



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CENTRO PERUANO JAPONES DE
INVESTIGACIONES SISMICAS Y
MITIGACION DE DESASTRES



(Texto de la Conferencia presentada en el Seminario Internacional de Planeamiento, Diseño, Reparación y Administración de Hospitales en Zonas Sísmicas Realizado en Lima - Perú, del 20 de Agosto al 9 de Setiembre de 1989)

SEMINARIO INTERNACIONAL DE PLANEAMIENTO,

DISEÑO, REPARACION Y ADMINISTRACION DE

HOSPITALES EN ZONAS SISMICAS

20 de agosto al 9 de setiembre de 1989

Lima - Perú

Por: Dr. Hugo Scaletti Farina
Profesor de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNI

METODOS DE ANALISIS PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA SISMICA

1. Introducción
2. Alternativas para el análisis
3. Análisis dinámico lineal
4. Modelos pseudo-tridimensionales
5. No-linealidad en la respuesta sísmica
6. Modelos para el análisis dinámico no lineal
7. Estudio de un caso: el hospital Olive-View

METODOS DE ANALISIS PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA SISMICA

1. INTRODUCCION

Al diseñar una estructura deben satisfacerse diversos criterios de seguridad, funcionamiento adecuado y factibilidad. La seguridad es sin lugar a dudas la primera preocupación del ingeniero estructural, ya que el colapso de la edificación podría significar no sólo grandes pérdidas económicas sino también la pérdida de vidas. Sin embargo, esto no es suficiente: la estructura debe soportar las cargas propias del uso de la edificación y del medio en que se ubica sin que se produzcan deformaciones excesivas u otros efectos indeseables que dificultarían su uso. Por otro lado, para que la estructura pueda ser una realidad el diseño debe ser factible, no sólo desde el punto de vista constructivo sino también desde un punto de vista económico. Para encontrar un equilibrio adecuado entre estos diversos requerimientos se necesita un conocimiento lo más preciso posible de los efectos internos que se originarán en las diversas componentes de la estructura como resultado de las acciones externas. Este es justamente el propósito del análisis estructural.

Como en otras disciplinas, los métodos de análisis estructural que hoy se consideran adecuados no son necesariamente aquellos que en el pasado eran el "estado del arte". El análisis de estructuras aperticadas puede servir para ilustrar este punto. Cuando H. Cross y otros propusieron sus métodos de distribución de momentos, las herramientas disponibles (e incluso las estructuras analizadas) eran muy distintas de las actuales. No podía pensarse en un proceso de solución de las ecuaciones por eliminación directa, sobre todo por el enorme riesgo de errores de aritmética. Los procesos de relajación resultaban más convenientes, particularmente al expresarse en un lenguaje "ingenieril", como es el caso del método de Cross. Sin embargo, tales procesos tienen una serie de limitaciones. Por ejemplo, su convergencia es muy pobre -prácticamente no se observa- cuando se tienen pórticos con placas sometidos a cargas

laterales, situación que es hoy muy frecuente, en contraste con la práctica de hace 50 años, en que predominaban vigas de mayor rigidez que la de los elementos verticales.

La evolución de los métodos de análisis ha sido particularmente notoria en las últimas décadas, con el uso cada vez más frecuente de las computadoras digitales. Actualmente estas herramientas se consideran indispensables para un análisis sísmico apropiado, no tanto por la posibilidad de efectuar los cálculos más rápidamente cuanto porque, al poder considerar mejores modelos, se logran estructuras más eficientes y confiables. Sin embargo, debe reconocerse que por las incertidumbres en las acciones sísmicas e incluso en las propiedades de los materiales, así como por las numerosas hipótesis simplificadorias previas al análisis, los resultados del mejor programa de cómputo son sólo una descripción aproximada de la realidad. Finalmente, es importante recordar que "el análisis es un medio para un fin - no un fin en sí - ya que el objetivo primario del ingeniero es diseñar, no analizar" [18].

2. ALTERNATIVAS PARA EL ANALISIS

La mayor parte de los códigos de diseño sismo-resistente permiten, por lo menos para edificios de poca altura, realizar un análisis con fuerzas estáticas "equivalentes". La magnitud de estas fuerzas es función del período fundamental, que se estima con fórmulas empíricas. La distribución de fuerzas en altura se considera lineal. Esto sería correcto si sólo fuera significativo el primer modo, teniendo éste una forma lineal, y si además las masas fueran uniformemente distribuidas. Eventualmente, se considera parcialmente el efecto de los otros modos al concentrar una parte del cortante total en la parte superior. Tales hipótesis resultan extremadamente pobres, particularmente para la determinación de esfuerzos en los diversos elementos. Por otro lado, un análisis dinámico lineal es relativamente simple y económico con las actuales computadoras, disponiéndose además de programas que son de dominio público [27]. Por ello los comentarios siguientes se refieren exclusivamente al

análisis dinámico, considerándose también la posibilidad de incluir diversas no-linealidades en el comportamiento.

Desde el punto de vista matemático, el análisis sísmico puede ser considerado como el planteamiento y la solución de un sistema de ecuaciones diferenciales parciales. El problema se simplifica al considerar para la estructura un modelo discreto, es decir con un número finito de grados de libertad, como es habitual en el análisis de estructuras aporticadas. En tal caso, para una estructura cuyo comportamiento se supone lineal:

$$[M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + [K] \{u\} = \{0\}$$

$$\{u\} = \{x\} + \{1\} u_s$$

$$[M] \{\ddot{x}\} + [C] \{\dot{x}\} + [K] \{x\} = - [M] \{1\} \ddot{u}_s = \{f(t)\}$$

En estas expresiones $\{u\}$ es un vector de desplazamientos absolutos, $\{x\}$ es un vector de desplazamientos relativos y $\{1\}$ representa los desplazamientos de cuerpo rígido correspondientes a un desplazamiento unitario del terreno en la dirección considerada. \ddot{u}_s denota la aceleración del terreno. $[M]$ y $[K]$ son respectivamente matrices de masa y de rigidez. $[C]$ es una matriz de amortiguamiento viscoso; ésta tiene poca relación con la situación real, en la que el amortiguamiento es más bien de tipo histerético, pero es una forma matemáticamente simple de incluir disipación en las ecuaciones diferenciales.

El análisis puede ser enfrentado en diversas formas. Tratándose de un modelo con comportamiento lineal, el método numérico más eficiente consiste en realizar previamente una descomposición modal (véase por ejemplo la referencia [4]):

$$[K] \{\phi_i\} = \omega^2 [M] \{\phi_i\}$$

$$\{x(t)\} = \sum c_i(t) \{\phi_i\}$$

resolviendo luego separadamente las ecuaciones diferenciales desacopladas [7,26]:

$$\ddot{c}_i(t) + 2\beta w_i \dot{c}_i(t) + w_i^2 c_i(t) = -\Gamma_i \ddot{u}_g$$

En esta expresión Γ_i es el factor de participación del modo i para la componente sísmica considerada, $\{\Phi_i\}^T [M] \{1\}$.

Una integración directa de las ecuaciones diferenciales en su forma original demanda muchas más operaciones, aunque es más fácil de programar. Por ejemplo, refiriéndose al conocido método de Newmark [4] se consideran las aproximaciones:

$$\{\dot{x}\}_{n+1} = \{\dot{x}\}_n + [(1-\alpha) \{\ddot{x}\}_n + \alpha \{\ddot{x}\}_{n+1}] \delta t$$

$$\{x\}_{n+1} = \{x\}_n + \delta t \{\dot{x}\}_n + [(\frac{1}{2}-\beta) \{\ddot{x}\}_n + \beta \{\ddot{x}\}_{n+1}] (\delta t)^2$$

con $\alpha \geq \frac{1}{2}$ y $\beta \geq \frac{1}{4} (\frac{1}{2} + \alpha)^2$ (habitualmente $\alpha = \frac{1}{2}$, $\beta = \frac{1}{4}$). En este caso los subíndices denotan el tiempo, siendo $\{x\}_n$ la aproximación numérica de $x(n \cdot \delta t)$. Sustituyendo estas expresiones en:

$$[M] \{\ddot{x}\}_{n+1} + [C] \{\dot{x}\}_{n+1} + [K] \{x\}_{n+1} = \{f\}_{n+1}$$

puede obtenerse la información correspondiente al instante $n+1$ a partir de aquella en el instante n .

También se ha propuesto [28] la integración directa del sistema de ecuaciones diferenciales proyectado en un sub-espacio definido por vectores de Ritz. Estos se obtienen por recursión:

$$[K] \{x_i\} = \{f_0\}$$

$$[K] \{y_i\} = [M] \{x_{i-1}\}$$

siendo los vectores $\{x_i\}$ obtenidos a partir de los $\{y_i\}$ al eliminar las componentes según los vectores previamente determinados y normalizar el resultado con relación a la matriz de masas:

$$c_j = (\{y_i\}^T [M] \{x_j\}) / (\{x_j\}^T [M] \{x_j\})$$

$$\{x_i\} = \{y_i\} - \sum c_j \{x_j\}$$

Eventualmente pueden determinarse valores y vectores característicos del sistema proyectado, que normalmente será de dimensión mucho menor que la del sistema original:

$$([X]^T [K] [X]) \{z_i\} = \omega_i^2 ([X]^T [M] [X]) \{z_i\}$$

$$\{\phi_i\} = [X] \{z_i\}$$

En estas últimas expresiones $[X]$ es una matriz cuyas columnas son los vectores de Ritz, $\{z_i\}$ son las proyecciones de los vectores característicos en el subespacio definido por los vectores $\{x_i\}$.

Cabe también la posibilidad de resolver las ecuaciones en el dominio de frecuencias:

$$(-\Omega^2 [M] + i\Omega [C] + [K]) \{\bar{u}\} = \{\bar{f}\}$$

En esta expresión $\{\bar{u}\}$ y $\{\bar{f}\}$ denotan las transformadas de los correspondientes vectores. A pesar de los eficientes algoritmos para realizar transformadas de Fourier discretas (FFT) [8] esta alternativa es costosa y está limitada a situaciones para las que puede ser ventajoso realizar un análisis dinámico con sub-estructuras [24]. Como excepción puede mencionarse la determinación de la respuesta estacionaria a una excitación armónica, situación que puede presentarse al estudiar experimentalmente la respuesta de un edificio y en la que la única frecuencia a considerar es aquella de la excitación:

$$(-\Omega^2 [M] + i\Omega [C] + [K]) \{u_0\} e^{i\Omega t} = \{f_0\} e^{i\Omega t}$$

Por otro lado, si se plantea un modelo con comportamiento no-lineal el único camino posible es la integración directa de las ecuaciones diferenciales de equilibrio. Para ello pueden usarse una diversidad de métodos; para sistemas de orden grande los procesos más simples - como el de la diferencia central - aún siendo condicionalmente estables resultan más eficientes. Refiriéndose a este proceso (no incluyendo amortiguamiento viscoso):

$$[M] \{\ddot{x}\}_n = \{f(t_n)\} - \{f\}_n$$

$$\{\dot{x}\}_{n+\frac{1}{2}} = \{\dot{x}\}_{n-\frac{1}{2}} + \delta t \{\ddot{x}\}_n$$

$$\{x\}_{n+1} = \{x\}_n + \delta t \{\dot{x}\}_{n+\frac{1}{2}}$$

donde $\{f\}_n$ denota las fuerzas que están en equilibrio con los esfuerzos que resultan del estado de desplazamientos $\{x\}_n$ (que en el análisis lineal serían $[K] \{x\}_n$).

3. ANALISIS DINAMICO LINEAL

Como se mencionó, el análisis dinámico lineal puede ser realizado con mayor eficiencia si se determinan previamente las frecuencias naturales y modos de vibración. Luego de utilizar esos resultados para obtener las ecuaciones diferenciales desacopladas, caben dos posibilidades:

Análisis "tiempo-historia".

A partir del registro (de una o más componentes) de un sismo específico pueden integrarse las ecuaciones diferenciales desacopladas [16] para obtener las componentes correspondientes a cada modo, en función del tiempo, $c_i(t)$. Combinando apropiadamente tales componentes se obtienen historias para los desplazamientos asociados a cada grado de libertad del modelo:

$$\{x(t)\} = \sum c_i(t) \{\phi_i\}$$

y a partir de estos resultados se determinan otros efectos, como fuerzas cortantes en los entrepisos, momentos flectores en los elementos, etc.. Este procedimiento es en general costoso, ya que demanda muchas operaciones y una capacidad de memoria para almacenar resultados intermedios que fácilmente excede la memoria directa de la computadora. Además, para obtener valores suficientemente conservadores, debería repetirse para una colección de posibles registros de aceleraciones del terreno. En consecuencia, esta alternativa no es práctica para el trabajo de oficina. Sin embargo, puede ser indispensable para establecer una base de comparación con otros procesos más simples o bien para efectuar un análisis preliminar - lineal y elástico - de los efectos de un sismo dado sobre una estructura que debe evaluarse.

Análisis Espectral.

Resolviendo las ecuaciones diferenciales desacopladas pueden obtenerse los máximos valores de las componentes $c_i(t)$. Estos máximos también pueden expresarse en la forma:

$$c_i \text{ máx} = \Gamma_i S_d = \Gamma_i S_a / \omega_i^2$$

donde S_d y S_a son respectivamente los valores de los espectros de desplazamientos y de pseudo-aceleraciones obtenidos de \ddot{u}_s para el correspondiente período, $T_i = 2\pi/\omega_i$. A partir de estos resultados se calculan desplazamientos, fuerzas cortantes, momentos u otros efectos para cada modo; por ejemplo:

$$\{x_i\} = \Gamma_i S_d \{\phi_i\}$$

Los efectos máximos obtenidos para cada modo no ocurren simultáneamente; por otro lado, no se tiene información sobre la diferencia de fase entre los modos. Por lo tanto, los resultados previamente obtenidos deben combinarse con hipótesis conservadoras para estimar los máximos efectos de cada tipo. Para la combinación modal el criterio más frecuente es el de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los valores modales. Otros procedimientos han sido también utilizados [2,15,17,21].

Como herramienta de análisis en una oficina de diseño esta segunda alternativa es mejor, no solamente por requerir mucho menos operaciones, sino sobre todo por permitir la consideración de un espectro de diseño conservador, sin los picos y valles típicos del espectro para un sismo específico.

4. MODELOS SEUDO-TRIDIMENSIONALES

El planteamiento de un modelo apropiado es fundamental. Por un lado, el modelo debe considerar todas las características de la estructura que influyen significativamente en la respuesta. De otro lado, debe permitir determinar los efectos de interés. Aún con los mejores programas se requiere cierto criterio ingenieril para hacer

aproximaciones razonables, que permitan adaptarse a las hipótesis del programa sin sacrificar lo esencial.

Para la mayor parte de las estructuras de hospitales pueden plantearse modelos compuestos por vigas y columnas (o placas) de eje recto y de sección constante. Al realizar análisis estáticos para cargas verticales es frecuente suponer que las vigas y columnas conforman pórticos planos, que son analizados en forma independiente. Tal simplificación no es factible al considerar la distribución de fuerzas sísmicas entre los distintos pórticos, aún cuando éstas se traten como acciones estáticas. Estrictamente, se requeriría analizar la estructura como un pórtico espacial. Sin embargo, cuando se consideran edificios poco esbeltos, en los que las deformaciones axiales son poco importantes, es práctica habitual realizar el análisis con un modelo pseudo-tridimensional, como se describe a continuación.

En el modelo pseudo-tridimensional se supone a la estructura como un ensamble de pórticos planos. Las rigideces de cada pórtico en su plano son mucho mayores que aquellas en la dirección transversal, que se consideran despreciables. Igualmente se desprecian las rigideces torsionales de todos los elementos. Los pórticos se suponen interconectados solamente por las losas de entrepiso, que actúan como diafragmas infinitamente rígidos en su plano. Como consecuencia, no se consideran deformaciones axiales en las vigas, es decir se supone que en cada pórtico todos los nudos de un piso tienen el mismo desplazamiento horizontal. Es también habitual despreciar las deformaciones de corte en las vigas, en contraste con los elementos verticales (columnas o placas), para los que se consideran deformaciones de flexión, axiales y de corte. Las fuerzas de inercia se consideran concentradas en los niveles que corresponden a las losas de entrepiso. Con estas hipótesis puede plantearse un modelo numérico con tres grados de libertad por piso [22,27].

La formulación más común corresponde al método de rigideces. Para cada pórtico se suponen como incógnitas primarias los desplazamientos horizontales de cada nivel y los giros y desplazamientos vertica-

les de cada nudo. A partir de la matriz de rigidez, ensamblada en la forma habitual, se obtiene la matriz de rigidez lateral, condensando estáticamente todos los grados de libertad no asociados a desplazamientos horizontales. Llamando $\{v\}$ a un vector que incluye los desplazamientos verticales y giros y $\{u\}$ a los desplazamientos horizontales:

$$[K_{vv}] \{v\} + [K_{vu}] \{u\} = \{0\}$$

$$[K_{uv}] \{v\} + [K_{uu}] \{u\} = \{f\}$$

y formalmente:

$$\{v\} = [K_{vv}]^{-1} [K_{vu}] \{u\}$$

$$([K_{uu}] - [K_{uv}] [K_{vv}]^{-1} [K_{vu}]) \{u\} = \{f\}$$

$$[K_L] = [K_{uu}] - [K_{uv}] [K_{vv}]^{-1} [K_{vu}]$$

En lo anterior está implícito que sólo se consideran las fuerzas de inercia en dirección horizontal.

La hipótesis de losas infinitamente rígidas en su plano determina una relación geométrica entre los desplazamientos de todos sus puntos, que es la base para efectuar una condensación cinemática de las matrices de rigidez lateral ya obtenidas. Así, para el desplazamiento horizontal del pórtico i en el nivel j puede escribirse:

$$u_{ij} = u_{oj} \cos \alpha_i + v_{oj} \sin \alpha_i + \theta_j r_{ij}$$

donde u_{oj} , v_{oj} y θ_j son las componentes de desplazamiento del centro de masas (u otro punto de referencia) en el nivel j , α_i define la orientación del pórtico con referencia al eje X y r_{ij} es la distancia del punto de referencia (x_{oj}, y_{oj}) a un punto en el alineamiento del pórtico (x_i, y_i) :

$$r_{ij} = (x_i - x_{oj}) \sin \alpha_i - (y_i - y_{oj}) \cos \alpha_i$$

Agrupando las expresiones correspondientes a cada nivel del pórtico i se obtiene:

$$\{u_i\} = [G_i] \{u_o\}$$

donde $\{u_i\}$ es el vector de desplazamientos laterales del pórtico i , $\{u_o\}$ agrupa los desplazamientos de los centros de masa. Por otro lado, las fuerzas aplicadas por la losa sobre cada pórtico pueden ser sustituidas por otras, estáticamente equivalentes, aplicadas en el centro de masas:

$$\begin{aligned} \{f\} &= \sum ([G_i]^T \{f_i\}) \\ &= \sum ([G_i]^T [K_{Li}] \{u_i\}) \\ &= \sum ([G_i]^T [K_{Li}] [G_i]) \{u_o\} \end{aligned}$$

de donde:

$$[K] = \sum ([G_i]^T [K_{Li}] [G_i])$$

es la matriz de rigidez del modelo (seudo-tridimensional) con tres grados de libertad por piso.

Por otro lado, si las componentes de desplazamiento $\{u_o\}$ se refieren a los centros de masa, es apropiado considerar una matriz de masa diagonal. Asociadas a los grados de libertad traslacionales se tienen las masas m_j del nivel; para el otro grado de libertad de cada nivel debe considerarse el correspondiente momento de inercia. Habitualmente se concentran en cada piso las masas de las losas y una fracción de la sobrecarga, así como la mitad de las masas de muros, columnas y placas en los dos niveles adyacentes. Puede anotarse que el utilizar matrices de masa diagonales no es estrictamente consistente con las aproximaciones implícitas en la determinación de las rigideces; sin embargo, los resultados son similares a los que se obtendrían con aproximaciones consistentes y el esfuerzo de cómputo es mucho menor.

Finalmente, no es en este caso conveniente formar la matriz de amortiguamiento $[C]$, ya que resulta más simple introducir directamente la disipación en las ecuaciones diferenciales desacopladas.

Un defecto del análisis pseudo-tridimensional está en la incompatibilidad de los desplazamientos axiales obtenidos para las columnas. Como los grados de libertad asociados a estos desplazamientos se condensan estáticamente en forma independiente para cada pórtico, se obtienen resultados distintos para dos pórticos que comparten una misma columna. Este defecto es particularmente notorio en estructuras muy esbeltas, poco frecuentes en hospitales, en las que las deformaciones axiales que se producen por las acciones sísmicas pueden ser muy importantes. Si tal fuera el caso, sería necesario plantear inicialmente un modelo con 6 grados de libertad por nudo, efectuando luego condensaciones cinemáticas para expresar los desplazamientos horizontales en términos de aquellos de los centros de masa y posteriormente condensaciones estáticas de los grados de libertad a los que se asocian fuerzas de inercia poco significativas. Algunos programas multi-propósito permiten realizar un análisis de este tipo [3], pero a un costo mucho mayor que con el modelo pseudo-tridimensional.

Por otro lado, en el análisis dinámico es muy frecuente despreciar los efectos rigidizantes de la tabiquería. Esto conduce a la determinación de un período fundamental mucho mayor que el real; los períodos correspondientes a los modos superiores son comparativamente menos afectados [19]. En los códigos se intenta corregir este defecto exigiendo, por ejemplo, que el período considerado no sea mayor que 1.4 veces el dado por las fórmulas empíricas [5] o que el cortante en la base no sea menor que 80 % del que se utilizaría para un análisis estático [17], es decir el obtenido con un período calculado con fórmulas empíricas que sí incluyen el efecto rigidizante de la tabiquería. Sin embargo, esto no es suficiente: las formas de los modos de vibración son también afectadas, asemejándose más a los de una viga de corte a medida que se considera más tabiquería. Contrariamente a lo que podría suponerse, los cortantes en los extremos superior e inferior de las placas crecen a medida que se agrega más tabiquería, observándose en cambio una reducción del esfuerzo cortante promedio en ésta [19]. Podría argumentarse que el análisis ignorando los efectos de la tabiquería corresponde a una situación límite para la que se supone que los

elementos no estructurales han perdido toda su rigidez; sin embargo, esto ocurriría después que diversos elementos estructurales hayan sido esforzados por encima de los valores considerados para el diseño. Por lo tanto, es indispensable que el diseñador considere estos efectos, bien sea en el análisis o en detalles de diseño que resulten en una separación efectiva de la tabiquería.

5. NO-LINEALIDAD EN LA RESPUESTA SISMICA

Aunque se espera que las edificaciones resistan sismos leves sin daños visibles y esencialmente dentro de un rango de deformaciones para el que las aproximaciones lineales son adecuadas, para sismos moderados pueden ser tolerables algunos daños en elementos no estructurales. En caso de sismos muy severos se acepta, incluso para las estructuras más importantes, que las componentes estructurales y no estructurales tengan daños de consideración, aunque sin llegar a colapsar, lo que significa necesariamente un comportamiento altamente no-lineal.

Los códigos de diseño sismo-resistente especifican métodos de análisis basados en hipótesis de comportamiento elástico y lineal solamente para facilitar el trabajo con las herramientas - hardware y software - comunmente disponibles. Sin embargo, indirectamente se reconoce el comportamiento no lineal en las reducciones por "ductilidad" de los espectros de diseño y en la exigencia de detalles de refuerzo que permitan a la estructura alcanzar grandes deformaciones, y disipar mucha energía, sin colapsar.

La no-linealidad en el comportamiento de una estructura sometida a acciones sísmicas se debe principalmente al comportamiento inelástico y no lineal de los materiales que la constituyen. Refiriéndose a una estructura aperticada de concreto armado, son importantes las no linealidades en las relaciones esfuerzo - deformación del concreto, el agrietamiento de este material, el desprendimiento del revestimiento y la degradación en la adherencia del refuerzo. Para estructuras muy esbeltas podría ser también necesario considerar no linealidades "geométricas", v.g. el

planteamiento de las ecuaciones de equilibrio con referencia a la geometría deformada. En situaciones extremas podrían tenerse alteraciones en las masas y rigideces como consecuencia de un colapso parcial, golpes con estructuras adyacentes, etc..

Las no-linealidades en el suelo sobre el que se cimienta la estructura solo tienen importancia a un nivel "primario", es decir, en cuanto afectan la excitación sísmica que llega a la estructura. Los efectos de interacción suelo - estructura son poco importantes en edificaciones como las requeridas en hospitales, excepto si se trata de estructuras desusadamente rígidas sobre cimentaciones muy flexibles [23].

Es evidente que, aún considerando parcialmente los aspectos antes mencionados, un análisis no lineal presenta numerosas dificultades teóricas y prácticas.

6. MODELOS PARA EL ANALISIS DINAMICO NO LINEAL

Los modelos que han sido propuestos en relación al análisis sísmico no lineal pueden agruparse en tres categorías, dependiendo del nivel al que se consideran las no linealidades. En orden creciente de dificultad y costo, el comportamiento no lineal puede incluirse en:

- a. Las rigideces laterales de cada pódico.
- b. Las relaciones momento - curvatura para los elementos.
- c. Las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad y las leyes constitutivas de cada material a nivel diferencial.

La mayor parte de los modelos del primer grupo corresponden a vigas de corte. Inicialmente propuestos para sistemas con un solo grado de libertad [25], las mismas ideas han sido aplicadas a sistemas con 3 grados de libertad por piso [1] en forma similar al análisis lineal pseudo-tridimensional. Diversas relaciones fuerza cortante - distorsión han sido utilizadas, basadas en fórmulas semi-empíricas [1] o en los resultados de análisis estáticos no lineales para los pórticos planos [20]. Este tipo de modelo permite considerar diversos efectos no lineales, al menos cualitativamente, con muy poco

esfuerzo de cómputo. Sus principales desventajas están en las dificultades para estimar apropiadamente las rigideces de entrepiso y en que por lo general no es factible determinar con precisión los efectos a nivel local.

Al segundo grupo corresponden una serie de modelos de "rótulas plásticas". Cuando las relaciones momento-curvatura se suponen elasto-plásticas, las secciones que alcanzan el momento de fluencia no son capaces de soportar momentos adicionales, actuando entonces para cualquier incremento de cargas como si se tratara de rótulas. Con tales hipótesis el análisis puede realizarse sin mucha dificultad y a un costo razonable [6,25]. Los modelos de este tipo pueden ser mejorados considerando para los elementos diagramas momento-curvatura bilineales (lo que puede, por ejemplo, lograrse superponiendo un comportamiento lineal a otro elasto-plástico) o eventualmente multilineales. Los detalles de la formulación pueden encontrarse en diversas referencias, v.g. [14]. Este tipo de modelos pueden también utilizarse para un análisis tridimensional [9].

En el tercer grupo podrían incluirse diversos modelos "de fibras". Los elementos se dividen en segmentos, para cada uno de los cuales pueden suponerse interpolaciones polinómicas de los desplazamientos. Puede también admitirse que las secciones planas antes de la deformación siguen siendo planas después de ésta. En consecuencia, conociendo los desplazamientos en los nudos pueden obtenerse (en forma aproximada) las deformaciones en cualquier sección transversal. Esta información se combina con las leyes esfuerzo-deformación de cada material, para obtener módulos tangentes o esfuerzos y a partir de estos resultados las flexibilidades y rigideces o las fuerzas desequilibradas, según sea necesario para el algoritmo utilizado en la solución [10,13]. Un análisis de este tipo es por regla general extremadamente costoso; no es pues la herramienta del diseñador sino más bien la del investigador. Por el momento, el uso de estos modelos se limita al análisis de pórticos planos considerados aisladamente.

7. ESTUDIO DE UN CASO: EL HOSPITAL OLIVE VIEW

Para estudiar la aplicabilidad de los distintos procesos puede ser útil reanalizar estructuras que han sido sometidas a sismos severos e interpretar los daños observados con base en los resultados del análisis. En los párrafos siguientes se hace referencia a resultados de análisis lineales y no lineales realizados para una estructura hospitalaria que ha sido extensamente estudiada: el Centro Médico Olive - View. La información ha sido tomada de las referencias [11] y [12].

El edificio principal de este hospital era una estructura de 6 pisos, de concreto armado. Los cinco pisos superiores estaban conformados por cuatro alas dispuestas ortogonalmente alrededor de un patio central; la planta baja tenía un área mayor y estaba parcialmente por debajo del nivel del terreno, aunque separada de los muros de contención por una junta sísmica. La estructura estaba constituida básicamente por losas planas de 20 ó 25 cm de espesor, con capiteles, soportadas por columnas cuadradas, de 50 cm x 50 cm. La mayor parte de las columnas tenían refuerzo en espiral, excepto por algunas columnas en el primer nivel, que eran estribadas. Se tenían placas en los cuatros pisos superiores; no así en los dos inferiores. En estos niveles las losas fueron diseñadas para actuar con las columnas como un pórtico espacial capaz de resistir momentos. Sin embargo, la rigidez y resistencia de estos dos pisos era apreciablemente menor que la del resto del edificio. Excepto por estos defectos de estructuración y la inadecuada consideración del refuerzo lateral en algunas columnas, puede decirse que se cumplían estrictamente las normas vigentes.

Durante el terremoto de San Fernando (1971) se produjeron en esta estructura daños de tal magnitud que obligaron a su posterior demolición. Los daños se concentraron en los dos pisos inferiores; en la parte superior los daños fueron comparativamente poco importantes. En el primer nivel el desplazamiento relativo después del sismo fue del orden de 25 cm y las separaciones con los muros de contención y otras estructuras fueron insuficientes. En el segundo nivel se tuvieron desplazamientos relativos mucho mayores,

de hasta 75 cm. Una parte de la estructura del primer nivel colapsó como resultado de la falla frágil de columnas con insuficientes estribos. Sin embargo, la mayor parte de las columnas, con refuerzo en espiral, tuvieron ductilidad suficiente, excepto en algunas zonas con defectos constructivos. También se observaron numerosas fallas por punzonamiento en las losas de los dos niveles inferiores. Desafortunadamente, no se obtuvieron registros del sismo en las proximidades del hospital.

Los análisis dinámicos lineales fueron realizados con un modelo pseudo-tridimensional [27], que permitió considerar la configuración de la estructura a un nivel de detalle muy superior al que se podría tener con cualquier programa de análisis no lineal disponible. No se incluyeron las rigideces de tabiques, mayormente ubicados en los pisos superiores y poco importantes en relación a las placas. Al igual que para los análisis no lineales, los registros de aceleraciones del terreno utilizados fueron deducidos a partir de los obtenidos en otras localidades afectadas por el mismo sismo. Los resultados mostraron claramente que se producirían fallas por corte en las columnas con estribos, aunque subestimaron grandemente los desplazamientos laterales máximos. Puede concluirse que, aún cuando el modelo lineal fue insuficiente para cuantificar diversos efectos, sí puso en evidencia las principales deficiencias de la estructura.

Los análisis no lineales fueron realizados con un modelo bidimensional, para una de las cuatro alas del hospital considerada aisladamente, ignorando efectos de torsión. Para cada elemento se definieron aproximaciones bilineales de los diagramas momento - curvatura. Cabe mencionar que los resultados obtenidos con este tipo de análisis son muy sensibles a los detalles del modelo utilizado; en consecuencia se requiere mucho criterio y experiencia para plantear modelos apropiados. Los máximos cortantes obtenidos para el nivel inferior con distintos posibles registros fueron similares, mucho menores que los dados por el correspondiente análisis dinámico lineal, pero aproximadamente cuatro veces aquellos requeridos por las normas para análisis con cargas estáticas "equivalentes". Esto corresponde a la resistencia última de las columnas, ya que el modelo predijo adecuadamente la formación de

un mecanismo en los pisos inferiores. Por otro lado, la formación de este mecanismo motivó que los correspondientes desplazamientos relativos fueran muy sensibles a las características de la vibración del terreno. Los análisis no-lineales realizados también subestimaron grandemente los desplazamientos; solo con uno de los registros considerados el modelo predijo el impacto de la estructura con el muro de contención y otras estructuras, circunstancia que es indispensable para explicar los mayores desplazamientos observados en el segundo nivel. En conclusión, los resultados de los análisis no lineales sólo pueden ser calificados como correctos en lo cualitativo, aunque indudablemente reflejan la situación real mejor que el modelo lineal.

Es evidente que la predicción precisa de la respuesta sísmica de una estructura de concreto armado requiere de técnicas muy elaboradas. Los programas de análisis dinámico hoy disponibles pueden ser herramientas muy útiles, más aún cuando se trata de evaluar la capacidad resistente de una estructura dañada por un sismo severo y eventualmente determinar la eficacia de distintas alternativas de reforzamiento. Sin embargo, en todos los métodos propuestos hay una serie de limitaciones y simplificaciones que demandan un estudio muy cuidadoso de la información a utilizar e igualmente una interpretación adecuada de los resultados obtenidos.

Por un lado, el análisis lineal es indudablemente más económico y puede ser utilizado fácilmente para analizar estructuras complejas. A pesar de no obtenerse resultados correctos para las deformaciones y esfuerzos que se producirían en un sismo severo, se obtiene siempre valiosa información con relación al comportamiento en la etapa inicial y a las posibles deficiencias en algunos de los elementos.

Por otro lado, el análisis dinámico no lineal proporciona información más precisa con relación a desplazamientos, distorsiones de entrepiso, esfuerzos máximos y deformaciones plásticas. Sin embargo, las dificultades prácticas en su aplicación son considerables y por el momento no corresponde a la práctica habitual de una oficina de diseño.

REFERENCIAS

1. Anagnostopoulos, S.A., "Nonlinear Dynamic Response and Ductility Requirements of Building Structures Subjected to Earthquakes", Research Report R72-54, Massachusetts Institute of Technology, C.E. Department, Boston, 1972.
2. Applied Technology Council, "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings", National Science Foundation y National Bureau of Standards, 1978
3. Bathe, K.J. y Wilson, E.L., "SAP IV - A Structural Analysis Program for Static and Dynamic Response of Linear Systems". Earthquake Engineering Research Center Report NQ 73-11, Universidad de California, Berkeley, 1973.
4. Bathe, K.J. y Wilson, E.L., "Numerical Methods in Finite Element Analysis", Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, N.J., 1976.
5. "Código Colombiano de Construcciones Sismo-Resistentes", Bogotá, 1984.
6. Clough, R.W. y Benuska, K.L., "Federal Housing Administration Study of Seismic Design Criteria for High-Rise Buildings", HUD TS-3, 1966.
7. Clough, R.W. y Penzien, J., "Dynamics of Structures", Mc.Graw Hill Book Company, N.Y., 1975.
8. Dahlquist, G. y Björck, Å., "Numerical Methods", Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1974.
9. Kobori, T., Minai, R. y Fujiwara, T., "Earthquake Response of Frame Structures Composed of Inelastic Members", Quinta Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Roma, 1974.
10. LaTona, R.M. y Roesset, J.M., "Non-Linear Analysis of Building Frames for Earthquake Loading", Research Report R70-65, Massachusetts Institute of Technology, C.E. Department, Boston, 1970.
11. Mahin, S. y Bertero, V. "An Evaluation of Some Methods for Predicting Seismic Behavior of Reinforced Concrete Buildings". Earthquake Engineering Research Center Report NQ 75-5, Universidad de California, Berkeley, 1975.
12. Mahin, S., Collins, R., Chopra, A. y Bertero, V. "Response of the Olive View Hospital Main Building During the San Fernando Earthquake". Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, Berkeley, 1975.
13. Mark, K., "Nonlinear Dynamic Response of Reinforced Concrete Frames". Tesis Doctoral, Massachusetts Institute of Technology, C.E. Department, Boston, 1974.

14. Meek, J.L., "Matrix Structural Analysis", Mc.Graw Hill Book Company, N.Y., 1971.
15. Newmark, N.M. y Rosenblueth, E., "Fundamentals of Earthquake Engineering", Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, N.J., 1971.
16. Nigam, N.C. y Jennings, P.C., "Digital Calculation of Response Spectra from Strong Motion Earthquake Records", Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, 1967.
17. "Normas de Diseño Sísmo-Resistente", Ministerio de Vivienda y Construcción, Lima, 1977.
18. Norris, C.H. y Wilbur, J.B., "Elementary Structural Analysis", Mc.Graw Hill Book Company, N.Y., 1960.
19. Pflücker, M., "Efectos de la Tabiquería en el Comportamiento Dinámico de Estructuras Aporticadas", Tesis de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, 1988.
20. Piqué, J.R., "On the Use of Simple Models in Nonlinear Dynamic Analysis". Tesis Doctoral, Massachusetts Institute of Technology, C.E. Department, Boston, 1976.
21. Piqué, J.R. y Echarry, A., "A Modal Combination for Dynamic Analysis of Reinforced Concrete Frames", Novena Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Tokyo, 1988.
22. Roesset, J.M., "Computer Solution of Dynamic Problems", cap. 8 de "Earthquake Engineering", Massachusetts Institute of Technology, Boston, 1972.
23. Roesset, J.M., "A Review of Soil-Structure Interaction", Seismic Safety Research Program, Lawrence Livermore Laboratory, 1980.
24. Scaletti, H., "Frequency Analysis of Structures with Foundation Interaction", Tesis de Maestría, Massachusetts Institute of Technology, C.E.Dept., Boston, 1975.
25. Veletsos, A.S. y Newmark, N.M., "Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions", Segunda Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Tokyo, 1961.
26. Wiegel, R.L. (editor), "Earthquake Engineering", Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, N.J., 1970.
27. Wilson, E.L., Hollings, J.P. y Dovey, H.H., "Three Dimensional Analysis of Building Systems (Extended Version)". Earthquake Engineering Research Center Report NQ 75-13, Universidad de California, Berkeley, 1975.
28. Wilson, E.L., "New Approaches for the Dynamic Analysis of Large Structural Systems", Earthquake Engineering Research Center Report NQ 82-04, Universidad de California, Berkeley, 1982.