

CRITERIOS SISMICOS DE PROYECTO PARA OBRAS CARRETERAS (*)

Por MANUEL ROMANA RUIZ

Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos.

ALBERTO BERNAL RIOSALIDO

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

En el momento actual presentan especial interés los criterios para el proyecto de carreteras y autopistas en zonas sísmicas. La instrucción P.G.S.-1 contenía algunos apartados relativos a ellos que fueron adoptados y adaptados por la O.C. 224/69 del M.O.P. para los proyectos de carreteras y autopistas. La publicación de la P.D.S.-1, en la que no aparecen tales referencias, derogó la anterior P.G.S.-1, siendo necesario actualmente modificar, mejorar y completar la normativa vigente.

No existen muchos trabajos en España sobre criterios sísmicos de proyecto aplicables a obras carreteras, siendo de destacar los de García Yagüe de aplicación fundamentalmente a presas. El presente trabajo recoge nuestra experiencia en varios proyectos y estudios carreteros en zonas de sismicidad acusada o media (zonas C y B de la P.D.S.-1): proyecto de autopista Sevilla-Cádiz, proyecto de autopista Valencia-Alicante, anteproyectos de las autopistas Murcia-Cartagena y Miranda-Zaragoza, estudios previos de terrenos del Plan Pirineos, tramos Huesca-Binles y Zuera-Barbastro, estudios previos de terrenos del corredor de Levante, tramos Alpera-Caudete y Belmonte-San Clemente.

En este artículo se exponen una serie de criterios cubriendo los diversos aspectos de las obras carreteras especialmente relacionados con el terreno: empujes sobre muros, obras de tierra (terraplenes y desmontes en suelos), desmontes en roca y túneles. Al objeto de completar la exposición del tema, también se incluyen algunas ideas relativas a los proyectos de estructuras para puentes carreteros.

1. Acciones sísmicas.

No es el objeto de este artículo entrar en detalle en los métodos de establecimiento de las acciones sísmicas. Se considera que se parte de ellas, hayan sido obtenidas de la instrucción P.D.S.-1 o por otro método. En particular, para puntos en los que un estudio específico pueda resultar conveniente, un método adecuado sería el establecimiento, con criterios sismotectónicos, de las posibles áreas fuente en las que puedan originarse los movimientos sísmicos a considerar; el estudio de magnitud o intensidad en tales áreas fuente, con criterios probabilísticos o deterministas; la consideración de la variación de sus características con la distancia (especialmente atenuación de la intensidad), y la modificación del movimiento sísmico por las condiciones geológicas o geotécnicas locales.

En el momento actual parece deseable cuantificar las acciones sísmicas a través de su in-

tensidad, de la que pueden obtenerse los datos precisos en cuanto a aceleraciones, velocidades y desplazamientos máximos del terreno y los factores multiplicadores para obtener el correspondiente espectro de respuesta.

2. Criterios de proyecto para obras carreteras.

2.1. Obras de tierra (terraplenes y desmontes en tierra).

2.1.1. Efectos de los terremotos en obras de tierra.

Los efectos de los terremotos en obras de tierra pueden abarcar desde pequeñas deformaciones (ondulación de la carretera) hasta la destrucción total de la misma.

El mecanismo de producción de los daños puede estar ligado al propio terraplén o a su cimentación, ajustándose generalmente a alguno de los esquemas que se citan a continuación:

(*) Se admiten comentarios sobre el presente artículo, que pueden remitirse a la Redacción de esta revista hasta el 31 de diciembre de 1976.

a) *Asientos diferenciales.*

La figura 1 es una muestra de los asientos que pueden producirse por la acción de un terremoto. La distribución de estos asientos suele ser irregular de donde proceden frecuentemente ondulaciones en la carretera.

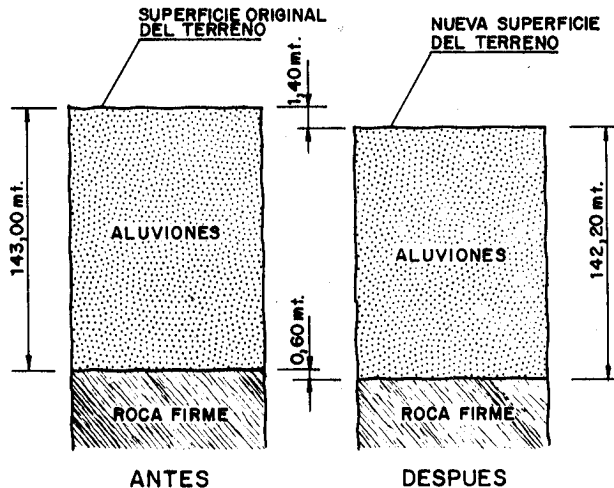


Fig. 1. — Asiento por consolidación de aluviones en Homer, durante el terremoto de Alaska (1964) (según Grantz y otros, 1964).

b) *Grandes corrimientos.*

La figura 2 muestra un gran corrimiento en el terremoto de Chile de 21 de mayo de 1960. Afectó a una gran área (1,26 Km²), en la que los suelos estaban formados por capas de limos y arcillas (unos 80 m de potencia) y en la parte inferior arenas (5 a 20 m de espesor).

c) *Licuefacción de capas arenosas saturadas.*

La figura 3 muestra el esquema de rotura de un terraplén del ferrocarril de Hokuriku en el terremoto de Fukui de 28 de junio de 1968, para el que se estimó una aceleración de 0,45 grados. El terraplén, arenoso, fue construido sobre terrenos de aluvión.

La figura 4 muestra los daños ocasionados en un terraplén debido a licuefacción del ciemiento limoso, en el terremoto de Alaska del año 1964.

d) *Movimientos permanentes en fallas.*

Que deberán ser tenidos en cuenta especialmente en las que hayan tenido actividad cuaternaria.

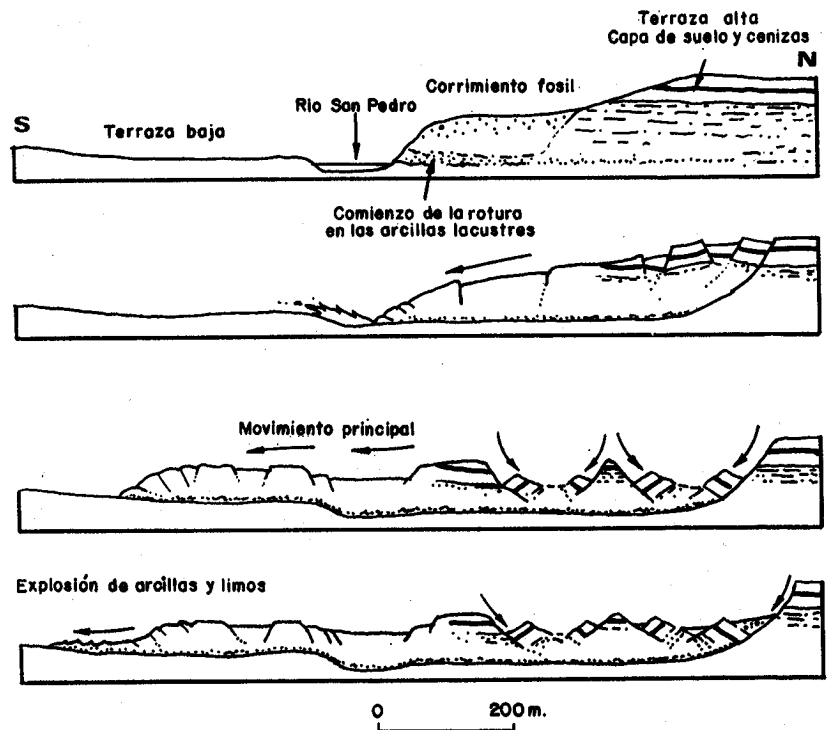
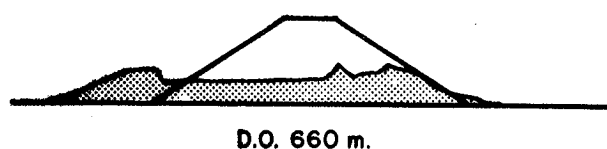
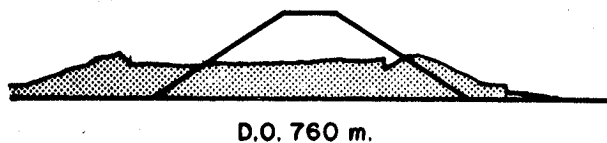


Fig. 2. — Interpretación del gran corrimiento en el río San Pedro, en el terremoto de Chile de 21 de marzo de 1960. (Tomado de Okamoto, 1973.)



D.O. 660 m.



D.O. 760 m.



D.O. 860 m.

Fig. 3. — Rotura del terraplén del ferrocarril de Hokuriku, en el terremoto de Fukui de 28 de junio de 1968.

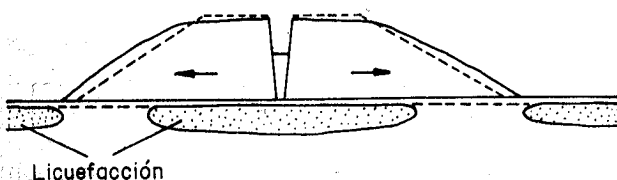
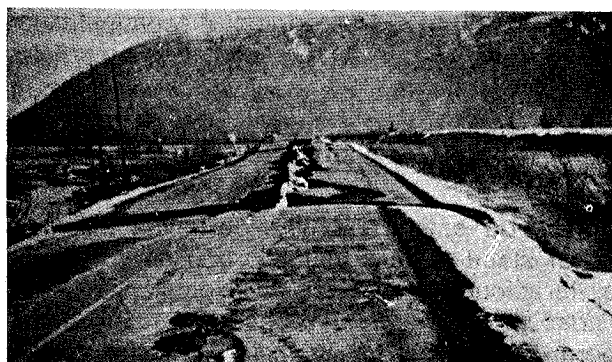


Fig. 4. — Rotura de un terraplén construido sobre suelos limosos saturados en el terremoto de Alaska de 1964.

2.1.2. Trazado.

Las precauciones a tomar por el trazado serán tendentes a eliminar o minimizar los daños descritos anteriormente.

El trazado debe evitar los terraplenes sobre terreno echadizo no consolidado; limos y arenas flojas saturadas o que puedan saturarse y potencialmente licuables; fangos, turbas, arcillas blandas.

No parece que en la zona de sismicidad media (B) estas consideraciones supongan una limitación muy superior que la propia estabilidad del terraplén construido sobre un terreno blando. En la zona de sismicidad acusada (C) tiene mayor importancia y, por tanto, los terraplenes no se cimentarán sobre terrenos de consistencia reducida.

2.1.3. Cálculo.

Tradicionalmente se ha venido considerando que se aseguraba la estabilidad de un talud sometido a vibraciones sísmicas si el coeficiente de seguridad del mismo, sometido a unas acciones sísmicas equivalentes a la máxima aceleración que se puede esperar no baja de un cierto valor mayor que la unidad.

Para los cálculos correspondientes pueden utilizarse los métodos de rebanadas, existiendo también algunos métodos específicos, como los de Newmark (1965) o Schwinn (1971).

En los últimos años se han venido criticando estos métodos. Por ejemplo, Seed y otros (1973) en el análisis de los deslizamientos de las presas del río San Fernando, en el terremoto del mismo nombre, comparan los coeficientes de seguridad obtenidos con diversos tipos de cálculos con el resultado indicado en la tabla I.

Se observa que la influencia de pequeños cambios en los parámetros resistentes modifica notablemente el coeficiente de seguridad obtenido, resultando que la utilización del método puede ser claramente imprecisa.

Como un primer paso hacia el cálculo dinámico Ambraseys (1960), Seed y Martin (1966) consideraron el talud formado por rebanadas horizontales conectadas por muelles y amortiguadores, sometido en su base a un movimiento sísmico tipo formado únicamente por la componente horizontal de movimiento, equivalente a las ondas cortantes (S).

Clough y Chopra (1966) desarrollaron un método de elementos finitos para el cálculo de los valores característicos del movimiento y de las tensiones en los distintos puntos del talud a lo largo del tiempo, considerando el talud sometido en la base al movimiento sísmico de cálculo.

TABLA I
Resultados del análisis pseudoestático de la estabilidad de las presas del río San Fernando
 (Según Seed y otros, 1973)

	Método de evaluación de la resistencia del terreno	Grado de conservadurismo en tal evaluación	Coefficiente de seguridad para $K_h = 0,15$	K_h para coeficiente de seguridad 1,0
Presa inferior	Envolvente de Mohr	Valores mínimos	1,22	0,22
	Compresión confinada	Valores mínimos	1,37	0,25
	Envolvente de Mohr	Valores medios	1,47	0,29
	Compresión confinada	Valores medios	1,61	0,34
Presa superior	Envolvente de Mohr Compresión confinada	Valores mínimos	2,03	0,43
		Valores medios	2,49	0,55

Dicho método ha sido continuado por algún otro autor (Idriss, 1968, Dibaj y Penzien, 1969).

Estos procedimientos de cálculo dinámico en elementos finitos han permitido un mejor conocimiento de la acción de los terremotos sobre estructuras de tierra, pudiendo explicarse en base a licuefacción del terreno o del terraplén la rotura de algunos casos típicos (Seed y otros, 1973, Seed, en Hirschfield y Poulos, 1974).

Cuando no sean de temer este tipo de fenómenos no parece justificado acometer un complicado y costoso cálculo dinámico y podría aceptarse como suficiente un criterio empírico tal como el de Whitman (1970), quien no ha encontrado ningún talud que haya tenido problemas de estabilidad durante un terremoto cuyo coeficiente de seguridad estático (sin acciones horizontales) sea mayor de 1,3.

2.2. Desmontes en roca.

2.2.1. Efectos de los terremotos en desmontes en roca.

Los efectos de los terremotos en desmontes en roca pueden ser muy variados; desde la desorganización general del desmonte (de éste únicamente o dentro de un gran corrimiento de tierras) hasta la simple caída de algún bloque rocoso pasando por la caída de la posible capa superficial alterada, etc.

2.2.2. Condicionamientos para el trazado.

Debe evitarse el trazado que exija realizar desmontes en laderas movidas o potencialmente inestables. Para la clasificación de una ladera como inestable debe prestarse especial atención al estudio de la geología local: discontinuidades en la masa del terreno y posibles superficies de deslizamiento.

2.2.3. Criterios de cálculo.

Habida cuenta de la experiencia existente en inestabilidad de taludes rocosos sometidos a vibraciones con origen en explosiones provocadas por el hombre, parece adecuado incorporar a la ingeniería sísmica los criterios correspondientes que se han establecido en función de la máxima velocidad que alcanzan en él las partículas de roca.

Según Oriard (1970) se producen daños en los taludes en roca si la máxima velocidad de las partículas alcanza los 60 cm/seg. Para una roca típica con celeridad de las ondas de compresión de 3.000 m/seg. equivale a una relación velocidad-celeridad.

$$\frac{v}{c} = 0,2 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

Bauer y Calder (1970) dan la figura 5, tomada de Sassa, en la que se representa la relación entre máxima velocidad de las partículas, ten-

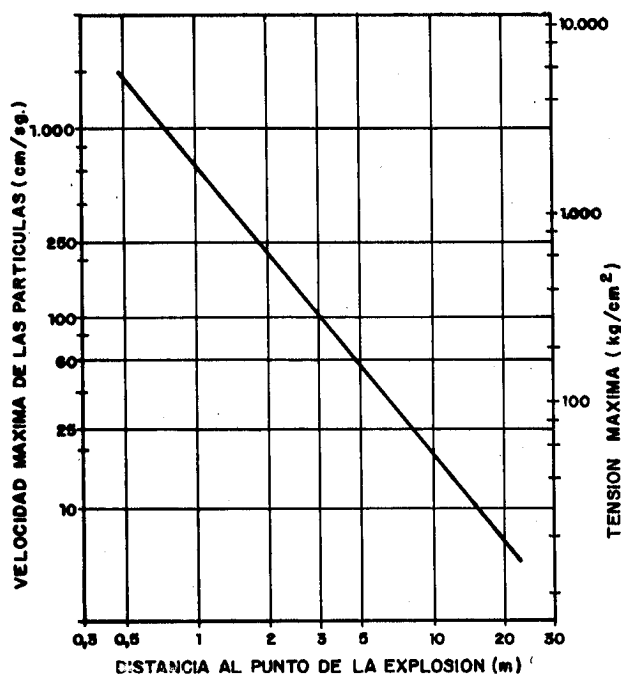


Fig. 5. — Relación entre la máxima velocidad de las partículas y las tensiones máximas generadas por una explosión en un macizo de roca frágil. (Según Bauer Calder, 1970. Tomada de Sassa, 1960.)

sión máxima y distancia al punto de la explosión. En ella se observa que a una velocidad de 60 cm/seg. le corresponde una tensión de 175 Kg/cm², equivalente a la resistencia a la tracción para una roca típica bastante competente.

Con velocidades superiores a 250 cm/seg. puede alcanzarse la resistencia a compresión de la roca.

Partiendo de las anteriores consideraciones Bauer y Calder dan el siguiente criterio:

TABLA II

Daños en taludes rocosos en función de la velocidad de las partículas en el movimiento sísmico.

V (cm/seg)	v/c (mm/m)	Daños presumibles
< 25	< 0,08	No hay peligro en roca sana.
25-60	0,08-0,2	Puede aparecer desprendimiento de lajas por rotura a tracción.
60-250	0,2-0,8	Pueden aparecer grandes roturas por tracción.
> 250	> 0,8	Colapso total del macizo rocoso.

El criterio expuesto en la tabla anterior no exige modificar la inclinación del talud por razones de sismicidad. Pero en cambio, un talud en roca debe revestirse para evitar caída de bloques durante un movimiento sísmico si la velocidad de las partículas alcanza los 25 centímetros por segundo.

La norma sismorresistente española define para una intensidad IX una velocidad máxima de las partículas de 24 cm/seg., por lo que es recomendable revestir los taludes rocosos con malla metálica donde pueda alcanzarse esta intensidad.

2.3. Túneles.

2.3.1. Efectos de los terremotos en los túneles.

Suelen considerarse los túneles como una construcción sísmicamente segura. Los daños observados en distintos túneles que han sufrido los efectos de algún terremoto importante se han producido generalmente en las boquillas o en puntos en que el túnel cruza una zona de terreno especialmente débil, como, por ejemplo, una falla.

2.3.2. Trazado.

Es recomendable emboquillar los túneles en zonas estables de la ladera.

Deberá evitarse en lo posible el cruce de fallas en túnel.

2.3.3. Necesidades de revestimiento.

No existe en la normativa española criterio definido sobre la necesidad de revestimiento en un túnel por consideraciones sísmicas.

Pueden utilizarse los criterios existentes en la técnica de voladuras.

Langefords y Kihlstrom (1963) y Ambraseys, en Stagg y Zienkiewicz (1968) indican la existencia de unos valores críticos de la máxima velocidad de las partículas para los que se producen daños. Estos valores dependen de la calidad de la roca, que puede medirse por la celeridad de las ondas sísmicas en ellas. Llamando v a la máxima velocidad de las partículas

y c a la celeridad de las ondas sísmicas, los valores críticos son los recogidos en la tabla III.

TABLA III

Daños en túneles rocosos en función de la velocidad de las partículas en el movimiento sísmico.

v/c mm/m	Daños presumibles
$< 0,1$	No son de esperar problemas.
$0,1-0,2$	Aparecen desprendimientos de bloques.
$> 0,2$	Se producen roturas en la masa del terreno.

Un túnel deberá revestirse por consideraciones sísmicas si pueden producirse desprendimientos de bloques, es decir, si

$$\frac{v}{c} \geq 0,1 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

Para una roca típica $c = 3.000$ m/seg., por lo que la velocidad crítica de las partículas es 30 cm/seg. Como en la zona C pueden alcanzarse velocidades de las partículas cercanas a éstas deben revestirse los túneles que se construyan en ella.

En todo caso, tanto en zona C como B deberán revestirse o reforzarse las boquillas y las zonas inestables, así como las uniones con otros conductos: ventilación, apartaderos, etc.

El revestimiento que se disponga deberá asegurar el contacto perfecto con el terreno y deberá estar dotado de drenaje.

2.3.4. Cálculo.

No existe método de cálculo universalmente aceptado para el revestimiento de un túnel sometido a las acciones de un terremoto.

Los efectos más desfavorables suelen producirse cuando la dirección de avance de las ondas coincide con la del eje del túnel. Entonces, si el revestimiento está íntimamente unido al terreno, sufre unas deformaciones que pueden suponerse coincidentes con las que tendría éste si no hubiera túnel.

Si el revestimiento es rígido debe soportar unos esfuerzos que pueden calcularse a partir de la curvatura (Newmark y Roseblenth, 1971; Kuesel, 1969).

La máxima curvatura que un sismo puede producir en el revestimiento de un túnel toma el valor:

$$\frac{1}{v_s^2} \cdot x''$$

siendo:

v_s = la velocidad de las ondas cortantes (S) en el terreno.

x'' = la aceleración sísmica máxima.

Si el revestimiento es flexible, las juntas deben permitir que se produzca la deformación correspondiente.

2.4. Criterios sísmicos para el proyecto de muros.

2.4.1. Efectos de los terremotos en muros de contención de tierras.

Los efectos de los movimientos sísmicos sobre los muros de contención de tierras son múltiples y complejos debido a los fenómenos de interacción suelo-estructura. Su estudio se aborda de forma simplificada, existiendo unas precauciones genéricas que deben tomarse en todo caso. Naturalmente, se considera un aumento del empuje en situación dinámica para lo que suelen utilizarse las teorías de Mononobe-Okabe.

A continuación se pasan revista a todos estos puntos.

2.4.2. Trazado.

No existen condicionantes específicos del trazado debido a las consideraciones de los efectos de los sismos en los muros de contención.

2.4.3. Diseño de los muros.

Los muros deben dividirse en bloques, cuyas juntas verticales deben ser incapaces de trans-

pudiendo tomarse aproximadamente:

$$\Delta K_{AD} \simeq \frac{3}{4} K_h$$

El punto de aplicación del empuje también se modifica aumentando los empujes unitarios en cabeza. Puede considerarse que el sobreempuje dinámico ΔE_{AD} actúa a una altura sobre la base del muro de:

$$\frac{1}{2} H a \frac{2}{3} H$$

Para muros que se extienden bajo el nivel freático Matsuo y O'Hara (1960) han desarrollado un método de cálculo basado en los empujes dinámicos de Westgaard (1933). Según éste, el empuje dinámico del agua a una profundidad y cuando la altura total del agua es h , es:

$$P(y) = \frac{7}{8} K_h \gamma_w (h y)^{1/2}$$

El empuje total es:

$$P = \frac{7}{12} K_h \gamma_w h^2$$

Para muros de muelle Matsuo y O'Hara consideran que el empuje del agua en el lado mar puede reducirse durante el terremoto en el valor del empuje calculado, según Westgaard, y en el lado tierras puede aumentar en un 70 por 100 del anterior valor. Esta proporción variará con el tipo de terreno (permeabilidad) y debe ser sumado a los empujes dinámicos del suelo y a los estáticos en el muro.

2.5. Estructuras.

2.5.1. Consideraciones generales.

El fallo de un puente sometido a un movimiento sísmico suele ser debido a los desplazamientos sufridos por sus apoyos. No es normal la rotura de una estructura por sufrir unos esfuerzos superiores a los que producen su agotamiento. La figura 8 es suficientemente expresiva al respecto.

Las diferencias en el movimiento de los ca-

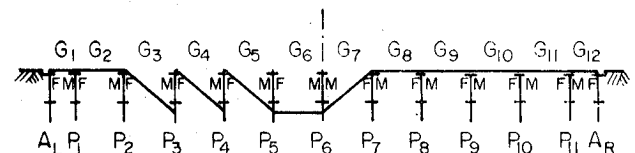
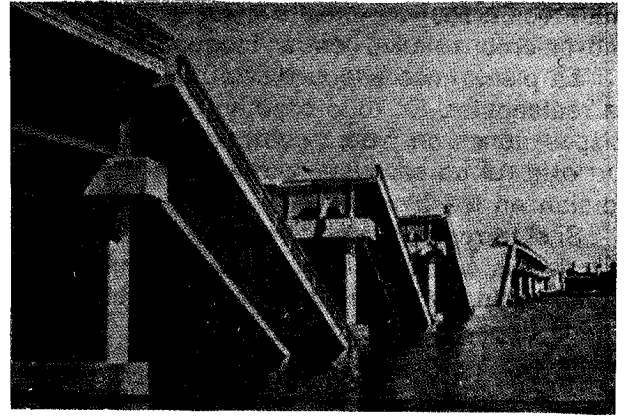


Fig. 8. — Rotura de un puente isostático por caída del tablero. (Según Japan National Committee on Earthquake Engineering, 1965.)

beceros serán debidas fundamentalmente a las diferencias en la calidad del terreno de cimentación, así como a la diferencia de flexibilidades de las pilas. Por este motivo se recomienda adoptar una tipología de cimentación lo más homogénea posible, lo que puede hacer reconsiderar la cimentación en estribo perdido sobre los terraplenes de acceso a estructuras pilotadas, especialmente cuando puedan preverse valores grandes del movimiento horizontal (zona de sismicidad acusada). En todo caso deberá calcularse la entrega de las vigas en los cabeceros a partir del desplazamiento del suelo tipo (base rocosa) afectado de un coeficiente multiplicador por el suelo blando (si lo hay) y por la flexibilidad de las pilas.

2.5.2. Trazado.

Se evitará disponer una estructura con apoyos a ambos lados de una falla susceptible de moverse en un terremoto. Si existiera una falla tal y el trazado no pudiera evitarlo debería cruzarse en terraplén.

2.5.3. Cimentación.

Los distintos apoyos deben transmitir las cargas a terrenos de similares características.

Se evitará que puedan recibir vibraciones sísmicas de terrenos de diferentes características.

2.5.4. Cálculo.

No suele abordarse el cálculo dinámico de las estructuras carreteras, reduciéndose a un cálculo estático equivalente aplicando a la estructura unas fuerzas fundamentalmente horizontales obtenidas afectando al peso del elemento de un coeficiente sísmico definido por una expresión polinómica.

En la normativa española esta expresión es:

$$\alpha \beta \eta \delta$$

donde:

α = es el factor de intensidad, producto del coeficiente sísmico básico (aceleración horizontal máxima) en la zona considerada, por el factor de riesgo (función del período de retorno del sismo considerado).

β = es el factor de respuesta que caracteriza el movimiento inducido en la estructura por el terremoto, según las condiciones de amortiguamiento de aquélla.

η = es el factor de distribución de la fuerza equivalente al sismo entre las distintas masas de la estructura.

δ = es el factor de cimentación y terreno.

Este tipo de formulación es normal en los códigos para estructuras de edificación y no resulta fácil de aplicar a las estructuras carreteras.

Por otro lado no existe diferenciación clara entre el significado de unos y otros coeficientes. Así, el α y el β :

$$\alpha = C \cdot R; \quad C = \frac{C_{\text{básico}}}{2T} < C_{\text{básico}}$$

$$= \frac{B}{\sqrt[3]{T}}; \quad B = 0,6-0,8, \text{ según el presunto amortiguamiento de la estructura}$$

incluyen los conceptos de aceleración sísmica en la roca tipo y respuesta de la estructura en función de su período y su amortiguamiento.

El factor δ incluye la modificación del movimiento sísmico por la existencia de suelo y la influencia del tipo de cimentación en la respuesta estructural.

Sería preferible adoptar un esquema del tipo de:

a) Definición de un coeficiente sísmico básico en cada zona del territorio nacional correspondiente a la aceleración sísmica máxima esperable en el substrato rocoso, para el período de riesgo considerado.

b) Definición del espectro sísmico de respuesta en roca.

c) Modificación del coeficiente sísmico y del espectro por la existencia de suelos sobre la roca.

d) Elección en este espectro del coeficiente sísmico a aplicar a la estructura en función de su período propio y amortiguamiento estructural (incluyendo el efecto del tipo de cimentación o introduciendo para éste un factor multiplicador aparte).

e) Aplicación en su caso de un factor de distribución de la fuerza sísmica equivalente entre las distintas masas de la estructura.

BIBLIOGRAFIA

AMBRASEYS, N. N.: "The Seismic Stability of Earth Dams". Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering. Tokio, 1960.

AMBRASEYS, N. N., y HENDRON, A. J.: "Dynamic Behaviour of Rock Masses". Stagy-Zienkiewicz, 1968.

BAUER, A., y CALDER, P. N.: "The influence and evaluation of blasting on stability". Proceedings of the First International Conference on Stability in Open Pit Mining. Vancouver, noviembre, 1970.

CLOUGH, R. W., y CHOPRA, A. K.: "Earthquake Stress Analysis in Earth Dams". J. Eng. Mech. Div., A.S.C.E., 92 (EM2), abril 1966.

DIBAJ, M., y PENZIEN, J.: "Response of earth dams to travelling seismic waves". J. of Soil Mech. and Found Div. A.S.C.E., marzo 1969.

GARCIA YAGÜE, A.: "Grandes obras públicas en zonas sísmicas". Boletín núm. 17 del S.G.O.P. Madrid, 1963.

GARCIA YAGÜE, A.: "Importancia del terreno en los efectos de los terremotos. Ideas generales sobre su estudio y consideración de cimentaciones recomendables". Boletín núm. 24 del S.G.O.P. Madrid, 1966.

GRANTZ, A.; PLAFKER, G., y KACHADOORIAN, R.: "Alaska's Good Friday Earthquake, March 27, 1964". Washington D.C. Department of the Interior. Geological Survey. Circular 491, 1964.

HIRSCHFIELD, R. C., y POULOS, S. J., ed.: "Embankment-Dam Engineering". Casagrande Volume. John Wiley and Sons, 1974.

- IDRISS, I. M.: "Finite element analysis for the seismic response of earth dams". J. of Soil Mech. and Found. Div. A.S.C.E., mayo 1968.
- Japan National Committee on Earthquake Engineering: "Niigata Earthquake of 1964". Proc. Third World Conf. Earthq. Eng. Aucland and Wellington, Nueva Zelanda, 1965.
- KUESEL, T. R.: "Criterios para el proyecto antisísmico de obras subterráneas". Bol. Inf. Lab. Trans. y Mec. Suelo, núm. 76, noviembre-diciembre 1969, traducido de A.S.C.E., ST6, junio 1969.
- LANGFORDS, U., y KIHLSSTROM, B.: "The Modern Technique of Rock Blasting". J. Wiley. Nueva York, 1963.
- MASTSUO, H., y O'HARA, S.: "Lateral Earth Pressures and Stability of quay Walls During Earthquakes". Proc. 2nd World Conf. on Earthq. Eng. Japon., vol. 1, 1960.
- MONONOBE, N.: "Earthquake-Proof Construction of Masonry Dams". Proc. World Eng. Conf., vol. 9, pág. 275, 1929.
- NEWMARK, N. M.: "Effects of Earthquakes on dams and embankments". Geotechnique, vol. XV, núm. 2, junio 1965.
- NEWMARK, N. M., y ROSEMBLUETH, E.: "Fundamentals of Earthquake Engineering". Prentice Hall, Englewood Cliffs, N. J., 1971.
- Norma Sismorresistente P.D.S.-1, 1974.
- OKABE, S.: "General Theory of Earth Pressure". Journal Japanese Society of Civil Engineers, vol. 12, núm. 1 1926.
- OKAMOTO, S.: "Introduction to Earthquake Engineering". John Wiley and Sons, 1973.
- Orden Circular 224/69P del M.O.P.: "Aplicación de la Norma Sismorresistente P.G.S.-1 al proyecto y construcción de carreteras".
- ORIARD, L. L.: "Dynamics Effects on Rock Masses from Blasting Operations". Slope Stability Seminar. University of Nevada, mayo 1970.
- SCHWINN, K. H.: "Cálculo antisísmico de presas de tierra". Boletín de Información del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, núm. 87, septiembre-octubre 1971.
- SEED, H. B.: "Earth Slope Stability During Earthquakes". Wiegel, 1970.
- SEED, H. B., y MARTIN, G. R.: "The Seismic Coefficient in Earth Dam Design". J. Soil Mech. Found. Div. A.S.C.E., 92 (SM3), mayo 1966.
- SEED, H. B., y WHITMAN, R. V.: "Design of earth retaining structures for dynamics loads". Speciality Conf. of A.S.C.E. at Cornell University, 1970.
- SEED, H. B.; LEE, K. L.; IDRISS, I. M., y MAKDISI, F.: "Analysis of the slides in the San Fernando Dams during the earthquake of Feb. 9, 1971". EERC, University of California at Berkeley, Report n.º EERC 73-2, 1973.
- STAGG, K. G., y ZIENKIEWICZ, O. C.: "Rock Mechanics in Engineering Practice". J. Wiley. Londres, 1958.
- WESTEGAARD, H. M.: "Water Pressures on dams During Earthquakes". Trans. A.S.C.E., vol. 98, 1933.
- WHITMAN, R. V.: "Influence of Earthquake on Stability". Proceedings of the First International Conference on Stability in Open Pit Mining. Vancouver, noviembre 1970.
- WIEGEL, R. L.: "Earthquake Engineering". Prentice Hall. Englewood Cliffs. Nueva Jersey, 1970.