

**ESPECTROS DE RESPUESTA  
PARA DISEÑO ESTRUCTURAL  
HOSPITAL CIMA SAN JOSE**

---

*Ing. Miguel F. Cruz A., Dr. Sc.*  
**GIA S.A.**

**MAYO 1998**

# ESPECTROS DE RESPUESTA PARA DISEÑO ESTRUCTURAL HOSPITAL CIMA SAN JOSÉ

*Ing Miguel F Cruz A , Dr Sc.*  
**GIA S.A.**

## 1. INTRODUCCIÓN

El presente trabajo tiene como objetivo definir los niveles de riesgo sísmico que pueden aceptarse para el diseño sísmo-resistente del Hospital CIMA San José, y proponer los espectros de diseño que resultan de la aceptación de dicho riesgo.

Se estudian y se proponen otros parámetros sísmicos que definen las acciones sísmicas necesarias para cuantificar el daño y realizar las verificaciones del diseño.

Previamente se definen los diferentes estados límites de respuesta estructural (1) Se definen también las condiciones de amenaza sísmica tomadas del estudio de la referencia 2 y de las características del depósito de suelo se infieren los posibles factores de amplificación dinámica que causan la vibración propia del suelo. Con esta información se definen los sismos de diseño para los diferentes estados límites de la estructura.

Posteriormente se construyen los espectros de pseudo-aceleración para cada sismo de diseño. Es necesario definir los períodos predominantes del suelo que se infieren de las características del depósito de suelo. Este período predominante sirve para definir el período de esquina del espectro.

El comportamiento no lineal de las estructuras será considerado para reducir los espectros de respuesta. Cada tipo de estructura tiene un comportamiento no lineal diferente, por lo tanto las reducciones del espectro serán diferentes para cada tipo estructural. En el Hospital se utilizarán estructuras tipo marco-muro asociadas a las estructuras Tipo 3 del Código Sísmico de Costa Rica. Los espectros que resulten de esta parte del trabajo serán los utilizados para proceder con el diseño estructural según se indica en el Código Sísmico de Costa Rica (3).

En las siguientes etapas del trabajo se definirán las de energías de entrada basadas en las velocidades máximas obtenidas del estudio de Amenaza Sísmica (2). Adicionalmente, se definirán las potencias de entrada considerando las posibles duraciones del movimiento sísmico. Estos datos sísmicos serán luego utilizados para verificar el diseño estructural y cuantificar el daño.

Este trabajo define por lo tanto las demandas sísmicas necesarias para producir un diseño estructural seguro para sismos leves, moderados y fuertes.

## 2. SISMOS DE DISEÑO

El comportamiento de una estructura anti-sísmica está definida por un conjunto de estados límites que van siendo agotados por sismos de diferentes intensidades.

Una vez agotado un estado límite, la estructura queda inutilizada para prestar el servicio previsto para ese estado límite. Se exponen a continuación las definiciones de los diferentes estados límites y su nivel de riesgo.

### 2.1 Definición De Riesgos Para Diferentes Estados Límites

El estado límite del servicio se define (1) como aquel estado donde se altera el normal funcionamiento para el cual fue proyectada la edificación y sin que se perjudique la capacidad resistente de la estructura. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse pero pueden repararse en menos de veinticuatro horas.

Este estado está asociado a una ligera fisuración y a daños no estructurales. Se puede aceptar que en algunas oportunidades este estado límite será alcanzado durante la vida útil de la estructura.

Si se acepta que la vida útil de la estructura será de setenta años y si se acepta que el estado límite tiene probabilidad de ser excedido durante la vida útil del 95%, entonces el período de retorno del sismo que agota este estado límite será de 24 años. Este sismo se presentará dos o más veces durante el plazo de uso del hospital. La respuesta estructural ante estos sismos debe ser esencialmente elástica. En la Ref. 4 este estado límite se define como "serviceability limit state".

El estado límite de daño reparable aquel para el cual la acción sísmica produce daños estructurales que son económicamente reparables. Este estado límite está asociado al inicio de la cedencia en algunos elementos y a demandas de ductibilidad pequeñas o nulas en otros elementos. El alcanzar este estado límite requerirá realizar reparaciones para las cuales no es necesario desalojar el edificio ni causar mayores trastornos a su operación normal. Algunos servicios del hospital pueden salir de operación después del sismo, sin embargo deben restablecerse rápidamente ya que la estructura no ha sufrido mayores daños.

Se puede aceptar una probabilidad del 40% de que este estado límite sea superado en la vida útil de la estructura; esto implica que el sismo de diseño que agota este estado límite tiene un período de retorno de 137 años. Este sismo se presentará al menos una vez durante el plazo de uso del hospital.

Durante este sismo se aceptará comportamiento no lineal de la estructura con demandas de ductilidad bajas en la mayoría de los elementos.

El estado límite de supervivencia se alcanza cuando la acción del sismo exige ductilidades altas en muchos elementos y por lo tanto se tiene una respuesta no lineal bien

definida. Aún en el estado de máxima demanda de ductilidad se debe garantizar que la estabilidad de la estructura no se compromete.

Este estado límite podría hacer salir de operación al hospital ya que requeriría reparaciones estructurales mayores en muchos de sus elementos

Se acepta una probabilidad del 15% de que este estado límite sea superado durante la vida útil de la estructura; esto hace de que el sismo de diseño que agota ese estado tiene un período de retorno de 431 años. Esto significa que esta condición de carga sísmica puede no llegar a presentarse durante la vida útil del hospital.

## 2.2 Aceleración Pico En Roca.

La amenaza sísmica utilizada para construir los espectros de diseño se define según lo expuesto en el trabajo "Estudio de Amenaza Sísmica para el sitio del Hospital CIMA San José" (2).

Dados los niveles de riesgo que se han definido para cada estado límite, se pueden definir entonces las características del sismo que agota dichos estados límites. En la parte cinco del estudio de amenaza sísmica se definen las aceleraciones pico con respecto a la probabilidad anual de excedencia. El inverso de la probabilidad anual de excedencia es el período de retorno del movimiento del terreno.

Según se definió en la parte anterior, los sismos que agotan los estados límites de servicio, daño reparable y de supervivencia tienen 24, 137 y 431 años de período de retorno respectivamente. Esto significa que tienen unas probabilidades anuales de excedencia de 0.042, 0.0073 y 0.0023 en el mismo orden. De acuerdo con la figura 15 del estudio citado, las aceleraciones pico de dichos movimientos sísmicos en el sitio de la obra son 0.25 g, 0.39 g y 0.51g.

Estos movimientos pueden ser producidos por sismos de diferentes intensidades a diferentes distancias. Se ha estimado la distancia en la cual ocurren sismos de magnitudes 5.0, 6.0 y 7.0 que produzcan las aceleraciones mencionadas. Para tal efecto se ha utilizado la ley de atenuación propuesta por Joyner y Boore (5).

Los resultados se muestran en la tabla 1.

**Tabla 1. Distancia Del Sismo Que Produce Las Aceleraciones Mencionadas (Km).**

| PGA    | M=5 | M=6 | M=7 |
|--------|-----|-----|-----|
| 0.25 g | 10  | 19  | 32  |
| 0.39 g | 1.0 | 10  | 20  |
| 0.51 g | 0.5 | 7   | 15  |

Observarse que existen múltiples posibilidades de eventos y distancias que producen los movimientos de diseño considerados. Se han considerado en este caso únicamente tres diferentes magnitudes para reducir el número de combinaciones posibles.

### 2.3 Amplificación De La Señal Debido A La Respuesta Dinámica Del Suelo

En un principio se pretendió realizar un estudio de respuesta dinámica del depósito de suelo, ante sismos de diferentes intensidades, para determinar los períodos predominantes de la vibración, así como la amplificación de la señal sísmica desde la base rocosa hasta el nivel de cimentación.

Después de obtenidos los datos del estudio de suelos, se observó que la base rocosa está a cinco metros de profundidad como máximo y que la cimentación estaría a solo cuatro metros por encima de la base rocosa. En principio este espesor de suelo no oscilará de manera significativa, así que se optó por considerar que no hay amplificación de la señal y que el período predominante del suelo será el mismo que el de la roca. Este período puede estimarse en 0.4 s. y para efectos de considerar algún margen adicional de seguridad se usará un período predominante  $T_g$  igual a 0.5 s. El CSCR (3) considera  $T_g$  igual a 0.53 s. para suelo blando.

## 3. ESPECTROS DE ACELERACIÓN

Se construirá un espectro de aceleraciones de forma similar a los propuestos por el Código Sísmico de Costa Rica. Para esto es necesario conocer además de la aceleración pico, los factores de amplificación dinámica, el período predominante  $T_g$ , las reducciones por comportamiento inelástico ( $R_i$ ) y la reducción por aceleración pico efectiva ( $R$ ).

### 3.1 Factores De Amplificación (FAD)

Estos factores de amplificación miden la amplificación de la aceleración de sistemas de un grado de libertad con respecto a la aceleración máxima del suelo y son muy dependientes del porcentaje de amortiguamiento del sistema estructural.

Según la referencia 5, estructuras de concreto reforzado con esfuerzos del orden de los esfuerzos de cedencia presentan un 5% de amortiguamiento.

Para este amortiguamiento el factor de amplificación dinámica de la aceleración propuesta por Newmark y Hall es 2.6. El Código Sísmico de Costa Rica, propone un valor de 2.3. En la ciudad de Alajuela se obtuvo un valor del factor de amplificación promedio igual a 2.45 (6). En este trabajo se usará el propuesto por el Código Sísmico de Costa Rica para no caer en un proceso del incremento de las fuerzas de diseño en cada etapa de su cálculo.

La referencia 7 propone un valor del factor de amplificación promedio igual a 2.00 y un valor pico de este factor igual a 2.50 para un 5% de amortiguamiento. Estos valores propuestos por la referencia 7 sustentan el valor de 2.3 utilizado en este trabajo

### 3.2 Aceleración Pico Efectiva

La aceleración pico efectiva es la aceleración que actúa directamente en la estructura y difiere de la aceleración pico registrada en los instrumentos.

El ATC (8) define la aceleración pico efectiva como el valor de la coordenada espectral máxima entre un factor de amplificación tipo igual a 2.5. Esta aceleración pico efectiva resulta en la mayoría de los casos menor que la aceleración pico

En el Código Sísmico de Costa Rica y en la Ref. 7, esta aceleración pico efectiva se calcula como  $R$  veces la aceleración máxima. Este factor  $R$  representa los efectos combinados de las diferencias entre aceleración instrumentada y la aceleración de excitación en la base del edificio y las diferencias entre el modelo y la estructura real. El factor  $R$  considera los efectos de la interacción suelo estructura, las flexibilidades y rotaciones de la base, el promedio de picos en la superficie de contacto y el filtrado de las frecuencias altas

El Código Sísmico de Costa Rica utiliza un valor de 0.8 y la Ref. 7 propone un valor de 0.7 indicando que puede variar entre 0.8 y 0.6 dependiendo del tipo de suelo. En este trabajo se adoptará el valor propuesto por la Ref. 7.

### 3.3 Estimación Del Período De Esquina

El período de esquina es el valor del período donde el factor de amplificación dinámico máximo inicia el descenso. El inicio del descenso de los valores espectrales se da para períodos del orden 0.3 a 1.0 segundo, dependiendo del tipo de suelo. Este período está muy relacionado con el período predominante del depósito de suelo. En muchos trabajos este período de esquina se propone igual al período del depósito y en otras se considera como el período del depósito dividido entre 1.20.

El Código Sísmico de Costa Rica utiliza un período de esquina igual a 0.4 s, 0.5 s y 0.6 s, según para suelo rocoso, suelo firme y suelo suave respectivamente. La Ref. 7 sugiere un período de esquina igual a 0.5 s para suelos firmes y 0.8 s para suelos suaves.

Según el estudio de suelos y lo considerado acerca de la respuesta dinámica del depósito, se tiene un período predominante igual a 0.5 s. Se escoge este valor como período de esquina del espectro ya que se encuentra dentro del rango de períodos sugeridos

### 3.4 Espectros Elásticos

Según lo expuesto en los artículos anteriores se ha podido recopilar la información para la construcción de los espectros de respuesta elástica. Se cuenta con las aceleraciones

pico, con el factor de amplificación dinámica máximo, con el factor R de aceleración efectiva y con el periodo de esquina

El espectro propuesto es similar al del Código Sísmico de Costa Rica con la única diferencia de que la parte plana del espectro se mantiene constante desde un periodo cero hasta el periodo de esquina. La parte descendente del espectro cumple la misma función que la del Código Sísmico de Costa Rica

La figura 1 muestra los espectros para cada nivel de desempeño (agotamiento de los estados límites) para un factor de amplificación de 2.3, un factor R de 0.7 y un periodo de esquina de 0.5 s. Esta figura resume lo expuesto hasta este punto.

### 3.5 Reducción Por Comportamiento Inelástico.

El comportamiento inelástico de la estructura involucra un nivel de daño, pero también permite reducir las fuerzas sísmicas en comparación con las fuerzas sísmicas elásticas.

La reducción de las fuerzas depende del nivel de daño que se acepte y del nivel de riesgo que se asuma en el diseño estructural

De esta manera se puede aceptar por ejemplo, un mayor nivel de daño en el estado límite de supervivencia y tener también la mayor reducción de fuerzas sísmicas. En el caso del estado límite de servicio no se aceptará daño y la respuesta debe ser esencialmente elástica o con muy pocas incursiones en el rango inelástico, de ahí que la reducción por efectos inelásticos en este estado límite sea mínima

Tradicionalmente la reducción por efectos inelásticos se ha dado con base en la ductilidad demandada de las estructuras. Posteriormente se sugieren una serie de detalles constructivos para garantizar que la ductilidad real sea igual o mayor que la ductilidad demandada supuesta para la reducción.

Este procedimiento resulta en estructuras más resistentes que las supuestas pero con una distribución del daño no controlado por el diseñador.

En este trabajo seguirá el procedimiento de reducción basado en la ductilidad demandada y posteriormente se hará un cálculo de distribución del daño por métodos no tradicionales que consideran el comportamiento inelástico de la estructura resultante.

Para las estructuras tipo marco-muro (estructuras Tipo 3 según el CSCR), se aceptará una ductilidad de 3.0 en el estado de supervivencia, ductilidad 2.0 en el estado de daño reparable y de 1.10 en el límite de servicio.

Con estos valores de ductilidad se tienen entonces los siguientes factores de reducción de la parte plana del espectro (Ref. 4)

| DUCTILIDAD $\mu$ | FACTOR DE REDUCCIÓN $R_t$ |
|------------------|---------------------------|
| 3.0              | 0.42                      |
| 2.0              | 0.60                      |
| 1.0              | 0.9                       |

La reducción de todo el espectro se supondrá igual a la utilizada en la parte plana del espectro. Con esto se tiene que los espectros de diseño resultan en los gráficos mostrados en la figura 2.

Se observa que el espectro máximo tiene un techo en 0.40 g.

Si se utilizara el espectro del CSCR para suelo suave y una aceleración pico de 0.30 g se tendría un techo de 0.34 g, valor similar que el obtenido con este trabajo.

Si se considera suelo firme, se tendría un techo en el espectro de 0.29 g valor menor que el obtenido en este trabajo.

Por lo tanto se considera razonable utilizar un espectro de diseño con un techo igual a 0.35 g y así no caer en continuos incrementos de fuerza.

#### 4. ENERGÍAS Y POTENCIA DE ENTRADA

Para la evaluación de estos perímetros sísmicos, es necesario determinar la velocidad pico del registro y la duración del movimiento fuerte.

En el estudio de la Ref. 6 se estimaron los valores de velocidad pico en función de la aceleración pico, obteniéndose una relación de similitud entre la velocidad pico en metros por segundo y la aceleración pico en porcentaje g. Los códigos modernos incluyen la relación velocidad pico entre aceleración pico para definir la parte superior del espectro de diseño. Los valores de esta relación se definen como promedio igual a 1.0.

Debido a esto, en este trabajo se supondrá que la velocidad pico en metros por segundo es igual a la aceleración pico en porcentaje de g.

Esto indica que las velocidades para la verificación de los diseños serán 0.25, 0.39 y 0.51 metros por segundo para los sismos de servicio, de daño reparable y de supervivencia respectivamente.

En cuanto a la duración según las reglas de atenuación de la Ref. 4, se tendrían duraciones del orden de los 10 s para sismos de magnitud 5, del orden de los 15 s para sismos de magnitud 6 y del orden de los 20 s para sismos de magnitud 7. De acuerdo con esa misma relación de atenuación se puede esperar que el sismo de 0.25 g tenga una duración de 12 s, el sismo de 0.39 g tenga una duración de 15 s y el sismo de 0.51 g tenga una duración de 18 s.

Con estos valores y con la expresión de energía de la Ref 9, se tienen las siguientes energías y potencias de entrada por unidad de masa.

| SISMO  | DURACION (s) | AMPLIFICACION | $E_i / M(m/s)^2$ | $E_i / T_D M \left( \frac{m}{s^3} \right)$ |
|--------|--------------|---------------|------------------|--------------------------------------------|
| 0.25 g | 12           | 2.44          | 0.18             | 0.01                                       |
| 0.39 g | 15           | 2.80          | 0.59             | 0.04                                       |
| 0.51 g | 18           | 3.16          | 1.30             | 0.07                                       |

Esta tabla indica que si bien los tres sismos considerados dieron espectros de diseño muy similares, el sismo de 0.51 g es siete veces más potente que el sismo de 0.25 g. También este sismo de 0.51 g introducirá el doble de desplazamientos que el sismo de 0.25 g.

Por lo tanto se revisará el nivel de daño que el sismo de 0.51 g produce en el edificio teniendo un evento que el sismo de 0.25 introducirá daños del orden de la mitad o menores. Esta verificación se hará realizando un análisis de comportamiento no lineal de la estructura final diseñada.

## 5. REFERENCIAS

- 1) Grases, J. "Concreto Armado en Zonas Sísmicas". Divisider, SIVENSA, 1ª Edición, Caracas, Venezuela 1987
- 2) Geoastec S.A. "Estudio De Amenaza Sísmica Para El Sitio Del Hospital San José". San José, Costa Rica 1997
- 3) Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica. "Código Sísmico de Costa Rica 1986". Editorial Tecnológica de Costa Rica. Cartago 1987.
- 4) Priestley, N. y Calvi, M. "Towards a Capacity-Design Assessment Procedure for Reinforced Concrete Frames" Earthquake Spectra, Vol. 7, N°3 EERI. Agosto 1991.
- 5) Mohraz, B., Fawzi, E., Elghadamsi, E. "Earthquake Ground Motion and Response Spectra". Seismic Design Handbook, Editado por F. Naeim. Van Nostrand Reinhold, New York 1989.
- 6) Rojas, W., Morales, L.D., Montero W. "Estudio de Amenaza Sísmica para el Nuevo Hospital de Alajuela". Informe para la Caja Costarricense de Seguro Social, Marzo 1994".
- 7) Mortgat, C.P., Zsutty, T.C., Shah, H.C., Lubetkin, L. "A Study of Seismic Risk for Costa Rica". J.A. Blume Earthquake Engineering Center. Reporte N°25, Universidad de Stanford, Abril 1977.

- 8) Applied Technology Council " Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings". National Bureau of Standards Special Publications 510 Washington 1978.
- 9) Uang, C.M., Bertero, V.V. "Evaluation of Seismic Energy in Structures". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 19, 1990.

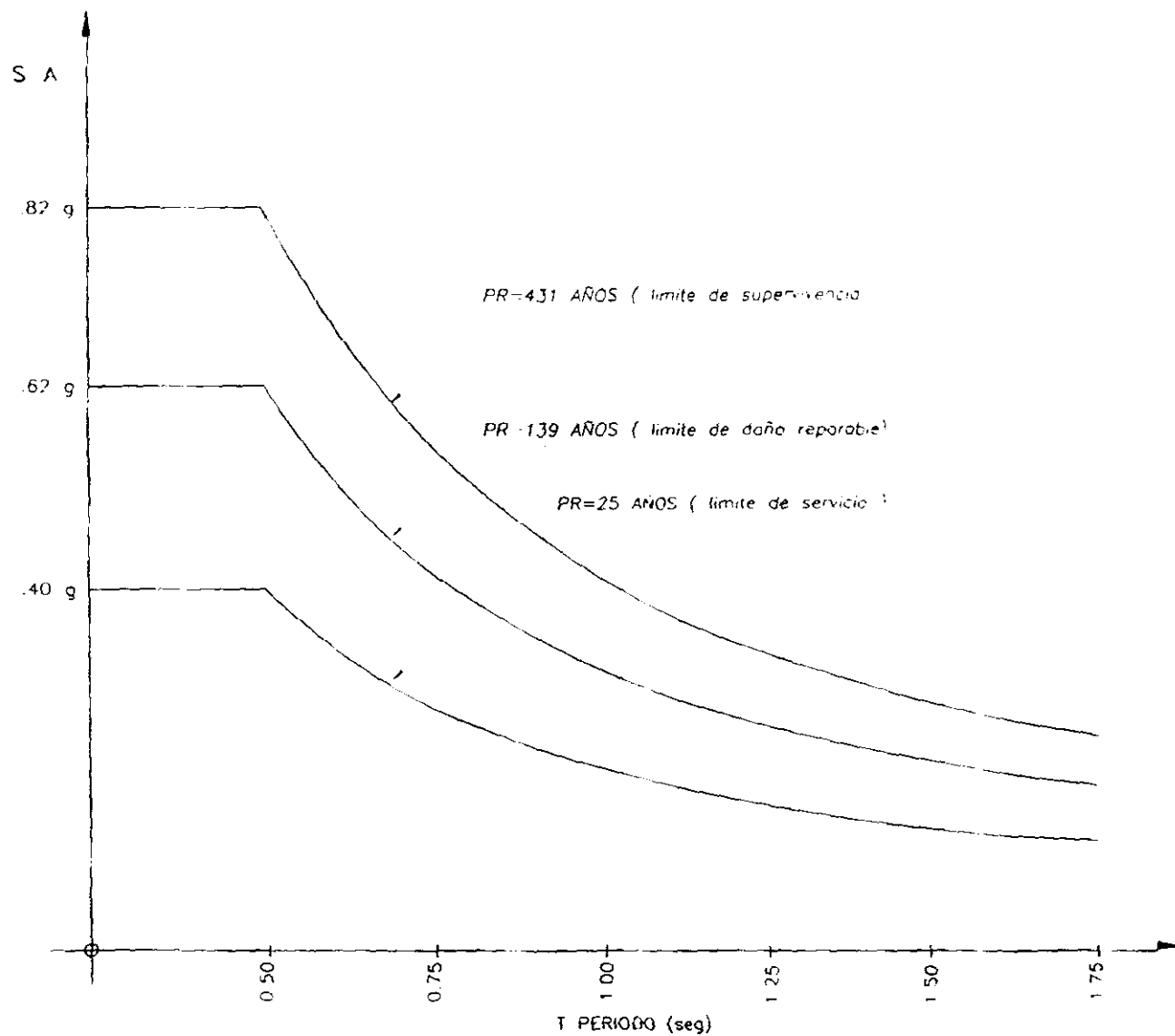


FIGURA No. 1 : ESPECTROS ELASTICOS DE RESPUESTA

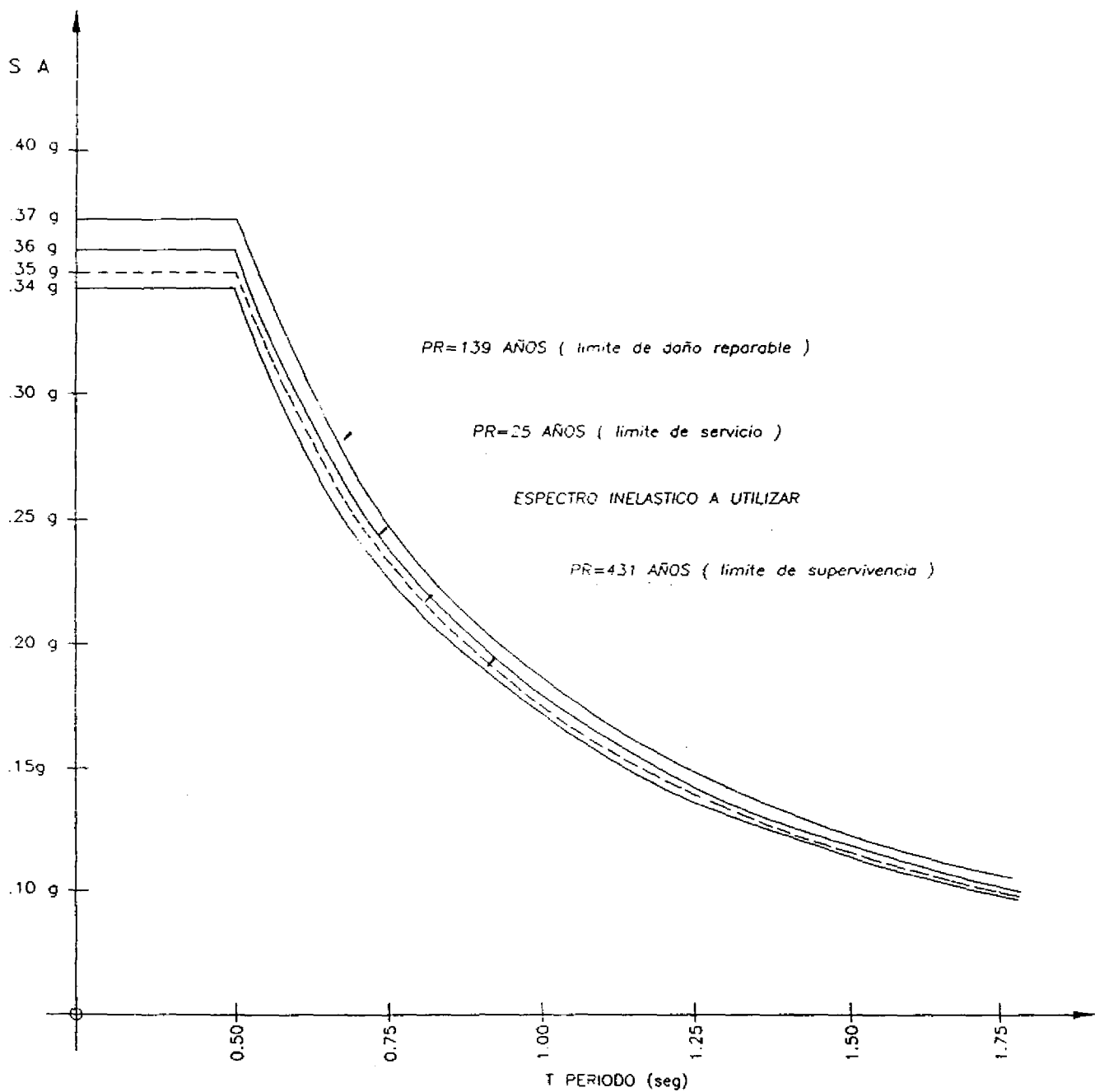


FIGURA No. 2 : ESPECTROS INELASTICOS DE DISEÑO