

ENFOQUE CRITICO DE LOS CODIGOS SISMICOS VIGENTES

Franz Sauter F.
Ingeniero Consultor
Franz Sauter & Asociados S.A.
San José, Costa Rica

RESUMEN

Se presenta un enfoque crítico de los códigos sísmicos vigentes, que contienen inconsistencias las cuales hacen que los espectros de diseño, no obstante la complejidad de las fórmulas y el número de parámetros que intervienen en su determinación, no reflejen adecuadamente las sollicitaciones sísmicas a que estarán sometidas las edificaciones. La aceleración máxima, la influencia de las condiciones locales de suelo y de topografía, y los factores de reducción y de importancia son, a criterio del autor, parámetros que deben ser revisados a la luz de los nuevos conocimientos y de la experiencia derivada de eventos destructivos recientes. Los espectros deben considerar los dos extremos que se dan en registros cercanos al foco y en los de sismos de foco lejano. Asimismo, la propia filosofía que subyace a los códigos, merece una reconsideración.

INTRODUCCION

Los códigos sísmicos vigentes contienen requerimientos generales que pretenden asegurar un buen comportamiento de las edificaciones. Las reglas dadas en las normas para determinar los espectros de diseño y el coeficiente sísmico C y para distribuir las fuerzas equivalentes, tienden a simular las sollicitaciones a que estará sometida la estructura que se diseña. En la década de los años 1920, el coeficiente sísmico se estableció empíricamente como un porcentaje del peso permanente de la obra. Así, la fórmula para determinar las fuerzas laterales F aplicadas a la estructura, adquirió una forma simple: $F = C W$, en la cual W representa el peso permanente; la mayoría de los códigos adoptaron un valor de 0,10 para el coeficiente sísmico C , por lo que la fuerza lateral equivalía a un 10% del peso del edificio:

$$F = C W = 0,10 W$$

Con el advenimiento de la ingeniería sísmica como una disciplina científica y con base en la información adquirida de eventos destructivos y en el mejor conocimiento de la respuesta dinámica de las estructuras, las fórmulas dadas en los códigos para determinar el coeficiente sísmico se hicieron progresivamente más complejas, pues se trató de incluir en las mismas varios parámetros que afectan tanto la intensidad del movimiento del terreno, como la respuesta de la edificación. Así se han adicionado a la

ecuación original $F = C W$, factores que consideran la sismicidad de la región y la aceleración máxima del terreno, las condiciones locales de suelo y las características dinámicas de la estructura y su capacidad de disipación de energía, asimismo la importancia de la obra.

La información sobre registros de sismos fuertes, asimismo la experiencia derivada sobre el comportamiento de las estructuras durante eventos destructivos, hacen pensar que, no obstante la actual complejidad de las fórmulas para determinar los espectros de diseño, éstos no reflejan adecuadamente las sollicitaciones sísmicas a que estarán sometidas las edificaciones. Los espectros de diseño para edificaciones en suelo firme se basan en registros a distancia moderada del área epicentral que generalmente muestran un contenido de altas frecuencias. No obstante, los espectros no contemplan el efecto de sismos de foco lejano que producen un movimiento con contenido de bajas frecuencias; aún cuando la intensidad del movimiento es atenuada por la distancia, los sismos lejanos pueden afectar significativamente los edificios altos, que pueden entrar en resonancia cuando el período fundamental de vibración coincide con el período predominante del movimiento sísmico.

Se cuestiona la filosofía que subyace a la mayoría de los códigos sísmicos, cuyo objetivo prioritario es proteger la vida humana, pues no considera como una meta la reducción de los daños y de las pérdidas económicas. Se analizan y discuten los distintos parámetros que intervienen en la determinación de la demanda sísmica y que, a criterio del autor, deben ser revisados y adaptados a los nuevos conocimientos científicos y a la experiencia adquirida durante las dos últimas décadas.

PREMISA FUNDAMENTAL DE LOS CODIGOS

Dentro del contexto de este trabajo, cabe cuestionar en primer lugar la filosofía que subyace a la mayoría de los códigos sísmicos vigentes y que se resumen en el Cuadro No.1. El objetivo prioritario es evitar el colapso y proteger la vida humana; en sismos destructivos no se excluyen los daños estructurales y se admiten daños mayores a elementos secundarios, acabados arquitectónicos e instalaciones electromecánicas.

Para obras esenciales tales como hospitales y centrales telefónicas, que deben seguir prestando servicio después de una catástrofe natural, esta filosofía es obviamente equivocada. En obras de vital importancia evitar el colapso no es suficiente garantía de que podrán continuar en operación después de un terremoto. Para estas obras se deben adoptar medidas tendientes a limitar los desplazamientos laterales y a evitar daños secundarios severos que pueden sacar fuera de funcionamiento la obra.

Cuadro No.1

FILOSOFIA DE LOS CODIGOS SISMICOS VIGENTES

- * Resistir sismos menores y frecuentes sin daño
- * Resistir sismos moderados sin daño estructural, admitiéndose algún daño secundario.
- * Resistir sismos destructivos sin sufrir colapso. Se admite cierto grado de daño estructural y daños secundarios mayores
- * **Objetivo prioritario:** proteger la vida humana.

Es criterio del autor, que para obras comunes esta filosofía tampoco satisface y merece una revisión, pues no contempla medidas tendientes a reducir las pérdidas económicas derivadas de los daños secundarios ocasionados por un sismo destructivo. En el diseño sismorresistente se debe dar mayor consideración a la reducción de los daños secundarios, que pueden causar pérdidas económicas cuantiosas, hacer un edificio inservible y sacarlo fuera de funcionamiento. Las pérdidas derivadas de daños a elementos no estructurales: paredes, ventanas, cielos, revestimientos, equipos e instalaciones, pueden alcanzar cifras que corresponden a un 60 - 70% del valor de reposición del edificio.

En terremotos recientes se han observado edificios modernos, diseñados de acuerdo con los requisitos del código sísmico, cuyos sistemas resistentes mostraron buen comportamiento y resistieron sismos destructivos con poco o ningún daño estructural; por lo tanto, han sido un éxito desde el punto de vista del ingeniero diseñador. No obstante, debido a la flexibilidad de la estructura, han sufrido cuantiosos daños en paredes, acabados arquitectónicos e instalaciones, siendo un fracaso desde el punto de vista del propietario, cuyo inmueble ha quedado inhabitable. El ingeniero responsable del diseño difícilmente podrá justificar ante su cliente este fracaso, argumentando que basó el diseño en los enunciados de la filosofía del código; el propietario con razón la calificará de equivocada.

Es importante hacer énfasis en la obligación ética del arquitecto y del diseñador estructural de adoptar medidas preventivas para reducir los daños y mitigar el impacto funesto de las pérdidas económicas a causa de un terremoto. Estas consideraciones deben reflejarse en el enunciado de los códigos sísmicos, cuya filosofía merece una revisión.

FORMULA PARA DETERMINAR EL COEFICIENTE SISMICO

Quando en la década de los años 1920 se comenzó a dar en el diseño de edificios consideración a las sollicitaciones inducidas

por sismos, se empleó una fórmula empírica para simular el efecto que éstos producen en la estructura:

$$F = C W \quad (1)$$

donde: F = fuerza lateral equivalente
 C = coeficiente sísmico
 W = peso permanente del edificio

En ese entonces, en la mayoría de los códigos se le asignó al coeficiente sísmico un valor de 0,10 determinado empíricamente y por conveniencia, de modo que la fuerza equivalente se calculaba como un 10% del peso del edificio. En las últimas décadas, las ecuaciones para determinar dicho coeficiente se han tornado más complejas. Se trata de incluir todos los factores que puedan afectar la intensidad del movimiento del terreno y la respuesta de la estructura. La evolución del procedimiento para determinar las fuerzas sísmicas equivalentes se ilustra con la fórmula dada en la norma de la SEAOC de 1988:

$$V = \frac{I Z C}{R_w} W \quad (2)$$

donde:

$$C = \frac{1,25 S}{T^{2/3}} \quad (3)$$

La fórmula para determinar la fuerza de cortante en la base V , incluye los diferentes parámetros que afectan la respuesta de la estructura: la sismicidad de la región, expresada en el factor de zonificación Z que está relacionado con la aceleración máxima probable (A_v), el factor I que corresponde a la importancia de la obra, el factor S que refleja las condiciones locales de suelo, asimismo el período de vibración T y el factor de reducción R_w que expresan, respectivamente, las características dinámicas de la estructura y su capacidad de disipar energía inelásticamente. W representa el peso permanente del edificio.

Las fórmulas anteriores para determinar el coeficiente sísmico se pueden resumir en la siguiente expresión:

$$C_i = \frac{I \ 1,25 \ A_v \ S}{R_w \ T^{2/3}} \quad (4)$$

En esta ecuación se ha sustituido el factor de zona Z por el factor A_v que expresa la intensidad del movimiento mediante el parámetro de aceleración máxima. Los demás factores permanecen iguales.

Para un edificio de 4 pisos ($T = 0,353$ segundos) de uso co-

mún, a base de pórticos acoplados a muros de hormigón armado, situado en la zona de mayor sismicidad en EE.UU. para la cual la aceleración máxima: $A_v = 0,40 \text{ g}$, cimentado sobre terreno firme para el cual $S_2 = 1,2$, el coeficiente sísmico C_s se determina según la fórmula (4) en $C_s = 1,201/R_w$. Para sistemas como el descrito, el factor de reducción R_w dado por la SEAOC-88 es de 10,0. En esta forma, el valor del coeficiente sísmico C_s se calcula en 0,12. Como se observa, un valor, en orden de magnitud muy similar al coeficiente empírico de 0,10 dado en las primeras normas de diseño sismorresistente.

Volveremos más adelante sobre este resultado, pues es muy significativo de que con fórmulas y procedimientos más complejos y aparentemente racionales, se llegue siempre a valores similares a los adoptados empíricamente hace 65 años.

Otras normas dan fórmulas para el coeficiente sísmico que tienen la siguiente forma:

$$C = I S Z K A_v W \quad (5)$$

donde: I = factor de importancia (1,20 para obras esenciales)
 Z = factor de zonificación sísmica
 K = factor que depende del sistema estructural
 Los demás factores corresponden a los de la ecuación (4)

A continuación se comentan los diferentes parámetros que intervienen en las ecuaciones para la determinación de los espectros de diseño y del coeficiente sísmico, y se presenta un enfoque crítico de los procedimientos actuales.

PARAMETRO DE INTENSIDAD

El parámetro de aceleración máxima A_v , que es una medida de la intensidad del movimiento sísmico, se obtiene de mapas de regionalización sísmica o de mapas de isoaceleración. En el caso de la SEAOC-88, a las zonas de mayor sismicidad (Figura No.1) se le asigna a Z un valor de 0,40 que corresponde a una acelera-



Factor de zonificación sísmica Z

Zona	Z
1	**
2	0.2
3	0.3
4	0.4

** No utilizado en California

Figura No.1. Mapa de zonificación de California

ción máxima efectiva del terreno A, de 40% g. Para el territorio de Costa Rica (Figura No.2), el mapa de isoaceleración, para 500 años de período de retorno, indica una aceleración máxima de 0,35 - 0,40 g para las dos zonas de mayor riesgo sísmico (Golfito y Quepos), y de 0,275 g para la zona central del país.

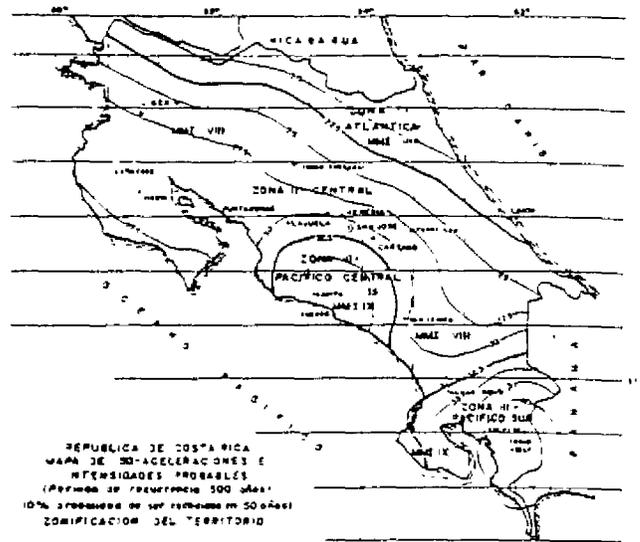


Figura No.2. Mapa de isoaceleraciones para Costa Rica, para período de retorno de 500 años

No obstante, en terremotos recientes se han registrado en el área epicentral aceleraciones del terreno muy superiores con valores que oscilan entre 50 y 80% de g, habiendo excedido en algunos sitios el 100% de g. Así, en el terremoto de San Salvador de 1986 (Figura No.3) la aceleración máxima registrada es de 0,80 g. En el terremoto de Loma Prieta, California de octubre 1989 los valores de aceleraciones en sitios a distancia moderada de la zona de ruptura, aproximadamente 20 km, fueron mayores a 40% g y en el área epicentral superaron 80% g.

Así, aun cuando la aceleración máxima del terreno no es el único parámetro que influye en la respuesta de las edificaciones y en la cuantía de daños, es necesario reevaluar las hipótesis para determinar el riesgo sísmico, asimismo reconsiderar las relaciones de atenuación y las aceleraciones máximas probables que los eventos sísmicos pueden inducir en determinado sitio.

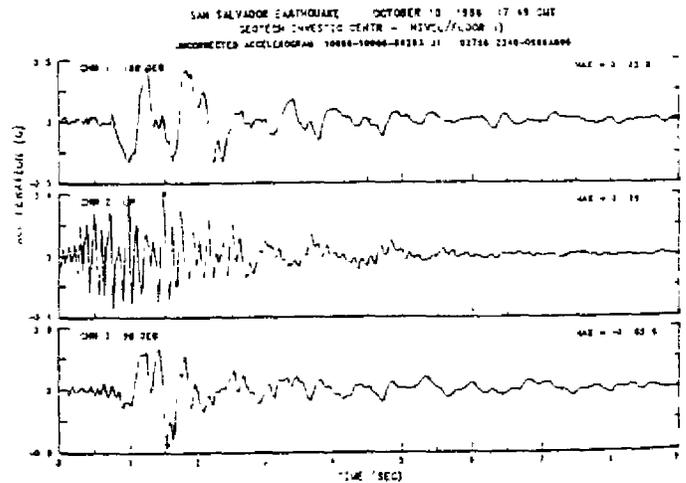


Figura No.3. Registro terremoto de San Salvador 1986. Pulsos con alto contenido de energía, característicos de registros en el área epicentral. Aceleración máxima 0.80 g

Existen otros parámetros que se deben considerar en la estimación de la demanda sísmica: contenido de frecuencias, duración

de la fase de movimiento fuerte, impulsos con gran contenido de energía, el efecto de sismos de foco lejano y los efectos de amplificación producidos por irregularidades topográficas. Las hipótesis para estimar la demanda sísmica merecen, por lo tanto, una revisión.

CONDICIONES LOCALES DE SUELO

En las ecuaciones del coeficiente sísmico, se pretende simular la influencia de las condiciones locales de suelo y el efecto de amplificación del movimiento a través de suelos blandos con un factor multiplicador S cuyo valor, en numerosos códigos, oscila entre 1,0 y 1,5, con lo que se supone que para condiciones de suelo desfavorables la intensidad del movimiento se puede incrementar hasta en un 50% en relación a suelo firme. En el Cuadro No.2 se dan los valores recomendados en las normas SEAOC-88:

Cuadro No. 2

FACTOR S CONSIDERACION CONDICIONES LOCALES DE SUELO (según SEAOC-88)

$S_1 = 1,0$	Roca o suelos rocosos - $v_p > 760$ m/s Suelos de alta consistencia; profundidad < 60 m
$S_2 = 1,2$	Suelos de alta consistencia; profundidad > 60 m
$S_3 = 1,5$	Perfil de suelos de consistencia blanda a media con profundidad < 12 m y suelo blando no > 12 m
$S_4 = 2,0$	Perfil de suelo blando; profundidad > 12 m

Sin embargo, se ha determinado que el movimiento del terreno puede ser amplificado a través de suelos blandos a niveles muy superiores a lo supuesto, habiéndose registrado amplificaciones mayores a 500% (de 5 a 8 veces

En el terremoto de Armenia de diciembre de 1988, el entorno geológico tuvo un efecto predominante en la cuantía de daños. En Leninakan, asentada en un ancho valle formado por formaciones aluviales y materiales volcánicos poco consolidados, la destrucción fué mayor que en Kirovakan, una ciudad situada en un angosto valle bordeado de montañas y en la cual la mayoría de los edificios estaban cimentados sobre roca dura.

En la Figura No.4 se comparan los gráficos de desplazamiento, derivados por doble integración de los registros de aceleraciones, para una de las réplicas del evento principal. Tres gráficos corresponden a registros de instrumentos situados sobre roca, el cuarto a un registro en Leninkan en suelo poco consolidado. Las distancias epicentrales para los cuatro registros son del mismo orden de magnitud (20 a 28 km). El efecto de amplifica-

ción en suelos aluviales es significativo para el caso de Leninakan y es del orden de 5 veces respecto a sitios de roca dura.

Las estadísticas indican que el número de edificios altos que sufrieron colapso o debieron ser demolidos, fue muy superior en Leninakan que en Kirovakan, a pesar que ésta última está más cerca de la zona de ruptura. Así, las condiciones de suelo tuvieron un efecto predominante en el comportamiento de las edificaciones.

En el terremoto de Loma Prieta, California, 1989, el aspecto más importante lo constituyen las condiciones locales de suelo. En las márgenes de la Bahía de San Francisco, los depósitos y rellenos de suelos blandos no consolidados contribuyeron significativamente a la intensidad del movimiento y a la cuantía de los daños. En éstas márgenes se produjeron el colapso espectacular del Cypress Viaduct y daños severos a otras obras viales; a las mismas condiciones de suelo se debe la concentración de daños en el Distrito de Marina. Los registros de aceleraciones en suelos blandos indican relaciones de amplificación del movimiento sísmico de 2 a 4 veces respecto a sitios en suelo firme y roca, como lo ilustra la comparación de los registros (Figura No.5) en Treasure Island

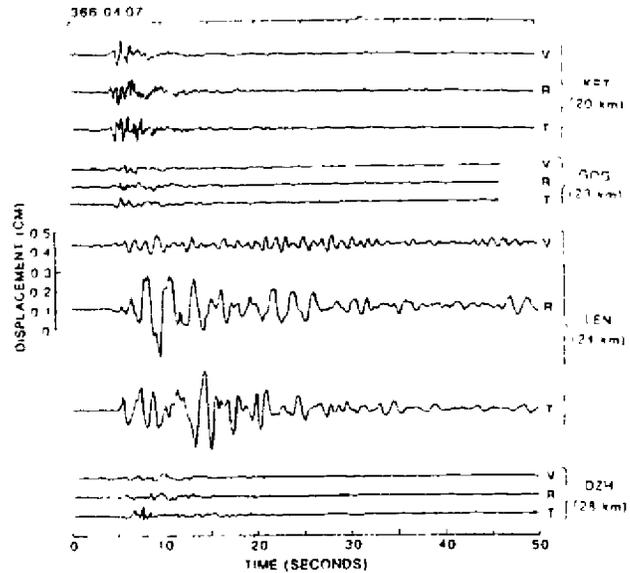


Figura No.4. Efecto de amplificación en suelos blandos. Registros de desplazamiento de una réplica del terremoto de Armenia 1988. Registro LEN en suelo blando, los demás en roca

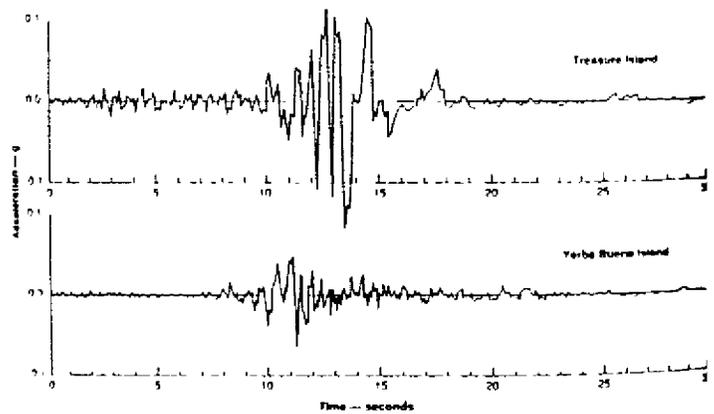


Figura No.5. Amplificación del movimiento sísmico en suelos blandos. Registros del sismo de Loma Prieta, California 1989: a) Isla Yerba Buena: roca, b) Isla Tesoro: suelo blando

(terreno reclamado, relleno sin consolidar) con el de Yerba Buena Island (formación de roca), ambas islas situadas en la Bahía.

El fenómeno de amplificación en suelos blandos y su correlación con los daños ocasionados, se ha observado igualmente en el terremoto de ciudad México D.F. en 1985 y en el terremoto de Caracas de 1967. En México, situada aproximadamente a 380 km de la zona de ruptura, el movimiento sísmico en roca (estación UNAM: 0,047 g) fué amplificado en la zona del antiguo lago Texcoco, que contiene sedimentos blandos y saturados de gran profundidad (estación SCT) a 0,187 g), un orden de magnitud de 4 veces. La Figura No.6 compara dos registros, uno obtenido en la UNAM (roca), otro en el SCT (suelo blando con $h > 35$ m). El resultado fue el colapso de más de 350 edificios altos de 5 a 20 pisos.

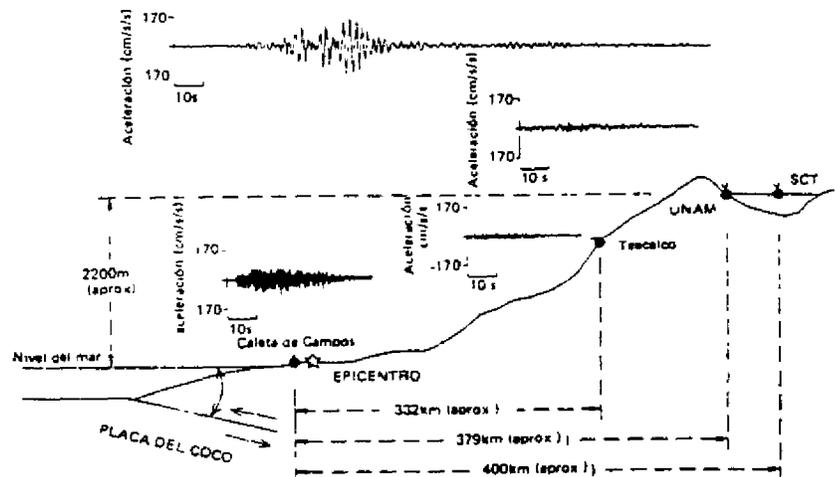


Figura No.6. Amplificación del movimiento sísmico en suelo blando. Registro UNAM en roca y registro SCT en suelo blando

De lo anterior, se concluye que el factor multiplicador B dado en las normas sísmicas, con valores de 1,20 a 1,50, es del todo insuficiente para considerar el efecto de amplificación del movimiento a través de suelos blandos de aluvión, que en ciertos sitios puede alcanzar valores de 4 a 6 veces, y aun mayores.

CONDICIONES DE TOPOGRAFIA

La topografía del terreno (Figura No.7) influye significativamente en la intensidad del movimiento sísmico y puede mostrar un efecto amplificador o atenuador. Dependiendo de las características de las ondas sísmicas y de la forma topográfica, el movimiento puede ser amplificado o atenuado. En terremotos recientes se ha comprobado los efectos de amplificación debido

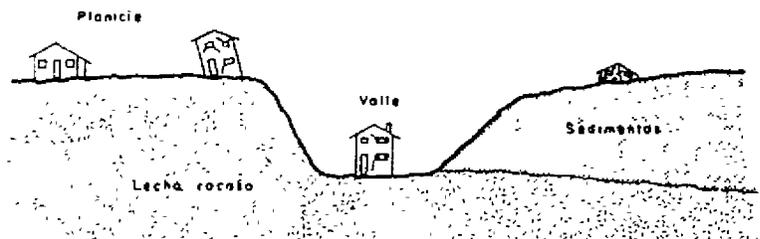


Figura No.7. Efecto de las condiciones locales y de la topografía en la intensidad del movimiento y la cuantía de daños

a irregularidades en la topografía del terreno, al observar un aumento significativo en los daños ocasionados a edificaciones localizadas en la cima de colinas y en el borde de valles (Figura No.7), comparado con edificaciones similares asentadas en terreno plano.

En Canal Beagle, un desarrollo habitacional en los suburbios de Viña del Mar, Chile, el terremoto de 1985 ocasionó daños severos a edificaciones situadas en la cima de los montes, siendo muy superiores los daños comparados con edificios similares situados en el valle. Posteriormente se comprobó la influencia de la topografía sobre la intensidad del movimiento mediante el registro simultáneo de varias réplicas. Los sismogramas de velocidad (Figura No.8), obtenidos en instrumentos instalados en las cimas y crestas de las colinas, muestran claramente el efecto de amplificación del movimiento respecto a sismogramas del mismo evento registrados en estaciones situadas en suelo aluvial en el fondo del valle y en Valparaíso en suelo rocoso. El efecto amplificador en la cima y crestas es de 2 a 3 veces respecto al fondo del valle y de 4 a 5 veces respecto a sitios sobre roca.

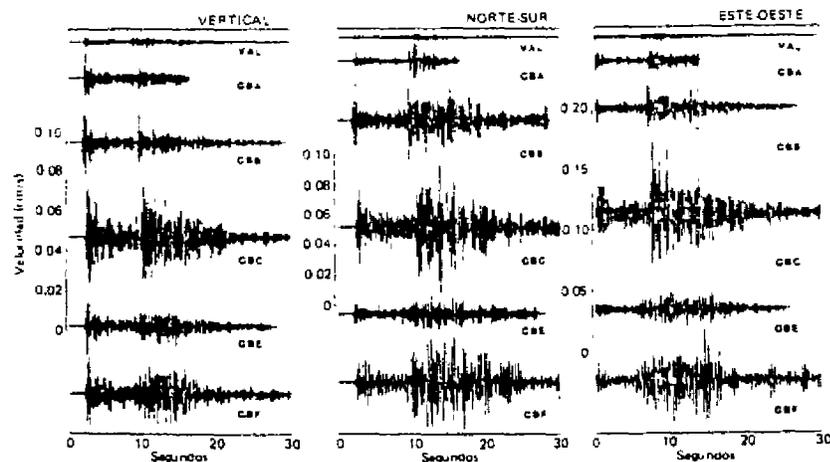


Figura No.8. Amplificación movimiento debido a condiciones topográficas. Registros de velocidad para una réplica del sismo de Chile 1985 en Canal Beagle y Viña del Mar. Los registros CBB, CBC, CBE y CBF corresponden a sitios en la cima de las colinas, registro CBA en el fondo del valle y el VAL a roca

Un comportamiento similar ha sido observado en varios poblados del sur de Italia durante el terremoto de Campania-Basilicata en 1980; durante este evento la severidad de los daños fué mayor en la cima de los montes. En el terremoto de Guatemala de 1976 se observó un incremento de daños en edificaciones situadas en los bordes de los barrancos que bordean la ciudad.

Los códigos de diseño sismorresistente vigentes no consideran el fenómeno de amplificación que se puede dar debido a las condiciones topográficas y a irregularidades del terreno. Aun

cuando no poseemos aun los medios apropiados para una determinación analítica y cuantitativa de este efecto, es necesario que las normas enfoquen este problema. Asimismo, es necesario que los ingenieros diseñadores posean un conocimiento cualitativo del fenómeno, para considerarlo, al menos subjetivamente, en el diseño sísmico de las edificaciones.

Nos encontramos así, con otro factor que introduce un grado más de incertidumbre en la determinación de las sollicitaciones sísmicas.

FACTOR DE IMPORTANCIA

Los códigos sísmicos en general reconocen que obras esenciales deben tener mayor capacidad para resistir sismos que obras de uso común, así clasifican los edificios según el uso. El factor I o α que refleja la importancia de la obra, se establece en la mayoría de las normas como un factor multiplicador cuyo valor, para obras esenciales tales como hospitales y centrales telefónicas, oscila generalmente entre 1,20 y 1,30, como es el caso de la primera versión del Código Sísmico de Costa Rica (1974) y la norma SEAOC de California.

Si bien es cierto, que aplicando este factor se incrementan las fuerzas laterales y consecuentemente se aumenta la resistencia de los elementos estructurales en un 20 a 30%, con este procedimiento no se logra un aumento de la rigidez del sistema resistente, ni un cambio significativo en el comportamiento de la edificación, lo cual es requisito para obras esenciales.

Una obra concebida como una estructura flexible a base de pórticos, lo seguirá siendo aun si se aumenta la resistencia de los elementos. En edificaciones de importancia vital, es preciso modificar el sistema estructural para limitar los desplazamientos laterales y reducir los daños secundarios. Por lo tanto, para obras esenciales es requisito adoptar sistemas resistentes más eficientes para resistir las sollicitaciones sísmicas y concebir la estructura con mayor rigidez para limitar desplazamientos laterales, consecuentemente los daños secundarios. En ese sentido el factor de importancia I o α expresado en muchos códigos no es un enfoque acertado.

A sugerencia del autor, la nueva versión del Código Sísmico de Costa Rica de 1986 refleja las anteriores inquietudes (Cuadro No. 3) En lugar de recurrir a un factor multiplicador, a las edificaciones del Grupo A, obras esenciales, se le asigna una vida útil de 100 años, a las del Grupo B una vida útil de 50 años. La probabilidad de excedencia de los valores de intensidad se limita a 0,20 para obras del Grupo A; para obras comunes, Grupo B, se admite una probabilidad mayor: 0,40. Los períodos de retorno correspondientes son 500 y 100 años respectivamente. La aceleración máxima del terreno se obtiene de los mapas de Isoaceleración correspondientes.

Cuadro No. 3

COEFICIENTE SISMICO
Según Código Sísmico de Costa Rica 1986

C = R Amax FAD
factor reduccción: R = 0,80

Clase obra	Vida útil (años)	Probab. exceden.	Período retorno (años)	Amax (Zona Central)	C 1986 (estr.tipo 3)	C 1974
Grupo A	100	0,20	500	0,310	0,298	0,216
Grupo B	50	0,40	100	0,185	0,178	0,180

Según este nuevo enfoque, el coeficiente sísmico C_a para estructuras tipo (3): pórticos y muros acoplados, en la Zona Central del país, se determina en 0,298 para edificaciones del Grupo A y en 0,178 para las del Grupo B (Cuadro No.3); sea, a obras esenciales corresponde un incremento del coeficiente de más de 70% respecto a

las del Grupo B. En la Figura No.9 se muestran los espectros derivados para obras esenciales y obras comunes según la nueva versión del Código Sísmico. En la Figura No.10 se comparan los espectros de diseño para obras esenciales derivados según el Código Sísmico de Costa Rica 1988 y la norma SEAOC 1988 de California. Comparando los espectros, resalta la gran diferencia de los resultados, producto de distintos enfoques y filosofías.

ESPECTROS DE DISEÑO
CSCR - TIPO 3

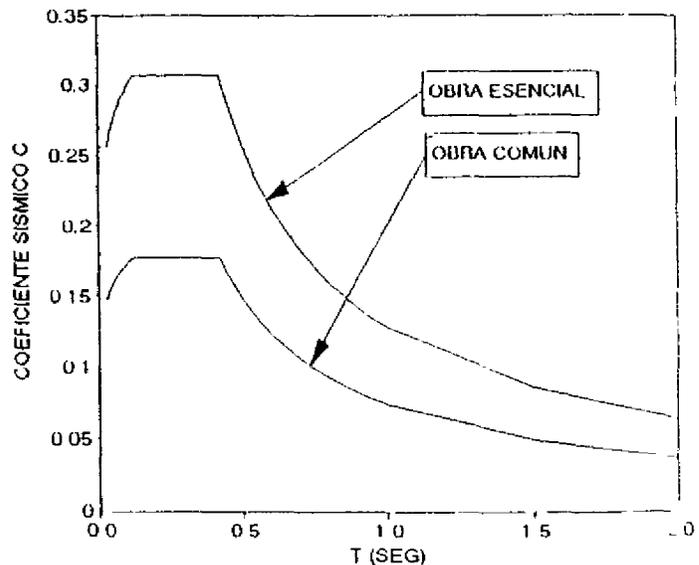


Figura No.9. Espectros de diseño para obras esenciales y de uso común de acuerdo con el Código Sísmico de Costa Rica 1986

En sistemas estructurales a base de pórticos flexibles, un incremento del coeficiente sísmico de un 70% redundará en un aumento considerable en el costo de obra. Sin embargo, la intención del Código no es encarecer las obras, más bien tiende a obligar al diseñador a adoptar en obras de vital importancia, sistemas estructurales más eficientes para resistir las sollicita-

ciones sísmicas. Edificios que incorporan muros estructurales han demostrado mejor comportamiento sísmico respecto a sistemas con pórticos. En sistemas con muros, debidamente estructurados, un incremento del coeficiente sísmico no conlleva necesariamente un aumento apreciable del costo de obra.

El Hospital de Niños Benjamín

Bloom en San Salvador brinda una buena comparación del comportamiento sísmico de dos sistemas estructurales distintos: dos secciones de tres pisos a base de pórticos de hormigón armado sufrieron colapso, en cambio, la torre de encamados de 11 pisos, que incluye muros estructurales en el sistema resistente, no sufrió daño estructural y los daños secundarios fueron reducidos.

COMPARACION ESPECTROS CSCR - SEAOO

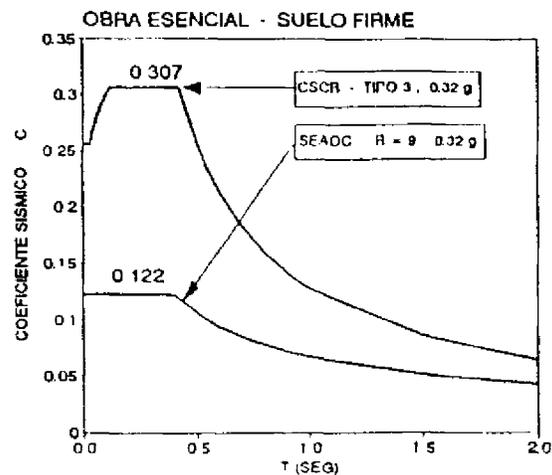


Figura No.10. Comparación de espectros de diseño derivados según la norma SEAOO 1988 y el Código Sísmico de Costa Rica 1986 para obras esenciales y aceleración de 0,32 g

FACTOR DE REDUCCION

Aun cuando el procedimiento actual para la determinación de los espectros de diseño (Ecuación 4), dado en los códigos vigentes, es más racional que la antigua fórmula empírica $F = 0,10 W$, y arroja, para comportamiento elástico, valores espectrales muy elevados, éstos se disminuyen luego dividiéndolos por un factor de reducción R que pretende ser función de la ductilidad y de la capacidad de disipación de energía de la estructura. Factores de reducción para pórticos dúctiles, del orden de magnitud de 8 y 10 dados en la norma SEAOO 1988, no responden a la capacidad de deformación inelástica que puede sufrir este tipo de estructura. Es válida, por lo tanto, la preocupación de que el factor de reducción R en última instancia es un artilugio para reducir arbitrariamente el coeficiente sísmico para asemejarlo al valor empírico de 0,10 establecido en las primeras normas sísmicas de los años veinte.

NORMAS AASHTO PARA PUENTES

Un código sísmico que refleja claramente un enfoque y procedimiento aparentemente racional, pero que desemboca luego en resultados muy apartados de la realidad, lo representa, a criterio del autor, la norma de la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) para el diseño sismorresistente de puentes.

Las normas, originalmente redactadas por Caltrans (California Department of Transportation), y posteriormente adoptadas por la AASHTO, consideran los siguientes factores que afectan la intensidad de la excitación sísmica y la respuesta de la estructura: 1) Entorno geológico y emplazamiento de la obra en relación a fallas activas; en la Figura No.11.a se muestra la aceleración máxima en la roca A en función de la magnitud que se puede generar en la falla y de la distancia al sitio de emplazamiento. 2) Características dinámicas del puente u obra; la Figura No.11.b

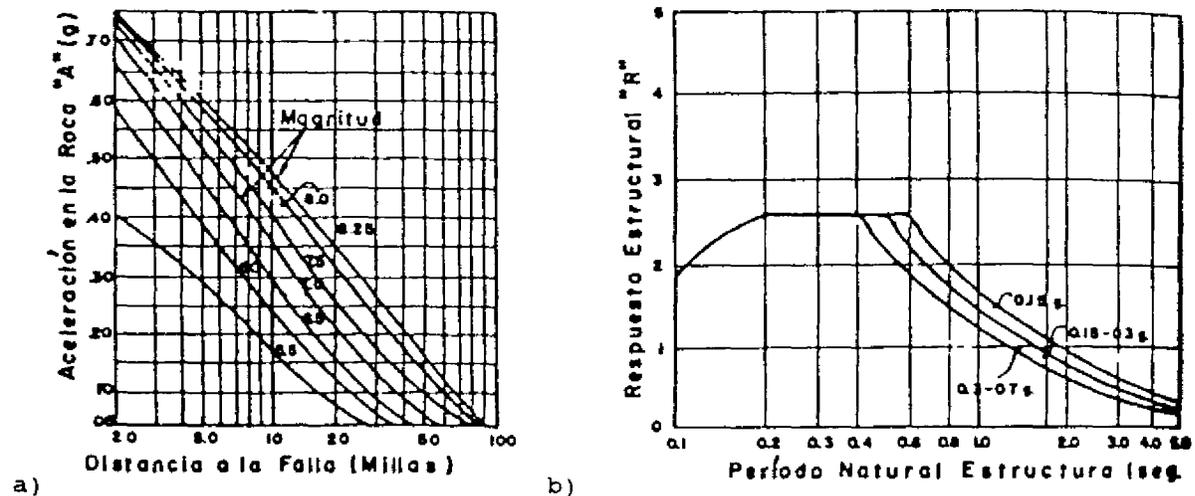


Figura No.11. a) Aceleración máxima A en roca en función de magnitud y distancia epicentral; b) Espectro de respuesta normalizado R

representa un espectro de respuesta normalizado del cual se obtiene el factor de respuesta R o factor de amplificación dinámica de la estructura. 3) Las condiciones locales de suelo; de acuerdo con la profundidad del suelo aluvial, se dan factores de amplificación S (Figura No.12.a) en función de la aceleración máxima en la roca y del período natural de vibración de la estructura.

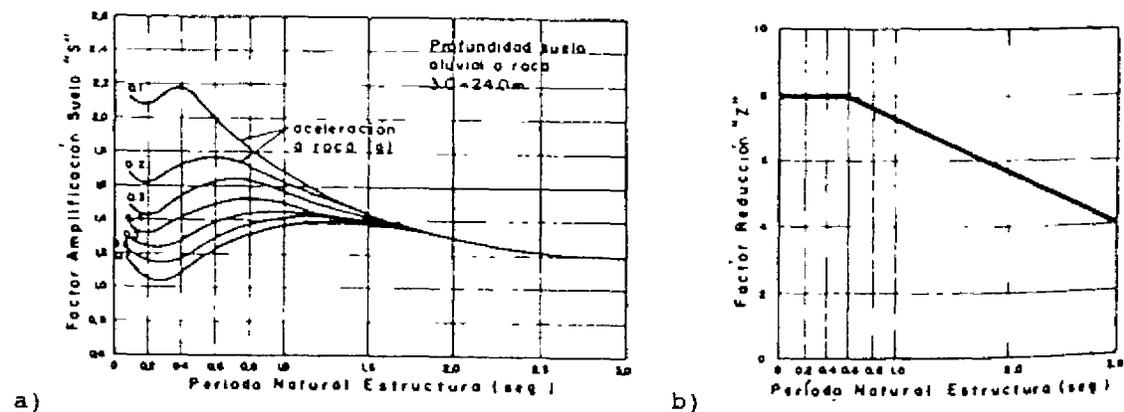


Figura No.12. a) Factor de amplificación S por condiciones locales de suelo; b) Factor de reducción Z por ductilidad

La combinación de los tres factores antes citados, nos da el espectro de diseño elástico: $C_e = A R S$. Para considerar comportamiento inelástico, la AASHTO reduce los valores espectrales obtenidos anteriormente mediante un factor de reducción Z (Figura No.12.b) cuyo valor varía entre 8 y 4 y es función del período de vibración fundamental de la estructura.

El coeficiente de respuesta C o coeficiente sísmico se obtiene de la ecuación:

$$C = \frac{A R S}{Z} \quad (6)$$

La Figura No. 13 muestra los espectros de diseño dados por la AASHTO para suelo aluvial con profundidad de 3 a 24 m. Considerando una obra vial con período de vibración T de 0,40 segundos, en zona sísmica similar a Costa Rica, donde rige $A_{med} = 0,25 g$, se obtiene de los gráficos correspondientes un factor de respuesta $R = 2,6$, un factor de amplificación de suelo $S = 1,4$ y un factor de reducción $Z = 8$.

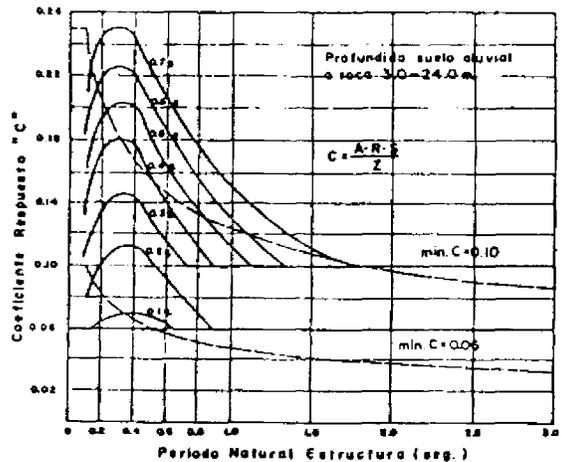


Figura No.13. Coeficiente de respuesta según la AASHTO para suelo aluvial en función de la aceleración máxima en roca y el período natural

El coeficiente de respuesta o coeficiente sísmico C se obtiene de la ecuación (6):

$$C = \frac{0,25 \times 2,6 \times 1,4}{8} = \frac{0,91}{8} = 0,11$$

Así, un valor espectral alto (0,91) se reduce, mediante el factor de reducción Z , para lograr un coeficiente sísmico bajo.

Considerando los sistemas estructurales empleados en puentes y obras viales, que incluyen pilas y columnas masivas, no se puede esperar que estos elementos puedan tener un comportamiento inelástico tan pronunciado y desarrollen una ductilidad de 8,0. El comportamiento de puentes en dos terremotos ocurridos en

California: San Fernando 1971 y Loma Prieta 1989, confirma la tesis del autor que factores de reducción tan elevados como 8,0 no se pueden justificar en este tipo de obras.

Mediante un procedimiento en sí racional, que arroja valores espectrales altos, éstos se reducen arbitrariamente, mediante un factor de reducción injustificadamente alto, a valores bajos cuyo orden de magnitud es similar al valor empírico de 0,10 adoptado en los primeros códigos de la década de los años veinte. Concluimos, que el factor de reducción adoptado en la norma AASHTO y en otros códigos sísmicos, como la norma SEAOC para edificios, es un artilugio para modificar los resultados obtenidos mediante un procedimiento racional, a valores que coincidan en lo posible con los mismos valores empíricos de antaño. Un enfoque erróneo del problema.

En la Figura No.14 se comparan los espectros elástico e inelástico desarrollados en la oficina del autor para el diseño de puentes en la región central de Costa Rica, con el espectro equivalente de acuerdo a la norma AASHTO. En este caso, se tomó una ductilidad moderada de $\delta = 3,0$ y el factor de reducción, de acuerdo con la expresión $\sqrt{2\delta - 1}$, es 2,25 que contrasta con el factor de reducción de 8,0 de la AASHTO.

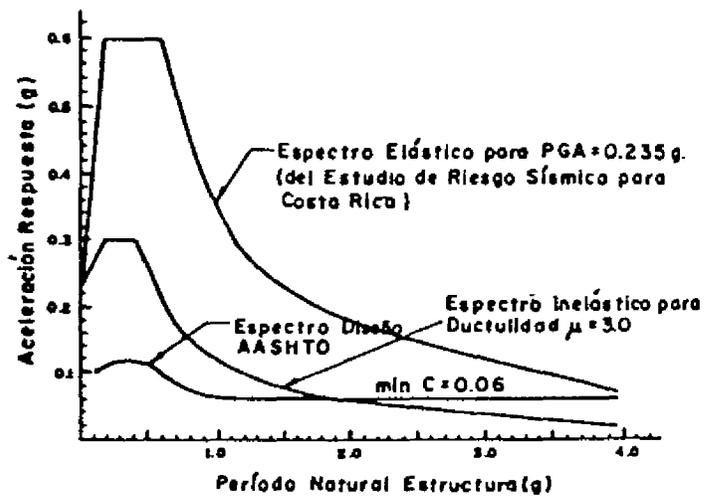


Figura No.14. Comparación espectros de diseño para puentes según la norma AASHTO y según criterios del autor y el Código Sísmico de Costa Rica

ESPECTROS PARA SISMOS DE FOCO CERCANO Y LEJANO

Los espectros de diseño han sido determinados generalmente como envolvente de espectros derivados de registros de movimiento fuerte obtenidos a distancias moderadas del foco. Un ejemplo clásico de un registro a distancia moderada es el de El Centro, California, 1940 (Figura No.15). Este tipo de registro muestra generalmente una duración relativamente larga de la fase de movimiento fuerte y un gran contenido de altas frecuencias. De los espectros se concluye que las edificaciones bajas y rígidas dan la mayor respuesta.

No obstante, los espectros de diseño no reflejan adecuadamente las características del movimiento en la zona epicentral, debido principalmente a la falta de registros en sitios muy cercanos a la zona de ruptura. A corta distancia de la fuente sísmica y para sismos de foco superficial, los registros se caracterizan por pocos

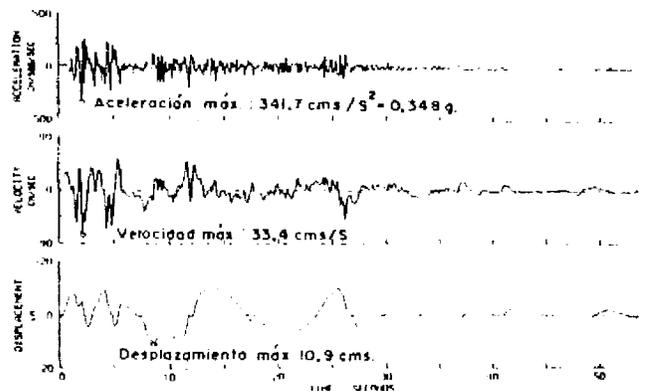


Figura No.15. Registro sismo El Centro, California 1940; distancia moderada del foco

impulsos de gran aceleración, como el mostrado en la Figura No.3. Muchos sismos destructivos muestran características similares: Agadir, Marruecos 1960, Skopje, Yugoslavia 1963, San Fernando, California 1971, Bucarest, Rumanía 1977 y San Salvador 1986 (Figura No.3). Estos registros están asociados a eventos de magnitud moderada (5.4 a 6,4) y foco superficial (< 10 km). Se ha determinado que estos sismos, de corta duración que conllevan pocos pulsos de alto contenido de energía, pueden ser extremadamente destructivos.

Los espectros tampoco reflejan las características del movimiento producido por sismos con foco lejano. Debido a que las altas frecuencias son filtradas a medida que las ondas sísmicas se alejan de la fuente, a mayores distancias predominan las bajas frecuencias; en consecuencia, la característica de los registros de sismos de foco lejano son los períodos predominantemente largos (Figura No.6). A pesar que la intensidad del movimiento es atenuada con la distancia, los sismos de gran magnitud pueden afectar significativamente las edificaciones altas, cuyo período natural de vibración es largo, pudiendo coincidir con el del movimiento sísmico; el efecto de resonancia es el resultado de esta coincidencia de períodos.

Los dos aspectos opuestos, o sea las características del movimiento en sitios muy cercanos o muy alejados del foco, no están aun debidamente considerados en los espectros de diseño dados en los códigos vigentes.

REGION CRITICA EN LOS ESPECTROS DE DISEÑO

Las anteriores consideraciones sobre el efecto de sismos de foco lejano, obligan a reconsiderar la configuración de los espectros de diseño, especialmente en el ámbito de períodos naturales comprendidos entre 0,4 a 1,5 segundos, para el cual los valores espectrales disminuyen rápidamente en forma parabólica.

En la Figura No.16 se observa que los valores espectrales, obtenidos del Código Sísmico de Costa Rica, disminuyen demasiado rápido a partir de 0,4 s; así, para un incremento del período de sólo 0,28 s el valor espectral disminuye de 0,178 a 0,105, sea una disminución del 41%. Como se verá más adelante, no se puede justificar que los valores del coeficiente sísmico derivado de estos espectros sea tan sensible a ligeros cambios en el período natural de la estructura, el cual en sí es difícil de determinar en forma precisa.

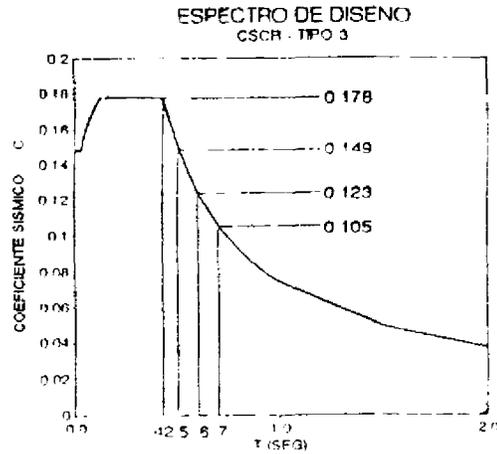


Figura No.16. Forma espectro de diseño según Código Sísmico de Costa Rica. Disminución rápida de los valores espectrales en el ámbito de períodos de 0,4 a 1,5 s

Estas consideraciones se ilustran en la Figura No.17 en la cual se muestran los espectros derivados de registros del sismo de Loma Prieta, California 1989 obtenidos en sitios y para condiciones de suelo distintas:

- a) roca cerca del foco,
- b) roca en sitio alejado del foco y
- c) suelo blando lejos de la fuente.

De la figura se observa que los espectros para roca en sitios alejados de la zona de fractura (San Francisco y Oakland; 100 km de distancia epicentral) tienen una forma similar a los espectros para sitios en suelo blando, aun cuando los valores espectrales son menores. En la Figura No.18 dichos espectros han sido normalizados; es evidente la coincidencia de los espectros para sismos de foco lejano con los espectros para sitios con suelo blando.

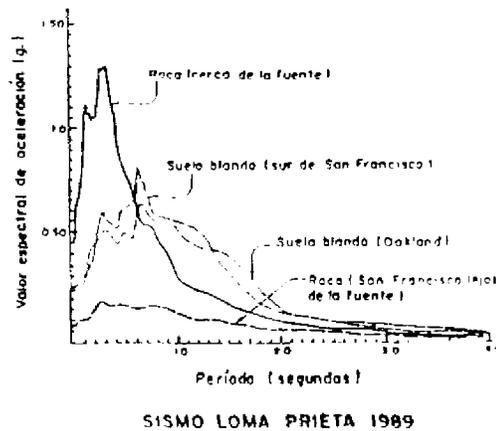


Figura No.17. Espectros derivados de registros en roca y suelo blando cerca y lejos de la fuente. Sismo Loma Prieta, California 1989

Estos resultados tienen implicaciones que conviene considerar a la hora de establecer la forma de los espectros. Se estima, basado en curvas de atenuación válidas para California, que si el

sismo de Loma Prieta hubiese alcanzado una magnitud mayor, p.ej. $M = 8,0$, hubiera producido aceleraciones máximas en roca del orden de 25%, valor similar al registrado en suelos blandos y suficiente para causar daños severos en edificaciones.

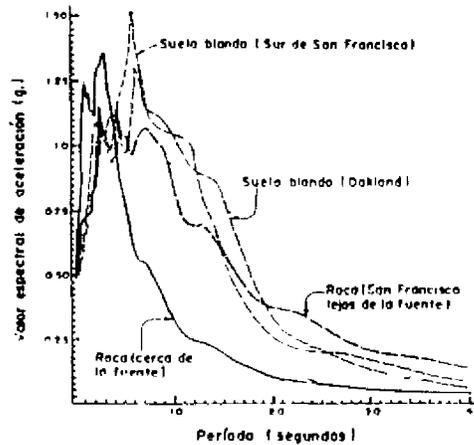


Figura No.18. Espectros normalizados, derivados de registros en roca y suelo blando. Sismo Loma Prieta, California 1989

Como se mencionó anteriormente, en los espectros de diseño dados en los códigos, el factor de respuesta disminuye rápidamente en forma parabólica para períodos mayores a 0,50 s. El valor espectral para edificios altos con períodos mayores a 1,0 segundo es sólo una fracción del máximo valor espectral. Así, los coeficientes sísmicos que se derivan de dichos espectros arrojan valores muy bajos para edificios de más 6 pisos y es válido suponer que estos valores no consideran adecuadamente el efecto de sismos de foco lejano.

Por lo tanto, edificios altos de período largo, cuyo diseño se basa en espectros derivados de registros de sismos a moderada distancia de la fuente, con coeficientes sísmicos bajos, puede que no tengan la capacidad adecuada para resistir las sollicitaciones impuestas por las excitaciones sísmicas producto de sismos de foco lejano. En la Figura No.19 se muestra, en forma cualitativa, la comparación de los espectros para ambos tipos de sismo: foco cercano y lejano. Se concluye que los valores espectrales para edificios altos, cuyo período largo cae dentro del área achurada, pueden ser mayores al deducido de los espectros de diseño dados en los códigos sísmicos, por lo tanto, su diseño puede no estar del lado conservador.

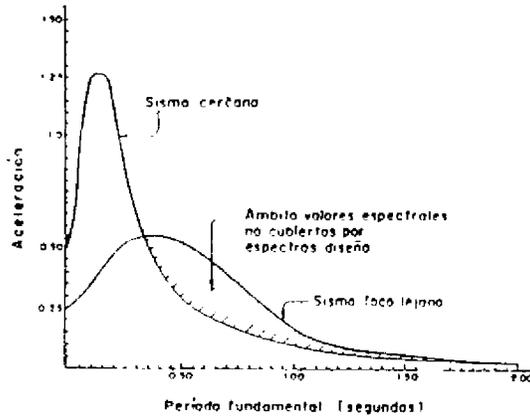


Figura No.19. Comparación de espectros derivados de registros cerca y lejo del foco

El efecto de sismos de foco lejano debe ser, por lo tanto, considerado al establecer la forma del espectro de diseño.

REFERENCIAS

1. AASHTO (1977) - **Standard Specifications for Highway Bridges**, American Association of State Highway and Transportation Officials, 12. Edition 1977, Washington, D.C.
2. ATC (1978) - **Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings**, Applied Technology Council, ATC Publication ATC 3-06, National Science Foundation, Washington D.C.
3. Bertero, Vitelmo V et al. (1976) - **Establishment of Design Earthquakes - Evaluation of Present Methods**, Proceedings International Conference on Earthquake Structural Engineering, St.Louis, Missouri, agosto 1976
4. Borchardt, R. et al. (1989) - **Effects of Site Conditions on Ground Motion and Damage**, Armenia Reconnaissance Report, Earthquake Spectra, special supplement, August 1989.
5. C.D.T. (1973) - **Earthquake Design Criteria for Bridges and Commentary**, California Department of Transportation, febrero 1973.
6. CFIA (1988) - **Código Sísmico de Costa Rica**, Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, Editorial Tecnológica de Costa Rica, Cartago, Costa Rica.
7. Housner, George W. et al. (1990) - **Seismology and Ground Motions - chapter 6, "Competing Against Time"**, Report to the Governor George Deukmejian, The Governors Board of Inquiry on the 1989 Loma Prieta Earthquake, Department of General Services, North Highlands, California mayo 1990
8. Newmark, Nathan and Rosenblueth, Emilio (1971) - **Fundamentals of Earthquake Engineering**, Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey
9. Sauter, Franz (1989) - **Fundamentos de ingeniería sísmica - Parte I: Introducción a la sismología**, Editorial Tecnológica de Costa Rica, Cartago, Costa Rica.
10. Sauter, Franz (1989) - **Conceptos de estructuración sismorresistente**, Seminario de Diseño Sismorresistente de Estructuras de Hormigón Armado, Instituto Eduardo Torroja del Cemento y la Construcción, Madrid, España, noviembre 1989
11. Sauter, Franz (1987) - **The San Salvador Earthquake of October 10, 1986 - Structural Aspects of Damage**, Earthquake Spectra, Vol.3, No.3, August 1987, EERI, El Cerrito, California.
12. Sauter, Franz (1988) - **Catastrophic Risks of Nature**, Memorias VI. Third World Insurance Conference (VI.TWIC),

Quito, Ecuador, junio 1988

13. Sauter, Franz (1986) - **Precast Concrete Bridges in Seismic Regions**, Proceedings III. U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Charleston, South Carolina, agosto 1986
14. Sauter, Franz (1985) - **Consideraciones sobre daños y estructuración y aplicación práctica de la cobertura**, Seminario de Riesgo Sísmico y Seguro contra Terremoto, Lima, Perú, enero 1985.
15. Sauter, Franz (1984) - **Consideraciones de diseño sísmico de puentes**, Memorias IV. Congreso Venezolano de Sismología e Ingeniería Sísmica, Barquisimeto, Venezuela, noviembre 1984
16. SEAOC (1988) - **Recommended Lateral Force Requirements and Tentative Commentary**, Seismological Committee, Structural Engineers Association of California, 1988
17. UBC (1982) - **Uniform Building Code**, International Conference of Building Officials, 1982 Edition, Whittier, California

arch/fs/conferencias/enfoque.1