



**UNIVERSIDAD MICHOCANA
DE
SAN NICOLÁS DE HIDALGO**

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**ESTUDIO ANALÍTICO Y EXPERIMENTAL DE ESTRUCTURAS DE
MAMPOSTERÍA DE ALTURA MEDIA CONSTRUIDAS CON BLOQUES
DE CONCRETO Y PIEZAS MULTIPERFORADAS DE ARCILLA.**

TESIS

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

ROBERTO EZEQUIEL CHAVEZ QUIROZ

DIRECTOR DE TESIS: DR. EN INGENIERÍA CIVIL

JORGE IGNACIO CRUZ DÍAZ

MORELIA, MICHOCÁN. ENERO, 2013



AGRADECIMIENTOS

A Dios.

Por haberme permitido llegar a este momento y haberme dado salud para poder lograr cada uno de mis objetivos.

A mis padres.

Ezequiel y Guillermina, por darme la vida, por creer en mí, por apoyarme en todo momento, por sus consejos, sus valores que me inculcaron desde pequeño para hacerme una persona de bien y sobre todo por su gran amor. Aunque mi padre ya no esté físicamente conmigo, siempre estará a mi lado ya que siempre está presente en mi mente y en mi corazón.

A mis hermanos.

Eréndira y Hugo, por su apoyo incondicional, por darme consejos y por estar conmigo en momentos difíciles.

A mi tío Roberto.

Por todo el apoyo que me ha brindado, por sus consejos y regaños que han hecho de mí una persona de bien y por ser un segundo padre para mí.

A mi sobrino.

Roberto Iván, para que veas en mí un ejemplo a seguir.

A mis amigos.

Mario Granados, Eliseo Trujillo y Conrado Bucio, por su gran apoyo brindado durante la elaboración de esta tesis.

A mi asesor de tesis.

Dr. Cruz Díaz, por su gran apoyo, por sus consejos y sugerencias y por su gran colaboración para hacer posible esta tesis.

A la desarrolladora DELTA S. DE R.L, por las facilidades otorgadas para la realización de las pruebas experimentales.

CONTENIDO:

1. INTRODUCCIÓN	4
1.1. La instrumentación en México y en el mundo.....	4
1.2. Estructuras estudiadas.....	8
1.3. Métodos de análisis.....	9
1.4. Objetivos y alcances del estudio.....	10
2. ESTRUCTURAS ESTUDIADAS CON VIBRACIÓN AMBIENTAL.....	11
2.1. Introducción	11
2.2. Estructuras instrumentadas	12
2.3. Simulaciones numéricas	28
3. EDIFICIOS ESTUDIADOS	31
3.1. Descripción de los edificios.....	34
3.2. Modelos numéricos de los edificios.....	39
3.3. Calibración de los modelos numéricos	40
4. MEDICIONES DE LOS EDIFICIOS	45
4.1. Técnicas de análisis de señales	47
4.2. Medición con vibración ambiental de los edificios seleccionados	52
5. ANÁLISIS DE RESULTADOS	55
5.1. Análisis de las señales.....	55
COMENTARIOS FINALES Y PERSPECTIVAS	59
REFERENCIAS	61

1. INTRODUCCIÓN

1.1. La instrumentación en México y en el mundo

La instrumentación sísmica de edificios es muy importante ya que este tipo de estudios permite hacer evaluaciones cuantitativas de los daños que los sismos provocan en las estructuras y permite conocer la respuesta que tienen las mismas, antes y después de un sismo.

En la actualidad, en México se encuentran instrumentados no más de 25 edificios; este es un dato aproximado ya que se desconoce el número exactamente. De estos edificios menos de 10 son instrumentados por centros de investigación y la mayoría de estos edificios están instrumentados dentro de la ciudad de México y pocos alrededor del país. Con esto nos damos cuenta de que la cantidad de edificios instrumentados en el país es muy baja y no es suficiente para cubrir los edificios más representativos de las regiones con alto riesgo sísmico en el país (Murià-Vila y Rodríguez, 2001, Taborda, 2003).

En el Instituto de Ingeniería de la UNAM se han analizado a detalle la respuesta de 7 edificios instrumentados. De los que cabe mencionar los resultados de 4 edificios altos de concreto reforzado, esto debido a que sus periodos fundamentales de vibración están muy cerca de los periodos dominantes del sitio, 3 se localizan en suelo blando de la ciudad de México (edificios JAL, PC Y MJ) y el que resta se encuentra ubicado en suelo blando de la ciudad de Acapulco (edificios SIS).

El objetivo de la instrumentación de edificios es contribuir a la comprensión de sus respuestas dinámicas ante los sismos de gran intensidad que puedan presentarse, teniendo como prioridad la determinación de las fuerzas y amortiguamientos que se originen durante sismos intensos, con la finalidad de hacer una comparación entre los valores que se

obtienen y los valores con los que están diseñados y así poder analizar la variación de las propiedades del sistema suelo-estructura.

Para hacer una cuantificación de los daños en las estructuras a partir de sus propiedades dinámicas, se necesita conocer cuáles son los cambios que existen en los parámetros estructurales para así poder obtener la variación observada de acuerdo al comportamiento dinámico ya conocido. Para esto existen diferentes métodos como el de perturbación inversa y los métodos de correlación modal.

Los métodos anteriores se utilizan para poder identificar las discrepancias que existe entre vectores modales mediante una matriz de correlación. Estos métodos comparan las frecuencias y los modos de vibrar de las estructuras. Existen casos en los que la comparación es a nivel global de la estructura (frecuencias o periodos de vibración), y otros en los que es a nivel local (coordenadas modales).

Con los métodos anteriores podemos comparar la respuesta dinámica experimental de una misma estructura en las diferentes etapas de su vida útil y así poder determinar si existe un cambio en la misma.

La instrumentación y el estudio de la actividad sísmica en México tienen sus orígenes en el año de 1910 con la creación del Servicio Sismológico Nacional del Observatorio de Tacubaya en la ciudad de México. Los primeros instrumentos que se instalaron allí fueron sismógrafos Wiechert de periodo corto. Después de muchos años estos equipos todavía están funcionando ya con modificaciones y algunas mejoras, gracias a esto ya se tiene un importante archivo sismológico.

En el año de 1960 se instalaron dos acelerógrafos Akashi SMAC B en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, con la finalidad de registrar los movimientos intensos en la ciudad de México. Estos dos acelerógrafos fueron de los primeros utilizados en México. Uno de los acelerógrafos fue colocado en la Alameda Central y el otro se colocó en Ciudad Universitaria. Gracias a la colocación de los dos acelerógrafos fue posible obtener acelerogramas de los temblores ocurridos en la ciudad de Acapulco en mayo de 1962.

El gran interés que existe por estudiar las respuestas dinámicas tanto de suelos como estructuras bajo excitación sísmica, por medio de la instrumentación, originó que se instalara una red más extensa de acelerógrafos alrededor del país.

Para el año de 1970 la red de acelerógrafos ya contaba con 25 instrumentos, aproximadamente, entre este tipo de instrumentos se encontraban los SMAC B, AR-240 y RFT-250. En su gran mayoría los aparatos se utilizaron para registrar las aceleraciones en las grandes presas hidroeléctricas, como la de infiernillo, Soledad, entre otras.

En 1970 se inició en el Instituto de Ingeniería, la construcción de una red telesísmica (SISMEX), en la cual eran enviados de manera simultánea, a través de enlaces radiofónicos, señales acelerográficas y sismológicas de doce estaciones ubicadas en el Distrito Federal y estados cercanos hacia un puesto ubicado en Ciudad Universitaria. A partir de los años 1991 y 1993, SISMEX mejora la red con objetivos más locales, para lo cual buscaron nuevos lugares para la ubicación de los sismómetros y la digitalización de las señales. A finales de 1993 se logró el digitalizar la señal analógica la cual se envía a los tambores de SISMEX para su registro. La digitalización de la señal se realizó con una tarjeta conversora analógica-digital, la cual se encuentra en una PC esclava. Durante los siguientes cuatro años se logró la formación de un banco de datos digitales de sismos locales registrados dentro y en los alrededores de la cuenca de México.

La instrumentación sísmica para fines de ingeniería tuvo un gran incremento en la década de los setentas gracias a la aparición del acelerógrafo SMA-1, el cual también es de tipo fotográfico. Durante esa década, la red destinada para el registro de temblores fuertes aumentó aproximadamente a unas 80 estaciones, con las cuales se cubrieron todas las zonas sísmicas del país. Aunque la mayor parte de las estaciones estaban sobre estructuras, muchas otras se colocaron sobre el terreno libre. El registro obtenido de las estaciones ha sido muy extenso y de gran utilidad para la ingeniería. Gracias a los estudios e investigaciones que se derivaron de la información instrumental, se logró el conocimiento del comportamiento dinámico tanto de los suelos como de la estructuras e impulsaron de forma importante la ingeniería sísmica en México.

Hacia finales de la década de los setentas, con los avances de la tecnología y la aparición de aparatos electrónicos de bajo consumo, se comenzaron a desarrollar registradores sísmicos digitales de alta resolución. Con estos aparatos se comienza una nueva etapa en la instrumentación sísmica del país. Para el año de 1983 estaban en operación 39 acelerógrafos digitales, el cual se incrementó a 70 en el año de 1985.

Un punto de gran importancia en la historia de la instrumentación en México la marcaron los macrosismos que ocurrieron en septiembre de 1985. A principios de ese año, en un esfuerzo conjunto entre el Instituto de Ingeniería de la UNAM, y la Universidad de California, San Diego, se inicio la instalación de una red digital de 30 estaciones las cuales se colocaron en la zona de subducción del pacifico a lo largo de las costas de Guerrero y Michoacán. Durante los trágicos eventos sísmicos de 1985, estuvieron en operación 20 aparatos de la red digital en la zona epicentral. En ese año, se registraron aproximadamente 150 movimientos intensos en el país.

En conjunto, la red instrumental sirvió para tener un amplio registro de estos eventos en la zona epicentral y en la ciudad de México, donde se presentaron más daños. Esta red también produjo un extenso y valioso catálogo de acelerogramas, con una importancia trascendental para la sismología e ingeniería sísmica mundial.

Después de los hechos ocurridos en septiembre de 1985, fue evidente la necesidad que se tenía de incrementar el número de estaciones de registro sísmico en México con la finalidad de apoyar el estudio de las características y el comportamiento dinámico de suelos y estructuras. Para esto, nuevas instituciones se dieron a la tarea de expandir las redes acelerograficas existentes con equipos modernos y sofisticados.

1.2. Estructuras estudiadas

El estudio de la respuesta sísmica de edificios instrumentados inicia formalmente en el año de 1988. En la actualidad no se tienen todavía registros de respuestas sísmicas de edificios ante movimientos de gran intensidad, ya que los edificios que sufrieron daños después del sismo de 1985 no estaban instrumentados. Debido a que los sismos de gran intensidad no ocurren con frecuencia y que afectan a diferentes regiones del país, es necesario instrumentar edificios que sean representativos en la ciudad o en los pueblos de las diferentes regiones de mayor peligro sísmico.

El promover la instrumentación de edificios representativos en las regiones del país con mayor peligro sísmico contribuye a la comprensión de la respuesta dinámica que tiene cada uno de ellos ante sismos de gran intensidad, en la cual existen muchas controversias.

El objetivo de la instrumentación de edificios es la determinación de las fuerzas y los amortiguamientos que se presentan durante un sismo de gran intensidad, esto con la finalidad de comparar sus valores con los de diseño, y así poder analizar la evolución que tienen las propiedades del sistema suelo – estructura.

La gran importancia en la instrumentación de edificios está en que permite hacer una serie de evaluaciones cuantitativas de las respuestas que presentan las estructuras debido a los sismos, lo cual permite a su vez hacer una mejora en los criterios de diseño.

Existen estructuras que han sido estudiadas con vibración ambiental alrededor de todo el mundo, en el apartado 2.2 se describen algunos ejemplos.

1.3. Métodos de análisis

La determinación de las propiedades dinámicas del suelo utilizando la vibración ambiental fue principalmente impulsada por la técnica de Nakamura (Nakamura, 1989). En la actualidad es una herramienta muy importante para determinar el espesor de los sedimentos y se ha demostrado que es una técnica de las más económicas y de las más convenientes para la estimación de manera confiable de las frecuencias predominantes de los depósitos de los suelos blandos. Aunque su utilización también ha sido muy controvertida, hay consenso en que la técnica es capaz de determinar los periodos predominantes del movimiento del suelo pero no identifica bien los factores de amplificación.

Existen diversos métodos para el análisis de las señales, a continuación se mencionaran algunos de los métodos más utilizados:

- Método Espectral.
- Método de Análisis de Autocorrelación Espacial.
- Método de Análisis Espectral F-K.
- Método Espectral de Nakamura.
- Método de Peak Picking.

Más adelante en el apartado 4.2 se describirán a detalle los métodos de análisis de señales mencionados anteriormente.

1.4. Objetivos y alcances del estudio

El objetivo principal de este trabajo es el de determinar los periodos fundamentales de 4 edificios de bloques de concreto y 2 edificios de piezas de arcilla multiperforadas de 4 niveles con la ayuda de pruebas de vibración ambiental, y también la generación y calibración de sus modelos numéricos de elementos finitos en tres dimensiones con el programa SAP2000.

Para lograr el objetivo se plantean las siguientes actividades:

- Investigación bibliográfica sobre estructuras estudiadas con vibración ambiental, así como los procedimientos de análisis de señales y simulaciones que se utilizan para obtener las propiedades dinámicas.
- Elaboración del modelo numérico de los edificios en estudio con la ayuda del programa SAP2000 en un modelo de tres dimensiones.
- Medición de vibración ambiental de los edificios.
- Calibración del modelo numérico con resultados experimentales, así como el análisis de los resultados.

2. ESTRUCTURAS ESTUDIADAS CON VIBRACIÓN AMBIENTAL

2.1. Introducción

Una fuente potencial de daño para los edificios que se encuentran ubicados en las zonas con mayor actividad tectónica son los sismos. Si una estructura se encuentra frecuentemente sujeta a las acciones de los sismos, lo más probable es que sufra deterioros en sus propiedades de rigidez, así como en las de resistencia, o también puede disminuir su capacidad de disipar la energía, por consiguiente su vulnerabilidad es mayor ante eventos sísmicos subsecuentes.

El criterio que existe actualmente sobre el diseño de edificios permite que en los sistemas estructurales existan daños durante un sismo de gran magnitud. Por lo que es necesario comprender su comportamiento más allá del límite de comportamiento elástico. Normalmente los daños están implícitos en el factor de comportamiento sísmico.

Con la finalidad de evaluar los métodos de cálculos y las consideraciones en los análisis, existen algunos métodos para poder determinar las características dinámicas de los edificios, las que más se llevan a cabo son las pruebas de vibración ambiental, las pruebas de tracción y el registro de movimientos sísmicos (Murià Vila y González, 1995). Los resultados que se obtienen con la ayuda de éstos métodos pueden ser diferentes, esto debido a los niveles de esfuerzo al cual llegan a trabajar las estructuras. Como los resultados difieren es necesario estimar la correlación que existe entre sus resultados con los que son proporcionados por los modelos matemáticos utilizados.

Se han desarrollado investigaciones en el Instituto de Ingeniería de la UNAM para evaluar la validez de los diferentes criterios de análisis en la elaboración de modelos matemáticos con fines de diseño estructural. Estos estudios están sustentados en los resultados obtenidos de un edificio instrumentado, rehabilitado un par de veces, y desplantado sobre la zona blanda de la ciudad de México.

En base a la información que se obtiene del edificio instrumentado, se calibran modelos para reproducir las respuestas registradas de los eventos sísmicos tanto de pequeña y moderada intensidad, así como de las propiedades dinámicas las cuales son determinadas del análisis de los registros sísmicos y de las pruebas de vibración ambiental.

Una técnica que es muy utilizada en los últimos años ha sido la evaluación de efectos de sitio mediante el análisis de registros de vibración ambiental de una sola estación. Este análisis de registros consiste en la determinación de cocientes espectrales entre los componentes horizontales del movimiento del suelo y el componente vertical. La técnica fue usada principalmente por Nakamura (1989), y ha sido usada en la microzonificación y evaluación de efectos de sitio en varias ciudades de la República Mexicana (Lermo et al., 1995, entre otros).

2.2. Estructuras instrumentadas

Existen diferentes edificios instrumentados en nuestro país y a continuación se muestran algunos ejemplos.

Uno de los edificios se encuentra ubicado en la zona de suelo blando de la ciudad de México, en donde los espesores de los estratos arcillosos del suelo suman 31 m y los depósitos profundos se encuentran a 38.5 m de profundidad. El edificio se compone de una estructura principal de 14 niveles, con un apéndice y un cuerpo anexo de 3 niveles, los cuales se encuentran unidos en la planta del sótano y separados en los siguientes niveles por una junta constructiva de 15 cm de ancho (figura 1).

Su estructura original es de concreto reforzado a base de columnas; muros de mampostería en las fachadas laterales y en el cubo de escaleras; un muro de concreto reforzado en el cubo de elevadores y losas reticulares de concreto reforzado de 45 cm de peralte. Las plantas del cuarto al decimocuarto nivel (figura 1) tienen una forma rectangular de 19.4 m de ancho (dirección T) por 32.45 m de largo (dirección L), con alturas de entrepiso constantes e iguales a 3.15 m. Las plantas de estacionamiento (figura 1) abarcan el cuerpo

anexo, cuyas dimensiones son de 19.4 por 40 m. Los estacionamientos están escalonados y se comunican entre sí por medio de rampas y sus alturas de entrepiso varían entre 2.5 y 4.45 m.

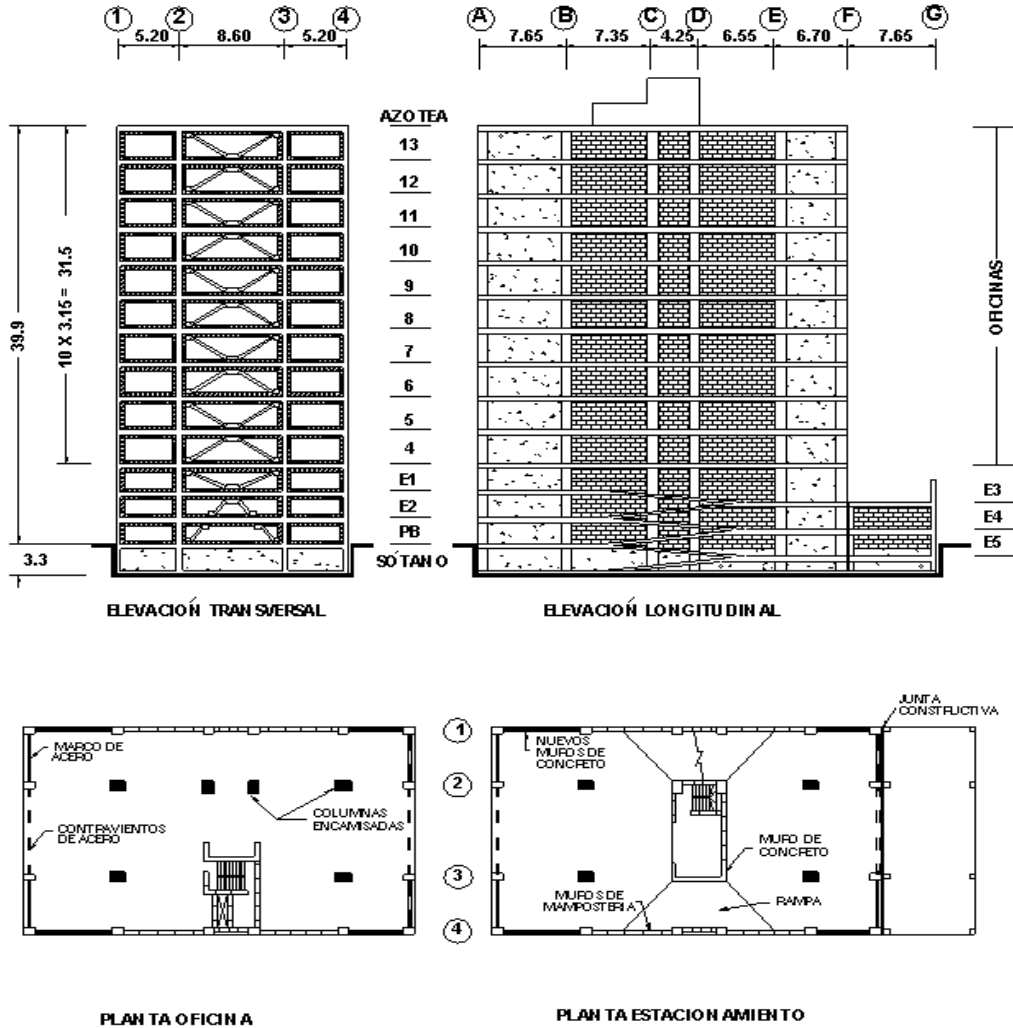


Fig. 1. Elevaciones y Plantas del Edificio (en m).

La cimentación del edificio está compuesta por un cajón de concreto reforzado, desplantado a una profundidad de 3.30 m, con una losa reticular inferior de 80 cm de peralte, apoyada sobre 54 pilotes de fricción.

En el año de 1993 se determinaron las resistencias y la calidad de los concretos de las columnas y muros a base de pruebas no destructivas y el ensaye de núcleos de concreto extraídos de dichos elementos.

Las resistencias nominales obtenidas fueron: 314 kg/cm^2 para los primeros siete niveles, con un módulo de elasticidad de $195\,000 \text{ kg/cm}^2$, y de 272 kg/cm^2 para los restantes, con un módulo de elasticidad de $171\,000 \text{ kg/cm}^2$ (Meli et al., 1998).

El edificio se instrumentó en el mes de noviembre del año 1992 con 14 acelerógrafos triaxiales digitales, de los cuales once se ubicaron en la estructura del mismo y los restantes en el suelo, como se muestra a continuación.

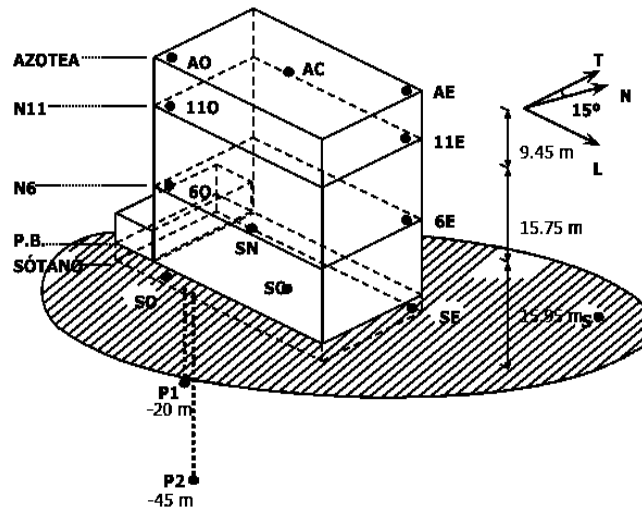


Fig. 2. Instrumentación del edificio.

Los modelos calibrados se obtienen con base en la incorporación de los elementos estructurales y no estructurales que participan en la rigidez y/o masa, así como al deterioro que presentan los elementos estructurales después de que ocurre un sismo.

Las condiciones generales para el análisis fueron:

- Masas reales distribuidas conforme a su ubicación en planta.
- 50 por ciento de zonas rígidas (ZR), en las uniones viga-columna (Horvilleur y Cheema, 1994).

- Módulos de elasticidad, de acuerdo a ensayos experimentales para bajos y altos niveles de esfuerzos, en función del nivel de amplitud del movimiento.
- Contribución de la losa, según el reglamento de construcciones para el Distrito Federal (RCDF, 1996).
- Muros de mampostería.
- Muros de concreto del cubo de elevadores, como paneles de sección bruta.
- Efectos de interacción suelo-estructura (ISE).
- Rampas de estacionamiento y escaleras.

En los modelos ingenieriles (I-SIS) se emplearon las principales hipótesis que son empleadas en la práctica profesional, las cuales se obtuvieron a partir de una encuesta aplicada a despachos de cálculo estructural (Murià Vila et al., 1997).

Las consideraciones generales que se tomaron para la realización de estos modelos fueron:

- Módulo de elasticidad de diseño.
- Masas de diseño uniformemente distribuidas.
- Zonas rígidas (ZR) de 0 y 100 por ciento en las conexiones viga columna.
- Sección bruta de elementos estructurales.
- Contribución de la losa según el RCDF (1996).
- Muros de concreto en cubos de elevadores.
- Muros de mampostería.
- Efectos ISE.

Debido a que se observaron (Murià Vila et al., 1997) discrepancias al ser considerados estos puntos en la práctica profesional, los modelos se construyeron con una variación en los aspectos más significativos como los son: muros de mampostería, efectos ISE y zonas rígidas en las uniones viga-columna.

En conclusión, en el estudio se logró reproducir la respuesta en el edificio registrada durante los diferentes eventos sísmicos ocurridos desde 1992 hasta 1999, para ello se utilizaron modelos lineales calibrados. Para los modelos calibrados fue necesario incorporar, además de las consideraciones que normalmente se toman en la práctica

profesional, el deterioro de la rigidez de los elementos estructurales, esto en base a los daños observados en el edificio después de un evento sísmico y los efectos de interacción suelos-estructura.

Las frecuencias calculadas de los modelos calibrados con factores de reducción en la rigidez, fueron semejantes a la de los modelos calibrados refinados del edificio, por lo que el empleo de estos factores proporciona a los modelos simplicidad y una mejor estimación de las propiedades dinámicas. En la comparación de las frecuencias naturales de vibración realizada entre los modelos calibrados simplificados y los modelos ingenieriles, se encontró que las frecuencias de los modelos ingenieriles solo se acercan a la de los modelos calibrados, cuando se toman en cuenta los efectos ISE y los muros de mampostería de lo contrario los errores pueden ser muy significativos.

Otro de los edificios instrumentados se localiza en la ciudad de Acapulco, el edificio es para departamentos y cuenta con 17 pisos más un sótano para estacionamiento. La estructura es de concreto reforzado y está construida a base de marcos y muros con losas macizas monolíticas a las trabes (figura 3). El lugar en el cual está ubicado es una zona de depósitos de barra en el que existe arena de compacidad variable. La cimentación que tiene el edificio es a base de 30 pilas colocadas en el sitio a 12.5 m de profundidad. Las pilas se ligaron con contratrabes que se prolongaron para recibir los muros y las columnas perimetrales del sótano. La resistencia nominal del concreto utilizado en esta estructura es de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y una resistencia nominal de fluencia del acero $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$.



Fig. 3. Edificio Instrumentado y Planta Tipo.

En el edificio se instalaron 24 servoacelerómetros uniaxiales de alta resolución. En la azotea y en el sótano se colocaron dos en la dirección transversal T y uno en la dirección longitudinal L (en los cuales están orientados los muros de concreto, figura 3), así como tres verticales V en las esquinas de sus plantas; en los niveles 4, 8 y 12 se orientaron dos en T y uno en L, y los tres restantes en la estación de campo con un arreglo tridimensional.

Las características de la instrumentación nos permite obtener una cantidad de registros suficientes para poder visualizar la respuesta tridimensional del sistema suelo-estructura, y con ello poder estudiar los aspectos estructurales como los geotécnicos del sistema antes mencionado. Además registra con una suficiente resolución las vibraciones de sismos de pequeña a gran intensidad, así como de vibración ambiental, para realizar su análisis.

Con la información generada por los registros se pueden determinar las propiedades dinámicas del sistema, los efectos de torsión, la variación de parámetros estructurales, los efectos de la interacción suelo-estructura ISE y los efectos de sitio.

Los principales resultados obtenidos de esta instrumentación son los siguientes:

Se tienen registrados más de 25 eventos sísmicos de pequeña intensidad que se han presentado en las costas de Guerrero. La instrumentación ha mostrado un buen funcionamiento en todos los casos, incluso en las pruebas de vibración ambiental. El evento

más intenso que se registro fue el 8 de octubre del 2001. Algunos ejemplos de los acelerogramas se muestran en la figura 4. Las aceleraciones máximas que se obtuvieron fueron 166 y 102 cm/s^2 en la estructura y en el terreno circundante, respectivamente.

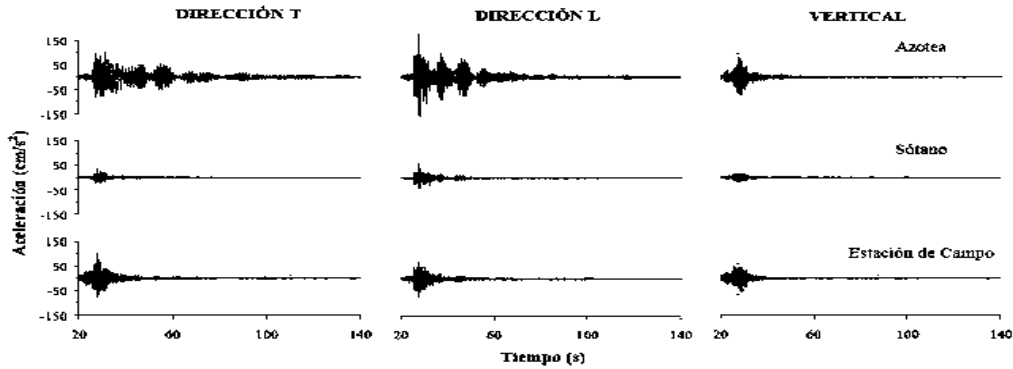


Fig. 4. Acelerogramas del evento S101-1 registrados en azotea, sótano y estación de campo.

Los eventos que se consideraron para el análisis fueron la prueba de vibración ambiental que se realizó el día que se puso en funcionamiento la instrumentación (VA01-01), el sismo principal que se registró fue el 8 de octubre del 2001 el cual tuvo una magnitud M_w de 5.9 (S101-1), y una réplica del evento (S101-2) la cual ocurrió minutos después y con magnitud de 3.9.

Las propiedades dinámicas del sistema suelo-estructura se estimaron a partir de los registros sísmicos con un análisis espectral convencional.

En la figura 5 se muestran sólo algunos de los espectros de Fourier que se emplearon.

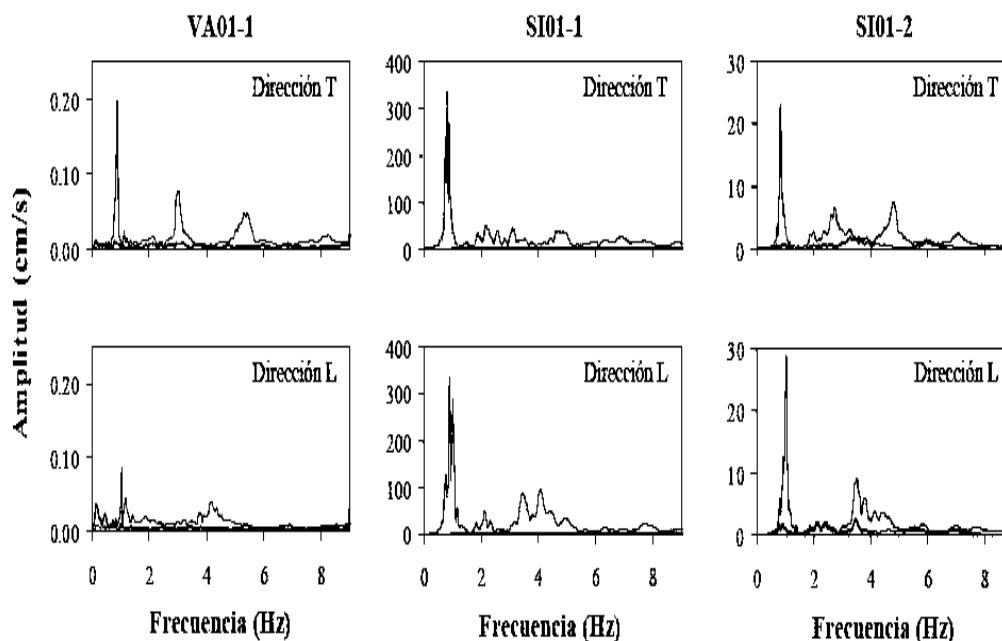


Fig. 5. Espectros de Fourier de azotea centro y sótano centro de los tres eventos.

En la figura 6 se muestra la comparación de los cocientes espectrales de la azotea centro y la estación en campo de los tres eventos, en las cuales se observan variaciones de las frecuencias de vibración de las direcciones T y L. La forma que tienen las curvas y los intervalos de las ordenadas máximas tienen una ligera variación entre un evento y otro, esto es un indicio de que el comportamiento del sistema es no-lineal.

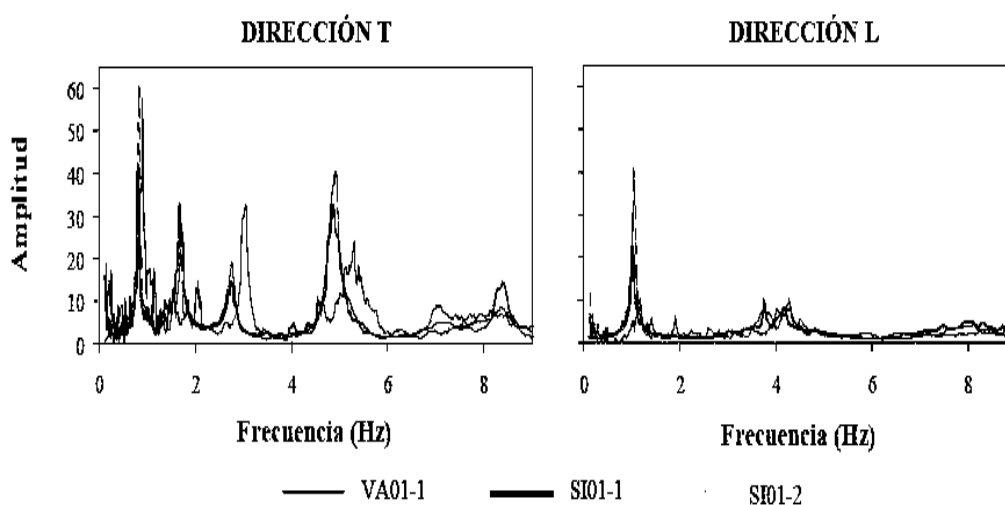


Fig. 6. Comparación de los espectros de amplitudes entre la azotea centro y sótano centro.

A continuación se presentan las frecuencias (tabla 1) y formas modales identificadas en los eventos sísmicos y de vibración ambiental (figura 7).

Tabla 1. Frecuencias de vibración identificadas de los eventos sísmicos y de vibración ambiental.

EVENTO	MODO	FRECUENCIAS (Hz)		
		T	L	R
VA01-1	1	0.88	1.17	1.51
	2	3.03	4.30	4.59
	3	5.32	8.28	6.86
	4	7.72
S101-1	1	0.79	1.00	1.29
	2	2.74	4.17	3.98
	3	4.87	7.91	6.19
	4	7.30
S101-2	1	0.84	1.04	1.37
	2	2.77	4.28	4.13
	3	4.92	8.11	6.93
	4	7.40

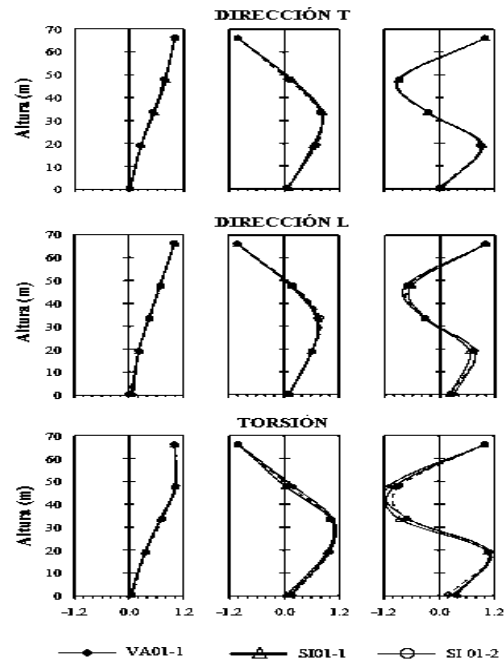


Fig. 7. Formas modales.

Los valores de las frecuencias registradas cambian de un evento a otro. En el evento S101-1 se aprecia una disminución entre el 10 y 15% con respecto a la vibración ambiental, sin embargo en el evento S101-2 la diferencia que existe con respecto a la vibración ambiental es del 5 al 11%, esto quiere decir, que existe una recuperación parcial de casi el 50%, con lo cual se aprecia una dependencia de las frecuencias propias de vibración del sistema con la intensidad de las solicitaciones.

Las formas modales obtenidas de los tres eventos son casi iguales, los porcentajes calculados de amortiguamiento son 0.8 y 1 en la dirección T y entre 1 y 2.5 en la dirección L.

Otro ejemplo es el Edificio Jalapa (Ciudad de México). Este edificio consta de 14 niveles se ha estudiado desde los primeros años de la década de los 90. Por ejemplo en Meli y Faccioli (1996) se reportan los resultados de la respuesta dinámica del edificio Jalapa estudiado con vibración ambiental y la respuesta de la acción de 6 sismos, los periodos fundamentales (periodo transversal P_T , periodo longitudinal P_L y periodo de torsión P_R) que se obtuvieron con estas pruebas se muestran a continuación en la tabla 2. En la misma tabla el término AV indica vibración ambiental y los eventos XX-X indican sismos de pequeña intensidad en donde XX indica el año y X el número del evento registrado.

Tabla 2. Periodos naturales (Meli y Faccioli, 1996).

EVENTO	ACELERACIÓN MÁXIMA (gal)			PERIODOS NATURALES		
	suelo	terrado	variación máxima ($\times 10^{-3}$)	P_T	P_L	P_R
AV-1	...	< 0.1	...	2.27	1.37	1.20
93-3	4.50	11	0.46	2.70	1.54	1.67
93-4	10.70	28	0.94	2.86	1.64	1.79
93-12	13.20	56	1.42	2.86	1.75	1.89
AV-2	...	< 0.1	...	2.27	1.43	1.47
94-1	6.60	19	0.45	2.70	1.82	1.82
94-3	17.10	124	3.45	3.33	2.13	2.13
AV-3	...	< 0.1	...	2.27	1.54	1.49
95-1	37.50	130	4.71	3.57	2.22	2.33
AV-4	...	< 0.1	...	2.33	1.49	1.54

La respuesta dinámica de la estructura es muy sensible a la amplitud del movimiento de excitación. Se presentó un comportamiento no lineal lo cual produjo una reducción continua de la rigidez lateral con el incremento del nivel de esfuerzos.

La estructura del edificio es sumamente flexible en la dirección transversal ya que su periodo fundamental es muy grande para un edificio de esta altura (para edificios de 14 niveles en la Ciudad de México se espera un periodo de 1.4 s).

Los movimientos de cabeceo y de traslación de la base aumentaron los periodos naturales tanto en la dirección longitudinal como en la transversal en un 25 y 10% respectivamente. También, se observó que el periodo en la dirección transversal es muy cercano al periodo predominante del suelo, 2 s, lo cual dá lugar a grandes amplificaciones del movimiento. También, el periodo fundamental longitudinal es cercano al de torsión lo que produce acoplamiento y amplificaciones de los dos modos de vibración (Meli y Faccioli, 1996).

Minami (1987) estudió un edificio de 12 niveles utilizando microterremotos y algunos sismos con lo cual encontró que los periodos fundamentales del edificio cambiaban con el transcurso del tiempo, esto debido al deterioro de la rigidez de los elementos no estructurales. Murià-Vila y González (1996) atribuyen estos cambios temporales, no a un daño estructural permanente, sino a un comportamiento no lineal el cual se debe a una disminución en la contribución de la mampostería a la rigidez del edificio.

Slaštan y Foissner (1995) evalúan las características dinámicas de los edificios de mampostería de poca y gran altura utilizando pruebas de vibración ambiental. Los periodos fundamentales medidos con este tipo de pruebas sirven de datos de entrada para evaluar la vulnerabilidad de los edificios y para poder verificar los modelos de simulación usados en análisis teóricos. Los resultados obtenidos pusieron de manifiesto la interacción que existe entre casas adyacentes.

Otro estudio es el realizado a estructuras de mampostería de cinco niveles, para este estudio se llevo a cabo el refuerzo y la reparación de dos inmuebles, los cuales están ubicados en uno de los sectores que integran la unidad habitacional El Rosario Tlalnepantla, esto como

consecuencia del proyecto de investigación “Vulnerabilidad sísmica de la Unidad Habitacional El Rosario Tlalnepantla, Estado de México”. Los inmuebles cuentan con muros de carga y columnas de concreto en su estructura, y el uso que tienen es habitacional. Los edificios presentan una planta aproximadamente rectangular la cual está formada por cuatro departamentos por nivel. Los edificios se construyeron en el año de 1976, tomando como base lo estipulado para diseño del año 1976. Se realizaron algunos análisis con los cuales se noto que las estructuras no cumplían con la resistencia estipulada en el reglamento de construcciones de 1976 en una dirección y con el reglamento de construcciones de 1993 en ambas direcciones. Las dos construcciones presentaban problemas similares: deterioro considerable en los castillos de las esquinas, agrietamientos, exposición del acero de refuerzo y el desprendimiento del recubrimiento como se muestra en la siguiente figura.



Fig. 8. Vista posterior del inmueble.

La reparación y refuerzo que se desarrolló consistió en reforzar ambas direcciones algunos de los muros exteriores de mampostería por medio de mortero cemento – arena y malla electrosoldada. El espesor de la capa de mortero vario desde los 5 cm en la planta baja hasta los 3 cm en el tercer nivel, la malla electrosoldada se fijo en los muros de tabique, castillos y traves, por medio de pernos de acero y taquetes de plástico, dejando una holgura entre la malla y los elementos estructurales para la colocación del mortero. De la misma forma la malla se anclo en las contratraves de cimentación y se recubrió con un espesor de 10 cm de

concreto con un $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, adicionalmente se especifico que los elementos de concreto con desprendimiento del recubrimiento de concreto deberían de restaurarse con mortero epóxico, previa eliminación del recubrimiento dañado y del oxido de acero de refuerzo mediante cepillado.

Para determinar los periodos naturales de vibración se registraron las vibraciones ambientales en la losa de azotea de cada edificio, en cada edificio se colocaron tres sensores acelerométricos uniaxiales Kinematics FBA-11 en distintas direcciones y posiciones de la losa. El primer sensor se colocó en el centroide de la losa en dirección longitudinal, el segundo sensor también se ubicó en el centroide pero esta vez en dirección transversal, el último sensor se ubicó en dirección transversal, en el extremo de la planta, paralelo al segundo sensor. En los dos casos se registraron 10 eventos de 60 segundos cada uno, con un muestreo de 100 mps, filtrados de origen con un filtro pasabajas de 15 Hz.

Una vez hechas las mediciones con vibración ambiental los registros obtenidos fueron procesados con diferentes programas. A partir de los acelerogramas se obtuvieron los espectros de Fourier para los 60 registros obtenidos y se calculó el espectro de Fourier promedio considerando los 10 eventos para los dos edificios. En las siguientes graficas se muestran los espectros de Fourier promedio.

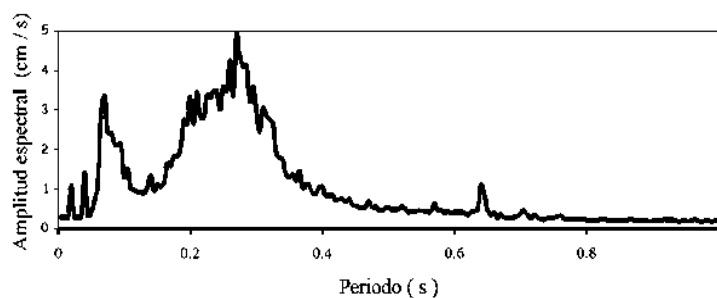


Fig. 9. Espectro de Fourier promedio obtenido en la dirección longitudinal del edificio reforzado.

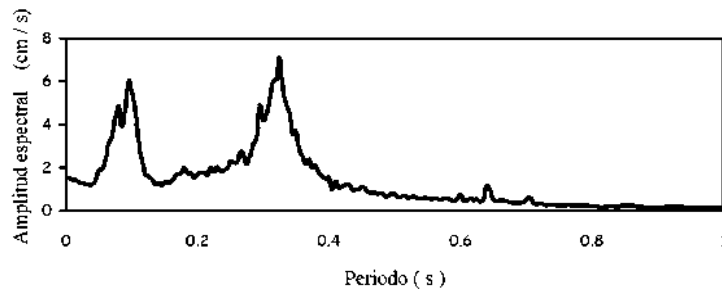


Fig. 10. Espectro de Fourier promedio obtenido en la dirección transversal del edificio reforzado .

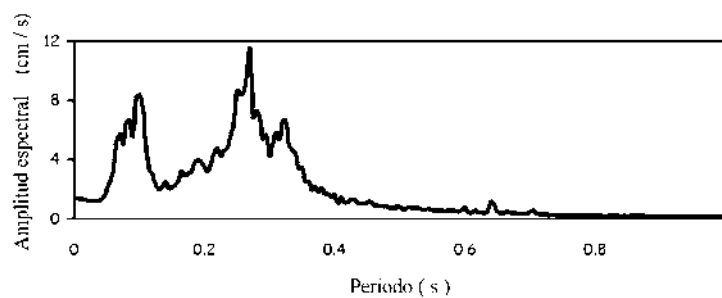


Fig. 11. Espectro de Fourier promedio obtenido en la dirección transversal, en el extremo de la losa de azotea del edificio reforzado.

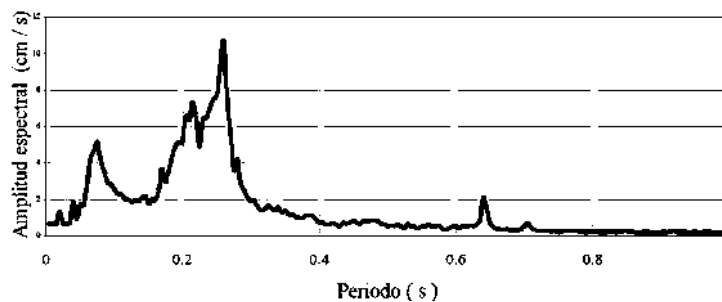


Fig. 12. Espectro de Fourier promedio obtenido en la dirección longitudinal del edificio no reforzado.

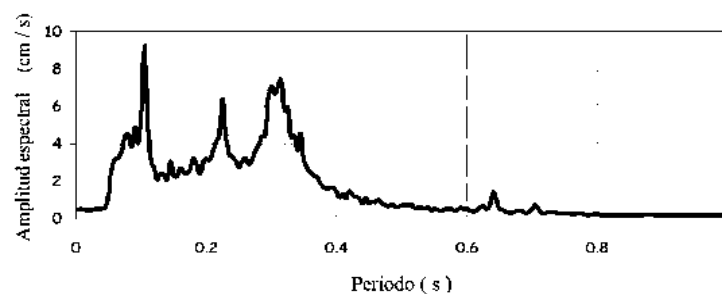


Fig. 13. Espectro de Fourier promedio obtenido en la dirección transversal del edificio no reforzado.

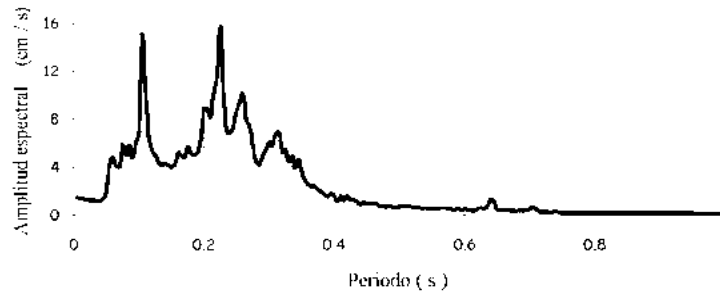


Fig. 14. Espectro de Fourier promedio obtenido en la dirección transversal, en el extremo de la losa de azotea del edificio no reforzado.

En las siguientes tablas se muestran los periodos naturales de vibración de los dos edificios.

Tabla 3. Periodos naturales de vibración del edificio reforzado.

MODO	PERIODO (Seg)	TIPO
1	0.32	Flexión en dirección transversal
2	0.27	Flexo-Torsión
3	0.10	Flexión en dirección transversal
4	0.07	Flexión en dirección longitudinal

Tabla 4. Periodos naturales de vibración del edificio no reforzado.

MODO	PERIODO (Seg)	TIPO
1	0.32	Flexión en dirección transversal
2	0.26	Flexión en dirección longitudinal
3	0.23	Torsión
4	0.10	Flexión en dirección transversal

De los resultados obtenidos se puede observar que para el edificio reforzado el periodo fundamental es de 0.32 s y se asocia al movimiento en la dirección transversal, el segundo periodo natural de vibrar es de 0.27 s, el tercero es de 0.10 s y el cuarto periodo natural es de 0.07 s.

Del edificio sin reforzar se puede observar que el periodo fundamental es de 0.32 s, asociado al movimiento transversal del edificio, el segundo periodo es de 0.26 s, el tercero es de 0.23 s y el cuarto periodo es de 0.10 s.

De acuerdo a la información anterior, se puede observar que no existe diferencia fundamental entre los periodos de vibración del edificio reforzado con el no reforzado.

En los edificios estudiados puede observarse que el proceso de refuerzo no afecto los periodos naturales de vibración del edificio reforzado, ya que son prácticamente iguales a los del edificio sin reforzar, esto implica que no hubo un incremento de rigidez en el edificio reforzado, sin embargo es claro que si se logró un incremento en la resistencia al ser reforzado, el hecho de que no exista diferencia en los periodos naturales de vibrar de un edificio y otro se explica dado que no hubo un cambio en el sistema estructural, ya que de muros de carga pasaron a ser muros de carga reforzados.

2.3. Simulaciones numéricas

Para poder determinar los periodos de vibrar de una estructura son utilizadas comúnmente ecuaciones simplificadas (Chopra y Goel, 2000) o en el mejor de los casos se elaboran modelos numéricos en los cuales se consideran ciertas hipótesis en algunos aspectos estructurales. A pesar de ello, existen algunas incertidumbres del comportamiento real ante excitaciones dinámicas, entre los cuales sobresalen los efectos de torsión, los efectos de interacción suelo-estructura, la flexibilidad del diafragma de piso, la participación de los elementos no estructurales y la efectividad de las juntas constructivas. El hacer consideraciones erróneas sobre estos aspectos estructurales nos puede originar estimaciones que son poco confiables de los periodos de vibración y de amortiguamientos naturales de las edificaciones, los cuales son parámetros importantes que gobiernan la respuesta dinámica de las mismas (Murià y González, 1995).

Para poder estimar los periodos de vibración de las estructuras existen dos técnicas de identificación que pueden ser utilizadas, estas técnicas son: técnicas paramétricas en las cuales se establece un modelo numérico simplificado y se estiman los valores de los parámetros estructurales necesarios para así producir una buena correlación entre la respuesta medida y la respuesta calculada, y técnicas no paramétricas las cuales consisten en la determinación de las características del sistema estructural con base en análisis espectrales convencionales de pruebas de vibración ambiental.

Técnicas paramétricas

En el intervalo del comportamiento elástico lineal, las deformaciones de los muros ante cierto caso de cargas en su plano, deben de calcularse con las teorías y los métodos de elasticidad. Para ello, es necesario considerar las propiedades elásticas del material, la magnitud y distribución de las cargas, la geometría que tiene el muro y la forma en la que se encuentra apoyado. En la actualidad existen diferentes soluciones las cuales dependen del nivel de complejidad de la geometría o las condiciones de frontera.

El método de la columna ancha (MCA), es uno de los métodos más utilizados para el análisis de estructuras a base de muros. Este método consiste en concentrar las propiedades de los muros o segmentos de los mismos en columnas ficticias las cuales se ubican en el centro de los mismos (eje), las cuales tendrán las características geométricas del muro al cual representan (figura 15.a). Una de las ventajas del MCA es que este tipo de sistemas se idealizan como estructuras esqueléticas, lo mismo que los pórticos (Bazan y Meli, 1992; Flores y Alcocer, 2001).

Otro método que existe es el método del elemento finito (MEF), es una de las herramientas más poderosas para el análisis de estructuras complejas, como algunos muros de composición y geometría complicada (Bazán E. y Meli R., 2004). El MEF es un método numérico que está destinado a resolver, mediante ecuaciones matriciales, las ecuaciones diferenciales planteadas en sistemas discretos (estructuras) o continuos (campos). En programas de computadora se toma la geometría planteada y pasa a ser un modelo con cierta cantidad definida de elementos como se muestra en la figura 15.b.

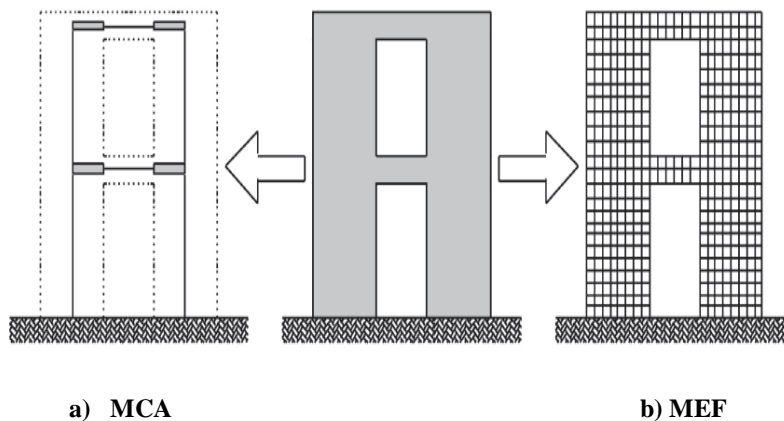


Fig. 15. Aplicación de métodos numéricos.

Técnicas no paramétricas.

En la actualidad existen tres tipos de pruebas experimentales para poder determinar las características dinámicas de las estructuras en escala real. Una de estas pruebas está basada en vibraciones del tránsito de vehículos, del empuje del viento y del uso de la estructura, a esta prueba se le conoce como pruebas de vibración ambiental (PVA).

Otro de los métodos existentes es el de las pruebas de vibración forzada (PVF), la cual consiste en excitar la estructura por medio de vibraciones constantes con uno o más motores de vibración el cual tienen un control de velocidad preciso. El tercer método que existe se llama pruebas con registros sísmicos (PRS), el cual consiste en registrar por medio de acelerógrafos los movimientos que son provocados por los eventos sísmicos.

La principal diferencia que existe de este tipo de pruebas es la amplitud del movimiento utilizada para la determinación de las características dinámicas de la estructura. En las PRS se tiene la ventaja de poder estudiar el comportamiento dinámico de la estructuras cuando estas están sometidas a amplitudes de excitación mucho mayores a las que se presentan con ruido ambiental (Murià y González, 1995).

Debido a las características que tiene cada uno de los equipos, el número de instrumentos utilizados y el tiempo que es requerido para hacer este tipo de pruebas, la inversión económica en cada una de ellas difiere notablemente. Para realizar las PVF se requiere más recursos económicos que los que se necesitan para las PVA (Trifunac, 1972). Las PRS pueden ser las más elevadas en lo que a costo se refiere ya que se desconoce la fecha de ocurrencia de un evento sísmico y podría ser necesario colocar instrumentos por un tiempo prolongado.

En las PVA, por medio de acelerómetros de alta resolución, se registran las vibraciones producidas en las estructuras debido a las condiciones ambientales, por lo que hace a esté un método simple y rápido en la obtención de datos, con la ventaja de que no interfiere con las actividades normales que se llevan a cabo en los inmuebles. Las señales que son registradas por los acelerómetros son transmitidas a unos acondicionadores donde se amplifican y se filtran con la finalidad de obtener registros claros y adecuados. El emplear diferentes arreglos de acelerómetros que se localicen en puntos seleccionados es posible determinar las principales propiedades dinámicas de una estructura, por ejemplo, sus periodos de vibración.

3. EDIFICIOS ESTUDIADOS

La república mexicana se encuentra dividida en 4 zonas sísmicas (A, B, C y D), esta división se realizó con la finalidad de tener un diseño antisísmico (Manual de Obras Civiles, CFE, 1993), Fig. 3.1. Para la realización de esta división se utilizaron los catálogos de sismos de la república mexicana desde inicios de siglo, en estos existen registros históricos de grandes sismos y también los registros de la aceleración del suelo de alguno de los grandes temblores que ocurrieron en este siglo. En estas zonas se refleja que tan frecuentes son los sismos en cada una de las diferentes regiones y la máxima aceleración del suelo esperada durante un siglo. La zona A es una zona en la cual no se tienen registros históricos de sismos, en la cual no se han reportado sismos en los últimos 80 años y en la cual no se esperan aceleraciones del suelo mayores al 10% de la aceleración de gravedad a causa de temblores. La zona B y C son zonas intermedias, en las cuales se registran sismos de una forma no tan frecuente o son zonas afectadas por altas aceleraciones pero que no sobrepasan el 70% de la aceleración de la gravedad. La zona D es una zona en la cual se han reportado grandes sismos históricos, en la cual la ocurrencia de sismos es muy frecuente y la aceleración del suelo puede sobrepasar el 70% de la aceleración de gravedad.

A continuación se muestra la regionalización sísmica de México..

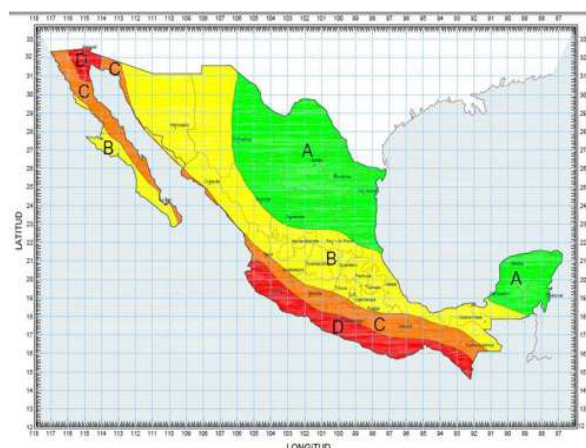


Fig. 16. Regiones Sísmicas en México.

Según esta regionalización sísmica, se ve que Michoacán está dentro de las zonas B, C y D, el predio donde están ubicados los edificios en estudio se encuentra dentro de la zona C. Para el análisis estático de las construcciones clasificadas según su destino, en el grupo B, se emplearán los valores de c que se muestran a continuación en la tabla con los valores de las ordenadas espectrales para construcciones del grupo B en las diferentes zonas sísmicas y en los diferentes tipos de suelo.

Tabla 5. Espectros para diseño sísmico, para estructuras del grupo B para distintas zonas sísmicas.

ZONA SÍSMICA	TIPO DEERRENO	a_0	T_1	T_2	r
B	I	0.08	0.30	0.80	1/2
	II	0.08	0.50	2.00	2/3
	III	0.08	0.80	3.30	1
C	I	0.12	0.25	0.67	1/2
	II	0.12	0.45	1.80	2/3
	III	0.12	0.60	2.90	1
D	I	0.24	0.15	0.55	1/2
	II	0.24	0.30	1.40	2/3
	III	0.24	0.45	2.70	1

Donde a_0 es la ordenada de los espectros de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad para $T = 0$.

T_a y T_b son los periodos característicos que delimitan la meseta de los espectros de diseño sísmico.

r es el exponente en las expresiones de los espectros de diseño que definen su parte curva.

Como la estructura de los edificios aparentemente cumple con las condiciones de regularidad es posible aplicar el método simplificado por lo cual se muestra a continuación una tabla con los coeficientes sísmicos aplicando el método simplificado para estructuras del grupo B.

Tabla 6. Coeficientes de diseño sísmico, para estructuras del grupo B para distintas zonas sísmicas, aplicando el método simplificado.

ZONA SISMICA	TIPO DE TERRENO	Muros de piezas macizas			Muros de piezas huecas		
		Altura de la construcción			Altura de la construcción		
		Menor de 4 m	Entre 4 y 7 m	Entre 7 y 13 m	Menor de 4 m	Entre 4 y 7 m	Entre 7 y 13 m
B	I	0.06	0.08	0.08	0.08	0.11	0.11
	II	0.07	0.09	0.10	0.08	0.12	0.13
	III	0.08	0.09	0.11	0.09	0.12	0.14
C	I	0.11	0.12	0.12	0.16	0.16	0.16
	II	0.11	0.14	0.15	0.16	0.18	0.20
	III	0.13	0.15	0.18	0.16	0.19	0.24
D	I	0.24	0.24	0.24	0.32	0.32	0.32
	II	0.24	0.28	0.28	0.32	0.37	0.37
	III	0.24	0.30	0.32	0.32	0.40	0.43

En las zonas C y D deben considerarse componentes verticales de 0.50 y 0.75 veces la componente horizontal, respectivamente. Para construcciones del grupo A, los coeficientes se multiplican por 1.5.

3.1. Descripción de los edificios

Para realizar el estudio se eligieron 4 edificios de mampostería con muros a base de tabimax 12x12x24 y 2 edificios de bloque de concreto hueco 12x20x40, los 6 edificios son de 4 niveles, los cuales están ubicados en el municipio de Tarímbaro en el Estado de Michoacán aproximadamente a 10 min de la ciudad de Morelia. La estructura es similar en cada uno de los 6 edificios ya que cuentan con el mismo proyecto arquitectónico, son edificios multifamiliares realizados en serie.

A continuación se muestra la ubicación de los edificios en estudio, los cuales tienen como latitud $19^{\circ} 47' 29.23''$ y una longitud $-101^{\circ} 08' 48.64''$, estos datos se obtuvieron de un GPS.



Fig. 17. Ubicación de los edificios en estudio (www.googlemaps.com).



Fig. 18. Ubicación de los edificios en planta. (www.googlemaps.com)

Los seis edificios, con muros de tabimax y bloque de concreto están desplantados sobre una losa de cimentación de concreto reforzado de 15 cm de espesor desplantada sobre un terraplén de material de banco debidamente compactado, se utilizó acero con un límite de fluencia de 4200 kg/cm^2 y también acero de alta resistencia con límite de fluencia de 5000 kg/cm^2 .

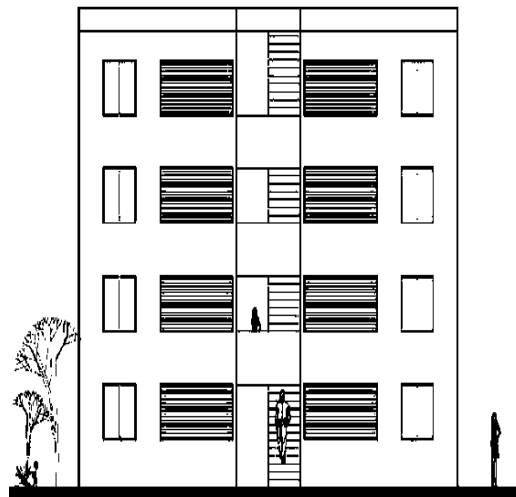
Para las columnas y la cimentación se utilizó concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, en losas y traveses un $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$, y en los castillos y dalas un $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$, con un tamaño máximo de agregado de 2 cm ($3/4''$). Los recubrimientos especificados para la cimentación y traveses son de 2 cm y en las losas de entrepiso y azotea de 1.50 cm.

En la siguiente tabla se muestran las características de los diferentes elementos estructurales que tienen los edificios.

Tabla 7. Elementos estructurales.

TIPO DE ELEMENTO	MEDIDAS
Castillos.	12 x 12 cm
Columnas.	12 x 40 cm
Trabe de fachada principal.	15 x 50 cm
Trabe perimetral para domo.	15 x 40 cm
Cerramiento tipo.	15 x 25 cm
Cerramiento ahogado.	15 x 17 cm

Las dimensiones del edificio en planta son de 12.40 m por 14.25 m, con una altura de entrepiso de 2.40 m, con un espesor de losa de vigueta y bovedilla de 0.20 m. En la figura 19 se muestra la fachada de los edificios mencionados y en la figura 20 se muestra las plantas tipo de los mismos. En la azotea se encuentran 16 tinacos de 600 lts de capacidad cada uno, los cuales están ubicados en cada uno de los edificios, cabe mencionar que para el estudio no se tomaron en cuenta los tinacos ya que cuando se realizaron las mediciones no estaban instalados.

**Fig. 19. Fachada principal de los edificios.**

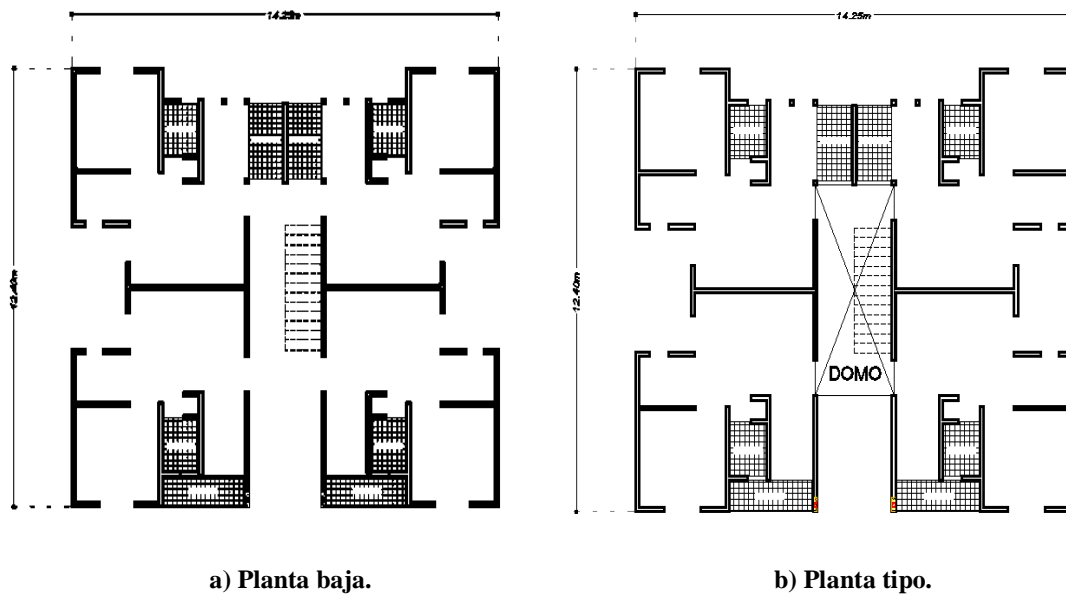


Fig. 20. Vista en planta de los edificios.

Para las columnas y la cimentación se utilizó concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, en losas y trabes un $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$, y en los castillos y dalas un $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$, con un tamaño máximo de agregado de 2 cm (3/4") en losas y trabes. Se pusieron recubrimientos en la cimentación y en trabes de 2.5 cm, en las losas y castillos de 2.00 cm.

En la siguiente tabla se muestran las características de los diferentes elementos estructurales que tienen los edificios.

Tabla 8. Elementos estructurales.

TIPO DE ELEMENTO	MEDIDAS
Castillos.	10 x 10 cm
	12 x 12 cm
	12 x 20 cm
	12 x 40 cm
	10 x 30 cm
	15 x 15 cm
Trabes.	15 x 30 cm
	15 x 35 cm
	12 x 30 cm
	10 x 30 cm
	12 x 20 cm
Viguetas.	10 x 20 cm
	12 x 16 cm
	12 x 14 cm

Las dimensiones de los edificios de bloque de concreto hueco son similares a los de tabimax, en planta son de 12.40 m por 14.25 m, con una altura de entrepiso de 2.40 m, con un espesor de losa de 0.20 m.

3.2. Modelos numéricos de los edificios

Los modelos numéricos de los edificios se realizaron con el programa de análisis estructural SAP2000 Versión 15 (Computer and Structures, 2011) y se utilizaron elementos finitos (MEF). Los muros y las losas se modelaron con elementos finitos continuos “Shell”, las losas están apoyadas sobre viguetas longitudinales y transversales. Para la modelación de las columnas y castillos se utilizaron elementos “Frame”.

En la siguiente figura se muestra el modelado de los edificios hechos a base de muros con tabimax y a base de bloque de concreto hueco.

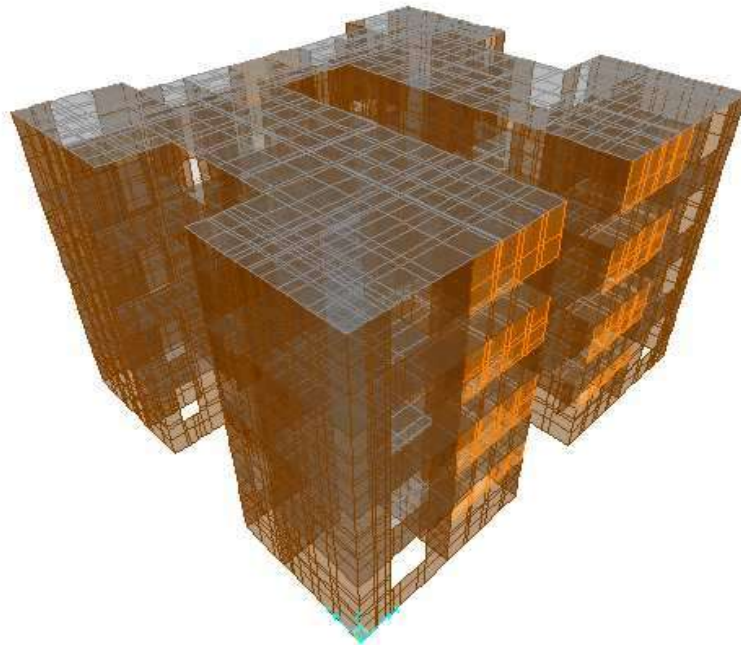


Fig.21. Vista de los edificios en 3-D.

3.3. Calibración de los modelos numéricos

Para la calibración de los modelos, fue necesario variar el módulo de elasticidad de la mampostería, se partió del módulo de elasticidad calculado para cargas sostenidas como lo marcan las NTC-M, (2004).

El módulo de elasticidad con el que se inicio la calibración de los modelos numéricos fue de $E_m = 350 f_m *$, correspondiente a un $E_m = 21000 \text{ kg/cm}^2$ y a partir de este valor se empezó con la variación hasta llegar al módulo que nos dió el periodo fundamental que tenemos con el estudio experimental.

Donde $f_m *$ es la resistencia de diseño a compresión de la mampostería, obtenida a partir de la resistencia de la pieza, dato proporcionado por el fabricante de la pieza, para el caso del tabimax es de 60 kg/cm^2 , según se muestra en la ficha técnica, de la pieza utilizada (figura 22).

		Tabimax 11.5 TAB1124REST NOVACERAMIC S.A. DE C.V. Emilio Sanchez Piedras N° 100, Cd. Industrial Xicohtencatl, Tetla, 90434 Tlaxcala México		Elaboración: 07-may-12 Revisión: 07-may-12 N° Revisión: 1 Elaboró: JAVA Revisó: ASC	
Ladrillo Tabimax 11.5 Repellables				Elaborado y Aprobado por:  NOVACERAMIC S.A. DE C.V.	
PROPIEDADES MECÁNICAS	Resistencia Promedio a la Compresión Simple	f_p	NMX-C-404-ONNCCCE	200.00	kg/cm^2
				19.65	Mpa
	Resistencia de Diseño a la Compresión Simple	f'_p	NMX-C-404-ONNCCCE	133.33	kg/cm^2
				13.10	Mpa
	Resistencia a Compresión de la Mampostería	f'_m	NMX-C-464-ONNCCCE	60.00	kg/cm^2
	Resistencia a Compresión Diagonal de Muretas	V'_m		6.50	kg/cm^2
	Módulo de Elasticidad de la Mampostería	E_m	NMX-C-464-ONNCCCE	37194.00	kg/cm^2
	Módulo de Rigidez a Cortante de la Mampostería	G_m		13458.00	kg/cm^2
% De Absorción con Respecto al Peso	-	NMX-C-404-ONNCCCE	16-18	%	

Fig. 22. Ficha técnica tabimax 11.5 (f'_m de 60 kg/cm^2).

De la misma forma se obtuvo f_p^* para los bloques de concreto (100 kg/cm^2), a partir del cual se obtiene el f_m^* de la siguiente tabla y su valor es de 50 kg/cm^2 ya que se utilizó mortero tipo I..

Tabla 9. Resistencia de diseño a la compresión de la mampostería, f_m^* , sobre área bruta.

f_p^* kg/cm^2	f_m^* , (kg/cm^2)		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
100	50	45	40
150	75	60	60
> 200	100	90	80

Los valores del módulo de elasticidad de la mampostería se obtuvieron de acuerdo a las NTC-M, 2004. El módulo de elasticidad para el concreto utilizado se determinó con la expresión que aparece en las normas NTC-M, (2004): $E = 14000\sqrt{f'_c}$.

Para un concreto con un $f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$ le corresponde un módulo de 17146.43 kg/cm^2 , para un concreto con un $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ el módulo es de 19798.99 kg/cm^2 y por último para un concreto con un $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ su módulo es de 22135.94 kg/cm^2 .

Con la ayuda del programa SAP2000 Versión 15 se realizó un análisis dinámico modal, el cual nos permitió determinar las formas modales de la estructura, así como los periodos de las estructuras.

A continuación se muestran las imágenes de uno de los modelos calibrados con muros de tabimax, en las cuales se aprecian los periodos fundamentales del edificio 3.

En la figura 23 se muestra el primer modo de vibrar del edificio 3, el cual corresponde al sentido longitudinal de la estructura y tiene un periodo fundamental de $T_1 = 0.2056$ s.

De la misma manera se presenta en la figura 24 y 25 el segundo y tercer modo de vibrar de la estructura, que corresponden al sentido transversal y torsional, los cuales tienen periodos fundamentales de $T_2 = 0.1944$ s y $T_3 = 0.1685$ s, respectivamente.

Para el edificio de bloque de concreto hueco (edificio1) su comportamiento es similar a los de tabimax, teniendo como periodos fundamentales los siguientes: $T_1 = 0.2127$ s (longitudinal) y $T_2 = 0.1984$ s (transversal) y $T_3 = 0.1840$ s (torsional), respectivamente.

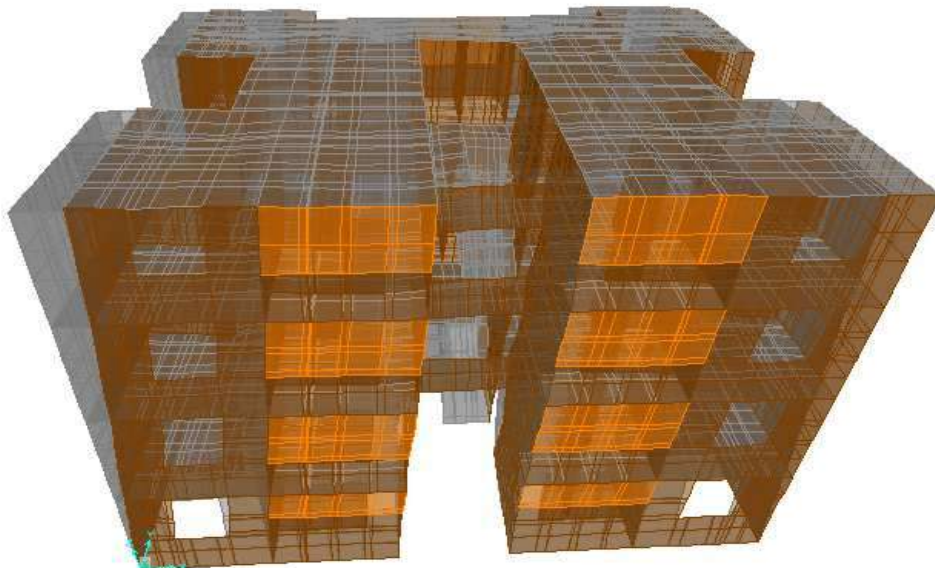


Fig. 23. Primer modo de vibrar, en el sentido longitudinal $T_1 = 0.2056$ s.

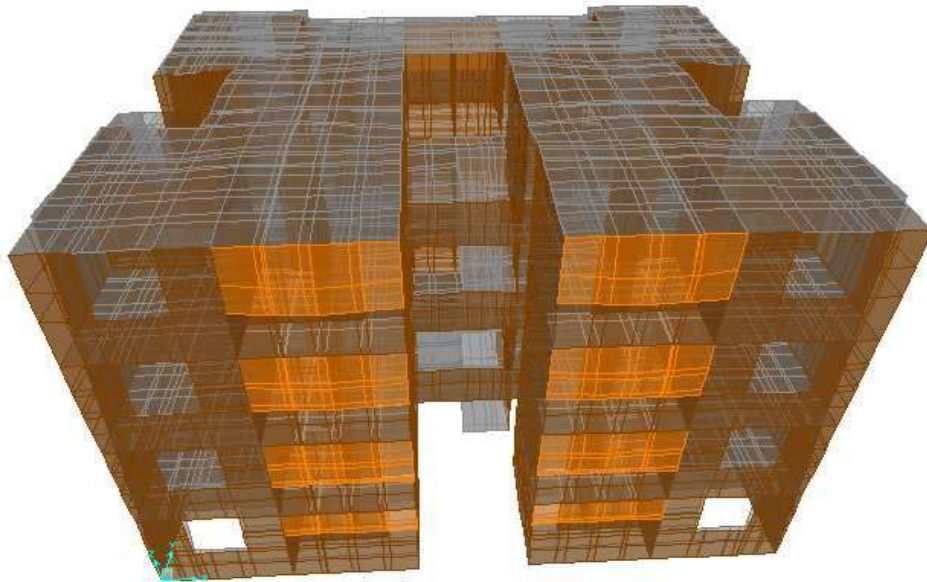


Fig. 24. Segundo modo de vibrar, en el sentido transversal. $T_2 = 0.1944$ s.

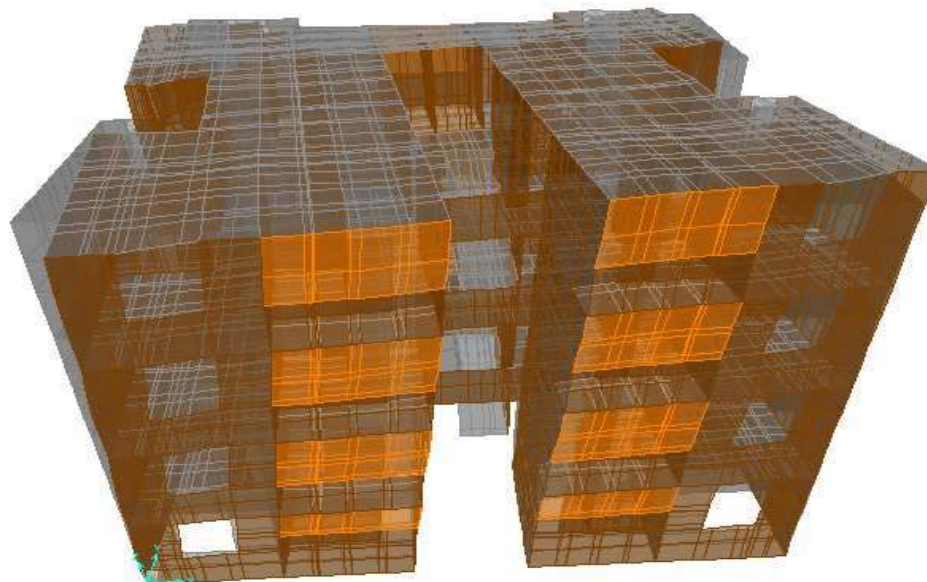


Fig. 25. Tercer modo de vibrar, torsional. $T_3 = 0.1685$ s.

A continuación se muestra la tabla 10 con los periodos correspondientes al primer y segundo modo de vibrar de los 6 edificios (dirección longitudinal y transversal, respectivamente), así como sus módulos de elasticidad.

Tabla 10. Periodos fundamentales y módulos de elasticidad.

EDIFICIO	PERIODOS Seg		E (kg/cm ²)
	T ₁	T ₂	
1	0.2127	0.1985	29375
2	0.2098	0.1958	30600
3	0.2056	0.1944	34600
4	0.2067	0.1955	34080
5	0.2120	0.2004	31795
6	0.2057	0.1946	34520

Como se puede apreciar en la tabla anterior, el módulo de elasticidad tiene una variación aproximadamente del 8 % en los edificios construidos con tabimax (edificios 3 a 6) a pesar de que son del mismo material, esto debido a algunos factores como lo son, la calidad del material y la mano de obra durante el proceso constructivo. En los edificios construidos con bloque de concreto hueco (1 y 2) se puede apreciar que la variación del módulo de elasticidad es del 4 %.

Los módulos de elasticidad obtenidos en la calibración de los modelos disminuyen aproximadamente un 36 % (bloque de concreto hueco) y en un 13 % (tabimax) con respecto al módulo de elasticidad para cargas de corta duración establecidos en las NTC-M, (2004), por lo anterior sería recomendable hacer una revisión del módulo de elasticidad para cargas de corta duración en piezas de bloques de concreto establecidos por las NTC-M, (2004) ya que la diferencia que existe entre los módulos de elasticidad es del 36 % lo cual ya es una diferencia considerable.

4. MEDICIONES DE LOS EDIFICIOS

La instrumentación de los edificios constituye una herramienta aceptable para determinar sus características dinámicas. Para ello existen las pruebas de vibración forzada y vibración ambiental entre otras. El uso de la vibración ambiental tiene como ventaja de ser eficiente, rápida y económica (Nigbor et al, 1992; Kadakal y Yüzügüllü, 1996) en comparación de otras fuentes de excitación.

Los principales objetivos del análisis de la respuesta dinámica de edificios empleando la vibración ambiental pueden ser muy variados, por ejemplo:

- Control de calidad de una obra. Mediciones en edificios recién construidos para así poder comparar los resultados con los valores teóricos utilizados en el diseño, con la finalidad de así poder determinar si han habido modificaciones de gran importancia entre el diseño y la construcción, además estos resultados nos permiten tener un punto de comparación para mediciones en el futuro.
- Control de daño causado por un sismo. Medición de edificios después de un evento sísmico. Esto con la finalidad de determinar si existen daños estructurales importantes los cuales sean necesarios reparar.
- Verificación de reparaciones o modificaciones. Medición en edificios que hayan sido reparados después de haber sufrido daños estructurales, con la finalidad de verificar si han restituido las características estructurales originales.
- Control de una estructura durante su vida útil. Medición periódica para así determinar si ha habido algún deterioro estructural importante después de un evento sísmico de menor intensidad, asentamientos del subsuelo, por el envejecimiento de los materiales, reparaciones, modificaciones estructurales realizadas por los propietarios.

Este método permite disponer de una gran cantidad de datos para su procesado estadístico, con todo ello, son desventajas del método las pequeñas amplitudes de la señal y la complejidad de los mecanismos de entrada del ruido en la estructura que se produce de

forma combinada movimientos del terreno y del viento (Naito e Ishibashi, 1996) y con la actividad desarrollada en el interior del edificio.

Se han realizado mediciones de vibración ambiental en diferentes tipos de estructuras (Nigbor et al, 1992) como monumentos históricos, puentes y edificios de oficinas.

Para poder hacer un análisis de la fiabilidad de los resultados obtenidos en las pruebas de vibración ambiental, Midorikawa (1990) utilizó los datos obtenidos por otros investigadores y comparo los periodos obtenidos con vibración ambiental y los obtenidos con vibración forzada. En la figura 26 se puede ver que la diferencia entre los periodos de una y otra prueba es muy pequeña.

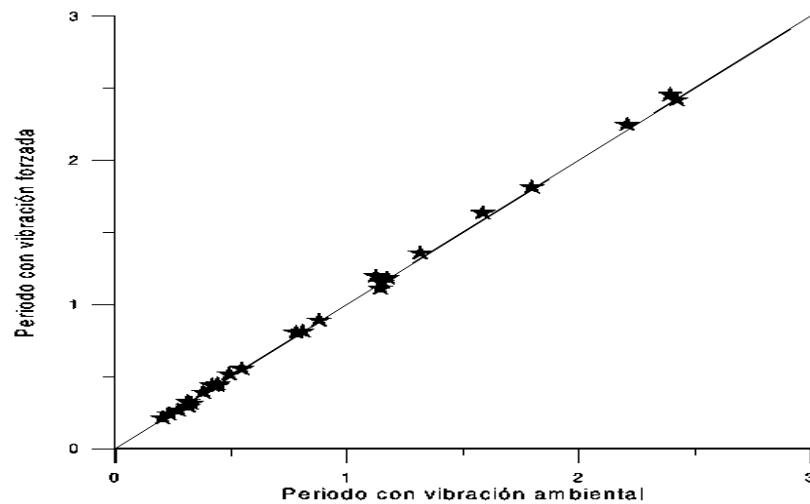


Fig. 26. Comparación del periodo (en segundos) obtenido con vibración forzada y con vibración ambiental (Midorikawa, 1990).

4.1. Técnicas de análisis de señales

Existen diferentes técnicas para el análisis espectral, las cuales se describen brevemente a continuación.

Método Espectral.

El método espectral fue introducido por Borchardt (1970) y se utiliza para el análisis de registros de vibración ambiental y también de eventos sísmicos. El método está basado en la compensación de los efectos de fuente y trayecto utilizando registros de vibraciones en dos estaciones, de las cuales una debe de cumplir con las características de estación de referencia; por lo que esta estación debe estar instalada en roca y la estación de interés en el suelo blando. Suponiendo, que los dos tienen efectos similares de fuente y de trayecto, y para el sitio de referencia hay una respuesta de sitio despreciable después de realizar la razón espectral de las componentes horizontales tanto de la estación de interés como de la de referencia, siendo el resultado el efecto de sitio.

Método de Análisis de Autocorrelación Espacial.

Este método fue propuesto por Aki (1957) y está basado en la obtención de registros de vibraciones a partir de arreglos instrumentales de tipo circular o semicircular con la finalidad de obtener una función de correlación promedio acimutal y por tanto, obtener una estimación de la velocidad de fase, esto sin importar la dirección de la propagación de las ondas. Aki (1957), analizó las vibraciones ambientales estadísticamente en el espacio y en el tiempo como ondas estocásticas estacionarias y las considero como ondas de superficie dispersas. El principio sobre el cual se basa este método es en el que la función de correlación de registros de ruido entre estaciones equidistantes promediadas espacialmente (r), tienen la forma de una función Bessel (J_0) de orden cero de primera clase, solo para el caso de la componente vertical expresado de la forma siguiente

$$\rho(r, f) = J_0\left(\frac{2\pi f}{c(f)^2}r\right)$$

Con los registros experimentales se calcula el coeficiente de correlación $p(r, f)$ en donde r es la distancia y f la frecuencia, del cual se obtienen las curvas de dispersión $c(f)$. De la inversión de las curvas de dispersión, es posible obtener una estimación del modelo de velocidad de las capas superficiales.

Método de Análisis Espectral F – K.

Este método dá por hecho que los registros son espacialmente estacionarios, lo cual es razonable dado que las fuentes generadoras se encuentran alejadas del arreglo a una distancia considerablemente mayor que la distancia que existe entre arreglos y la localización del arreglo es “no dispersivo” para la propagación de las ondas. Este método da información respecto a la velocidad de fase y al azimut de la fuente dando buenos resultados en su aplicación para la determinación de las velocidades de fase comparables con los modelos de velocidad obtenidos a partir de perforaciones de pozos. La limitación de este método con respecto al SPAC, es que se requiere de un número mayor de estaciones para así establecer los arreglos.

Método Espectral de Nakamura.

Este método fue propuesto por Nakamura (1989) y está basado en relacionar los espectros de Fourier de las componentes horizontales y verticales (H/V) del registro de las vibraciones ambientales registradas en la superficie. Este es uno de los métodos que más se utilizan para el análisis de vibración ambiental, esto debido al bajo costo y a la simplicidad en la captura de datos con un sensor de tres componentes. El método espectral de Nakamura permite conocer la frecuencia fundamental y en algunos casos la amplificación relativa.

Este método plantea que el efecto de la fuente podría ser minimizada al normalizar el espectro de amplitud horizontal en términos del espectro de amplitud vertical. Esto asumiendo que las ondas S dominan los microtemores, Nakamura señala que la relación entre las componentes horizontales entre las verticales en un sitio iguala la función de transferencia de la onda S entre la superficie y la base de la capa sedimentaria. Esto quiere decir que el pico de frecuencia de la relación H/V corresponde el periodo natural de sitio.

Nakamura (2000) mantiene su idea original en la cual la relación entre las componentes H/V en el rango de la frecuencia pico no se ve afectada por el modo fundamental de las ondas Rayleigh. Nakamura explica este pico como un resultado directo de la múltiple refracción de las ondas SH.

El método propuesto por Nakamura (1989) se basó en las siguientes suposiciones:

- Los microtemores están compuestos por diferentes tipos de ondas, en especial de ondas Rayleigh, que se propagan en una capa blanda de sedimentos que yace sobre un medio rocoso. El efecto de estas ondas es igual tanto para las componentes verticales como para las horizontales en superficie.
- La amplificación del efecto de sitio es debido a la presencia de una capa que se ubica por encima de un espacio finito, donde la excitación está dada por un plano armónico de ondas S.
- Supone que las fuentes profundas son despreciadas y por lo tanto, el movimiento es debido a fuentes locales, las cuales no afectan el movimiento de los microtemores en la base de la capa de sedimentos.

El método de Nakamura se enfoca en la eliminación del efecto de las ondas Rayleigh para poder describir la función de transferencia en función de las ondas corporales, específicamente las ondas S.

En una forma simplificada el modelo inicial cuenta con la presencia de un suelo blando sobre un basamento duro, entre los cuales existe una diferencia que es significativa entre las principales características mecánicas de los materiales como lo son la densidad y la velocidad de corte V_s .

Se tendrán cuatro componentes en el dominio de Fourier involucradas en el movimiento sísmico: el espectro de amplitud de la componente horizontal y vertical en la base de la capa sedimentaria (V_B, H_B) y el espectro de amplitud de la componente horizontal y vertical en la superficie (V_S, H_S), las cuales se representan en la figura 27.

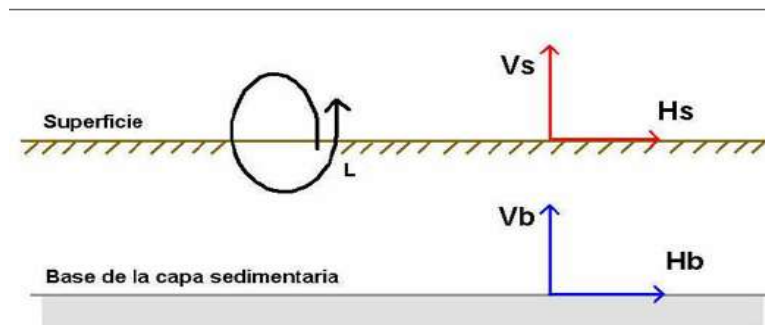


Fig. 27. Esquema del modelo seguido por Nakamura (1989)

Tomando en cuenta que la componente vertical de los microtremores no se amplifica por las capas superficiales, de acuerdo a Nakamura, es posible estimar el efecto de las ondas Rayleigh (A_S), en función de la frecuencia, mediante:

$$A_S(w) = \frac{V_S(w)}{V_B(w)}$$

Donde V_S y V_B son el espectro de amplitud de la componente vertical del movimiento en superficie y en la base de la capa sedimentaria, respectivamente. Comúnmente el efecto de la onda Rayleigh es cercano a cero cuando la relación entre las componentes es aproximadamente igual a la unidad. A medida de que el valor entre la relación aumenta, el efecto de las ondas Rayleigh también aumenta. La propuesta que busca el método de Nakamura es la de eliminar este efecto.

Nakamura define un estimado del efecto de sitio, S_E , dado por:

$$S_E(w) = \frac{H_S(w)}{H_B(w)}$$

Donde H_S y H_B son el espectro de amplitud de la componente horizontal en superficie y en la base de la capa sedimentaria, respectivamente. Como H_S si es afectada por las ondas superficiales y además, las ondas de los microtremores se propagan principalmente como ondas Rayleigh, H_S probablemente se encuentra influido por las mismas. El efecto ocasionado por las ondas Rayleigh debe ser incluido en la componente vertical de los microtremores den superficie mas no en la base de la capa sedimentaria.

Lo que se busca con este método es remover los efectos causados por las ondas superficiales, por lo tanto, el espectro de sitio modificado será el siguiente:

$$S_M(\omega) = \frac{S_E(\omega)}{A_S(\omega)} = \frac{\frac{H_S(\omega)}{V_S(\omega)}}{\frac{H_B(\omega)}{V_B(\omega)}}$$

Examinando datos de microtremores en pozos, la relación H_B/V_B es prácticamente uno para un amplio rango de frecuencias en sitios donde existe un sustrato firme, todo esto de acuerdo con mediciones realizadas por Nakamura en basamento. Esto implica que en la base de la capa sedimentaria, la propagación de las ondas va a ser igual en todas las direcciones.

Para compensar el efecto producido por las ondas Rayleigh, se tiene una estimación del efecto de sitio corregido, el cual está dado por la expresión siguiente:

$$S_M(\omega) = \frac{H_S(\omega)}{V_S(\omega)}$$

Según la relación anterior, la función de transferencia en las capas superficiales es posible estimarla utilizando solamente el movimiento en superficie.

Método de Peak Picking.

Es uno de los métodos más simples para conocer los parámetros modales en las estructuras que se encuentran sometidas a cargas ambientales. El método está basado en que la función de respuesta en frecuencia alcanza valores extremos en torno a las frecuencias naturales. Estas frecuencias se obtienen simplemente observando las gráficas de densidades espectrales. Este método se desarrolla en el dominio de la frecuencia. Los algoritmos en el dominio de la frecuencia son más utilizados debido a la simplicidad y a la velocidad con que se realizan. Las frecuencias naturales se determinan como los picos de la función de densidad espectral, esta función se obtiene al convertirse las medidas de aceleraciones al dominio de la frecuencia mediante la transformada de Fourier discreta (DFT). Es un método muy fácil de utilizar y los errores son relativamente pequeños en las estructuras débilmente amortiguadas y con frecuencias naturales bien separadas.

4.2. Medición con vibración ambiental de los edificios seleccionados

A continuación se describe el proceso de la captura de datos y el arreglo de los sensores utilizados en los edificios estudiados. Para poder realizar las mediciones de vibración ambiental fue necesario una grabadora modelo K2 de Kinometrics de 12 canales, la cual fue acondicionada para registrar 200 muestras por segundo. Se utilizaron 9 sensores de Balance Uniaxial los cuales se colocaron en la estructura y un sensor triaxial el cual se colocó en campo libre. Todos los sensores utilizados se montaron en placas de aluminio de 35x35x2.54 cm, estos sensores van conectados a la consola a través de cables coaxiales blindados para realizar las mediciones, en la siguiente figura se muestra el equipo utilizado para las mediciones de vibración ambiental.

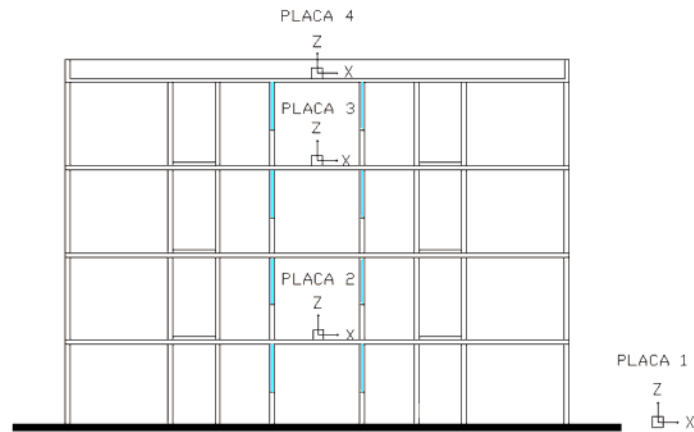


Fig. 28. Equipo utilizado para las mediciones de vibración ambiental.

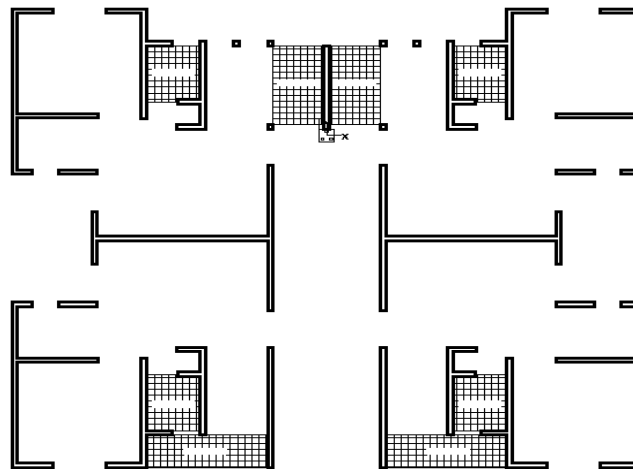
Se realizaron mediciones de vibración ambiental en los 6 edificios estudiados, en los cuales la ubicación de los sensores dentro de los edificios fue la siguiente: se colocaron 3 sensores uniaxiales en el segundo nivel (placa 2, canales del 4 al 6), en el cuarto nivel (placa 3, canales del 7 al 9) y en la azotea (placa 4, canales del 10 al 12).

En la figura 29 se muestra el arreglo de los sensores para dichas mediciones, con ello se registraron simultáneamente cada una de las tres direcciones ortogonales del movimiento, también se colocó un sensor triaxial (placa 1, canales del 1 al 3) en campo libre a una distancia aproximada de 20 m de los edificios. Todos los sensores se colocaron al centro de cada uno de los edificios como se muestra en la figura 29.

Cabe mencionar que los canales 1, 4, 7 y 10 corresponden a la dirección longitudinal (X), los canales 2, 5, 8 y 11 corresponden a la dirección transversal (Y) y los canales 3, 6, 9 y 12 corresponden a la dirección vertical (Z).



a) Elevación.



b) Planta.

Fig. 29. Ubicación de los sensores.

A continuación se presentan los registros de las señales obtenidos en las mediciones de 2 de los edificios, señales de un edificio de muros a base de tabimax y de un edificio de muros de bloque de concreto hueco.

Registros correspondientes a la medición 1 del edificio 3 y medición 2 del edificio 2 canales 4, 5 y 6 respectivamente.

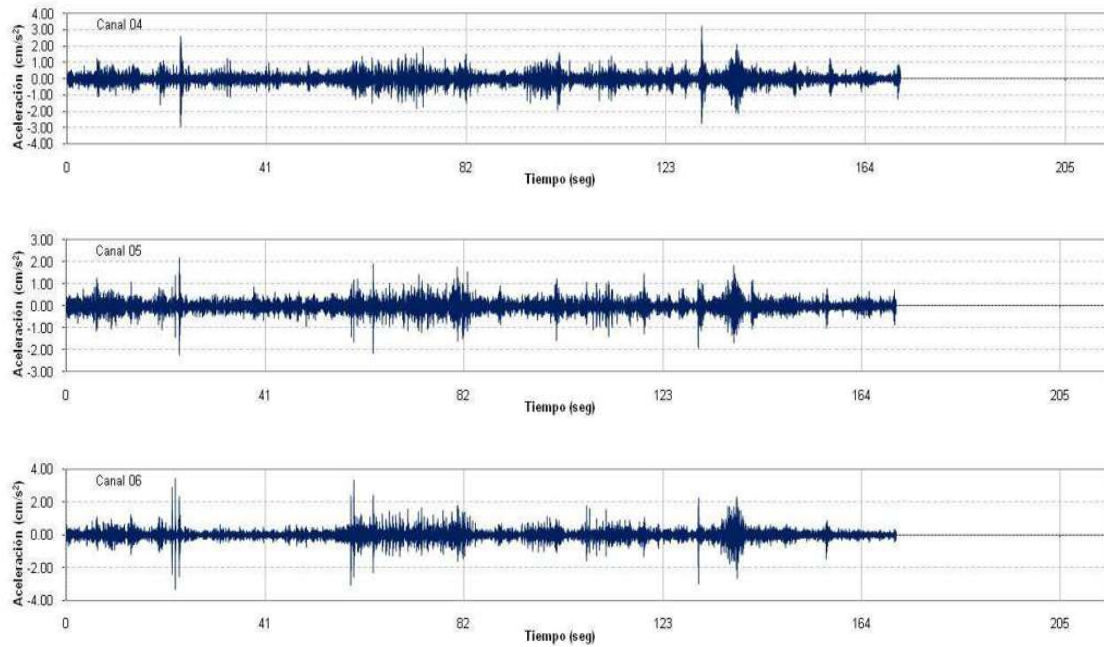


Fig. 30. Registros de las señales del edificio de muros a base de tabimax.

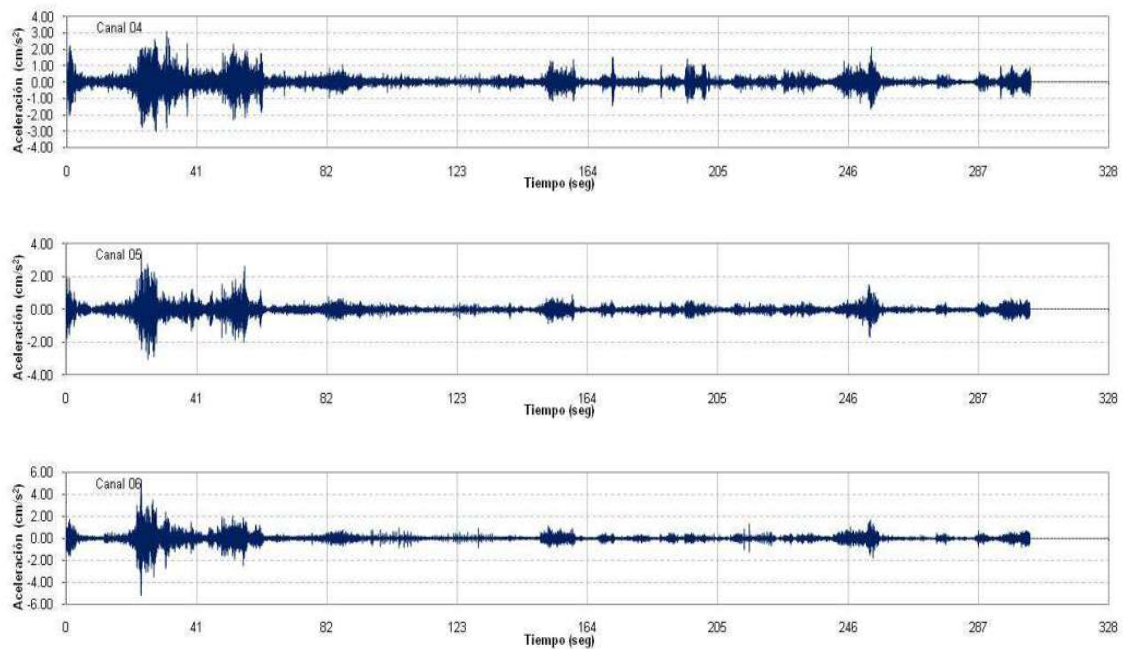


Fig. 31. Registros de las señales del edificio de muros a base de bloques de concreto hueco.

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Para el análisis de las vibraciones ambientales existen diversas técnicas en las cuales sus diferencias están referidas al número de instrumentos requeridos, al tipo de onda registrada, al uso de una u otra componente de registro utilizada para el análisis y al tipo de resultado obtenido con cada método.

Las pruebas realizadas con vibración ambiental sirven para la determinación de las propiedades dinámicas de los edificios, las cuales se obtienen a partir de los espectros de amplitudes de Fourier.

5.1. Análisis de las señales

Se realizaron 3 mediciones por edificio con una duración de 5 minutos (300 segundos) cada una en intervalos de tiempo de 0.005 seg, en total se hicieron 18 mediciones de los 6 edificios. La ubicación de los sensores fue la misma para las 18 mediciones como ya se menciono anteriormente.

Se analizaron 8192 muestras las cuales se obtienen de elevar N^{13} , donde N es un número entero potencia de 2, de lo anterior se obtuvieron intervalos de frecuencias de 0.02441 Hz. Los registros se dividieron en ventanas de 40.96 segundos, esto del resultado de multiplicar 8192 por 0.005 y se dividieron en un total de 7 ventanas, las cuales resultan de la división de los 300 segundos entre 40.96 segundos.

El proceso de las señales se realizó primeramente con la conversión del los archivos registrados en la grabadora pasándolos de formato EVT a ASCII, esto con la ayuda del programa Strong Motion, posteriormente se realizó un programa en MatLab con el cual fue posible leer las señales y a su vez el programa dividió en ventanas en las que se analizó 8192 muestras las cuales nos dan un total de 7 ventanas, estas ventanas se consideraron de manera independiente.

A partir de lo anterior se obtuvo la transformada rápida de Fourier y los espectros de amplitudes de Fourier, los cuales nos sirvieron para poder determinar las frecuencias y periodos fundamentales de vibración de cada uno de los edificios.

A continuación se muestran los espectros de potencia promedio, los cuales se obtuvieron a partir de los espectros de amplitudes, obtenidos de los registros.

En la figuras **32** y **33** se muestran los espectros de potencia promedio de uno de los edificios a base de tabimax (edificio 3), en la figura **32** se muestra la frecuencia fundamental $f_1 = 4.86$ Hz, la cual nos da un periodo fundamental $T_1 = 0.2058$ s, este periodo corresponde a la primera forma modal de la estructura.

En la figura **33** se aprecia que la frecuencia fundamental del edificio $f_2 = 5.08$ Hz y con periodo fundamental $T_2 = 0.1969$ s, corresponde a la segunda forma modal de la estructura.

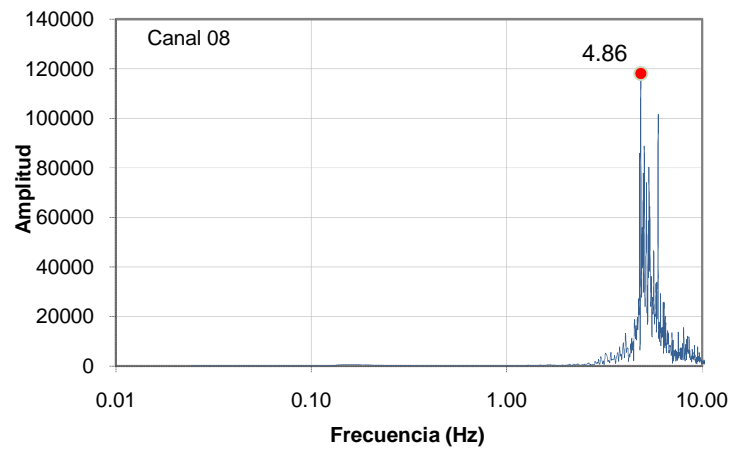


Fig. 32. Espectro de potencia promedio, $f_1 = 4.86$ Hz y $T_1 = 0.206$ s.

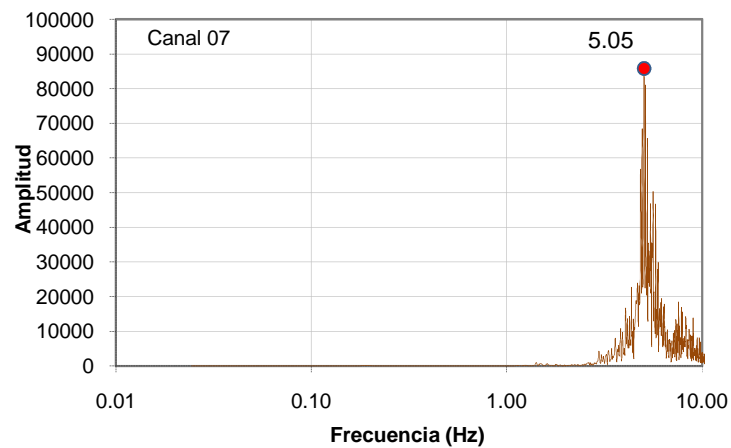


Fig. 33. Espectro de potencia promedio, $f_2 = 5.05$ Hz y $T_2 = 0.198$ s.

En las figuras 34 y 35 se aprecian los espectros de potencia de uno de los edificios de bloque de concreto hueco (edificio 2), en la figura 34 se puede apreciar que la frecuencia fundamental $f_1 = 4.76$ Hz, por lo que se tiene un periodo fundamental $T_1 = 0.2101$ s, estos valores corresponden a la primera forma modal de este tipo de estructura.

En la figura 35 se puede apreciar que la frecuencia del segundo modo $f_2 = 5.05$ Hz y su periodo fundamental $T_2 = 0.1980$ s, los cuales corresponden a la segunda forma modal de la estructura.

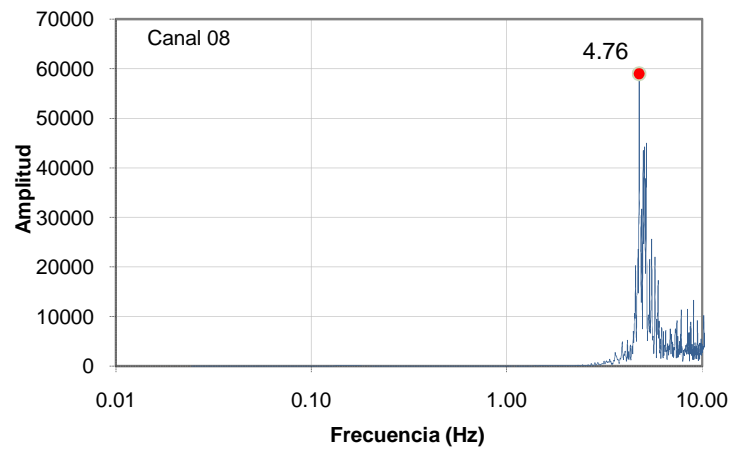


Fig. 34. Espectro de potencia promedio, $f_1 = 4.76$ Hz y $T_1 = 0.2101$ s.

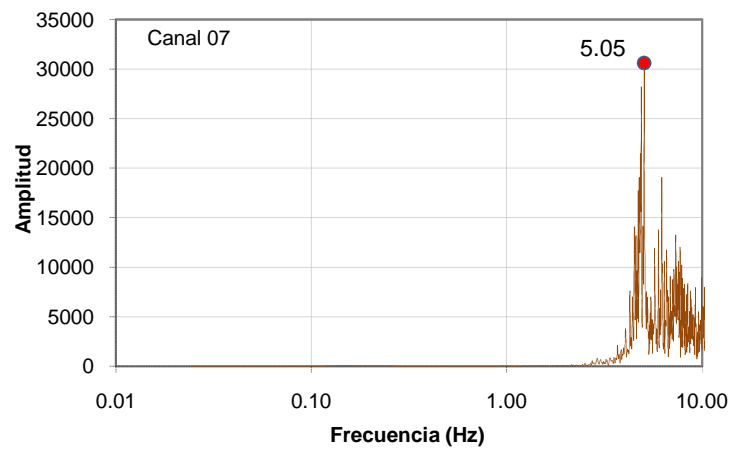


Fig. 35. Espectro de potencia promedio, $f_2 = 5.05$ Hz y $T_2 = 0.1980$ s.

COMENTARIOS FINALES Y PERSPECTIVAS

En este trabajo de tesis se realizaron pruebas de vibración ambiental con el objetivo de determinar los periodos fundamentales de seis edificios de mampostería. Así mismo se generaron los modelos numéricos de cada uno de los edificios con el programa SAP2000 V15, los modelos se calibraron con los resultados de la vibración ambiental.

Para el edificio 2 construido con bloques de concreto hueco, los resultados de las pruebas de vibración ambiental mostraron periodos $T_1 = 0.2101$ s y $T_2 = 0.1980$ s, los cuales se asocian al primer y segundo modo de vibrar. Asimismo, el modelo numérico correspondiente a este edificio arrojó periodos $T_1 = 0.2127$ s y $T_2 = 0.1985$ s, los cuales corresponden a la primera y segunda forma modal de la estructura, respectivamente.

En lo que respecta a los edificios construidos con tabiques multiperforados, por ejemplo para el edificio 3 se obtuvieron de las pruebas de vibración ambiental periodos $T_1 = 0.2058$ s y $T_2 = 0.1969$ s, los cuales corresponden a la primera y segunda forma modal de la estructura, respectivamente. Asimismo, el modelo numérico para este edificio arrojó periodos $T_1 = 0.2056$ s y $T_2 = 0.1944$ s, los cuales corresponden al primer y segundo modo de vibrar, respectivamente. La diferencia entre los resultados experimentales y numéricos es inferior al 1%, por lo que la calibración del modelo numérico es adecuada.

La variación observada en los módulos de elasticidad del 8% y 4% en los edificios de tabimax y bloque de concreto hueco, respectivamente, de un edificio a otro a pesar de estar construidos del mismo material se puede atribuir a que no siempre se tiene el control deseado a la hora de construir y a los diversos factores que se presentan durante la construcción como los son la calidad del material, la mano de obra, etc.

Comparando los módulos de elasticidad utilizados en los modelos numéricos con los módulos de elasticidad de diseño para cargas de corta duración establecidos en las NTC-M (2004), se pueden observar variaciones importantes del orden del 36 % y el 13 % para los edificios de bloque de concreto y de tabimax, respectivamente. Esta observación nos hace

pensar en la necesidad de verificar los valores de los módulos de elasticidad de diseño establecido en las normas.

Con el objeto de corroborar las observaciones anteriores es recomendable realizar más estudios con pruebas de vibración ambiental y numéricas a estructuras de mampostería con distintos materiales, estructuraciones así como diferentes alturas para así tener un panorama más amplio y una mejor comprensión del comportamiento de ese tipo de estructuras.

REFERENCIAS

A. de De Barcia, J. C. Barboza., (2003). “Determinación de períodos predominantes en edificaciones de mediana altura en la ciudad de Mérida.” Departamento de Estructuras, Facultad de Ingeniería, ULA, Mérida 5101, Venezuela.

Aki, K., (1957). “Space and time spectra of stationary stochastic waves with special reference to microtremors”, Bull. Erthq. Res. Inst., 35, 415-456.

Bazán, E. y Meli R., (1992). “Diseño sísmico de edificios.” Editorial limusa S.A de C.V. México.

Bazán, E. y Meli, R., (2004). “Diseño sísmico de edificios.” Editorial Limusa S.A., México.

Borcherdt, R. D., (1970). “Effects of Local Geology on Ground Motions near San Francisco Bay.” En: Bull. Seism. Soc. Am. Vol. 60, pp. 29 – 61.

Carrillo León, Wilmer Julián., (2009). “Estimación de los Periodos Naturales de Vibración de Viviendas de Baja Altura con Muros de Concreto.” Ciencia e Ingeniería Neogranadina, Vol. 19-1, pp. 39-54. Bogotá, Junio. ISSN 0124-8170.

Capon J., (1969). “High-Resolution Frequency-Wave Number Spectrum Analysis.” Proceedings, IEEE, 57-8, pp. 1408-1418.

Chopra, A. y Goel, R., (2000). “Building Period Formulas for Estimating Seismic Displacements.” En: Journal of Earthquake Spectra, Vol. 16, No. 2, pp. 533-536.

CFE, (1993), “Manual de Diseño de Obras Civiles por Sismo”. México, DF.

CSI (2012). “SAP2000 V15 Advanced.” Computers and Structures, Inc., Berkeley, California.

Cuadra Monreal, P. E., (2007). “Aplicación de Técnicas de Vibraciones Ambientales: Análisis de Microtremores y Vibraciones Naturales Para la Caracterización de Sitio.” Sartenejas, Abril.

Dirección disponible en la web: www.googlemaps.com. 21 de octubre 2012.

Escobar Sánchez, J. A., (2007). ”Detección de Daño en Edificios Mediante sus Características Dinámicas.” 20 de septiembre.

-
- Espinoza Barrera, F., (1999). "Determinación de Características Dinámicas de Estructuras." (TESIS DOCTORAL), Barcelona, Octubre.
- Flores, L y Alcocer S., (2001). "Estudio Analítico de Estructuras de Mampostería Confinada." Informe técnico, CENAPRED.
- Fuentes Olivares L., Murià Vila D., (2001). "Modelos Calibrados de un Edificio Instrumentado." Revista digital universitaria, 30 de septiembre, Vol.2 No.3.
- Gaceta oficial, Gobierno del Distrito Federal. (2004). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería." Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.
- Kadalkal U. y Yüzügüllü Ö., (1996). "A Comparative Study on the Identification Methods for the Autorregressive Modelling from the Ambient Vibration Records." Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 15, pp. 45-49.
- Lermo, J., et al. (1995). "Efectos de Sitio en la Ciudad de Xalapa." Instituto de Ingeniería, UNAM, Veracruz, México.
- Meli R. y Faccioli E., (1996). "Seismic Instrumentation of a Tall Building in Mexico City." Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, Paper No. 1422.
- Midorikawa S., (1990). "Ambient Vibration Tests of Buildings in Santiago and Viña del Mar." Report on the Chile-Japan Joint Study Project on Seismic Design of Structures. Pontificia Universidad Católica de Chile, Escuela de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Estructural, Santiago, Chile.
- Minami T., (1987). "Stiffness deterioration Measured on a Steel-Reinforced Concrete Building." Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 15, pp. 697-709.
- Murià Vila, D., (2007). "Experiencia Mexicana Sobre la Respuesta Sísmica de Edificios Instrumentados." 20 de septiembre.
- Murià Vila, D. y González, A. R., (1995). "Propiedades Dinámicas de Edificios de la Ciudad de México." Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Murià Vila, D. y González, A. R., (1996). "Seismic Response of a Tall Building in Mexico City." Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, Paper No. 570.
- Murià Vila, D., Morales Avilés, W., Taborda Ríos, R., Correa Giraldo, V., Camargo Pérez, J., Cruz Noguez, C. A., Rodríguez Gutiérrez, G., Macías, M. A., Loera Pizarro, S., Ferretiz

Herrera, J. J., Ovando Shelley, E., (2005). "Respuesta Sísmica de Edificios Instrumentados." Proyecto 1.1.8 Sísmica, Ingeniería.

Murià Vila, D, L Alcántara, R Durán, M A Macías, S L Maldonado, L E Pérez, A Tena y R Vázquez (1997). "Edificios instrumentados." Macrosismo de Manzanillo, Editor Arturo Tena Colunga, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica A.C., Universidad de Colima y Gobierno del Estado de Colima, Colima, Col., México, septiembre, pp. 197-232.

Murià Vila, D. y Rodríguez, G., (2001). "Análisis de los registros sísmicos obtenidos de 1993 a 1998 en el edificio Jal. Serie Azul." Instituto de Ingeniería, UNAM, patrocinado por el GDF.

Naito Y. e Ishibashi T., (1996). "Identification of Structural Systems from Microtremors and Accuracy Factors." Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, Paper No. 770.

Nakamura Yutaka, (1989). "A Method for Dynamic Characteristics Estimation of Subsurface using Microtremor on the Ground Surface." Quarterly Report of Railway Technical Institute (RTRI), Vol. 30, No. 1.

Nigbor R., Cakmak A. y Mark R., (1992). "Measured to the Max." Civil Engineering, No. 11, pp. 44-47.

Norma Mexicana NMX-C-404-ONNCCE-2005, (2005). "Industria de la Construcción Bloques, Tabiques o Ladrillos y Tabicones Para Uso Estructural Especificaciones y Métodos de Prueba." Norma Mexicana, Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y la Edificación, S.C.

NTC-M, (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.", Gaceta Oficial del Distrito Federal, octubre.

Ordaz Schroeder, M., Veras Felipe, L., "Criterios Generales Para la Definición de Espectros Sísmicos de Sitio." Instituto de Ingeniería, UNAM, Ciudad Universitaria.

Ramírez Centeno M., Guerrero Correa J. J., "Cambio en los Periodos Naturales de Vibración de una Estructura de Mampostería Reforzada de 5 Niveles." Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco, Departamento de Materiales.

RCE-M, (1986), "Reglamento de Construcciones para el Estado de Michoacán.", Enero.

Slažtan J. y Foissner P., (1995). "Masonry Building Dynamic Characteristic Evaluation by Means of Ambient Vibration." 10th European Conference on Earthquake Engineering, Viena, Austria.

Taborda Ríos R., (2003). “Respuesta Dinámica y Efectos de Interacción Suelo-Estructura de un Edificio Instrumentado en Acapulco.” Capítulo 2, Página (25-43), Capítulo 3, Página (45-79).

Torres Morales, G. F., (2008). “Microzonificación Sísmica de la Zona Conurbada Veracruz y Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica Estructural del Centro Histórico.” (TESIS DOCTORAL), Veracruz, Junio.

Trifunac, M., (1972). “Comparisons Between Ambient and Forced Vibration Experiments.” En: Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 1, pp. 133-150.

Valdés J., De la Colina J., (2008). “Análisis de la Amplificación Dinámica de la Carga Viva en Puentes con Base en Pruebas Experimentales.” Revista Tecnológica ESPOL, Vol. 21, N. 1, 149-156, octubre.

Vázquez Rosas R., Aguirre González J., Mijares A. H., Garduño Monroy V. H., Arreygue Rocha E., (2005). “Propuesta de Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Zamora Michoacán.” Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C, XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México D.F, Septiembre.

Yauri Condo, S. A., (2006). “Microtremores.” Compendio de Trabajos de Investigación CNDG-Biblioteca, Instituto Geofísico del Perú. V. 7, Página (43-56).

Zuñiga Cuevas, O., (2005). “Evaluación Analítica de la Respuesta Sísmica de las Edificaciones de Mampostería.” (TESIS DE MAESTRÍA), México, D.F, Diciembre.