

CAPÍTULO 12

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL HOSPITAL Dr. DOMINGO LUCIANI

12.1. INTRODUCCIÓN

La selección de una metodología específica de evaluación de la vulnerabilidad sísmica debe necesariamente considerar un balance entre la inversión y el resultado. Dependiendo del alcance y los objetivos del estudio, se justificará la implementación de determinada técnica de evaluación, que puede en algunos casos representar un importante esfuerzo e inversión de recursos humanos y económicos. Esta situación adquiere un carácter relevante cuando se trata de edificaciones esenciales.

El presente capítulo desarrolla la aplicación a nivel detallado sobre el Hospital Dr. Domingo Luciani, ubicado en Caracas, Venezuela, de algunas de las técnicas propuestas para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales, clasificadas dentro de los llamados métodos experimentales y métodos analíticos, como una muestra o ejemplo de las implicaciones asociadas a este tipo de evaluación. El objetivo de esta presentación es poner de manifiesto las ventajas y dificultades asociadas a la implementación de los estudios de vulnerabilidad a nivel detallado en instalaciones tan complejas como los hospitales y la cantidad de recursos que ello implica, como una manera de justificar la importancia de los estudios preliminares y la necesidad de racionalizar estos procesos para garantizar la mayor eficiencia y eficacia en el empleo de los recursos disponibles.

Asimismo, destacan entre los objetivos de este capítulo poner de manifiesto la importancia de integrar las técnicas de evaluación de la vulnerabilidad sísmica, especialmente las técnicas experimentales y analíticas y la conveniencia de los nuevos esquemas de evaluación basados en los conceptos de desempeño sísmico.

A través del procesamiento de los resultados de una serie de ensayos dinámicos de vibración ambiental y vibración libre, se identifican las propiedades dinámicas fundamentales del sistema que permiten calibrar un modelo estructural elástico capaz de predecir la respuesta lineal de la estructura ante la acción de un sismo. A través de la incorporación de algunas consideraciones no lineales, se estima la capacidad de respuesta estructural luego de la cedencia de algunos de sus elementos y se predice la respuesta estructural ante diferentes niveles de la amenaza sísmica, lo cual permite calificar el desempeño sísmico de la estructura.

12.2. DESCRIPCIÓN DEL HOSPITAL

12.2.1. Antecedentes

Como parte del proyecto de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de hospitales que viene adelantando la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas FUNVISIS en el Distrito Capital, se decidió adelantar un proyecto piloto de evaluación a nivel detallado del Hospital Dr. Domingo Luciani, antes Hospital del Este y hoy conocido

como Hospital de El Llanito, ubicado en la Urb. El Llanito, al este de la ciudad de Caracas, Venezuela. El complejo hospitalario fue proyectado en el año 1970, durante la vigencia de la norma provisional para construcciones antisísmicas (MOP, 1967), que surge como consecuencia de los desastrosos efectos del terremoto de Caracas del 29 de julio de 1967. La construcción se desarrolló entre los años 1974 y 1977.

12.2.2. Generalidades

El Hospital Dr. Domingo Luciani representa uno de los principal complejos sanitarios que atiende a la población del Distrito Capital. Ubicado en un terreno accidentado que tiene una extensión aproximada de 7 Ha., localizado al Este de la ciudad de Caracas, cuenta con una extensión de aproximadamente 50.000 m² de construcción y una capacidad de 694 camas. La conformación del terreno fue hecha sobre la base de un gran relleno por acumulación de basura y deposición indiscriminada de escombros, que ha exigido se extremen los criterios para el diseño de la infraestructura. Con relación a la vialidad de acceso, cuenta con un empalme directo a la autopista del Este y a la avenida Río de Janeiro. Diseñado para cumplir la función de Hospital Base de la zona este de la ciudad y atender la demanda de densos sectores poblacionales, presta además de los servicios medico-asistenciales convencionales, actividades de medicina preventiva, curativa y centro docente a diferentes niveles. (MOP, 1978).

De manera general, el complejo consta de un volumen principal de mayor altura destinado fundamentalmente a la hospitalización de los pacientes y una serie de módulos estructuralmente independientes entre sí de menor altura, ubicados alrededor del mismo, donde funcionan una serie de servicios complementarios. Por su parte el volumen principal está constituido por 5 módulos estructuralmente independientes entre sí, caracterizado por un módulo central que hace las veces de núcleo principal de circulación vertical y que relaciona en cada nivel a los cuatro módulos restantes estructuralmente similares, que alcanzan hasta 9 niveles efectivos, con una altura total de 30 mts.

Debido a la complejidad y amplitud de este centro hospitalario, el estudio desarrollado en el presente trabajo, se limitó a evaluar solo uno de los cuatro módulos de la torre de hospitalización, por considerarse el más representativo, dadas las características particulares de este centro sanitario. La Fig. 12.1. y 12.2., muestran una vista general y unaalzada del Hospital Dr. Domingo Luciani. La Fig. 12.3., esquematiza la distribución en planta de los cinco módulos estructuralmente independientes, que conforman el volumen principal del hospital.



Fig. 12.1. Vista General del Hospital Dr. Domingo Luciani (Caracas)



Fig. 12.2. Alzada de modulo de Hospitalización, objeto del estudio

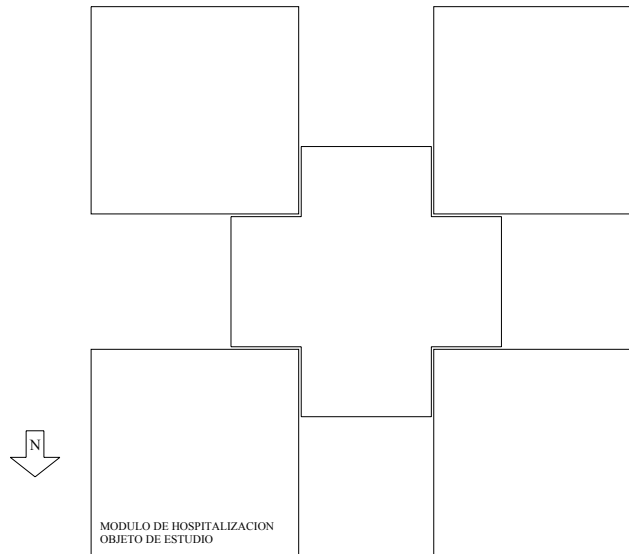


Fig. 12.3. Esquematación del complejo hospitalario

12.2.3. Recopilación de información

La recopilación de la información asociada a las características de las instalaciones que conforman el Hospital Dr. Domingo Luciani del Llanito (antes referido como Hospital del Este), es el resultado de una larga y tediosa gestión dirigida a obtener la mayor cantidad disponible de información.

Respecto a la edificación propiamente dicha, se obtuvieron los planos arquitectónicos y estructurales de la edificación, las memorias de cálculo originales, el estudio de suelos del terreno y una memoria fotográfica de la ejecución de las obras, con más de 2000 fotos, gracias a la colaboración del servicio de mantenimiento del Hospital, la dirección de proyectos del Ministerio de Infraestructura (MINFRA) y la dirección de audiovisuales de la Biblioteca Nacional de Venezuela.

Se realizaron diversas inspecciones de las instalaciones del hospital, a los fines de corroborar y complementar la información documental obtenida, revisar el estado de las instalaciones, actualizar el inventario del equipamiento existente, verificar la relación físico-funcional de cada uno de los espacios y evaluar la situación de los elementos no estructurales, considerados relevantes desde el punto de vista sísmico. Asimismo, se realizaron una diversidad de ensayos no destructivos sobre los diferentes elementos estructurales (columnas, vigas, etc.), a fin de corroborar la representatividad de las características nominales de los materiales utilizados en los cálculos y planos estructurales y verificar su correspondencia con los detalles del proyecto. Específicamente, se utilizaron pruebas con esclerómetros y de identificación y localización de barras de refuerzo.

Adicionalmente, se llevaron adelante dos campañas de mediciones de vibraciones; la primera exclusivamente de vibraciones ambientales y la segunda de vibraciones ambientales complementadas por una sucesión de ensayos de vibración libre, con miras a determinar las propiedades dinámicas fundamentales del sistema, que sirven de base para la calibración de los modelos analíticos que se desarrollaron.

12.3. MÉTODOS EXPERIMENTALES

Este tipo de evaluación tiene por objeto, la determinación experimental o identificación estructural de las propiedades dinámicas del sistema, que servirán de base para calibrar los modelos analíticos o teóricos necesarios para la evaluación estructural.

A continuación se describe la estrategia de instrumentación empleada en cada caso, las características de los equipos de medición, los detalles de las pruebas ejecutadas, así como los resultados del procesamiento de los registros obtenidos y su respectiva interpretación.

12.3.1. Características de los equipos de medición

Las mediciones de las vibraciones fueron realizadas con sensores de última generación marca *Güralp*. Específicamente, se utilizó un sismómetro de banda ancha modelo *CMG-40T* de tres componentes, con una rango dinámico de 145 dB, salida máxima ± 10 Volt y sensibilidad de 400 Volt/m/seg, que presenta una respuesta plana en velocidad en la banda de frecuencia comprendida entre 0.10 y 50 Hz. De acuerdo con estas especificaciones, la apreciación del sensor está en el orden de 1.40×10^{-7} cm/seg y el umbral máximo de 2.50 cm/seg.

La adquisición de datos se realizó a través de un sistema portátil para la adquisición de datos sismológicos, marca *Nanometric*, modelo *Orion*, con capacidad entre 3 y 6 canales y resolución de 24 bits, almacenamiento en disco duro removible de 1200Mb y GPS interno. La sensibilidad típica de esta central de registro es de 2.55 uV/cuentas y una capacidad máxima de 7.5 millones de cuentas.

La Fig. 12.4., muestra un detalle de los equipos de medición empleados en las pruebas dinámicas; a la derecha destaca en sensor *Guralp*, *CMG-40T* y a la izquierda se identifica el sistema de adquisición de datos *Nanometric*, *Orion*.



Fig. 12.4. Equipos de medición empleados

12.3.2. Estrategia de medición

Se implementaron dos campañas de mediciones de vibraciones; la primera exclusivamente de vibraciones ambientales y la segunda de vibraciones ambientales complementadas por una sucesión de ensayos de vibración libre¹.

En la primera campaña se utilizó solo un equipo de medición, cuya ubicación se alternó en diferentes puntos de interés de la edificación² y las áreas exteriores a la misma. Para todos los casos, se empleó una frecuencia de muestreo de 200 muestras por segundo, con duración de registros de 10 minutos.

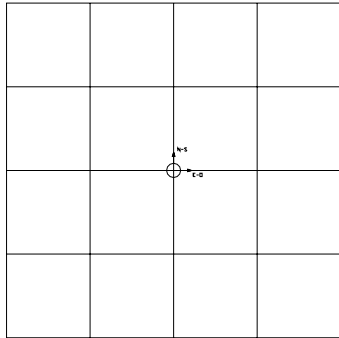
En la segunda campaña de medición, se utilizaron tres equipos de medición, dispuestos simultáneamente en diversos puntos de interés de la edificación y sincronizados con una señal temporal de GPS. En estos casos, se empleó una frecuencia de muestreo de 100 muestras por segundo, con duración de registros de 15 minutos.

Los sensores fueron dispuestos en la edificación, según dos esquemas de instrumentación. El primero, un esquema de medición centrado, donde se procuró situar los sensores sobre los ejes de simetría de la edificación, en los niveles de base, tercer piso y techo. El segundo, un esquema de medición excéntrico, donde se mantuvo el sensor del nivel de base en su posición y se desplazaron los sensores del tercer piso y techo hacia la esquina noroeste de la edificación. También se realizaron mediciones en puntos exteriores de la edificación, a campo libre. La orientación del sensor se dispuso de manera que su primera componente se alineara con la dirección de la línea resistente principal de la edificación en la dirección norte-sur, referida en lo sucesivo como componente norte-sur; la segunda componente del sensor, en correspondencia con la línea resistente ortogonal y referida en lo sucesivo como componente este-oeste y la tercera componente del sensor en la dirección vertical, referida como componente vertical. La Fig. 12.5., ilustra la ubicación de los sensores en la edificación, implementado en cada uno de los esquemas de instrumentación utilizados.

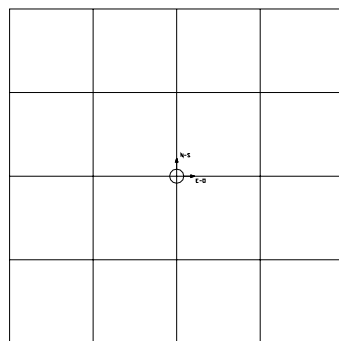
¹ El ensayo de vibración libre, consiste en aplicar un estado de deformación inicial en la estructura, a través de una carga impuesta en el último nivel de la edificación, que liberada súbitamente, permite la libre oscilación de la estructura.

² Los puntos de interés se corresponden con aquella ubicación dentro de la edificación cuya respuesta dinámica proporcione información relevante en la interpretación de los resultados de los ensayos. En edificaciones regulares, estos puntos generalmente se ubican en los niveles de base, un nivel intermedio y el nivel de techo.

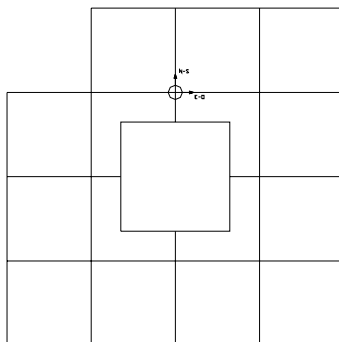
Esquema de medición centrado



Nivel Base

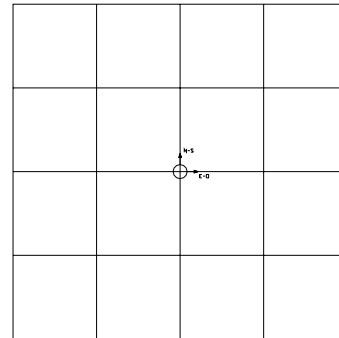


Tercer Piso

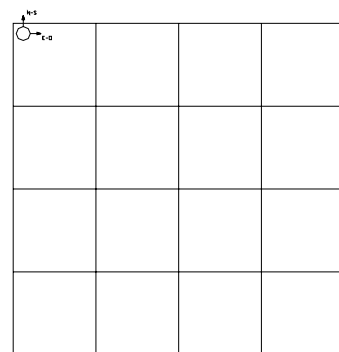


Nivel Techo

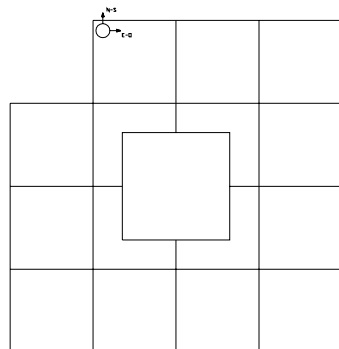
Esquema de medición excéntrico



Nivel Base



Tercer Piso



Nivel Techo

Fig. 12.5. Ubicación de sensores en la edificación

12.3.3. Pruebas ejecutadas

Las Figuras 12.6.a. al 12.6.d., ilustran algunas imágenes del proceso de instrumentación e implementación de las pruebas dinámicas ejecutadas, sobre el módulo de hospitalización, situado al noroeste del complejo.



Fig. 12.6.a. Vista general del Hospital



Fig. 12.6.b. Sincronización GPS/relojes



Fig. 12.6.c. Ubicación del sensor en eje de simetría (planta techo)



Fig. 12.6.d. Ubicación del sensor en esquina edificación (planta techo)

A continuación se muestran algunos de los registros de velocidad obtenidos durante la ejecución de las pruebas dinámicas, en cuentas.

12.3.3.1. Mediciones de vibración ambiental

En la primera campaña de medición, se registró para cada punto, una serie de medición de 10 minutos a 200 mps. En la segunda campaña de medición, se tomaron cuatro series simultáneas (base, piso 3 y techo) de 15 minutos a 100 mps. La Fig. 12.7., muestra las componentes ortogonales del registros de vibración ambiental, obtenidos con el esquema de medición centrado, en el nivel techo y piso 3, respectivamente.

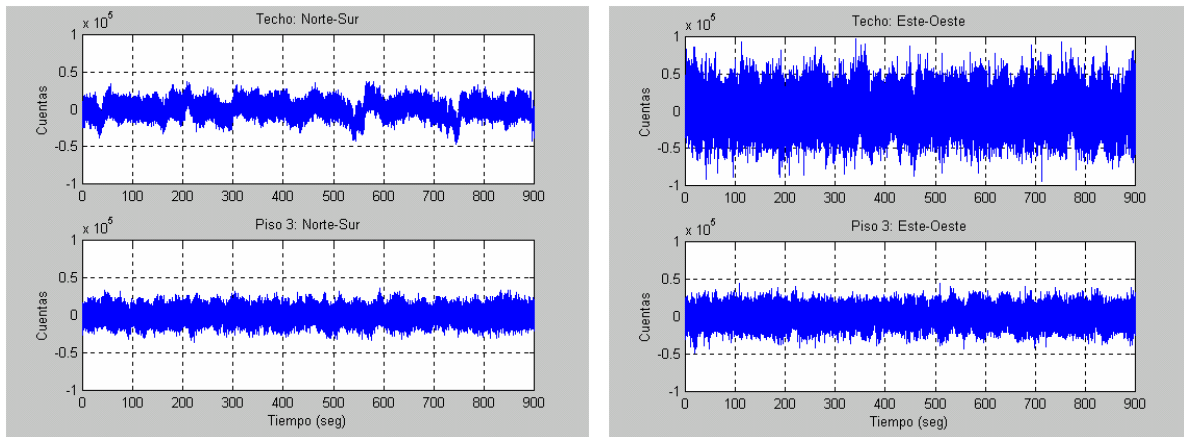


Fig. 12.7. Registro vibración ambiental (ruido ambiental)

12.3.3.2. Ensayo de vibración libre

El ensayo de vibración libre implementado, consiste en aplicar un estado de deformación inicial en la estructura, a través de una carga impuesta en el último nivel de la edificación, que liberada súbitamente, permite la libre oscilación de la estructura.

Aprovechando la presencia de las estructuras adyacentes, la carga fue aplicada a través de un puntal metálico de 3" de diámetro y un gato hidráulico, tal como se muestra en las Figuras 12.8.a. y 12.8.b.



Fig. 12.8.a. Colocación del puntal metálico entre edificaciones adyacentes



Fig. 12.8.b. Detalle colocación del gato hidráulico

La Fig. 12.9., esquematiza el punto de aplicación de la carga en el nivel de techo.

Una sucesión de cinco series de cargas fueron aplicadas. La Tabla 12.1., resume las presiones hidráulicas internas reportadas por el manómetro del gato hidráulico y las cargas equivalentes aplicadas a la estructura

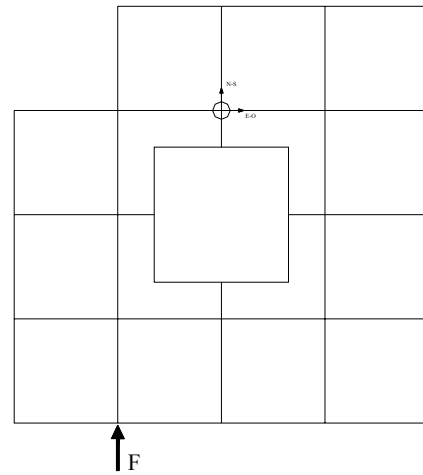


Fig. 12.9. Punto aplicación de Carga en el nivel de techo

Tabla 12.1. Series de cargas aplicadas a la estructura

<i>Serie carga</i>	<i>Presión hidráulica interna (Kg/cm²)</i>	<i>Carga aplicada F (Ton)</i>
1	120	8,60
2	180	12,80
3	200	14,25
4	240	17,10
5	180	12,80

La Fig. 12.10., muestra el registro de las pruebas dinámicas de vibración libre para las cinco series de cargas aplicadas, obtenidas en el nivel de techo, con el esquema de medición centrado, en las dos componentes ortogonales.

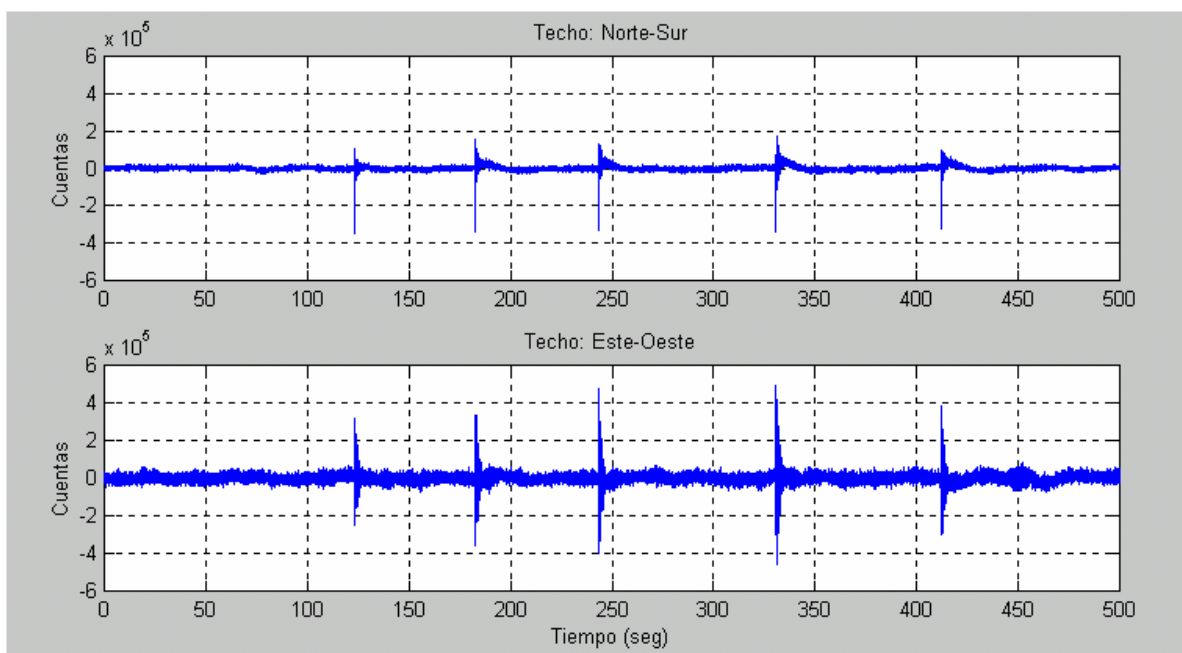


Fig. 12.10. Registro de sucesión en ensayos de vibración libre

12.3.4. Procesado de los registros

Este apartado no pretende profundizar sobre aspectos relativos al procesamiento de señales, sin embargo, se mencionarán algunas de las principales consideraciones que deben manejarse para lograr una apropiada interpretación de los resultados de ensayos dinámicos.

El sistema de adquisición de datos permite obtener los registros en términos de cuentas. Debido a la respuesta plana en velocidad en la banda de frecuencia de interés, la conversión de los valores reportados a términos de velocidad, implica simplemente el producto por una constante determinada en función de la sensibilidad de los equipos. Para este caso particular, dicha constante es 0.6375×10^{-6} cm/seg / cuenta.

12.3.4.1. Vibración ambiental

El empleo de técnicas de vibración ambiental para la determinación experimental de las propiedades de estructuras es posible gracias a la utilización de instrumentos de gran sensibilidad, que permiten el registro y el estudio de la respuesta estructural a partir de este tipo de excitaciones. A pesar que las vibraciones producidas por agentes ambientales y las llamadas fuerzas culturales, tales como el viento, el tráfico, las maquinarias, etc., son significativamente menores que las inducidas en otros tipos de ensayos (vibración libre, forzada, etc.), es posible determinar las principales propiedades dinámicas de la estructura; es decir, las frecuencias modales, el amortiguamiento modal y las formas modales de vibración (Diehl, 1993). La ejecución de este ensayo es muy sencillo y rápido, ya que no requiere de agentes externos para excitar la estructura, por lo que su uso se ha popularizado en los últimos años (López et al. 1987), sin embargo, requiere de un cuidadoso procesamiento de las señales, que se fundamenta en la suposición de que existe un amplio contenido de frecuencia de la excitación y por ende de la respuesta estructural. Si la excitación ambiental contiene un espectro uniforme en las vecindades de las frecuencias naturales de la estructura, las propiedades serán fácilmente evaluadas. En caso contrario, se hace necesario el uso de técnicas numéricas que permitan mejorar la relación entre la señal y el ruido presente en la medición (Genatios, 1992; HP, 1981).

El procesamiento de señales aleatorias se ha desarrollado sobre la base de un *análisis espectral convencional o no paramétrico*, que se fundamenta en la transformada de Fourier. Estrictamente, la transformada de Fourier no existe para procesos aleatorios, por lo que se hace necesario recurrir a estimados de la densidad espectral y funciones de correlación para caracterizar las señales. Para reducir el indeseable efecto distorsionante del ruido presente en la medición, es recomendable hacer un sobremuestreo de la señal y luego, promediar las transformadas de las diferentes porciones de la señal temporal. La efectividad de este procedimiento aumenta si los datos se emplean más de una vez, haciendo un solapamiento entre dichas porciones de la señal (Ewins, 1984).

Para reducir el efecto de derrame (Leakage) de la transformada de Fourier de la señal, que surge como consecuencia de la necesidad de tomar porciones finitas del registro con la suposición de periodicidad, es conveniente el empleo de ventanas temporales (windowing). La aplicación de ventanas temporales modifica la distribución de energía de la señal y puede ser corregida en términos globales, a través de factores de corrección fundamentados en el teorema de Parseval, por lo que la aplicación de ventanas debe limitarse a la identificación de las frecuencias de interés y no del factor de amortiguamiento asociado. Para reducir el efecto de picos indeseables suficientemente separados, es

conveniente el uso de la ventana de Hanning, mientras que para discernir entre picos cercanos y cuando se requiera de alta resolución, es conveniente el uso de la ventana rectangular.

Como estimador de la densidad espectral, suele emplearse en la práctica, la versión discretizada del llamado *Periodograma*, definido como:

$$S_N(j\Omega) = \frac{1}{N} |Y(j\Omega)|^2 \quad \Omega = \frac{2\pi}{NT}, j=0,1,2,\dots,N-1 \quad (12.1)$$

donde,

$$Y(j\Omega) = \sum_{k=0}^{N-1} y_k e^{-i\Omega T k} \quad \text{Transformada de Fourier de la señal (algoritmo FFT)}$$

- y_k Señal discretizada.
- T Intervalo de muestreo temporal
- N Número de puntos de la señal

El periodograma, es un estimador no consistente de la densidad espectral, cuya varianza puede ser reducida a través de técnicas numéricas, como el suavizado y el promediado de periodogramas. En particular, se utilizó el método del periodograma promediado de Welch, que consiste en segmentar la señal (en forma solapada o no), calcular los periodogramas para cada segmento y promediarlos.

A continuación se presentan gráficamente, algunos de los resultados obtenidos, luego del procesamiento de la señales registradas en los ensayos de vibración ambiental, con apropiados algoritmos desarrollados en el entorno MATLAB (2000).

La Fig. 12.11., muestra el periodograma promediado, obtenido para las componentes norte-sur y este-oeste, de las señales registradas en los niveles de techo y piso 3, de acuerdo con el esquema de instrumentación centrado. En particular, cada señal fue segmentada en porciones de 2048 (2^{11}) puntos y solapadas un 25% (512 puntos), para un total de 60 promedios. A cada porción, se aplica una ventana temporal de Hanning y se computa la transformada rápida de Fourier – FFT, necesaria para el calculo del periodograma, de acuerdo con la expresión 12.1. (MATLAB, 2000).

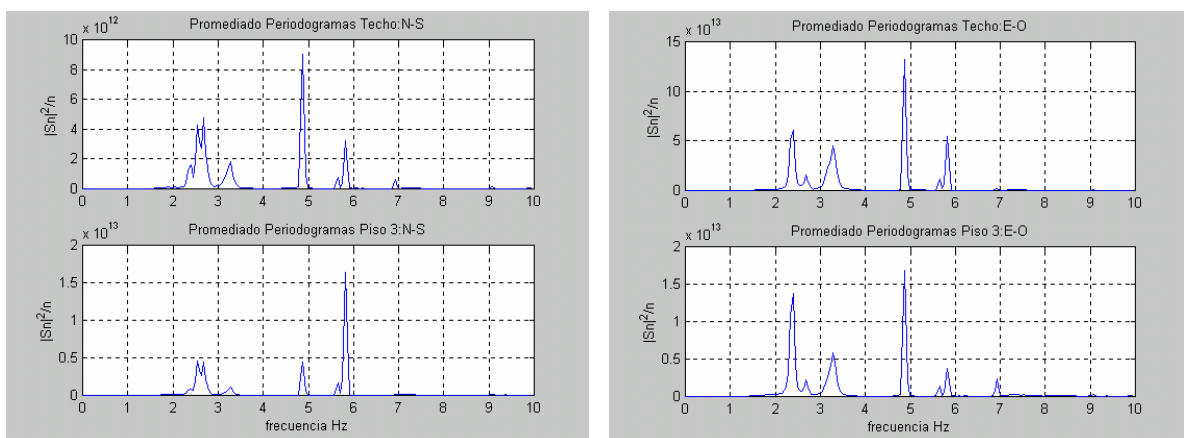


Fig. 12.11. Registro vibración ambiental (ruido ambiental) 60 promedios

De los resultados obtenidos, se observan una sucesión de seis picos, asociados respectivamente a las primeras seis frecuencias naturales de vibración de la estructura. En particular, las dos primeras frecuencias de vibración son bastante cercanas y se corresponden con los modos traslacionales de vibración, dadas la regularidad de la estructura. La diferencia relativa de los picos en los registros de cada componente, evidencian que la primera frecuencia corresponde al modo fundamental de vibración en la dirección este-oeste ($f_1=2,36$ Hz - $T_1=0,42$ seg) y la segunda frecuencia corresponde al modo fundamental de vibración en la dirección norte-sur ($f_2=2,69$ Hz - $T_2=0,37$ seg). La tercera frecuencia de vibración, se corresponde con el primer modo torsional de vibración de la estructura, con una frecuencia natural $f_3=3,20$ Hz y período $T_3=0,32$ seg. Las sucesivas frecuencias se corresponden a modos superiores de vibración, identificadas en las frecuencias de 4,85 Hz, 5,80 Hz y 7,00 Hz, correspondientes a los períodos de vibración de 0,20 seg, 0,17 seg y 0,14 seg., respectivamente.

La Fig. 12.12., muestras las funciones de transferencia y coherencias, para las componentes norte-sur y este-oeste, de los registros obtenidos en los niveles de techo y tercer piso, respecto al registro obtenido simultáneamente a nivel de base, según el esquema de medición centrado. En las funciones de transferencia se reflejan los picos asociados a las principales frecuencias naturales de vibración de la estructura, con niveles razonables de coherencia en los entornos de dichas frecuencias, sin embargo, se aprecia la limitada coherencia en otros rangos de frecuencia, como consecuencia de los altos niveles de perturbaciones locales y ruido aleatorio.

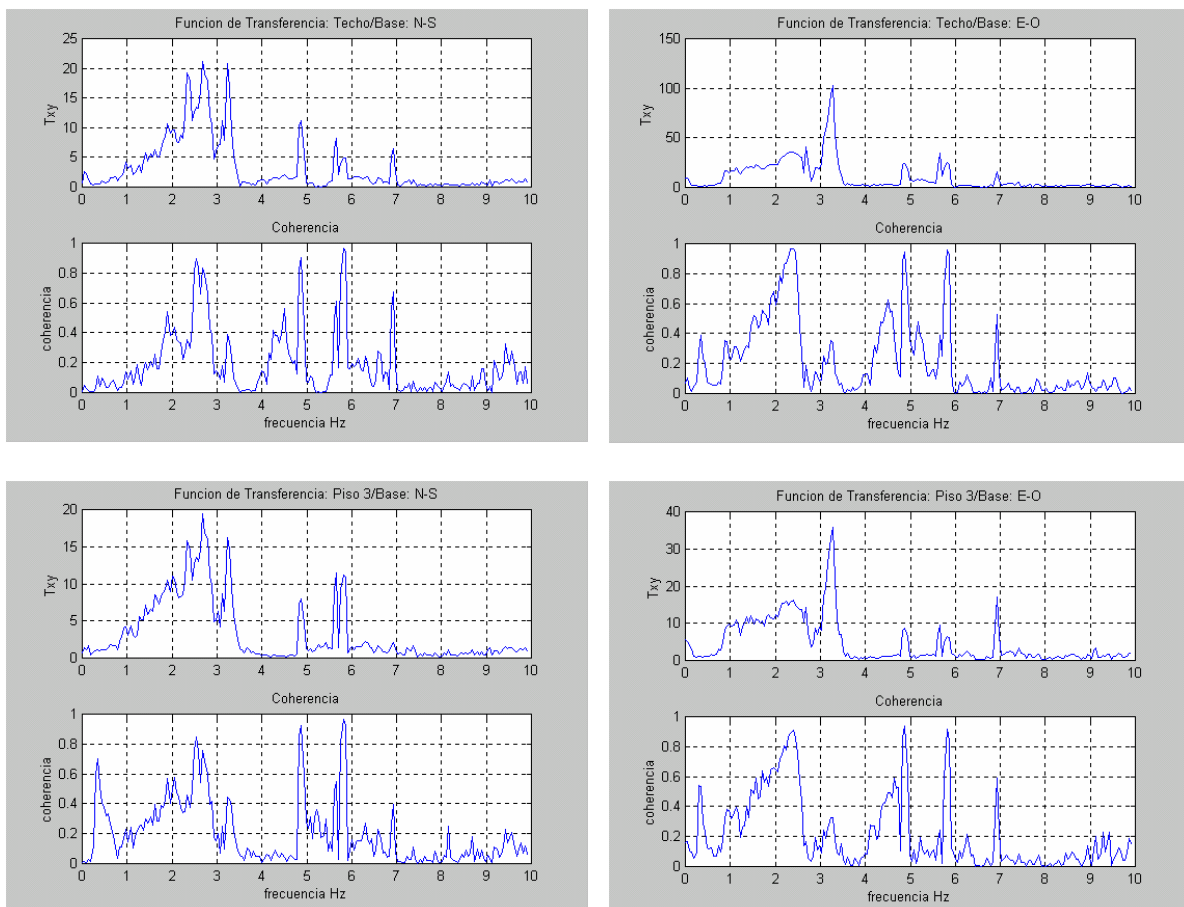


Fig. 12.12. Funciones de transferencia y coherencia

12.3.4.2. Vibración libre

Para el análisis del registro de vibración libre, se seleccionaron las porciones de 10,24 seg (1024 puntos), de las componentes del registro norte-sur y este-oeste, obtenidas en el nivel de techo, con el esquema de medición centrado, asociada a la cuarta serie de carga. La Fig. 12.13.a., muestra los registros de desplazamiento obtenidos luego de la corrección e integración numérica de la señal original. La Fig. 12.13.b., muestra la trayectoria de desplazamiento del punto de instrumentación en el nivel de techo, obtenida como resultado de la reagrupación de las componentes ortogonales. La direccionalidad de la trayectoria del desplazamiento del punto de instrumentación, la ubicación en la planta de techo del sensor y la disposición del ensayo, con particular atención a la ubicación del punto de aplicación de la carga, ponen en evidencia que el modo excitado se corresponde con el modo de vibración torsional de la estructura, corroborando que el modo excitado se corresponde con la deformada inicialmente impuesta (López et al. 1987).

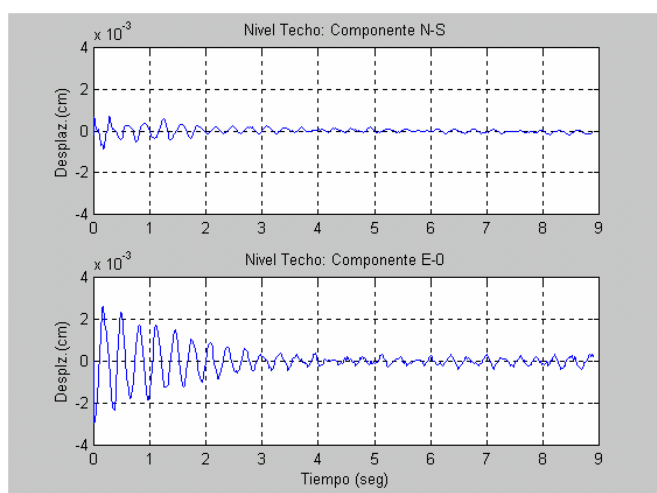


Fig. 12.13.a. Componentes de desplazamiento

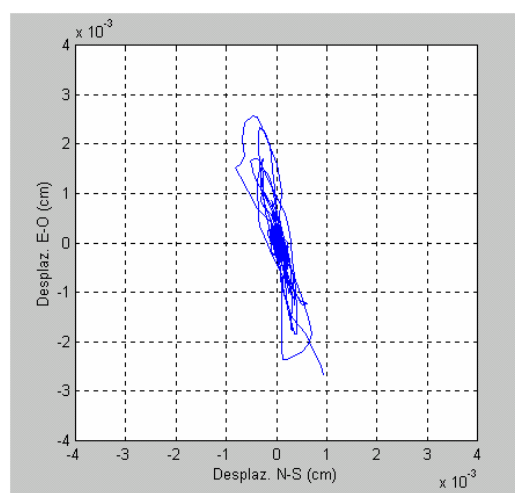


Fig. 12.13.b. Trayectoria

La Fig. 12.14., muestra el resultado del procesamiento de las componentes ortogonales citadas anteriormente. En particular, se han filtrado las señales con un filtro de Butterworth de orden 6, con paso de la banda de frecuencias comprendidas entre las frecuencias de corte 0.50 y 10.0 Hz. Para ambas componente, el periodograma pone en evidencia un pico asociado a la frecuencia de 3.20Hz., correspondiente al primer modo torsional de la edificación.

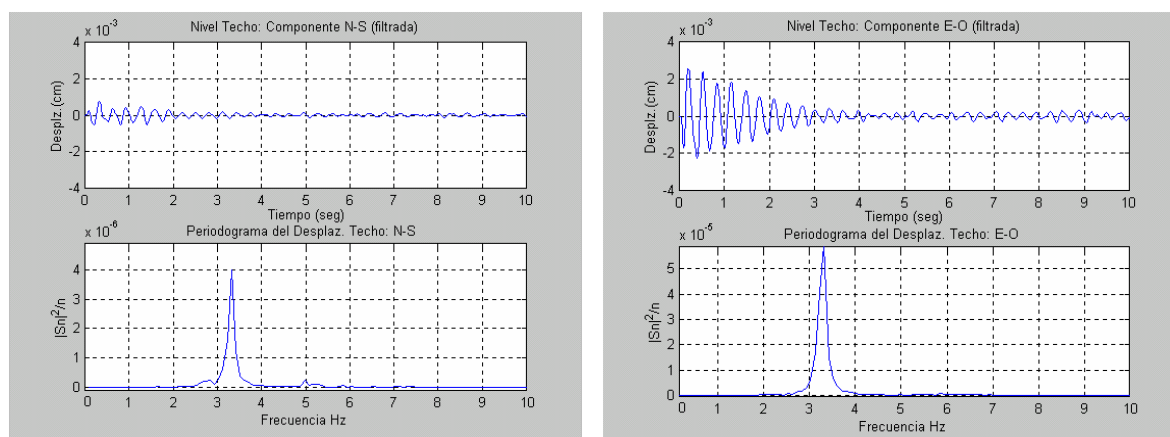


Fig. 12.14. Procesado de componentes ortogonales

La Fig. 12.15., esquematiza el resultado del ajuste de curva obtenido por mínimos cuadrados, con un senoide de frecuencia natural $f = 3.20$ Hz y fracción de amortiguamiento crítico $\xi = 3.60\%$, representativo de un oscilador amortiguado de 1 grado de libertad dinámico, cuya respuesta transitoria es de la forma: (Clough y Penzien, 1975)

$$u(t) = e^{-\xi\omega t} [A \text{ sen}(\omega t + \varphi)] \quad (12.2)$$

- A Amplitud de la respuesta
- φ Angulo de desfase
- ξ Fracción de amortiguamiento crítico
- ω Frecuencia circular $\omega = 2\pi f = \frac{2\pi}{T}$

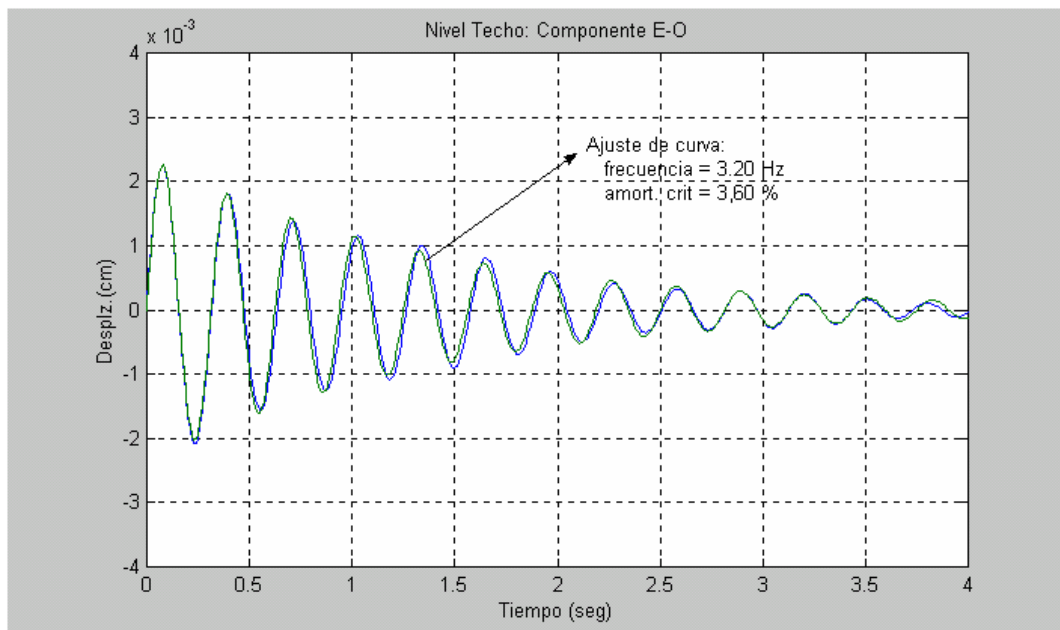


Fig. 12.15. Ajuste de curva por mínimo cuadrados

La fracción de amortiguamiento crítico obtenida a través del ajuste de curva por mínimos cuadrados, se corresponde con el resultado obtenido luego de evaluar el decremento logarítmico de la amplitud de la vibración (Clough y Penzien, 1975), según la cual:

$$\xi = \frac{1}{2\pi n} \ln \left[\frac{R(t_i)}{R(t_i + nT)} \right] \quad (12.3)$$

- n Número de ciclos enteros comprendidos entre los tiempos t_i y $t_i + nT$
- T Período de vibración del oscilador.
- $R(t)$ Amplitud del registro en el tiempo t

12.4. MÉTODOS ANALÍTICOS

Para evaluar la capacidad de respuesta de la estructura a los movimientos del terreno y utilizando como base la información disponible sobre las características mecánicas de la estructura y sus propiedades, se implementó un modelo de análisis espacial, con 3 grados de libertad dinámicos por planta, en la versión No Lineal del programa SAP2000 (CSI, 1998). Dos tipos de análisis se desarrollaron: el análisis elástico lineal y el análisis no lineal.

12.4.1. Análisis elástico lineal

Este análisis tiene por objeto, estimar teóricamente las propiedades dinámicas de la estructura, con particular énfasis en las frecuencias propias de vibración y las formas modales de vibración. Permite verificar la relación capacidad-demanda de los diferentes elementos estructurales, como base para la calificación de la vulnerabilidad estructural.

Conceptualmente se trata de una edificación regular, de comportamiento tipificable, cuyo modelaje ha sido implementado como un ensamblaje tridimensional de elementos unidimensionales del tipo *frame*³, representativos de las columnas y vigas que conforman la edificación. Los forjados o entrepisos se han incorporado como elementos bidimensionales del tipo *shell*⁴. La incorporación de la tabiquería, como elemento no intencionalmente estructural, se hace a través de un modelo simplificado de puntal, cuyas propiedades han sido determinadas en base a las recomendaciones de la norma NCh433 (1993). A cada entrepiso, se han asociado 3 grados de libertad, correspondiente a las traslaciones en la dos direcciones principales y al movimiento de rotación alrededor de un eje vertical, representativo de los efectos torsionales.

Los elementos unidimensional se definen a lo largo del baricentro del elemento estructural que representa y cuenta en sus extremos con una porción rígida, representativa del nodo, de longitud igual al semi-ancho del mayor elemento que converge al nodo. La Fig. 12.16., esquematiza una imagen tridimensional del modelo empleado, que consta de 218 nodos, 1389 elementos unidimensionales y 206 elementos bidimensionales, donde se han suprimido los elementos representativos de la tabiquería, por facilidades representativas. La Fig. 12.17.a., representa una de las plantas tipo de la edificación, representativa de los niveles 6, 7 y 8. La Fig. 12.17.b., representa la planta baja de la edificación, correspondiente al nivel 1, que exige al menos 6 g.d.l. para describir la movilidad de sus dos porciones de entrepisos (3 g.d.l. para cada una).

El desarrollo de un primer modelo de análisis, sin la incorporación de la tabiquería, proporcionó resultados relativamente diferentes, comparados con los obtenidos a través de los ensayos experimentales. Estas diferencias en las primeras frecuencias naturales de vibración de la estructura, alcanzaron incrementos inadmisibles, de hasta un 50% en los períodos fundamentales de vibración, que motivó la necesidad de incorporar en el modelo de análisis a la tabiquería, como elemento no intencionalmente resistente. La disposición y ubicación de elementos representativos de la tabiquería en las líneas resistentes, reproduce para cada nivel, la densidad y tipología de tabiquería existente en cada ambiente, caracterizando de manera apropiada, el aporte de rigidez traslacional y torsional asociada a su ubicación en planta.

³ Elemento unidimensional de dos nodos

⁴ elemento cuadrilateral de cuatro nodos

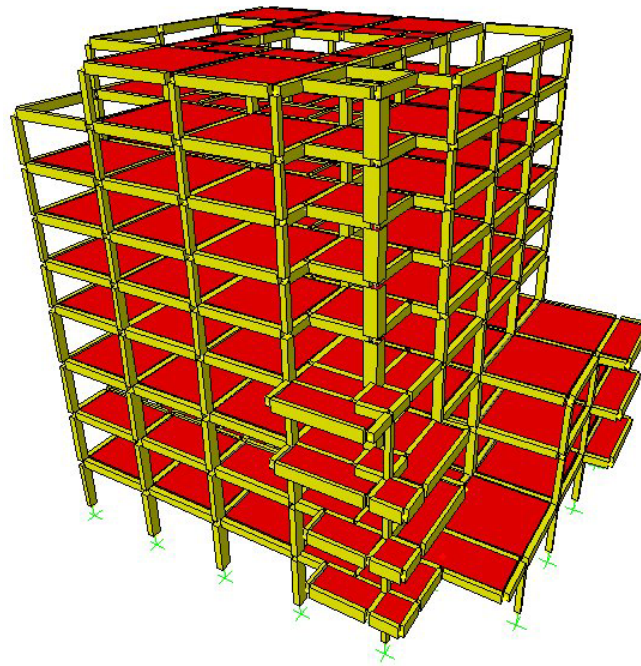


Fig. 12.16. Modelo espacial

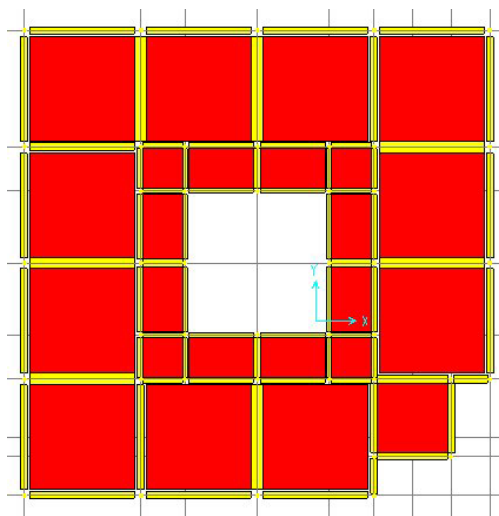


Fig. 12.17.a. Planta tipo



Fig. 12.17.b. Nivel Planta Baja (P1)

El sistemático proceso de adecuación del modelo estructural, pone de manifiesto la importancia de contar con resultados de dinámica experimental, que permitan la identificación de las propiedades dinámicas del sistema y la apropiada calibración de los modelos analíticos elásticos. La Tabla 12.2., resume las primeras seis frecuencias naturales de vibración de la estructura, obtenidas a través del modelo analítico y por vía experimental. Las Figuras 12.18.a. y 12.18.b., reproducen las formas modales asociados a los modos fundamentales traslacionales de vibración, correspondientes a una de las líneas resistentes centrales. La Fig. 12.19., reproduce la vista en planta del nivel de techo asociada al primer modo de vibración torsional.

Tabla 12.2. Comparación de resultados de los períodos de vibración

<i>Modo de Vibración</i>		<i>Período de vibración (seg.)</i>	
<i>Modo</i>	<i>Descripción</i>	<i>Modelo analítico</i>	<i>Resultado Experimental</i>
1	1er modo traslación E-O	0,43	0,42
2	1er modo traslación N-S	0,39	0,37
3	1er modo torsional	0,29	0,32
4	2do modo traslación E-O	0,16	0,20
5	2do modo traslación N-S	0,14	0,17
6	2do modo torsional	0,11	0,14

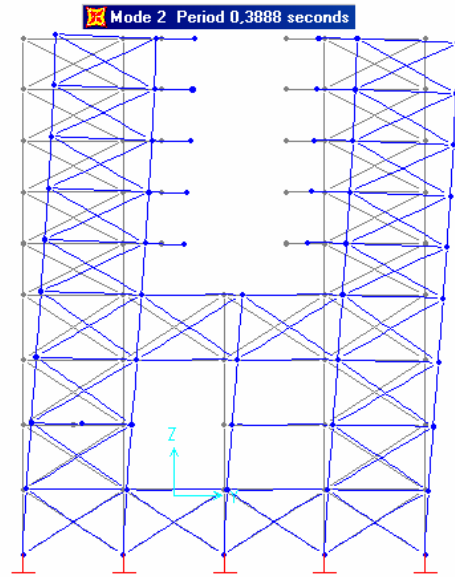
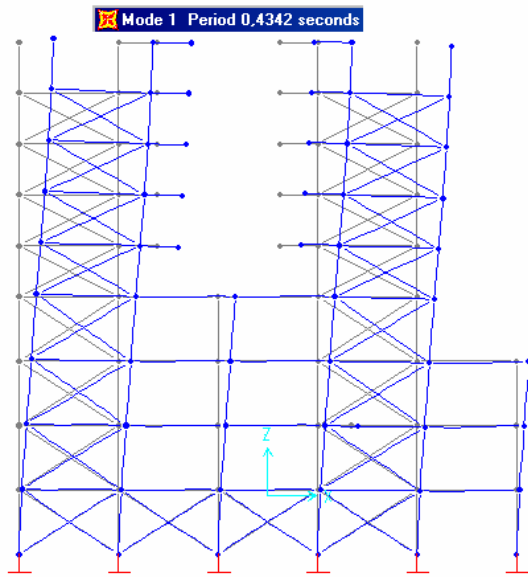


Fig. 12.18.a. Modo de vibración traslacional E-O

Fig. 12.18.b. Modo de vibración traslacional N-S

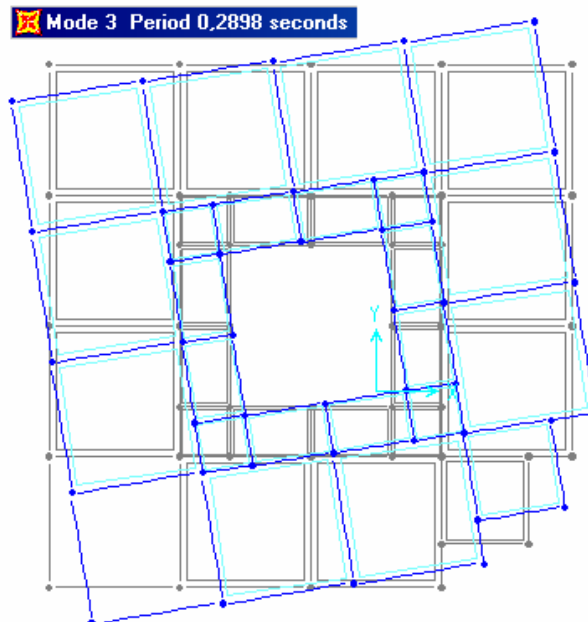


Fig. 12.19. Vista en planta del modo de vibración torsional

12.4.2. Análisis No Lineal

Este análisis tiene por objeto, predecir la respuesta global de la estructura, mas allá de la capacidad elástica-lineal, a los fines de identificar la evolución de la degradación de sus elementos hasta alcanzar los mecanismos de colapso. Sirve como plataforma para la implementación de un análisis *pushover*, que permite estimar la capacidad estructural, necesaria para la evaluación de la respuesta sísmica a través del método del espectro capacidad-demanda.

Utilizando como base el modelo elástico, ajustado para reproducir las principales frecuencias de vibración obtenidas por vía de la identificación experimental, se implementó un análisis *push-over*, con la versión No Lineal del programa SAP2000 (CSI, 1998), en concordancia con los lineamientos propuestos por ATC-40 (1996) y el reporte FEMA 273 (FEMA, 1996), a fin de determinar la curva de capacidad representativa de la edificación y estimar la respuesta máxima ante un sismo. El desarrollo de un análisis estático no lineal *push-over* contempla varias etapas: (Habibullah y Pyle, 1998)

12.4.2.1. Definición de los puntos de plastificación

El comportamiento no lineal ocurre en puntos discretos predefinidos (*hinges*), introducidos en cualquier localización sobre los elementos unidimensionales tipo *frame*. Diferentes consideraciones pueden ser especificadas sobre un mismo elemento. En particular, se ha considerado la posibilidad de formación de rótulas plásticas a flexión, en los extremos de vigas (M3 hinge) y a flexocompresión, en los extremos de columnas (P-M2-M3 hinge). En los elementos diagonales, representativos de la tabiquería, se considera la posibilidad de plastificación para fuerza axial (P hinge). El modelo considera un total de 2.006 puntos de plastificación. La Fig. 12.20.a., esquematiza el diagrama de momento-curvatura⁵ típico para elementos a flexión (vigas) y flexocompresión (columnas). La Fig. 12.20.b., esquematiza el diagrama de carga-desplazamiento típico para los elementos representativos de la tabiquería. Estos diagramas simplificados, constituyen la base del modelo de análisis no lineal desarrollado.

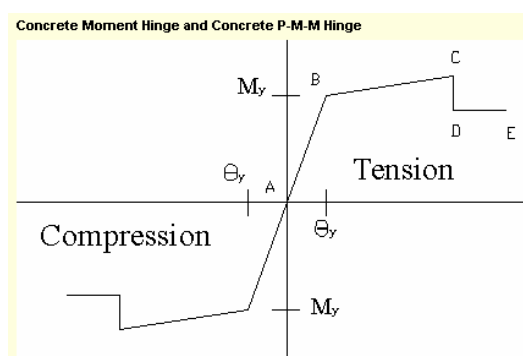


Fig. 12.20.a. Diagrama M- θ (Viga/Columna)

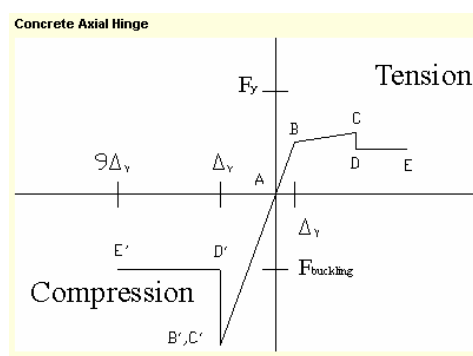


Fig. 12.20.b. Diagrama F- Δ (Tabiquería)

Los posibles mecanismos de plastificación desarrollados en el modelo, deben reflejar las capacidades reales de los elementos estructurales de hacer incursiones importantes en el rango no lineal de deformaciones, sin pérdida apreciable de su capacidad resistente. Esta decisión requiere de un juicio experimentado del analista, quien a juzgar por

⁵ Se entiende por curvatura, la rotación por longitud unitaria del miembro o inverso del radio de curvatura. En el marco de las pequeñas deformaciones, representa el gradiente del perfil de deformaciones del elemento.

los detalles de diseño y construcción de los elementos de la estructura, y en especial, de aquellos que forman parte del sistema resistente a sismos, debe justificar el desarrollo de determinados mecanismos de plastificación.

La revisión de los detalles constructivos indicados en los planos estructurales, corroborados en la memoria fotográfica de la obra y en los ensayos no destructivos realizados, permite concluir que la estructura de la edificación, cumple en general con las prescripciones especiales exigidas por la norma venezolana COVENIN 1753 (COVENIN-MINDUR, 1987), en concordancia con la norma venezolana COVENIN 1756 (FUNVISIS, 2000), alcanzando un Nivel de Diseño 3 (ND3)⁶, según el cual, las exigencias en los detalles constructivos están orientados a prevenir cualquier mecanismo de falla frágil e indeseables (tales como fallas por corte, adherencia, etc.), propiciando aquellos mecanismos de falla dúctiles asociados a la flexión, en elementos tales como vigas y columnas. Las Figs. 12.21.a. y 12.21.b., reproducen detalles del armado empleados en las columnas y vigas, apreciándose apropiados esquemas de confinamiento en los extremos de estos elementos, donde se espera ocurran las principales incursiones no lineales en flexión, previniendo indeseables fallas por corte. La Fig. 12.22., muestra una vista general de la estructura del hospital, en fase constructiva, sin tabiquería.

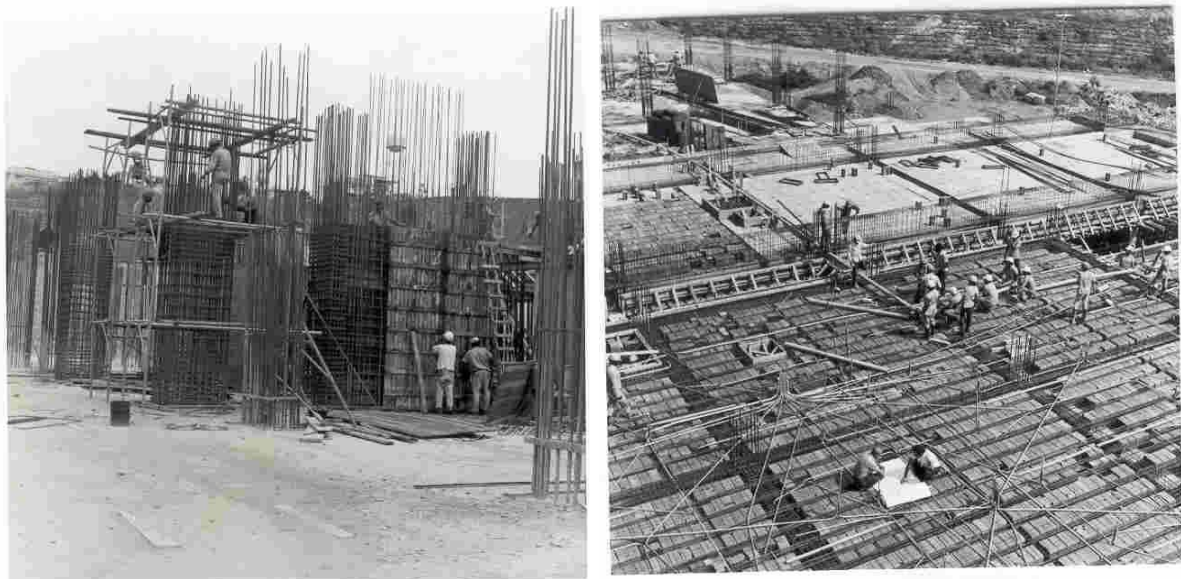


Fig. 12.21.a. Detalle de armado de columnas Fig. 12.21.b. Detalle de armado de vigas

⁶ Todos los elementos que forman parte del sistema resistente a sismos, cumplen las prescripciones especiales de diseño de edificaciones antisísmicas.



Fig. 12.22. Vista general de la estructura del Hospital, en fase constructiva (año 1975)

12.4.2.2. Asignación de las propiedades no lineales

Utilizando como base, los diagramas simplificados antes indicados y los detalles específicos del armado de los diferentes elementos estructurales obtenidos de los planos estructurales (cuantía y disposición de las armaduras), se determina, para cada extremo de los elementos del sistema resistente a sismos (vigas y columnas), el respectivo diagrama momento-curvatura, que sintetiza el comportamiento no lineal esperado en cada punto de plastificación (hinge), en términos relativos a los respectivos valores cedentes.

Para las columnas, el acoplamiento de la fuerza axial y los momentos flectores, exige que la determinación del diagrama momento-curvatura (Fig. 12.23.a) considere la interacción con el nivel de carga axial existente, sintetizado en el diagrama de interacción de la columna (Fig. 12.23.b) (Park y Paulay, 1975).

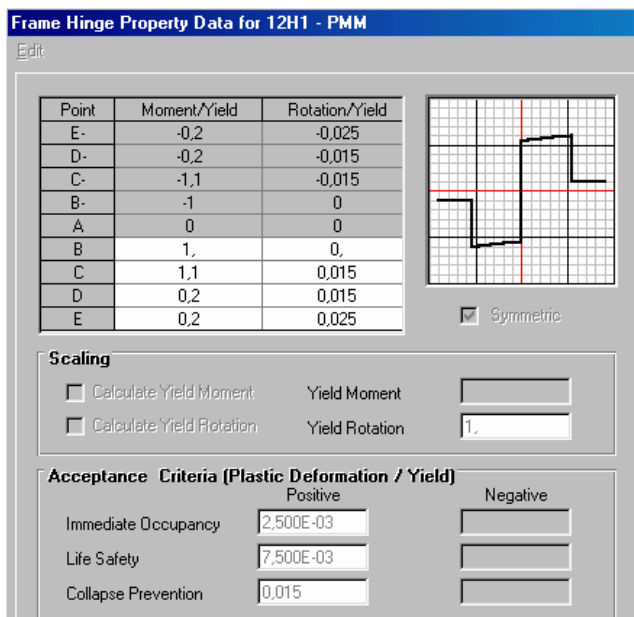


Fig. 12.23.a. Diagrama Momento-Curvatura de columna

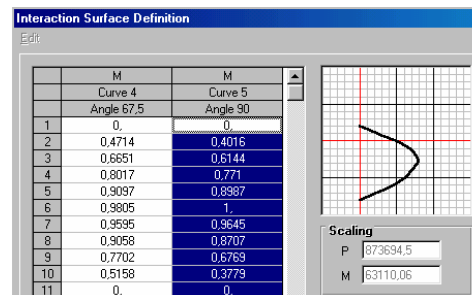
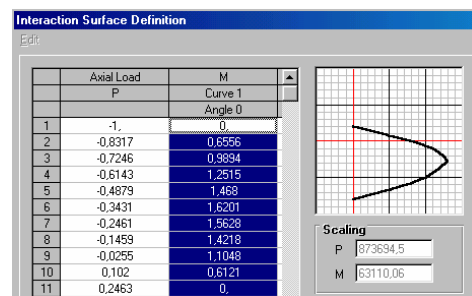


Fig. 12.23.b. Diagrama de interacción ejes principales de la columna

Para las vigas, el diagrama momento-curvatura depende exclusivamente de las características de la sección y la proporción de su armadura superior e inferior (Fig. 12.24.a). (Park y Paulay, 1975). Tanto para vigas como para columnas, la definición de los puntos C, D y E del diagrama, se establece conforme a las recomendaciones del ATC-40 (1996).

Finalmente, para los elementos representativos de la tabiquería, los valores de aplastamiento y fisuración, se han determinado conforme a los valores indicativos de resistencia básica a la compresión, recomendados por la norma chilena NCh433 (1993). Las recomendaciones del FEMA 273 (FEMA, 1996), para arriostramientos en tensión o compresión, sirven de base para la definición de los puntos (C, D, E) y (C', D', E'), respectivamente (Fig. 12.24.b).

La definición de los límites o criterios de aceptación del comportamiento del elemento, en relación con los niveles de desempeño establecidos en el apartado 6.2.1.2. del capítulo 6, obedece a las recomendaciones propuestas por ATC-40 (1996) y el reporte FEMA 273 (FEMA, 1996). La Tabla 12.3., resume los valores adimensionales adoptados relativos a los valores cedentes.

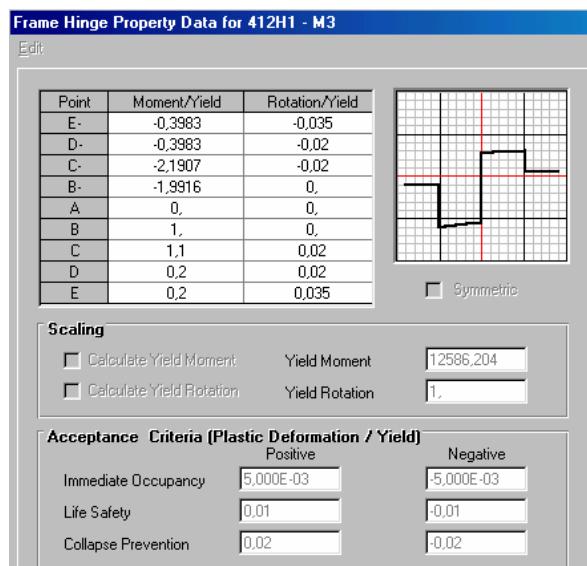


Fig. 12.24.a. Diagrama Momento-Curvatura de viga

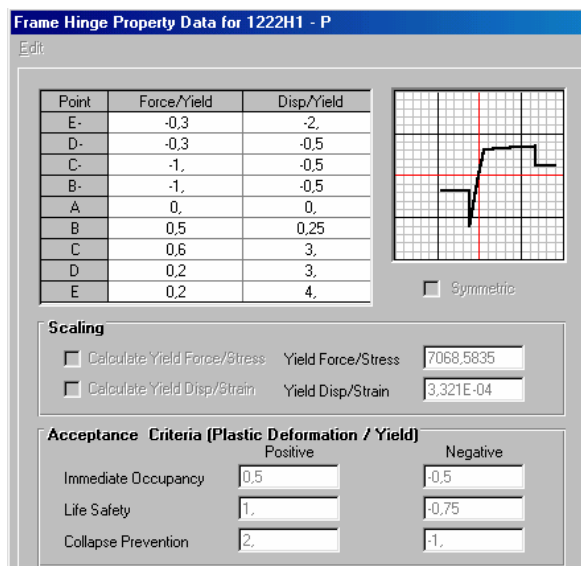


Fig. 12.24.b. Diagrama Fuerza-Desplazamiento de tabiquería

Tabla 12.3. Límite de deformaciones adoptados, en los elementos estructurales para los diferentes niveles de desempeño

Elemento	Niveles de Desempeño		
	Inmediata Ocupación	Seguridad Vital	Estabilidad Estructural (Prevención Colapso)
Columnas	0,0025	0,0075	0,015
Vigas	0,005	0,010	0,020
Tabiquería ¹	0,5	1,0 / 0,75	2,0 / 1,0

¹ Relativo a la deformación longitudinal cedente de cada elemento.

12.4.2.3. Definición de los esquemas de cargas

El análisis de *push-over*, es un análisis estático, no lineal, donde las cargas son aplicadas de manera incremental, siguiendo un esquema de carga predefinido, capaz de reproducir la secuencia de plastificaciones en los elementos, hasta alcanzar los mecanismos de colapso de la estructura. Diferentes esquemas de aplicación de cargas pueden ser implementados (ATC-40, 1996), que van desde la aplicación de una simple carga concentrada en el tope de la estructura, hasta esquemas de cargas laterales en cada piso, constantes, crecientes o proporcionales al producto de la masa del piso por la coordenada modal asociada a la forma de vibración seleccionada.

En el estudio realizado, se aplicaron diferentes esquemas de cargas, en dos fases; la primera, un estado de cargas gravitacionales, que toma en cuenta la totalidad de las cargas permanentes sobre la estructura y una fracción representativa de las cargas variables, equivalente al 25% de la sobrecarga de uso estipulada para instalaciones hospitalarias, con el objeto de simular el estado de solicitaciones preexistente impuesto por las acciones gravitacionales. Seguidamente, un esquema de deformaciones controlado asociado a un estado de cargas laterales, equivalente a las acciones impuestas por el movimiento sísmico.

Para facilitar la interpretación de los resultados obtenidos, sin entrar a discutir sobre las ventajas o limitaciones de los diferentes esquemas de cargas adoptados, los valores reportados y el análisis de los resultados, se limitará al caso de carga designado como “lateral”. La Fig. 12.25.a., representa los parámetros utilizados en la definición del referido caso de carga y la Fig. 12.25.b., representa la distribución de cargas adoptadas, que consiste en una serie de cargas aplicadas en cada nivel, uniformemente creciente con la altura de la edificación y el correspondiente estado de deformación asociado.

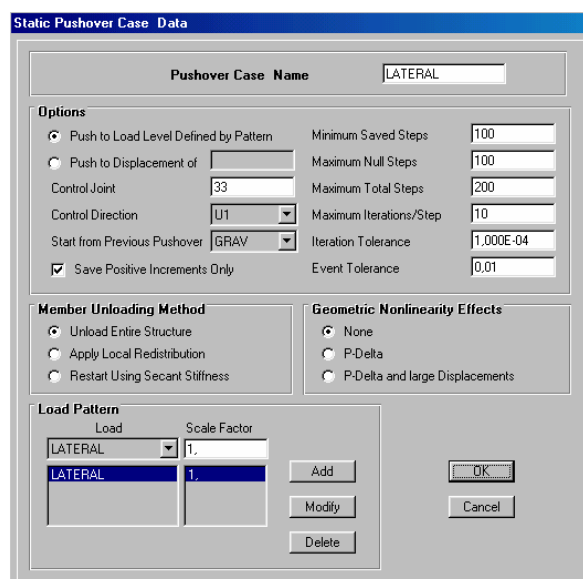


Fig. 12.25.a. Definición caso de carga

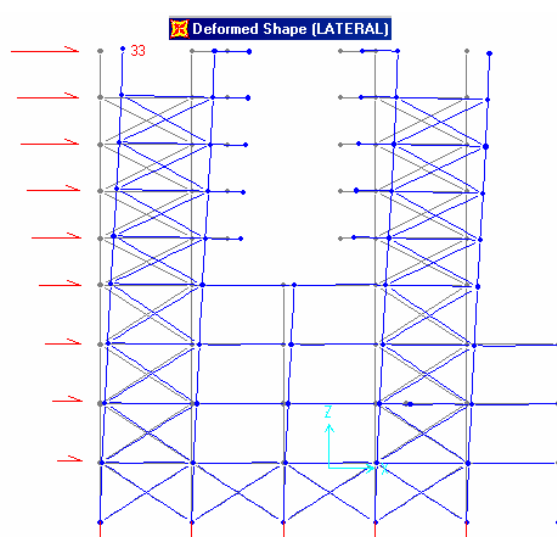


Fig. 12.25.b. Esquema de carga lateral

12.4.2.4. Resultados del análisis pushover

Diferentes tipos de resultados que pueden ser obtenidos a partir de un *análisis pushover*, entre los que destacan fundamentalmente, la curva de capacidad, el espectro de capacidad, así como, la evolución de cada punto de plastificación.

El apartado 6.4.2.2., del capítulo 6, describe los fundamentos para la obtención de la curva de capacidad y del espectro de capacidad. La Tabla 12.4., reproduce de manera particular y por facilidades interpretativas, los resultados de la curva de capacidad asociados al pórtico central en la dirección E-O (dirección x del modelo – Fig. 12.12.b), expresados en términos del desplazamiento lateral (mm), del nodo 33, ubicado en el nivel de techo de la edificación en relación con el corte basal (Ton). La Fig. 12.26., muestra gráficamente la curva de capacidad, que mantiene su linealidad hasta alcanzar un desplazamiento en el tope de la edificación de 22,41 mm. A partir de este punto (step 3), se inicia una secuencia de plastificaciones en los diferentes elementos estructurales (vigas, columnas y tabiquerías), cuya evolución se resume en la Tabla 12.4., donde se aprecia, para un desplazamiento de 43,38 mm (step 7), que sobre un total de 176 puntos de plastificación pertenecientes al pórtico mostrado, 69,9% se mantienen en el rango elástico (A-B), 23,9% supera el punto de cedencia, manteniéndose por debajo del límite de desempeño asociado a inmediata ocupación (B-IO), 3,4% está entre los límites de inmediata ocupación y seguridad vital (IO-LS) y 2,8% superó el límite de estabilidad estructural y de prevención del colapso (>CP).

Tabla 12.4. Curva de capacidad asociada al pórtico central en la dirección E-O

PUSHOVER CURVE											
Step	Displacement	Base Shear	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0,0000	0,0000	176	0	0	0	0	0	0	0	176
1	10,0000	72,3416	176	0	0	0	0	0	0	0	176
2	20,0000	144,6832	176	0	0	0	0	0	0	0	176
3	22,4097	162,1154	173	3	0	0	0	0	0	0	176
4	32,7612	225,4634	156	20	0	0	0	0	0	0	176
5	43,3133	276,9539	137	38	1	0	0	0	0	0	176
6	43,3832	277,2382	137	37	1	0	0	1	0	0	176
7	43,3832	277,2382	123	42	6	0	0	1	4	0	176

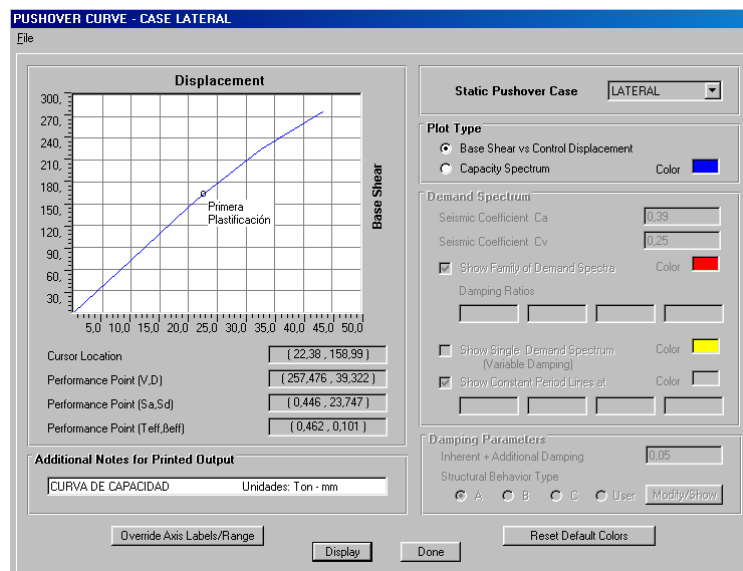
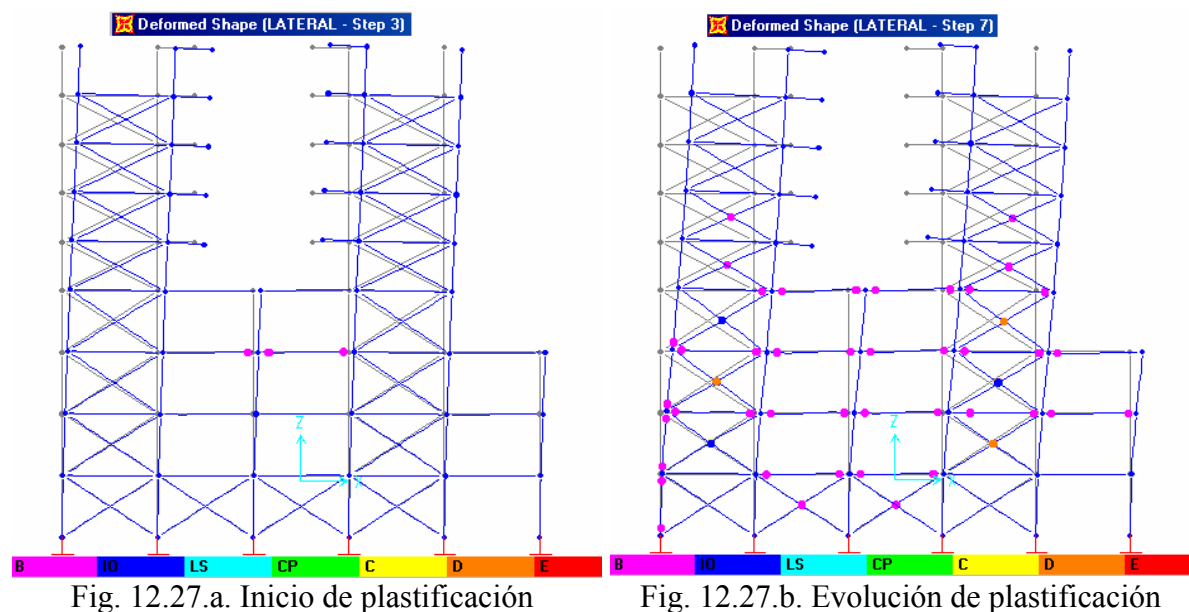


Fig. 12.26. Curva de capacidad

Para cada uno de los incrementos de cargas del análisis *pushover*, es posible visualizar la evolución de cada punto de plastificación y la secuencia de plastificaciones, en una escala de colores, referidos a los puntos característicos de los diagramas de repuesta no lineal y los límites de deformación asociados a los diferentes niveles de desempeño establecidos. La Fig. 12.27.a., muestra el momento en el cual la estructura inicia la incursión en el rango inelástico – primera plastificación (step 3), con la cedencia a flexión

de los extremos de dos vigas intermedias del tercer nivel. La Fig. 12.27.b., muestra la evolución y secuencia de plastificaciones alcanzadas para un desplazamiento de 43,38 mm (step 7), donde se evidencia un estado avanzado de daño en los elementos de tabiquería de los niveles 2, 3 y 4, un daño apreciable en los elementos de tabiquería de los niveles 1, 5 y 6, un importante número de la cedencias a flexión en los extremos de las vigas de los primeros cuatro niveles e inclusive, la plastificación de los extremos de algunas columnas periféricas.



12.4.2.5. Calificación de la respuesta sísmica

Para estimar la respuesta máxima de la edificación ante un movimiento sísmico y calificar su desempeño sísmico, es necesario comparar la capacidad del sistema con los diferentes niveles de demanda sísmica esperados. La superposición del espectro de capacidad con el espectro de demanda, en un formato de representación ADRS (*Acceleration-Displacement Response Spectrum*), permite estimar de una manera práctica, la respuesta máxima del sistema necesaria para calificar su desempeño sísmico.

El apartado 6.4.2.3., del capítulo 6, describe los fundamentos para la determinación del espectro de demanda sísmica, a partir espectro elástico. En este caso, el espectro de demanda ha sido derivado a partir del espectro de respuesta elástico de aceleración, asociado a una forma espectral S3 (suelos blandos/sueltos), para una fracción de amortiguamiento del 5%, definido por la norma venezolana para edificaciones sismorresistentes Covenin 1756-98 (FUNVISIS, 1998) y parametrizado a través de los coeficientes sísmicos C_A y C_V , que definen la construcción de los espectros de respuesta elásticos (ATC-40, 1996), donde el coeficiente sísmico C_A , representa la aceleración horizontal máxima del terreno y está relacionada con los niveles de amenaza de la región.

La ciudad de Caracas, pertenece a la zona sísmica 5, del mapa de zonificación sísmica de Venezuela (FUNVISIS, 1998), correspondiéndole un coeficiente de aceleración horizontal $A_0 = 0.30g$, que es representativo de una probabilidad de excedencia de 10%, para una vida útil de 50 años, es decir, períodos de retorno de 475 años. De acuerdo a la definición de los niveles de amenaza sísmicos propuestos por ATC-40 (1996), descritos en el apartado 6.2.2.2., del capítulo 6, este valor de aceleración, está asociado a un sismo de

diseño (SD). Otros niveles de amenaza exigen su valoración para diferentes probabilidades de excedencia, durante la misma vida útil. Siguiendo las recomendaciones de la norma venezolana (FUNVISIS, 2000) y las propuestas de Grases (1994), es posible definir los coeficientes de aceleración horizontal asociados a los diferentes niveles de amenaza recomendados en la propuesta ATC-40 (1996). La Tabla 12.5., resume los valores utilizados en esta evaluación, para la ciudad de Caracas.

Tabla 12.5. Aceleración horizontal de Caracas para diferentes niveles de amenaza sísmica

Nivel de amenaza sísmica	Probabilidad excedencia / vida útil	Período de Retorno T (años)	Aceleración horizontal máxima A (g)	Coficiente $\alpha = A/A_0$
Sismo Servicio SS	50% / 50 años	72	0,18	0,60
Sismo Diseño SD	10% / 50 años	475	0,30	1,00
Sismo Máximo SM	5% / 50 años	975	0,39	1,30

Las Figuras 12.28.a., 12.28.b. y 12.28.c., muestran los resultados obtenidos luego de superponer, en un formato de representación ADRS, el espectro de capacidad, con los espectros de demanda, asociados a los diferentes niveles de amenaza sísmica. En cada caso, se destaca el *punto de desempeño*, donde se iguala la capacidad con la demanda, a través de la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda, ajustado para un factor de amortiguamiento global compatible con el nivel de deformación esperado, de acuerdo a lo descrito en el apartado 6.4.2.4., del capítulo 6 . La Tabla 12.6., resume los resultados obtenidos para cada nivel de amenaza sísmica, destacando, además de los valores espectrales de pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento del punto de desempeño (S_a , S_d), los correspondientes valores del corte basal y desplazamiento máximo (V , D) y las propiedades dinámicas efectivas asociadas a dicho nivel de deformaciones (T_{eff} , β_{eff}).

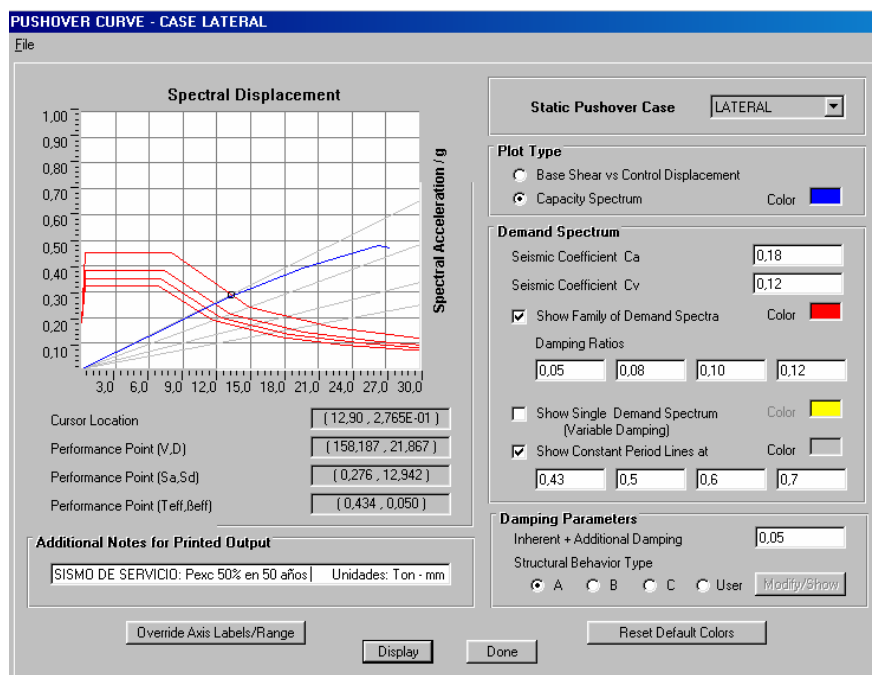


Fig. 12.28.a. Espectro Capacidad-Demanda (Sismo de Servicio – SS)

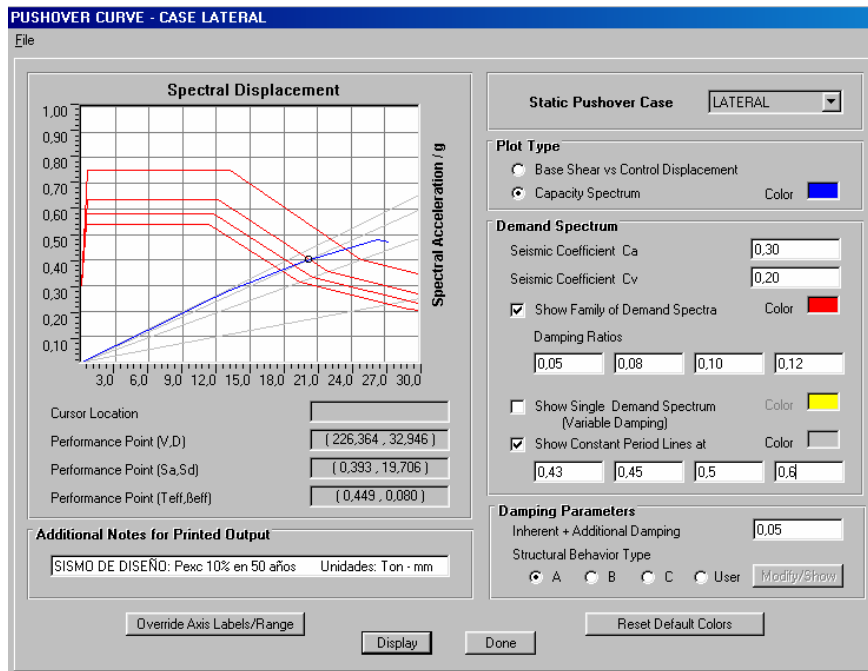


Fig. 12.28.b. Espectro Capacidad-Demanda (Sismo de Diseño – SD)

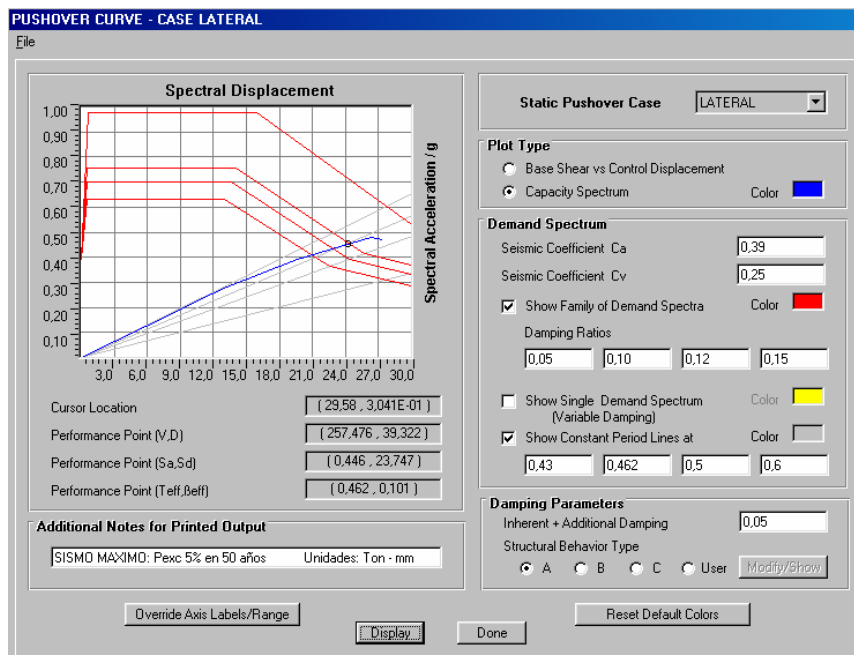


Fig. 12.28.c. Espectro Capacidad-Demanda (Sismo Máximo – SM)

Tabla 12.6. Resultados para diferentes niveles de amenaza sísmica

Nivel de amenaza	Sa (g)	Sd (mm)	V (Ton)	D (mm)	Teff(seg)	βeff
SS	0,276	12,942	158,2	21,87	0,434	0,05
SD	0,393	19,706	226,4	32,95	0,449	0,08
SM	0,446	23,747	257,5	39,32	0,462	0,10

Es importante destacar las modificaciones que sufren las propiedades dinámicas fundamentales del sistema, para los diferentes niveles de amenaza sísmica. Al respecto, conviene recordar que la variación del período de vibración del sistema, surge como consecuencia de la degradación de rigidez de los elementos estructurales durante el proceso de deformación y está directamente relacionada con la pendiente de la recta que va desde el origen de coordenadas hasta el punto de desempeño, en el espectro de capacidad-demanda. Por su parte, el incremento del amortiguamiento efectivo del sistema, considera el amortiguamiento viscoso inherente a la estructura (supuesto constante e igual al 5%) y el amortiguamiento histerético representado como un amortiguamiento viscoso equivalente, asociado a la energía disipada por la acción no lineal del material (ATC-40, 1996).

La revisión de los niveles de degradación globales de la edificación, caracterizados por la evolución de las plastificaciones de los diversos elementos estructurales ante los diferentes niveles de amenaza sísmica, permite concluir:

. Sismo de Servicio (SS): la edificación permanece prácticamente en el rango elástico. Menos del 2% de sus elementos alcanzan el estado de cedencia, aunque sus deformaciones se mantienen por debajo de los límites admisibles asociados al estado de inmediata ocupación. La edificación se mantiene totalmente operacional.

. Sismo de Diseño (SD): aproximadamente 22% de los elementos alcanzan la deformación cedente, manteniendo sus deformaciones por debajo de los límites admisibles asociados al estado de inmediata ocupación. Menos del 1% se aproxima al estado de seguridad vital. La edificación se mantiene utilizable y disponible para su inmediata ocupación.

. Sismo Máximo (SM): aproximadamente 30% de los elementos supera la deformación cedente, de los cuales, 24% se mantiene por debajo de los límites admisibles asociados al estado de inmediata ocupación, 4% alcanzan los límites admisibles asociados al estado de seguridad vital y sólo 2% alcanzan un nivel de daño próximo al colapso. La existencia de daños es bastante limitada, presentando poco riesgo de atentar contra la vida, por lo que la edificación satisface los criterios de seguridad vital.

Adoptando el esquema propuesto por ATC-40 (1996), descrito en el apartado 6.2.2.2., del capítulo 6, la Tabla 12.7., sintetiza el desempeño esperado de la edificación, que satisface los objetivos de diseño implícitos en la propuesta del Comité VISION 2000 (SEAOC, 1985), para edificaciones esenciales dados en la Tabla 6.6., del capítulo 6.

Tabla 12.7. Desempeño esperado de la edificación

Nivel de amenaza sísmica	Nivel de desempeño de la edificación			
	Operacional	Inmediata Ocupación	Seguridad Vital	Estabilidad Estructural
Servicio (SS)	X			
Diseño (SD)		X		
Máximo (SM)			X	

12.5. CONCLUSIONES

La integración de métodos analíticos y métodos experimentales, permite el desarrollo de estudios de vulnerabilidad sísmica a nivel detallado. Si bien, este nivel de evaluación, persigue el diagnóstico más confiable posible del desempeño sísmico de las edificaciones, implica como se ha visto, la aplicación de importantes recursos y tiempo.

Se ha puesto en evidencia la importancia de soportar el desarrollo de los modelos analíticos en los resultados de los estudios experimentales. La identificación de las propiedades dinámicas fundamentales (frecuencias naturales de vibración, formas modales y fracciones de amortiguamiento), constituye la base para la apropiada definición y calibración de un modelo analítico, suficientemente representativos de las condiciones reales en las que se encuentra una estructura, necesario para estimar la respuesta máxima ante diferentes niveles de la amenaza sísmica, que permita calificar el desempeño sísmico y la necesidad de implementar cualquier medida de intervención estructural.

La aplicación de técnicas experimentales a través de ensayos propios de la dinámica estructural, tales como ensayos de vibración libre y de vibración forzada inducida por excitación armónica o ambiental, permite la identificación de las propiedades dinámicas de la estructura. En particular, se ha comprobado como las técnicas de vibración ambiental, constituyen ensayos de fácil implementación, que requieren de un cuidadoso procesamiento de las señales, a través de apropiadas técnicas numéricas, que permitan mejorar la relación entre la señal y el ruido presente en la medición. Por su parte, las técnicas de vibración libre, exige la intervención de agentes externos para excitar la estructura, no siempre posibles de implementar. Cada uno de estos ensayos no debe ser visto de manera excluyente, sino que por el contrario, deben ser complementarios e integrarse entre sí, con el fin de lograr la mejor interpretación posible de la respuesta estructural.

Los modelos analíticos o teóricos, permiten simular la respuesta estructural ante diferentes estados de sollicitaciones. La representatividad de los mismos es un aspecto realmente complejo de evaluar, ya que en algunos casos es difícil incorporar, todas aquellas condiciones que pueden de una u otra manera, influir en la respuesta estructural, tales como, la interacción con elementos no intencionalmente estructurales (tabiquerías, ductos, escaleras, forjados, etc.), la interacción con el medio de fundación (interacción estructura-fundaciones-suelo), etc. La dispersión en las propiedades de los materiales, las cargas existentes y los simplificados modelos de respuesta de los elementos estructurales, son algunos de los factores que contribuyen a limitar la representatividad de los modelos analíticos. Sin embargo, estos modelos representan la principal herramienta de simulación disponible, que apropiadamente desarrollados, permiten una estimación suficientemente razonable de la respuesta estructural ante la acción de un sismo.

Sobre la base de un modelos elástico y lineal de la estructura, ajustado para reproducir las principales propiedades dinámicas determinadas por vía experimental, se desarrolló un modelo no lineal. Existen disponibles en la bibliografía (Valles et al., 1996), modelos más o menos refinados, para el análisis dinámico no lineal de estructuras de edificios. El modelo implementado se fundamenta en un método simplificado de análisis no lineal de estructuras, desarrollado con la versión No Lineal del programa SAP2000 (CSI, 1998), en concordancia con los lineamientos propuestos por ATC-40 (1996) y el reporte FEMA 273 (FEMA, 1996). A través de una análisis *pushover*, se determina la curva de capacidad, necesaria para la aplicación del método del espectro capacidad-demanda, que

permite estimar la respuesta estructural máxima del sistema y calificar el desempeño sísmico de la edificación. Es importante recordar, que la metodología utilizada, representa un enfoque aproximado para determinar la respuesta no lineal de la edificación sometida a un movimiento sísmico y que en ningún caso, debe ser considerado como una solución exacta.

Los resultados obtenidos permiten estimar el desempeño esperado de la edificación. La comparación del desempeño esperado para diferentes niveles de la amenaza sísmica con los objetivos de diseño para edificaciones esenciales reconocidos internacionalmente (propuesta del Comité VISION 2000 - SEAOC, 1985), permite concluir que la misma cumple los objetivos de diseño y por tanto, cuenta con un diseño sísmico satisfactorio.

12.6. RESUMEN Y DISCUSION

Se presenta la aplicación realizada con *métodos analíticos y experimentales* sobre uno de los módulos de hospitalización del hospital Dr. Domingo Luciani, ubicado en la ciudad de Caracas, Venezuela. Luego de una descripción general de las principales características de este complejo sanitario, se reseña el proceso de recopilación de información que ha permitido la implementación de los modelos analíticos. En particular, se implementaron dos modelos de análisis; elástico e inelástico, que han permitido estimar teóricamente las propiedades dinámicas de la estructura y predecir la respuesta de la estructura más allá de la capacidad elástica, así como, permitir el desarrollo de un análisis estático no lineal que facilite la aplicación del método del espectro capacidad-demanda, como alternativas para calificar el nivel de desempeño sísmico de la edificación.

Como complemento a estos modelos teóricos, se implementaron una serie de mediciones de vibraciones sobre la edificación, producto del ruido ambiental y de una sucesión de ensayos de vibración libre, que han permitido identificar las principales frecuencias de vibración de la estructura.

En cada una de estas aplicaciones, se ha puesto de manifiesto la dificultad que implica la recopilación de información, que generalmente es un proceso lento y laborioso, por lo que se hace necesario definir a priori, el alcance y los objetivos del estudio. Aplicaciones regionales que implican la evaluación de un significativo número de edificaciones, deben partir necesariamente de estudios preliminares, que permitan calificar con un nivel de esfuerzo relativamente pequeño, el desempeño sísmico de las edificaciones. En esta situación, los métodos empíricos constituyen, como se ha visto, una alternativa bastante recomendable. Estos resultados permiten obtener una primera aproximación sobre la vulnerabilidad sísmica de los hospitales, que inclusive puede servir de base para la implementación de estrategias o políticas gubernamentales orientadas a mitigar el riesgo sísmico. Sin embargo, su principal aplicación debe servir de base para hacer un estudio regional que permita jerarquizar los niveles de importancia relativa de estas instalaciones y que justifiquen la implementación de técnicas de evaluación de la vulnerabilidad sísmica más sofisticadas y que por su naturaleza requieren de una importante dedicación de tiempo y recursos, tales como los métodos analíticos y experimentales.

Cada uno de los métodos indicados tiene sus ventajas y desventajas, y no conviene menospreciar o sobrestimar sus posibilidades; por el contrario, es conveniente integrarlos dentro de una estrategia racional de evaluación, donde se combinen los métodos analíticos y empíricos con algún método experimental, que permita incrementar la confiabilidad de un análisis de vulnerabilidad sísmica.

De manera específica, los resultados del estudio detallado de vulnerabilidad sísmica del Hospital Dr. Domingo Luciani permite concluir que cumple los objetivos de diseño y por tanto, cuenta con un diseño sísmico satisfactorio. Sin embargo, es importante señalar que estos resultados se limitan básicamente al estudio de la vulnerabilidad física, con énfasis en las consideraciones estructurales que incluyen algunas consideraciones no estructurales y funcionales.

No obstante, es necesario profundizar la revisión de la vulnerabilidad sísmica con una evaluación que contemple de manera más específica la vulnerabilidad no estructural, prestando especial atención a todos aquellos componentes arquitectónicos (techos falsos, cielos rasos, plafones, paneles de vidrio, antepechos, ornamentos, cornisas, letreros, anuncios, etc.) y componentes mecánicos y eléctricos (equipos aire acondicionado y/o calefacción, ventiladores, estanques a presión, estanques de almacenamiento, sistemas de tubería, sistemas de comunicación y emergencia, anclaje de pesados equipos médicos, etc.). Asimismo, se destaca la necesidad de conformar un equipo multidisciplinario conformado por ingenieros, arquitectos, administradores, médicos, etc., con el objeto de revisar los aspectos operacionales sobre todo en situaciones de emergencia que contribuyan a incrementar la vulnerabilidad funcional.