

CUARTO SEMINARIO DE INGENIERIA ESTRUCTURAL - 1988

ESTIMACION DE LA ACELERACION EFECTIVA DEL SISMO DE 1980 EN EL-ASNAM, ALGERIA A TRAVES DEL COMPORTAMIENTO DE PABELLONES DE ESCUELA

Por

Ing. Javier F. Cartin C., Ph.D.
Ingeniería Sismo-Resistente, S.A.

RESUMEN

El comportamiento de ciertos pabellones en una escuela cerca de El-Asnam, Algeria, durante el terremoto del 10 de octubre de 1980 es estudiado con el propósito de determinar la máxima aceleración efectiva del sismo, EPA ("effective peak acceleration"), capaz de inducir el daño observado en la ciudad de El-Asnam [Ref. 1].

Se estudia la importancia del factor EPA con respecto a la aceleración máxima de terreno de un sismo en particular, PGA ("peak recorded ground acceleration"). En general, el PGA puede no corresponder al EPA ya que generalmente existen pulsos de corta duración que no tienen mayor influencia en la respuesta de las estructuras al sismo. La pregunta a cuestionarse es si el EPA puede describir las características de un sismo en mejor forma que el PGA.

Aunque existen muchas incertidumbres respecto a la determinación del EPA, se obtuvo un rango pequeño de valores de éste: 0.28g a 0.35g. Esto es afortunado pero sorprendente a la luz de que se consideraron sismos de características muy distintas. El factor EPA puede ser de gran utilidad para la evaluación del potencial de daño de un sismo, aunque no se debe considerar como único parámetro descriptivo del mismo.

1. INTRODUCCION

Este reporte resume el trabajo de investigación realizado por el autor en la Universidad de California en Berkeley [Ref. 1], bajo la supervisión del Prof. V.V. Bertero.

El 10 de octubre de 1980 un terremoto de magnitud Richter $M=7.2$ ocurre cerca de El-Asnam, Algeria. El epicentro se localizó 10 km al este de dicha ciudad, con una profundidad focal de 10 km. La duración del sismo fue de 35 a 40 segundos. A pesar de que no hubo ningún registro sísmico del evento principal, se estima que la aceleración máxima del terreno, PGA, fue mayor que 0.40g [Ref. 2].

La aceleración efectiva del terreno, EPA, ha sido asociada con el potencial de daño de un sismo. Sin embargo, este término aún tiene que definirse sistemáticamente. Blume [Ref. 3] la define como "la aceleración que es totalmente efectiva en provocar que las estructuras respondan mientras que una mayor no es efectiva del todo". Un análisis detallado de ciertas estructuras simples fue realizado con el doble propósito de determinar el EPA y estudiar si éste podía medir el potencial de daño del sismo.

En la serie de análisis dinámicos no lineales realizados en estas estructuras se variaron ciertos parámetros para los cuales no se contaba con información confiable. Debido a la falta de datos en las características de los materiales y a la sensibilidad de la respuesta dinámica de la estructura a las características dinámicas del movimiento del terreno, los resultados descritos en este reporte deben verse como estimaciones crudas del EPA.

2. MODELO ANALITICO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

El sistema estructural consistió de cuatro columnas cilíndricas en fila soportando una losa de gran masa en su parte superior. Los pabellones cubrían los corredores a lo largo y entre las aulas de una escuela y estaban completamente libres de componentes no estructurales. Por lo tanto, la respuesta sísmica de estos pabellones dependían solamente del sistema estructural.

La falla estructural de los pabellones fue provocada por la falla de las columnas en su base en la dirección transversal. Esta, a su vez fue causada por la fluencia a flexión de las varillas longitudinales seguida por el fracturamiento a compresión del recubrimiento de concreto y el pandeo de las varillas de acero longitudinales a

compresión. Ocurrió daño adicional en otras secciones de las columnas, especialmente en su parte superior. El techo no sufrió ningún daño y la fundación aparentemente permaneció inmóvil durante el sismo. En las Figs. 1 y 2 se muestran algunos pabellones de la escuela. El sistema estructural se muestra en la Fig. 3 y su modelo se idealiza como se ilustra en la Fig. 4, en donde: $L=2.67m$, $M=1.17 \text{ t-seg}^2/m$, $\bar{m}=0.0023 \text{ (t-seg}^2/m)/m$, $M_e=1.23 \text{ t-seg}^2-m$, $EI_{uc}=1843.t-m^2$ (sección no agrietada), $EI_{cr}=769.t-m^2$ (sección agrietada).

Aunque el número de grados de libertad de este sistema es infinito, puede considerarse que dos grados de libertad v_1 y v_2 lo describen en forma adecuada, dado que la masa distribuida de la columna, \bar{m} , es pequeña comparada con la masa concentrada a la altura de techo. Estudios adicionales fueron realizados incluyendo un solo grado de libertad v_1 .

3. ESTIMACION DE LAS CARACTERISTICAS MECANICAS (DINAMICAS)

3.1 Características mecánicas de los materiales

La estructura fue construida de concreto reforzado. No habían datos disponibles, ni de laboratorio ni de diseño, de la resistencia del concreto o del acero. En base a observación visual y en conversaciones con los involucrados en su construcción, las siguientes características de materiales fueron utilizadas:

1) **Curvas de esfuerzo-deformación unitaria para el concreto.** Se utilizaron los siguientes límites superior e inferior de la resistencia f'_c (:resistencia a la compresión medida en cilindros de 0.15m X 0.30m a los 28 días):

- Caso 1: $f'_c = 2110 \text{ t/m}^2$.
- Caso 2: $f'_c = 1760 \text{ t/m}^2$.

Se utilizaron las recomendaciones de Park y Kent para obtener las curvas de esfuerzo-deformación unitaria para concreto confinado e inconfinado y para ambos tipos de concreto [Refs. 4 y 5].

2) **Curvas de esfuerzo-deformación unitaria para las varillas de acero.** Se utilizaron los siguientes límites superior e inferior respecto a su resistencia a la fluencia, f_y :

- Caso 1: $f_y = 35200 \text{ t/m}^2$.
- Caso 2: $f_y = 28100 \text{ t/m}^2$.

A pesar de que se realizaron análisis para las diferentes combinaciones de los valores arriba mencionados, los valores reportados aquí corresponden a los casos 2,

considerados más realísticos (Figs. 5 y 6).

3.2 Diagramas calculados e idealizados de momento-curvatura para las secciones de las columnas

Los cálculos numéricos de los diagramas de momento-curvatura fueron realizados utilizando el programa de cómputo RCCOLA [Ref. 6], en el cual se consideraron las variaciones en las características mecánicas mencionadas anteriormente y el efecto de los siguientes parámetros:

1) Carga axial P. Debido a que el peso tributario a cada columna era de 12 toneladas y a que la componente vertical del sismo se estimó que pudo haber alcanzado un valor de 1.0g, los diagramas de momento-curvatura fueron calculados para 0, 12 y 24 toneladas (Fig. 7). De éstos se desprendió que la influencia de la carga axial en la relación momento-curvatura podía ser despreciada. Se utilizó un valor de 12 toneladas en los siguientes análisis.

2) Recubrimiento. La influencia del recubrimiento en el comportamiento de la columna fue investigado. Dos valores de d' , distancia entre el centro del acero longitudinal y el exterior del concreto del mismo lado de la sección, fueron utilizados: 0.043m y 0.056m. El efecto principal del incremento en el recubrimiento es el de reducir los momentos de fluencia y máximo en menos de un 10% (Fig. 8). Un valor de $d'=0.056m$ fue utilizado en análisis subsiguientes.

La relación de momento-rotación (y no la de momento-curvatura) de regiones críticas de estructuras de concreto reforzado es importante en la determinación de la respuesta sísmica. Debido a que el espaciamiento de aros circulares (0.18m) era mayor que el permitido por el UBC [Ref. 7] para zonas 3 y 4 en Estados Unidos ($d/4=0.074m$) y aún mayor que ocho veces el diámetro de la varilla longitudinal para evitar el pandeo de la misma (0.15m), la posibilidad de pandeo prematuro después de que el concreto de recubrimiento ha sido destruido tuvo que ser considerada. En los pocos pabellones que permanecieron sin caerse, hubo evidencia que las varillas habían iniciado a pandearse. La relación de momento-rotación a lo largo de una región de longitud "l" donde la varilla podía pandearse fue determinada suponiendo que el momento y la curvatura eran constantes. El inicio del pandeo es indicado en la Fig. 8. La curvatura a la cual el pandeo es iniciado no fue determinada con un sólo valor; más bien, un rango de valores definen la incertidumbre: en algún lugar entre la caída del recubrimiento y el inicio del endurecimiento del acero. Sin embargo, se cree que el pandeo fue iniciado a una curvatura cercana al primer valor.

La relación de momento-curvatura tuvo que ser idealizada

para poder utilizarla como dato de entrada al programa de cómputo DRAIN-2D [Ref. 8]. La idealización elástica/perfectamente plástica parece razonable para el rango de curvaturas investigadas. No se consideró ningún aumento de momento debido al endurecimiento del acero debido a que el pandeo de las varillas longitudinales a compresión ocurrió antes. Para el diagrama idealizado de momento-curvatura, se utilizó un valor de rigidez $EI=769 \text{ t-m}^2$ y un momento máximo de 9.24 t-m .

3.3 Resistencia a cortante de las columnas

La resistencia al cortante depende de la resistencia tanto del concreto como del refuerzo en forma de aros. Si se consideran estas dos cantidades, la resistencia de cortante es mayor que la demanda de cortante, calculada ésta como la fuerza necesaria para que exista falla por flexión. Sin embargo, la especificación 2625(f)5 del UBC requiere que la contribución del concreto sea despreciada cuando el esfuerzo axial sobre el área bruta sea menor que $0.12 f'c$. Bajo este concepto, las columnas debieron fallar por cortante aún antes que la fluencia se iniciara. El daño observado en los pabellones que no se cayeron y el tipo de falla observado en los pabellones colapsados revelaron que la falla se debió a la fluencia del acero debido a flexión y no a cortante. Por lo tanto, aunque de acuerdo a las recomendaciones del UBC la resistencia a cortante debió haber controlado la falla, no se consideró el cortante como un problema.

3.4 Amortiguamiento y periodos

A pesar de que se consideraron amortiguamientos del 2% y 5%, se seleccionó el primer valor como el más realista.

Cuando se utilizó el modelo de un grado de libertad, el período de la estructura fue calculado utilizando el método de Rayleigh [Ref. 9] y asumiendo un primer modo de oscilación. Cuando se utilizó el modelo de dos grados de libertad (Fig. 4), el análisis brindó valores para el primer modo similares al calculado para el sistema de un grado de libertad. Para la estructura de dos grados de libertad, los periodos calculados fueron los siguientes:

- Con la sección de las columnas sin agrietarse:

$$T_1 = 0.46\text{seg.} \quad ; \quad T_2 = 0.11\text{seg.}$$

- Con la sección de las columnas agrietadas:

$$T_1 = 0.72\text{seg.} \quad ; \quad T_2 = 0.18\text{seg.}$$

Debido a que la estructura no estaba agrietada antes del terremoto, un valor de $T=0.50\text{seg}$ fue supuesto para la estimación del PGA.

4. ANALISIS PARA LA ESTIMACION DE LA ACELERACION EFECTIVA DEL TERRENO (KPA)

4.1 Introducción

Generalmente el PGA es mayor que el EPA debido a que pulsos de aceleración de valor alto pero de corta duración no tienen mayor influencia en la respuesta de la mayoría de las estructuras. Además, para estructuras esforzadas dentro del rango inelástico, el número y orden de los pulsos de aceleración, así como la duración de estos pulsos y del sismo en sí, influyen sustancialmente en la respuesta y el daño de las estructuras [Ref. 10].

Además de la determinación de periodos, amortiguamiento y masas, como se discutió anteriormente, se encontraron los siguientes problemas en la estimación del EPA:

1) Tipo de movimiento de terreno. Esta es probablemente la incertidumbre de mayor peso en la determinación del EPA. En este estudio, dos tipos de sismo fueron considerados como representativos de las demandas de deformación inelástica: El Centro 1940 S00E y Represa Pacoima Derivado 1971 S16E. Para demandas de deformación inelástica y para estructuras con periodos mayores que 0.40seg., El Centro puede considerarse como límite inferior. El efecto principal es amplificar la respuestas de estas estructuras por un fenómeno de resonancia. El registro Represa Pacoima Derivado es del tipo impulsivo (pulsos de aceleración intensos y de larga duración) y es considerado como límite superior para deformaciones inelásticas.

2) Idealización del diagrama fuerza-deformación lateral. El diagrama idealizado de momento-curvatura se utilizó para estimar la curva de fuerza-deformación lateral como elástica/perfectamente plástica (Fig. 9). El rango de valores obtenidos para el desplazamiento máximo estuvo controlado por el pandeo de las varillas de refuerzo longitudinal a compresión (0.089m-0.157m). El pandeo se supuso que ocurrió con un desplazamiento máximo de 0.10m.

3) Determinación de la ductilidad de desplazamiento.

a) Procedimiento Park y Paulay modificado [Ref. 5]. Estos autores ofrecen una solución aproximada para la relación entre ductilidad de curvatura y ductilidad de desplazamiento para una columna en voladizo con una carga lateral en el extremo. La solución involucra el suponer una distribución de curvatura y una longitud de región plástica. El procedimiento fue modificado para efecto de poder incluir la influencia de un momento en el extremo en la ductilidad de desplazamiento (Fig. 10). Considerando que la iniciación del pandeo se da cuando el concreto de recubrimiento es destruido, la curvatura máxima es igual a 89.8 rad/m y se obtiene un valor de ductilidad de 5.0.

ORIGINAL EN MAL ESTADO

) *Procedimiento alternativo.* Los pabellones se desplazaron sin falla total por lo menos 0.15m, la distancia que separaba a estos de los edificios de aulas. Suponiendo un desplazamiento máximo entre 0.10m y 0.15m y utilizando un desplazamiento de fluencia de 0.029m (Fig. 9), se estima una ductilidad entre 3.5 y 5.0.

2.2 Estimación del EPA

A pesar de que pueden utilizarse diferentes procedimientos para determinar el EPA, el utilizado en este reporte se puede dividir en tres etapas:

Primera etapa: estimación del PGA. El valor máximo de la aceleración del terreno, PGA, es estimado a través de los gráficos desarrollados por Bertero y otros [Ref. 11]. Para un sismo dado o seleccionado, es primero necesaria la determinación del coeficiente η , el cual depende del valor del período, amortiguamiento y ductilidad (Fig. 11). El valor de PGA es calculado directamente de la siguiente ecuación:

$$\eta = \frac{C_v}{|PGA|/g} = \frac{R_y}{m|PGA|}$$

Para los valores calculados de $m=1.20$ t-seg²/m, $C_y=3.46t$, $C_y=0.29$ y $T=0.50$ seg, se obtuvieron valores de 0.55g y 0.35g para los registros de El Centro y Represa Pacoima Derivado, respectivamente.

Segunda etapa: verificación del PGA a través de un programa de análisis inelástico no lineal. En esta etapa se realizan una serie de análisis a través del tiempo utilizando los registros normalizados a los valores de PGA encontrados en la primera etapa de este estudio. Se utilizaron modelos matemáticos de uno y dos grados de libertad.

Para el modelo de un grado de libertad y una rigidez EI correspondiente a sección agrietada, se encontró un desplazamiento de 0.10m para ambos registros mostrados en la tabla No. 1. Para el modelo de dos grados de libertad, el registro Represa Pacoima Derivado normalizado a 0.35g también brindó este valor pero no el registro El Centro normalizado a 0.55g que dio un desplazamiento de 0.07m. Estos resultados indican que los gráficos desarrollados por Bertero y otros [Ref. 11] brindan resultados correctos para sistemas de un sólo grado de libertad pero que no trabajan adecuadamente para sistemas de dos grados de libertad, particularmente para sismos como El Centro. Estos también indican que es necesaria la utilización del modelo de dos grados de libertad para los análisis dinámicos no lineales subsiguientes.

Los resultados del análisis muestran que para obtener un desplazamiento máximo v_u de 0.10m, el PGA debe estar cerca de 0.35g para el registro Represa Pacoima Derivado

normalizado y de 0.65g para el registro El Centro 1940 normalizado.

Tercera etapa: estimación del EPA por medio del método del truncado. En la tercera etapa se utilizó el programa DRAIN-2D para realizar análisis suponiendo los sismos descritos anteriormente, pero truncando los picos de aceleraciones para estudiar la influencia de este truncado en la respuesta de la estructura.

Analizando la variación en el tiempo de los registros sísmicos y de la respuesta de desplazamiento se puede identificar el tiempo en el cual se obtiene el máximo desplazamiento. Tomando esto en consideración, la magnitud de la aceleración del terreno que puede ser truncada sin que se afecte la respuesta máxima de la estructura puede ser estimada.

El desplazamiento máximo de la estructura no necesariamente ocurre cuando se utiliza el sismo sin truncar. El truncado puede variar las condiciones iniciales de respuesta antes de la aplicación de un pulso en particular y aumentar el desplazamiento máximo obtenido. La operación de truncar debe continuar hasta que el máximo desplazamiento empiece a decrecer. La aceleración máxima (truncada o no) con la que se obtuvo la máxima respuesta es considerada como el EPA para el caso considerado y para el sismo especificado. Los efectos del truncado se ilustran en las Figs. 12 y 13.

En la Tabla No. 2 se resume el efecto del truncado en el desplazamiento máximo. Para el registro Represa Pacoima Derivado normalizado a 0.35g, cualquier truncado del sismo reduce el desplazamiento máximo obtenido. Por tanto, el EPA es 0.35g. Para el registro de El Centro normalizado a 0.55g, el desplazamiento máximo aumenta cuando el registro se trunca hasta una aceleración de 0.28g. A partir de ese momento el desplazamiento máximo empieza a disminuirse al continuar truncando el registro. Por tanto, el EPA es 0.28g. Vale la pena notar que el desplazamiento máximo obtenido es aproximadamente 0.10m, el valor buscado y por tanto no fue necesario aumentar la normalización de El Centro a 0.65g, como se había predecido en la primera etapa del análisis.

Para resumir, para el registro de El Centro normalizado a 0.55g, se obtuvo un valor de EPA de 0.28g. Para el registro de Represa Pacoima Derivado normalizado a 0.35g, el EPA fue de 0.35g.

5. RESUMEN Y CONCLUSIONES

- 1) El modelo matemático de dos grados de libertad (y no el de uno) debe ser utilizado.
- 2) Entre los parámetros que afectan EPA se mencionan: a) la idealización del diagrama de fuerza-deformación lateral (que a su vez depende de las propiedades de materiales, recubrimiento, carga axial, pandeo de las varillas longitudinales a compresión, rotación de la base, etc.), b) período de vibración y amortiguamiento y c) características del terremoto.
- 3) Debido a que los sismos considerados no producen la respuesta observada, éstos tuvieron que ser normalizados a los valores de PGA determinados en las dos primeras etapas de la investigación. Los valores de EPA determinados en este estudio fueron determinados, por lo tanto, del truncado de registros alterados, debido a su normalización. La utilización de los registros originales hubiera producido desplazamientos pequeños y no hubieran provocado el resultado observado en la realidad, o sea el colapso de las estructuras.
- 4) Los resultados obtenidos indican que para los dos tipos de sismo considerados, el EPA necesario para provocar el daño observado está entre 0.28g y 0.35g. Este rango tan pequeño es aparentemente afortunado a la luz del gran rango de parámetros que afectan el resultado. Generalmente, el EPA depende no solamente del tipo de registro sísmico considerado, sino de la interacción de las características dinámicas del suelo con el sistema suelo-fundación-estructura. Aún más, el EPA depende del estado límite en consideración. Aunque el EPA puede brindar una idea del potencial de daño de un sismo en particular, su utilización como único parámetro para definir éste puede ser muy engañoso.

RECONOCIMIENTOS

La investigación en la cual se basó este reporte fue auspiciada por el National Science Foundation (Grant No. CEE-81-10050) y se llevó a cabo bajo la supervisión del Prof. V. V. Bertero de la Universidad de California en Berkeley. Se aprecia y reconoce la asistencia de Richard Steele y Oscar Fernández en la preparación de las ilustraciones.

REFERENCIAS

- (1) Cartin, J.F. y Bertero, V.V., "Estimation of Ground Motion Characteristics of the El-Asnam, Algeria Earthquake of October 10, 1980, Through Analyses of the Performance of School Canopies", Master of Engineering Thesis, Depto. de Ing. Civil, Universidad de California en Berkeley, mayo 1984.
- (2) Bertero, V.V. y Shah, I. (coordinadores) y otros, "El-Asnam, Algeria Earthquake of October 10, 1980: A Reconnaissance and Engineering Report", National Research Council, Committee on Natural Disasters, Engineering Research Institute con auspicio del National Science Foundation, Berkeley, California, 1983.
- (3) Blume, J.A., "On Instrumental Versus Effective Acceleration and Design Coefficients", Proceedings, The 2nd National Conference on Earthquake Engineering, Universidad de Stanford, Stanford, California, págs. 868-882, 1979.
- (4) Kent, D.C. y Park, R., "Flexural Members with Confined Concrete", Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 97, ST7, julio, 1971.
- (5) Park, R. y Paulay, T., "Reinforced Concrete Structures", John Wiley & Sons, Inc., Nueva York, 1975.
- (6) Mahin, S.A. y Bertero, V.V., "RCCOLA-A Computer Program for Reinforced Concrete Column Analysis-User's Manual and Documentation", Departamento de Ingeniería Civil, NISEE, Universidad de California, Berkeley, 1977.
- (7) "Uniform Building Code", International Conference of Building Officials, Whittier, California, 1982.
- (8) Kannan, A.E. y Powell, G.H., "DRAIN-2D-A General Purpose Computer Program for Dynamic Analysis of Inelastic Plane Structures with User's Guide", Reportes No. EERC 73-6 y EERC 73-22, Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, Berkeley, 1973 y 1975.
- (9) Clough, R.W. y Penzien, J., "Dynamics of Structures", McGraw-Hill, Inc., 1975.
- (10) Bertero, V.V., "Implications of Recent Results on Present Methods for Seismic Resistant Design of R/C Frame-Wall Building Structures", Proceedings, 51st Annual Convention, SEAOC, California, 1982.
- (11) Bertero, V.V., Mahin, S.A. y Herrera, R.A., "Aseismic Design Implications of Near-Fault San Fernando Earthquake Records", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 6, 31-42, 1978.

DESCRIPCION DEL SISMO	NO. GRADOS DE LIBERTAD CONSIDERADOS	v_u (*)
EL CENTRO 1940 NORMALIZADO A 0.55 g.	1	0.106 m.
	2	0.070 m.
REPRESA PACOIMA 1971 (DERIVADO)NORMALIZADO A 0.35 g	1	0.105 m.
	2	0.100 m.

*) $EI_{cr} = 769 \text{ t-m}^2$ (sección agrietada)

TABLA N°1 DESPLAZAMIENTO LATERAL MAXIMO, v_u

DESCRIPCION DEL SISMO	ACELERACION MAXIMA TRUNCADA	MAXIMO DESPLAZAMIENTO v_u	
		TIEMPO	v_u (*)
EL CENTRO 1940 NORMALIZADO A A 0.55 g	0.55 g	2.01 seg.	0.070 m.
	0.32 g	5.38 seg.	0.098 m.
	0.28 g	5.38 seg.	0.104 m.
	0.22 g	5.37 seg.	0.101 m.
REPRESA PACOIMA 1971 (DERIVADO)NORMALIZADO A 0.35 g	0.35 g	3.65 seg.	0.100 m.
	0.30 g	3.65 seg.	0.089 m.

*) $EI_{cr} = 769 \text{ t-m}^2$ (sección agrietada)

TABLA N°2 EFECTO DEL TRUNCADO DE LOS SISMOS EL CENTRO 1940 NORMALIZADO A 0.55 g Y REPRESA PACOIMA 1971 (DERIVADO)NORMALIZADO A 0.35 g EN LA RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTO DE LOS PABELLONES