

Diseño Sismo-Resistente del Hospital de Alajuela un Enfoque Integrador

Ing. Miguel F. Cruz A., M. Sc.
Ing. Roy Acuña P., M. Sc.

1. Introducción

Se presenta en este trabajo la metodología seguida para realizar el diseño sismo-resistente del futuro Hospital de Alajuela. Esta metodología representa un procedimiento integrado de las diferentes etapas a realizarse para diseñar una obra civil de gran importancia, y constituye un trabajo multidisciplinario dirigido a lograr estructuras más seguras y sin tanta incertidumbre como los diseños convencionales.

El riesgo se enfoca desde el cálculo de la amenaza sísmica, analizando todas las fuentes sísmicas que pueden afectar el sitio, para obtener las características del movimiento del suelo que son útiles en el diseño. Las características dinámicas del suelo se obtienen a través de estudios de refracción sísmica y resistividad eléctrica.

Mediante un estudio de respuesta dinámica del depósito de suelo y mediante un estudio estadístico de los espectros de respuesta obtenidos en el sitio se construye un espectro de diseño elástico. A este espectro de diseño se le incorporan los efectos de reducción por comportamiento inelástico.

El diseño estructural convencional es realizado utilizando modelos dinámicos tridimensionales y considerando evaluaciones de rigidez y de deformación mediante la técnica del elemento finito para aquellos elementos de difícil modelación.

Mediante la consideración de energía de entrada, calculada a partir de las velocidades máximas y los períodos predominantes del terreno, y del comportamiento no lineal de la estructura se calcula el nivel de daño que se utiliza para aceptar o modificar el diseño.

Por último se estudian las amenazas operativas y de circulación, peatonal y vehicular, a que se estará sometido el hospital bajo condiciones de emergencia.

2. Estudio de amenaza sísmica

Con el fin de aportar información necesaria para definir los parámetros que se utilizan en el diseño de la estructura del Nuevo Hospital de Alajuela, Rojas, Morales y Montero (1) realizaron un estudio de amenaza sísmica. Este estudio es más relevante al considerar el contexto tectónico y la amenaza sísmica asociada que se presenta en esta región, tal como lo demuestra la actividad sísmica reciente ocurrida entre 1990 y 1992.

Para estimar la amenaza sísmica se realiza una revisión y un análisis de los sistemas de fallamiento activos, y se caracteriza la sismicidad de la región central de Costa Rica, con énfasis en la región adyacente a la ciudad de Alajuela. Se considera tanto la sismicidad ocurrida en tiempos históricos como la reciente. A partir de 1984 se considera que la información sobre la sismicidad se encuentra completa para magnitudes superiores a $M_w=2.3$ (magnitud momento sísmico).

Este estudio permite seleccionar fallas activas y determinar si existen fuentes sísmicas

adicionales a las sugeridas con base en los estudios de fallamiento. Se seleccionan las fallas que por sus características de cercanía o por su tamaño, pueden considerarse que representan la mayor amenaza sísmica para el hospital. Estas fallas constituyen fuentes sísmicas que generan temblores superficiales dentro de la corteza, al interior de la placa Caribe y pueden provocar los mayores daños en la ciudad de Alajuela.

También se consideran las fuentes de temblores intraplaca, con profundidades entre 5 y 50 km., debidos a la interacción de las placas del Coco y del Caribe, los temblores intraplaca de la placa del Caribe, y los temblores intraplaca de la placa del Coco, con profundidades mayores que 50 km.

La estimación inicial de la amenaza sísmica sigue un enfoque determinístico, en el cual se consideran las fuentes sísmicas más importantes que pueden afectar el futuro hospital de Alajuela, tomando en cuenta las características sismológicas y geotectónicas de las fallas. Esto permite estimar la magnitud máxima esperada que puede generar cada fuente sismogénica seleccionada, a partir de la longitud de ruptura, del área de ruptura, de la sismicidad histórica reciente y del criterio geotectónico.

Se seleccionan dos zonas de subducción (Nicoya y Quepos), tres sectores de temblores intraplaca de profundidad intermedia (40 a 200 km) y ocho zonas relacionadas al fallamiento de la región central de Costa Rica.

Las magnitudes máximas de las fuentes sísmicas se determinan con base en estimaciones probabilísticas, derivadas directamente del catálogo sísmico, y de consideraciones determinísticas basadas en la tectónica local y dimensión del fallamiento. Se obtienen valores de magnitudes máximas (M_w) entre 6.0 y 7.7 para las diferentes zonas.

Para efectos de la determinación de la aceleración máxima del terreno (PGA) se adopta la relación desarrollada por Fukushima y Tanaka (1990), recomendada para regiones como Costa Rica, aunque tiene el inconveniente de no haber sido obtenida con datos locales. Se dispone de una relación para sitios con condición de roca y para sitios con condición de suelo blando. También se utiliza la relación de atenuación de Taylor y otros, que es preliminar y fue desarrollada a partir de 87 registros de suelos blandos en Costa Rica.

La tabla 1, muestra los valores de la aceleración máxima del terreno para diferentes períodos de los eventos sísmicos.

Tabla 1: Aceleración máxima del terreno

Periodo de retorno (en años)	PGA en roca Fukushima y Tanaka (1990)	PGA en suelo Fukushima y Tanaka (1990)	PGA en Taylor y otros (1992)
50	2.32 m/s ²	5.5 m/s ²	7.4 m/s ²
100	2.75 m/s ²	6.5 m/s ²	8.8 m/s ²
500	4.00 m/s ²	9.5 m/s ²	12.0 m/s ²

La duración de las máximas sacudidas es un parámetro poco investigado a pesar de que se reconoce que es un factor que contribuye de manera importante a la generación de daños. Se consideran las relaciones de Housner (1965) y de Esteva y Rosenblueth (1964).

La duración probable de la máxima sacudida de la fuente cercana que más amenazaría el sitio es un valor que varía entre 10 y 24 segundos. Este dato se compara con el registro de duración máxima de 16 segundos para valores de aceleración superior al 5% de g , del sismo del 22 de diciembre de 1990, de una fuente que no es la más cercana y, siendo un evento de menor magnitud que el máximo probable.

Se analizan los sismos registrados en Alajuela con aceleraciones mayores al 5% de la

gravedad (nueve registros entre 1990 y 1992), y se construyen los espectros de amplitudes de Fourier y los espectros de respuesta del suelo para conocer los períodos predominantes en Alajuela, los cuales se ubican entre 0.4 y 0.7 segundos, siendo ese intervalo donde se obtendría la mayor respuesta dinámica.

Esos nueve registros de aceleración, obtenidos cerca del sitio donde se ubicará el proyecto, permiten calcular la velocidad del movimiento del suelo a partir de una fórmula empírica de regresión para suelo blando. Los valores obtenidos son 53.5 cm/s, 63.6 cm/s y 93.9 cm/s para períodos de retorno de 50, 100 y 500 años respectivamente.

3. Estudio de las características dinámicas del suelo

Para tener un conocimiento amplio de las características del suelo en el sitio del Hospital de Alajuela, se realiza un estudio de suelos que se complementa con un estudio geofísico y con el análisis de respuesta dinámica del suelo. Estos estudios son realizados por la forma IMNSA (Referencias 2, 3 y 4).

De los sondeos realizados se puede concluir que existe el perfil de suelo siguiente:

- Capa#1: arcilla limosa con plasticidad media y consistencia entre medianamente compacta y compacta, con espesor de 2.0 metros.
- Capa#2: arcilla limosa con bloques de aluvión redondeado, en consistencia compacta, se extiende hasta profundidades variables entre 8.0 y 9.0 metros.
- Capa#3: arcilla limosa con plasticidad media a baja, y consistencia entre medianamente compacta y compacta, se extiende hasta profundidades variables entre 15 y 17 metros.
- Capa#4: Limo con plasticidad baja y consistencia entre muy compacta y dura, alcanza profundidades cercanas a los 28.0 metros.

Debido a que el suelo de la capa #3 limita el valor de capacidad soportante a valores relativamente bajos, y a que se pueden esperar problemas de asentamientos por consolidación del suelo de esa capa, se prestó especial atención a las características de ese estrato. Se realizaron ensayos especiales de consolidación, compresión triaxial y corte directo para evaluar su comportamiento.

De los ensayos de consolidación se concluye que pueden ocurrir asentamientos importantes, aun bajo acción de presiones moderadas. Esta condición es muy seria pues la topografía del terreno, con pendientes, provoca que el cambio de esfuerzos en la capa #3 de suelo varíe entre los dos edificios de cinco niveles, lo que podría provocar asentamientos diferenciales. El asentamiento total esperado en la torre sur es cercano a 5.8 cm, siendo 1.2 cm de tipo elástico y el resto de tipo consolidación de largo plazo.

Se realizan también estudios geofísicos mediante los métodos de refracción sísmica, microsísmica de pozos con las modalidades conocidas como Up-hole y Down-hole y resistividad eléctrica. Por medio de estos estudios geofísicos se busca caracterizar las calidades mecánicas de las capas superficiales y dar un modelo que sirva de base para los estudios geotectónicos y de diseño.

Se encontró una capa superficial de 1 m de espesor con velocidad compresional $V_p=0.25$ km/seg., una segunda capa de material meteorizado hasta 15m de profundidad con $V_p=0.6-0.8$ km/seg, y una tercera capa a mayor profundidad sin espesor definido que tiene $V_p=1.8$ km/seg.

Los resultados de los estudios geofísicos son utilizados para el estudio de la respuesta dinámica del perfil del suelo. La estratigrafía fue determinada con base en información geotécnica de varios sondeos exploratorios y de algunos pozos profundos de agua cercanos a la zona. Los parámetros dinámicos se evalúan a partir de los ensayos geofísicos y con base en conclusiones del ensayo de penetración estándar y con base en la velocidad de onda cortante.

Para el estudio de respuesta dinámica del depósito se utilizan velocidades de onda cortante variables entre 100 m/seg y 250 m/seg en los suelos hasta 35 m de profundidad. Para profundidades mayores se consideran velocidades de 790 m/seg (35 a 40 m de profundidad) y 1250 m/seg. Estos materiales se consideran como roca según lo establecido en el CSCR de considerar perfil rocoso cuando se alcanzan velocidades de onda cortante mayores que 700 m/seg.

Se utilizan las componentes horizontales de acelerogramas registrados en roca como el movimiento en la base del depósito roca, para propagar las ondas cortantes hasta la superficie, y así obtener una nueva historia de aceleraciones en la superficie.

El registro del sismo de Piedras Negras del 22 de diciembre de 1990 obtenido en la presa San Miguel se modifica para tomar en cuenta la atenuación de las ondas sísmicas con la distancia. Se compara la historia de las aceleraciones calculadas en la superficie del terreno con lo registrado en Alajuela, obteniéndose similitud en las amplitudes de las aceleraciones y en el contenido de frecuencias.

Este procedimiento permite conocer el factor de amplificación de la señal sísmica que produce la vibración del depósito de suelo.

4. Espectro de diseño

La definición del espectro de diseño requiere de la definición de la vida útil de la obra y de la probabilidad de excedencia del sismo de diseño en esa vida útil. Se ha supuesto una vida útil de 70 años y una probabilidad de excedencia del 15%. Según el Código Sísmico de Costa Rica (5) es 431 años y considerando este período de retorno se tiene en el sitio de la obra y para suelo blando una aceleración máxima del movimiento del terreno de 0.90g.

Esta aceleración resulta ser muy grande y excede en más del doble cualquier reglamentación dada hasta la fecha en Costa Rica.

Dado que se cuenta con información del depósito de suelo, y que las relaciones de atenuación para los registros en roca tienen mucho menos dispersión que las correspondientes para registros en suelo blando, se toma la aceleración máxima en roca para el período de retorno considerado y se multiplica por el factor de amplificación de la señal que presente dicho depósito de suelo.

Este procedimiento para calcular el factor de amplificación dinámica del depósito se describió en el apartado anterior.

Este procedimiento de cálculo de la respuesta dinámica del depósito de suelo se repite para diferentes registros sísmicos y se puede comprobar que los factores de amplificación oscilan entre 1.44 y 1.86, siendo el valor promedio de 1.65. Si la aceleración máxima en la roca para un período de retorno de 431 años es de 0.40g, según el estudio de amenaza sísmica, entonces la aceleración máxima en el depósito de suelo sería de 0.65g. Este último valor es el finalmente escogido para construir el espectro de diseño.

Para obtener el Factor de Amplificación Dinámica (FAD) se toman 18 espectros de diferentes sismos registrados en la ciudad de Alajuela y se les calcula dicho factor para un 5% de amortiguamiento. Se obtiene un valor promedio de 2.43. El Código Sísmico de Costa Rica considera un FAD en 2.74, sin embargo se puede interpretar que ya la aceleración del suelo ha sido amplificada un 20% por efecto del suelo blando. Lo que significa que el FAD considerado sería 2.30. En este trabajo se utilizará el valor promedio obtenido de 2.43 y no se suma la desviación estándar ya que este valor es superior al del Código Sísmico y para evitar caer en una tendencia de

elevant las fuerzas en todos los cálculos secuenciales.

La siguiente etapa en la elaboración del espectro de diseño es la escogencia del factor de reducción por efectos inelásticos.

En este trabajo se supone que la ductilidad de los sistemas duales (marcos y muros acoplados) es igual a 3. En el caso de los sistemas compuestos por marcos se supone una ductilidad igual a 5. Según estas ductilidades habría que usar factores de reducción iguales a 0.33 y 0.20 en los tipos de estructuras mencionadas y en la parte plana del espectro. Esta reducción corresponde al método de Newmark y Hall. Según el método de Mohraz (6) los factores de reducción serían 0.39 y 0.22 para estructuras tipo marco-muro y estructuras tipo marco respectivamente.

En el caso de estructuras de ductilidad 3 se decide utilizar un factor de reducción de 0.35, lo que conduce a un espectro reducido de pseudo aceleración cuyo valor máximo (parte plana) es de 0.40g.

Este valor se compara en la figura 1 con el recomendado por el CSCR para estructuras del grupo A, tipo 2 y en suelo blando.

En el caso de las estructuras de ductilidad 5 si se utilizan los valores mencionados se tendría un espectro cuya parte plana estaría en 0.24. En este caso se decide aumentar el espectro tipo 1 del CSCR en la misma proporción que se aumentaría el espectro de la estructura tipo 2 para obtener el espectro de la estructura tipo marco-muro. De esta forma se obtiene un espectro cuya parte plana estará en 0.30g. La comparación de los espectros utilizados con los equivalentes del Código Sísmico de Costa Rica para estructuras tipo 1 y 2 se muestran en la figura 1.

Puede apreciarse que estos espectros producen un aumento considerable de las fuerzas de diseño respecto a lo especificado por el código.

No se hace un estudio más riguroso de los espectros de diseño ya que el diseño estructural será verificado en su respuesta no lineal.

5. Diseño estructural

El diseño estructural propiamente de este hospital no reviste mayores dificultades, salvo por el diseño de los muros de cortante en las torres de hospitalización, por las uniones de la estructura metálica de techo con la estructura de concreto en los edificios livianos, y por el diseño de las cimentaciones de las torres.

A todos los edificios se les aplica un análisis dinámico con tres grados de libertad por planta para obtener los modos y períodos de oscilación. Para realizar estos análisis se utiliza el programa ETABS (7) en su última versión. Con estas características dinámicas y con los espectros de diseños se obtienen las fuerzas internas de diseño mediante la combinación modal CQC. También se consideran las cargas verticales y se combinan con las cargas sísmicas según sugiere el código.

Para realizar el diseño de las uniones de las estructuras de acero con las columnas de concreto se ha supuesto un comportamiento elástico del sistema estructural y los pernos, placas y soldaduras se revisan para estas cargas. Esto se ha hecho de esta forma para forzar a que el daño y disipación de energía por efectos inelásticos sea a nivel de elementos y no en las uniones.

En el caso de los muros en forma de C de las esquinas de las torres de hospitalización se realiza un análisis mediante la técnica del Método del Elemento Finito para conocer el patrón de agrietamiento de las mismas y el valor de rigidez que aportan al sistema estructural. Para realizar este trabajo se incluye medio marco (figura 2) y se modela en el programa SAP 90(8). Los elementos que componen el muro C se modelan como elementos tipo cáscara con seis grados de libertad por nudo. Algunos grados de libertad por nudo se restringen para simplificar el análisis. A este modelo se le aplica un cuarto de las cortantes sísmicas por piso obtenidas con el análisis sísmico y se obtienen los desplazamientos. Esto permite conocer el aporte de rigidez que realizan al sistema estructural y comprobar la efectividad de la modelación con el ETABS. Los análisis dan resultados

muy similares lo que comprueba la efectividad de la modelación ver tabla 2. Se puede observar que los desplazamientos del SAP 90 dan valores mayores que los de ETABS. Esto es debido a que se están ignorando otros elementos estructurales y concentrando la carga en los ejes rígidos. También se obtienen las tracciones máximas que sirven para detallar las esquinas de las aberturas y evitar el agrietamiento excesivo.

El análisis estructural también incluye un análisis de asentamientos totales y asentamientos diferenciales. Debido a que las torres se cimientan sobre un depósito de suelo normalmente consolidado con cambio de presión efectiva diferente para cada torre y también diferente en cada eje se esperarán desplazamientos diferenciales entre ambas torres y una rotación de la base en la torre sur. Se prueban diferentes tipos y formas de cimentación para lograr tener asentamientos iguales y uniformes; sin embargo eso no es posible. Se escoge una cimentación de losa nervada común para ambas torres. Los asentamientos diferenciales son considerados en el modelo y diseño de las nervaduras. De esta manera no existirán asentamientos diferenciales y la rotación de la base de todo el conjunto será mínima (menor del 0.1%).

6. Análisis no lineal y verificación del daño

Esta parte del trabajo viene a convalidar los criterios seguidos para la elaboración del espectro de diseño y el procedimiento seguido en el diseño estructural.

El procedimiento seguido en este trabajo consiste en evaluar el índice de daño que los diferentes elementos puedan sufrir a la hora de presentarse el sismo de diseño. Los índices de daño son conceptos de reciente desarrollo que indican el nivel de deterioro que presentan los elementos. En este trabajo se utiliza el índice propuesto por Park y Ang (9) que contiene los dos aspectos del daño, a saber el daño por deformación y el daño por fatiga. Este índice se define como: (en términos de rotación)

$$DI = \frac{\theta_m}{\theta_u} + \frac{\beta * E_p}{\theta_u * M_p}$$

donde θ_m es la rotación máxima sufrida durante el sismo y θ_u es la rotación última que ese elemento puede soportar. M_p es el momento de cedencia del elemento. E_p es la energía plástica disipada por el elemento y β es un parámetro semi-empírico adimensional. En este trabajo se utiliza $\beta = 0.15$.

Las rotaciones θ_m se obtienen de los desplazamientos elásticos que presente el edificio. Se sigue el procedimiento de cálculo propuesto por Qi y Moehle (10). Para el cálculo de las rotaciones últimas se utilizará el factor de ductilidad propuesto por Park y Ang de manera que:

$$\theta_u = \mu * \theta_y$$

siendo θ_y la rotación de cedencia. Para el cálculo de esta última se consideran únicamente los efectos de flexión y cortante elástica, según se cita en el trabajo de Park y Ang, para ser consistentes con el análisis realizado al edificio que considera deformaciones y rigideces debidas unicamente al comportamiento elasto-plástico de flexión y cortante.

La energía plástica se calcula como αE_i , siendo E_i la energía de entrada que provee el sismo de diseño, y α se obtiene como una función de la potencia del sismo y de la potencia de disipación por amortiguamiento viscoso desde la posición de cedencia según se presenta en la ref. (11). Para esta revisión se estima que el sismo de diseño tendrá una velocidad máxima de 0.64 m/seg, una duración de 17 seg (estos datos obtenidos del Estudio de Amenaza Sísmica) y una

energía de entrada por unidad de masa E_i/m de $16000 \text{ (cm / seg)}^2$. Este último valor se obtiene de la expresión presentada por Uang y Bertero (12) y de los datos obtenidos durante el sismo del 22 de diciembre de 1990. Con toda esta información se realiza un análisis inelástico estático, cargando a la estructura con una carga lateral monotónica hasta alcanzar el desplazamiento máximo en el último piso. Este análisis no lineal se realiza en cada uno de las direcciones del marco escogido para el análisis. La energía plástica se distribuye proporcionalmente en las rótulas que se formen en cada una de las direcciones de carga. Con la energía plástica conocida (estimada según el procedimiento mencionado) en cada extremo de cada elemento y con las rotaciones que presente cada extremo se calculan los índices de daño por elementos.

Los índices de daño deben ser suficientemente pequeños de tal manera que la estructura sea aceptada. El valor máximo a aceptar será 0.60 en vigas y 0.30 en columnas. El límite de lo reparable e irreparable se estima en 0.66 en el ref. (13).

Los resultados máximos obtenidos para las vigas y las columnas del eje lateral que contiene al muro (marco mostrado en figura 3) se muestran en la tabla 3.

Es de esperar que a la hora de tenerse sismos reales similares a los de diseño se tengan índices de daño cuyo valor promedio sea similar al de la tabla. El índice de daño es un parámetro cuya variación es aleatoria y aquí se ha realizado una aproximación determinística del mismo. Sin embargo esta evaluación ha servido para aceptar el diseño obtenido y el procedimiento seguido.

7. Estudio de Riesgos Asociados

Después de un evento sísmico de gran intensidad la operación del hospital puede verse seriamente amenazada si sus componentes no estructurales o si sus accesos sufren daños.

El sistema arquitectónico como son puertas, ventanas, techos, cielos, y elementos de fachada serán revisados y diseñados según las fuerzas elásticas y desplazamientos que se presenten con el sismo de diseño.

La revisión de los soportes de las tuberías se diseñan siguiendo el mismo criterio de los elementos arquitectónicos. La ubicación de ductos y tuberías se hace considerando el movimiento relativo de los diferentes cuerpos del hospital. Suficiente holgura de movimiento se dejan en las zonas de intersección. Este trabajo se realiza en coordinación con los diseñadores electro-mecánicos.

La circulación de vehículos externa e interna y su interacción con los peatones se presenta en el "Estudio de Accesibilidad del Nuevo Hospital de Alajuela Durante Situaciones de Emergencia" realizado por Castro, Arce y Cruz (14). En este trabajo se presentan todas las posibles rutas de llegada al hospital desde diferentes puntos de la ciudad. Se consideran los flujos y los tiempos de llegada en condiciones de saturación para el año 2000. Se realizan sugerencias de modificación de las redes interurbana, urbana, e interna (incluye flujo peatonal). Algunas modificaciones deben ser coordinadas con otros organismos gubernamentales. Las modificaciones internas plantean una red con redundancia de accesos, áreas para máquinas extintoras de incendio, área para hospital de campaña, área de heliopuerto y separación total de flujo vehicular y peatonal.

8. Conclusiones

Se ha mostrado un procedimiento integrado que conduce a un diseño global seguro, el cual permite identificar el riesgo real a que estará sometida la obra. Las diferencias con el procedimiento de diseño convencional incluyen la consideración de lo siguiente:

-El estudio de amenaza sísmica aporta los datos sobre el sismo de diseño y se obtienen de éste aceleraciones y velocidades máximas, duraciones y períodos predominantes.

-El estudio de geofísica y el de respuesta dinámica del depósito de suelos permite identificar al depósito de suelo como el responsable de las intensidades obtenidas en Alajuela durante sismos pasados. Este depósito amplifica la señal de la roca en un valor promedio de 1.65.

-El análisis no lineal identifica los puntos donde se dañará la estructura y el índice de daño cuantifica el daño y convalida el procedimiento seguido.

-El análisis de los riesgos asociados complementan el panorama de riesgos y permite diseñar las medidas correctivas.

Se espera tener, mediante el procedimiento seguido, una obra segura capaz de cumplir con su cometido cuando así se le demande.

-Referencias

- 1- Rojas, W., Morales, L. D. y Montero, W. "Estudio de Amenaza Sísmica para el Nuevo Hospital de Alajuela".
Escuela de Geología, Universidad de Costa Rica, San José, marzo 1994.
- 2- IMNSA, Ingenieros Consultores, S. A. "Estudio de Suelos, Hospital de Alajuela". San José, abril 1994.
- 3- IMNSA, Ingenieros Consultores, S. A. "Estudios Geofísicos en Sitio Hospital de Alajuela". San José, abril 1994.
- 4- IMNSA, Ingenieros Consultores, S. A. "Respuesta Dinámica de Suelo Donde se Construirá el Hospital de Alajuela". San José, abril 1994.
- 5- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos. "Código Sísmico de Costa Rica 1986".
Editorial Tecnológica de Costa Rica, Cartago, 1987.
- 6- Mohraz, B. y Elghadamsi, F. E. "Earthquake Ground Motion and Response Spectra".
Cap. 2 de The Seismic Design Handbook editado por F. Naeim. Van Nostrand Reinhold,
New York, 1989.

- 7- Habibullah, A. "ETABS, Three Dimensional Analysis of Building Systems". Computers and Structures, Inc. California, 1992.
- 8- Wilson, E. y Habibullah, A. "SAP 90, A Series of Computers Programs for the Finite Element Analysis of Structures". Computer and Structures, Inc. California, 1992.
- 9- Park, Y. J. y Ang, A.H. "Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete". ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 111, # 4, abril 1985.
- 10- Qi, X. y Moehle, J. P. "Displacement Design Approach for Reinforced Concrete Structures Subjected to Earthquakes". Report #UBC / EERC-91 / 02, California, enero 1991.
- 11- Cruz A., M. F. "Energía Plástica Disipada Durante un Sismo como Función de la Resistencia".
2º Congreso Venezolano de Métodos Numéricos en Ingeniería y Ciencias Aplicadas. (Por celebrarse) Maracaibo, Venezuela, noviembre 1994.
- 12- Uang, C. M. y Bertero, V. V. "Evaluation of Seismic Energy in Structures". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 19, 1990.
- 13- Reinhorn, A. M. y otros. "A Post-Earthquake Damage Evaluation Strategy for R/C Buildings". Memorias de Fourth U. S. National Conference on Earthquake Engineering, Vol. 11, California, mayo 1990.
- 14- Castro, L. R., Arce, M. y Cruz, M. F. "Estudio de Accesibilidad del Nuevo Hospital de Alajuela Durante Situaciones de Emergencia". Heriel S. A., San José, Costa Rica, junio 1994.

TABLA 2 : DESPLAZAMIENTOS LATERALES

PISO	DEL ANALISIS SISMICO (cm)	DEL SAP 90 M.E.F (cm)
5	2.94	2.78
4	2.46	2.70
3	1.80	2.10
2	1.10	1.30
1	0.40	0.60

TABLA 3 : INDICES DE DAÑO OBTENIDOS CON SISMO DE DISEÑO Y CON SISMO 22/12/90.

ID MURO	ID VIGA MURO	ID VIGAS	ID COLUMNAS	SISMO
0.37	0.59	0.55	0.42	DISEÑO
0.17	0.13	0.23	0.11	22/12/90

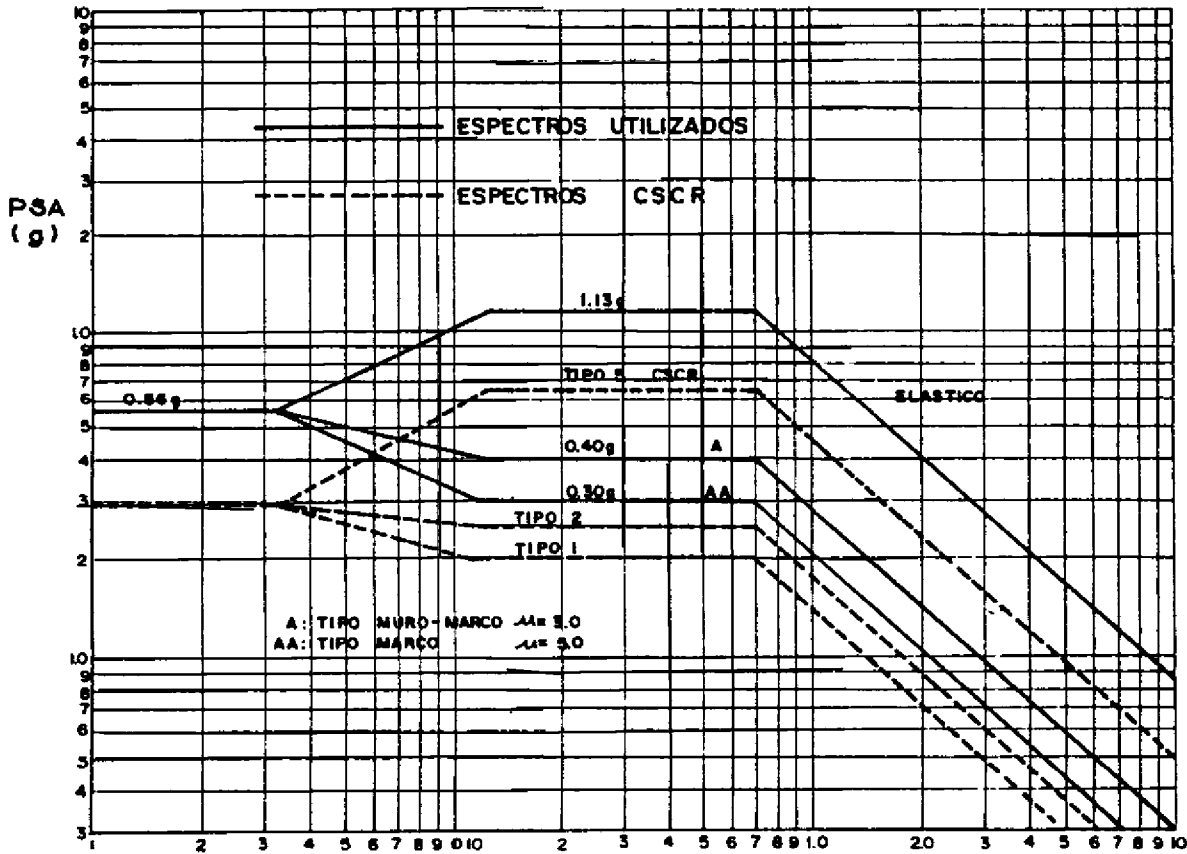


FIGURA 1 : ESPECTROS DE DISEÑO

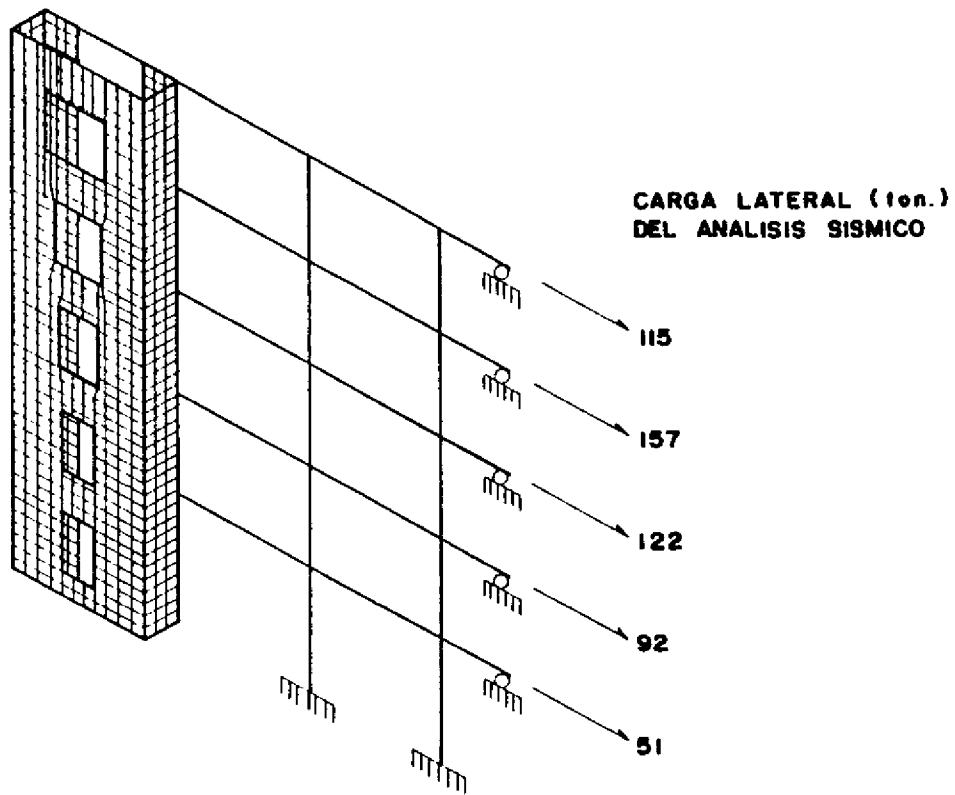


FIGURA 2: REVISION DE RIGIDEZ Y AGRIETAMIENTO EN MURO.

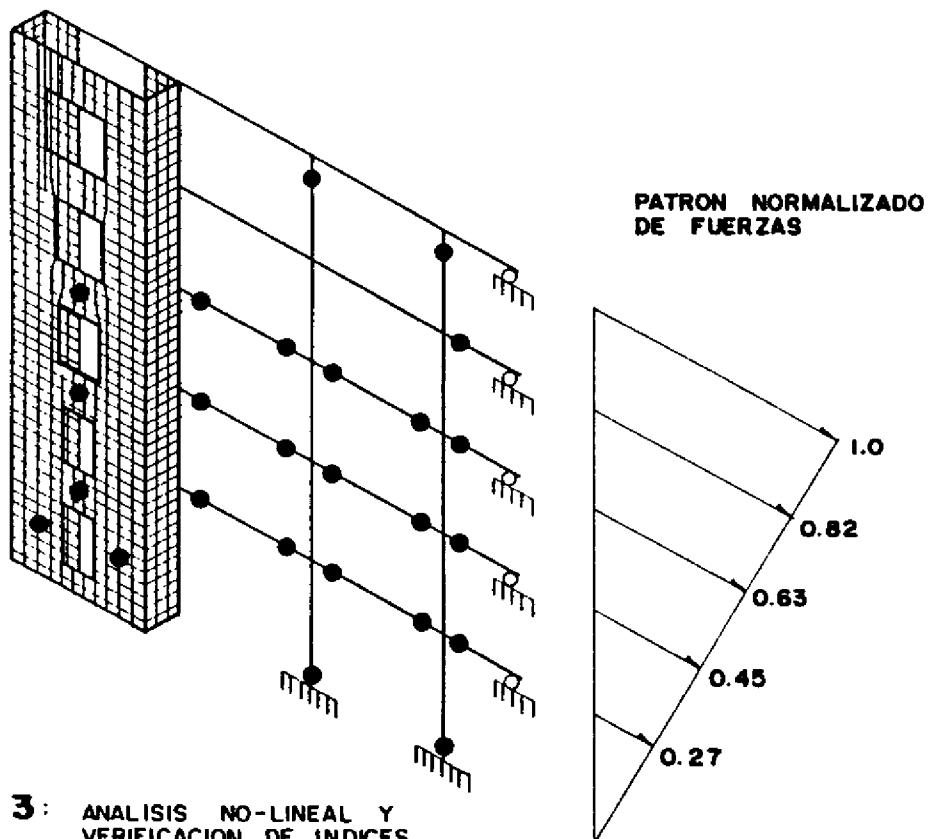


FIGURA 3: ANALISIS NO-LINEAL Y VERIFICACION DE INDICES DE DAÑO.