

ANÁLISIS DE RESPUESTA DINÁMICA PARA LA REPRESA DE RÍO BLANCO: EJEMPLO DE MICROZONIFICACIÓN LINEAL

Américo L. Fernández¹ y Alan R. Crumley¹

RESUMEN: Cuando se tiene una estructura de tierra “infinitamente” larga, como puede ser un dique o una represa, fundada sobre depósitos de suelo heterogéneos, los efectos de amplificación local pasan a tener especial importancia. En este caso, aún a pesar de que la estructura de tierra pueda resistir la excitación sísmica de diseño, el hecho de que existan zonas localizadas con mayor amplificación, implicaría una concentración de esfuerzos cortantes. Como resultado, podrían producirse deformaciones diferenciales, las cuales pueden no afectar la estabilidad del dique, pero pueden producir grietas transversales de tracción. Este efecto es mucho más perjudicial, pues permite el flujo de agua a través del dique. Este estudio presenta los resultados de una microzonificación lineal (~1.0 Km de longitud) a lo largo del eje de la futura represa de Río Blanco, en el área de Naguabo, Puerto Rico. El objetivo era determinar si existen zonas de mayor amplificación debido a las condiciones geotécnicas locales.

INTRODUCCIÓN

El análisis de respuesta de un depósito de suelos ante una carga sísmica puede evaluarse por diferentes métodos. El método más utilizado hasta ahora ha sido el equivalente lineal, utilizándose en menor proporción los métodos no lineales. Estos últimos, a pesar de que proveen resultados más representativos del fenómeno modelado, tienden a ser analíticamente más complicados y necesitan de mayor cantidad y calidad de datos de entrada.

Se han desarrollado diversos métodos para evaluar la respuesta del suelo ante una excitación sísmica. La mayoría de estos métodos suponen una propagación ascendente de ondas planas de corte desde la roca hacia los estratos superiores. La metodología de estos análisis sigue un procedimiento bastante similar en todos los casos. La misma, se describe a continuación:

1. El primer paso para realizar un análisis dinámico es determinar las características de las excitaciones más probables a transmitirse a través la formación rocosa bajo el depósito, y seleccionar un acelerograma con características similares para usarlo en el análisis. La aceleración, el período predominante y la duración efectiva son los parámetros más importantes de un sismo, el cual puede obtenerse de registros previos o puede generarse un registro sintéticamente.
2. Como segundo paso, es de suma importancia determinar los parámetros dinámicos del depósito de suelo. Para esto, diversos autores han establecido relaciones entre el módulo de corte dinámico y el amortiguamiento, como función a las deformaciones por corte, considerando una gran diversidad de suelos.
3. Seguidamente se debe calcular la respuesta del depósito de suelo debido al sismo. Para el análisis puede usarse un método unidimensional si las estructuras estratigráficas son predominantemente horizontales; en este caso, el método más utilizado es el modelo equivalente lineal. En caso contrario, se deberá hacer uso de modelos que consideren la variabilidad espacial de los estratos y la transmisión de ondas en tres dimensiones, o si no, un análisis con elementos finitos.

De estas metodologías, la más ampliamente utilizada en todo el mundo es el modelo equivalente lineal, debido a su facilidad de programación y al hecho de que los datos de entrada son relativamente fáciles de obtener. Este modelo se basa en que la respuesta dinámica de un material con respuesta histerética no lineal, como lo es el suelo, puede aproximarse satisfactoriamente a un modelo elástico amortiguado. Esta suposición es válida siempre y cuando las propiedades dinámicas del modelo sean escogidas apropiadamente. Generalmente, estas propiedades se obtienen mediante un proceso iterativo, en el cual el modelo considera la dependencia que existe entre las deformaciones por corte, el módulo de corte, G y el amortiguamiento viscoso. La obtención de estos parámetros se

¹ **Geoconsult, Inc.** – Geotechnical Engineers P.O. Box 362040, San Juan, PR 00936-2040.

ha vuelto una práctica estándar y los ingenieros de campo y de laboratorio están cada vez más familiarizados con dichos ensayos, tanto en el campo como en el laboratorio.

A pesar del costo de los ensayos, en la actualidad ha aumentado la frecuencia con que los mismos se realizan, a tal punto que se cuenta con una cantidad importante de bibliografía técnica sobre estos parámetros. Además el método se realiza a través de un análisis elástico iterativo, el cual es ampliamente conocido. Por todas estas razones, este método es el más utilizado en el análisis dinámico de suelos. Cabe mencionar que este es un modelo elástico basado en esfuerzos totales, por lo que, el mismo no calcula presiones de poros ni deformaciones permanentes; éstas deben ser inferidas de ensayos de laboratorio bajo condiciones simuladas de carga estática y dinámica. Debido al hecho de que no se considera el efecto del incremento de la presión de poros, los esfuerzos y las aceleraciones calculadas podrían ser sobreestimadas.

SHAKE (Schnabel y otros, 1972) es el programa más ampliamente usado en todo el mundo para cálculos dinámicos basados en el modelo equivalente lineal. SHAKE calcula la respuesta de un sistema de estratos homogéneos, viscoelásticos y de extensión horizontal infinita que son sometidos a ondas de corte que viajan en dirección vertical. La no-linealidad del módulo de corte y del amortiguamiento se toma en cuenta mediante el uso de propiedades lineales equivalentes (Seed e Idriss, 1979) a través de un procedimiento iterativo para así obtener valores del módulo de corte y de amortiguamiento compatibles con las deformaciones efectivas en cada estrato.

SISMICIDAD EN PUERTO RICO

Puerto Rico se encuentra dentro de una zona de sismicidad moderada al borde noreste de la Placa del Caribe, la cual se caracteriza por una mediana frecuencia de terremotos producidos de escasas a medianas profundidades. Las zonas de actividad sísmica se enumeran a continuación:

1. Al este de la Fosa de Anegada, a 40 kilómetros al sureste de Puerto Rico y al sur de la isla de Vieques, en dirección hacia Anegada;
2. Al oeste del Canal de La Mona, específicamente en la fosa de Mona, a 35 kilómetros de la cara nororiental de Puerto Rico, desde la isla de Desecheo en dirección hacia el norte;
3. En la trinchera de Puerto Rico, a 100 kilómetros de la costa norte de la isla.
4. Existe también otra zona de menor importancia conocida como la Fosa de Muertos, a 80 kilómetros de la punta sureste de la isla, la cual no ha mostrado mucha actividad sísmica.

Un Memorando de Diseño del Cuerpo de Ingenieros de EE.UU. (1978) indica que en Puerto Rico solamente se han registrado tres ó cuatro terremotos de poca magnitud, con epicentros bajo la isla. En esos casos, el foco se encontró a profundidades mayores de 30 kilómetros, siendo esta profundidad similar al espesor de la corteza. Se desconoce la naturaleza de los mecanismos focales o desplazamientos que producen estos terremotos. Desde la década de los 70, la Red Sísmica de Puerto Rico ha estado en operaciones y se han obtenido un gran número de registros. En 1987, se registró un terremoto de 4.6 Magnitud Richter en la vecindad del pueblo de Boquerón.

Desde 1717 han ocurrido alrededor de 50 terremotos en esta zona, con intensidades desde importantes a moderadas, casi todos de intensidad Clase V (sentida por casi todos, algunos platos rotos y ventanas partidas, movimiento o desplazamiento de objetos altos²). Dos terremotos muy destructivos y bien documentados han afectado la isla dentro en los últimos 130 años, en 1867 y 1918. Ambos terremotos produjeron maremotos (*tsunamis*) que causaron estragos (Algermissen, S. T, 1983).

El terremoto de 1867 (M~7.5) ocurrió al este de Puerto Rico en las Islas Vírgenes entre Santa Cruz y San Tomás, supuestamente en la Fosa de Anegada, pegado al lado sur de San Tomás. Le siguieron numerosos terremotos secundarios, el último de los cuales ocurrió cuatro meses después y fue casi tan violento como el primer terremoto.

En 1918 se produjo un terremoto (M~7.5) que se originó en el Canal de La Mona, al oeste de Puerto Rico. Indiscutiblemente, éste es el terremoto más importante y más severo que ha afectado a la isla. Las intensidades fueron del orden de Mercalli IX en Aguadilla y en Mayagüez, y Mercalli V en Fajardo, según Picó (1969)³. Durante el siguiente mes, se sucedieron varios terremotos secundarios.

Según el ingeniero José Luis Capacete (1989), el máximo terremoto posible que pudiera afectar a San Juan sería producto de un sismo M=8.3 originando en la trinchera de Puerto Rico a 80 kilómetros y con un período de retorno mayor de 200 años. Adicionalmente, deben considerarse otros dos terremotos posibles: uno con M=7.5 originando en la Trinchera de Anegada a 90 kilómetros de distancia, y otro con M=7.5 en el canal de La Mona a

² Según la escala Modificada de Mercalli (1931)

³ Picó no menciona la escala utilizada, pero dice que varía entre 1 y 10. Ya que los primeros estudios sismológicos en Puerto Rico usaron la escala Rossi-Forel, se presume que ésta fue la utilizada por Picó, en cuyo caso RF5 corresponde a MM5 ó MM6, y RF9 corresponde a MM8 ó MM9. Ver Kramer (1996), Figura 2.27.

130 kilómetros. Sin embargo, es necesario considerar el máximo terremoto probable en el período de retorno que sea necesario considerar. Debido a que el registro histórico cubre alrededor de 400 años, y considerando que solamente se ha reportado un evento que pudiera haber sido un terremoto con $M \sim 8$ (el terremoto de 1787), se estima que ha sido conservador el seleccionar un terremoto con $M \sim 8.0$ al lado sur de la Trinchera de Puerto Rico como el terremoto de diseño, a 80 kilómetros al norte de San Juan⁴. Para la Fosa de Anegada, hay aún menos datos y por tanto utilizamos el terremoto de 1867 ($M \sim 7.5$) como el terremoto de diseño para eventos que originan en la Fosa de Anegada a 95 kilómetros del sitio.

La atenuación de las ondas sísmicas y la distancia de fallas tectónicas activas indican que las aceleraciones producidas por sismos deben ser menores de 0.20g. Según Capacete, la fórmula que propuso Donovan (1973)⁵ parece predecir con bastante certeza las aceleraciones que producen los sismos que se originan cerca de la isla. Para un terremoto que se origine en la Trinchera de Puerto Rico, se calcula una aceleración de 0.13g en roca. Si el terremoto se origina en la Fosa de Anegada, la aceleración sería de 0.08g. Un terremoto que se origine en el Canal de La Mona ($M=7.5$ a 130 kilómetros) produciría una aceleración de 0.06g. Los valores calculados pudieran requerir amplificación, dependiendo de la rigidez y profundidad de los suelos sobre la roca en cada sitio específico. Estos valores comparan favorablemente con los presentados anteriormente por Capacete⁶ para San Juan, usando terremotos que se originen en estos dos sitios.

Según Capacete (comunicación personal, 1995), los valores de aceleración de 0.12g a 0.15g comparan favorablemente con los valores que se obtienen usando la fórmula de Donovan. Por esto, el terremoto de 1943 ($M \sim 7.8$) con su epicentro en la Trinchera de Puerto Rico no causó daños dado la atenuación de las ondas sísmicas según llegaban a la isla. McCann (1993), sin embargo, sugiere un valor máximo de aceleración entre 0.15g a 0.20g con un período de recurrencia de 100 años, aunque recomienda valores más altos para los códigos de edificación (0.30g en Puerto Rico y 0.35g en Vieques), basados en la posibilidad de que la atenuación sea menor de lo que Donovan y Capacete calculan; en otras palabras, la fórmula de atenuación de Donovan pudiera dar resultados poco conservadores o muy arriesgados. Capacete⁷ menciona que Gutenberg y Richter hacen mención al hecho de que a Puerto Rico se le ha otorgado una reputación sísmica inmerecida. No obstante, AASHTO ha colocado a Puerto Rico en su Zona 3, la cual impone una aceleración máxima de 0.2g en puentes.

DEFINICIÓN DE LOS MOVIMIENTOS FUERTES DEL TERRENO.

De acuerdo con la definición de los movimientos fuertes esperados, basados en el estudio de la sismicidad local, se buscaron registros de movimientos fuertes que se ajustaran a esas características para los efectos del análisis. Complementariamente, se utilizaron los correspondientes niveles de diseño y escenario de peligro para definir el riesgo sísmico del área. Debido a la falta de información referente a movimientos fuertes locales, los acelerogramas utilizados en el estudio provienen de estaciones colocadas en sitios con condiciones similares a las de Río Blanco (epicentros situados a 35 a 120 Km, máxima magnitud creíble $M_w = 7.5$ y aceleración pico del suelo 0.19 g). En todos los casos, solamente se utilizaron registros reales de movimientos fuertes para el análisis. Dichos registros se obtuvieron de las siguientes fuentes:

1. STROGMO: Base de datos de movimientos fuertes del terreno, la cual parte de los servicios ofrecidos por el NCEER (*National Center for Earthquake Engineering Research*), hoy MECER (*Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research*).
2. Programa para el Registro de Movimientos Fuertes (NSMP, *National Strong-Motion Program*) del Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS).

Aunque los registros que se utilizaron en este estudio no se obtuvieron cerca del área en estudio, los mismos son perfectamente aplicables por dos razones principales: La primera es la disponibilidad de registros medidos en sitio. Es casi imposible conseguir registros con una coincidencia perfecta en magnitud, duración, distancia epicentral, estaciones situadas en afloramientos rocosos y correspondencia de la aceleración pico. La segunda es que el comportamiento dinámico siempre se representa mejor con datos reales que con sintéticos. Más aún, un

⁴ El terremoto de 1787 pudiera haber sido de magnitud 8, pero algunos daños que se atribuyen a movimientos sísmicos parecen ser resultado de asentamientos diferenciales durante la vida de ciertas estructuras y no de terremotos. Particularmente se señala al castillo del Morro, según Capacete (comunicación personal).

⁵ Donovan presenta la fórmula siguiente: $a = \{1080 e^{0.5M}\} / (d + 25)^{1.32}$, donde a es la aceleración en sitio, en gales (1 gal = 980cm²/seg), d es en kilómetros, M es la magnitud Richter.

⁶ Capacete (1989): Los valores reportados son 0.15g para $M=8.3$ en la Trinchera de Puerto Rico, 0.09g para $M=7.5$ en la Fosa de Anegada, y 0.06 para $M=7.5$ en el Canal de La Mona.

⁷ Capacete, José L., Tren Urbano, documentos para realización del diseño, 1995

movimiento de suelo creado artificialmente en el dominio de tiempo que coincide con un conjunto de parámetros no será único, puesto que pueden resultar varios registros sintéticos en el dominio de frecuencia.

Se escogieron tres eventos para este estudio. En todos los casos se seleccionaron eventos registrados en estaciones situadas a campo abierto (*free field*). Todas las estaciones seleccionadas están alejadas de edificaciones o estructuras importantes para evitar el efecto de interacción suelo-estructura.

Los registros escogidos para este estudio se presentan en la Tabla 1. En la misma aparecen las características de los sismos obtenidos del estudio de amenaza sísmica. A fin de mejorar la calidad de los resultados, se decidió utilizar sismos reales en lugar de sismos generados sintéticamente, ya que los primeros tienen una mayor riqueza de frecuencias.

Tabla 1: Registros utilizados en el análisis sísmico.

	Evento Sísmico		
Propiedades	1. Baja California	2. Loma Prieta	3. Valparaíso, Chile
Fecha	12/11/54	18/10/89	03/03/85
Estación	El Centro Imperial Valley	Santa Cruz Gavilan College	Papuda, Chile
Magnitud	6.3 ml	7.1 ml	7.8 ms
Profundidad	16 Km	11 Km	33 Km
Dist. Epicentral	59 Km	N/A	87 Km
Aceleración pico	0.18 g	0.26 g	0.19 g
Geología	Aluvión	N/A	Granito

PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS

Para el análisis dinámico se tomaron 9 perfiles estratigráficos para evaluar la respuesta de los suelos de fundación de la presa. Estos depósitos de suelos tienen un espesor promedio de unos 30 m (~90 pies) a lo largo del eje de la presa. Los parámetros geotécnicos de dicho perfil fueron obtenidos de ensayos de campo, los cuales incluyen: SPT, CPT y ensayos sísmicos tipo “downhole”. El perfil a lo largo del dique tiene una estructura altamente estratificada, presentando intercalaciones de estratos arenosos y arcillosos, los cuales, de acuerdo a reconocimientos geológicos realizados previamente, corresponden a dos ambientes geológicos bien diferenciados: el primero corresponde a una estructura coluvial en forma de abanico que cubre el área norte de la cuenca; mientras que el segundo corresponde a un depósito aluvial, formado principalmente por estratos sedimentarios depositados por el Río Blanco (ver Figura 1).

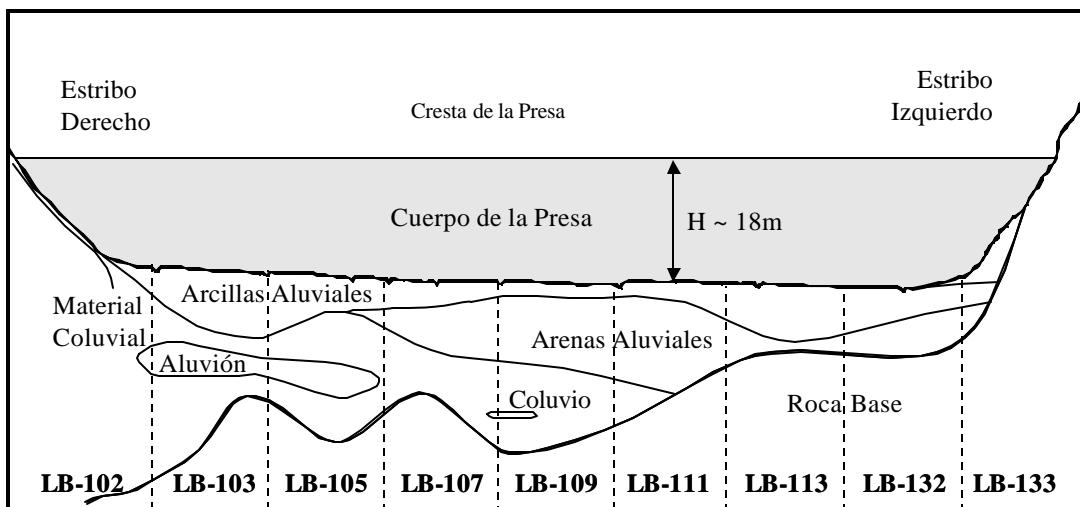


Figura 1: Mapa de estructuras geológicas y ubicación de los sondeos SPT.

Como consecuencia de este ambiente geológico tan complejo, el suelo de fundación de la presa se muestra altamente estratificado, presentando intercalaciones de estratos arenosos y arcillosos, provenientes de depósitos coluviales y aluviales. Vale la pena destacar que el espesor del depósito varía significativamente de un estribo al otro. En general, el depósito de suelo presenta un estrato blando en superficie, siendo el resto del perfil bastante rígido. Los valores de velocidad de ondas de corte, utilizados en los análisis, corresponden tanto a mediciones en

sitio, como a valores obtenidos de correlaciones ampliamente aceptadas con los datos del SPT y CPT. En cuanto a las curvas de degradación del módulo de corte G y el amortiguamiento viscoso en función de la deformación cortante para cada estrato, se utilizaron las relaciones propuestas por Vucetic y Dobry (1981).

Para efectos del análisis se utilizó el programa SHAKE (modelo equivalente lineal). La profundidad a la cual se aplica la excitación en la base varía de un perfil a otro, debido a la complejidad de las estructuras geológicas. Adicionalmente, se utilizaron los sismos reales presentados en la Tabla 1 como movimientos de entrada.

La excitación en la base varía entre 30 y 100 pies, dependiendo dónde el suelo alcanza un valor de velocidad de propagación de ondas de corte de 600 m/seg, la cual puede considerarse prácticamente como “roca equivalente” para los efectos de la definición de la roca base.

Como resultado de estos análisis, se muestran valores de la máxima aceleración pico esperada en superficie y los correspondientes períodos naturales para cada perfil considerado. Asimismo, se presentan curvas de aceleración contra profundidad, las cuales son de vital importancia en los análisis de riesgo de licuación. Por último, se generaron los espectros de respuesta junto con sus respectivos espectros promedios y se presenta un espectro de diseño general considerando todos los promedios.

Adicionalmente, se analizan los resultados obtenidos a fin de proponer soluciones conceptuales para mitigar los efectos locales, las cuales podrían incluirse en el diseño o en futuros planes de contingencia, dependiendo de la relevancia de los mismos.

Por último, se calcularon los espectros de respuesta para cada sismo, considerando un amortiguamiento del 5%. Estos espectros se graficaron junto con el respectivo espectro promedio. Adicionalmente, en cada caso se presenta un gráfico normalizado de estos mismos resultados, y un gráfico adicional con el espectro promedio y el espectro promedio más una desviación estándar.

ACELERACIÓN DEL TERRENO

Las aceleraciones calculadas para los perfiles de suelo a lo largo del eje de la presa muestran que un valor promedio de 0.28g con un coeficiente de variación de 0.27. Considerando que las fronteras definidas por el promedio más, y menos, una desviación estándar, podemos concluir que es razonable escoger 0.19g y 0.40g como límites inferior y superior de aceleración para los análisis de licuación (ver Figuras 2 y 3).

El mayor valor de aceleración pico se consiguió hacia el centro del eje de la presa, donde la aceleración del suelo alcanza valores de 0.38g y 0.42g correspondientes a factores de amplificación de 2.0 y 2.0 respectivamente (sitios LB-107 y LB-109).

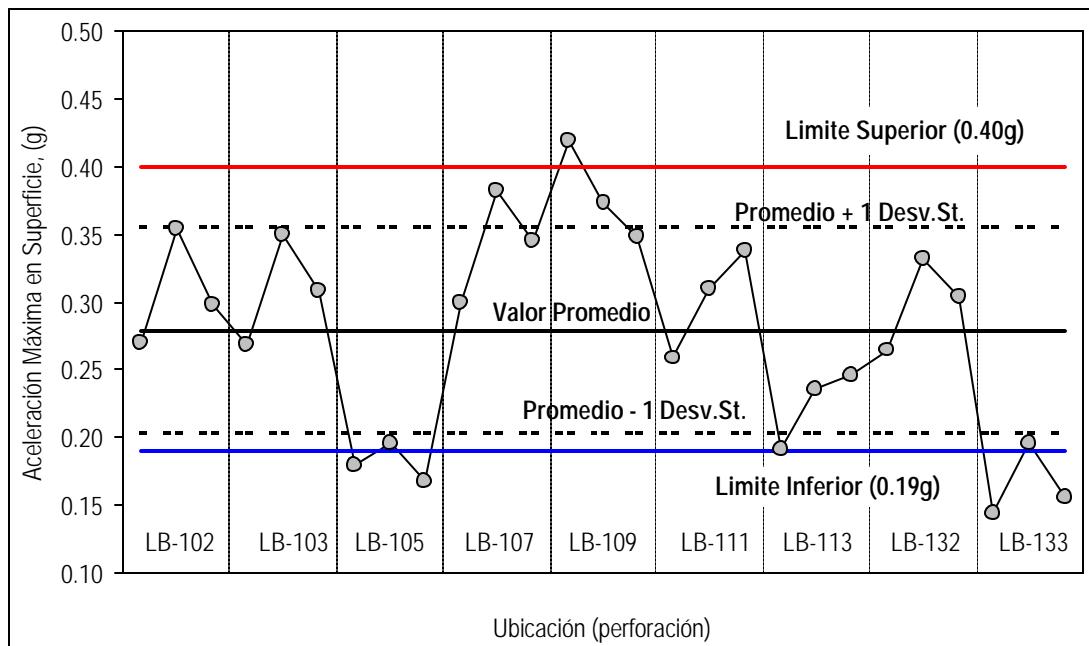


Figura 2: Aceleraciones de pico calculadas en cada sondeo.

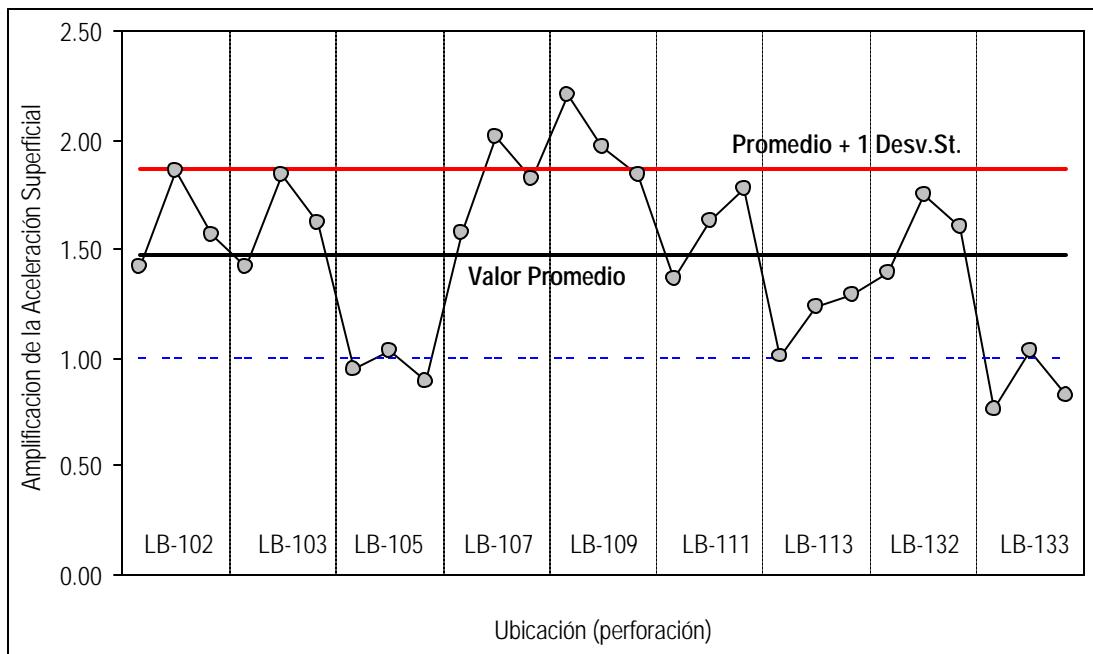


Figura 3: Factores de amplificación calculados en cada sondeo.

En general, los factores de amplificación se encuentran entre 0.76 y 2.20, observándose un valor promedio de amplificación de 47% (ver Figura 3). Cabe mencionar que, en todos los casos, los perfiles muestran amplificación significativa en la superficie, sin embargo, los mismos muestran amplificaciones despreciables a partir de 10 pies de profundidad.

Esto implica que, para los propósitos de cálculo de aceleración inducida en los estratos arenosos (para los análisis de licuación), la amplificación del suelo es despreciable. Puede asumirse que los valores de aceleración pico en la superficie son los mismos que la profundidad de las fundaciones (0.19g). Estos resultados se muestran en la Figura 4.

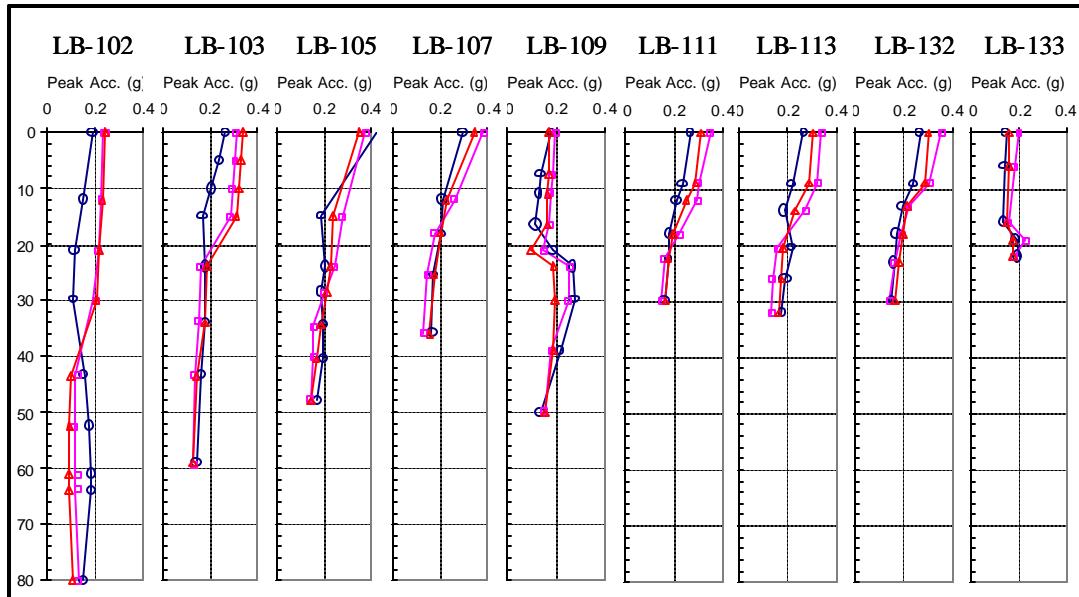


Figura 4: Cálculo de aceleración contra profundidad.

Es importante señalar que los análisis con SHAKE generan una respuesta mayor que la esperada para un tipo dado de depósitos de suelo. Esto es causado, en general, por la naturaleza elástica del análisis, el cual tiende a acumular valores de respuesta más grandes debido a pseudo-resonancias cuando existe coincidencia entre la frecuencia predominante del movimiento del suelo y la frecuencia natural del depósito (Finn 1998). En este

análisis, las propiedades del suelo que definen la compatibilidad esfuerzo-deformación se consideran constantes durante la duración del terremoto, independientemente del tipo de deformaciones. Adicionalmente, este método no permite representar los cambios de rigidez del suelo que realmente ocurren durante un terremoto, es por ello que la respuesta dinámica continua acumulándose en cada una de las etapas pseudo-resonantes (Kramer 1996).

Bajo condiciones reales de excitación por movimientos fuertes, el comportamiento de esfuerzo-deformación del suelo va a ser predominantemente elástico-no lineal, y la amortiguación tendrá histéresis. Esto significa que en cada ciclo de carga el suelo sufrirá un proceso de ablandamiento, o comportamiento post pico, cada vez que se alcance el punto cedente, perdiendo energía de acuerdo con la amplitud de la curva de histéresis. Sin embargo, durante la evaluación de la aceleración pico del suelo utilizando SHAKE91, la respuesta calculada tiende a ser por lo menos 30% mayor que los valores medidos in situ; esto puede justificarse en virtud de las suposiciones hechas: Las propiedades del suelo son linealmente elásticas y el movimiento fuerte es representado por un número equivalente de ciclos de esfuerzo (Crespellani & Madiai 1991).

ESPECTROS DE RESPUESTA

Como fase final de este estudio se generaron los espectros de respuestas respectivos a todos los casos analizados con SHAKE. En este caso, dichos espectros fueron calculados para un amortiguamiento del 5%. Una vez graficados todos los espectros, se agregó un espectro de referencia como soporte para la definición del espectro de diseño del sitio. Dicho espectro de referencia se calculó como el promedio de todos los espectros más una desviación estándar (ver Figura 5).

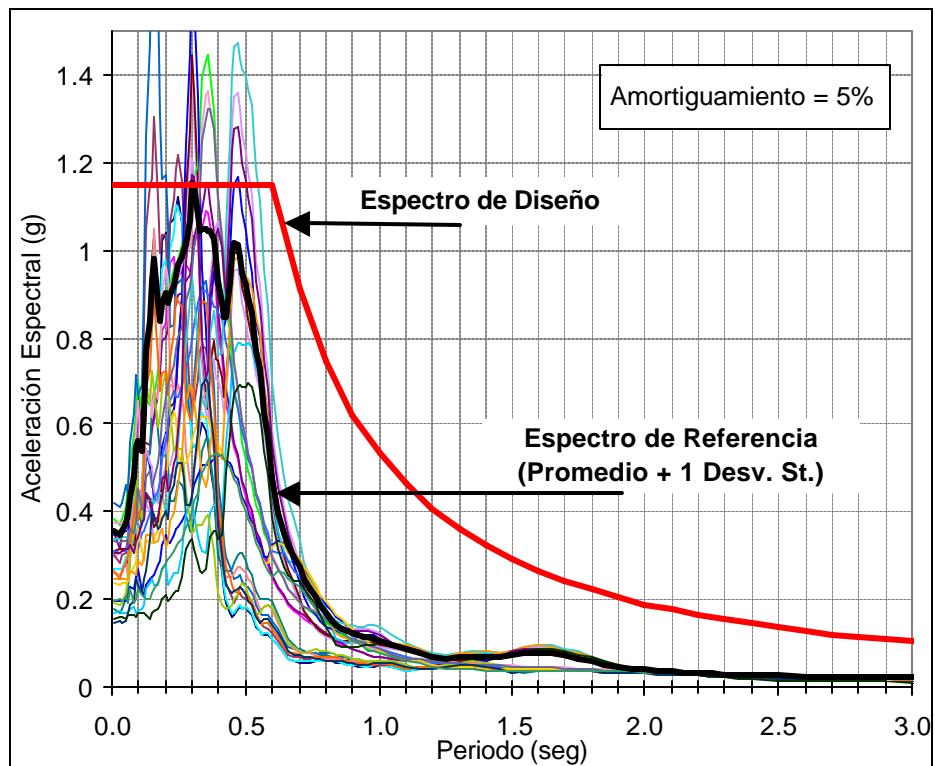


Figura 5: Espectros de respuesta para Río Blanco.

Del análisis de los valores máximos de aceleración espectral se encontró que los mismos oscilaban entre 0.53 y 1.83, con una media de 1.09 asociada a un coeficiente de variación de 0.32 (Figura 6).

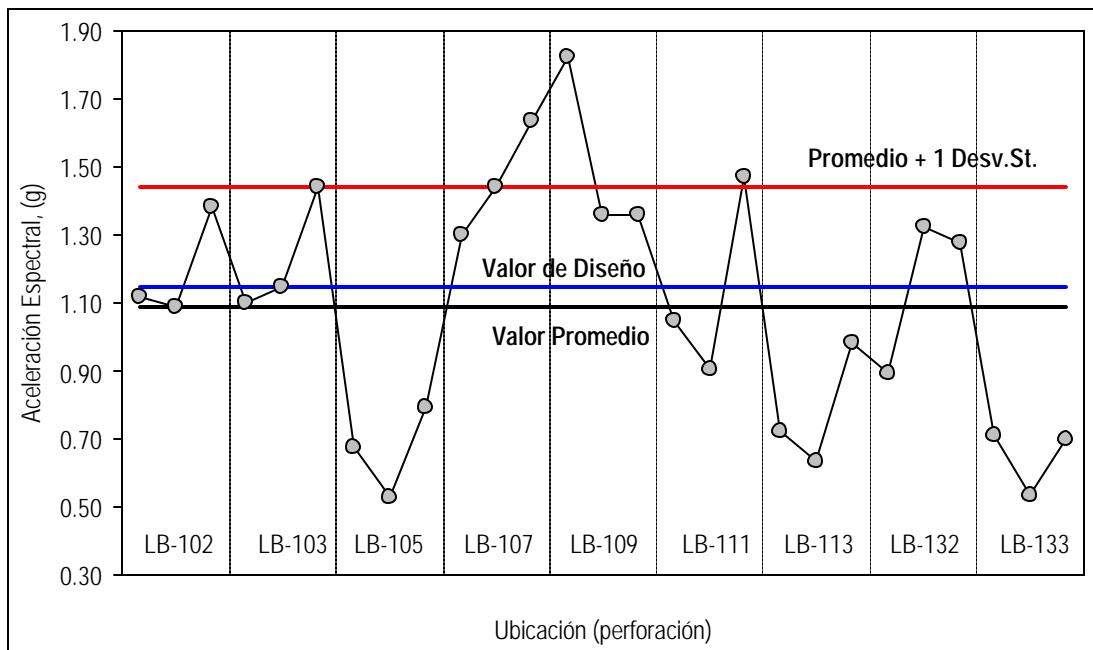


Figura 6: Máximas aceleraciones espectrales calculadas para Río Blanco.

Adicionalmente se graficaron los espectros normalizados por la aceleración correspondiente a $T = 0$ seg. En este caso, el factor de amplificación varía entre 2.7 y 4.9 veces la aceleración pico del suelo, mostrando una alta respuesta del depósito de suelo (ver Figura 7). Sin embargo, tal como se discutió en la sección anterior, esos valores pico no son probables que ocurran, y ciertas consideraciones tendrán que tomarse en cuenta para definir el espectro de diseño.

Luego de estudiar los espectros de respuesta y los espectros normalizados, se recomienda que el espectro de diseño tenga una meseta o "*plateau*" correspondiente con un valor de amplificación de 3.5 (alrededor de 1.15g en el espectro de aceleración), la cual debe prolongarse hasta un período de 0.6 segundos, para luego comenzar el decrecimiento logarítmico. Entonces, el espectro de diseño quedará definido de la siguiente manera:

$$\text{Para } T = T_e: \quad A_d = A_p$$

$$\text{Para } T > T_e: \quad A_d = A_p \cdot \left(\frac{T_e}{T} \right)^p$$

donde: A_p es la meseta o "*plateau*" del espectro de diseño, T_e define la extensión de la meseta y p es el exponente que define la rama descendente del espectro.

Para el caso de Río Blanco se establecieron los siguientes valores para estos parámetros: $A_p = 1.15g$; $T_e = 0.6$ segundos y $p = 1.5$ (ver Figuras 5 y 8).

El espectro de respuesta de referencia tiene su meseta alrededor de 20% por debajo de los valores pico de los correspondientes espectros calculados con SHAKE, lo cual parece muy razonable considerando que tales valores pico son producidos por pseudo resonancias durante el proceso de cálculo. En condiciones reales, los suelos no son capaces de soportar estas condiciones debido a efectos no lineales. Por lo tanto, no es probable que existan tales valores picos y sería una seria sobreestimación colocar el nuevo plateau en ese nivel. Reducciones de 20 – 25 % del plateau parecen entonces ser una respuesta razonable de las condiciones in situ.

Al utilizar SHAKE, para calcular el espectro de respuesta, es razonable suavizar los criterios de diseño, reconociendo las incertidumbres en la respuesta del suelo debidas a falsa amplificación lo cual puede conducir a un "sobre suavizado" del mismo lo cual, a su vez, incrementa la respuesta del suelo calculado. En este caso se justifica reducir la pseudo aceleración pico obtenida con este método (Kramer, 1996).

Siguiendo este razonamiento, es válido proponer que los picos del espectro de respuesta sean reducidos a un factor de amplificación de 3.6, lo cual representa más adecuadamente la respuesta del sistema. Este valor es mucho más alto que el valor del factor de amplificación de 2.6 sugerido por Newmark y Hall (1973), para una razón de amortiguación igual a 5%. Sin embargo, en virtud de los resultados obtenidos, se considera que es el más indicado para las condiciones geotécnicas locales.

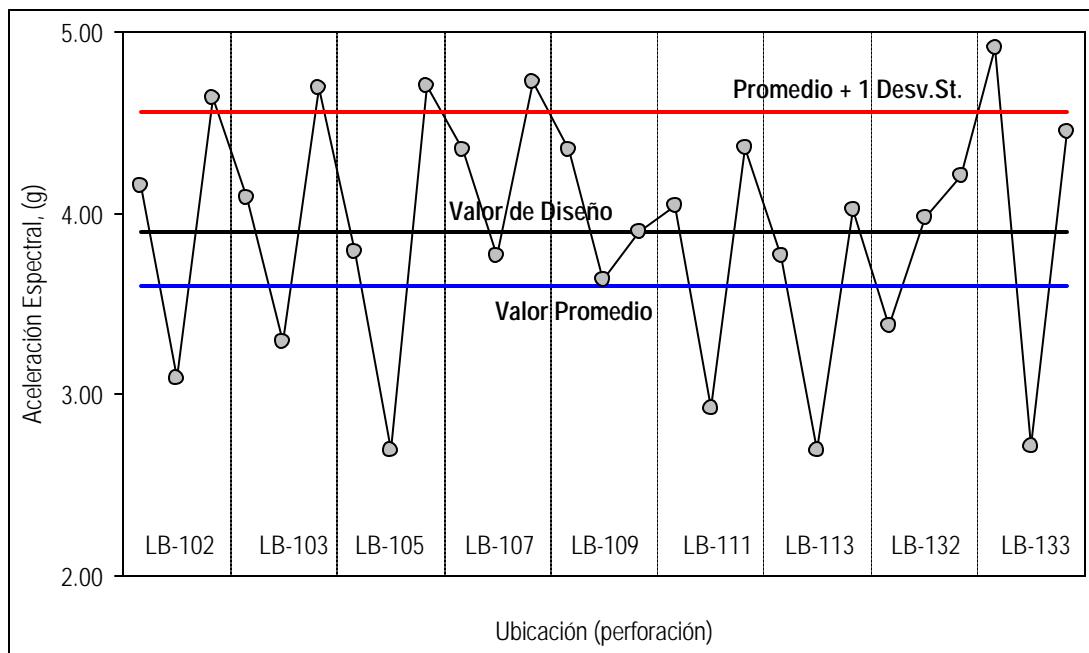


Figura 7: Máximas aceleraciones normalizadas calculadas para Río Blanco.

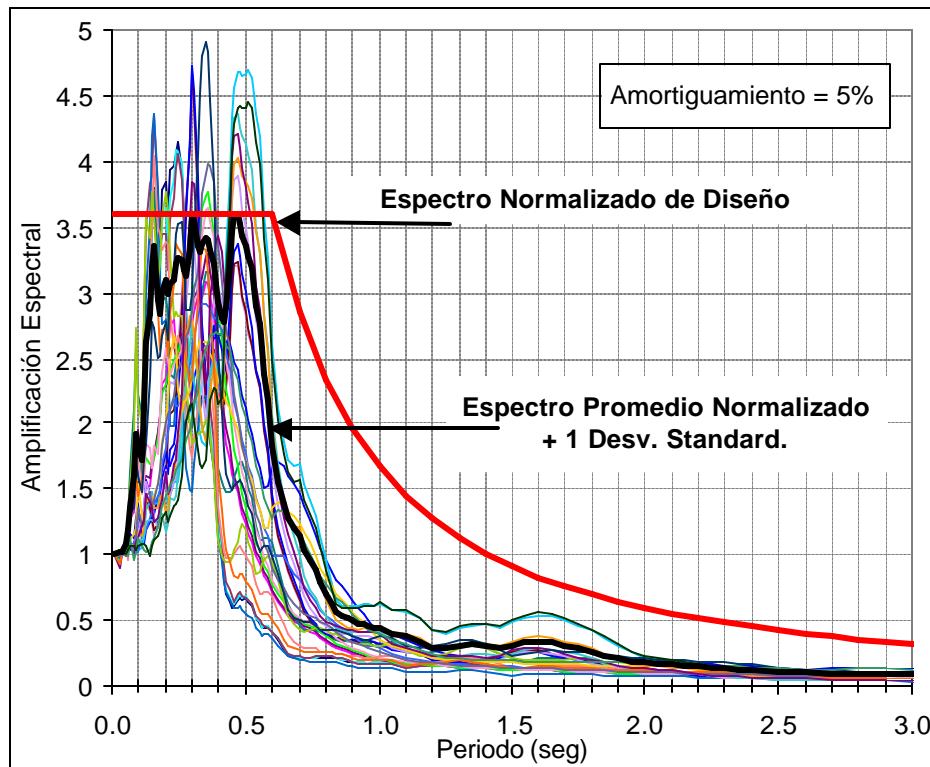


Figura 8: Espectros de respuesta normalizados para Río Blanco.

CONCLUSIONES

La metodología de análisis basada en el modelo equivalente lineal es una poderosa herramienta para estudiar la respuesta dinámica del suelo, debido a la relativa facilidad de obtención de los parámetros de entrada y al hecho de que sus resultados han sido ampliamente validados en casos históricos alrededor del mundo.

La aplicación de esta metodología en Río Blanco fue posible debido a la detallada caracterización geotécnica del sitio, la cual incluye ensayos de campo, laboratorio así como ensayos geofísicos. Así mismo, esta metodología sirvió para determinar de una manera sistemática las magnitudes de aceleración a utilizar en los análisis de licuación, así como para la definición del espectro de diseño para el sitio.

Tomando en cuenta que el programa SHAKE tiende a sobre-estimar los valores de aceleración pico, la reducción en un 20% de los valores obtenidos es bastante razonable en este caso. De acuerdo a esto, el espectro de diseño para Río Blanco considera valores máximos espectrales de 1.15g, los cuales corresponden a un factor de amplificación de 3.6.

A modo de incrementar la validez probabilística de este análisis, podrían analizarse estos mismos perfiles, pero considerando registros de sismos adicionales, e incluso que consideren las características de otras zonas fuentes.

REFERENCIAS

- Algermissen, S. T. (1983). *An Introduction to the Seismicity of the United States*, Earthquake Engineering Research Institute.
- Building Seismic Safety Council (1998). “NEHRP Recommended Provisions for New Buildings” Part 2, Commentary, FEMA.
- Capacete, J. L. (1989). “Report on the Probable Maximum Loss of the P.R.A.S.A. Property in Puerto Rico due to a Probable Earthquake in the Puerto Rico Regions”.
- Crespellani, T. y Madiai, C. (1991). “Seismic Response Analysis” Proceedings of the 10th European Conference on Soil Mechanics & Foundation Engineering, Florence, Italy, vol. 1, pp. 1519-1523.
- Dobry, R., Ladd, R., Yokel, F., Chung, R. y Powell, D. (1982). “Prediction of Pore Water Pressure Buildup and Liquefaction of Sands During Earthquakes by the Cyclic Strain Method” National Bureau of Standards Publication NBS-138.
- Donovan, N. C. (1973). “Earthquake Hazards for Buildings, Building Practices for Disaster Mitigation” Building Series 46, U.S. Department of Commerce, National Bureau of Standards.
- W.D. Liam Finn (1988). “Dynamic Analysis in Geotechnical Engineering” State of the Art Paper presented at the ASCE Conference Earthquake Engineering and Soil Dynamics II, Park City, Utah.
- Kramer, S. L. (1996). “Geotechnical Earthquake Engineering” Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.
- McCann y Associates, Inc. (1993). “Seismic Hazard Map for Puerto Rico”, preparado para la Comisión Sísmica de Puerto Rico.
- Newmark, N. y Hall, W. (1973). “Procedures and Criteria for Earthquake-Resistant Design” Building Practices for Disaster Mitigation, Washington D.C, Building Science Series 46, U.S. Department of Commerce.
- Picó, R. (1969). “Nueva Geografía de Puerto Rico”, Editorial Universitaria, Universidad de Puerto Rico.
- US Army Corps of Engineers, 1978, Design Memorandum No. 4, Cerrillos Site Geology, Portugués and Bucaná Rivers, Puerto Rico.
- Vucetic, M. y Dobry, R. (1991). “Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response” ASCE Journal of Geotechnical Engineering. 117 (1), pp. 89-1.