

ANALISIS Y DISEÑO DE EDIFICACIONES HOSPITALARIAS

INTRODUCCION

El análisis estructural de construcciones hospitalarias no difiere en sus aspectos teóricos del correspondiente a una estructura corriente de edificios, puesto que son construidas con idénticos materiales y sometidas a cargas semejantes. Las diferencias pueden hallarse, más bien, en los criterios y requisitos de diseño específicos para hospitales, con respecto a los cuales no hay consenso en la comunidad internacional, tal como se expondrá más adelante en este capítulo.

En lo que sigue a continuación ofrecemos en forma resumida los principios básicos de análisis estructural adecuados para edificios.

ANALISIS ESTATICO

Las estructuras sometidas a cargas estáticas, tales como las representadas por el peso propio de la estructura y las cargas de uso, suelen modelarse como estructuras hiperestáticas linealmente elásticas, para las cuales es válido el principio de superposición. Esto permite relacionar las fuerzas y las deformaciones a través de la fórmula simple:

$$f = k u$$

donde f es el vector de fuerzas externas aplicadas a la estructura, u es el vector de deformaciones de los puntos de aplicación de dichas fuerzas (grados de libertad), y k es la matriz de rigidez definida como:

$$k = [k_{i,j}]$$

en la cual los elementos denotan la fuerza en i cuando en j se da un desplazamiento unitario.

El análisis usual para cargas de gravedad, así como para cargas derivadas de empuje de tierras y agua y asentamientos diferenciales, recurre a la ecuación antes expresada, bajo la suposición de linealidad en el comportamiento esfuerzo-deformación de los materiales. Esta suposición es adecuada en materiales como el acero y el aluminio a niveles moderados de esfuerzo, por debajo del nivel de cedencia, ya que el módulo de elasticidad

del material es constante hasta dicho nivel. Para el concreto y la mampostería, la suposición es menos adecuada, puesto que la pendiente de la curva esfuerzo-deformación varía con el nivel de esfuerzo, pero el uso de la ecuación es de todas maneras admisible.

Los términos elementales de rigidez utilizados hasta aquí son usualmente modificados para tener en cuenta los siguientes hechos:

- ↪ La influencia de las deformaciones por cortante, la cual es mayor a medida que aumenta la relación entre la altura de la sección y su longitud.
- ↪ La gran rigidez de cada elemento en el sector del nudo, la cual puede considerarse como infinita.

La matriz de rigidez de una barra prismática obtenida al tener en cuenta estas dos modificaciones es la que usualmente se configura en los programas de computador para el análisis de estructuras reticulares. J. Meek (1) describe en detalle el análisis estructural por métodos matriciales, así como los sistemas de cálculo electrónico.

ANÁLISIS ESPACIAL

La naturaleza tridimensional de las estructuras de los edificios, así como de las cargas de origen sísmico, ha creado la necesidad de realizar análisis en tres dimensiones que reflejen de manera más adecuada que los análisis planos el comportamiento de las estructuras.

La necesidad del análisis espacial se debe básicamente por el fenómeno de la torsión. En efecto, la diferencia de disposición en planta de la rigidez lateral hace que se presente torsión bajo la presencia de fuerzas de inercia sísmicas o de viento, que por su naturaleza de fuerzas inerciales tienen su resultante aplicada en el centro de masa de cada nivel, en términos simplificados. La diferencia de posición entre el centro de masa y el punto de concentración de la resultante de las fuerzas de reacción de los diferentes elementos resistentes, hace que se genere un par instantáneo de rotación del diafragma, el cual es mayor en la medida en que la distancia entre ambos puntos aumente. El punto de aplicación de la resultante mencionada se conoce como centro de rotación y su posición es, en general, variable, en dependencia de la carga, la resistencia realmente ofrecida por los elementos en cada caso, etc. Para la conversión del análisis espacial en una serie de análisis planos, puede suponerse aproximadamente que dicho centro se encuentra localizado en el centro de rigidez de los diferentes elementos que cruzan el diafragma (2). En el caso de efectuarse un análisis espacial como el que se explica más adelante no es necesaria dicha suposición.

Análisis espacial estático

El siguiente desarrollo matemático supone que la losa de piso ensambla las estructuras verticales resistentes (pórticos y muros) sin absorber deformaciones, es decir, rígidamente. Esto supone que las fuerzas sísmicas son enteramente absorbidas por las estructuras verticales y que la losa es infinitamente rígida en su plano. Esta suposición, que se discute con mayor detalle en el capítulo 3, está de acuerdo con lo observado en la mayoría de

los casos prácticos. La figura 1 ilustra este comportamiento rígido en una estructura sin torsión así como un caso de comportamiento flexible de la losa en su propio plano, el cual se considera indeseable. Puede verse claramente que este caso requeriría de un análisis espacial en el que se considerara la flexibilidad de la losa en su plano. Otros casos de este tipo de comportamiento se describen en el capítulo 3.

FIGURA 1. COMPORTAMIENTOS RÍGIDO Y FLEXIBLE DEL DIAFRAGMA

Supongamos que un sistema plano i , sometido a cargas laterales, es analizado en sus dos coordenadas utilizando la matriz condensada, por medio de la ecuación:

$$f_i = R_i u_i$$

El vector de fuerzas puede ser expresado en un sistema espacial de coordenadas, como:

$$F_i = A_i f_i$$

donde la matriz A_i es la necesaria para transportar el vector de fuerzas en el sistema local al centro de coordenadas del sistema espacial. Por la ley del contragradiente, esta matriz es la misma que se requiere para expresar la relación entre los desplazamientos en el sistema plano y el espacial:

$$u_i = A_i^T U_i$$

donde U_i es el vector de desplazamientos de la estructura plana vistos desde el sistema espacial. Reemplazando:

$$f_i = R_i A_i^T U_i$$

y premultiplicando por A_i ,

$$A_i f_i = F_i = (A_i R_i A_i^T) U_i$$

o, lo que es equivalente:

$$F_i = S_i U_i$$

con:

$$S_i = A_i R_i A_i^T$$

donde S_i es la matriz de rigidez de la estructura plana expresada en términos del sistema de coordenadas espacial. De manera semejante, al transportar todas las matrices de rigidez de los sistemas planos al centro común se obtiene:

$$S = \sum_{\forall i} S_i$$

Las fuerzas sísmicas calculadas por medio del análisis dinámico o del método simplificado, que se describen más adelante, se consideran aplicadas en el centro de gravedad de cada piso, por su naturaleza de fuerzas inerciales. El vector F es el vector de dichas fuerzas:

$$F = [f_j]$$

Los desplazamientos en el sistema global producidos por estas fuerzas serán:

$$U = S^{-1} F$$

Los desplazamientos en cada uno de los sistemas planos se obtendrán como:

$$u_i = A_i^T U$$

y los giros de los nudos se calcularían de acuerdo con la ecuación:

$$\theta_i = -K_{\theta\theta}^{-1} K_{u\theta} u_i$$

Con ambos resultados se calculan fácilmente las fuerzas internas en los elementos del sistema plano.

ANALISIS DINAMICO

Para las cargas de naturaleza sísmica es necesario recurrir a análisis de tipo dinámico. Para el caso simple de vibraciones lineales no amortiguadas y sin fuerza externa actuante, esto es, vibraciones libres, de un sistema de un grado de libertad, se tiene:

$$m\ddot{u} + ku = 0$$

la cual tiene por solución:

$$u(t) = e^{-\xi\omega t} (A \sin \omega_d t + B \cos \omega_d t)$$

con:

$$\xi = \frac{c}{2m\omega} \equiv \text{factor de amortiguamiento.}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{m}{k}} \equiv \text{frecuencia natural.}$$

$$\omega_d = \omega \sqrt{1-\xi^2} \equiv \text{frecuencia amortiguada.}$$

La vibración forzada, dada por:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p$$

tiene por solución la integral de Duhamel:

$$u(t) = \frac{1}{m\omega_d} \int_0^t p(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega_d(t-\tau) d\tau$$

Por medio de derivación numérica se obtienen las historias de velocidad y aceleración del sistema.

En el caso de movimientos del suelo, la fuerza dinámica tiene por valor:

$$p(t) = -m\ddot{u}_s$$

donde:

$$\ddot{u}_s \equiv \text{aceleración del suelo.}$$

Por tanto,

$$u = -\frac{1}{\omega_d} \int_0^t \ddot{u}_s e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega_d(t-\tau) d\tau$$

Un examen detallado de la dinámica de estructuras se encuentra en Clough y Penzien (3).

Espectros de respuesta

De la aplicación repetida de la integral de Duhamel para una misma historia de aceleración del suelo y varios factores de amortiguamientos y frecuencias, se obtiene múltiples historias de respuesta, cuyos valores máximos suelen ser graficados contra sus respectivas frecuencias o períodos para tener un reflejo de la acción del sismo sobre varios tipos de estructuras. Estos espectros se definen como:

$$S_d(T, \xi) = \max u(t, T, \xi)$$

$$S_v(T, \xi) \equiv \max \dot{u}(t, T, \xi) \approx \omega S_d(T, \xi)$$

$$S_a(T, \xi) \equiv \max \ddot{u}(t, T, \xi) \approx \omega^2 S_d(T, \xi)$$

El mayor valor de las aceleraciones en una zona determinada de períodos se debe a que las frecuencias naturales en ella se acercan a las frecuencias dominantes de las ondas sísmicas en la base, condición necesaria para que se presente una especie de resonancia del sistema con la excitación. Las ondas sísmicas en la base de la estructura, a su vez, han sido filtradas por el suelo sobreyacente a la roca basal y han adquirido por tanto las frecuencias dominantes del mismo. Por esta razón debe considerarse con cuidado la relación entre la frecuencia natural dominante de la estructura y la dominante del suelo. La misma estructura, situada en dos suelos diferentes, puede responder con mayores aceleraciones en un suelo que en otro, en dependencia de la relación de su frecuencia natural con respecto a la del suelo (4).

La figura 2 muestra varios espectros de registros de sismos obtenidos en diferentes tipos de suelos, normalizados según la aceleración máxima del terreno. Se aprecia claramente que el efecto de la rigidez del suelo es de doble naturaleza. Por una parte, determina la zona del espectro en la que se dan los mayores valores de la respuesta, de manera tal que a mayor flexibilidad del suelo, mayor período dominante en el espectro. Por otra parte, la mayor flexibilidad del suelo impone una mayor amplificación de la aceleración en la estructura.

FIGURA 2. ESPECTROS DE ACCELERACION: COMPARACION DE EFECTOS DE SITIO

Sistemas de varios grados de libertad

La ecuación de vibración libre no amortiguada para sistemas de varios grados de libertad toma la forma:

$$M \ddot{U} + S U = 0$$

donde:

$$M = [m_{ij}], S = [s_{ij}]$$

son las matrices de masa y rigidez, respectivamente. Los términos de las matrices son las fuerzas en el grado de libertad i debidas a una aceleración unitaria o a un desplazamiento unitario, respectivamente, en el grado de libertad j . El modelo adoptado normalmente es el mostrado en la figura 3. Las masas tienen como grados de libertad dos traslaciones laterales ortogonales y una rotación alrededor del eje central. Esto simula de manera adecuada los desplazamientos de la estructura en el plano horizontal y la torsión de la misma causada por excentricidades de la masa con respecto a la rigidez. La matriz de rigidez, en consecuencia, se construye de acuerdo a estos grados de libertad, tal como se ilustra más adelante. Sin embargo, puede ser suficientemente satisfactorio usar un modelo plano para cada eje horizontal, y analizar los efectos de torsión en un análisis espacial estático realizado con las fuerzas resultantes de este análisis dinámico. En este caso, la matriz de rigidez es la suma de las matrices de rigidez condensadas obtenidas para cada pórtico resistente en el sentido del análisis:

FIGURA 3: MODELO DINAMICO ESPACIAL

$$S = \sum_{k=1}^{k=N} R_k$$

Si se supone la solución:

$$U = \phi \sin(\omega t + \gamma)$$

se llega a que:

$$[S - \omega^2 M] \phi = 0$$

la cual tiene solución únicamente si:

$$|S - \omega^2 M| = 0$$

De la solución de este determinante se obtienen las diferentes frecuencias de vibración, a cada una de las cuales corresponde un modo de vibración. Físicamente, el significado del modo de vibración es que, si la estructura se lleva a la posición de deformación indicada por cada modo y se libera, vibrará de forma libre con la frecuencia correspondiente y tomando en cada extremo de la vibración la forma del modo respectivo.

Las fuerzas dinámicas actúan a través de las características dinámicas de la estructura, esto es, de sus frecuencias y modos de vibración, cada uno de los cuales representa un sistema de un grado de libertad. Por esta razón, la respuesta total para vibraciones forzadas, según el principio de superposición de sistemas lineales, será la suma de las respuestas individuales. El valor total de la respuesta de desplazamiento está dado por:

$$U = \phi_1 v_1 + \phi_2 v_2 + \dots + \phi_n v_n$$

donde el primer factor de los términos de la serie es el modo de vibración y el segundo representa la respuesta de dicho modo a la excitación, y se conoce con el nombre de coordenada generalizada del modo respectivo. De esta manera:

$$v_i = \frac{1}{M_i \omega_{di}} \int_0^t P_i(\tau) e^{-\xi_i \omega_{di}(t-\tau)} \sin \omega_{di}(t-\tau) d\tau$$

donde:

$$M_i = \phi_i^T M \phi_i$$

y:

$$P_i = - \phi_i^T M [r] \ddot{d}_s$$

donde $[r]$ es un vector de influencia que representa los desplazamientos estáticos en los grados de libertad de la estructura que resultan de un movimiento estático unitario en la base. Para los modelos planos el vector $[r]$ es un vector de unos.

De acuerdo a las ecuaciones de la dinámica de estructuras puede demostrarse que la fuerza sísmica en el modo i y en el nivel j es:

$$f_{i,j} = \frac{\sum_{\forall j} m_j \phi_{i,j}}{\sum_{\forall j} m_j \phi_{i,j}^2} m_j \phi_{i,j} S_a(T_i, \xi_i)$$

Las fuerzas máximas debidas a cada modo no coinciden necesariamente en el tiempo, debido a la diferencia de respuesta de cada modo, la cual a su vez se debe a la diferencia de frecuencias. Por ello, su combinación para obtener la fuerza de diseño suele ser probabilística. La manera usual de realizar esta combinación es por medio del criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados:

$$f_j = \sqrt{\sum_{\forall i} f_{i,j}^2}$$

Sin embargo, en los últimos años ha adquirido mayor aplicación la llamada combinación cuadrática completa, en la cual:

$$f_j = \sqrt{\sum_i^n \sum_k^n f_{ij} p_{ik} f_{kj}}$$

con:

$$p_{ik} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_k \omega_i \omega_k (\xi_i \omega_i + \xi_k \omega_k)} \omega_i \omega_k}{(\omega_i^2 - \omega_k^2)^2 + 4\xi_i \xi_k \omega_i \omega_k (\omega_i^2 + \omega_k^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_k^2) \omega_i^2 \omega_k^2}$$

Método simplificado

A partir de las fórmulas anteriores se puede derivar un método simplificado de cálculo de fuerzas sísmicas. La fuerza debida al modo i en el piso j puede expresarse también como:

$$f_{i,j} = \frac{(\sum_{\forall j} m_j \phi_{i,j})^2}{\sum_{\forall j} m_j \phi_{i,j}^2} \frac{m_j \phi_{i,j}}{\sum_{\forall j} m_j \phi_{i,j}} S_a(T_i, \xi_i)$$

El primer término se conoce con el nombre de masa modal efectiva del modo i . La tendencia usual en edificios es que la masa efectiva del primer modo de traslación en cada sentido constituya una gran parte de la masa total. Si se toma la masa efectiva del primer modo como la masa total del edificio, y se asume que el primer modo tiene forma lineal, expresada como la relación entre la altura del piso y la altura total del edificio, de suerte que:

$$\phi_{1,j} = \frac{h_j}{H},$$

se obtiene:

$$f_j = \frac{w_j h_j}{\sum_{\forall j} w_j h_j} \frac{W}{g} S_a(T_1, \xi_1)$$

la cual es la fórmula básica de cálculo de fuerzas en los métodos pseudo-dinámicos consagrados en varios códigos de construcciones. El método logra evitar totalmente la realización de un análisis dinámico al asumir el período fundamental de acuerdo a fórmulas empíricas calculadas por experimentación de edificios con vibraciones ambientales. Los partidarios del método lo defienden por su sencillez. Sin embargo, al aumentar la complejidad de la construcción el análisis dinámico se hace más necesario, debido a que el modo fundamental tiende a apartarse de la forma asumida por el método simplificado y los modos superiores cobran mayor importancia.

DISEÑO SISMO-RESISTENTE

El diseño sismo-resistente de estructuras es de una complejidad muy superior a la que caracteriza el diseño para cargas estáticas de gravedad, debido a los múltiples factores que se deben tener en cuenta en él. Entre estos se encuentran los siguientes:

- a) La naturaleza azarosa de la excitación, en cuanto a su momento de ocurrencia, localización, energía liberada, amplificación por el suelo, variación con el tiempo, etc.
- b) La incertidumbre sobre la respuesta de la estructura, debida a la heterogeneidad de la calidad de los materiales, la interacción con los elementos no estructurales, la variación de las cargas de servicio, las variaciones presentadas en la construcción, etc.
- c) Los mecanismos de falla y disipación de energía que impliquen el menor riesgo para la vida humana y sus propiedades.
- d) El costo en excedencia sobre la resistencia a cargas de gravedad, implicado en evitar total o parcialmente el daño estructural y no estructural.
- e) El costo de reparación en caso de que se permita un nivel determinado de daño.
- f) El costo social implicado por la falla de edificios, especialmente en el caso en que sean esenciales para la atención de un desastre, como el caso de los hospitales.

De acuerdo con esto, el diseño sismo-resistente debe tratar de atender de la mejor manera posible todos estos aspectos (5). Normalmente, los códigos de diseño enmarcan algunos de estos problemas por medio de fórmulas cuantitativas simples sobre seguridad global o local. El seguimiento estricto de estas normas en el diseño habitual de estructuras, hace que el

contenido de fondo de tales simplificaciones sea frecuentemente desconocido u olvidado, lo que da lugar a un trabajo de diseño rutinario e irreflexivo. Sin embargo, en el diseño de cualquier edificio, y en especial en el de aquellos que deban permanecer en el mejor estado posible después de un terremoto, debe tenerse presente las implicaciones de cada decisión importante de acuerdo con los principios y avances de la ingeniería sísmica, y bajo la óptica de la presencia de la construcción en un medio social.

En el presente capítulo se revisan las implicaciones en el diseño sísmico de hospitales de los aspectos mencionados anteriormente.

Espectro de diseño

En el espectro de diseño recomendado por los códigos de sismo-resistencia se encuentran implícitas decisiones sobre:

- a) *La probabilidad de excedencia del sismo de diseño en un período de tiempo considerado como de vida útil media de los edificios.* Normalmente, se considera una probabilidad de excedencia del 10% en un período de vida media útil de 50 años. En el caso de hospitales, sin embargo, la vida útil supera ampliamente ese valor. La dinámica de la construcción de centros hospitalarios es decididamente menor que la de construcción de viviendas y otro tipo de construcciones. Esto es especialmente crítico en los países en desarrollo, en los que la construcción de grandes centros hospitalarios es escasa debido a que resulta altamente onerosa, por diversas razones, y es, generalmente, deficitaria. Por estas razones la perdurabilidad de dichos centros es muy alta en algunos países, y, en consecuencia, debe pensarse con detenimiento la selección de estas variables.
- b) *Las frecuencias dominantes y respuestas máximas.* Normalmente, los espectros de sismos exhiben sectores estrechos de frecuencias donde se encuentran las respuestas máximas. Sin embargo, para cubrir las incertidumbres asociadas a la distancia de ocurrencia del evento y a su contenido de frecuencias, los espectros de diseño presentan una amplia planicie de respuestas máximas así como factores de amplificación de las respuestas en terrenos blandos con respecto a las de terreno firme, de acuerdo a comportamientos observados en varios sitios del mundo. No obstante, en el caso de edificaciones especiales, puede ser conveniente la elaboración de un espectro de diseño de acuerdo a las características geológicas y geotécnicas del sitio de construcción.

Comportamiento no lineal

El criterio de diseño tradicional de edificios sometidos a sismos fuertes ha sido el de permitir cierto ingreso de los materiales en el rango no lineal con el fin de absorber energía bajo la especie de deformaciones permanentes. La figura 4 ilustra este criterio para un sistema elasto-plástico. La línea OA representa el diagrama esfuerzo máximo - deformación máxima de un sistema perfectamente elástico en un sismo determinado, mientras que la línea OCD representa un sistema elasto-plástico. Existen varias hipótesis sobre la simplificación que debe ser asumida para evaluar de manera sencilla

el comportamiento del sistema elasto-plástico.

FIGURA 4. ABSORCION Y DISIPACION DE ENERGIA

Hipótesis de igual deformación máxima. Si asumimos que un sistema elasto-plástico, OAB (figura 4) tiene igual rigidez en su parte elástica que el sistema elástico, esto equivale a que el período inicial del sistema elasto-plástico es igual al período del sistema elástico. Si asumimos además que los sistemas elástico y elasto-plástico tienen bajo el mismo sismo una igual deformación máxima, OE=OB, entonces la siguiente relación es válida:

$$\frac{AB}{DE} = \frac{OE}{OF}$$

Es decir,

$$\frac{f}{f_y} = \frac{\delta_u}{\delta_y}$$

Si hacemos:

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y}$$

y lo definimos como factor de ductilidad, la siguiente relación expresa las fuerzas de diseño del sistema elasto-plástico:

$$f_y = D f$$

con:

$$D = \frac{1}{\mu}$$

El factor **D** se denomina usualmente factor de reducción de esfuerzos. De esta manera, la estructura debe ser diseñada para unos esfuerzos menores que los dados por la respuesta del sistema elástico, calculada de acuerdo a lo expresado en la primera parte de este capítulo. Si con las fuerzas así obtenidas se realiza un análisis elástico, se obtendrían unas deformaciones que, a su vez, deben ser multiplicadas por el factor de ductilidad para estimar las deformaciones máximas de la estructura, lo cual es de gran importancia para el estudio del comportamiento de elementos no estructurales y la estabilidad de los diferentes pisos. Los elementos estructurales deben entonces garantizar que se logre alcanzar dichas deformaciones inelásticas. Para ello debe disponerse en dichos elementos de ductilidad suficiente, por medio de los mecanismos que se detallará más adelante.

Hipótesis de igual energía de deformación monotónica. En este caso supondremos que la energía potencial almacenada en los dos sistemas, de igual rigidez inicial y cargados monotónicamente, es equivalente. El área OAB (figura 4) representa la energía elástica almacenada en el sistema elástico, la cual se convierte en energía cinética que impulsa la estructura para movimientos adicionales en la dirección opuesta, mientras que el área FED representa la parte de la energía almacenada en el sistema elasto-plástico que es susceptible de generar movimiento adicional. Puede verse que al ser menor la resistencia del sistema, el sistema elasto-plástico deberá sufrir aceleraciones menores que el sistema elástico. Por otra parte, el área FCDE representa la energía absorbida por el sistema elasto-plástico por medio de deformaciones permanentes. Igualando las dos energías totales, tenemos:

$$\frac{OA \times OB}{2} = \frac{FC \times OF}{2} + FE \times FC$$

Es decir,

$$\frac{f\delta}{2} = \frac{f_y\delta_y}{2} + f_y(\delta_u - \delta_y)$$

como:

$$OD = OC \times \frac{OG}{OF}$$

se llega finalmente a que:

$$D = \frac{f_y}{f} = \sqrt{\frac{1}{2\mu - 1}}$$

con:

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y}$$

En consecuencia, la deformación máxima del sistema elasto-plástico viene dada por:

$$\delta_u = \delta_y \mu$$

De esta manera se tienen diferentes ecuaciones de la reducción de fuerzas que se debe aplicar en el diseño del sistema elasto-plástico, así como de la deformación máxima del mismo. Rosenblueth (6) recomienda

utilizar la reducción de fuerzas según la primera hipótesis para períodos largos y la segunda para períodos cortos. Para el estimativo de desplazamientos inelásticos, es recomendable utilizar la hipótesis más conservadora en cada caso.

Debe anotarse que estas son hipótesis de diseño establecidas en muchos códigos de construcciones. Sin embargo, tienen el defecto de considerar una reducción de fuerzas debido al comportamiento inelástico solamente en relación con la deformación máxima alcanzada en cualquier instante del sismo, o a la máxima energía disipada en un ciclo, sin atender a la duración de éste. Esto hace que se dejen de lado factores tan importantes como los asociados a la fatiga progresiva de los materiales, tales como la degradación de la rigidez, la disminución de la resistencia, el aumento progresivo de las deformaciones, y por ende, el colapso progresivo. Por esta razón, en los últimos años han adquirido un gran énfasis los métodos que de una u otra manera involucran la duración total del sismo en el diseño, generalmente a través de la energía total disipada o del número de ciclos de carga.

Derivas y estabilidad

En principio, los grandes desplazamientos laterales ponen en peligro la seguridad de la construcción en su totalidad, debido al daño que pueden representar para los elementos no estructurales en general. Sin embargo, cuando son aún mayores traen consigo el riesgo de colapso parcial o total de la edificación (figura 5).

FIGURA 5. DERIVAS Y ESTABILIDAD

El daño en elementos no estructurales adosados a la estructura es particularmente grave en el caso de hospitales, razón por la cual este tema será tratado específicamente en el capítulo 3. Por lo pronto, es necesario tener presente que dicho daño está asociado al valor del desplazamiento relativo inelástico de un nivel con respecto al inmediatamente anterior, o deriva. Se ha establecido que no son deseables valores de la deriva que superen el 1 o el 1,5 por mil de la altura libre entre los dos niveles. Sin embargo, este límite depende estrechamente de la fragilidad y la resistencia de los materiales componentes de los elementos no estructurales.

En lo que se refiere a la inestabilidad y efectos de segundo orden, puede

decirse sucintamente que éstos conducen al aumento de las derivas de piso cuando el valor de dichos efectos es bajo, al incremento notorio de los esfuerzos en los elementos estructurales en los niveles intermedios y al colapso del piso (y, en consecuencia, del edificio en su conjunto posiblemente) en sus niveles altos. Una manera sencilla de evaluar el grado de estabilidad de cada piso de una construcción es por medio del índice de efectos globales de inestabilidad:

$$\delta_g = \frac{1}{1-Q}$$

donde:

$$Q_i = \frac{\sum_{j=i}^n P_{uj} \Delta_i}{V_i h_i}$$

En esta ecuación,

P_{uj} = peso mayorado del piso j , incluyendo cargas vivas.

Δ_i = Deriva del piso i .

V_i = cortante sísmico en el piso i .

h_i = altura del piso i .

El valor de Q relaciona, entonces, el incremento del momento de volcamiento del piso, de acuerdo a un análisis somero de segundo orden, con el momento de volcamiento directo o de primer orden. Puede considerarse que para valores de Q menores de 0,3 el piso es estable, mientras que para valores mayores de 0,5 es definitivamente inestable. La figura 6 muestra cualitativamente el comportamiento del factor de amplificación por estabilidad global con respecto al índice Q .

De acuerdo con lo anterior, para un análisis adecuado de los problemas de derivas y estabilidad resulta de gran importancia el cálculo de unos valores adecuados de desplazamiento inelástico. Según lo visto anteriormente, y en vista de que los valores usuales del coeficiente de reducción oscilan entre 0,17 y 0,5, el cálculo del desplazamiento máximo por medio de la hipótesis de igual energía total con desplazamiento de cedencia constante parece más adecuado para fines de diseño, debido a que arroja unos valores más conservadores. Ser conservador en este aspecto es más conveniente en el caso de hospitales que en los de otras construcciones, debido a las implicaciones que los daños en elementos no estructurales y estructurales tienen para los ocupantes y la comunidad en general.

FIGURA 6. FACTOR DE AMPLIFICACION DE ESFUERZO POR INESTABILIDAD GLOBAL

Optimación de seguridad y economía

Todo diseño de ingeniería debe buscar un adecuado balance entre las condiciones de seguridad buscadas y las implicaciones económicas de la dotación de tales condiciones. En el caso del diseño sísmico, el criterio para la fijación de las condiciones de seguridad varía de acuerdo al tipo de construcción a realizar. Así, para el caso de edificios de oficinas y uso residencial, puede establecerse como criterio suficiente de seguridad la protección de la vida humana, aceptando algunos daños estructurales y no estructurales, mientras que en el caso de una central nuclear, la protección de los equipos es de mayor importancia, más si se tiene en cuenta las consecuencias que significaría su falla (7).

Particularmente, los hospitales deben ser diseñados de acuerdo a condiciones de seguridad pertinentes no sólo a la seguridad de las personas que lo ocupan en el momento de un terremoto, sino también a la necesidad de proveer la atención médica de las víctimas resultantes como consecuencia de sismos fuertes en una región amplia. Entre mayor sea la región de cobertura de un centro hospitalario en caso de desastres, mayor debe ser su nivel de seguridad. En general, para la determinación de la capacidad de un hospital debe considerarse el incremento súbito que puede tener la demanda de sus servicios en dicho caso. Esto lo ilustra la figura 7. La línea punteada denota la capacidad del hospital y la línea gruesa la demanda, ambas en tiempos normales. Un diseño para casos normales sería adecuado si, como se muestra en la figura la capacidad instalada supera a la demanda normal. Sin embargo este puede no ser el caso de muchos centros hospitalarios en países en desarrollo. El problema se agrava en el caso de desastres que afecten a la infraestructura misma del hospital. En el instante de un desastre sísmico la demanda aumenta abruptamente, mientras que la capacidad de servicio puede decrecer como consecuencia de daños graves de la estructura, suspensión de flujos eléctricos, de gas, de agua, daños de equipos e instalaciones, caída de muros, cielos-rasos, etc., debido a decisiones u omisiones en el diseño del hospital. El abismo entre la demanda incrementada y la capacidad reducida puede ser mayor si la capacidad del hospital (considerada en todos sus aspectos, tales como personal médico, camas, medicamentos, equipos, etc.) es deficiente aún para tiempos normales, lo cual es también frecuente en países en desarrollo.

FIGURA 7. RELACION DEMANDA CAPACIDAD

Como contraste, la figura muestra las curvas correspondientes a un servicio público como la red vial, que puede ver disminuida su capacidad después de un sismo fuerte, pero que, debido al impacto económico global sobre la región, también registra disminución en su demanda. Por esta razón, en casos como éste el abismo entre la demanda y la capacidad después de un sismo intenso no es tan grave como en el caso de hospitales.

Finalmente, la curva de la demanda después del sismo es descendente debido a la atención a las víctimas, pero bajo la condición de que no se presenten varios sismos fuertes en un corto lapso, mientras que la correspondiente a la capacidad es ascendente, en dependencia de la recuperación del hospital. Ambas curvas están asociadas, pues la disminución de la demanda en el tiempo depende de la recuperación de la capacidad. De nuevo, la situación económica de la región afectada por el daño al centro hospitalario incide en esta recuperación de la capacidad, la cual en consecuencia puede ser más o menos rápida.

Todo lo anterior obliga a que las consideraciones sobre el nivel de diseño de hospitales deban ser más o menos estrictas de acuerdo con su responsabilidad social y nivel de desarrollo en cada caso. No es conveniente extrapolar criterios de diseño sísmico de hospitales de unos países a otros ni aun de unas regiones de un país a otras, sin consideración del impacto que en cada una de ellas tenga determinado nivel de daño. De ahí que el llamado daño o riesgo aceptable deba ser establecido en cada caso como una decisión de planificación de la sociedad implicada.

Todo esto repercute en el diseño de ingeniería. Para fines de decisión, el costo total de un hospital puede estimarse como:

$$CT(D) = SCE(D) + CNE(E) + CR(D) + CH(D)$$

donde los términos indican el sobre costo estructural (SCE) por encima del requerido meramente para la estabilidad ante cargas de gravedad, debido al elevamiento del nivel de diseño con respecto a un diseño sísmico puramente elástico que no represente daño, teóricamente; el costo de los elementos no estructurales (CNE) en general; el costo de reparación (CR) y, finalmente, el costo humano (CH), entendido como una conversión a valores económicos de las heridas y las pérdidas de vidas humanas. Todos estos costos, con excepción del segundo, pueden considerarse dependientes de una sola variable, **D**, es decir, el coeficiente de reducción de fuerzas de diseño con respecto a un diseño elástico.

En el sobre costo estructural debe tenerse en cuenta el incremento de los esfuerzos de diseño de los elementos, de su rigidez y de su control de construcción. Obviamente, este costo debe ser creciente con el factor **D**. El costo de los elementos no estructurales es relativamente insensible al factor **D**, y sólo aumenta levemente con el aumento de los niveles de seguridad de equipos, instalaciones y muros, que podemos llamar **E**. De todas maneras, es un costo que puede alcanzar valores muy elevados, del orden del 60 al 80% del costo inicial del hospital. En el costo de reparación, deben incluirse no sólo los costos de reparación física de la edificación, sino también los de reposición de equipos e instalaciones afectadas, así como el impacto en el tiempo de recuperación de estos daños. Al contrario del anterior, se espera que este costo sea decreciente con el nivel de seguridad dado a la construcción. Finalmente, en el costo humano se debe incluir no sólo los

afectados posibles que ocupan el hospital sino también, y con mayor importancia, los heridos que se puede esperar sean enviados al centro hospitalario en el caso de un desastre sísmico, de acuerdo con las cifras de la planeación del mismo.

Los tres últimos costos son los que diferencian claramente el diseño sísmico de un hospital del de un edificio común de uso residencial, oficinas o comercio. Las figuras 8, 9 y 10 ilustran estas diferencias. Mientras que las curvas de sobrecosto estructural pueden ser iguales o casi iguales para los dos casos, las correspondientes a los elementos no estructurales es notoriamente diferente, debido principalmente al valor de los equipos e instalaciones hospitalarias, y registran un aumento con el nivel de seguridad dado a los mismos, *E*. En cuanto al costo de reparación, la pendiente de la curva debe ser en principio más pronunciada y de valores mayores para los hospitales que para los edificios comunes, debido en mayor parte a las implicaciones del daño de los equipos e instalaciones, que a la reparación de daño estructural. Por último, el costo humano es radicalmente mayor en los hospitales que en los edificios comunes por las razones anotadas.

FIGURA 8. COMPORTAMIENTO DE COSTOS I

FIGURA 9. COMPORTAMIENTO DE COSTOS II

Al calcular el costo total para ambos casos, y compararlo con el sobre costo estructural, que gobierna de manera directa el diseño, puede verse en la figura 10 que el punto de menor costo total se obtiene para edificios comunes con una estrategia de diseño más tolerante de daño, mientras que para hospitales dicho punto se obtiene con una estrategia menos liberal.

FIGURA 10. COSTO TOTAL

En principio, estudios de costos como el descrito anteriormente deben emprenderse dentro del proceso de planificación de un hospital de importancia en zonas sísmicas, con el fin de tomar las decisiones adecuadas con respecto al nivel de seguridad estructural y que debe proporcionarse. En lo que se refiere al nivel de seguridad no estructural, las pautas descritas en el capítulo 3 son suficientes.

Distribución de la energía

Las estimaciones sobre el comportamiento no lineal descritas anteriormente tienen la desventaja de que inducen a extrapolar los resultados de un sistema de un grado de libertad a sistemas de múltiples grados, como son los edificios. Tal es el procedimiento de diseño recomendado en muchos códigos de construcción, en los cuales se incorpora el uso de un factor de ductilidad global para toda la estructura, cuando en realidad el daño o colapso de muchas estructuras muestra un ingreso inusitado de ciertos sectores de la misma en el campo inelástico, más allá de su capacidad de ductilidad, mientras que otros permanecen en el campo elástico. Esto hace discutible el uso indiscriminado del factor de ductilidad global para diversos tipos de estructuras, sin consideración de sus condiciones de distribución de masa, resistencia o rigidez.

El método de energía total desarrollado por Akiyama (8) tiene gran utilidad para determinar la distribución de la absorción de energía en la estructura, en términos generales, con el fin de detectar las zonas débiles de la misma. En principio, un diseño ideal sería aquel en el cual la energía fuese absorbida en forma de deformaciones inelásticas en proporción y

forma similares por todos los pisos de la estructura, de manera tal que lo correspondiente a cada cual sea lo menor posible. En este caso, el factor de ductilidad alcanzado en el sismo sería semejante en todos los pisos. Sin embargo, algunas circunstancias pueden alterar dicha uniformidad, y obligar a que la energía se concentre en algunos pisos, los que así alcanzan factores de ductilidad mucho mayores a los esperados, mientras que los restantes pueden permanecer elásticos, de suerte que no se aprovecha en estos últimos su capacidad de disipación de energía. Entre dichas circunstancias se encuentran:

- ↪ Distribución irregular de la masa, normalmente con la presencia de pisos mucho más pesados que otros.
- ↪ Distribución irregular de la rigidez, de manera semejante a lo dicho para la masa.
- ↪ Distribución de la resistencia de manera muy desviada de un criterio considerado como óptimo para el desarrollo de una demanda de ductilidad semejante en todos los pisos.

Igualmente, dentro de los pisos que absorben grandes proporciones de energía puede haber algunos elementos que tomen más energía que otros, haciendo así que hacia ellos se dirija el daño.

El método de energía utiliza en lugar de los espectros usuales, el espectro de la energía suministrada a la estructura por el sismo:

$$E = \int_0^s m \ddot{y}_o \dot{y} dt$$

donde:

m = masa del sistema

$\ddot{y}_o$ = aceleración del terreno

El espectro de energía es definido de manera más conveniente en términos de una velocidad equivalente:

$\dot{y}$ = velocidad del sistema.

$$V_e = \sqrt{\frac{2E}{m}}$$

Como puede verse, la energía inducida por el sismo depende no sólo de la aceleración del terreno, sino además de la velocidad del sistema, el cual puede ser elástico-amortiguado o no lineal. Una conclusión importante del estudio de los espectros de energía es que los espectros inelásticos de diversos tipos de no-linealidad (sistemas elasto-plásticos, sistemas deslizantes y combinaciones) son cercanos en valores al espectro de energía de un sistema elástico con un amortiguamiento del 10%. Esto simplifica de gran manera los cálculos.

La energía inducida en la estructura se descompone en las siguientes partes:

$$E = W_p + W_e + W_h$$

donde W_p es la energía absorbida por plastificación de la estructura, W_e es la energía de respuesta elástica del sistema, y W_h es la energía consumida por el amortiguamiento.

De acuerdo con Akiyama (8), la distribución de la energía absorbida por la estructura por medio de deformaciones inelásticas en el piso i -ésimo, es una proporción de la energía total de plastificación, mencionada más arriba, de valor:

$$\frac{W_{p_i}}{W_p} = \frac{s_i p_i^{-12}}{\sum s_i p_i^{-12}}$$

donde el factor p califica la desviación del coeficiente sísmico del piso i -ésimo, de un valor considerado como óptimo para el desarrollo simultáneo de igual ductilidad en todos los pisos. La variable s reúne los datos sobre masa, rigidez y capacidad de deformación inelástica de cada piso de la estructura.

La forma de la distribución de la energía arroja una gran claridad sobre los pisos más débiles de la estructura, en los que puede concentrarse la energía y por tanto, ser más probable el colapso. Para establecer la posibilidad de éste resulta necesario calcular la demanda de ductilidad del piso bajo análisis, la cual depende de la energía absorbida por el mismo.

La figura 11 muestra los resultados de cinco ejemplos de edificios de 6 pisos evaluados por este método para aceleraciones del suelo del orden de 0,25 g. El caso 0 es el de un pórtico en el cual el coeficiente de diseño sísmico de cada piso (definido como la relación entre el cortante de diseño y el peso acumulado hasta ese piso) es el óptimo según el método (de acuerdo a análisis de regresión). Es de anotar que los valores de dicho coeficiente óptimo difieren fuertemente de los obtenidos por las fórmulas de diseño convencionales de los métodos cuasi-estático y dinámico en los pisos superiores. La rigidez del pórtico se ha disminuido gradualmente hacia arriba, de acuerdo a la menor resistencia requerida, lo cual también se considera aconsejable. Puede verse que los porcentajes de distribución de la energía son semejantes en todos los pisos.

FIGURA 11. CASOS DE CONCENTRACION DE ENERGIA

El caso 1 corresponde a un pórtico en el cual se ha mantenido la rigidez y la masa constantes en toda la altura. En el caso 2, se ha colocado una masa en el último piso cinco veces superior a la de los pisos restantes. El caso 3 presenta una rigidez en los pisos superiores tres veces superior a la del primer piso, y en el caso 4 se ha aumentado esa diferencia a treinta veces.

Los resultados obtenidos indican claramente las desviaciones del comportamiento óptimo. En el caso 0, la energía absorbida aumenta levemente hacia el primer piso, lo cual es deseable debido al aumento de

rigidez en el mismo sentido. En el caso 1, este aumento se hace más brusco. En el caso 2, se presenta un gran incremento de la energía absorbida en el último piso debido a la alta concentración de masa en ese sitio. En los casos 3 y 4 se presentan fuertes incrementos de la absorción de energía en el primer piso, causados por la disminución de rigidez allí. Puede verse de esta manera que los resultados del método concuerdan con las observaciones obtenidas en diferentes sismos sobre el comportamiento de edificios irregulares.

Disposición de la ductilidad

En vista de que los métodos de diseño no lineal simplificado vistos anteriormente exigen la capacidad de la estructura de permitir grandes deformaciones sin colapso, los elementos de la misma deben ser diseñados para atender adecuadamente esta demanda de ductilidad.

A continuación examinaremos los mecanismos esenciales para la obtención de altas capacidades de ductilidad en los sistemas estructurales corrientes.

Estructuras de acero. A diferencia del concreto, el acero es un material por naturaleza dúctil. Sin embargo, las grandes demandas de ductilidad impuestas por los sismos hacen necesario el asegurar algunas medidas especiales en los elementos estructurales. La más importante de ellas reside en el diseño adecuado de las conexiones viga-columna. Las conexiones viga-columna son el punto más vulnerable de las estructuras de acero sometidas a sismos. La falla más común es la que ocurre por pandeo local en los patines y en el alma, y tiende a suceder en la columna en su unión con la viga, debido a las fuerzas transmitidas por ésta. El diseño de la unión debe realizarse de tal suerte que la rotación inelástica tenga lugar preferentemente en las vigas y no en la unión. Para ello puede requerirse el uso de atiesadores horizontales y/o inclinados en el alma de la columna con el fin de controlar la transferencia de esfuerzos de un elemento al otro.

Estructuras de concreto reforzado. El concreto reforzado se caracteriza por su escasa ductilidad, debido a su comportamiento frágil ante grandes deformaciones. En el diseño de estructuras de concreto debe detallarse con cuidado los mecanismos de ductilidad en los diferentes elementos, de una manera más exigente que en el caso del acero. Los siguientes son los criterios básicos para ello:

- **Confinamiento.** El confinamiento del concreto garantiza la preservación del material ante la alternación de esfuerzos dada en los terremotos y, en consecuencia, permite el desarrollo de deformaciones inelásticas mayores que las posibles en una estructura en la que el concreto se deteriore.
- **Control de falla a cortante.** La falla a cortante es una falla que compromete seriamente la integridad de la sección de un elemento cualquiera de concreto reforzado. Por esta razón los códigos de diseño generalmente obligan a un diseño a cortante tal que garantice que la resistencia a cortante sea superior a la resistencia a flexión. Esto se logra utilizando como cortante de diseño un valor que sea

como mínimo el correspondiente a la plastificación por flexión en los nudos extremos.

- *Control de la reducción de la ductilidad disponible debido a la carga axial.* La carga axial de compresión reduce drásticamente la ductilidad de desplazamiento disponible en un elemento de concreto sometido a ella. El fenómeno, que es más fuerte en columnas que en muros estructurales generalmente, se debe a que a mayores cargas de compresión se reduce el trabajo a tensión del acero, el cual puede darse con valores del esfuerzo de trabajo menores del esfuerzo de fluencia, lo que implica un uso insuficiente del acero para efectos de desarrollar grandes deformaciones inelásticas y disipar energía por ese medio. Sin embargo, no siempre es posible diseñar las secciones de columnas de manera que haya esfuerzos altos de tracción en el acero, por razones arquitectónicas y económicas.

Park y Paulay (9) exponen ampliamente el comportamiento y diseño del concreto reforzado sometido a vibraciones sísmicas.

Duración del sismo

El efecto de la duración de un sismo en el comportamiento estructural ha sido tradicionalmente ignorado en los códigos de diseño. Ello se debe, en parte, a que el espectro de aceleraciones resulta insensible a la duración del sismo, pues recoge solamente la información referente a la máxima aceleración de respuesta ocurrida en algún momento del terremoto, e ignora lo que sucede en adelante. Sin embargo, en sismos largos, pueden ocurrir complejos fenómenos de degradación de la rigidez y la resistencia, debido al elevado número de ciclos de carga que deben soportar los elementos estructurales. Debido a ello, el diseño debería ser diferente para sismos cortos y largos, independientemente de la aceleración de diseño.

De acuerdo a varios estudios realizados en diferentes países, la duración de un sismo está en relación creciente con la magnitud del sismo y la distancia epicentral. Al contrario, la aceleración del suelo decrece con dicha distancia. De esta manera, pueden tenerse sismos de igual aceleración pico, lo que produciría un igual espectro de aceleraciones de diseño, pero grandes diferencias en la duración, lo que produciría efectos nocivos que no serían detectados por dicho espectro. Esto conlleva a que, en el diseño de hospitales se deba tener presente la información sismológica relativa a magnitudes y distancias epicentrales de las fuentes probables de liberación de energía que puedan afectarlos, de manera que si hay fuentes de magnitudes probables altas situadas a grandes distancias epicentrales, pueden esperarse de ellas sismos mucho más largos y, posiblemente, más destructivos que sismos cercanos. El sismo de México de 1985 es no solamente una muestra de los efectos de amplificación del suelo, sino también de los correspondientes a la alta duración, debido a la alta magnitud (8.1) y lejanía del epicentro (350 km).

Aislamiento y control de vibraciones

Las técnicas de aislamiento en la base y control de vibración han tenido

un incremento notorio en su uso en construcciones localizadas en zonas sísmicas en los últimos años, como alternativa a la disipación de energía por medio de la tolerancia de daño por ingreso de los elementos estructurales en el campo no lineal. Esto los convierte en sistemas que sin duda llegarán a ser de gran importancia en la construcción de edificios en general, debido a las crecientes exigencias de seguridad estructural y no estructural ante terremotos fuertes, y de comodidad ante vibraciones ambientales. Pueden clasificarse en dos grupos: sistemas de aislamiento y sistemas de control de vibración.

Estos **sistemas de aislamiento** son sistemas que absorben la energía en la base de excitación por medio de grandes deformaciones, amortiguamiento o combinación de ambos. Pueden clasificarse en los siguientes subgrupos:

Sistemas de aislamiento en la base del edificio

Entre los dispositivos más corrientes utilizados para aislar los edificios en la base se encuentran:

- ***Soportes de caucho y acero.*** Se trata de soportes de alta rigidez y resistencia a carga vertical, lo que les permite resistir las cargas derivadas del peso y uso de la construcción, mientras que su alta flexibilidad ante movimientos horizontales permite que gran parte de la energía del sismo se disipe en ellos. En algunos casos, el caucho tiene además características de alto amortiguamiento, mientras que en otros el soporte tiene un núcleo de plomo que realiza el papel de amortiguador, lo que hace innecesaria la combinación con amortiguadores.
- ***Amortiguadores en la base.*** Pueden ser amortiguadores de fricción, viscosos, o barras de acero flexible ancladas en amortiguadores viscosos, que se colocan en la base del edificio con el fin de reducir la energía sísmica en el edificio. En muchos casos son suficientes para disipar la energía de vibraciones ambientales y sismos de poca intensidad, pero para el caso de terremotos fuertes deben combinarse con los soportes de acero y caucho. Su coeficiente de amortiguamiento puede alcanzar valores superiores a 30%.

Sistemas de aislamiento de entarimado de equipos

Los sistemas de aislamiento de entarimados consisten en dispositivos cuyo fin es aislar las vibraciones de los entarimados donde se encuentran equipos electrónicos y de precisión, que pueden ser averiados o descalibrados por el movimiento dinámico. Su colocación se realiza entre la losa y el entramado que soporta la tarima del equipo. Están compuestos por soportes de caucho o de balines y/o amortiguadores viscosos para control de la vibración horizontal y resortes de aire para la vibración vertical.

Los sistemas de control de vibración han sido ideados principalmente para amortiguar las vibraciones eólicas, ambientales y sísmicas en el interior mismo del edificio. Pueden clasificarse en los siguientes grupos:

☐ Sistemas de Control Pasivo

Los sistemas de control pasivo son adecuados para vibraciones ambientales, pero en el caso de sismos no son generalmente útiles más

que para casos de moderada intensidad. Entre ellos se encuentran los siguientes mecanismos:

- ✎ *Amortiguadores estructurales pasivos.* Se trata de amortiguadores de diferentes materiales (acero flexible al corte, caucho de silicona, caucho plástico, caucho bituminoso, etc.) que se colocan generalmente debajo de los diafragmas de piso, con el fin de participar en la absorción de la energía inducida de manera uniforme en toda la altura del edificio.
- ✎ *Amortiguadores de palanca.* Consisten en amortiguadores que convierten el movimiento horizontal de la estructura en un movimiento vertical amplio de amortiguadores verticales dobles colocados en los extremos de una palanca, cuya viscosidad permite la reducción de las vibraciones.
- ✎ *Péndulos resonantes pasivos.* En este sistema, el control de la vibración se efectúa por medio de la colocación de un péndulo de gran masa, cercana al 1% de la masa total del edificio, en la azotea del mismo, y diseñado con un período igual al de la estructura, con el fin de que entre en resonancia. Con ello se obtiene la máxima eficiencia del péndulo, puesto que éste, debido a su rigidez nula, induce una fuerza inercial contraria a las fuerzas elásticas de la estructura, en su punto más alto. Así se obtiene una fuerza que equilibra al menos en parte las fuerzas inerciales derivadas del peso de la construcción. Entre los sistemas usados se encuentra el péndulo simple con masas de acero o concreto, péndulos múltiples o tanques de agua con control de vertimiento. En este último caso el tanque puede ser usado como tanque normal de reserva de agua en el edificio.

Sistemas de Control Activo

Los sistemas de control activo se diferencian de los anteriores en el hecho de que adecuan las condiciones de trabajo a la excitación, de acuerdo a las lecturas de sensores colocados en diversas partes del edificio, y cuyas señales son leídas y analizadas por computador. Por norma disponen de fuentes alternas de generación de energía eléctrica, para evitar las consecuencias de cortes de suministro en el caso de sismos fuertes. Entre ellos son dignos de mención los siguientes tipos:

- ✎ *Péndulos activos.* Se trata de péndulos como los descritos anteriormente, que incorporan una fuerza activa contraria a las fuerzas inerciales de la estructura en cada ciclo, fuerza que el sistema de control automático calcula por medio del computador a partir de las señales suministradas por los sensores.
- ✎ *Controladores estructurales activos.* Consisten en diagonales de acero conectadas a un mecanismo que recibe las señales del computador y los sensores. El mecanismo tiene como fin modificar la rigidez de las diagonales de acuerdo a las señales con el fin de alejar a la estructura de la zona de resonancia en cada ciclo.