

# ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SISMICA DEL HOSPITAL MONSEÑOR SANABRIA

Ing. Adolfo Matamoros  
Ing. Guillermo Santana Ph.D.  
Laboratorio de Ingeniería Sísmica  
Universidad de Costa Rica

## RESUMEN

El objetivo de este trabajo es el de evaluar la respuesta estructural de la torre principal del Hospital Monseñor Sanabria durante el Sismo de Cóbano del 25 de marzo de 1990 (cuyo epicentro se localiza a unos 40 Km del edificio). El edificio cuenta con 10 pisos y se encuentra en el Roble, provincia de Puntarenas, Costa Rica. Actualmente dicha estructura es una de las estaciones del Programa de Medición de Sismos Fuertes para Costa Rica. Al momento de ocurrencia de los eventos sísmicos, la estructura estaba en proceso de reforzamiento estructural.

La evaluación de la respuesta se efectúa mediante el modelaje por microcomputadora de las principales características dinámicas de la estructura. Se consideran para tal efecto dos arreglos estructurales. El primero corresponde al estado inicial del edificio antes del reforzamiento. El segundo trata de reflejar la fase intermedia de reforzamiento en el momento del evento sísmico. Ambos modelos consideran que el comportamiento de la estructura es lineal y elástico.

Con los resultados obtenidos de los dos análisis dinámicos, se establecen comparaciones de las propiedades geométricas de la estructura y de sus características dinámicas, antes y después del refuerzo, tratando de estimar en cuál caso las sollicitaciones de sismo hubieran causado mayores daños. También se hace una comparación de las cargas de sismo con las que se obtendrían de un análisis utilizando el espectro de diseño para estructura tipo 4 sobre suelo blando que especifica el código sísmico de Costa Rica, el código ATC 3-06 y el código UBC.

## ABSTRACT

The purpose of this paper is to evaluate the seismic response of the Monsignor Sanabria Hospital's principal tower, during the Cobano, Costa Rica earthquake which occurred March 25, 1990 (its epicenter is located approximately 40 Km from the site of the structure). The building has ten stories and it is located in El Roble, province of Puntarenas, Costa Rica. At this moment the structure is a station of the Strong Motion Instrumentation Program for Costa Rica. When the seismic events occurred, the structure was in the process of being structurally reinforced with the addition of shear walls.

The evaluation of the response is accomplished by modeling with the use of a microcomputer the dynamic characteristics of the structure. Two structural arrays are considered for that effect. The first represents the original state of the structure before the reinforcement began. The second one intends to reflect

the intermediate phase of the reinforcement at the moment of the seismic event. Both models consider an elastic and linear behavior of the structure.

With the results obtained from the two analysis, a comparison between the properties and the dynamic characteristics of the structures before and after the reinforcement began is established. A comparison is established between the results obtained with the design spectra provided by the Costa Rica's Seismic Code, the UBC and the ATC codes.

#### ABREVIATURAS

ACI	American Concrete Institute.
ATC	Applied Technology Council.
CSCR	Código Sísmico de Costa Rica.
UBC	Uniform Building Code.

#### DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

La torre principal del Hospital Monseñor Sanabria es una estructura compuesta por marcos de concreto reforzado. Tiene diez pisos con áreas similares entre sí, de los cuales el primero tiene 4.20 m de altura y los demás 3.60 m. Las losas de entrepiso y las 54 columnas de cada planta se encuentran dispuestas en forma de T. Esto se aprecia claramente en la figura N°9, que nos muestra un diagrama de la estructura tal y como se encontraba el día 25 de Marzo de 1990.

El undécimo piso, es la zona en que habitan los residentes y abarca un área menor a la de los pisos inferiores (solamente una parte del ala de la T).

El ala de la T está orientada en la dirección N 85° E, y tiene una dimensión máxima de 77 m. A lo largo de este trabajo se denominará ésta como la dirección X positiva. El alma de la T se orienta en la dirección perpendicular (N 5° W), y tiene una dimensión máxima de 40 m. A esta dirección se le denomina como dirección Y positiva.

Los planos de esta estructura están fechados en el año de 1964. Originalmente el sistema estructural que resiste las cargas de sismo estaba compuesto solamente por marcos de concreto de poca ductilidad. Recientemente se realizó su readecuación sísmica, y se añadieron muros de corte colados en los extremos del ala y alrededor del ducto de elevadores (ver la figura N°17).

En su interior la estructura cuenta con paredes de mampostería distribuidas simétricamente a lo largo del ala, en la dirección Y. También hay paredes de mampostería en las fachadas este y oeste del alma, en la dirección Y. Las primeras paredes son de bloques de arcilla con refuerzo horizontal conformado por una varilla #2 @ 40 cm. En las fachadas del alma, las paredes son de ladrillos de arcilla, sin que se pudiera apreciar refuerzo horizontal en su inspección.

## CRITERIOS UTILIZADOS EN LA MODELACION DE LA ESTRUCTURA

### Cálculo de las propiedades de los elementos

En general se siguieron las recomendaciones establecidas por el Código Sísmico de Costa Rica para realizar el análisis estructural.

Al calcular la inercia de las vigas se incluyó el efecto de la losa, considerando su ancho efectivo según lo establece el código ACI 318 en su versión de 1989. Se pudo comprobar mediante la inspección de la estructura después del sismo que las vigas no presentaban agrietamiento, por lo que se utilizó en el modelo el 100 % de su inercia. Esto va en contraposición al 50 % de la inercia que establece el CSCR para efectos de diseño. Sin embargo, en este trabajo no interesan consideraciones de diseño, sino más bien de los desplazamientos y cortantes por piso, por lo que es de mayor interés modelar de la manera más precisa posible el comportamiento de la estructura.

Se consideró en este análisis el 100 % de la inercia de las columnas.

Los pilares del primer piso se modelaron de forma particular, debido a su forma irregular. Sus propiedades se definieron como el promedio de la sección en la base, y la sección en su parte superior. De esta forma se promediaron sus momentos de inercia, área total y área efectiva a cortante.

El muro del ducto de elevadores se modeló como una columna en voladizo con las propiedades definidas respecto a su centroide, tal y como se muestra en la figura N°2.

### Masa traslacional, rotacional y centro de masa

El cálculo de las masas se hizo de acuerdo con lo que estipula el CSCR. Se consideró el 100 % de la carga permanente más un 15 % de la carga temporal.

Se tomaron en cuenta los elementos estructurales (losas de entrepiso, vigas, columnas y muros), así como el de elementos no estructurales (acabados y paredes de mampostería de relleno).

Los resultados se resumen en las figuras N°3, 4 y 5. En la primera de ellas se puede ver como varía la masa traslacional en función de la altura del edificio. De igual manera en la figura N°5 se muestra la forma en que varía la masa rotacional por piso (respecto al centro de masa).

Como lo ratifica la figura N°4 el porcentaje de variación de la masa por piso con respecto a la del piso inferior no sobrepasa el 5 %, lo que indica que su distribución es regular en la altura del edificio. El porcentaje máximo que establece el CSCR de un 15 % de variación de la masa traslacional con respecto a la de los pisos adyacentes (artículo 2.3.5.b) solamente se sobrepasa en el caso del último piso, lo que es permitido para estructuras regulares en altura. Por esta razón se concluye que la estructura no presenta problemas de irregularidad en altura debidos a la forma en que está distribuida su masa. En la figura N°16, se nota que la proyección de los centros de

masa por piso entre el segundo y el noveno pisos coinciden en un mismo punto.

De acuerdo a los resultados obtenidos y considerando que la masa del undécimo piso es aproximadamente un 20 % de la del piso 10 (ver figura N°4), se eliminó este piso del análisis, sumando su masa a la del piso anterior (y por consiguiente modificando la ubicación de su centro de masa).

#### Rigidez por piso (edificio sin reforzar)

La rigidez, el centro de rigidez, la orientación de los ejes principales y la rigidez rotacional se calcularon para cada piso de acuerdo a las recomendaciones del CSCR. A pesar de que para hacer el análisis dinámico se utilizó el programa SUPER ETABS (Maison, 1983), las características antes mencionadas se calcularon aparte, como una manera de verificar que el resultado obtenido con el programa es acorde a las propiedades de la estructura.

Para ello se estableció un modelo para cada columna o muro similar al que se muestra en la figura N°1. En este modelo no se considera la rigidez que aportan las vigas a la rigidez traslacional, pero a pesar de ello debe indicar resultados bastante aproximados a los exactos.

En las figuras N°6 y 7 se grafica la variación porcentual de la rigidez por piso con respecto a los ejes X y Y respectivamente. La rigidez con respecto al eje X, según la convención utilizada en este trabajo implica el mismo concepto que la rigidez en la dirección Y. De igual manera, la rigidez con respecto al eje Y implica el mismo concepto que la rigidez en la dirección X. Es evidente que los valores obtenidos están dentro de los que indica el CSCR para estructuras regulares en altura en su artículo 2.3.5.c (en ningún caso la variación en la rigidez sobrepasa el 50 %).

Al observar la excentricidad por piso, calculada como el cociente de la distancia del centro de masa al centro de rigidez entre la dimensión máxima (figura N°8), se concluye que el edificio excede el requerimiento del código para estructuras regulares en planta (artículo 2.3.6.a) en la dirección Y. La ubicación de los centros de rigidez de los nueve primeros pisos y los centros de masa respectivos se grafican en la figura N°17.

De igual manera el cociente entre las aproximaciones del primer modo traslacional y el primer modo rotacional por piso (CSCR, artículo 2.3.6.b) arroja valores muy cercanos a uno para la dirección Y, por lo que es previsible que se presente un acoplamiento considerable entre los modos de oscilación traslacionales y los rotacionales.

Otro factor a resaltar y que influye en el comportamiento de la estructura es que la rigidez en la dirección Y es mucho mayor que la rigidez en la dirección X (7.5 veces).

La respuesta del edificio también se ve modificada por la variación abrupta en la rigidez que se da por los pilares del primer piso, los que están construidos solamente en la parte oeste del ala.

Por estas razones el edificio, a pesar de ser simétrico, es irregular en planta. Además es previsible que presente problemas de acoplamiento entre sus modos traslacionales y sus modos rotacionales.

#### Rigidez por piso (edificio parcialmente reforzado)

Para hacer los cálculos de las características dinámicas del edificio en su fase intermedia de refuerzo (conforme se aprecia en la figura N°9), se utilizó un procedimiento similar al anterior.

Para cada piso se añadieron las secciones de los muros de corte, de la misma forma en que estaban distribuidos el día 25 de Marzo. En esta fecha, los muros de corte estaban completos desde el primer hasta el segundo piso inclusive (ver la vista en planta del primer piso en la figura N°13). Entre el tercer piso y el sexto, no se habían construido los muros del sector este del ala (ver figura N°14). Por último, entre el séptimo y el noveno piso, tampoco se habían colado los muros que se ubican alrededor del ducto de elevadores. De esta forma a lo alto del edificio se definen claramente tres zonas con características dinámicas diferentes.

Los resultados obtenidos se grafican en las figuras N°10 a N°12, con un formato similar al que se siguió para la estructura sin reforzar. De los dos primeros gráficos se puede concluir que a pesar de la forma no continua de los muros estructurales, el porcentaje de variación de la rigidez traslacional inducida por su discontinuidad es suficientemente baja para cumplir con el requisito establecido por el CSCR para estructuras regulares en altura. En la figura N°11 se muestra la rigidez traslacional con respecto a los dos ejes de referencia, y se nota que en contraposición al caso anterior, no hay una diferencia tan significativa en sus valores absolutos.

El centro de rigidez por piso (ver figura N°17) tiende a desplazarse hacia el oeste (dirección X negativa) conforme aumenta la altura del edificio. Esto se debe claramente al hecho de que solamente los muros de este sector eran continuos en todos los pisos. De esta figura también se puede apreciar que el efecto de los muros en la dirección X que se colaron en el ala de la estructura, los que reducen considerablemente la distancia que separa al centro de rigidez del centro de masa.

#### **PARAMETROS PARA EL CALCULO DEL COEFICIENTE SISMICO CON EL CODIGO SISMICO DE COSTA RICA**

Por tratarse en este caso de un hospital, el CSCR recomienda una probabilidad de exedencia del 10 % para el sismo de diseño. Si además de esto se considera una vida útil para la estructura de 50 años, el período de retorno que se obtiene utilizando la distribución de Poisson es de 475 años. De esta forma, del mapa se isoaceleraciones para Costa Rica con un período de retorno de 500 años en la zona de Puntarenas, se obtiene la aceleración máxima probable que es de un 30 % de la aceleración de la gravedad.

Según el artículo 2.4.1 del CSCR el coeficiente sísmico  $C$  se define como:

$$C = R * \text{acel. máxima} * \text{FAD}$$

El mismo artículo estipula que  $R$  (factor de reducción por la interacción entre el suelo y la cimentación de la estructura) debe tomarse como 0.8 para todos los casos.

Los valores del FAD (factor de amplificación dinámica) en función del período de la estructura, fueron tomados de la figura 2.4.3, considerando un perfil de suelo blando para estructura tipo 4. Esta escogencia se hizo basándose en que el hospital está cimentado sobre arenas de baja capacidad última, y de hecho fue necesario utilizar una fundación sobre pilotes. El tipo de estructura se determinó en base a sus características de baja ductilidad, además del distanciamiento y dimensionado del acero de refuerzo empleado.

Este coeficiente sísmico multiplicado por la aceleración de la gravedad y por la masa de la estructura da como resultado la fuerza de cortante debida a la carga de sismo. El coeficiente sísmico obtenido de esta forma se grafica en la figura N°18, junto a los coeficientes obtenidos con el código ATC-3-06 y el UBC de 1982.

#### PARAMETROS PARA EL CALCULO DEL COEFICIENTE SISMICO CON EL CODIGO UBC DE 1982

El Código UBC propone la siguiente fórmula para el cálculo del cortante en la base:

$$V = Z I K C S W$$

donde:

- $V$  = Cortante en la base del edificio
- $Z$  = Factor de riesgo asociado a la ubicación geográfica
- $I$  = Factor de importancia y ocupación de la estructura
- $K$  = Factor para considerar el sistema estructural utilizado
- $C$  = Coeficiente que depende del período de la estructura
- $S$  = Factor de resonancia de la estructura con el suelo
- $W$  = Peso de la estructura

En vista de que este código, al igual que el ATC-3-06, presenta factores de riesgo por la ubicación geográfica para los Estados Unidos, se estableció una correlación entre el tipo de falla a esperar en Costa Rica (zona de subducción) y los valores para la zona de Alaska. Para este sitio, el valor que indica el mapa respectivo es de  $Z = 1$ .

El factor de importancia se escogió como 1.5, que es el valor especificado para edificios de importancia vital después de los terremotos. El factor  $K$  tiene por objeto aumentar las cargas sísmicas para tipos de estructuras que no han tenido un comporta-

miento deseable durante sismos anteriores. De igual manera, reduce las cargas para aquellas estructuraciones que se sabe han tenido un comportamiento adecuado. En este caso el valor escogido es de 1.00, para estructuras en general.

El valor de C es establecido por este código como  $T^{-1/2} / 15$  con un valor máximo de 0.12. Por último, el valor de S es establecido como 1.5 para sitios en que se desconoce el período predominante del suelo.

#### PARAMETROS PARA EL CALCULO DEL COEFICIENTE SISMICO CON EL CODIGO ATC-3-06

El Código ATC-3-06 propone una formulación diferente para calcular el coeficiente sísmico y por consiguiente el cortante en la base. En este caso se toma el menor valor de los obtenidos con:

$$Cs = \frac{1.2 Av S}{R T^{2/3}}$$

ó

$$Cs = \frac{2.5 Aa}{R}$$

Los valores de Aa y Av dependen de la ubicación geográfica. De igual forma que para el caso del UBC, estos valores están definidos en un mapa de zonificación de los Estados Unidos. Siguiendo un razonamiento similar al que se empleó para el UBC, se escogió un valor de Aa y Av de 0.4.

Asimismo se emplea un valor de R de 5.5. Se escogió este valor porque representa el caso intermedio entre una estructura cuyo sistema para resistir cargas de sismo es de marcos rígidos, y una cuyo sistema está compuesto por muros de corte en combinación con marcos rígidos.

El factor S toma en cuenta problemas de aumento de la señal según el tipo de suelo sobre el que está cimentada la estructura. El código ATC sugiere un valor de 1.5 para estructuras cimentadas sobre suelo blando.

#### ANALISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

##### Modelo de la estructura sin reforzar

En el caso de la estructura sin reforzar solamente se consideró como excitación sísmica el registro del sismo de Cóbano en la base del hospital.

Los resultados obtenidos se resumen en la tabla N°1, que relaciona para los primeros diez modos su período y masa modal efectiva en cada dirección.

El período principal es de 1.06 segundos, valor que concuerda bastante bien con la fórmula aproximada del CSCR. Al ver las masas modales efectivas, se concluye que hay un acoplamiento considerable entre la dirección X y la dirección Z, lo que era previsible de acuerdo a los cálculos de la rigidez por piso.

Esto sugiere que el edificio tendería a pivotarse con respecto al ducto de elevadores y a amplificar su movimiento rotacional conforme se desplace en la dirección X. Esto es comprobado en las figuras N°19 y N°20, donde se aprecia que mientras los desplazamientos máximos del centro de masa en la dirección Y son similares a los del modelo parcialmente reforzado, los desplazamientos en la dirección X son mucho mayores.

#### Modelo de la estructura en la fase intermedia del refuerzo

Para este modelo se evaluaron tres condiciones de excitación sísmica. La primera de ellas es el registro del sismo de Cóbano en la base del hospital. Además se hicieron análisis con los espectros obtenidos del CSCR, el ATC-3-06, y el UBC conforme a los criterios que se mencionaron anteriormente.

Si bien se puede apreciar que hay diferencias entre los coeficientes sísmicos obtenidos con cada uno de los códigos (ver figura N°18), es importante entender que solamente se están comparando cortantes en la base de la estructura. Además de tener diferencias en los cortantes en la base, los códigos antes mencionados difieren entre sí en varios aspectos, por lo que la comparación no es de ninguna manera una comparación absoluta. Algunos aspectos en los que hay divergencia entre los códigos son las combinaciones de carga, disposiciones para el incremento de las cargas de diseño según porcentajes establecidos desplazamientos relativos permisibles entre pisos y requisitos mínimos de dimensionado de los elementos, entre otros.

En la tabla N°2 se resumen los valores de los períodos de los primeros diez modos de oscilación. Al analizar estos valores se concluye que el problema del acoplamiento de los modos de traslación en la dirección X y los modos rotacionales es mucho mayor en este caso.

En las figuras N°19 y N°20 se muestra una comparación de los desplazamientos en los centros de masa de las dos direcciones de la estructura que se evaluaron en el análisis del edificio sin reforzar. Es evidente que los desplazamientos originados son mucho mayores para el caso del registro del sismo de Cóbano que para los códigos de diseño contemplados en este estudio.

#### **CONCLUSIONES**

El aspecto fundamental que diferencia a las solicitaciones sísmicas contempladas en este trabajo es el concepto de aceleración pico efectiva. Este concepto no está contemplado en el procedimiento para determinar el coeficiente sísmico de diseño en el Código Sísmico de Costa Rica, a diferencia de los códigos ATC y UBC. Es por esta razón que las solicitaciones entre uno y los otros dos presentan diferencias tan importantes.

Los resultados del análisis sugieren que el sismo de Cóbano causó cargas mayores a las que establecen los requisitos de diseño en la torre principal del Hospital Monseñor Sanabria. Además, los desplazamientos reflejan que el modelo sin reforzar posiblemente habría sufrido serios problemas de acoplamiento

torsional, con una rigidez a la torsión mucho menor que la del edificio parcialmente reforzado.

A pesar de lo expuesto anteriormente, no se pretende hacer en este trabajo una comparación entre los desplazamientos obtenidos con los espectros de diseño y los desplazamientos máximos obtenidos con los registros del sismo. Esto se debe a que hay varias limitaciones que impiden hacer una comparación adecuada, siendo la principal de ellas la validez del modelo únicamente en el rango elástico de la estructura. Sin embargo esta comparación presenta un parámetro interesante del código de diseño utilizado en Costa Rica con otros códigos y con el sismo del pasado 25 de marzo de 1990.

Otra conclusión importante es que el análisis sería mucho más fructífero de haberse contado con al menos otro acelerógrafo en algún piso superior de la edificación.

### RECONOCIMIENTOS

Los autores de este estudio quieren manifestar su agradecimiento a todo el personal del Instituto de Investigaciones en Ingeniería de la Universidad de Costa Rica, por la información suministrada que fue de vital importancia.

También se hace un reconocimiento al Ing. Oscar Gómez, cuyo trabajo "Análisis Dinámico y Recomendaciones para el Hospital Monseñor Sanabria" fue de gran ayuda en la elaboración de esta investigación.

### TABLAS

Tabla N°1  
Período y masa modal para el  
modelo de la estructura sin reforzar

Período seg.	Masa Modal Global Efectiva (como fracción de la masa total)		
	X	Y	Z
1.061384	.184	.011	.465
1.044870	.001	.659	.019
0.857280	.512	.001	.177
0.412472	.062	.005	.091
0.365038	.004	.154	.000
0.245920	.088	.000	.001
0.226776	.052	.000	.110
0.188117	.003	.057	.000
0.169360	.009	.005	.014
0.133301	.012	.000	.010

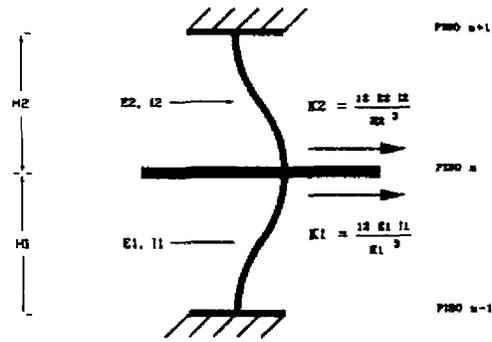
Tabla N°2  
Período y masa modal para el  
modelo de la estructura parcialmente reforzada

Período seg.	Masa Modal Global Efectiva (como fracción de la masa total)		
	X	Y	Z
0.691256	.307	.000	.330
0.518036	.336	.003	.328
0.484723	.001	.725	.002
0.195204	.120	.004	.077
0.153883	.043	.101	.031
0.138408	.043	.052	.075
0.095413	.039	.006	.033
0.080168	.022	.041	.002
0.066507	.031	.009	.031
0.060903	.008	.003	.026

#### REFERENCIAS

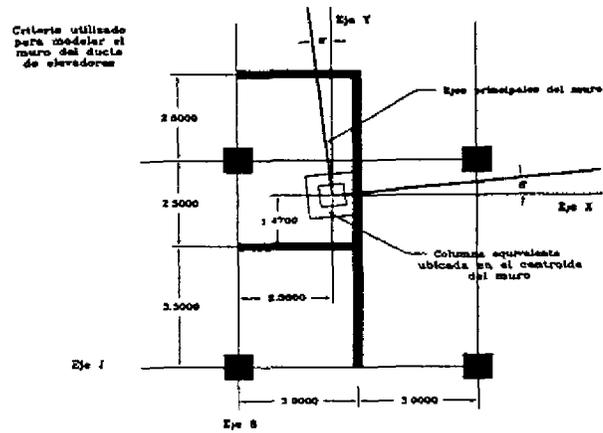
1. American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89) and Commentary - ACI 318R-89", Detroit, Michigan, 1989.
2. Applied Technology Council, "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings", ATC-3-06, National Bureau of Standards, Washington D.C., 1978.
3. Applied Technology Council, "Redesign of Three Multistory Buildings: a Comparison Using ATC-3-06 and 1982 Uniform Building Code Design Provisions", ATC-3-4, Palo Alto, California, 1984.
4. Berg, G., "Seismic Design Codes and Procedures", Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California, 1982.
5. Gutiérrez, J., "Código Sísmico de Costa Rica, 1986", Editorial Tecnológica de Costa Rica, Cartago, Costa Rica, 1987.
6. International Conference of Building Officials, "Uniform Building Code, 1982", Whittier, California, 1982.
7. Maison, B. y Neuss, C., "SUPER ETABS, An Enhanced Version of the ETABS Program" Report to the National Science Foundation, J.G. Bouwcamp Inc., California, 1983.

## FIGURAS

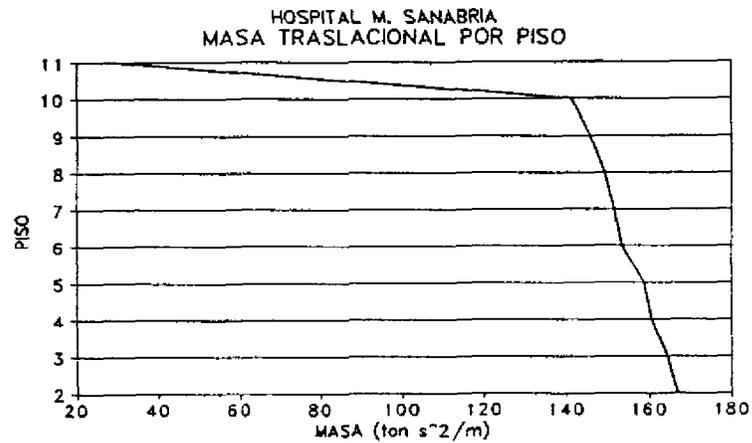


MODELO PARA EL CALCULO DE LA RIGIDEZ LATERAL POR PISO

**Figura N1**



**Figura N2**



**Figura N3**

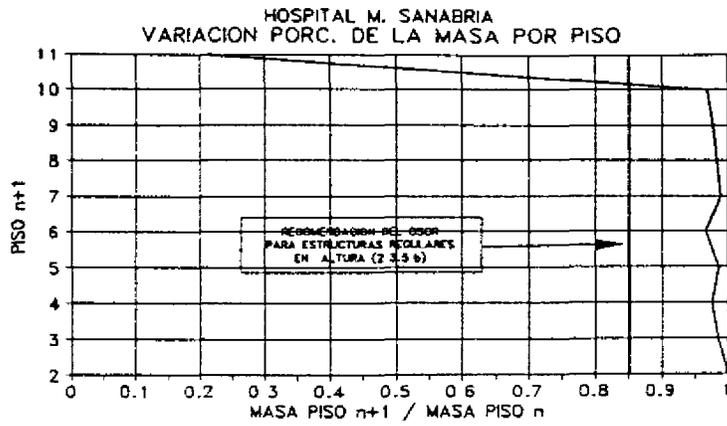


Figura N4

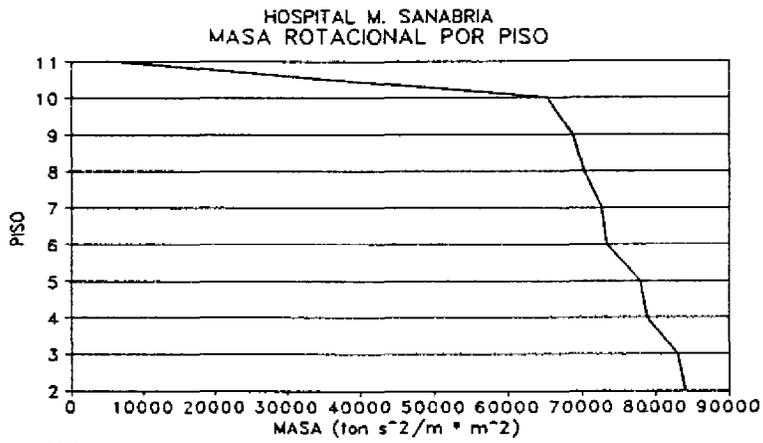


Figura N5

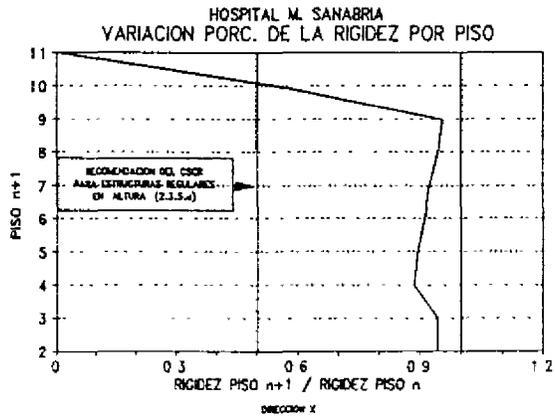


Figura N6

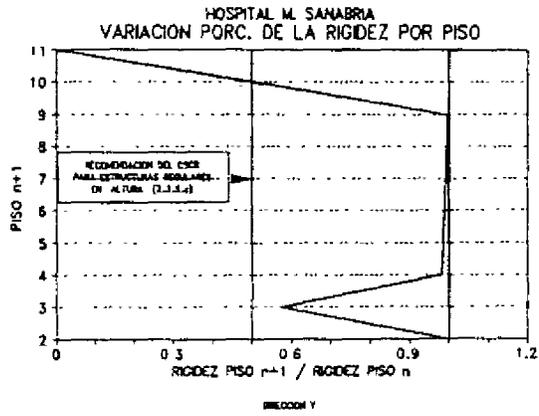


Figura N7

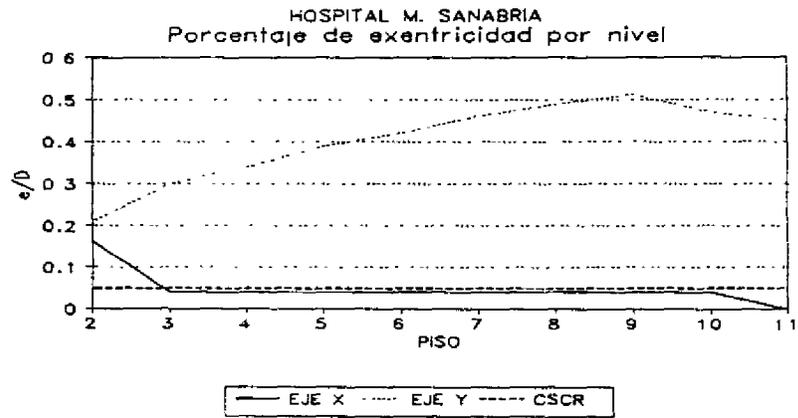
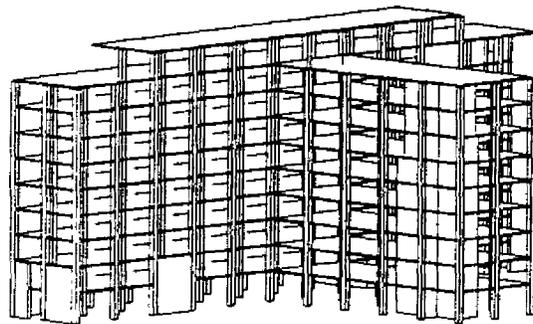


Figura N8



ESTRUCTURA PARCIALMENTE REFORZADA  
REFLEJANDO EL AVANCE DE LAS OBRAS  
EL DÍA 25 DE MARZO DE 1990

Figura N9

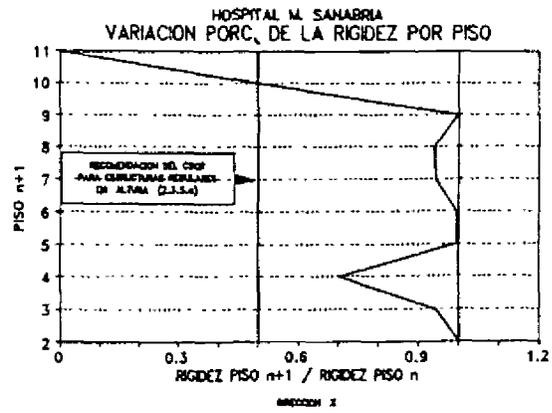


Figura N10

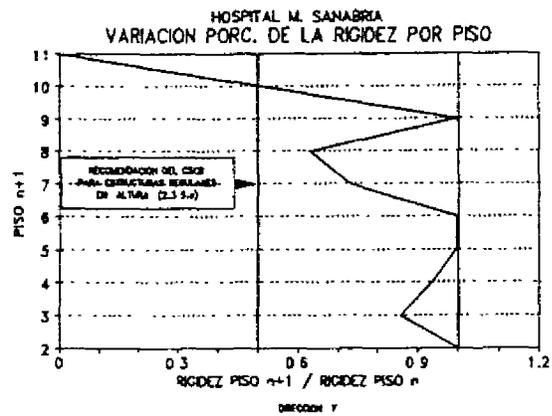


Figura N11

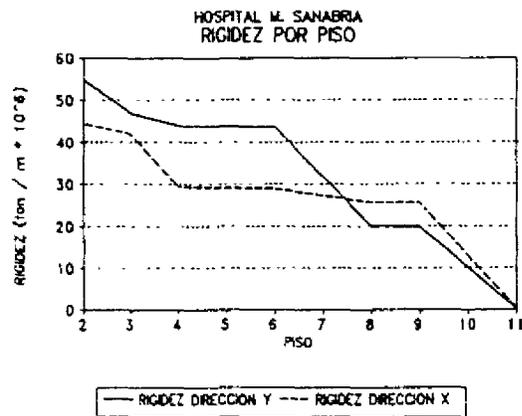
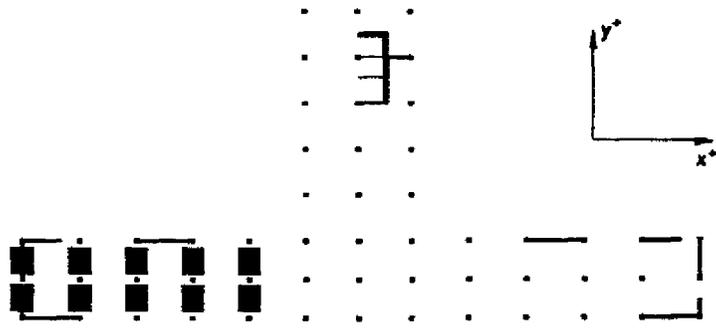
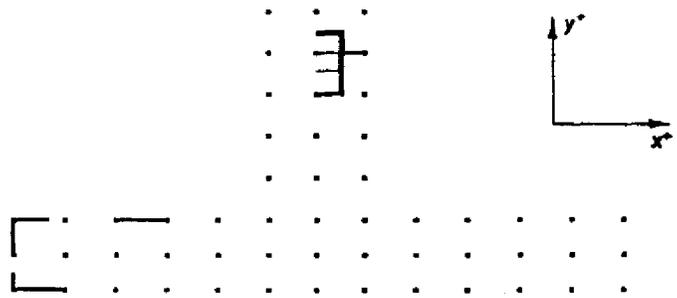


Figura N12



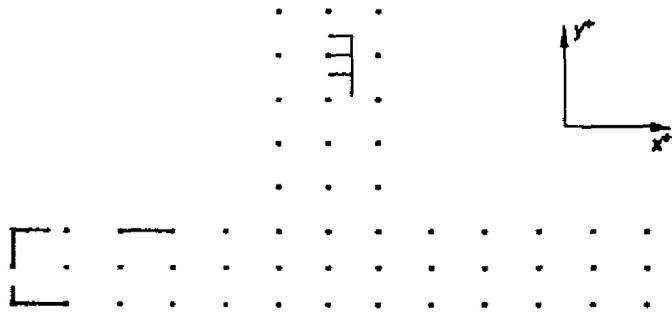
VISTA EN PLANTA DEL PRIMER PISO

Figura N13



VISTA EN PLANTA DEL TERCER AL SEXTO PISOS

Figura N14



VISTA EN PLANTA DEL SETIMO AL NOVENO PISOS

Figura N15

MODELO DE LA ESTRUCTURA SIN REFORZAR

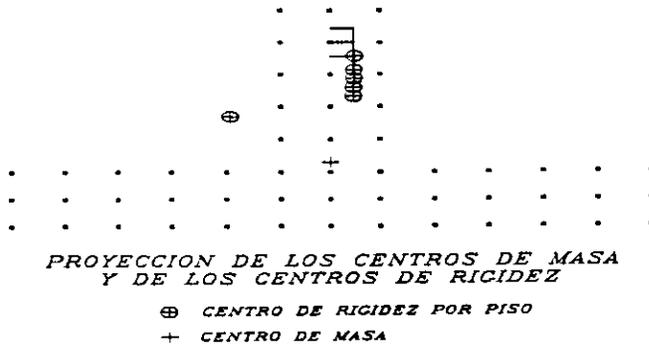


Figura N16

MODELO DE LA ESTRUCTURA REFORZADA



Figura N17

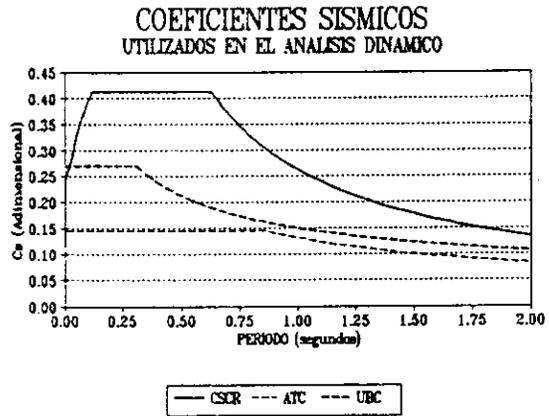


Figura N18

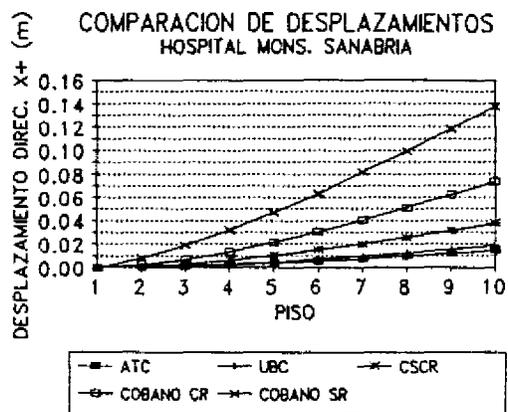


Figura N19

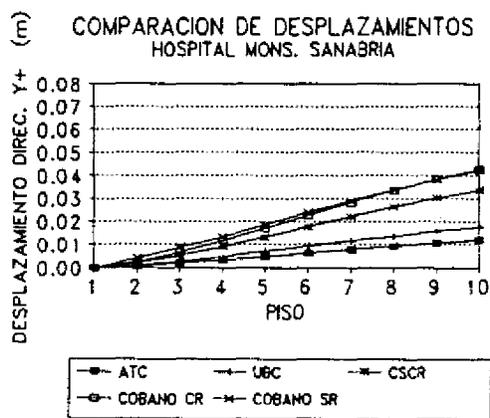


Figura N20