir de estos resultados fue posible validar las frecuencias asociadas a los tres periodos dominantes en todas las posibles combinaciones de equipos con parámetros de correlación casi ideales; la calidad de estos resultados se atribuye en parte, al bajo nivel de ruido durante la campaña de mediciones.

Tabla 3.6. Análisis de correlación de las señales registradas en el Edificio R.

Equipos	Componente	Modo Dominante	Frecuencia	Periodo	Fase	Coherencia	Transferencia
E2-E3	EW	Traslación	3.35	0.299	0°	1	1
	NS	Traslación	3.98	0.251	0.2°	0.98	0.57
	NS	Torsión	4.7	0.213	176.4°	0.96	0.99
E2- E6	EW	Traslación	3.35	0.299	1.5°	0.99	0.59
	NS	Traslación	3.98	0.251	2.3°	0.98	0.54
	EW	Torsión	4.7	0.213	178.9°	0.96	3.26
E2 -E5	EW	Traslación	3.35	0.299	0.3°	0.99	0.58
	NS	Traslación	3.98	0.251	1.9°	0.99	1.02
	EW	Torsión	4.7	0.213	179.7°	0.96	3.12
E4- E5	EW	Traslación	3.3	0.303	2.4°	0.99	0.77
	NS	Traslación	3.98	0.251	0.5°	1	1
	EW	Torsión	4.75	0.211	2.8°	0.96	3.76
E5-E6	EW	Traslación	3.33	0.300	1.2°	1	1.01
	NS	Traslación	3.98	0.251	0.8°	0.99	0.52
	EW	Torsión	4.75	0.211	1.4°	1	1.04
E3-E5	EW	Traslación	3.33	0.300	3.2°	0.99	0.59
	NS	Traslación	3.98	0.251	4.2°	0.98	2
	EW	Torsión	4.75	0.211	178.1°	0.92	3.07
E4 -E6	EW	Traslación	3.33	0.300	2.3°	0.99	0.78
	NS	Traslación	3.98	0.251	1.3°	0.99	0.51
	NS	Torsión	4.75	0.211	12.1°	0.78	3.95

A continuación, en las figs. 3.96. a 3.113. se muestran algunos espectros de Fourier representativos de las señales, así como las funciones de correlación de dos equipos del arreglo instrumentado, que fueron utilizados para ilustrar las frecuencias propias de la estructura.

La validación de la frecuencia $f=3.35$ Hz asociada al modo dominante de vibración en traslación en dirección longitudinal (EW) se puede ilustrar mediante la correlación entre los equipos E-02 y E-05, a partir de la cual se obtuvo una función de coherencia de 0.99 y una fase de 0.3°, figs. 3.96. a 3.101. Para confirmar la frecuencia $f=3.98$ Hz asociada al modo dominante de vibración

en traslación en dirección transversal (NS) se utilizó la correlación entre los equipos E-02 y E-05, a partir de la cual se obtuvo una función de coherencia de 0.98 y una fase de 0.2° , figs. 3.102. a 3.107. La frecuencia $f=4.70$ Hz asociada al modo dominante de vibración en torsión en dirección transversal (NS) se puede corroborar mediante la correlación entre los equipos E-02 y E-03, a partir de la cual se obtuvo una función de coherencia de 0.96 y una fase de 176.4° , figs. 3.108. a 3.113.

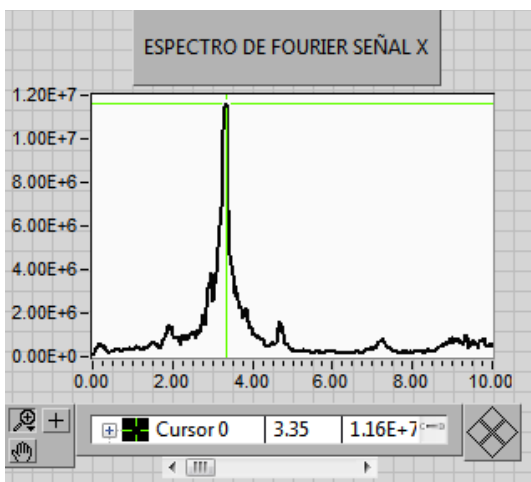


Figura 3.96. Espectro de Fourier. Disparo 1. Equipo 2. Componente E-W. (3.35 Hz)

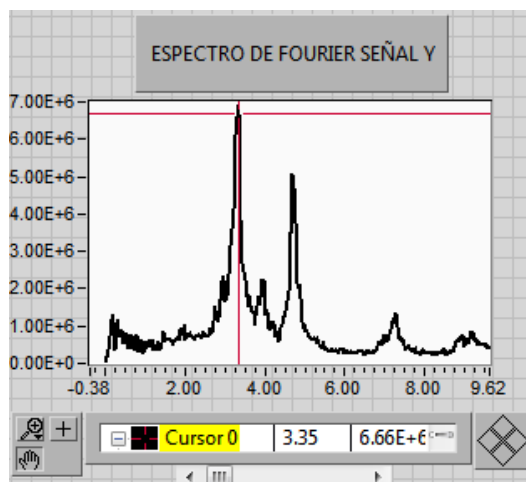


Figura 3.97. Espectro de Fourier. Disparo 1. Equipo 5. Componente E-W. (3.35 Hz)

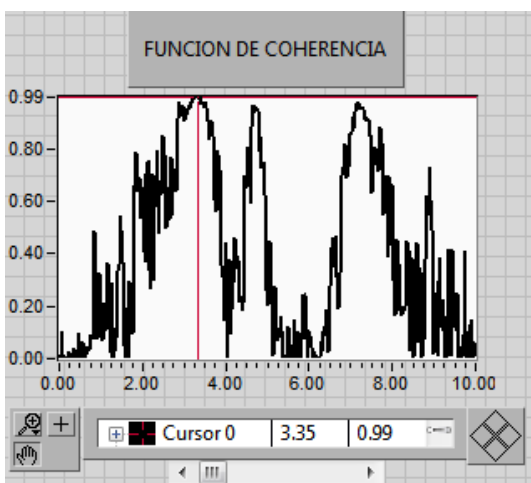


Figura 3.98. Función de coherencia. Disparo 1. Equipos 2 y 5. Componente E-W. (3.35 Hz)

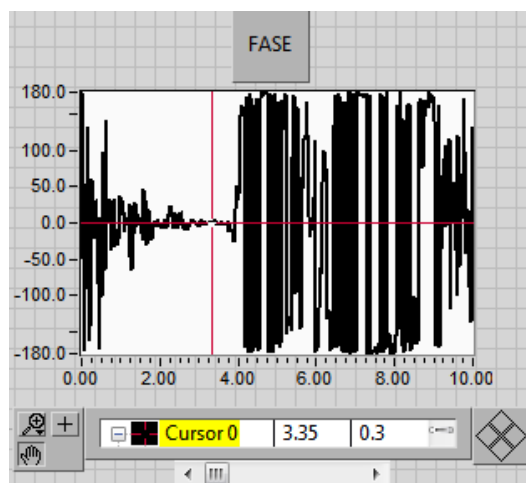


Figura 3.99. Fase. Disparo 1. Equipos 2 y 5. Componente E-W. (3.35 Hz)

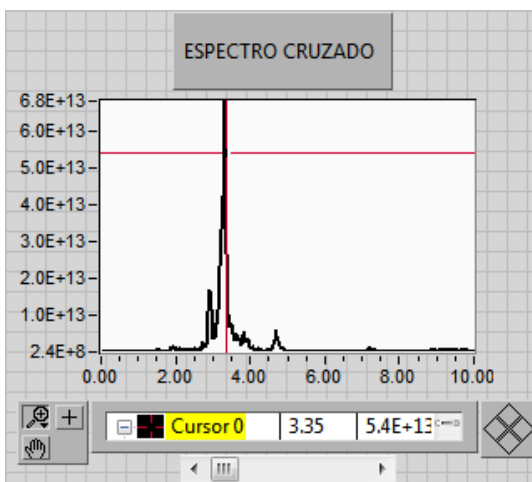


Figura 3.100. Espectro cruzado. Disparo 1. Equipos 2 y 5. Componente E-W. (3.35 Hz)

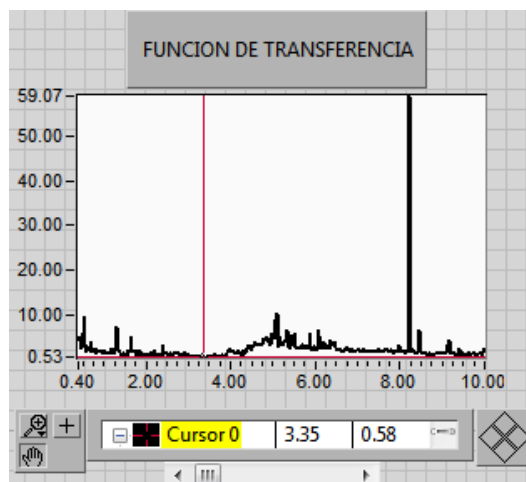


Figura 3.101. Función de transferencia. Disparo 1. Equipos 2 y 5. Componente E-W. (3.35 Hz)

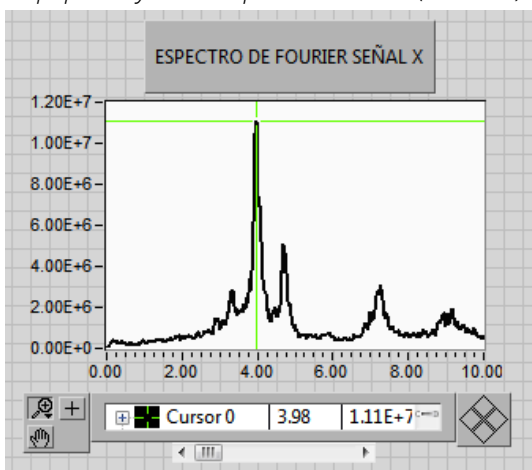


Figura 3.102. Espectro de Fourier. Disparo 1. Equipo 2. Componente N-S. (3.98 Hz)

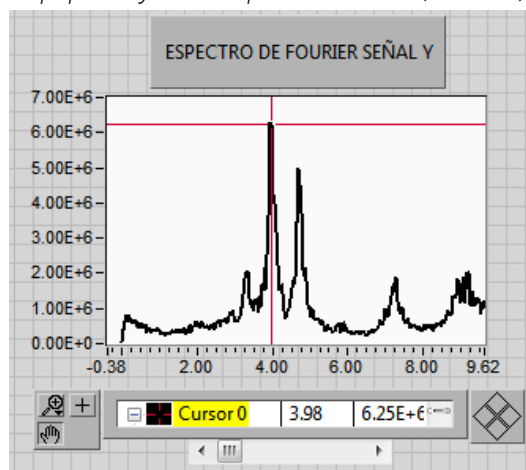


Figura 3.103. Espectro de Fourier. Disparo 1. Equipo 3. Componente N-S. (3.98 Hz)

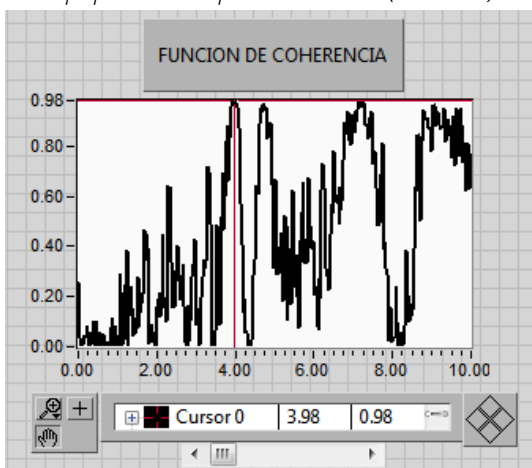


Figura 3.104. Función de coherencia. Disparo 1. Equipos 2 y 3. Componente N-S. (3.98 Hz)

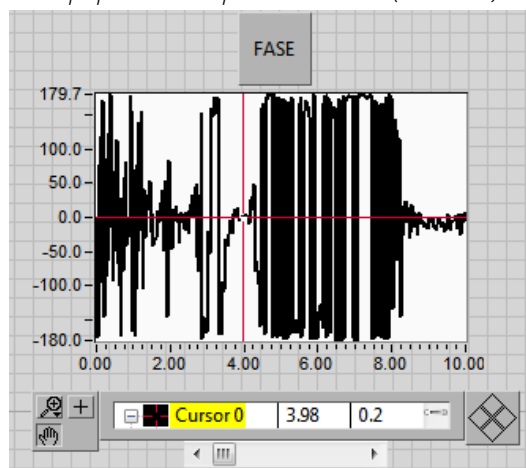


Figura 3.105. Fase. Disparo 1. Equipos 2 y 3. Componente N-S. (3.98 Hz)

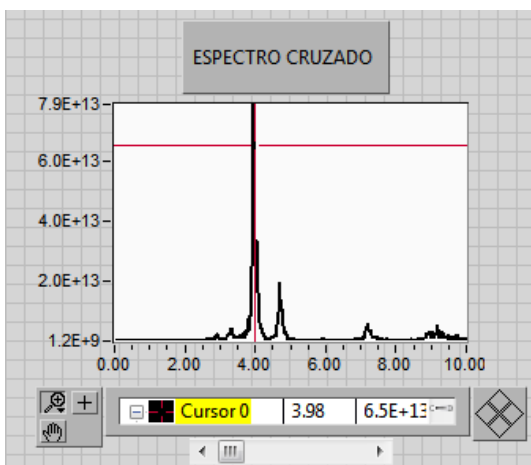


Figura 3.106. Espectro cruzado. Disparo 1. Equipos 2 y 3. Componente N-S. (3.98 Hz)

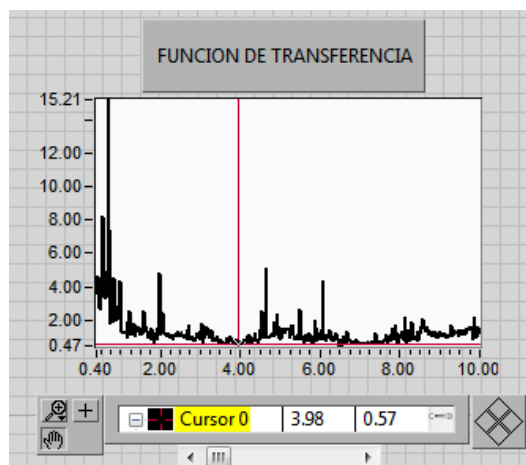


Figura 3.107. Función de transferencia. Disparo 1. Equipos 2 y 3. Componente N-S. (3.98 Hz)

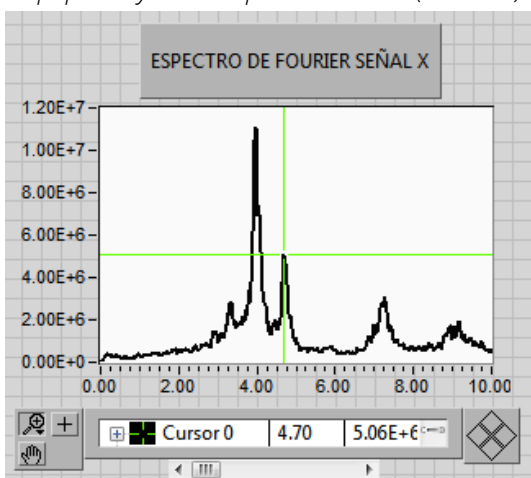


Figura 3.108. Espectro de Fourier. Disparo 1. Equipo 2. Componente N-S. (4.7 Hz)

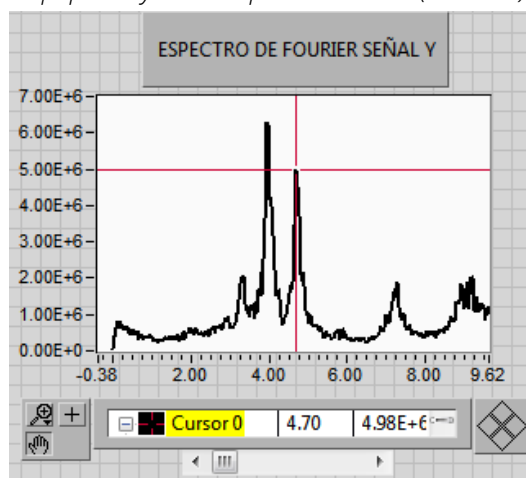


Figura 3.109. Espectro de Fourier. Disparo 1. Equipo 3. Componente N-S. (4.7 Hz)

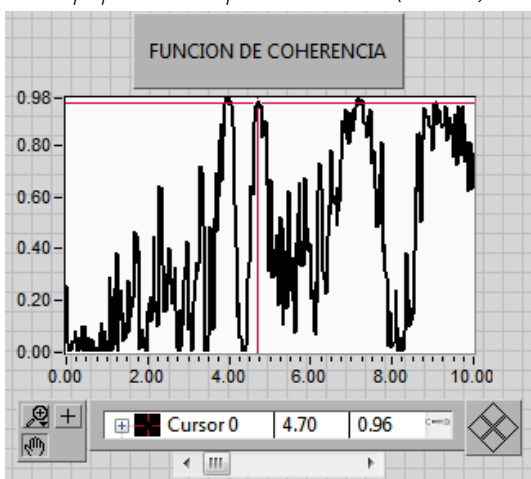


Figura 3.110. Función de coherencia. Disparo 1. Equipos 2 y 3. Componente N-S. (4.7 Hz)

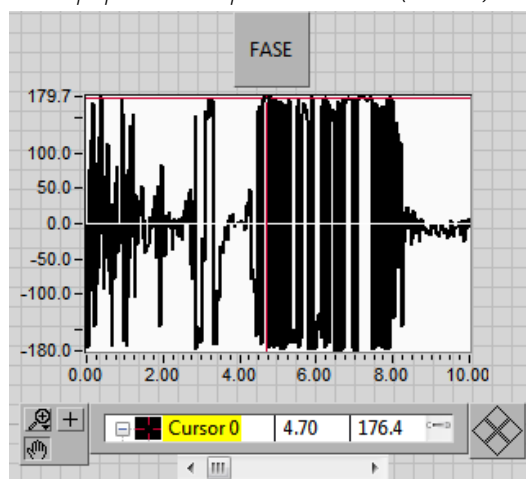


Figura 3.111. Fase. Disparo 1. Equipos 2 y 3. Componente N-S. (4.7 Hz)

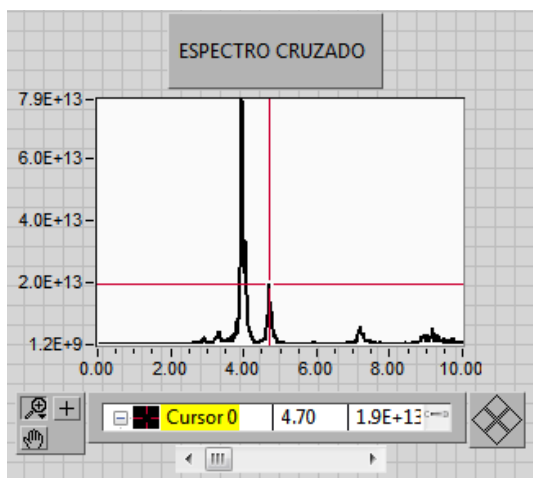


Figura 3.112. Espectro cruzado. Disparo 1.
Equipos 2 y 3. Componente N-S. (4.7 Hz)

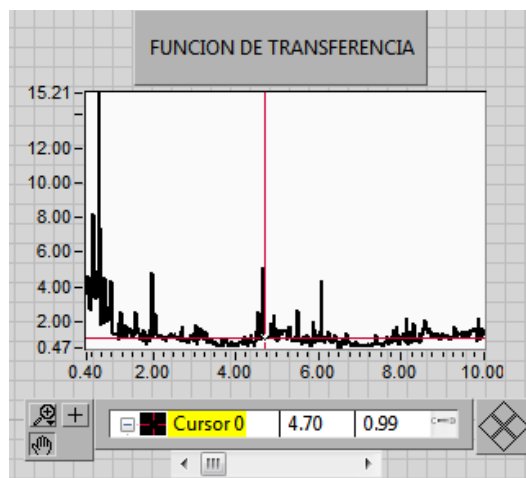


Figura 3.113. Función de transferencia. Disparo 1.
Equipos 2 y 3. Componente N-S. (4.7 Hz)

Con base en lo anterior, se concluye que las frecuencias dominantes en la estructura fueron correctamente identificadas y pueden ser utilizadas para la calibración de las propiedades dinámicas del edificio, tabla 3.7.

Tabla. 3.7. Frecuencias identificadas del edificio.

Modo	Frecuencia	Periodo	Dirección
1er	3.33 Hz	0.3 s	Longitudinal (X)
2do	3.98 Hz	0.251 s	Transversal (Y)
3ro	4.7 Hz	0.213 s	Torsional

3.2.8. Modelación estructural

Para el análisis estructural del edificio se desarrolló un modelo a partir de la información contenida en planos estructurales, el cual se llamará preliminar. Para contar con un modelo representativo del edificio, este modelo será posteriormente calibrado con los resultados de las propiedades dinámicas obtenidas del estudio de vibración ambiental. Una vez calibrado, este modelo servirá de base para el análisis del comportamiento de la estructura ante acciones sísmicas reglamentarias empleando el método de Análisis Dinámico Modal Espectral.

La discretización de la estructura y representación de todos los elementos estructurales presentes, se realizó utilizando elementos barra y placa. La modelación del edificio se realizó en el software SAP2000 (CSI, 2018). Las figs. 3.114. y 3.115. muestran vistas 3D del modelo extruido, mientras que las figs. 3.116. a 3.118. ilustran los cortes en planta del edificio.

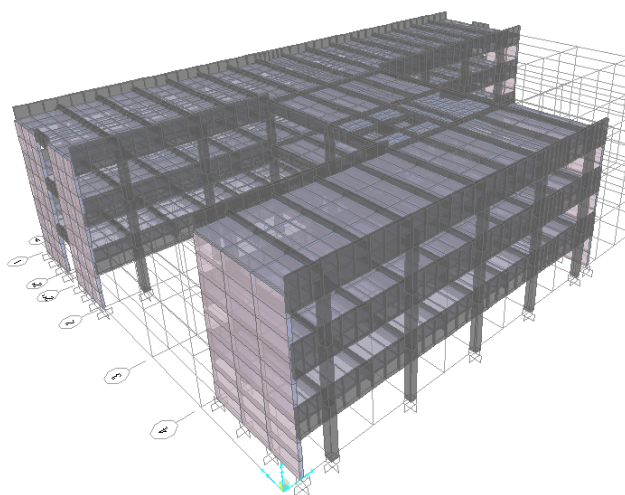


Figura 3.114. Vista 3D del modelo desarrollado en SAP2000.

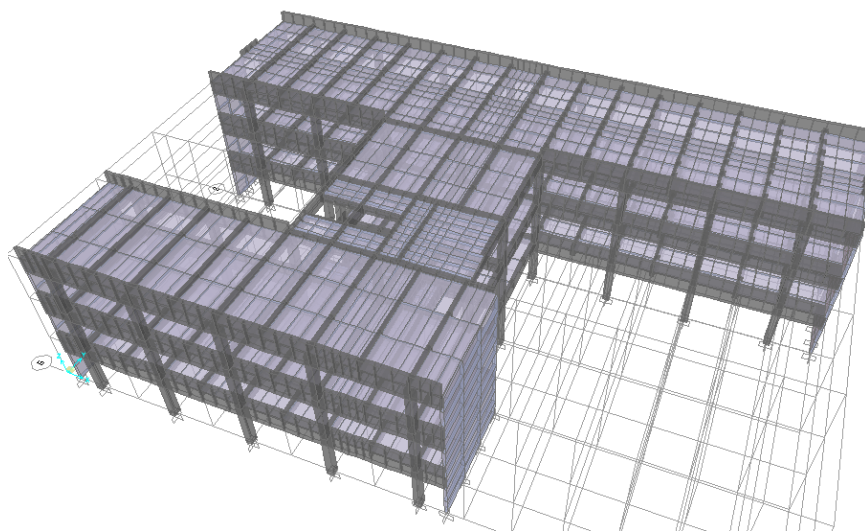


Figura 3.115. Vista 3D del modelo desarrollado en SAP2000.

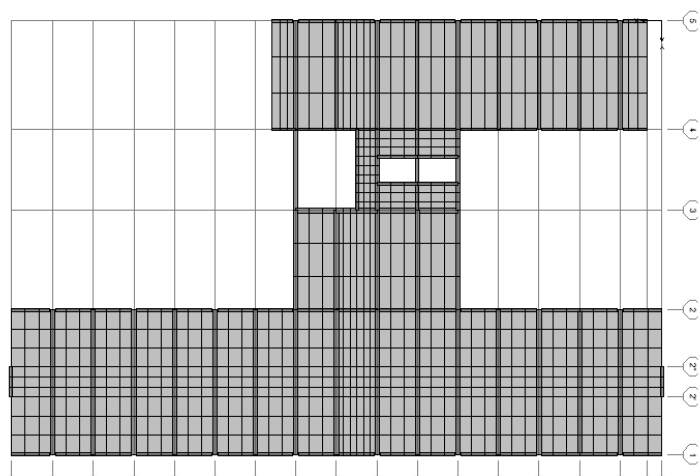


Figura 3.116. Planta de entresuelo del N1 del edificio.

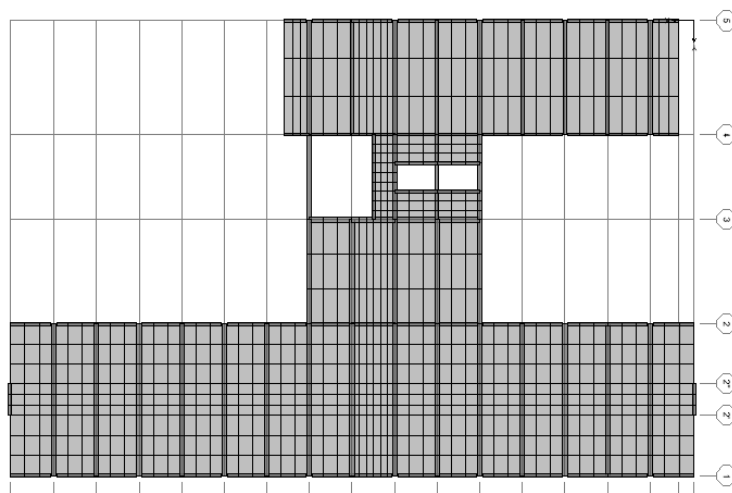


Figura 3.117. Planta de entresuelo del N2 del edificio.

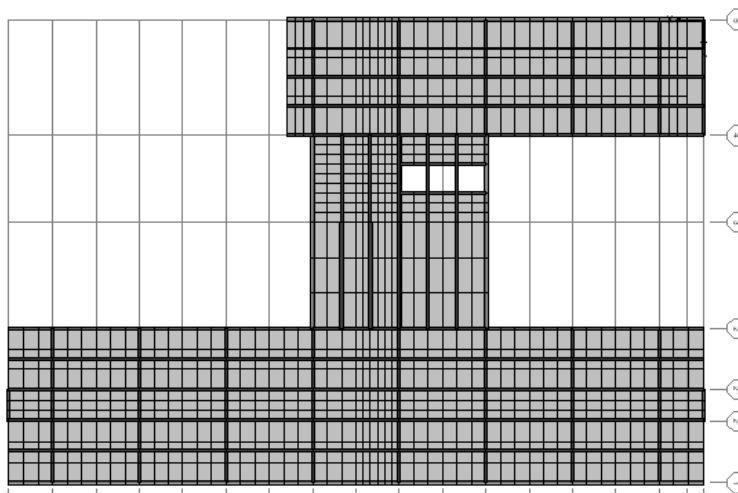


Figura 3.118. Planta de azotea del edificio.

Materiales

Figura. 3.119. Concreto de calidad estructural
 $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$

Figura. 3.120. Acero estructural ASTM
A-992-50 $F_y=3515 \text{ kgf/cm}^2$

Para fines prácticos, se definieron diferentes tipos de elementos para una misma sección transversal; a continuación, se presentan los tipos representativos de sección transversal de tales elementos estructurales utilizados en el modelo, figs. 3.121.-3.130.

Figura. 3.121. Columna de concreto
reforzado (C-1) de 40x60cm, $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$

Figura. 3.122. Columna de concreto
reforzado (C-4) de 40x50cm, $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$

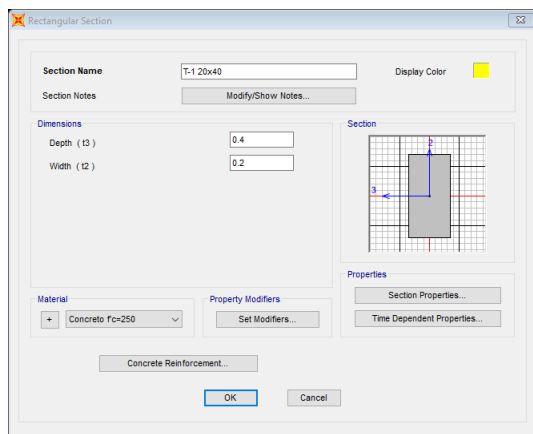


Figura 3.123. Trabe de concreto reforzado (T-1) de 20x40cm, $f'_c=250\text{kg/cm}^2$

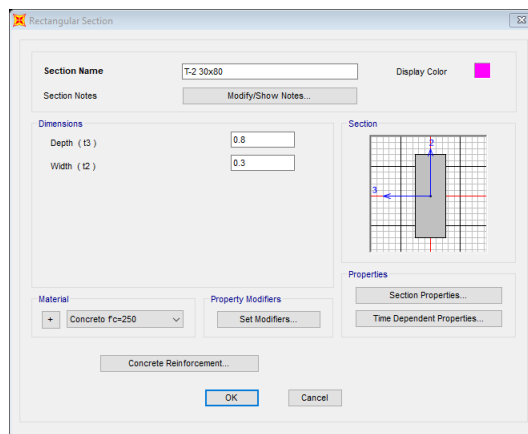


Figura 3.124. Trabe de concreto reforzado (T-2) de 30x80cm, $f'_c=250\text{kg/cm}^2$

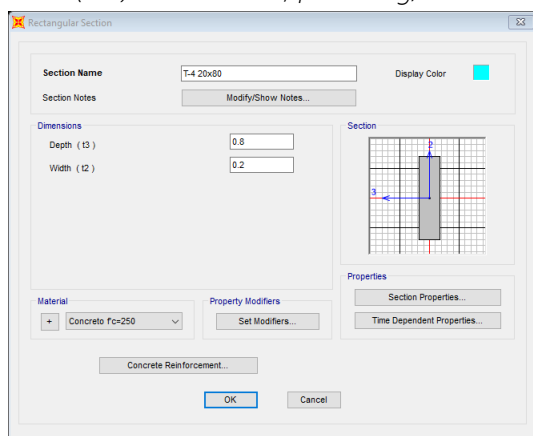


Figura 3.125. Trabe de concreto reforzado (T-4) de 20x80cm, $f'_c=250\text{kg/cm}^2$

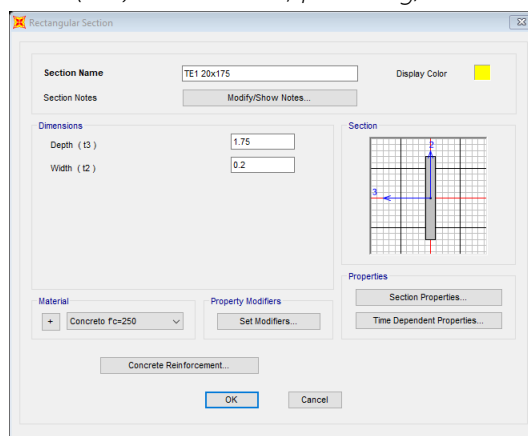


Figura 3.126. Trabe perimetral de concreto reforzado (TE1) de 20x175cm, $f'_c=250\text{kg/cm}^2$

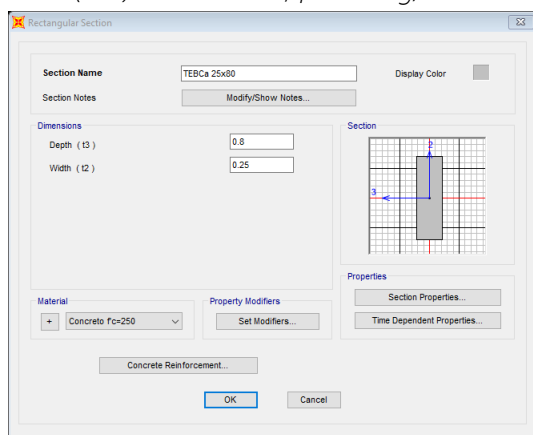


Figura 3.127. Trabe de concreto reforzado (TEBCa) de 30x80cm, $f'_c=250\text{kg/cm}^2$

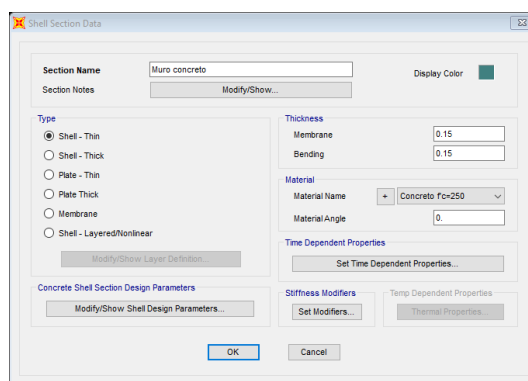


Figura 3.128. Muro de concreto reforzado de 15 cm de espesor, $f'_c=250\text{kg/cm}^2$

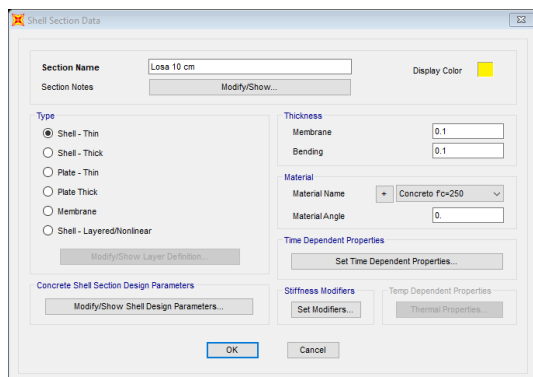


Figura. 3.129. Losa maciza de concreto de 10 cm de espesor, $f'_c=250\text{kg/cm}^2$

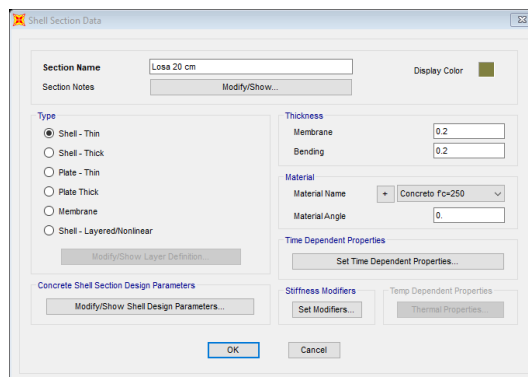


Figura. 3.130. Losa maciza de concreto de 20 cm de espesor, $f'_c=250\text{kg/cm}^2$

Para el modelo preliminar se definieron los patrones de carga presentados en la Tabla 3.8. Los patrones DEAD, CM Estimada, Muros Divisorios y CV Estimada fueron seleccionados para definir la fuente de la masa para el Análisis Modal. Dichas acciones serán estimadas en el apartado siguiente.

Tabla. 3.8. Definición de patrones de carga.

Patrón de Carga	Tipo	Peso propio
<i>CVmax</i>	Viva	0
<i>CVacc</i>	Viva	0
<i>CV Estimada</i>	Viva	0
<i>DEAD</i>	Muerta	1
<i>CM Estimada</i>	Muerta	0
<i>SCM</i>	Muerta	0
<i>Muros divisorios</i>	Muerta	0

3.2.9. Calibración del modelo estructural con base en estudios dinámicos

Estimación de Cargas Vivas y/o Muertas para el desarrollo de modelos preliminares

En las tablas 3.9.-3.11. se presentan las estimaciones de sobrecargas y cargas vivas existentes durante la medición. La carga viva en la azotea es inexistente por ello se omite.

Para contar con mayor similitud entre las acciones presentes y las estimadas, se considera que las cargas correspondientes a los muros divisorios y cargas vivas, solo actúan en las alas norte y sur del edificio.

Tabla 3.9. Análisis de sobrecargas de azotea

Acciones	kg/m ²
Relleno e impermeabilización	150
Instalaciones y plafones	30
Total:	180

Tabla 3.10. Análisis de sobrecargas de entrepiso

Acciones	kg/m ²
Firme de mortero de 3 cm	66
Loseta	5
Instalaciones y plafones	30
Muros divisorios	100
Total:	201

Tabla 3.11. Análisis de cargas vivas de entrepiso

Acciones	kg/m ²
Libreros, escritorios y archivos	130
Personas	0*
Total:	130

*Debido a que las mediciones fueron realizadas una vez finalizadas las actividades en el edificio, se estima que no se encontraban más de 5 personas en todos los pisos, por ello, se considera despreciable la aportación de estas acciones.

Rigidez lateral

A partir de las condiciones de carga estimada, se realizó un primer análisis modal para obtener los periodos y formas modales preliminares que, al ser comparados con los correspondientes obtenidos en el estudio de vibración ambiental, se pudo observar que los valores analíticos eran

mayores. Lo anterior, hizo evidente que el modelo estructural era más flexible que la estructura real. Con este resultado se inició el proceso de calibración de rigidez lateral de la estructura.

La primera modificación del modelo consistió en agregar “zonas rígidas” en la unión trabe-columnas, en la parte superior e inferior, según fuera el caso, ya que se observó que la altura efectiva de las columnas perimetrales era menor debido a las trabes de gran peralte en la fachada. Lo anterior se realizó asignando a los elementos barra de las columnas un factor de rigidez en la longitud del peralte de la trabe. En SAP2000 (CSI, 2018), lo anterior se logra asignando al elemento la propiedad denominada “END OFFSETS”. Dada la relación de rigideces a flexión entre la trabe y la columna, se estimó que este factor sería de 0.9 en todas las columnas. Además de lo anterior, se consideró que, debido al comportamiento elástico en el que se encuentra la estructura durante la medición de vibración ambiental, existe una contribución de los muretes de la fachada en la planta baja, que fue tomada en cuenta mediante la incorporación de una zona rígida en la base de las columnas; debido a que se trata de un elemento no estructural, se estimó una longitud de zona rígida del 30% de la altura del murete.

Por otro lado, dadas las condiciones físicas actuales del concreto del edificio y con base en las recomendaciones del reglamento, se consideró una sección agrietada en columnas, afectando la inercia en “X” y en “Y” por un factor de 0.8 y de 0.5 en los muros.

Una vez realizadas estas modificaciones se obtuvieron los periodos y frecuencias del modelo, que, al ser comparadas con las obtenidas en las mediciones de vibraciones ambientales, se obtuvieron resultados sensiblemente parecidos que permiten afirmar que el modelo analítico reproduce razonablemente bien, las condiciones estructurales del edificio existente. En la tabla 3.12. se presenta la comparación de frecuencias y periodos analíticos y experimentales, así como el porcentaje de variación de estos parámetros.

Tabla. 3.12. Comparación de frecuencias y periodos para calibración del modelo.

<i>Resultados de Medición</i>		<i>Resultados de Modelo SAP200</i>		<i>Porcentaje de Variación</i>
<i>Frecuencia</i>	<i>Periodo</i>	<i>Frecuencia</i>	<i>Periodo</i>	
3.33 Hz	0.30 s	3.06 Hz	0.326 s	-8.65%
3.98 Hz	0.251 s	4.01 Hz	0.249 s	0.75%
4.7 Hz	0.212 s	4.78 Hz	0.209 s	1.67%

3.2.10. Criterios y Acciones para el Análisis y diseño

En las tablas 3.13. a 3.15. se muestran los análisis de cargas estáticas que deben ser incluidas en el modelo según el RCDF (GCDMX, 2017) y las NTC-CADEE (GCDMX, 2017).

Tabla 3.13. Análisis de sobrecargas de azotea

Acciones	kg/m ²
Carga muerta adicional por losa (GCDMX, 2017)	20
Relleno e impermeabilización	150
Carga muerta adicional por firme (GCDMX, 2017)	20
Instalaciones y plafones	30
Total:	220

Tabla 3.14. Análisis de sobrecargas de entrepiso

Acciones	kg/m ²
Carga muerta adicional por losa (GCDMX, 2017)	20
Firme de mortero de 3 cm	66
Carga muerta adicional por firme (GCDMX, 2017))	20
Loseta	5
Instalaciones y plafones	30
Muros divisorios	100
Total:	241

Tabla 3.15. Cargas vivas según RCDF (GCDMX, 2017)

Cargas	kg/m ²
Carga viva máxima entrepiso	250
Carga viva accidental entrepiso	180
Carga viva máxima azotea <5%	100
Carga viva accidental azotea <5%	70

Para el caso de las acciones dinámicas, el Espectro de Diseño fue obtenido del programa SASID (GCDMX, 2017) para las coordenadas Lat. 19.326984 y Long. -99.181456. En la fig. 3.131. se muestran las capturas de los datos solicitados por el programa, así como los parámetros y gráfica de los espectros y un mapa de ubicación que corresponden a las coordenadas del edificio estudiado.

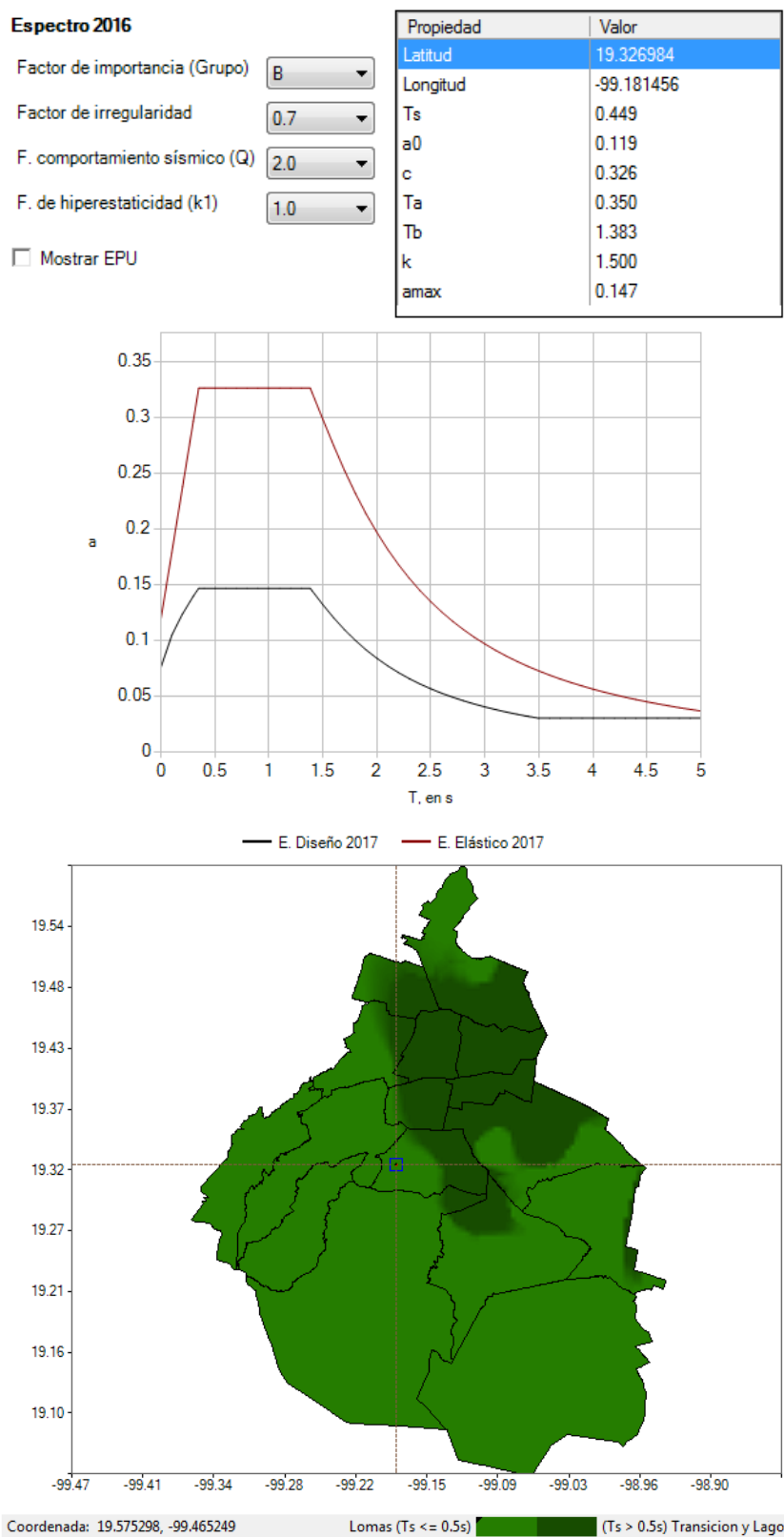


Figura. 3.131. Datos, espectros y mapa de ubicación del edificio de SASID. (GCDMX, 2017)

Las combinaciones de diseño utilizadas para la revisión del edificio se presentan en la Tabla 3.16. según los lineamientos de las NTC-CADEE (GCDMX, 2017)

Tabla. 3.16. Combinaciones de diseño. (GCDMX, 2017)

Numero	Combinación
COMB 1	1.3 (DEAD + SCM) + 1.5 CVmáx
COMB 2	1.1 (DEAD + SCM + CVacc + SX + 0.3 SY)
COMB 3	1.1 (DEAD + SCM + CVacc + 0.3 SX + SY)
COMB 4	1.1 (DEAD + SCM + CVacc + SX - 0.3 SY)
COMB 5	1.1 (DEAD + SCM + CVacc - 0.3 SX + SY)
COMB 6	1.1 (DEAD + SCM + CVacc - SX + 0.3 SY)
COMB 7	1.1 (DEAD + SCM + CVacc + 0.3 SX - SY)
COMB 8	1.1 (DEAD + SCM + CVacc - SX - 0.3 SY)
COMB 9	1.1 (DEAD + SCM + CVacc - 0.3 SX - SY)

3.2.11. Análisis estructural

Una vez que el modelo analítico ha sido validado, además de cambiar las acciones estimadas por las acciones y combinaciones reglamentarias, así como de eliminar la contribución de elementos no estructurales, es necesaria la redefinición de la fuente de la masa, con lo cual, los resultados del análisis modal variarían.

Para el análisis modal, se requirió el cálculo de 36 modos de vibrar de la estructura para cumplir con el 90% de la masa participativa. En las tablas 3.17.-3.19. se presenta la información modal del modelo para revisión con el RCDF (GCDMX, 2017) obtenida de SAP2000 (CSI, 2018).

Tabla 3.17. Porcentajes de masa participativa del Análisis Modal.

Dirección	Estático (%)	Dinámico (%)
UX	99.98	99.18
UY	99.71	93.78

Tabla 3.18. Primeros seis modos obtenidos del Análisis Modal.

Modo	Periodo	Frecuencia	Frecuencia Circular	Eigenvalor
	s	Ciclos/ s	rad/s	rad ² /s ²
1	0.346	2.893	18.178	330.423
2	0.265	3.778	23.736	563.416
3	0.220	4.544	28.552	815.229
4	0.135	7.384	46.396	2152.588
5	0.129	7.740	48.631	2365.013
6	0.129	7.779	48.878	2389.048

Tabla 3.19. Factores de masa participativa de los primeros tres modos.

Modo	Periodo (s)	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0.346	0.948	0.000	0.000	0.000	0.004	0.000
2	0.265	0.000	0.812	0.000	0.014	0.000	0.016
3	0.220	0.000	0.013	0.000	0.000	0.000	0.819

Los resultados del análisis estructural (elementos mecánicos y desplazamientos) serán utilizados para la verificación del cumplimiento de los estados límite reglamentarios.

3.2.12. Revisión de estados límite

Se verificará el cumplimiento de los estados límite, a través de la revisión de desplazamientos y de la resistencia que se presentan a continuación. Ya que el edificio se encuentra dentro de la Ciudad de México, se aplicarán los lineamientos del RCDF (GCDMX, 2017), de las NTC-DS (GCDMX, 2017) y de las NTC-DCEC (GCDMX, 2017), descritos en el apartado 2.13 de este trabajo.

Revisión de Cortante Basal Mínimo

Se verificó que el cortante basal mínimo, obtenido según el NTC-DS, fuera menor al cortante basal resultado del Análisis Dinámico Modal. Dicha verificación fue satisfactoria y se muestra en la Tabla. 3.20.

Tabla 3.20. Reacciones de la base y cálculo del cortante basal mínimo.

Caso de carga	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
<i>Text</i>	<i>Tonf</i>	<i>Tonf</i>	<i>Tonf</i>	<i>Tonf-m</i>	<i>Tonf-m</i>	<i>Tonf-m</i>
DEAD	0	0	1557.73	26232.44	-29561.85	0
SCM	0	0	492.12	8495.37	-9417.77	0
Cvacc	0	0	298.49	5174.54	-5702.85	0
		Wo=	2348.34			
		Ts=	0.45	< 0.5 s		
		Vb min=	70.45			
SX	321.51	5.51	0.25	41.42	2310.28	5526.48
SY	5.51	252.37	1.42	1940.21	36.35	5167.06

Revisión de Desplazamientos

Para revisar el cumplimiento de los desplazamientos asociados al estado límite de seguridad contra colapso, se verificó que las distorsiones de entrepiso multiplicadas por QR fueran menores a la distorsión límite (γ_{max}) que, para estructuras de concreto conformadas por marcos rígidos es de $\gamma_{max} = 0.015$, según las NTC-DS. Para el caso del edificio de estudio se consideró un Q=2 y R=1.75.

En la Tabla 3.21. se presentan los desplazamientos de tres esquinas del edificio para el sismo en direcciones "X" y "Y"; así como las distorsiones obtenidas con el espectro de diseño y las distorsiones multiplicadas por QR, además de la condición de cumplimiento de la distorsión

límite. En la fig. 3.132. se presenta una gráfica de las distorsiones multiplicadas por QR y una línea roja que indica la distorsión límite. La revisión presentó resultados satisfactorios.

Tabla. 3.21. Revisión de distorsiones de entrepiso.

Caso	Dx (cm)	γ_x	γ_{QR}	Condición	Dy (cm)	γ_y	γ_{QR}	Condición
SX	0.2967	0.0008	0.0028	Cumple	0.0071	0.0000	0.0001	Cumple
	0.4405	0.0004	0.0014	Cumple	0.0177	0.0000	0.0001	Cumple
	0.5126	0.0002	0.0007	Cumple	0.0276	0.0000	0.0001	Cumple
SX	0.2962	0.0008	0.0028	Cumple	0.0037	0.0000	0.0000	Cumple
	0.4392	0.0004	0.0014	Cumple	0.0087	0.0000	0.0000	Cumple
	0.5110	0.0002	0.0007	Cumple	0.0134	0.0000	0.0000	Cumple
SX	0.2886	0.0008	0.0028	Cumple	0.0032	0.0000	0.0000	Cumple
	0.4333	0.0004	0.0014	Cumple	0.0063	0.0000	0.0000	Cumple
	0.5091	0.0002	0.0007	Cumple	0.0091	0.0000	0.0000	Cumple
SY	0.0349	0.0001	0.0003	Cumple	0.0453	0.0001	0.0004	Cumple
	0.0588	0.0001	0.0002	Cumple	0.1030	0.0002	0.0006	Cumple
	0.0708	0.0000	0.0001	Cumple	0.1542	0.0001	0.0005	Cumple
SY	0.0099	0.0000	0.0001	Cumple	0.0760	0.0002	0.0007	Cumple
	0.0155	0.0000	0.0001	Cumple	0.1922	0.0003	0.0011	Cumple
	0.0189	0.0000	0.0000	Cumple	0.3001	0.0003	0.0010	Cumple
SY	0.0190	0.0001	0.0002	Cumple	0.0625	0.0002	0.0006	Cumple
	0.0321	0.0000	0.0001	Cumple	0.1579	0.0003	0.0009	Cumple
	0.0367	0.0000	0.0000	Cumple	0.2464	0.0002	0.0008	Cumple

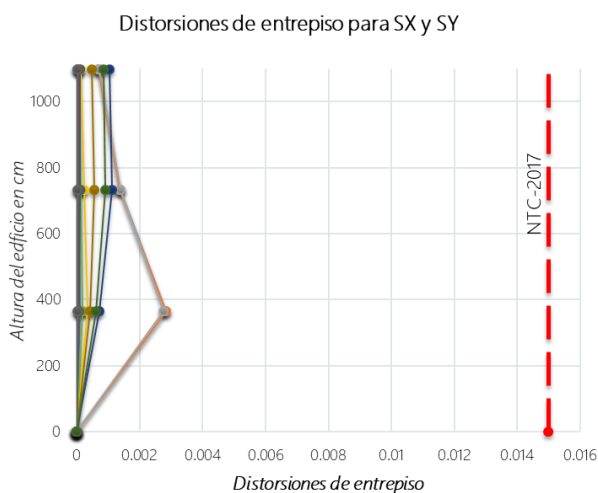


Figura 3.132. Gráfico de distorsiones de entrepiso.

Revisión de Resistencia

Para la revisión de la resistencia de los elementos estructurales, se utilizó el postprocesador de SAP2000 (CSI, 2018), del cual se obtuvieron resultados satisfactorios, debido a que los requerimientos de acero para las combinaciones de diseño son menores a los armados existentes, en el caso de todos los elementos estructurales. En la fig. 3.133. se muestra una captura de los resultados obtenidos del programa con una escala de color, en la que se observa que las secciones de las trabes se encuentran trabajando a esfuerzos muy pequeños, mientras que la mayoría de las secciones de columnas se encuentran al 90% de su capacidad.

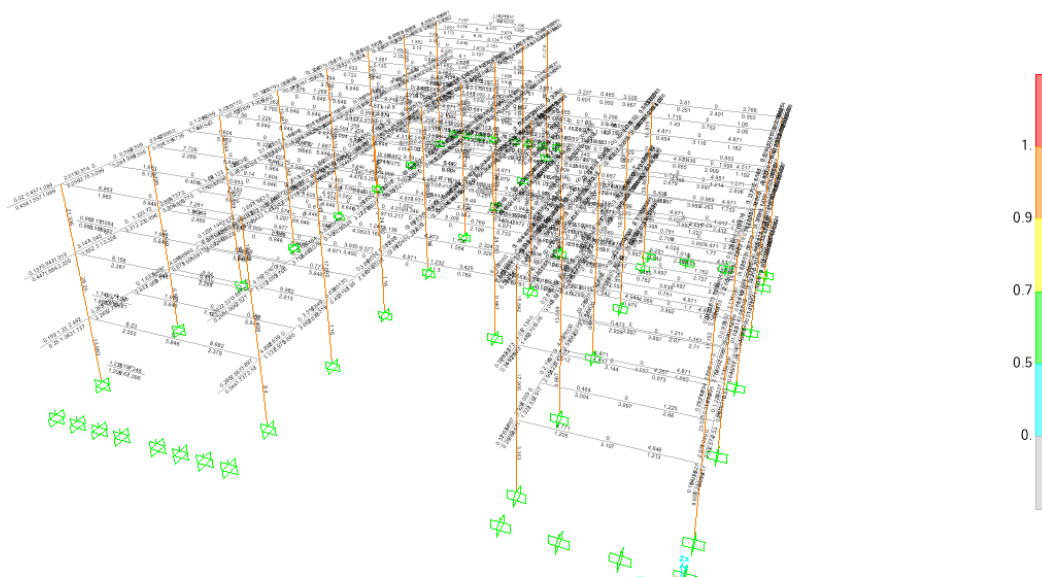


Figura. 3.133. Captura de resultados del postprocesador de diseño en concreto de SAP2000.

A continuación, en las figs. 3.134-3.137. se presentan un ejemplo de trabe y columna, donde se muestra el requerimiento de acero según el diseño del programa y una comparación con los armados existentes según los planos. Como se observa en las capturas se revisaron los elementos con el RCDF (GDF,2004) debido a que esta versión del software no contaba con la RCDF (GCDMX,2017); sin embargo, las modificaciones fueron verificadas a mano y se consideraron sensiblemente similares, por lo que se admite realizar los ejemplos con la versión 2004 del RCDF.

Para el primer ejemplo, se tomó una columna de PB ubicada en la intersección de los ejes 1 y B. Según los planos estructurales del proyecto original, el armado de esta columna corresponde al tipo C3, el cual, posee una disposición de armado, como la que se observa en la fig. 3.115. La sección de la columna cuenta con un área transversal de acero de 40.54 cm^2 , mientras que el diseño de la columna indica que el requerimiento de acero es de 13.86 cm^2 .

Para las trabes, se tomó un elemento del eje D, entre los ejes 4 y 5; de la revisión del diseño realizada por el programa, se requiere el acero mínimo, el cual corresponde a 4.87 cm^2 . En su

armado podemos ver que el acero principal está formado por 2#6 con el cual se obtienen 5.70 cm^2 y que con los bastones en el lecho superior se alcanzan los 11.4 cm^2 .

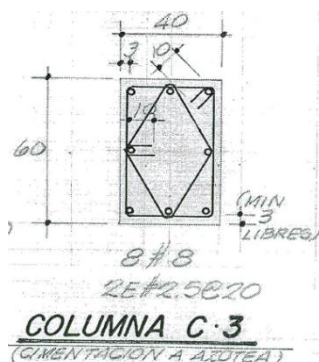


Figura. 3.134. Sección transversal y armado de columna.

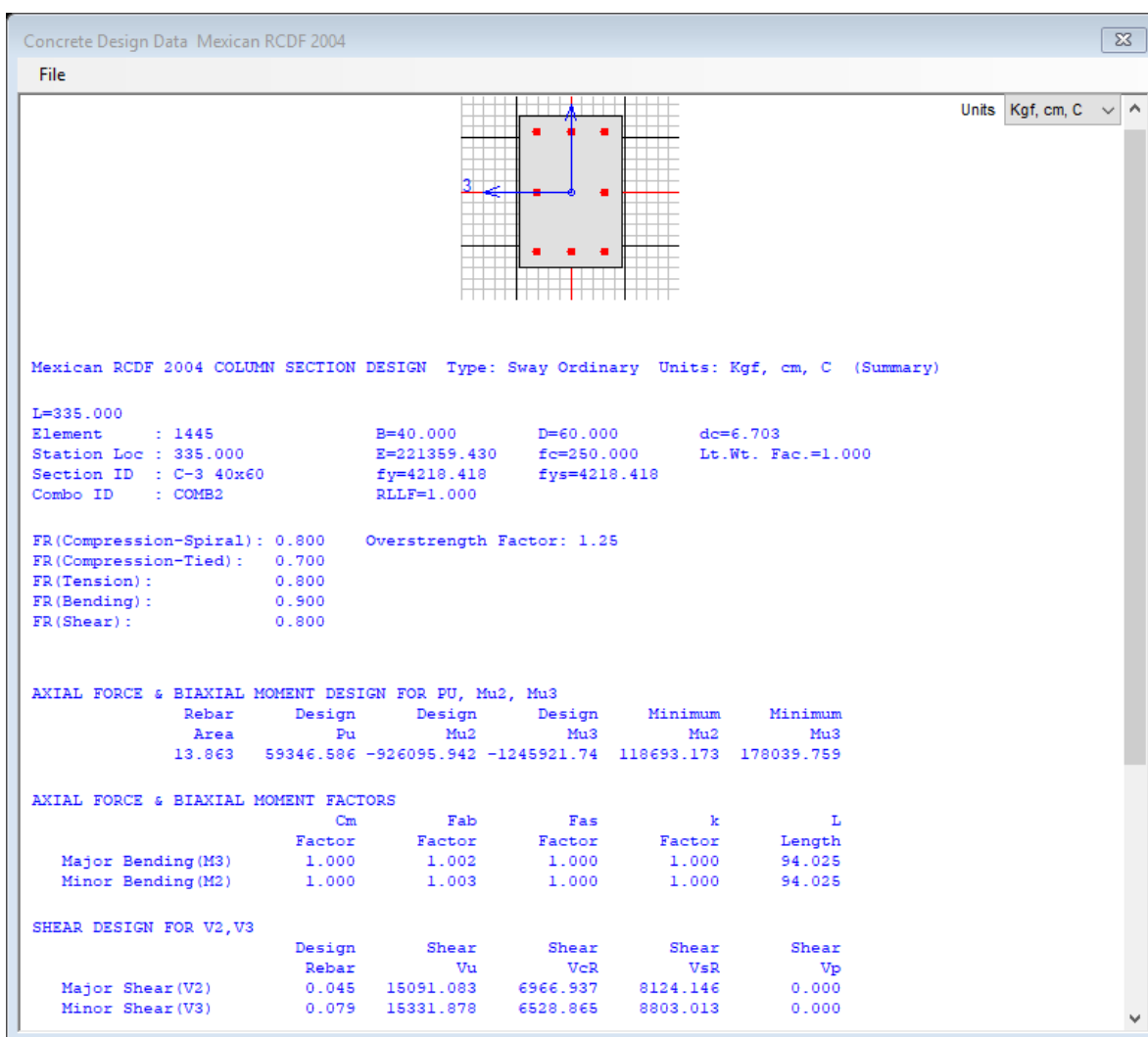


Figura 3.135. Captura del diseño de columna B1 mediante postprocesador de SAP2000 (CSI,2018)

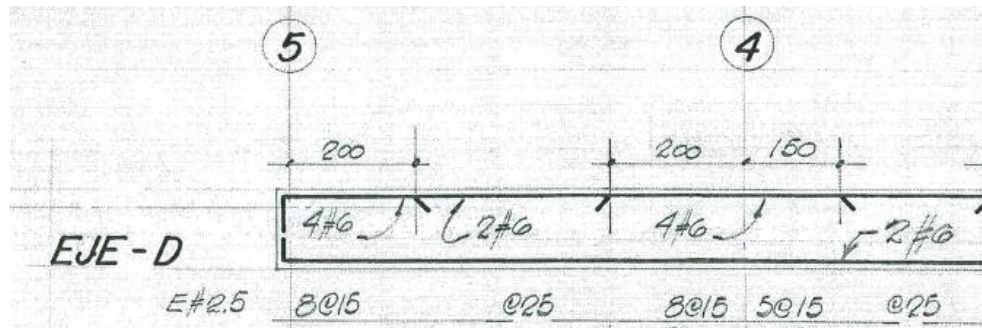


Figura. 3.136. Armado en trabe.

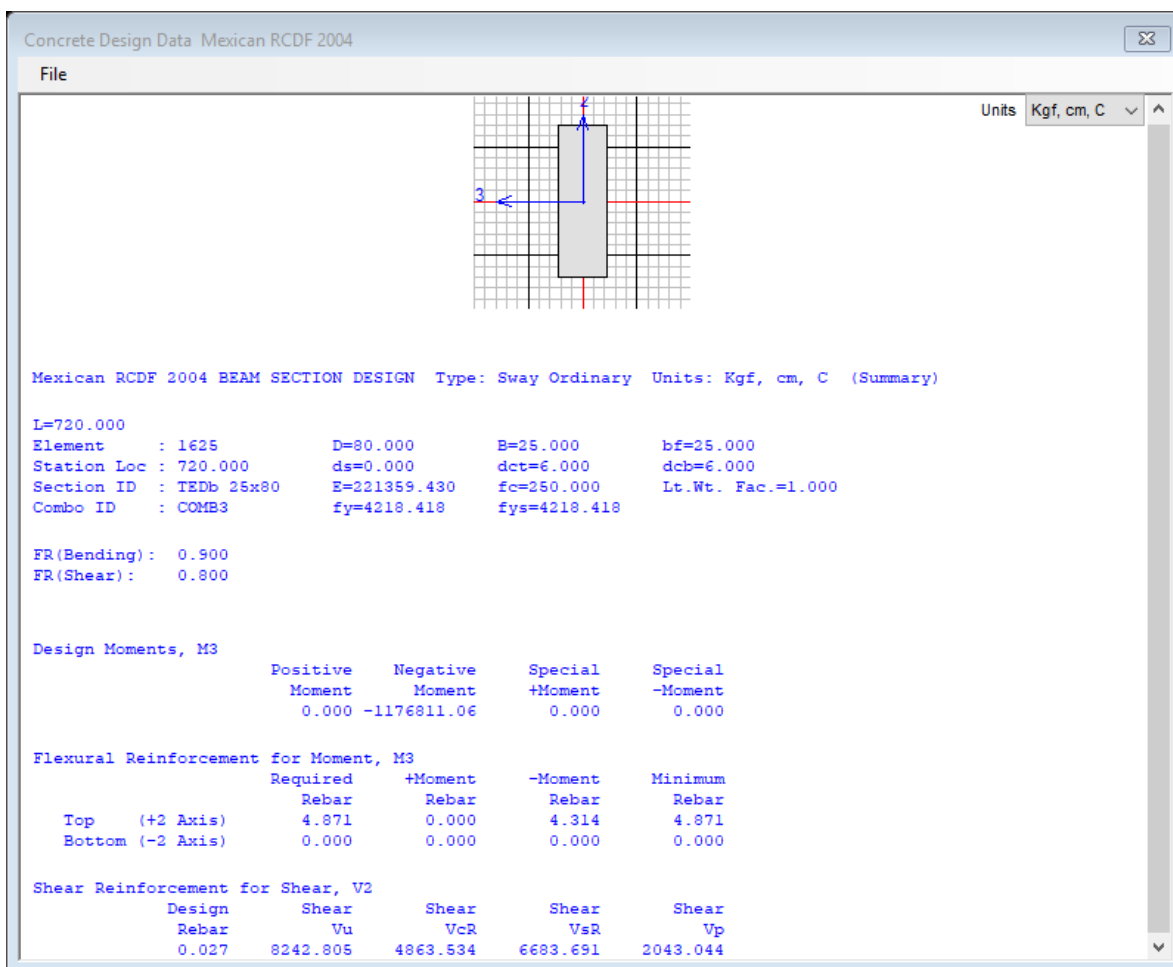


Figura 3.137. Captura del diseño de trabe mediante postprocesador de SAP2000. (CSI,2018)

The background of the page is a repeating pattern of hexagonal shapes. Each hexagon contains a close-up photograph of cracked, light-colored concrete. The cracks are dark and irregular, creating a complex, web-like pattern within each hexagon. The hexagons are arranged in a staggered grid, with white space between them.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los efectos de los sismos en México y en el mundo, han causado pérdidas económicas y humanas muy importantes que han intensificado las investigaciones y actualizaciones a las normas referentes al diseño sísmo resistente; sin embargo, estas actualizaciones suelen tener un impacto muy bajo en la seguridad de las estructuras existentes debido, principalmente, a que la aplicación de estas normas no puede ser retroactiva, excepto en estructuras importantes. Por ello, la carencia de seguridad estructural en un edificio suele evidenciarse durante o posterior a un evento sísmico importante.

Lo anterior, recalca la importancia de contar con normas y criterios para evaluar y revisar las estructuras después de un evento sísmico, siendo de mayor impacto en la sociedad, la identificación de estructuras que ya no cuentan con la seguridad estructural reglamentaria antes de la ocurrencia de un sismo de gran magnitud, para tomar medidas preventivas al respecto y proteger la integridad de los ocupantes y de las estructuras vecinas.

La evaluación integral de la seguridad estructural de una edificación es un proceso que enfrenta diversos obstáculos para realizar el correcto diagnóstico de la estructura; sin embargo, la correcta realización de las etapas descritas en apartados anteriores permite tener mayor certeza de los resultados obtenidos.

Un aspecto que facilita y ayuda a planear las etapas posteriores, es el contar con información técnica del proyecto original y estudios o trabajos previos, que, en caso de ser confiables, ahorrarán tiempo al evaluador. Por lo anterior, el obtener la mayor cantidad de información útil y confiable, en la etapa inicial, será determinante en la evaluación.

En la mayoría de los casos, los mecanismos de falla, así como los deterioros y daños estructurales en concreto se manifiestan físicamente con fisuras, grietas, corrosión, entre otros; por lo que, el diagnóstico y la documentación de daño son las evidencias de lo que ocurre en la edificación y deberán ser utilizadas para confirmar y validar los efectos estructurales existentes.

Frecuentemente, los factores ambientales, la antigüedad y la falta de mantenimiento, son causantes del deterioro de las propiedades de los materiales y de los elementos, provocando condiciones estructurales diferentes a las originales. Por ello, es de importancia la realización de estudios de calidad de materiales para identificar sus propiedades mecánicas para ser capaces de replicar en los modelos las condiciones reales.

Para los casos en los que no se cuenta con información estructural, los levantamientos geométricos y trabajos de campo se convierten en la única fuente de información que identifica el sistema estructural, sus dimensiones y elementos estructurales; por lo que, esta etapa debe realizarse con la mayor exactitud y cuidado posible, evitando errores en las mediciones o

pérdidas de información. En los casos en los que se cuente con información estructural, el levantamiento verificará la información y asegurará, la inexistencia de posibles modificaciones a la estructura.

La estabilidad de una edificación es un aspecto fundamental cuando se habla de seguridad estructural, por lo que, los resultados de los estudios topográficos serán de importancia para la determinación y evaluación del comportamiento general de un sistema en conjunto, permitiendo identificar hundimientos, asentamientos diferenciales y pérdida de verticalidad; así como la identificación de las zonas potenciales de daño en la estructura.

Una vez que el evaluador ha recabado la información correspondiente a la propiedades y condiciones estructurales de la edificación, cuenta con los insumos necesarios para realizar un modelo; sin embargo, debido a que, los programas de cómputo llegan a funcionar como cajas negras, existe incertidumbre respecto a si el modelo representa a la estructura real. Es por ello, que se considera pertinente la comparación de parámetros dinámicos producto del software con parámetros dinámicos experimentales producto de mediciones en el edificio, disminuyendo la incertidumbre y calibrando un modelo representativo de la estructura

Para evitar el efecto "caja negra", es de importancia de desarrollar modelos estructurales que permitan representar el comportamiento de los materiales, los elementos y el sistema estructural en su conjunto empleando hipótesis y criterios de modelación validados matemáticamente y aceptados técnicamente.

Al contar con un modelo representativo de la edificación, la determinación confiable de las acciones o cargas gravitacionales y accidentales a las que estará sometida la edificación a lo largo de su vida útil, será el siguiente paso antes de realizar la revisión del cumplimiento de los Estados Límite, como medida de seguridad estructural asociada a un reglamento.

Ilustración de trabajos y estudios de campos para el diagnóstico de daño en estructuras: Edificio de Uso Escolar

En la práctica, es necesaria la realización de pruebas y estudios que ayuden a determinar las condiciones estructurales actuales de las edificaciones para el desarrollo de modelos estructurales. El conjunto de trabajos de campo que se realizará en una edificación varía según el tipo de estructura, su importancia, sus dimensiones, entre otros.

En el caso de estudio presentado, la pérdida de verticalidad se evidenció durante las inspecciones oculares y se identificó en los estudios topográficos; estos resultados presentaron una correlación con el nivel de daño presentado en la estructura, lo que recalca la necesidad de contar con este tipo de información obtenida en campo.

Evaluación integral de la seguridad estructural del Edificio R de la Facultad de Ingeniería, UNAM

El edificio cumplió satisfactoriamente con las tres revisiones realizadas, por lo que puede decirse que cuenta con el nivel de seguridad estructural asociado al RCDF (GCDMX, 2017). Es de importancia mencionar, que el deterioro encontrado en los elementos estructurales exteriores es una llamada de atención al programa de mantenimiento del edificio; ya que, de no tomarse acciones en el corto plazo, los factores ambientales podrán incrementar el deterioro de los materiales y, por ende, la integridad y capacidad de los elementos estructurales.

En este caso particular, la aplicación de la metodología tuvo diferentes variantes que denotan la importancia de conocer y llevar a cabo todas las etapas de una evaluación integral, con el fin de no perder de vista ningún aspecto que pudiera afectar la revisión, la modelación y el diagnóstico. Como se mostró en este ejemplo, algunas etapas pueden ser omitidas con una justificación o según las características del caso de estudio.

Con respecto a la campaña de medición de señales de vibraciones ambientales, hay que resaltar que las condiciones, el diseño del arreglo, así como, la sensibilidad de los aparatos fueron aspectos determinantes para la identificación de las frecuencias y la obtención de los parámetros de correlación. Lo anterior se menciona debido a que, en otros casos, puede requerir un mayor trabajo de interpretación por parte del estructurista, para identificar las frecuencias, debido a amplitudes bajas o a una alta cantidad de ruido por las condiciones de medición.

Al comparar los resultados de las mediciones realizadas en el 2011 y las del 2019, se observó una variación del 11.6% del periodo fundamental en dirección longitudinal, de 8.92% para el transversal y del 7.5% para el torsional. Estas diferencias pueden ser atribuidas principalmente a cambios en la rigidez o en la masa del edificio; sin embargo, debido a que el uso del edificio no ha cambiado y a que durante la inspección estructural no se encontró un nivel de daño que provocara una pérdida de rigidez lateral apreciable, se generaron algunas hipótesis de las causas de esta variación. La hipótesis con mayores evidencias fue que la aportación de los elementos no estructurales fue mayor en el 2011, debido a que el movimiento sísmico del 2017 había causado el desacoplamiento de algunos de los elementos no estructurales, por ello, se realizó un recorrido para verificar el estado de las juntas flexibles y rígidas.

Durante la revisión se encontró que las juntas rígidas de los muros no estructurales que rodean las escaleras, tanto en dirección transversal como longitudinal, mostraban fisuras evidenciando que se desligaron durante los eventos sísmicos del 2017. Lo anterior también se encontró en los muros de concreto y de mampostería no estructurales que rodean el área de servicios del edificio. Por lo que la contribución de estos elementos disminuyó en la actual medición.

El proceso de calibración, debe ser también una tarea que se realice dando un seguimiento a los cambios realizados en modelo, para identificar los aspectos que tienen mayor sensibilidad en los periodos del edificio. En este caso de estudio, se aceptó una validación del modelo cuando las tres frecuencias dominantes contaran con un porcentaje de variación con respecto a

la medición menor al 10%. Las variaciones obtenidas del primer periodo transversal y torsional fueron menores al 2%, y en el caso del periodo longitudinal fue menor al 9%, con lo que se consideró que el modelo era representativo de las condiciones estructurales reales. La variación del periodo longitudinal es atribuida a una contribución los elementos no estructurales debida al rango de comportamiento en el que se mantiene la estructura durante una vibración ambiental; sin embargo, no se intentaron incorporar estos elementos al modelo, debido a que, durante un movimiento sísmico, estos elementos se desligarían de la estructura, disminuyendo dicha contribución.

BIBLIOGRAFÍA

GCDMX (2017) "*Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*". Gaceta Oficial de la Ciudad de México publicada el 15 de diciembre de 2017.

GCDMX (2017) "*Normas Técnicas Complementarias*" Gaceta Oficial de la Ciudad de México publicada el 15 de diciembre de 2017.

USGS, Servicio Geológico de los Estados Unidos (2011) "*Moving slabs [This Dynamic Earth]*." Disponible en: <https://pubs.usgs.gov/gip/dynamic/slabs.html>. (Consultado Enero 2019)

MINEDUC, Ministerio de Educación de Chile (2011) "*Mapa de zona sísmica y volcánica*". Disponible en: <https://www.curriculumnacional.cl/614/w3-article-27014.html> (Consultado Enero 2019)

SMG, Sistema Geológico Nacional (2017) "*Sismología de México*" Disponible en: <https://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/Riesgos-geologicos/Sismologia-de-Mexico.html>

CFE (2015) "*Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo*"

Protocolo (2015). "*Los sismos y su efecto en las estructuras*." Revista en línea publicada el 18 de septiembre del 2015. Disponible en: <http://www.protocolo.com.mx/internacional/los-sismos-y-su-efecto-en-las-estructuras/> (Consultado Enero 2019)

ANGULAR 11-18 MX (2017). "*19 de septiembre 2017-SISMO 7.1 Richter a las 13:14 Hrs en la Ciudad de México*." Revista en línea publicada el 21 de septiembre del 2017. Disponible en: <http://angular11-18mexico.com.mx/2017/09/21/19-de-septiembre-2017-sismo-7-1-richter-a-las-1314-hrs-en-la-ciudad-de-mexico/> (Consultado Enero 2019)

Pérez, J. Aguirre, J. y Ramírez, L. (2018) "*Sismicidad y seguridad estructural en las construcciones: lecciones aprendidas en México*" Artículo publicado en la revista "*Salud Pública de México*" Suplemento 1 del Vol. 60. Disponible en: <http://saludpublica.mx/index.php/spm/article/view/9300/11485>

Meli R. y Miranda E. (1996), "*Evaluación de los efectos de los sismos de septiembre de 1985 en los edificios de la Ciudad de México, Evaluación de daños*", Publicación del Instituto de Ingeniería UNAM

CENAPRED, Centro Nacional de Prevención de Desastres. (2016). Curso de "Evaluación de la Seguridad Estructural de Edificios" en instalaciones de CENAPRED.

Arancibia, F. (2012). "*Columnas Cortas en el Diseño Estructural*" Revista en línea Ingeniería Sísmica y la Construcción publicada el 25 de noviembre del 2012. Disponible en:

<http://ingenieriasismicaylaconstruccioncivil.blogspot.com/2012/11/columnas-cortas-en-el-diseno-estructural.html> (Consultado Enero 2019)

Christ, J. (2010) *"Where Realtime Worlds Went Wrong" from the Inside.* (2010). Blog en línea publicado el 10 de septiembre del 2010. Disponible en: <https://4playernetwork.com/blog/2010/09/where-realttime-worlds-went-wrong-from-the-inside/> (Consultado Enero 2019)

López, O. (2018). Conferencia *"Conmemoración de los sismos de septiembre de 2017: Registros sísmicos, simulación de terremotos, deslizamientos, movimiento fuerte del terreno y comportamiento estructural"* en instalaciones de CENAPRED

FEMA, (2011). *"FEMA-310: Manual para la evaluación sísmica de edificios"*

FEMA, (2013) *"FEMA-154: Detección visual rápida de edificios con potencial de peligro sísmico"*

@efectocuyo (2018). *"Grietas y derrumbes registra Protección Civil tras múltiples sismos en Carabobo"* Revista en línea publicada el 27 de diciembre del 2018. Disponible en: <http://efectocuyo.com/principales/grietas-y-derrumbes-registra-proteccion-civil-tras-multiples-sismos-en-carabobo/> (Consultado Febrero 2019)

El Big Data (2017). *"Protección Civil revisó 6 mil 540 inmuebles posiblemente dañados tras sismo"* Revista en línea publicada el 23 de septiembre del 2017. Disponible en: <https://elbigdata.mx/uncategorized/proteccion-civil-reviso-6-mil-540-inmuebles-posiblemente-danados-tras-sismo/> (Consultado Febrero 2019)

CENAPRED (2011) *"Formato para Evaluación Rápida (Nivel 1)"* Disponible en: <https://889noticias.mx/wp-content/uploads/2017/09/Formato-para-Evaluacion-rapida-Nivel-1-2011-05-20.pdf>

DE-DICYG, Departamento de Estructuras de la División de Ingenierías Civil y Geomática de la Facultad de Ingeniería de la UNAM (2012, 2017-2019) Archivo fotográfico y documental.

@blogs.20minutos (2016). *"Fallo por punzonamiento de una piscina"* Publicación en el blog Ingeniería en las redes, publicada el 8 de marzo de 2016. Disponible en: http://www.prontubeam.com/Pag_cada_curiosidad.php?Id_curiosidad=32 (Consultado Febrero 2019)

Materiales Ramonsón (2013). *"La carbonatación en el concreto reforzado."* Blog en línea publicado el 28 de junio del 2013. Disponible en: <https://materiales-ramonson.blogspot.com/2013/06/la-carbonatacion-en-el-concreto.html> (Consultado Febrero 2019)

@Mundo_Hormigon (2017). "*Daños en columnas debido a sismo (efecto de columna corta)*" Imagen en tweet, publicada el 16 de enero del 2017. Disponible en: https://twitter.com/mundo_hormigon/status/820991680451084288 (Consultado Febrero 2019)

Mortezaei, A. Kheyroddin, A. y Ghodrati, G. (2008) "*Influence of external steel plates on the characteristics of existing RC columns under near field ground motion*" Artículo publicado durante "The 14th World Conference on Earthquake Engineering" realizada del 12 al 17 de octubre en Beijing, China" Disponible en: https://www.researchgate.net/publication/268345135_Influence_of_external_steel_plates_on_the_characteristics_of_existing_RC_columns_under_near_field_ground_motion (Consultado Febrero 2019)

Michail, T (2016). "*Fallo a cortante en un pilar*" Disponible en: <https://www.pinterest.es/pin/717690890591063151/?lp=true> (Consultado Febrero 2019)

Geotecniafacil.com (2019). "*Cálculo Online asientos diferenciales y distorsión angular cimentaciones*". Disponible en: <http://geotecniafacil.com/asentamiento-diferencial-y-distorsion-angular-en-cimentaciones/> (Consultado Febrero 2019).

IDC (2019). "*Asentamientos en suelos*" Disponible en: <https://ingeniero-de-caminos.com/asentamientos-en-suelos/> (Consultado Febrero 2019)

Pérez, A. (2009) "*China, por los suelos*" Artículo publicado en la revista en línea "El mundo" el 2 de julio del 2009. Disponible en: <https://www.elmundo.es/elmundo/2009/07/02/suvienda/1246528467.html> (Consultado Febrero 2019)

Onofre, D. (2012). "*Fuerte sismo sacude Tokio hay alerta de Tsunami*" Artículo publicado en Blog de Blogs el 7 de diciembre del 2012. Disponible en: <https://blog.com.mx/noticias/fuerte-sismo-sacude-tokio-hay-alerta-de-tsunami/> (Consultado Marzo 2019)

Leroy Merlin. (2019) "*Herramientas de albañil*". Disponible en: <http://www.leroymerlin.es/ideas-y-consejos/comoHacerlo/herramientas-de-albanil.html> (Consultado Marzo 2019)

CUPRUM (2019). Disponible en: <https://escalerascuprum.com/escalera/c-2213-06> (Consultado Marzo 2019)

Elcometer (2019). "*Regla de anchura de grietas Elcometer 143.*" Disponible en: <https://www.elcometer.com/es/inspeccion-hormigon/inspeccion-de-hormigon/regla-de-anchura-de-grietas-elcometer-143.html> (Consultado Marzo 2019)

Tools Depot (2019). "*Nivel Herramientas.*" Disponible en: https://articulo.mercadolibre.com.mx/MLM-603440758-nivel-herramienta-structo-18-modelo-42467-stanley-_JM?quantity=1 (Consultado Marzo 2019)

IMCYC (2009). "*Obtención y prueba de corazones y vigas extraídos de concreto endurecido*" Revista Problemas, Causas Y Soluciones, (Primera). Disponible en: <http://www.imcyc.com/ct2009/abr09/PROBLEMAS.pdf> (Consultado Febrero 2019)

INDECAL (2019). "*Extracción de Núcleos de Concreto*" Disponible en: <https://www.indecalsrl.com/proyecto/extraccion-nucleos-de-concreto/> (Consultado Marzo 2019)

CYPE Ingenieros (2019). "*Calas de Inspección*". Disponible en: http://www.mexico.generadordepresos.info/rehabilitacion/Actuaciones_previas/0B_Trabajos_de_campo__ensayos_e_i/Calas_de_inspeccion.html (Consultado Marzo 2019)

IMCYC (2009). "*Determinación del índice de rebote utilizando el dispositivo conocido como esclerómetro*" Revista Problemas, Causas Y Soluciones, (Primera). Disponible en: www.imcyc.com/ct2009/mar09/PROBLEMAS.pdf (Consultado Febrero 2019)

COTECNO (2019). "*Esclerómetro Martillo Schmidt*" Disponible en: <https://www.cotecno.cl/nuestros-productos/esclerometro-martillo-schmidt-6/> (Consultado Marzo 2019)

PCE Instruments (2014). "*Esclerómetro digital PCE-HT 225E*" Disponible en: <https://www.pce-iberica.es/medidor-detalles-tecnicos/instrumento-de-dureza/esclerometro-digital-pce-ht225e.htm> (Consultado Marzo 2019)

Hilti México (2019). "*Sistemas de Detección FerroScan*" Disponible en: <https://www.hilti.es/sistemas-de-marca-y-medida/sistemas-de-deteccion/C3%B3n/r41791> (Consultado Marzo 2019)

Hilti México (2019). "*Sistema Ferrosan PS 250 - Escáneres de concreto*" Disponible en: https://www.hilti.com.mx/c/CLS_MEA_TOOL_INSERT_7127/CLS_CONCRETE_SCANNERS_7127/r41791 (Consultado Marzo 2019)

Osorio J. (2012) "*Carbonatación del concreto: ¿cómo detectarla?*" Blog Tecnología del Concreto ARGOS Disponible en: <https://www.360enconcreto.com/blog/detalle/carbonatacion-del-concreto-como-detectarla> (Consultado abril 2019)

Silva, E. (2009) "*Comparación de las Propiedades Dinámicas de Edificios de Características Similares Ubicados en Zonas Geotécnicas Diferentes*" (Maestría). Facultad de Ingeniería de la UNAM.

TOPOX ASOCIADOS S.A.C. (2019). "*Equipos Topográficos, Especialistas en servicios de topografía profesional, Venta y alquiler de equipos y accesorios topográficos, levantamiento topográfico*" Disponible en: <https://www.topox-peru.com/experiencia>

Arquigrafico (2019). "*Causas de las Fallas en Cimientos o Fundaciones de Edificaciones*" Disponible en: <https://arquigrafico.com/causas-de-las-fallas-en-fundaciones-de-edificaciones> (Consultado Abril 2019)

García, V. (2019). *"Estudio del suelo en campo - Introducción a la Edafología."* Disponible en: <https://www.aulafacil.com/cursos/medio-ambiente/introduccion-a-laedafologia/estudio-del-suelo-en-campo-l36883> (Consultado Abril 2019)

DCYT (2019) "Una de las calicatas utilizadas para obtener muestras y determinar la tipología del suelo." Disponible en: <http://www.dicyt.com/viewItem.php?itemId=12627> (Consultado Abril 2019)

CSI Ingeniería (2019). *"SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR."* Disponible en: <http://www.csingenieria7.com/> (Consultado Abril 2019)

RL Ingeniería. (2019). *"Conoce el tipo de suelo que hay en tu terreno"* Disponible en: <http://rlingenieria.com.mx/calidad-en-construccion.html> (Consultado Abril 2019)

Geotecnia2000 (2019) *"Sondeos de penetración estándar"* Disponible en: <http://geotecnia2000.com.mx/sondeos-de-penetracion-estandar> (Consultado Abril 2019)

GEOTEK LTD (2019) *"Muestreador de tubo partido para prueba de penetración estándar"* Disponible en: <http://es.npp-geotek.com/magazin/product/split-spoon-sampler> (Consultado Abril 2019)

SDS (2019) *"Sondeo de Cono Eléctrico (CPTU)"* Disponible en: <http://sismica.com.mx/procedimientos/sondeo-cono-electrico-cptu.php>

SIAPA (2014) *"Lineamientos Técnicos para Factibilidad"* Disponible en: <http://www.siapa.gob.mx/transparencia/criterios-y-lineamientos-tecnicos-para-factibilidades-en-la-zmg>

ZAFECO (2019) *"Sondeos"* Disponible en: <http://zafeco.com/index.php/sondeos>

Redrilsa (2019) *"Obtención de muestras con tubo de pared delgada Shelby"* Disponible en: <http://www.redrilsa.com.pe/en/servicios/servicio-4/>

SISGEO (2019) *"Piezómetro Casagrande y Abierto"* Disponible en: <https://www.sisgeo.com/es/productos/piezometros/item/piezometros-de-casagrande-y-de-tubo-abierto.html> (Consultado Abril 2019)

Grado 7 (2019). *"Tomografía Geosísmica. Prueba de prospección geofísica eléctrica"* Disponible en: <http://www.grado7.mx/tomograf%C3%ADa-geos%C3%ADsmica.html> (Consultado Abril 2019)

D'GEO. (2019). *"Investigación Geotécnica"* Disponible en: <http://www.dgeosoluciones.com/investigaciongeotecnica> (Consultado Abril 2019)

Geofísica Exploraciones (2019). *"Ingeniería sísmica aplicada a la ingeniería."* Disponible en <http://geofisicaexploraciones.com/ingenieria-sismica-aplicada-a-la-ingenieria/> (Consultado Abril 2019)

DOIT. (2019). *SRO4, Geobox* Disponible en: <http://www.k-doit.com/?tpf=seismometer/site-amplification> (Consultado Abril 2019)

García O., Ayala A., Reyes R. y Álvarez C. (2002) "*Modelo Estructural y Medición De Vibraciones Dinámicas del Puente "Fernando Espinosa"*" Artículo presentado en el XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural

Castelán I. (2001), "*Determinación Experimental de las Propiedades Dinámicas de un Edificio Reforzado con Disipadores de Energía*" (Maestría). Facultad de Ingeniería de la UNAM.

GACONSA (2018) Documentos e informes proporcionados por la Empresa Gallegos Consultores. S.A. de C.V.