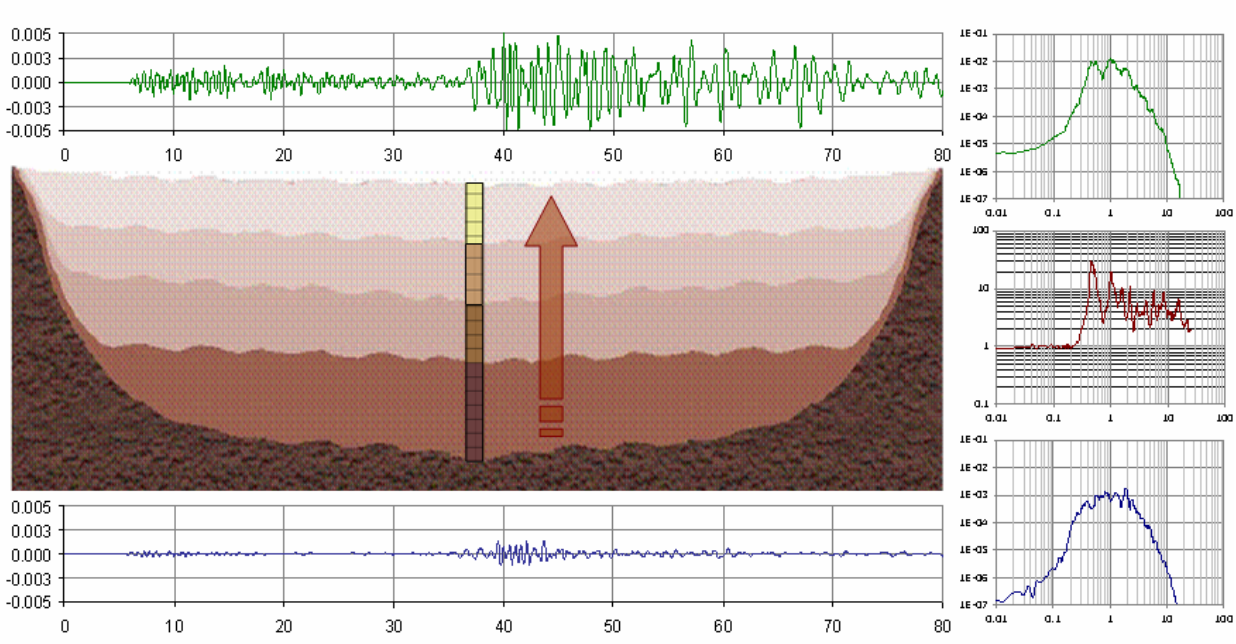
CAPÍTULO

4

RESPUESTA DINÁMICA DEL SUBSUELO Y EFECTOS DE SITIO



CAPÍTULO 4 RESPUESTA DINÁMICA DEL SUBSUELO Y EFECTOS DE SITIO

4.1 INTRODUCCIÓN

4.1.1 Generalidades

La respuesta dinámica de los suelos genera grandes diferencias tanto en amplitud como en el contenido frecuencial de registros en superficie en comparación con las señales en terreno firme (p.e. sismo de México 1985). Los cambios en las señales sísmicas generados por la propagación de onda en los estratos de suelo inciden directamente en las solicitaciones y el comportamiento de las edificaciones ante un terremoto. Por esta razón para generar diseños adecuados en el desarrollo de obras civiles en países con amenaza sísmica alta o intermedia (como es el caso de Colombia) es de vital importancia estimar los efectos de amplificación o deamplifiación sísmica generados por los estratos de suelo que componen el perfil estratigráfico.

En la actualidad se dispone de un gran número de procedimientos numéricos para estimar la respuesta dinámica del subsuelo. Estos procedimientos consideran en mayor o menor medida la complejidad del comportamiento dinámico de los suelos, en los cuales se evidencia un claro comportamiento no lineal. De todas las metodologías disponibles la que ha sido utilizada con mayor frecuencia es la propagación unidimensional de onda cortante utilizando un modelo lineal equivalente. Este procedimiento se basa en el concepto de la matriz propagadora planteado por Haskell en 1953.

Gracias al desarrollo de los computadores ha sido posible utilizar métodos que representan de mejor manera el comportamiento del entorno en el cual se desarrollan los problemas de la ingeniería. En particular la utilización de nuevas metodologías en el análisis de la respuesta dinámica del suelo ha arrojado resultados más cercanos a lo registrado en eventos sísmicos ocurridos en los últimos años.

La metodología de análisis implementada en el estudio de Microzonificación Sísmica de la ciudad de Ibagué [Ordaz, 1994] permite estimar intensidades sísmicas (aceleración espectral, aceleración máxima, velocidad máxima ó desplazamiento máximo del terreno, etc) con una tasa de ocurrencia dada, teniendo en cuenta no solo las características de las fuentes sísmicas (geométricas y de sismicidad) sino también los efectos que induce sobre las ondas sísmicas la propagación en un perfil de suelo. Con base en estos resultados es posible determinar zonas con comportamiento sísmico “homogéneo” en las cuales se pueda establecer recomendaciones específicas para el diseño y construcción de edificaciones.

La respuesta sísmica local o respuesta de sitio ha sido reconocida internacionalmente como un aspecto fundamental en los estudios de microzonificación sísmica de ciudades. Las metodologías propuestas en la actualidad para la evaluación de estos efectos de sitio pueden ser empíricas o teóricas, cada una de las cuales tiene ventajas y desventajas. Por un lado, los modelos teóricos, como los utilizados en los estudios de Microzonificación Sísmica de Popayán o los estudios de Microzonificación Sísmica de Bogotá permiten el análisis de sensibilidad de

diferentes factores y posibilitan el estudio de respuesta ante diferentes señales de entrada que representarían sismos hipotéticos futuros.

Sin embargo, este tipo de análisis requiere información geotécnica detallada y métodos computacionales avanzados. Por otro lado, existen los métodos empíricos que se basan en datos registrados ya sea de movimientos fuertes o débiles del terreno para diferentes ubicaciones en el área bajo estudio. Estos registros se analizan de diferentes maneras para obtener los períodos predominantes de vibración y las amplificaciones del terreno con respecto a registros en roca. Estos últimos métodos han tenido mucha difusión en los últimos años, especialmente en zonas de alta sismicidad donde es posible registrar una gran cantidad de eventos sísmicos de baja magnitud en lapsos de tiempo relativamente cortos. Sin embargo para su adecuada implementación requieren de un buen número de equipos lo cual implica altas inversiones iniciales y costos importantes asociados al mantenimiento de los equipos que conforman la red.

Dentro de los métodos empíricos se utilizan entonces las señales que puedan provenir de sismos pequeños y que sean registrados tanto en roca como en los suelos relativamente más blandos dentro de la zona de estudio. Estos datos son vitales ya que permiten conocer confiablemente, aunque sea a pequeñas amplitudes y por lo tanto probablemente en el rango elástico y de bajo amortiguamiento de los suelos, las características dinámicas de la respuesta de sitio. Con base en estas mediciones y utilizando modelos analíticos de los depósitos de suelo complementados con ensayos de laboratorio de muestras extraídas del mismo perfil de suelo se puede llegar a predecir de manera confiable la respuesta sísmica del subsuelo ante sismos de mayor intensidad. Por otro lado, cuando no se dispone de información de sismos menores o cuando se desea estimar la respuesta en sitios en los cuales no exista instrumentación sísmica, se ha propuesto utilizar registros de ruido sísmico ambiental, llamados comúnmente 'microtrepidaciones', 'microtremores' ó 'microsismos'.

De acuerdo con lo expuesto anteriormente y con el alcance establecido, el presente capítulo incluye fundamentalmente la evaluación de la respuesta sísmica de los depósitos utilizando modelos unidimensionales en los que se analiza principalmente la eventual amplificación de las señales en el rango completo de frecuencias, sin tener en cuenta efectos topográficos o heterogeneidades en los depósitos subsuperficiales. La respuesta dinámica del subsuelo se conjuga con los modelos de amenaza sísmica presentados anteriormente para obtener la amenaza sísmica final a nivel de la superficie del terreno.

4.1.2 Metodologías de análisis

Durante un sismo, se presentan principalmente dos tipos de respuesta de sitio que pueden llegar a producir problemas de consideración. Uno en el que el suelo modifica el contenido frecuencial y la amplitud del sismo, haciéndolo más destructivo; en el otro el suelo mismo falla y se fisura, moviéndose horizontal y verticalmente.

Dentro de la literatura disponible, Finn (1991), Sanchez-Sesma et al (1988), Seed et al (1972), presentan las distintas aproximaciones que generalmente se usan para determinar la respuesta de sitio:

- *Estudio mediante métodos empíricos* que se basan en datos registrados ya sea de movimientos fuertes o de movimientos débiles del terreno para diferentes ubicaciones en

el área bajo estudio. Estos registros se analizan de diferentes maneras para obtener los períodos predominantes de vibración y las amplificaciones del terreno con respecto a registros en roca. Estos últimos métodos han tenido mucha difusión en los últimos años, especialmente en zonas de alta sismicidad donde es posible registrar un buen número de eventos sísmicos de baja magnitud en lapsos de tiempo relativamente cortos.

- *Registro de microtrepidaciones*, cuando no se dispone de información de sismos menores o cuando se desea estimar la respuesta en sitios en los cuales no exista instrumentación sísmica, se ha propuesto utilizar registros de ruido sísmico ambiental, llamados comúnmente 'microtrepidaciones' o 'microtremores'

- *Estudio de la respuesta dinámica de sitio*, mediante modelos analíticos de propagación unidimensional de ondas de cortante, en los cuales el sitio es un medio semi-infinito estratificado en las distintas capas de material de suelo que componen el perfil (Schnabel et al., 1972). Este tipo de análisis es capaz de modelar la respuesta no-lineal e identificar las características más importantes de los movimientos sísmicos en superficie; el período de vibración de la columna de suelo, el corrimiento del período fundamental al ir incrementando la intensidad del movimiento sísmico y la amplificación o deamplificación de las aceleraciones a distintas frecuencias.

Investigaciones adelantadas por Lermo (1994) y otros han demostrado que el uso de métodos empíricos basados en factores de amplificación o relaciones espectrales derivadas de movimientos sísmicos de baja intensidad pueden no ser aplicables para estimar la respuesta de sitio frente a un movimiento sísmico fuerte.

4.1.3 Casos históricos – Efectos de sitio

Los estudios de la respuesta de sitio son esenciales para definir y entender el papel que juega el perfil geológico, las propiedades estáticas y dinámicas del suelo y la topografía en la respuesta sísmica de un sitio. Los efectos de sitio han contribuido enormemente a las muertes humanas y a los daños en las construcciones en los terremotos. Para ilustrar lo anterior, la Tabla 4.1 contiene una lista parcial de los sismos que han ocurrido en los últimos 70 años en el mundo, donde los efectos de sitio han sido importantes.

Dos sismos que han sido cruciales para entender la incidencia de las condiciones de sitio en la respuesta sísmica local y verificar las capacidades de los métodos mencionados anteriormente son el sismo de México (Michoacán) de 1985 y el sismo de Lomaprieta de 1989.

Tabla 4.1 Sismos en que los efectos de sitio han sido importantes

SISMO	AÑO
Nigata	1964
Alaska	1964
Caracas	1967
Nihonkai-Chubu, Japón	1983
México	1985
Kalamata, Grecia	1986
Armenia, URSS	1988
Loma Prieta, USA	1989
Filipinas	1990
Armenia, Colombia	1999

El estado del conocimiento en materia de amplificación y deamplificación de los movimientos sísmicos en términos de la aceleración pico ha sido resumido en la Figura 4.1 (Singh, 1988). De acuerdo con ésta, la deamplificación en los suelos blandos comienza a partir de 0.1g y empieza a ser importante alrededor de 0.3g.

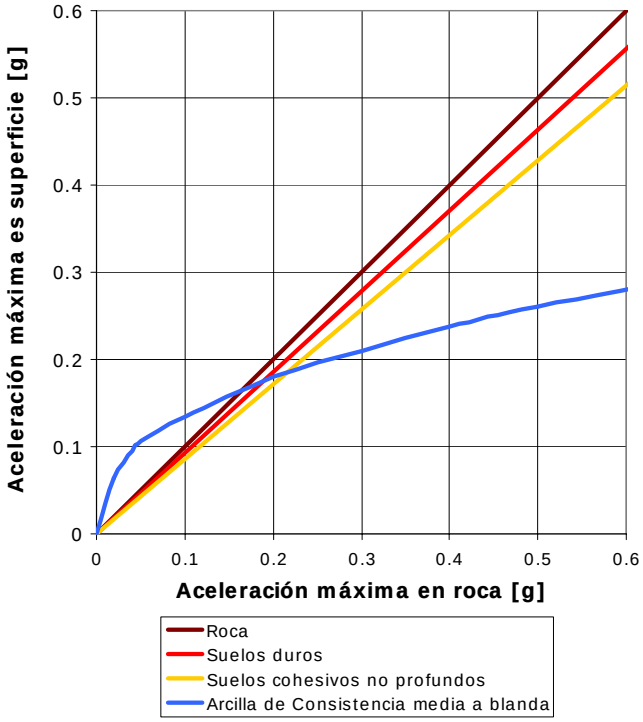


Figura 4.1 Amplificación y deamplificación de los movimientos sísmicos en términos de la aceleración pico (Fuente : Seed & Idriss, 1983)

La respuesta sísmica de los suelos arcillosos de México, y de los suelos blandos de California en el sismo de Lomaprieta, cambió este punto de vista. Idriss (1990) proporciona una visión corregida de la amplificación o deamplificación y el resultado de sus investigaciones basadas en modelos unidimensionales de propagación ondulatoria se presenta en la Figura 4.2. En esta nueva versión, se aprecia que una mayor amplificación se atribuye ahora a los suelos blandos y que el rango en que la amplificación ocurre, subió de 0.1g a 0.4g. Al analizar las Figuras 4.1 y 4.2 surge un interrogante: ¿Por qué el entendimiento de la respuesta sísmica cambió tan dramáticamente de 1983 a 1990?. Una primera aproximación a la respuesta puede darse en términos de un mejor conocimiento por parte de los ingenieros del comportamiento dinámico de los suelos de alta plasticidad, tales como las arcillas de México.

El sismo de México y el de Lomaprieta sirven para ilustrar los dos tipos principales de respuesta de sitio. El de México ilustra el tipo de respuesta en el que el suelo modifica el contenido frecuencial y la amplitud del sismo, haciéndolo más destructivo. Por otro lado, el sismo de Lomaprieta ilustra el tipo de respuesta en el que el suelo mismo falla y se fisura, moviéndose horizontal y verticalmente, generando complementariamente problemas de licuefacción.

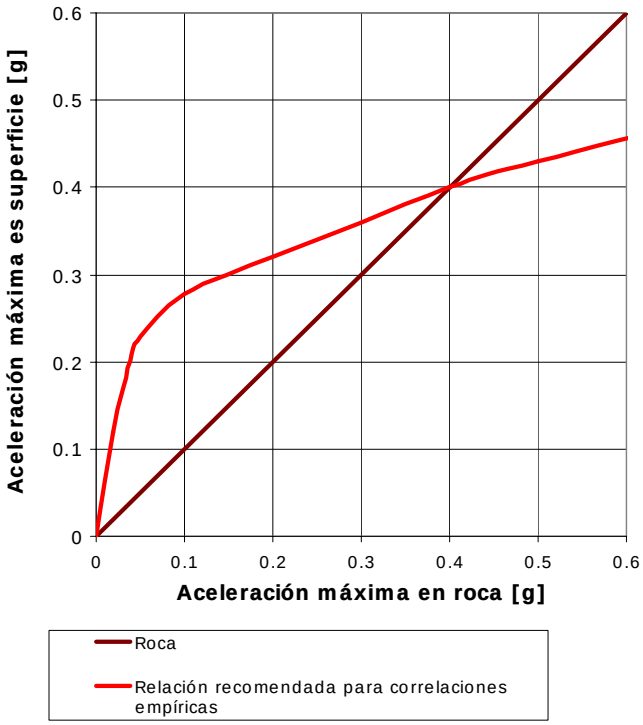


Figura 4.2 Corrección de la amplificación y deamplificación (Fuente : Idriss, 1990)

4.1.3.1 Sismo de México

En Septiembre 19 y 21 de 1985 dos grandes eventos sísmicos (Ms=8.1 y 7.5) ocurrieron en el segmento de la zona de subducción de la costa pacifica Mexicana (Chávez-García y Bard, 1994). El rompimiento se originó en el contacto de la placa Continental con la placa de Cocos, ubicándose el epicentro en la zona de silencio sísmico de Michoacán (Romo, 1986). El choque principal consistió de dos subeventos separados 26 segundos en el tiempo. La aceleración pico en la zona epicentral fue inusualmente baja (0.2 g a 20 km del epicentro).

El sismo de México causó fuertes daños en el valle de Ciudad de México, ubicado aproximadamente a 400 km de la zona epicentral. Las consecuencias de este sismo dejó trazos fuertes en la economía y en la vida diaria de la ciudad. Las aceleraciones máximas en la zona lacustre de la ciudad fueron del orden de las producidas en la zona epicentral y dejaron más de 50.000 personas sin hogar y pérdidas de billones de dólares (Chávez-García y Bard, 1994).

La importancia del sismo de México y sus consecuencias para la vida de una ciudad moderna construida de acuerdo con unos reglamentos sísmicos, ha dejado una enorme inquietud para los investigadores en sismología, ingeniería sísmica, dinámica de suelos y dinámica estructural. Los resultados de 65 proyectos de investigación, financiados por el Gobierno de México y de los Estados Unidos han sido publicados en tres números especiales de la Revista *Earthquake Spectra* en 1988 y 1989.

El estudio de los efectos de sitio y de las características de los registros sísmicos en ciudad de México, es muy importante ya que es el primer caso en el que se cuenta con gran cantidad de registros y se conoce en forma aceptable las características del subsuelo.

El valle de Ciudad de México se ha dividido en tres zonas de acuerdo con su formación geológica y geotécnica. La zona de los cerros, la zona de transición y la zona lacustre. Mientras que en la zona epicentral las aceleraciones registradas fueron bajas, dada la magnitud del sismo, las ondas sísmicas fueron sorprendentemente amplificadas dentro del valle de Ciudad de México, especialmente en la zona lacustre y la larga duración de los registros en dicha zona ha sido un aspecto aún investigado por distintos grupos técnicos a lo largo del mundo (Sanchez-Sesma et al, 1988; Singh et al, 1988).

En México se presentaron sitios en que las aceleraciones pico en suelo blando (zona lacustre) fueron del orden de 3 y 5 veces las aceleraciones registradas en roca (zona de los cerros) y la respuesta del subsuelo, permaneció esencialmente elástica no obstante, de ser el pico de aceleración de 0.2 g, lo cual es explicable al analizar las curvas normalizadas de módulo de corte contra deformación por cortante (G/G_{max} vs. γ) y de amortiguamiento contra deformación por cortante (Romo & Jaime, 1987), las cuales se presentan en la Figura 4.3. El módulo de corte, no muestra una degradación substancial para deformaciones menores a 0.1%, con lo cual la respuesta permanece elástica porque no ocurre una considerable pérdida de rigidez para las deformaciones desarrolladas en el sismo.

Dentro de las investigaciones adelantadas en Ciudad de México y presentadas en el *Earthquake Spectra*, es de resaltar la de Seed et al (1988) en la que se establece que los efectos en Ciudad de México tienen una enorme diferencia en intensidad y en los daños a edificios en distintas zonas de la ciudad. También allí se establece que la respuesta de sitio, es sensitiva a pequeños cambios en la velocidad de la onda de cortante del estrato superficial de arcilla de Ciudad de México, razón por la cual es necesario realizar una aproximación probabilística a la respuesta de sitio, que tome en cuenta las incertidumbres en las mediciones de la velocidad de la onda de cortante y en las características de los movimientos en la base rocosa.

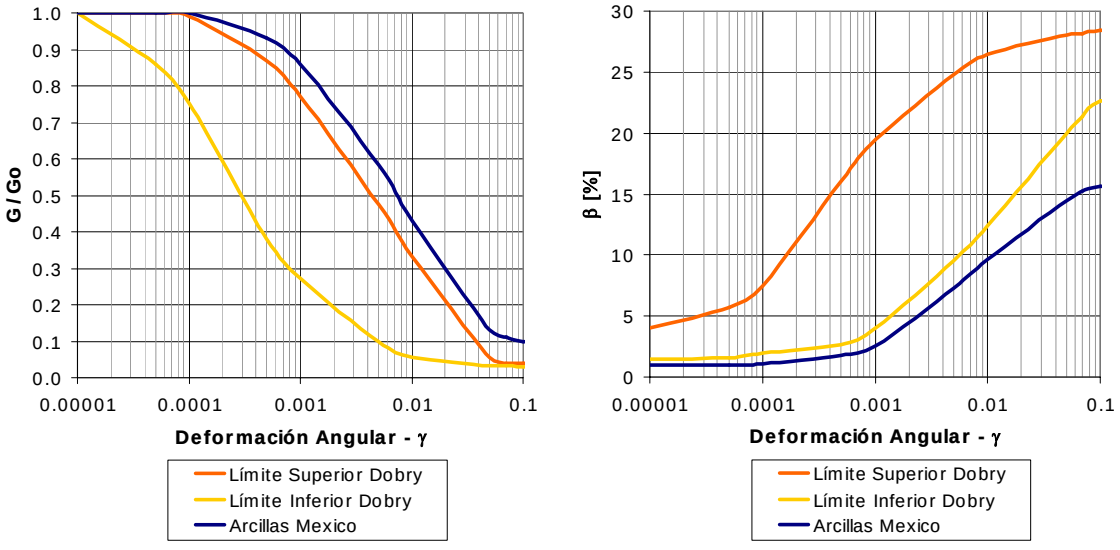


Figura 4.3 Relación entre modulo de cortante y coeficiente de Amortiguamiento vs Deformación (Fuente Dobry & Vucetic, 1987)

La metodología seguida por Seed et al (1988) para caracterizar la respuesta de sitio en Ciudad de México incluye el muestreo de suelos en las distintas estaciones acelerométricas ubicadas en Ciudad de México y su correspondiente caracterización dinámica en el laboratorio, mediante ensayos de columna resonante y triaxial cíclico, determinación de las curvas normalizadas de módulo de corte contra deformación por cortante (G/G_{max} vs. γ) y de amortiguamiento contra deformación por cortante (β vs. γ) (Romo & Jaime, 1987), definición del registro de aceleraciones que mejor representaba los movimientos sísmicos en la formación rocosa (resultó ser el correspondiente a la UNAM), formulación de modelos unidimensionales tipo SHAKE (Schnabel et al, 1972) de los diferentes sitios de las estaciones acelerométricas y comparación de sus respuestas en términos del espectro de aceleración medido con el calculado usando los modelos.

El ajuste encontrado por Seed et al (1988) es calificado por ellos mismos como de "bueno a muy bueno". Sin embargo, el alcance de los resultados de Seed et al (1988) ha sido cuestionado seriamente por Chávez-Garcia y Bard (1994) ya que según ellos, para los valles de depósitos aluviales como el de ciudad de México, existe una paradoja tiempo-frecuencia para los modelos de propagación unidimensional; cuando se alcanza un buen ajuste en las funciones de transferencia (espectro de Fourier de la Señal en superficie dividido por el espectro de Fourier de la señal en roca), la simulación en el dominio del tiempo, presenta amplitudes más grandes que las registradas. Por otro lado, cuando se modifica el modelo para obtener un buen ajuste en términos de la respuesta espectral amortiguada, se obtienen funciones de transferencia de una amplitud muy baja respecto a las medidas. Sánchez-Sesma et al (1988) explican la paradoja tiempo-frecuencia como una consecuencia de la saturación del espectro de respuesta, esto es que el espectro de respuesta aunque es una herramienta muy versátil, no refleja las peculiaridades de los movimientos sísmicos y posee una poca sensibilidad a la duración del sismo y a la reflexión y difracción de las ondas sísmicas en las fronteras del valle de México (efectos 2D y 3D) (Chávez-Garcia y Bard, 1994) lo que conlleva a la generación de ondas de Rayleigh y Love que quedan "atrapadas" en la superficie del valle generando resonancias con las ondas de cortante, lo cual hace que los registros en la zona lacustre de Ciudad de México sean inusualmente largos.

Como consecuencia de lo anterior, muchos investigadores han propuesto modelos más sofisticados de amplificación de tipo bidimensional (Chávez-García y Bard, 1994; Sanchez-Sesma et al, 1988) y a menor escala modelos tridimensionales. Lógicamente el costo de estas sofisticaciones es el requerimiento de recursos computacionales de alto nivel, dada la complejidad numérica y el tamaño de las redes de Elementos Finitos que se necesitan para poder representar adecuadamente la geometría del valle de Ciudad de México. Lo anterior conlleva finalmente a que lo que se encuentra en los artículos internacionales son modelos *"cualitativos"* o soluciones analíticas para casos 2D ó 3D llenas de suposiciones y limitaciones, que pueden dar algunas luces acerca de la respuesta sísmica de cuencas de depósitos aluviales pero no necesariamente reflejan la realidad observada.

4.1.3.2 Sismo de Lomaprieta

El 17 de Octubre de 1989 ocurrió un sismo de magnitud M_S=7.1 de 20 segundos de duración en la zona central de California. El epicentro se ubicó en el lugar denominado Lomaprieta, 16 km al este del pueblo costero de Santa Cruz (Ceresis, 1990). El sismo fue sentido en un área de 1'000.000 km^2 y produjo daños considerables en la zona epicentral, en la zona densamente poblada de la Bahía de San Francisco y en la ciudad de San Francisco. Según datos de Céresis

(1990), el sismo causó 62 muertes, cerca de 3.000 heridos y dejó a más de 12.000 personas sin hogar; el costo de los daños se ha estimado en 7 billones de dólares.

El sismo de Lomaprieta se originó en la ruptura de un segmento de 40 km de longitud de la falla San Andrés bajo las montañas de Santa Cruz.

Se obtuvieron 125 registros en 93 estaciones de la Red del programa de instrumentación de California. En los registros también se incluyen los obtenidos en estructuras especiales tales como presas, viaductos y muelles.

Las mayores aceleraciones horizontal y vertical registradas ambas en la zona epicentral fueron 0.64g y 0.47g respectivamente. En la ciudad de San Francisco las aceleraciones variaron entre 0.09g en Rincón Hill al este de San Francisco a 0.21g en Presidio al oeste. En las islas de Yerbabuena y en Treasure se registró en roca 0.60g y 0.16g respectivamente.

Los efectos de sitio más notorios del sismo fueron los siguientes:

- Licuefacción de suelos en la zona epicentral y en el distrito de Marina en la Ciudad de San Francisco.

- Deslizamiento de laderas y caída de rocas en las montañas de Santa Cruz cerca de la región epicentral (Ceresis, 1990).

- Amplificaciones de los movimientos sísmicos en los suelos blandos lo que causó daños importantes a las construcciones de las poblaciones cercanas a la zona epicentral y especialmente en la bahía de San Francisco, en donde las características del suelo (rellenos hidráulicos de arena y estratos profundos de arcilla) magnificaron enormemente los movimientos sísmicos.

Análisis realizados a los registros de aceleraciones obtenidos en suelos blandos en el sismo de Lomaprieta (Seed et al, 1989) indican una máxima amplificación (en el orden de 3 a 6) para períodos largos.

Algunas conclusiones acerca de lo observado en la respuesta de sitio en los sismos de México y Lomaprieta son las siguientes:

Los sismos de México y Lomaprieta poseen algunas características en común. En ambos, los depósitos de arcilla o suelos blandos, suprayacen estratos de roca mucho más rígida localizada a no más de 100-200 m y la definición de “roca” es clara. En ambos, los picos de aceleración son relativamente pequeños ($a_{max} \approx$ 0.05 a 0.1g) y fueron amplificados 2 a 4 veces por efecto del suelo. Las ordenadas de los espectros de respuesta fueron amplificadas más, en el orden de 8 a 15 para el sismo de México y 3 a 6 para el sismo de Lomaprieta.

Los efectos observados en los sismos mencionados llaman la atención hacia la posibilidad de que en otros sitios se generen efectos de amplificación equivalentes. Los sismos de Armenia (1999) y Pizarro (2004) son una demostración de que estos efectos ocurren en las ciudades colombianas (eje cafetero y departamento del Valle del Cauca correspondientemente), no solo en los depósitos compuestos por suelos volcánicos superficiales sino en las zonas de rellenos antrópicos ó zona con suelos arcillosos blandos.

4.2 MARCO TEÓRICO: MÉTODOS DE PROPAGACIÓN DE ONDA UNIDIMENSIONAL

4.2.1 Formulación General

Los movimientos del terreno en superficie en un depósito de suelo no saturado horizontal pueden ser atribuidos principalmente a la propagación vertical de las ondas cortantes desde la formación rocosa. En esos casos el depósito de suelo puede ser considerado como una viga unidimensional de cortante, debido a que los movimientos en el terreno inducidos por la excitación sísmica en la base son únicamente resultado de la deformación de cortante del suelo.

Uno de los primeros intentos para calcular los movimientos de las capas de suelo sujetas a vibración en la base fue realizado por Jacobsen en 1930. Jacobsen asumió que el suelo se comporta como un material viscoelástico lineal y que la rigidez del suelo es constante con la profundidad, y que el movimiento en la base es horizontal, armónico y simple. Jacobsen utilizó este procedimiento para estimar la amplificación del suelo para depósitos aluviales.

Kanai, Herrera y Rosenblueth y otros investigadores estudiaron con mayor profundidad el mismo problema. La ecuación utilizada por estos investigadores para modelar la respuesta del depósito de profundidad finita ante un movimiento horizontal era:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + c \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial z}\left[G(z) \frac{\partial u}{\partial t} \right] = -\rho a_g \qquad (1)$$

En la cual:

ρ : densidad de masa del suelo.
c : amortiguamiento viscoso
u : desplazamiento relativo
z : altura desde la superficie del depósito
t: tiempo
a_g : aceleración horizontal en la base del depósito
$G(z)$: módulo de cortante a una profundidad z.

Si G(z) es constante con la profundidad la ecuación se reduce a una ecuación diferencial parcial lineal hiperbólica. Si la aceleración a_g es cero, entonces el valor de u en la ecuación anterior corresponde al desplazamiento absoluto a una profundidad z.

Ambraseys consideró que la rigidez del depósito se incrementa linealmente con la profundidad, es decir $G(z) = k * z$, en donde k es una constante. La amplificación del subsuelo y el periodo natural del depósito fueron calculados analíticamente.

En el comienzo de la década de los 70's se desarrollaron un gran número de investigaciones con el fin de determinar las variables que rigen la rigidez de los suelos con la profundidad, en estas investigaciones se encontró que el módulo de cortante *(G)* en depósitos compuestos por suelos granulares aumenta en proporción a la raíz cuadrada ó la raíz cúbica de la presión de confinamiento. Idriss y Seed utilizaron una variación descrita por la siguiente ecuación

$G(z) = k.\sqrt[3]{z}$, en la cual k es una constante de proporcionalidad. Introduciendo este término en la ecuación 1 se obtiene una ecuación diferencial parcial hiperbólica de segundo orden, la solución de esta ecuación se obtuvo por el método de separación de variables.

Para analizar un depósito con material lineal elástico con variación irregular, Idriss y Seed utilizaron un modelo con masas concentradas. La solución con masas concentradas era esencialmente la utilización del método de las diferencias finitas para resolver la ecuación de estado.

En 1927 Sezawa asumió que el suelo se comporta como un sólido de Voight (es decir, un resorte conectado en paralelo con un disipador viscoso) para amplitudes de deformación relativamente pequeñas. Utilizando esta suposición Kanai planteó la solución al problema de propagación vertical de ondas planas en una capa de suelo viscoelástico. La ecuación de movimiento para este sistema viscoelástico es:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} - \mu \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} = 0 \qquad (2)$$

En la cual:

- ρ : densidad de masa del suelo.
- G : módulo de rigidez
- u : desplazamiento relativo
- z : altura desde la superficie del depósito
- μ : viscosidad del suelo
- t : tiempo

La ecuación 2 fue utilizada por Schnabel, Lysmer y Seed para calcular la respuesta de un depósito de suelo ante una señal de entrada en cualquier lugar del sistema.

Si la excitación en la base corresponde a una función armónica con amplitud máxima W y frecuencia ω, entonces la solución de la ecuación 2 es la siguiente:

$$u(z,t) = We^{i\omega t} \frac{e^{i\omega z/v^*} + e^{-i\omega z/v^*}}{e^{i\omega H/v^*} + e^{-i\omega H/v^*}} \qquad (3)$$

Por lo tanto:

$$V(z,t) = i.\omega.u(z,t) \qquad (4)$$

Donde:

- H : espesor total del depósito.
- V : velocidad absoluta de la partícula a una profundidad z y un tiempo t.
- v^* : velocidad de cortante compleja igual a $v^* = \sqrt{(G + i\mu\omega)/\rho} = \sqrt{G^*/\rho}$ en la cual G^* es el módulo de cortante complejo.
- z : altura desde la superficie del depósito
- μ : viscosidad del suelo
- t : tiempo
- ρ: densidad

El método de las características en la forma de solución gráfica fue usado por primera vez por Westergaard en 1933, para encontrar el cortante horizontal en edificios idealizados como vigas de cortante. Este método solo podía ser utilizado si la excitación en la base tenia una forma simple (p.e. una función sinusoidal).

En la década de los 60 fueron solucionadas un gran número de problemas de transientes en sistemas hidráulicos mediante el método de las características en los cuales la ecuación diferencial representativa era hiperbólica. En 1973, Streeter, Wylie y Richart utilizaron el método de las características para la propagación de ondas en suelos. Las ondas de cortante inducidas por el sismo en materiales lineales y con rigidez degradante con el desplazamiento fueron considerados por estos autores. El comportamiento del suelo en la ecuación utilizada en esta investigación fue dividido en dos términos diferentes, el primero de los términos es proporcional a las deformaciones de cortante (γ) y el segundo de los términos es proporcional al cambio de la deformación de corte. Con estas suposiciones se obtiene la siguiente expresión:

$$\tau = G\frac{\partial u}{\partial z} - \mu\frac{\partial^2 u}{\partial z \partial t} = 0 \qquad (5)$$

En la cual:

τ :	esfuerzo cortante
G :	módulo de rigidez
V:	velocidad de la partícula
u :	desplazamiento relativo
z :	altura desde la superficie del depósito
μ :	viscosidad del suelo
t :	tiempo

Bajo condiciones dinámicas la ecuación de movimiento puede ser escrita como:

$$\rho\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - \frac{\partial \tau}{\partial z} = 0 \qquad (6)$$

Se debe anotar que si deriva la ecuación 5 con respecto a z y se substituye en la ecuación 6, se obtiene la ecuación 2. Debido a la velocidad es $V = \partial u/\partial t$, la ecuación 6 puede ser escrita de la siguiente manera:

$$\rho\frac{\partial V}{\partial t} - \frac{\partial \tau}{\partial z} = 0 \qquad (7)$$

Derivando la ecuación de estado (Ec. 5) con respecto al tiempo y utilizando la velocidad de la partícula en vez del desplazamiento, Streeter, Wylie y Richard obtuvieron la siguiente ecuación:

$$\frac{\partial \tau}{\partial t} - G\frac{\partial V}{\partial z} - \mu\frac{\partial^2 V}{\partial z \partial t} = 0 \qquad (8)$$

El tercer término de la ecuación 8 fue aproximado de la siguiente manera:

$$\frac{\partial^2 V}{\partial z \partial t} = \frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{\partial V}{\partial z}\right) = \frac{1}{\Delta t}\left[\frac{\partial V}{\partial z} - \left(\frac{\partial V}{\partial z}\right)_C\right] \qquad (9)$$

En esta ecuación el subíndice C denota el valor determinado en el punto C del diagrama z-t (Fig 4.5). Mediante el uso de diferencias finitas la ecuación 8 se convierte en la siguiente expresión:

$$\frac{\partial \tau}{\partial t} - \left(G + \frac{\mu}{\Delta t}\right)\frac{\partial V}{\partial z} + \frac{\mu}{\Delta t}\left(\frac{\partial V}{\partial z}\right)_C = 0 \qquad (10)$$

Las ecuaciones 7 y 10 son dos ecuaciones diferenciales parciales con dos variables dependientes (el esfuerzo cortante y la velocidad de la partícula) y dos variables independientes (la profundidad de la capa de suelo y el tiempo). El método de las características es una técnica matemática utilizada para transformar estas ecuaciones diferenciales parciales en cuatro ecuaciones diferenciales ordinarias que pueden ser resueltas mediante el uso de una técnica adecuada de diferencias finitas.

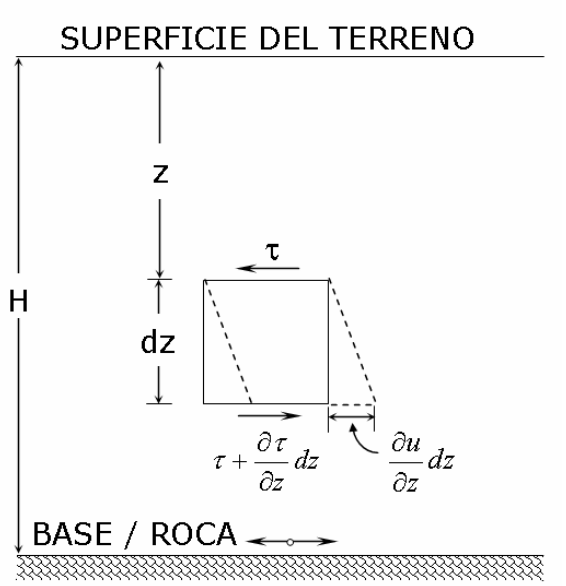


Figura 4.4 Esquema elemento unidimensional de suelo

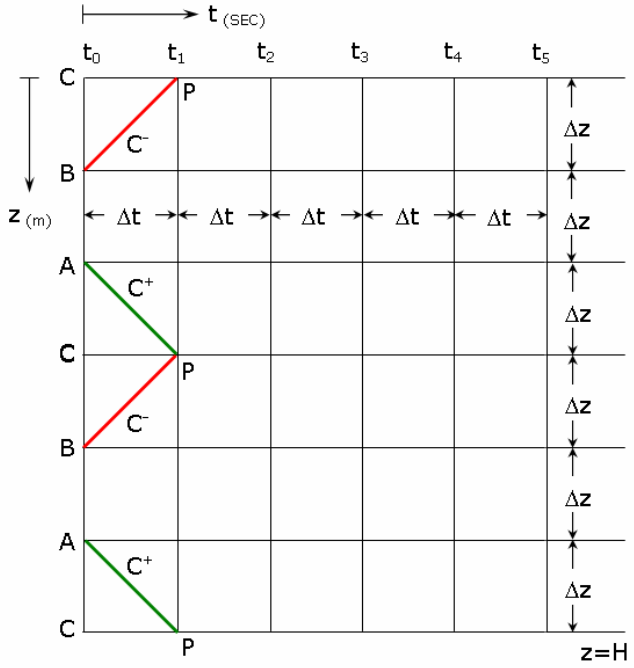


Figura 4.5 Líneas características en el plano z-t para seis divisiones de suelo

Si la ecuación 7 multiplicada por un valor desconocido θ es agregada a la ecuación 10, obteniendo la siguiente expresión:

$$\left[\frac{\partial \tau}{\partial t}+\theta\frac{\partial \tau}{\partial z}\right]-\rho\theta\left[\frac{\partial V}{\partial t}+\frac{1}{\rho\theta}\left(G+\frac{\mu}{\Delta t}\right)\frac{\partial V}{\partial z}\right]+\frac{\mu}{\Delta t}\left(\frac{\partial V}{\partial z}\right)_C=0 \qquad (11)$$

Utilizando la definición de la derivada Euleriana, es aparente que los términos que se encuentran en paréntesis en la ecuación 11 se convierte en derivadas totales si:

$$\frac{\partial z}{\partial t}=\theta=\frac{1}{\theta\rho}\left(G+\frac{\mu}{\Delta t}\right) \qquad (12)$$

Despejando se obtiene:

$$\theta=\pm\sqrt{\frac{G}{\rho}+\frac{\mu}{\rho\Delta t}}=\pm v_S \qquad (13)$$

En donde:

G :	módulo de rigidez
μ :	viscosidad del suelo
ρ :	densidad del suelo
t :	tiempo
v_S :	velocidad de onda cortante aparente del suelo.

La velocidad aparente del suelo v_S es igual a la pendiente de las líneas características en el diagrama z-t (Figura 4.5). Las ecuaciones 11 y 13 son nombradas como C^+ cuando θ es de signo positivo y como C^- cuando θ tiene signo negativo. Estas expresiones se presentan a continuación.

$$C^+ \begin{cases} \dfrac{\partial \tau}{\partial t} - \rho.v_S.\dfrac{\partial V}{\partial t} + \dfrac{\mu}{\Delta t}\left(\dfrac{\partial V}{\partial z}\right)_C = 0 & (14) \\ \dfrac{\partial z}{\partial t} = v_S & (15) \end{cases}$$

$$C^- \begin{cases} \dfrac{\partial \tau}{\partial t} + \rho.v_S.\dfrac{\partial V}{\partial t} + \dfrac{\mu}{\Delta t}\left(\dfrac{\partial V}{\partial z}\right)_C = 0 & (16) \\ \dfrac{\partial z}{\partial t} = -v_S & (17) \end{cases}$$

La cantidad $\left(\partial V/\partial z\right)_C$ fue expresada en términos de una diferencia finita central para los puntos internos del diagrama z-t. Las fronteras fueron implementadas mediante un esquema de diferencias finitas hacia adelante o hacia atrás. Después de haber especificado un intervalo de tiempo conveniente, el cual deberá ser constante en todos los cálculos, las ecuaciones 14 y 16 se convierten en las siguientes expresiones:

$$C^+ = \tau_P - \tau_A + \rho.v_S\left(V_P - V_A\right) + \frac{\mu}{2\Delta z}\left(V_P - V_A\right) = 0 \quad (18)$$

$$C^- = \tau_P - \tau_B - \rho.v_S\left(V_P - V_B\right) + \frac{\mu}{2\Delta z}\left(V_P - V_A\right) = 0 \quad (19)$$

Resolviendo las ecuaciones 18 y 19 las cantidades desconocidas τ_P y V_P pueden ser halladas. La distancia del intervalo Δz en las ecuaciones 18 y 19 es igual a:

$$\Delta z = \Delta t\sqrt{\frac{G}{\rho} + \frac{\mu}{\rho \Delta t}} \quad (20)$$

En el caso más simple, Δz puede corresponder a un submúltiplo del espesor total del depósito. Para casos más complicados, como rigidez variando con la profundidad deben ser tratados mediante el uso de interpolaciones.

En la superficie del terreno la condición de borde es $\tau_P = 0$. Por lo tanto V_P puede ser hallado mediante el uso de la expresión C^- de la siguiente manera:

$$V_P = V_B + \tau_{P`} - \frac{\tau_B}{\rho.v_S} - \frac{\mu}{\Delta z}\left(V_C - V_B\right)\frac{1}{\rho.v_S} \quad (21)$$

En la base la condición de borde consiste en la función de V_P conocida debida a la excitación sísmica bajo consideración. De acuerdo a lo anterior τ_P puede ser hallado mediante el uso de la expresión C^+ de la siguiente manera:

$$\tau_P = \tau_A + \rho.v_S\left(V_P - V_A\right) - \frac{\mu}{\Delta z}\left(V_C - V_A\right) \qquad (22)$$

El diagrama z-t (Figura 4.5) ayuda a entender la solución paso a paso. En un tiempo t_0 el esfuerzo de cortante τ y la velocidad de la partícula V se asumen como valores conocidos (condiciones iniciales). Si el terremoto se inicia en el tiempo t_0 y el deposito es horizontal, entonces τ y V serán cero en ese tiempo (condiciones estáticas). Estos valores permiten el cálculo de τ y V en los puntos P (un delta de tiempo después) utilizando las ecuaciones 18, 19, 21 y 22. El mismo procedimiento es utilizado en el paso siguiente.

Hasta este punto todos los métodos mencionados consideran que el suelo se comporta como un material viscoelástico, lo cual puede corresponder al caso de pequeñas deformaciones de cortante. Sin embargo la mayor parte de los suelos presentan un comportamiento altamente no lineal, Hardin y Drnevich en 1963 demostraron experimentalmente que este comportamiento puede ser aproximado a una hipérbola.

Parmelee y Seed y Idriss utilizaron una solución de masas concentradas para estimar la respuesta sísmica de de un deposito estratificado aproximando el comportamiento no lineal del suelo mediante un modelo histerético bilineal. Las masas concentradas eran conectadas con un modelo de Voigt unido en serie con un amortiguador viscoso, para representar la característica de reptación (creep) del suelo. Las ecuaciones de movimiento fueron solucionadas utilizando una metodología paso a paso.

Constantopoulos modeló el suelo como una serie de masas concentradas, resortes y amortiguadores. Los resortes utilizados eran no lineales utilizando la relación de esfuerzo deformación descrita por la curva de Ramberg-Osgood. La solución fue encontrada mediante integración directa en el dominio del tiempo.

Streter, Wylie y Richart utilizaron la relación no lineal de esfuerzo deformación de Ramberg-Osgood en conjunto con las ecuaciones apropiadas de estado y movimiento. Estos investigadores utilizaron un modelo distribuido (es decir un modelo en el cual las propiedades varían con la profundidad pero se asumen constantes entre ciertas profundidades) y resolvieron el problema de propagación unidimensional de onda cortante mediante el empleo del método de las características con intervalos de tiempo e interpolaciones especificas. Este modelo es el utilizado en el programa CHARSOIL desarrollado por los mismos autores.

Gracias al aumento en la capacidad y en la velocidad de procesamiento de los computadores ha sido posible el desarrollo de metodologías más robustas para estimar los efectos de sitio. Estas metodologías incluyen complejos modelos inelásticos para representar el comportamiento del suelo y representaciones bidimensionales y tridimensionales de la realidad.

Dentro de los diferentes métodos de estimación de los efectos de sitio el que se utiliza con mayor frecuencia actualmente es el método lineal equivalente implementado en programas como: SHAKE91 (desarrollado en la Universidad de California en Berkeley por Seed, Idriss, Lysmer, Sun y Schnabel) y EERA (desarrollado en la Universidad de California del Sur por Bardet, Ichi y Lin) por su fácil manejo y la capacidad de obtener resultados rápidamente.

A continuación se describe en términos generales la metodología empleada en la presente investigación para estimar los efectos de sitio (Método Lineal Equivalente mediante el programa de cálculo SHAKE 91)

4.2.2 Programa de Análisis: SHAKE 91

El programa original (SHAKE) fue desarrollado a comienzos de la década de los 70 por Per B. Schnabel, John Lysmer y Harry B. Seed en la Universidad de California en Berkeley, el lenguaje utilizado en el programa original fue Fortran IV. Entre 1991 y 1992 Idriss y Sun implementaron una serie de cambios para generar una mayor flexibilidad en la entrada de datos y la posibilidad de correr en versión PC DOS, esta versión recibe el nombre de SHAKE91, este programa ha sido utilizado para un gran número de estudios que tratan el tema de propagación de onda y la estimación de la respuesta y las solicitaciones de un depósito de suelo ante una movimiento sísmico. A partir del código fuente de SHAKE91 se han desarrollado una serie de programas de computador con entrada y salida de datos gráfica, entre estos programas se encuentra el EERA (Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of Layered Soil Deposits) desarrollado por Bardet, Lin y Tobita en la Universidad de California del Sur.

El programa SHAKE 91 es el programa de computador más utilizado para resolver problemas de propagación de onda en depósitos unidimensionales de suelo. Este programa calcula la respuesta de un depósito de suelo conformado por estratos horizontales que se encuentran sobre sujetos a una transiente generada por la propagación vertical de ondas de corte. El método se basa en la solución propuesta por Kanai para la ecuación de onda y el algoritmo de transformada rápida de Fourier. El movimiento utilizado como base para el análisis puede ser aplicado en cualquiera de las capas o estratos que componen el depósito. Pueden ser analizados sistemas compuestos por estratos con propiedades básicas variables tales como rigidez, densidad, curvas de degradación y amortiguamiento. Se utiliza el modelo lineal equivalente mediante un procedimiento iterativo para obtener propiedades del suelo compatibles con las deformaciones que se presentan en cada una de las capas.

El modelo lineal equivalente consiste en una modificación del modelo de Kelvin-Voigt para tener en cuenta algunos tipos de no linealidades. La no linealidad y el comportamiento de esfuerzo deformación de los suelos es aproximado durante ciclos de carga como se muestra en la Figura 4.6. El módulo de corte equivalente, *G*, es tomado como el módulo secante *Gs*, que depende de la amplitud de deformación cortante γ. Como se muestra en la Figura 4.6, *Gs* para un ciclo histerético simétrico controlado por deformación es:

$$G_S = \frac{\tau_C}{\gamma_C} \qquad (23)$$

En donde τ_C y γ_C son el esfuerzo y la deformación cortante respectivamente. El amortiguamiento con respecto al crítico en el modelo lineal equivalente β, se calcula para obtener la misma perdida de energía en un ciclo de carga a la que se presenta en un ciclo de histéresis del suelo.

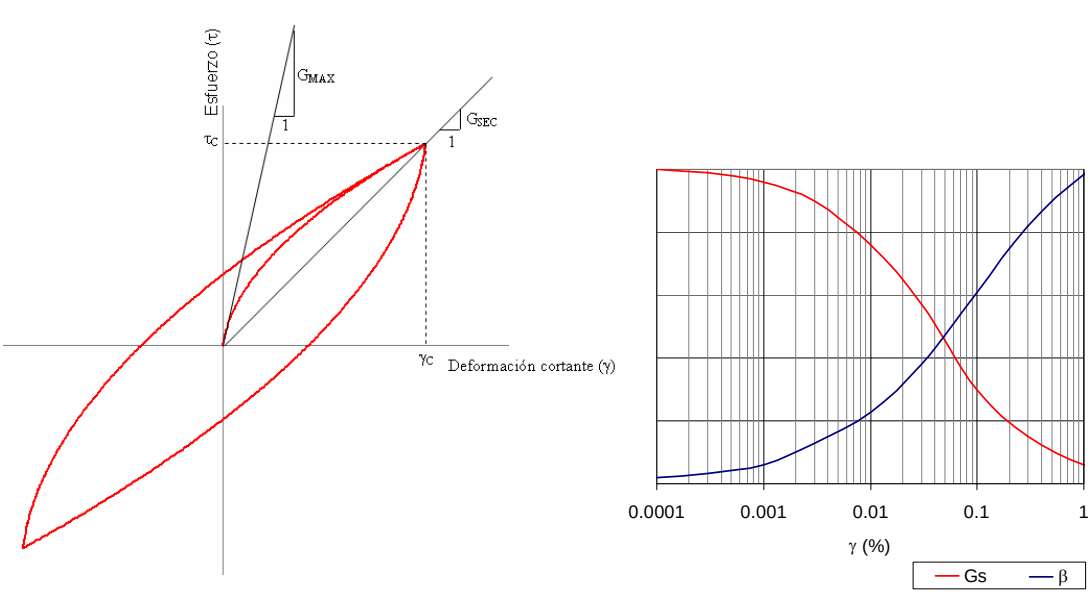


Figura 4.6 Curvas modelo lineal equivalente

Adicionalmente a la solución de la ecuación de onda el programa permite calcular espectros de respuesta, espectros de Fourier, funciones de transferencia, entre otras.

4.3 CARACTERIZACIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA MEDIANTE MODELOS UNIDIMENSIONALES

4.3.1 Introducción

Con el fin de desarrollar una metodología de análisis de la respuesta sísmica de depósitos de suelo basada en modelos teóricos del comportamiento del mismo, se hace necesario contar con una información básica confiable que permita realizar la calibración de los modelos. Lo ideal para lograr este objetivo sería un conjunto de registros de acelerogramas en diferentes sitios en los cuales debería conocerse en detalle las características geotécnicas básicas y las propiedades dinámicas de los suelos predominantes en el perfil. Se requerirían señales a nivel de la roca en profundidad al igual que las señales de respuesta en superficie. Estas señales en superficie deberían ser preferiblemente en campo libre para evitar la interacción con una estructura dada, la cual tiende a cambiar la forma general de la señal, tanto en amplitud como en duración y contenido frecuencial. Además deberían instalarse en sitios donde no se presenten efectos topográficos de consideración, a menos que unos instrumentos se dispongan especialmente para estudiar este tipo de fenómenos.

Una vez conformado el modelo del perfil estratigráfico en los diferentes sitios disponibles y habiendo asignado las propiedades estáticas y dinámicas a cada uno de los suelos característicos, puede obtenerse la función de transferencia correspondiente al modelo de análisis para diferentes niveles de aceleración, mediante la división del espectro de Fourier de la señal en superficie por el espectro de Fourier de entrada (registro en roca). En la Figura 4.7 se presenta un esquema del proceso utilizado para determinar la función de transferencia del depósito de suelo. El proceso de calibración consistiría en lograr reproducir los efectos de sitio observados en los registros de campo mediante el uso del modelo analítico.

Luego de calibrado, el modelo puede utilizarse para estimar la respuesta esperada ante otras excitaciones diferentes como es el caso de los sismos de diseño definidos. La metodología permitiría además establecer la respuesta en sitios diferentes a los puntos de calibración teniendo como información básica la estratigrafía y las propiedades estáticas y dinámicas de los suelos dominantes.

Para el presente caso no se cuenta con información adecuada para realizar una calibración propiamente dicha. Lo anterior debido principalmente a la falta de registros a nivel de roca con los cuales se pueda calcular analíticamente la respuesta en superficie para entonces compararla con los registros a nivel de superficie. Por esta razón, los modelos unidimensionales de comportamiento dinámico no fueron calibrados con datos locales de la zona por no estar disponibles. A pesar de lo anterior debe indicarse que la metodología de respuesta dinámica ha sido calibrada en gran cantidad de situaciones no solo a nivel nacional sino a nivel mundial, demostrando la gran capacidad de estos modelos de representar la realidad siempre y cuando se alimenten con la información adecuada.

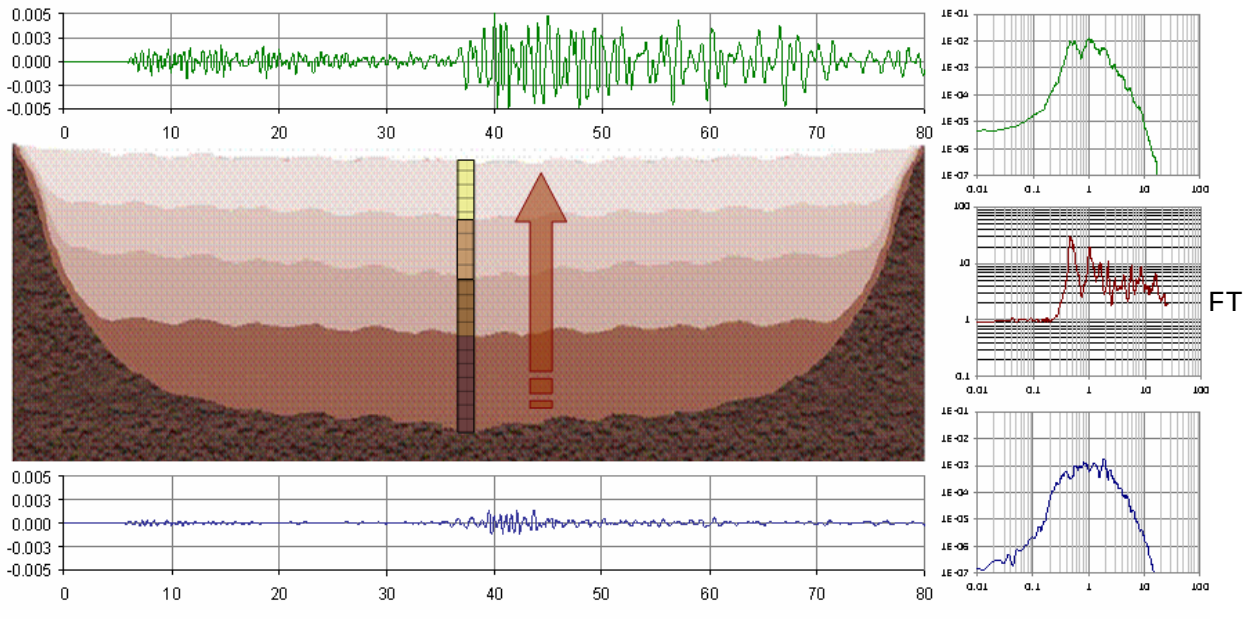


Figura 4.7 Esquema efectos de sitio y cálculo de funciones de transferencia

En este estudio se emplean modelos unidimensionales (tipo Shake) para representar el comportamiento del depósito de suelo, las principales razones para el uso de este tipo de modelos son:

- Este tipo de modelos han demostrado una gran capacidad para reproducir el comportamiento registrado en depósitos de suelos con características similares a las que se presentan en la ciudad de Bogotá.

- Estos modelos han sido utilizados a nivel mundial para estudios similares al presente.

- Para generar modelos bidimensionales o tridimensionales del depósito de suelo seria necesario una información con un mayor nivel de detalle que la recolectada en el presente estudio. Por lo cual, gran parte de las variables necesarias para desarrollar el modelo tienen que inferirse generando que los resultados de este tipo de modelos tengan asociados unos mayores niveles de incertidumbre.

Las hipótesis en las que se basan todos los modelos analíticos que se presentan en este Capítulo son las siguientes:

1. Los estratos de suelo se extienden uniformemente y hasta el infinito en dirección horizontal y la capa inferior es el semiespacio infinito.

2. La respuesta principal del depósito de suelo es la producida por la propagación vertical de ondas de cortante provenientes de la formación de roca subyacente.

3. Las propiedades no lineales del suelo se modelan a través de sistemas viscoelásticos lineales equivalentes. Cada estrato que se modela es homogéneo e isotrópico y se caracteriza por su densidad de masa, espesor, módulo de corte y factor de

amortiguamiento y por las características de degradación de estas últimas propiedades con la deformación por cortante.

Dadas las limitaciones de los modelos implementados en este estudio, para proyectos de construcción que se desarrollen en zonas cercanas a las zonas montañosas se requiere el desarrollo de estudios más detallados que permitan establecer la incidencia de los accidentes topográficos en la respuesta dinámica. A pesar de esto los modelos unidimensionales siguen dando una buena indicación del tipo de respuesta dinámica aunque se requiere evaluar la incidencia de los efectos locales en la amplitud y contenido frecuencial de las ondas.

En cada uno de los análisis realizados sobre modelos unidimensionales de propagación de onda es posible obtener curvas en función de la profundidad de degradación del módulo de cortante, amortiguamiento efectivo promedio de cada uno de los estratos, deformación unitaria promedio de la capa y curva de aceleración en función de la profundidad. En las Figuras 4.8 y 4.9 se presentan a manera ilustrativa los resultados obtenidos para el sondeo realizado en el Aeropuerto El Dorado (Zona 4 MZSB), con un espesor de depósito blando del orden de 450m. Se propagan dos registros sísmicos en el perfil, el primero corresponde al sismo de Chalfant Valley (Estados Unidos, 1986) con una aceleración máxima de 50 cm/s² (0.05 g), la segunda señal de análisis es un registro del sismo Irpinia (Italia, 1980), con una aceleración máxima de 200 cm/s² (0.20 g).

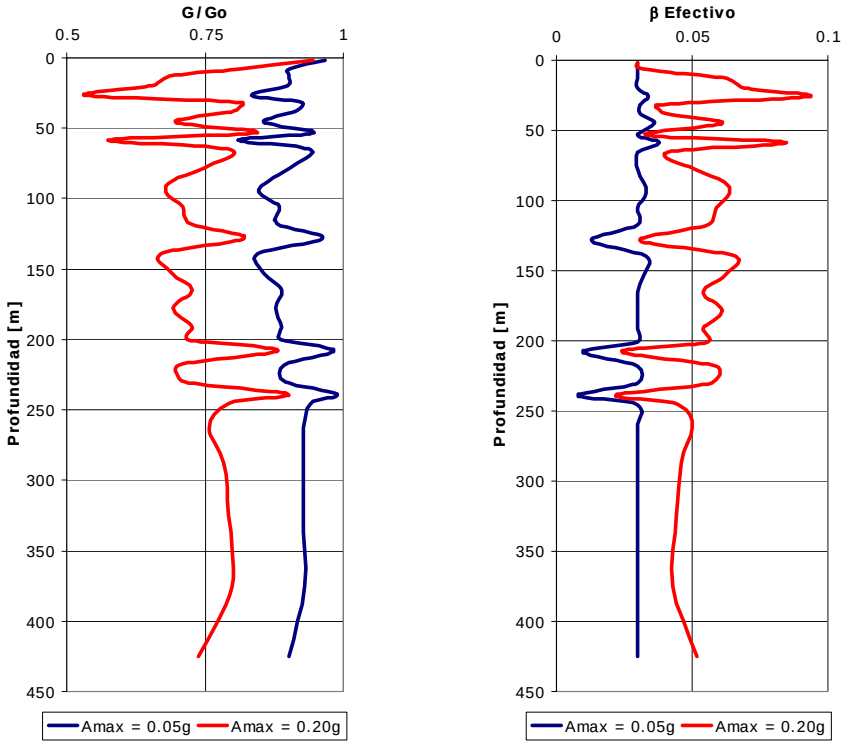


Figura 4.8 Degradación del módulo de rigidez y amortiguamiento efectivo en función de la profundidad

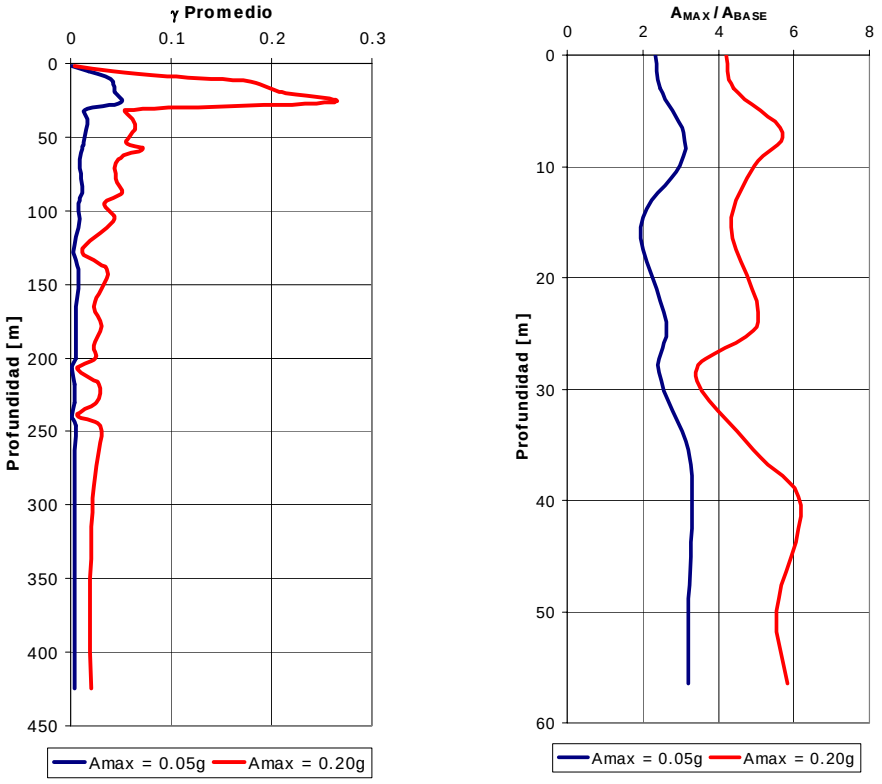


Figura 4.9 Deformación cortante promedio y aceleración máxima en función de la profundidad

4.4 RESPUESTA DINÁMICA UNIDIMENSIONAL

4.4.1 Perfiles de Análisis

La microzonificación sísmica de la ciudad de Bogotá se estudia desde el punto de vista de la respuesta unidimensional del depósito. La forma del perfil del basamento rocoso en la zona bajo estudio no se conoce en detalle. Sin embargo se encuentran en casi toda la ciudad depósitos lacustres pertenecientes a la formación Sabana, subyacidos por depósitos aluviales correspondientes a la formación Subachoque. Si se considera la dimensión aproximada de la zona central de la ciudad se concluye que el comportamiento de los depósitos puede considerarse prácticamente como unidimensional, es decir su comportamiento dinámico puede analizarse considerando una estratigrafía uniforme en toda la zona.

Para la evaluación de la respuesta dinámica se consideraron 43 puntos de análisis incluyendo sondeos realizados para el estudio de microzonificación sísmica de Bogotá, sondeos del proyecto Metro y estudios de respuesta local recientes realizados en la ciudad. En la Tabla 4.2 se presenta una lista con los puntos de estudio empleados y en la Figura 4.10 se presenta un mapa de localización de los mismos. Los perfiles estratigráficos de los sitios estudiados se presentan en el Anexo 4.1.

A partir de cada perfil estratigráfico disponible se construyen entonces modelos unidimensionales compuestos por varias capas de suelo y un semiespacio infinito en la parte inferior representando el basamento de contraste o la roca base.

Tabla 4.2 Identificación puntos de estudio empleados

No	Nombre	Fuente de Información	Zona Microzonificación Sísmica de Bogotá
1	Autopista Sur Soacha	EMZSB	ZONA 1
2	Roca Blanda	DPAE	
3	Roca Dura	DPAE	
4	Edificio Bel Air	DPAE	ZONA 2
5	Edificio Colgas	DPAE	
6	Edificio ESSO	DPAE	
7	Edificio Karón	DPAE	
8	Calle 134 con Cra 9	DPAE	
9	Proyecto Múdela del Río	DPAE	
10	Plaza de Toros la Santamaria	DPAE	
11	Calle 114 con Cra 7	DPAE	
12	Cra 7 Cll 65	METRO	
13	Cra 7 Cll 63	METRO	
14	Cra 7 Cll 19	METRO	
15	Terreno Firme Sur	DPAE	
16	CITEC UNIANDES	DPAE	ZONA 3
17	Edifico EAAB	DPAE	
18	Estadio Nemesio Camacho "El Campín"	DPAE	
19	Proyecto Mazurén	DPAE	
20	Puente Calle 170 con Autopista	DPAE	
21	Edificio MEGABANCO	DPAE	
22	CAD	DPAE	
23	Av. 68 Cll 68	METRO	
24	Av. Chile Cra 24	METRO	
25	Cll 13 Av. Ciudad de Quito	METRO	
26	Av. Ferrocarril Cll 9	METRO	
27	Cll 170 Cra 9	EMZSB	
28	Cll 200 con Autopista Norte	EMZSB	
29	Cll 138 Club de SubOficiales	EMZSB	
30	Cll 13 Av Boyacá	EMZSB	
31	Av. 68 Av. Americas	METRO	
32	Engativa	EMZSB	ZONA 4
33	Av. Cundinamarca Cll 72	METRO	
34	Cll 127 con Autopista Norte	EMZSB	
35	Aeropuerto el Dorado	EMZSB	
36	Salud Total Av. 95 Autopista Norte	DPAE	
37	Autosur con Av. Boyacá	EMZSB	ZONA 5
38	Matatigres Autosur - NQS	DPAE	
39	Cll. 13 Cra 19	METRO	
40	Av. Ferocarril Cll 2	METRO	
41	Av. 1ero de Mayo Cra 65	METRO	
42	Av. 1ero de Mayo Cll 42 Sur	EMZSB	
43	Barrio el Tunal	EMZSB	

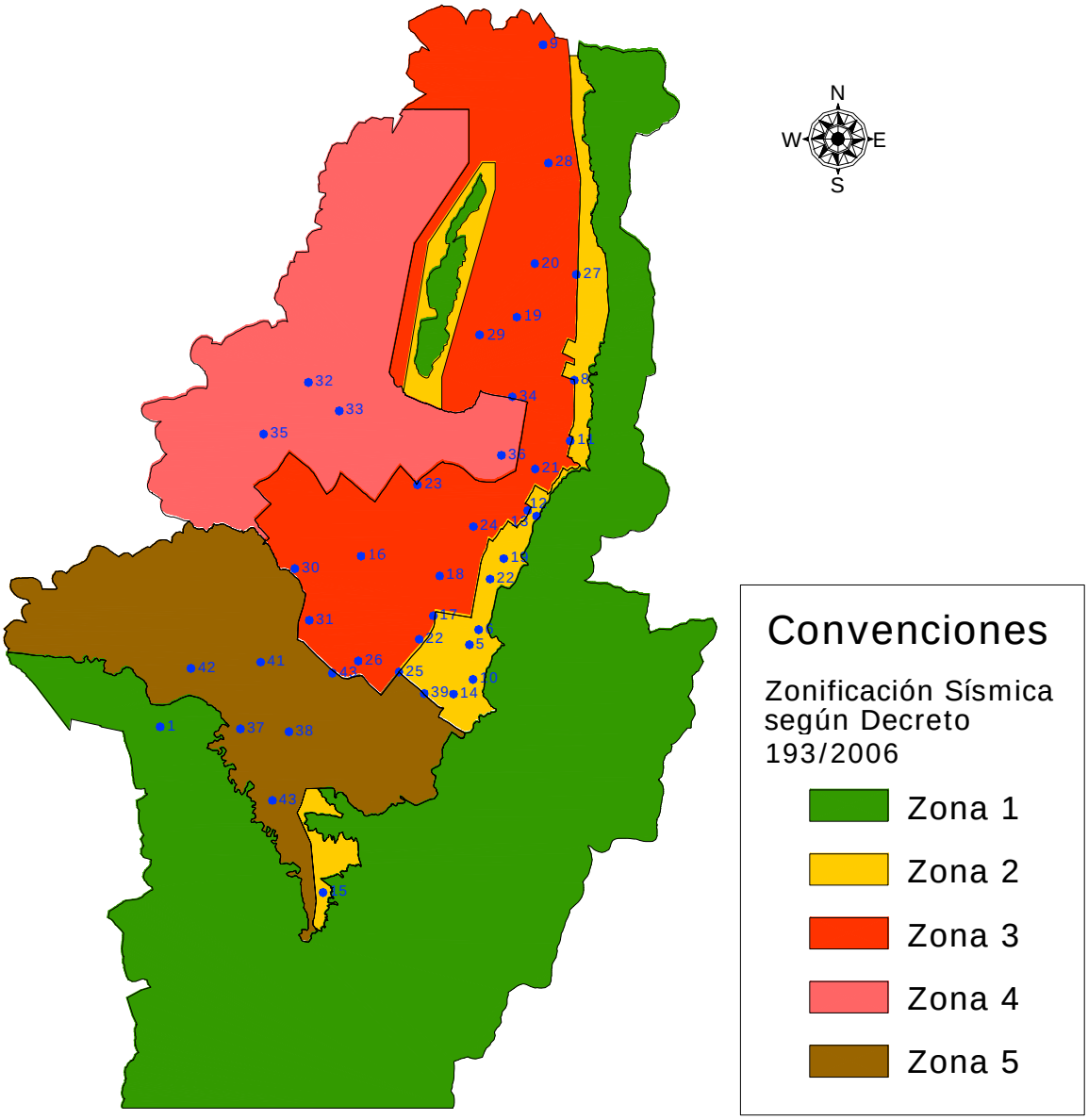


Figura 4.10 Microzonificación Sísmica y puntos de estudio empleados

4.4.2 Caracterización Geotécnica y Propiedades Dinámicas

Los parámetros básicos que utiliza el modelo de computador SHAKE91 (Idriss et al, 1991) son los siguientes:

4.4.2.1 Estratigrafía

Se define principalmente por zonas de igual clasificación unificada de suelos mediante las propiedades índices. Cada estrato se caracteriza por su densidad húmeda y por su índice de liquidez, definiendo de esta manera su espesor y el tipo de comportamiento que lo caracteriza, bien sea el comportamiento característico de las arcillas, limos o materiales granulares.

4.4.2.2 Densidad

La densidad se estima a partir de valores medios de acuerdo con los resultados de los ensayos de laboratorio. Se trabaja con la densidad húmeda (γ_{humeda}). Los valores medios que resultan varían en un rango entre 1.8 a 2.2 Ton/m³

4.4.2.3 Módulo de Corte Máximo

De acuerdo con lo definido anteriormente, el módulo de corte máximo se define mediante las mediciones de velocidad de onda de cortante en el sitio a través de la siguiente relación:

$$G_o = \rho * Vs^2 \qquad (24)$$

donde:

Vs = Velocidad de onda de corte medida en el sitio para bajas deformaciones
ρ = Densidad de masa del estrato
G_o = Módulo de cortante máximo (valor inicial para el análisis)

Estas ecuaciones se utilizan para todos los depósitos de suelos característicos de la zona.

4.4.2.4 Curva de degradación de la rigidez y de capacidad de amortiguamiento

Las curvas de degradación del módulo dinámico de cortante y de capacidad de amortiguamiento con la deformación cortante se definen de acuerdo con los resultados que se presentan en el Capítulo 3.

4.4.2.5 Valores iniciales de módulos de rigidez y amortiguamiento

Los valores iniciales para los módulos de rigidez se establecen igual a los módulos Go y los valores iniciales de coeficientes de amortiguamiento se estiman de manera uniforme para todos los depósitos en el 5%. El programa de computador se encarga de degradar los módulos y de llevar los coeficientes de amortiguamientos hasta los valores donde se hagan compatibles con las deformaciones alcanzadas de acuerdo con la señal de entrada utilizada en el análisis.

De acuerdo con lo anterior se preparan los datos básicos de cada uno de los sondeos disponibles para ser analizados con el modelo de computador SHAKE91 (Idriss et al, 1991).

4.4.3 Señales de análisis para determinar las funciones de transferencia

Para adelantar los análisis de propagación de onda en los diferentes puntos de control (columnas estratigráficas) que se tienen en la ciudad de Ibagué, es necesario seleccionar señales sísmicas registradas en roca preferiblemente o en suelo duro.

Para poder determinar los espectros de Amenaza uniforme (espectro de respuesta con probabilidad de excedencia constante) se deben calcular funciones de transferencia para diferentes niveles de intensidad para que los espectros resultantes tengan en cuenta el comportamiento histerético de los suelos que componen la columna estratigráfica. Para la

presente investigación se seleccionaron los siguientes niveles de intensidad sísmica: 0.05 g, 0.10 g, 0.20 g, 0.40 g.

Dentro de la presente investigación se intentó no escalar la amplitud de las señales con el fin de conservar las características frecuenciales y de duración de la fase intensa que tiene un registro sísmico en función de su magnitud, distancia y nivel de intensidad. Dado que en el país no se dispone de registros sísmicos confiables a nivel de estratos firmes con aceleración máxima superior a los 50 gales (0.05 g) fue necesario el uso de las bases de datos de movimientos sísmicos fuertes (strong motion database) que se encuentran en internet. Los registros fueron obtenidos del Instituto de Ingeniería de la UNAM (provenientes de la Red de Acelerógrafos de Guerrero) y de la base de datos del Centro de Estudios de Ingeniería Sísmica del Pacifico (PEER) adscrito a la Universidad de Berkeley.

En las Tablas 4.3 y 4.4 se presentan las principales características de las señales sísmicas utilizadas, tales como: identificación (nombre), fecha del evento, magnitud sísmica del evento, distancia epicentral, duración del registro, aceleración máxima de la señal, intervalo de muestreo, aceleración máxima utilizada en el análisis y el factor de diezmado utilizado para disminuir el número de datos del registro y el tiempo de procesamiento del archivo (si el factor de diezmado es N, entonces se leerá sólo una de cada N muestras).

En las Figuras 4.11 y 4.12 se presentan las señales seleccionadas para el análisis para fuentes de activas y de subducción. Las Figuras 4.13 y 4.14 presentan los espectros de respuesta de aceleración de los 12 registros provenientes de fallas activas y los 10 espectros de las señales de fuentes de subducción utilizados en los análisis. Los espectros han sido normalizados por la aceleración máxima del terreno con el fin de observar las diferencias entre las formas de los espectros de respuesta.

Con base en los análisis se determinan las funciones de transferencia no lineales en cada uno de los sitios de estudio para diferentes niveles de intensidad sísmica (para el presente análisis aceleración máxima en roca).

Tabla 4.3 Características registros sismos fuente activa

Nombre	ID del Registro	País	Fecha	Magnitud	Distancia (km)	Duración (seg)	Amax (g)	Δt (seg)	Amax Utilizada (g)	Factor de Diezmado
A01	Chalfant Valley	U.S.A	21/07/86	6.2	50	39.81	0.051	0.0050	0.10	4
A02	Georgia	U.S.S.R	15/06/91	6.2	52	38.17	0.046	0.0050	0.05	4
A03	Palm Springs	U.S.A	08/07/86	6.0	63	24.00	0.053	0.0050	0.05	4
A04	Anza	U.S.A	08/07/86	6.0	26	24.00	0.113	0.0050	0.10	4
A05	Armenia - Bocatoma	Colombia	19/01/99	6.2	42	31.92	0.084	0.0100	0.10	2
A06	Imperial Valley	U.S.A.	15/10/79	6.5	36	28.28	0.109	0.0050	0.10	4
A07	Irpinia	Italia	23/11/80	6.5	33	36.34	0.199	0.0029	0.20	4
A08	Whittier Narrows	U.S.A	10/01/87	6.0	10	29.96	0.199	0.0200	0.20	1
A09	San Fernando	U.S.A	09/02/71	6.6	27	29.66	0.212	0.0100	0.20	2
A10	Coalinga	U.S.A.	22/07/83	5.7	12	21.30	0.375	0.0050	0.40	4
A11	Northridge	U.S.A.	17/01/94	6.7	35	30.33	0.493	0.0100	0.40	2
A12	Park Field	U.S.A.	28/06/66	6.1	10	30.33	0.356	0.0100	0.40	2

Tabla 4.4 Características registros sismos fuente subducción

Nombre	ID del Registro	País	Fecha	Magnitud	Distancia (km)	Duración (seg)	Amax (g)	Δt (seg)	Amax Utilizada (g)	Factor de Diezmado
S01	Nuxco	México	15/07/96	6.5		83.00	0.049	0.0050	0.05	4
S02	Ocotito	México	14/09/95	7.2		61.00	0.059	0.0010	0.05	2
S03	Zihuantejo	México	10/12/94	6.6		34.05	0.053	0.0100	0.05	2
S04	Paraíso	México	25/09/84	6.5		36.67	0.102	0.0050	0.10	4
S05	Red Smart	Taiwán	12/06/85	6.5	45	27.15	0.142	0.0100	0.10	2
S06	La Unión	México	10/12/94	6.6		54.98	0.092	0.0050	0.10	4
S07	Caleta	México	09/08/00	6.7		42.21	0.194	0.0050	0.20	4
S08	Ocotito	México	25/04/89	6.5		53.16	0.195	0.0100	0.20	2
S09	Copala	México	24/10/93	6.2		58.94	0.292	0.0100	0.40	2
S10	Las Vigas	Mexico	25/04/89	6.5		34.43	0.345	0.0050	0.40	4

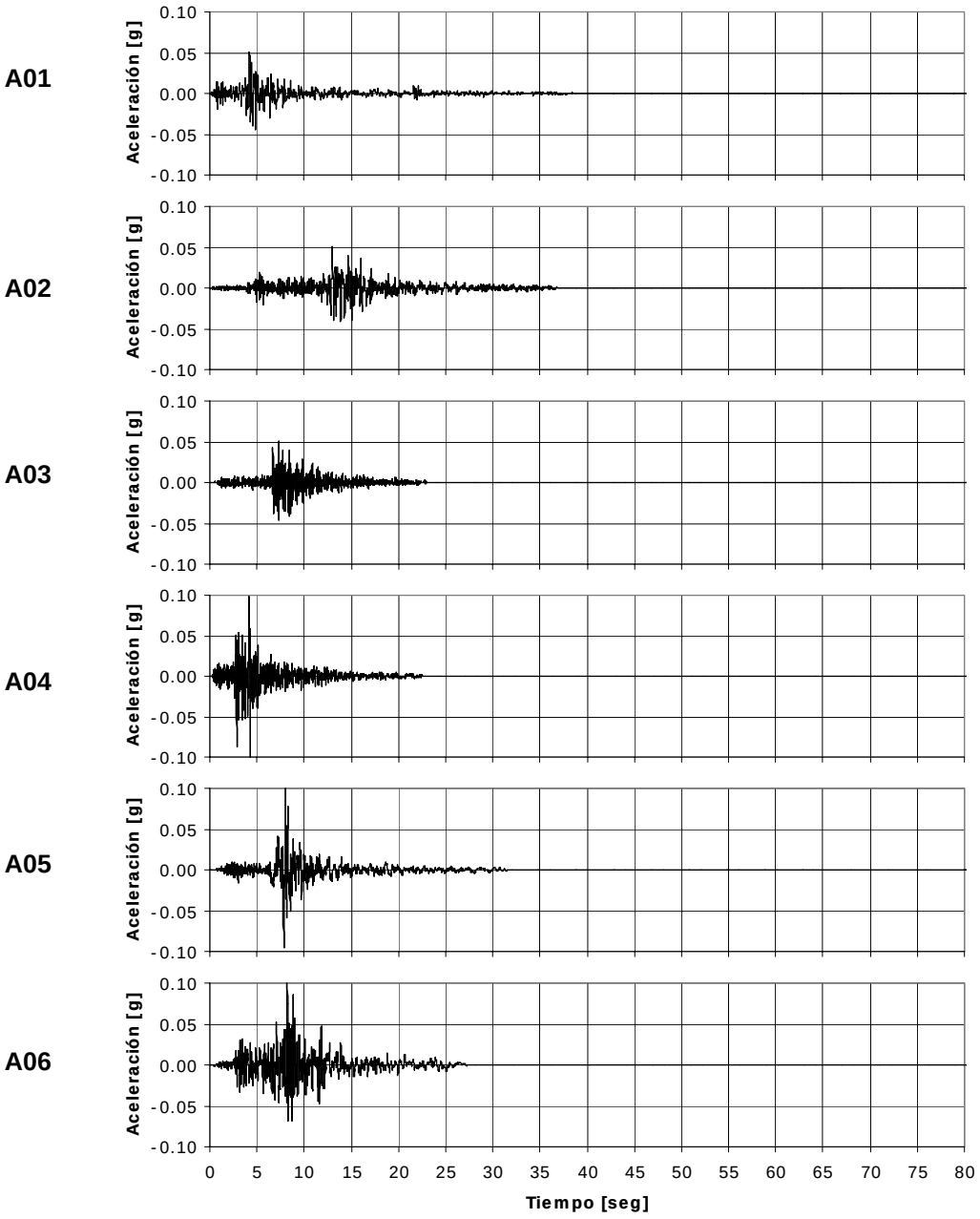
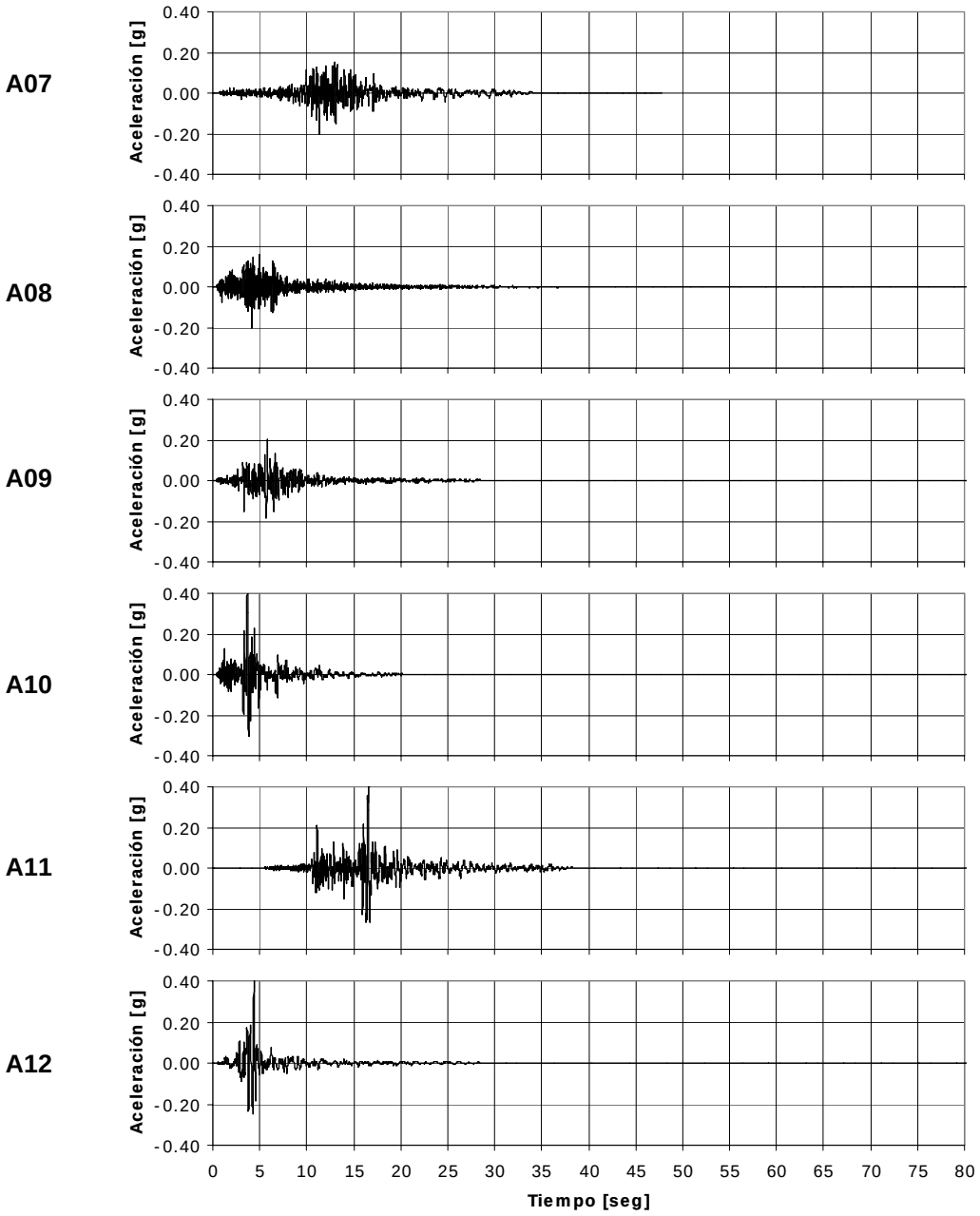


Figura 4.11 Señales de Fuente Activa



Continuación Figura 4.11 Señales de Fuente Activa

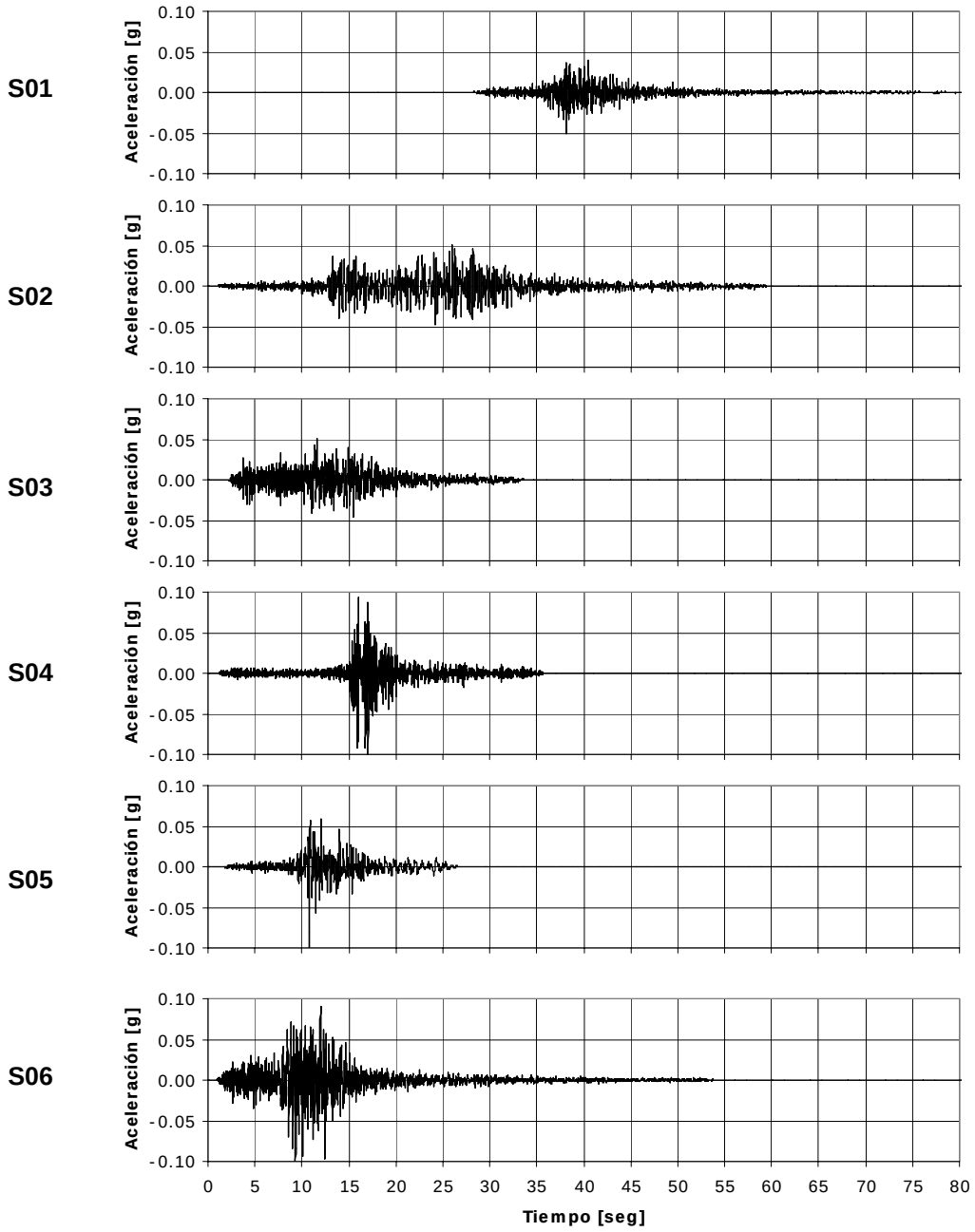
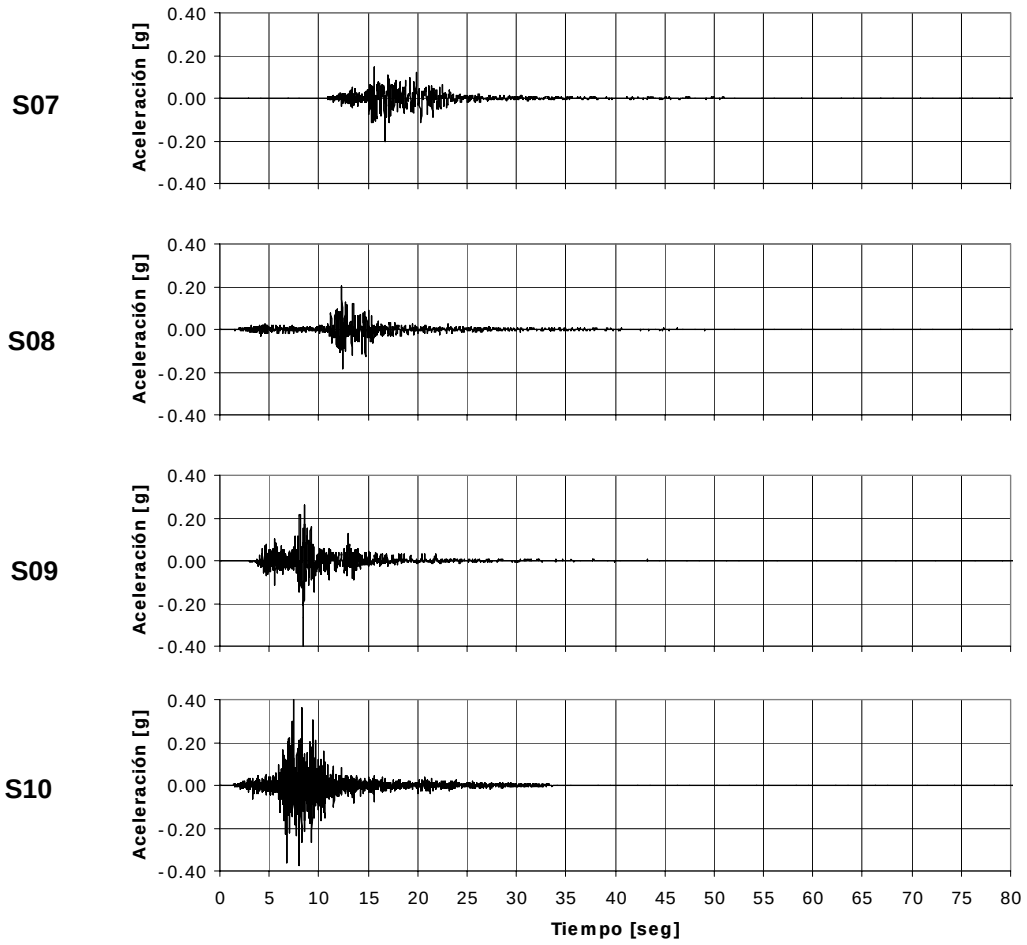


Figura 4.12 Señales de Fuente Subducción



Continuación Figura 4.12 Señales de Fuente Subducción

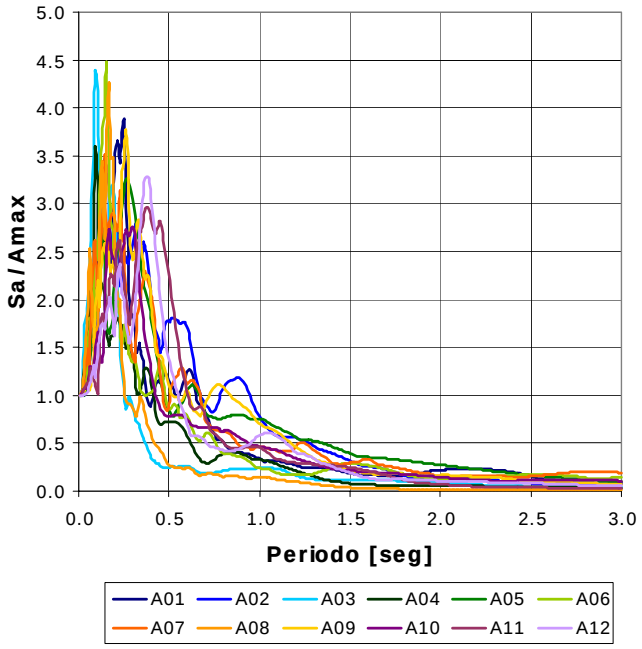


Figura 4.13 Espectros normalizados señales fuentes activas

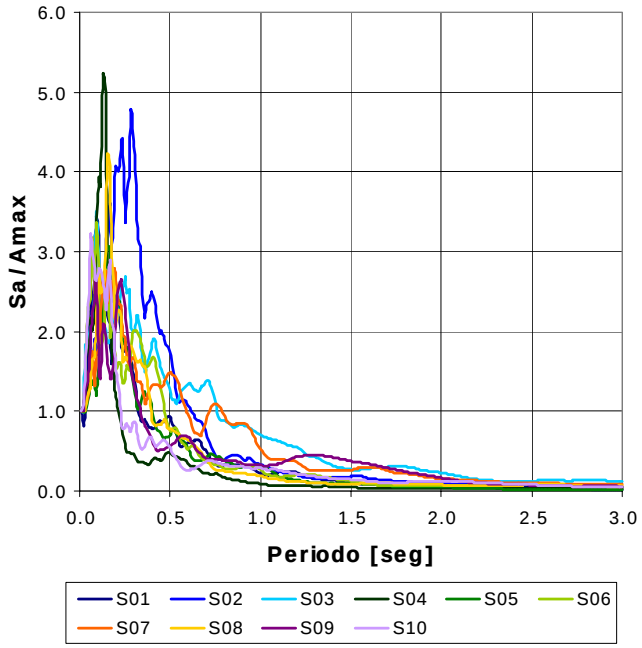


Figura 4.14 Espectros normalizados señales fuentes subducción

4.4.4 Señales Características

En estudios anteriores la estimación de los efectos de sitio se realizaba mediante la propagación de señales características. Para establecer una comparación entre el método de espectros de amenaza uniforme y los resultados de los análisis mediante señales características, se emplearon las señales establecidas en el Decreto 193 de 2006 como señales de análisis para los estudios de respuesta local en la ciudad. La selección de estas señales fue llevada a cabo empleando la metodología establecida por el INGEOMINAS para la selección de señales de diseño consistentes con la amenaza regional (Martinez, Alvarado, Rubiano 2002). Las Tablas 5, 6 y 7 presentan las propiedades básicas de las señales para fuente cercana, regional y lejana respectivamente, consistentes con la amenaza de la ciudad para un periodo de retorno de 475 años.

Tabla 4.5 Características registros sismos fuente cercana

FECHA	HORA	NOMBRE SISMO	Ms	Mw	Ml	Mb	ESTACIÓN	PGA [g]
1975/08/01	20:20:13	OROVILLE	5.6	6	5.7	5.7	OROV. SS	0.0998
1979/08/06	17:05:23	COYOTE LAKE	5.7	5.8	5.8	5.3	GILROY-1	0.1214
1980/0526	18:57:56	MAMMOTH LAKES AS			5.7	4.9	LONG VAL.U	0.1009
1983/07/22	2:39:54	COALINGA AS	5.8	4.4	6	6	SULPHUR.BH	0.1257
1984/04/29	5:02:59	UMBRIA	5.4	5.7	5.4	5.1	PIETRALUNG	0.1958
1995/19/01		LA URIBE					SANTA	0.0935

Tabla 4.6 Características registros sismos fuente regional

FECHA	HORA	NOMBRE SISMO	Ms	Mw	Ml	Mb	ESTACIÓN	PGA [g]
1989/10/18	0:04:02	LOMA PRIETA	7.1	6.9	7.1	6.2	YERBABUENA	0.0651
1994/01/17	12:30:55	NORTHRIDGE	6.8	6.7	6.6		MT.BALDY	0.0737
							DEER CANYON	0.069
							NEWPORT	0.1053
1995/01/16	20:46:52	KOBE	6.8	6.9	6.9	6	OKAYAMA	0.077

Tabla 4.7 Características registros sismos fuente lejana

FECHA	HORA	NOMBRE SISMO	Ms	Mw	Ml	Mb	ESTACIÓN	PGA [g]
1985/09/19	13:17:43	MEXICO	8.1	6.7		6.4	CERRO DEPI	0.0253
							CU01	0.0319
							CUIP	0.0319
							CUMV	0.0328
							XALTINGUIS	0.0309

Las Figuras 15, 16 y 17 presentan las señales con su correspondiente espectro de respuesta en terreno firme, para los diferentes tipos de fuente. La Figura 18 presenta un resumen de todos los espectros de respuesta en roca de las señales de diseño comparativamente con el espectro de amenaza uniforme para un periodo de retorno de 475 años.

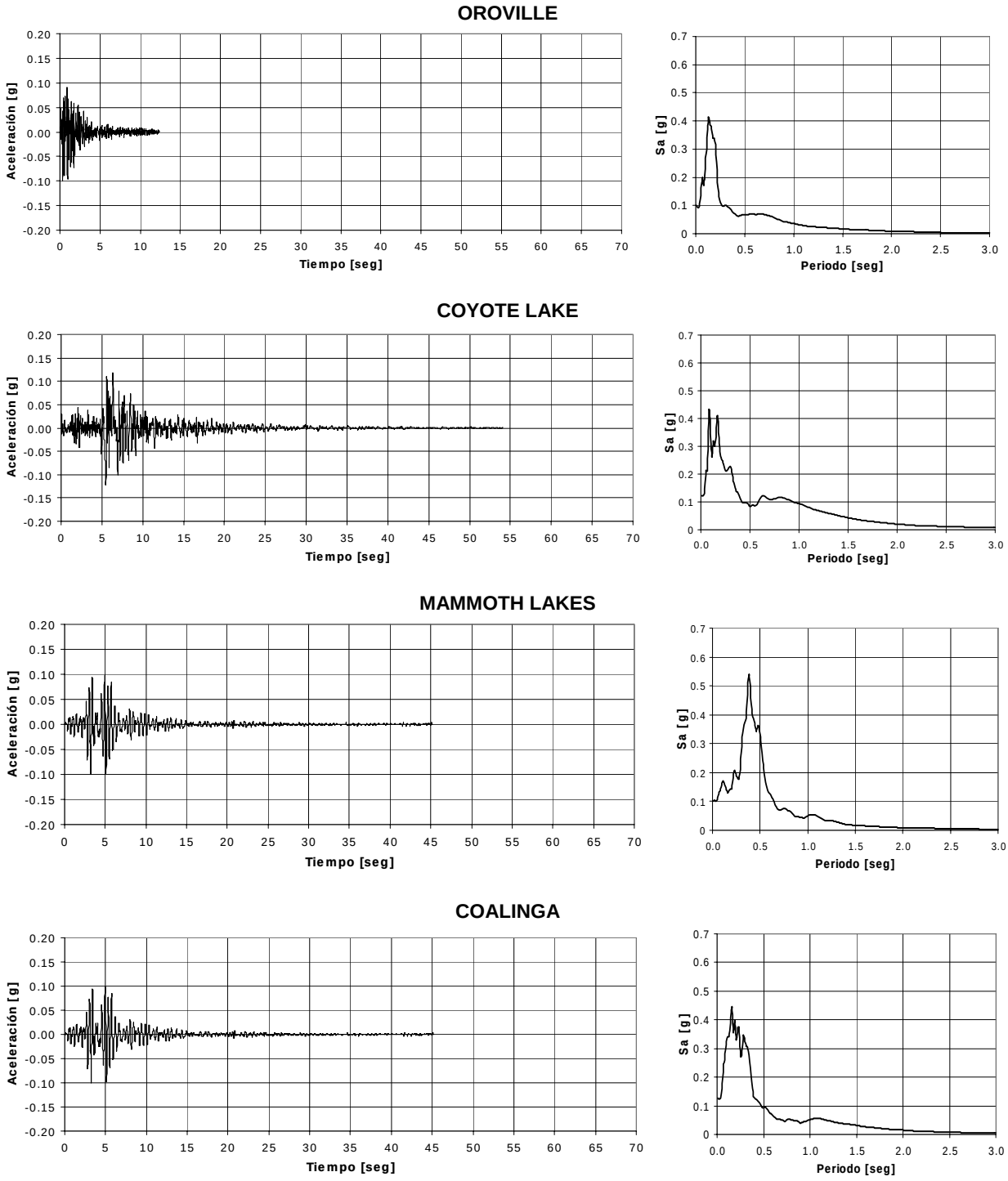
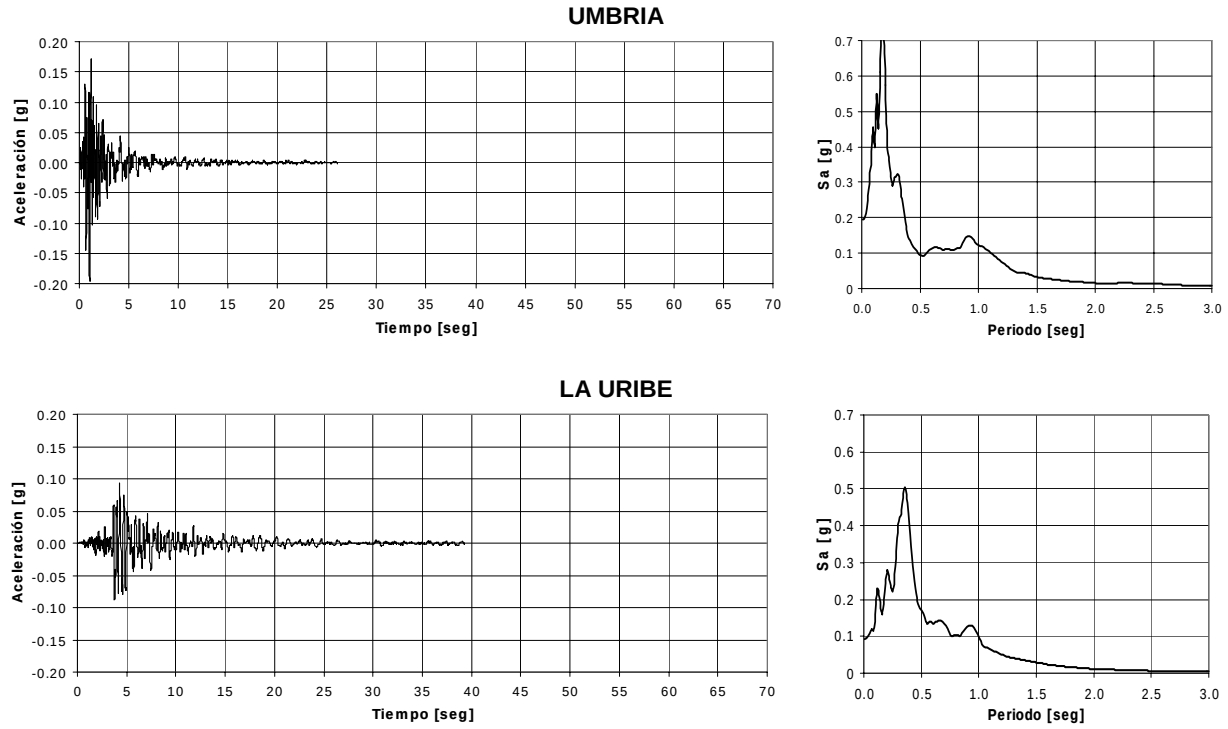


Figura 4.15 Acelerogramas de diseño y espectros de respuesta en roca de fuente cercana



Continuación Figura 4.15 Acelerogramas de diseño y espectros de respuesta en roca de fuente cercana

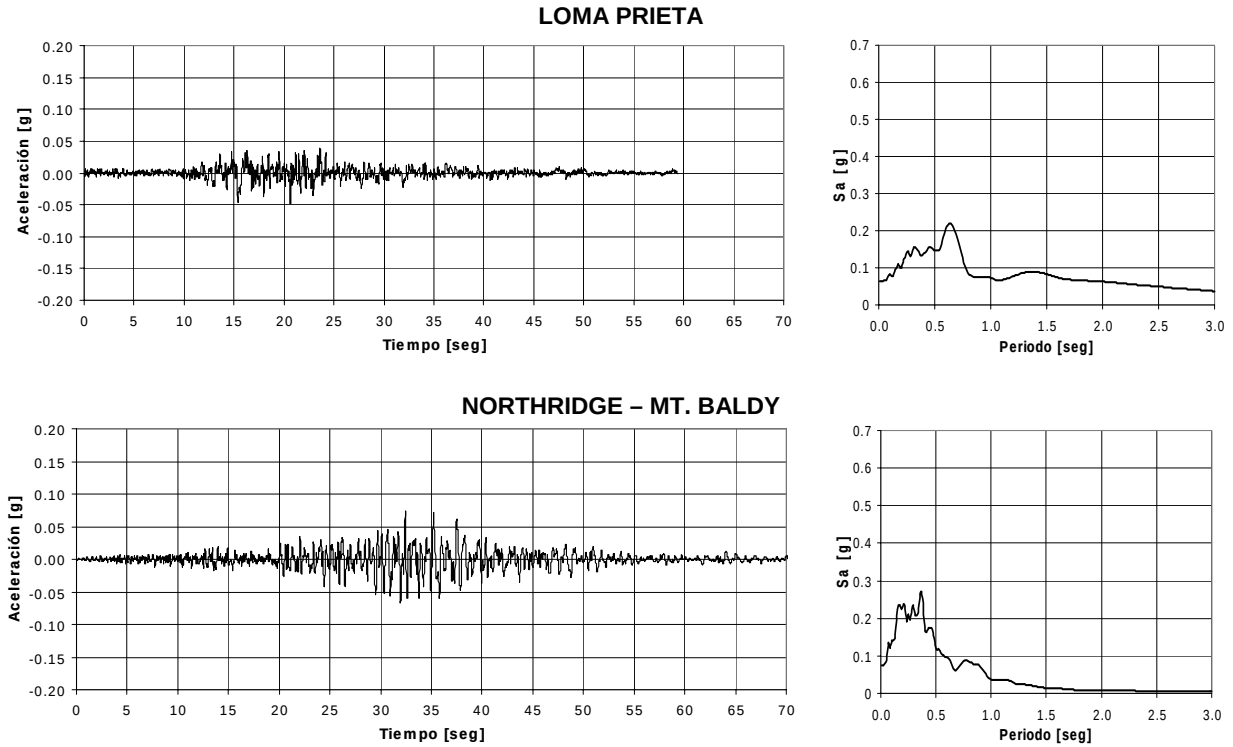
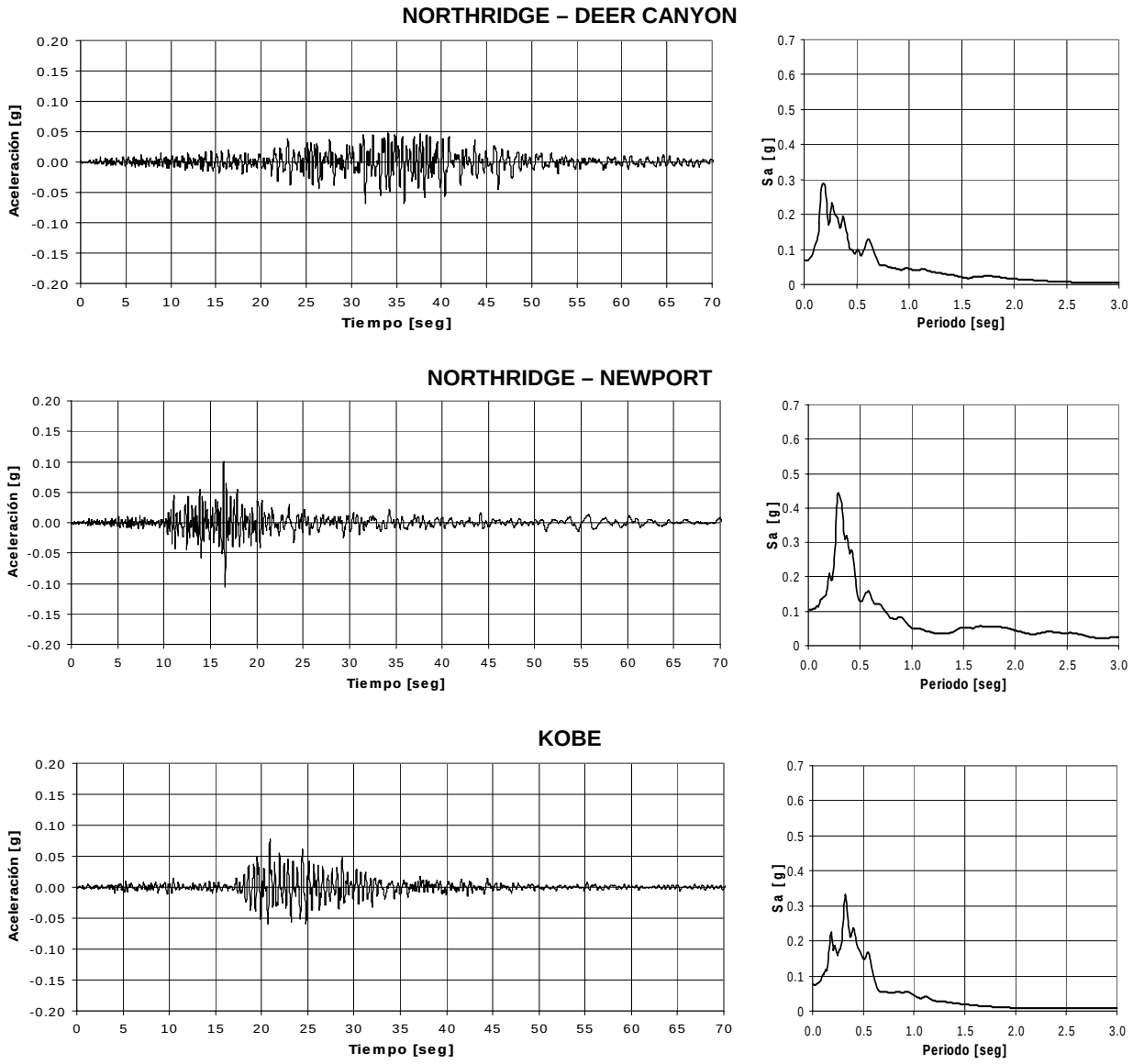


Figura 4.16 Acelerogramas de diseño y espectros de respuesta en roca de fuente intermedia



Continuación Figura 4.16 Acelerogramas de diseño y espectros de respuesta en roca de fuente intermedia

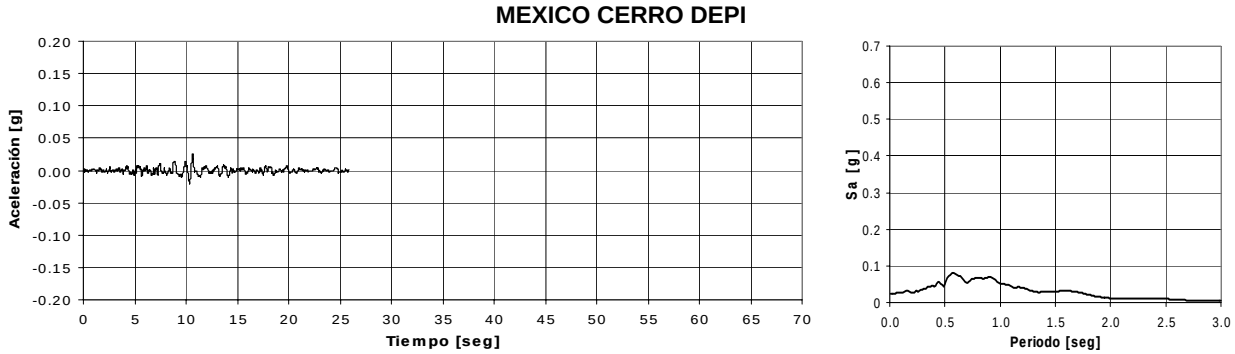
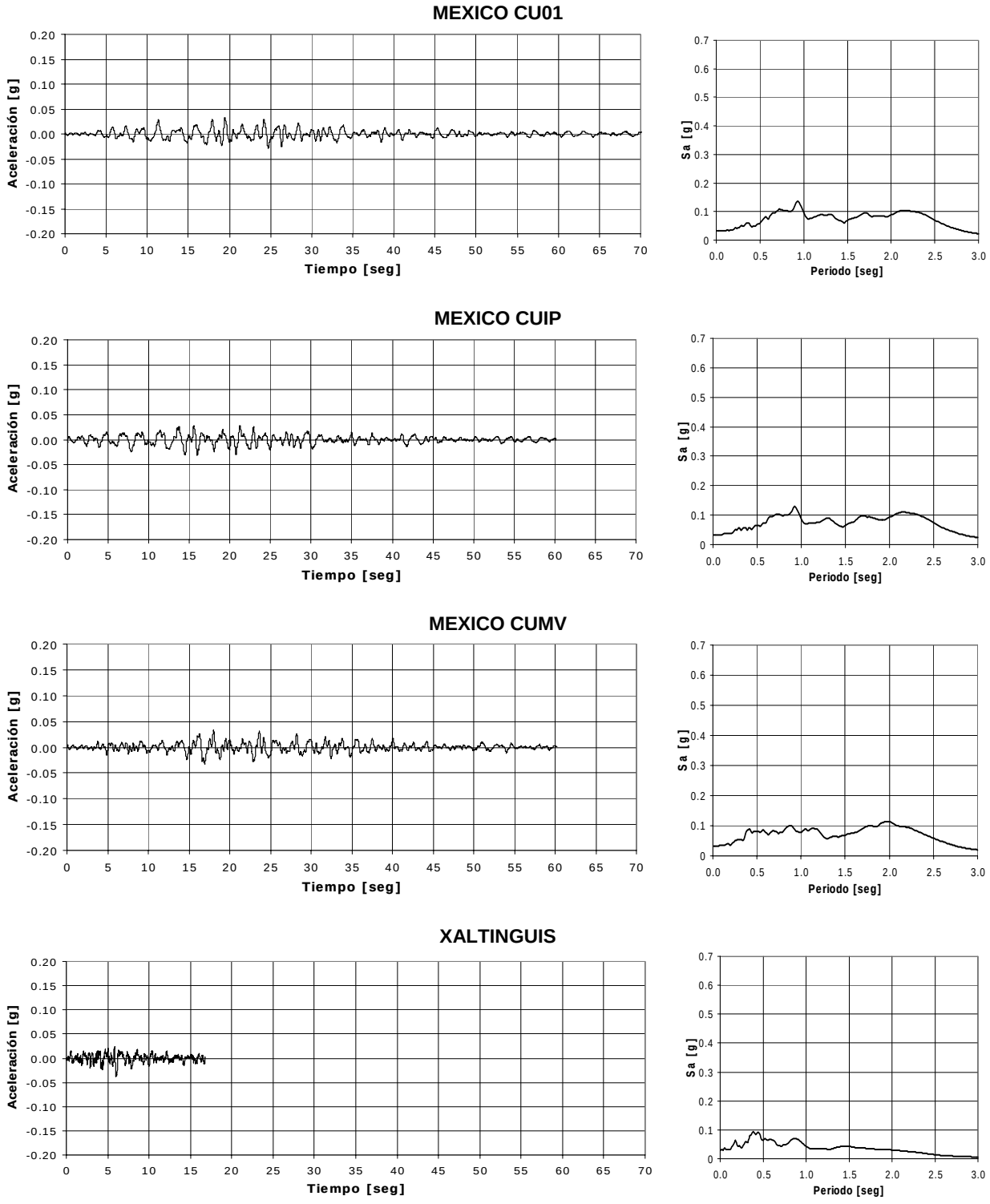


Figura 4.17 Acelerogramas de diseño y espectros de respuesta en roca de fuente lejana



Continuación Figura 4.17 Acelerogramas de diseño y espectros de respuesta en roca de fuente lejana

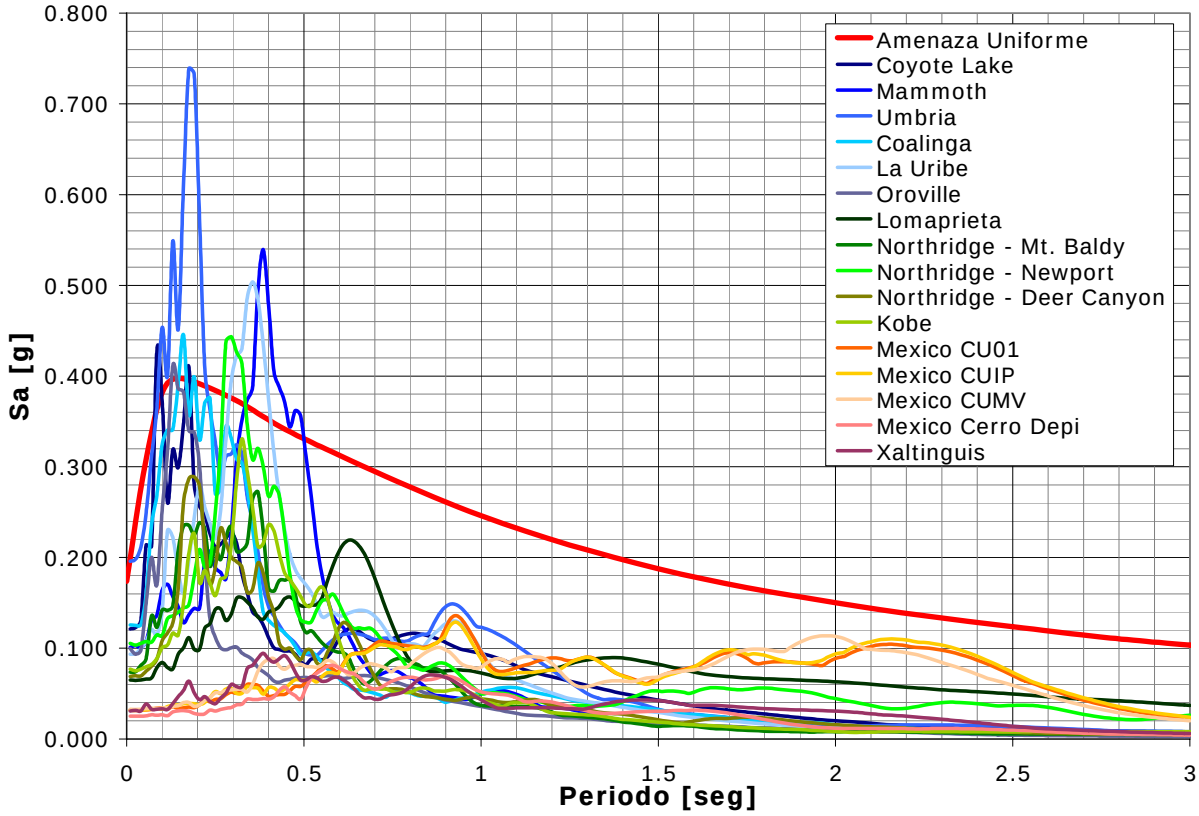


Figura 4.18 Comparación entre espectros de respuesta de señales de diseño y espectro de amenaza uniforme en terreno firme

4.4.5 Análisis de la respuesta dinámica

En la Figura 4.19 se presentan los resultados del análisis para el perfil ubicado en el Aeropuerto El Dorado (Zona 4 MZSB). La Figura incluye las funciones de transferencia no lineales y los espectros de amenaza uniforme de aceleración, pseudo velocidad y desplazamiento espectral correspondientes a periodos de retorno de 100, 250, 475, 1000 y 2500 años. Los resultados de los 43 sondeos analizados se presentan en el Anexo 4.2.

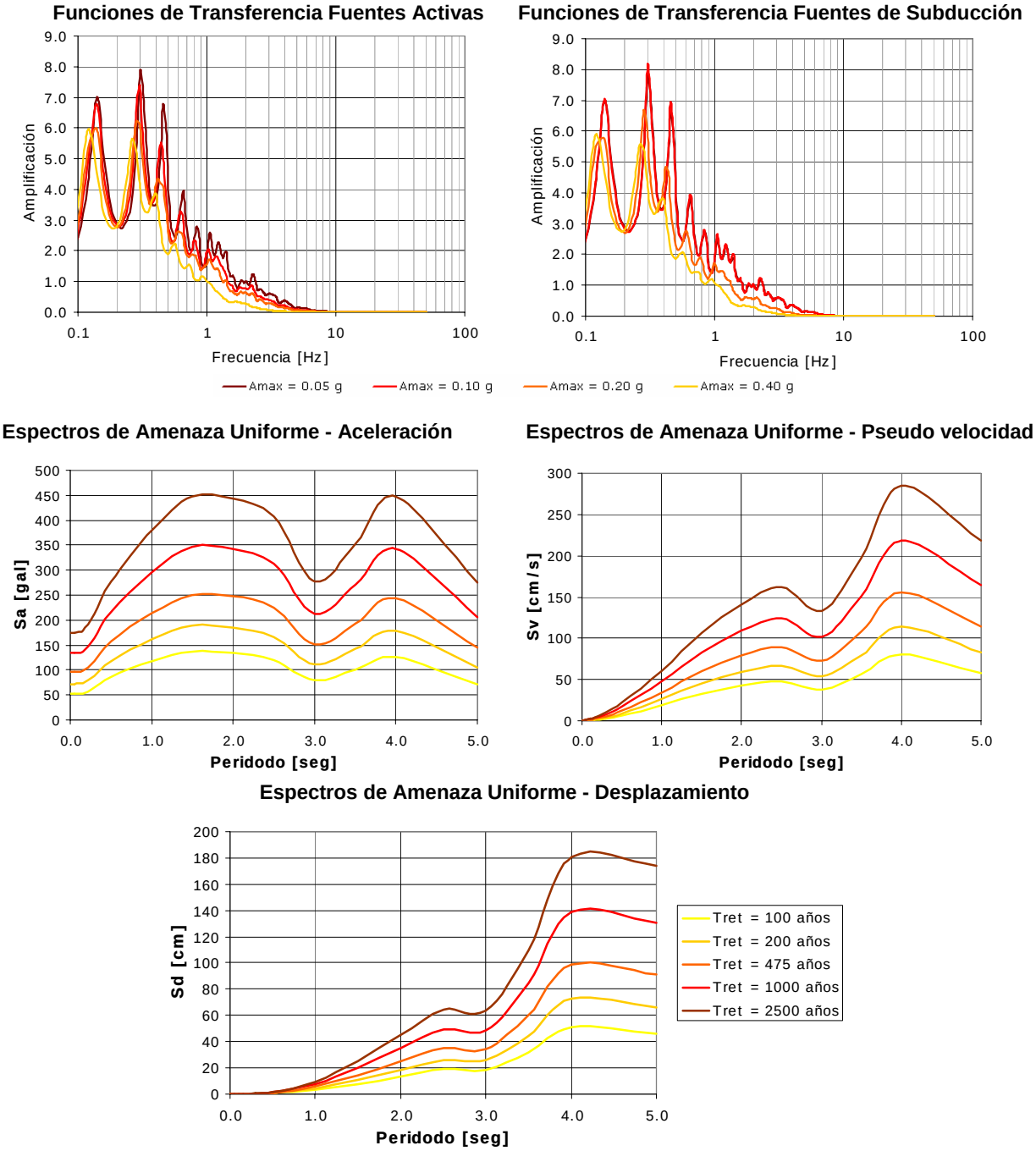


Figura 4.19 Resultados Punto de Análisis: Aeropuerto El Dorado

En las Figuras 4.20 a 4.24 se presentan los espectros de amenaza uniforme para un periodo de retorno de 475 años encontrados para los 43 puntos de control, diferenciados por zonas sísmicas, junto con el correspondiente espectro de diseño establecido en el Decreto 193 de 2006.

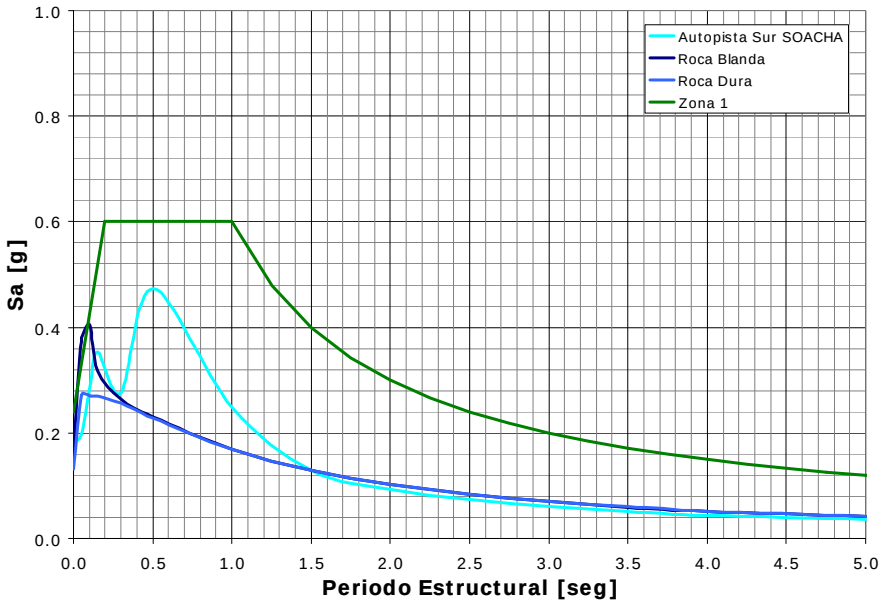


Figura 4.20 Espectros de amenaza uniforme para los puntos analizados en la Zona 1

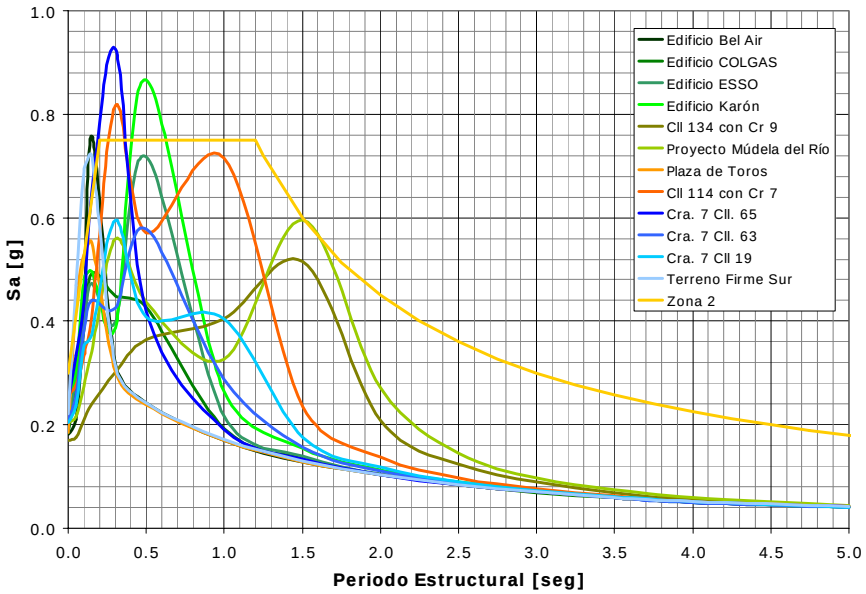


Figura 4.21 Espectros de amenaza uniforme para los puntos analizados en la Zona 2

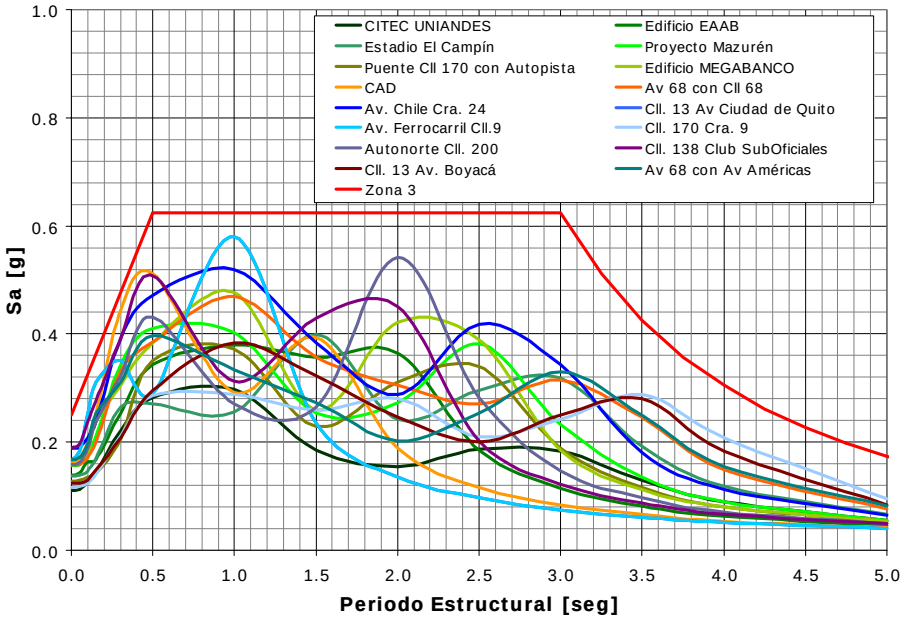


Figura 4.22 Espectros de amenaza uniforme para los puntos analizados en la Zona 3

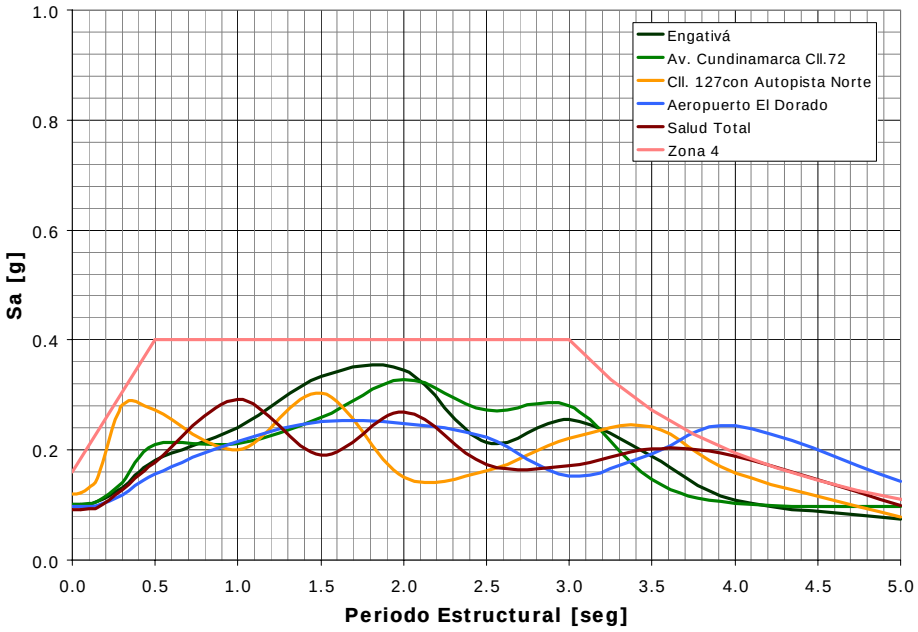


Figura 4.23 Espectros de amenaza uniforme para los puntos analizados en la Zona 4

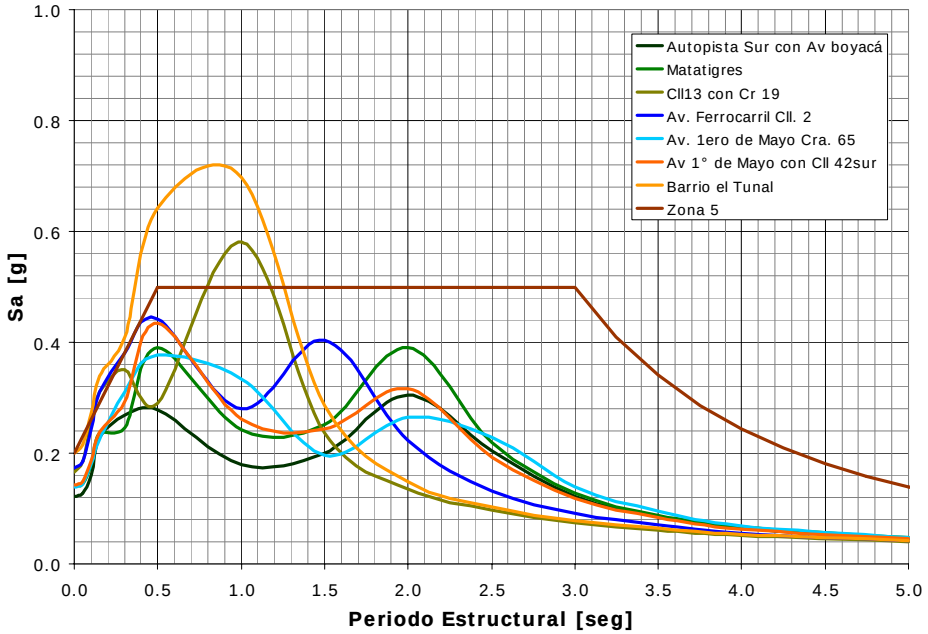


Figura 4.24 Espectros de amenaza uniforme para los puntos analizados en la Zona 5

4.5 BIBLIOGRAFÍA

Aguilar A., Arboleda J. & Ordaz M., 1999. Programa Crisis 99. Programa para calcular el Riesgo Sísmico.

Aki, K., 1988. Local Site Effects on Ground Motions, Earthquake Engineering and Soil Dynamics II- Recent Advances in Ground motion Evaluation, J.L. Von Thun (Editor), Geotechnical Special Publication No.20, Am. Soc. Civil Eng, New York, 103-155.

Biot, M. A., 1956. Theory of deformation of porous viscoelastic anisotropic solid, Journal of applied physics, Vol. 27, No. 5, May 1956, pp. 459-467.

Chavez-Garcia, F.J. & Bard, P.-Y. 1994. Site effects in Mexico City eight years after the September 1985 Michoacan earthquakes, Soil Dynamics. Earthquake Engineering, 13/em, 229-247.

Centro Regional de Sismología para América del Sur. CERESIS. 1999. El terremoto de Loma Prieta - 17 de octubre 1989.

Comunidad Económica Europea-Ingeominas. 1992. Microzonificación Sismogeotécnica de Popayán, Publicaciones Especiales Ingeominas #2.

Constantapoulus, I. V., 1973. Amplification studies for nonlinear hysteretic soil model, Sc. D. thesis, Departament of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology.

Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca CVC, Municipios de Palmira, Tulúa y Buga, UNIANDES, 2005. Microzonificación Sísmica y Estudios Generales de Riesgo Sísmico para las Ciudades de Palmira, Tulúa y buga.

Decreto 193 del 08 de Junio de 2006. "Por el cual se complementa y modifica el Código de construcción de Bogotá D. C., se adoptan los espectros de diseño y las determinantes de la Microzonificación Sísmica".

Dobry, R., & Vucetic M., 1987. Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits, In proceedings of the International Symposium n Geotechnical Engineering of soft soils, Vol. 2, Manual J. Mendoza y Luis Montañez (eds), Mexico, 1987.

Duffy, J. & Midlin, R. D., 1957. Stress-strain relation and vibrations of granular medium, Journal of Applied Mechanics, ASME, Vol. 24, 157, p. 585.

Finn, W. D. L & Lee, M. K. W. 1991 . DESRA-2C: Dynamic effective stress response analysis of soil deposits with energy transmitting boundary including assessment of liquefaction potential, Univ. of British Columbia, Faculty of Applied Science.

Hardin, B.O. & Drnevich, V. P., 1972. Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equation Curves, Journal of Soils Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 98, No. SM7, July 1972, pp. 667-692.

Hardin, B. O., & Richart, F. E., Jr., 1963. Elastic wave velocities in granular soils, Journal of the Soil Mechanics sn Foundation Division, ASCE, Vol. 89, No. SM1, Proceedings Paper 3407, February 1963, pp. 33-66.

Hashash, Y & Park, 2001. D. Non- linear one dimensional seismic ground motion propagation in the Mississippi embayment. Engineering Geology 62 (2001) 185 - 206.

Hashash, Y & Park, D. 2002. Viscous damping formulation and high frequency motion propagation in non-linear site response analysis. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 22 (2002) 611–624.

Haskell, N. A. 1953. The dispersion of surface waves on multilayered media. Bull. Seism. Soc. Amer. 43, 17-34.

Heirli, W., 1962. Inelastic wave propagation in soil columns, Journal for the soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, No. SM6, December 1962, pp. 33 - 63.

Herrera, I. & Rosenblueth, E. 1965. Response spectra on stratified soil, Proceedings ¡, 3rd World Conference ON Earthquake Engineer, New Zealand, 1965.

Idriss, I. M. & Seed, H. B.,1967. Response of horizontal soil layers during earthquakes, Research Report Soil Mechanics and Bituminous Materials Research Laboratory, University of California, Berkeley.

Idriss, I. M. & Seed, H. B., 1968. Seismic response of horizontal soil layers, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 94, No. SM4, Proceedings paper 6043, July 1968, pp. 1003-1031.

Idriss, I. M. Dobry, R. & Singh, S. 1978. Nonlinear behaviour of soft clays during cyclic loading. ASCE J. Geotechnical Eng. Division. 104 (GT12).

Idriss, I. M. 1990**.** Response of Soft Soil Sites during Earthquakes. Proceedings of the Symposium to Honor Professor H. B. Seed, Berkeley, May, 273-289

Idriss I. M. & Sun, J. I., 1992. SHAKE91.

Jacobsen, L., 1930. Motion of a soil subjected to a simple harmonic ground vibration, Bulletin of the Seismic Society of America, Vol. 20, 1930, pp.160-196.

Kanai, K., 1950. The effect of solid viscosity of surface layer on the earthquake movements, Bulletin Earthquake Institute, Tokyo University, Vol. 28, 1950, pp. 31-35.

Kanai, K., 1952. Relation between the nature of surface layer and the amplitude of earthquake motions, Bulletin Earthquake Institute, Tokyo University, Vol. 30, 1952, pp. 31-37.

Kanai, K., 1961. An empirical formula for spectrum of strong earthquake motions, Bulletin Earthquake Institute, Tokyo University, Vol. 39.

Oficina para la Prevención de Emergencias OPES, Dirección Nacional para la Prevención y Atención de Desastres DNPAD, INGEOMINAS, UNIANDES., 1996. Proyecto Microzonificación Sísmica de Santafé de Bogotá. Subproyecto No 11 Zonificación Sísmica.

Ordaz, Aguilar, Arboleda. "CRISIS 99 ®. Program For Computing Seismic Hazard", Universidad Autónoma de México,1991

Martinez A., Alvarado C., Rubiano D., 2002. Selección de Señales de Diseño Consistentes con el Escenario Regional de Amenaza Sísmica: Casos Aplicados en Colombia. INGEOMINAS.

Nakamura, Y. A., 1989. Method for Dynamic Characteristic Estimation of Subsurface Using Microtremors on Ground Surface, QR of RTRI 30, No.1, February, 25-33.

National Information Service for Earthquake Engineering, NISEE, 1993. NISEE Software Library 2nd Edition, University of California, Berkeley.

Papadakis, C. N., 1973. Soil transients by characteristics method, PHD Thesis, University of Michigan.

Parmelee, R. A., Penzien, J., Scheffey, C. F., Seed, H. B., & Thiers, G. R., 1964. Seismic effects on structures supported on piles extending deep sensitive clay, Report No. 64-2, Institute of Emgineering Research, University of California, Berkeley, August 1964.

Parmelee, R. A., Perelman, D. S., Lee, S. L. & Keer, L. M., 1968. Seismic response of structure foundation systems, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vo. 94, No. EM6, Dec.1968, pp. 1295-1315.

Ramberg, W. & Osgood, W. T., 1943. Description of stress-strain curves by three parameters, Technical Note 902, NACA, 1943.

República de Colombia, 1998. Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes – NSR-98, Ley 400 de 1997.Decreto 33 de 1998.

Röesset J. M., 1977. Soil amplification in Earthquakes. In Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Desai & Christian (Editors), McGraw-Hill, Ch. 19.

Röesset J. M., Sarrazin M. & Vanmarcke E., 1969. The use of amplification functions to derive response spectra including the effect of local soil conditions. Res. Rept. R69-48, Massachusetts Institute of Technology, Civil Eng. Dept.

Romo M.P. & Jaime, A. 1987. Degradación del S módulo de cortante de las arcillas del Valle de México", Memorias VII Congr. Nac. Ing. g, Sirmica, Querétaro, Qro., 1987. E-31-44.

Romo, M.P. y Seed H.B., 1986. Analytical modeling of dynamic soil response in the Mexico earthquake of September 19, 1985, Proc. ASCE Specialty Int. Conf. on the Mexico Earthquakes-1985, 148-162, Sept 19, 1986, México

Sánchez-Sesma F- J, Chávez-García F. J & Bravo M. A, 1988. Seismic response of a class of alluvial valleys for incident SH waves, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol 78, No 1, pp 83-95.

Schnabel, B; Lysmer, J., & Seed H. B., 1972. Shake a Computer Program for the Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, University of California, Berkeley, EERC Report 72-12-1972.

Seed H. B., & Idriss I. M., 1969. Influence of soil conditions on ground motions during earthquakes, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 95, No. SM1, Proceedings Paper 6347, January 1969, pp. 99-137.

Seed, H.B. & Idriss, I.M. 1983. Ground motions and soil liquefaction during earthquakes, Earthquake. Engineering Research Instititute, El Cerrito, California.

Seed H. B., 1987. Influence of local soil conditions on ground motions and building damage during earthquakes. Eighth Nabor Carrillo Lecture, Mexican Society for Soil Mechanics.

Seed, H.B., Romo M.P., Sun J., Jaime A. & Lysmer J., 1988. Relationships Between Soil Conditions and Earthquake Ground Motions in Mexico Qty in tbe Earthquake of Sept. 19, 1985, Earthquake Spectra (4) pp. 687 – 729.

Sezawa, K., 1927. On the decay of waves in viscoelastic soil bodies, Bulletin Earthquake Research Institute, University of Tokio, Vol. 3, 1927, PP. 43-54.

Singh, S., K., Lermo, J., Dominguez, T., Ordaz, M., Espinosa, J., M., Mena, E., & Quaas, R., 1988. The Mexico Earthquake of September 19,1985 - A Study of Amplification of Seismic Waves in the Valley of Mexico with Respect to a Hill Zone, Earthquake Spectra, Vol.4, No.4.

Streeter, V. L., Wylie, E. B., & Richart, F. E., Jr., 1973. Soil motion computations by Characteristics Method, ASCE National Structural Eng. Meeting, San Francisco, meeting reprint 1952.

Streeter, V. L., Wylie, E. B., & Richart, F. E., Jr., 1974. CHARSOIL, Characteristics Method applied to soils, NISEE, University of Berkeley.

Sun J. Golesorkhi & Seed H. B., 1988. Dynamic Moduli and damping ratios for cohesive soils, Rept. No. EERC 88-15. University of California, Berkeley.

Tatsuoka, F., Shibuya, S., & Kuwano, R. 2001. Advanced laboratory stress-strain testing of geomaterials, A. A. Balkema Publishers, Netherlands.

Universidad de los Andes, 2002. Estudio de Microzonificación Sísmica de la ciudad de Manizales. Bogotá.

Whitman R. V. 1986 Are the soil depositions in Mexico city unique?, Proceedings ASCE international conference on Mexico Earthquakes- 1985, Mexico city.

Whitman, R. V., 1997. The Book, Massachusetts Institute of Technology.

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 4 RESPUESTA DINÁMICA DEL SUBSUELO Y EFECTOS DE SITIO 4-1

4.1 INTRODUCCIÓN 4-1
4.1.1 Generalidades 4-1
4.1.2 Metodologías de análisis 4-2
4.1.3 Casos históricos – Efectos de sitio 4-3

4.2 MARCO TEÓRICO: MÉTODOS DE PROPAGACIÓN DE ONDA UNIDIMENSIONAL 4-9
4.2.1 Formulación General 4-9
4.2.2 Programa de Análisis: SHAKE 91 4-16

4.3 CARACTERIZACIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA MEDIANTE MODELOS UNIDIMENSIONALES 4-18
4.3.1 Introducción 4-18

4.4 RESPUESTA DINÁMICA UNIDIMENSIONAL 4-22
4.4.1 Perfiles de Análisis 4-22
4.4.2 Caracterización Geotécnica y Propiedades Dinámicas 4-24
4.4.3 Señales de análisis para determinar las funciones de transferencia 4-25
4.4.4 Señales Características 4-33
4.4.5 Análisis de la respuesta dinámica 4-39

4.5 BIBLIOGRAFÍA 4-43

ANEXO 4.1 – PERFILES ESTRATIGRÁFICOS DE SONDEOS ANALIZADOS

ANEXO 4.2 – FUNCIONES DE TRANSFERENCIA NO LINEALES Y ESPECTROS DE AMENAZA UNIFORME

LISTA DE FIGURAS

Figura 4.1 Amplificación y deamplificación de los movimientos sísmicos en términos de la aceleración pico (Fuente : Seed & Idriss, 1983) 4-4

Figura 4.2 Corrección de la amplificación y deamplificación (Fuente : Idriss, 1990) 4-5

Figura 4.3 Relación entre modulo de cortante y coeficiente de Amortiguamiento vs Deformación (Fuente Dobry & Vucetic, 1987) 4-6

Figura 4.4 Esquema elemento unidimensional de suelo 4-12

Figura 4.5 Líneas características en el plano z-t para seis divisiones de suelo 4-13

Figura 4.6 Curvas modelo lineal equivalente 4-17

Figura 4.7 Esquema efectos de sitio y cálculo de funciones de transferencia 4-19

Figura 4.8 Degradación del módulo de rigidez y amortiguamiento efectivo en función de la profundidad 4-20

Figura 4.9 Deformación cortante promedio y aceleración máxima en función de la profundidad 4-21

Figura 4.10 Microzonificación Sísmica y puntos de estudio empleados 4-24

Figura 4.11 Señales de Fuente Activa 4-28

Figura 4.12 Señales de Fuente Subducción 4-30

Figura 4.13 Espectros normalizados señales fuentes activas 4-32

Figura 4.14 Espectros normalizados señales fuentes subducción 4-32

Figura 4.15 Acelerogramas de diseño y espectros de respuesta en roca de fuente cercana 4-34

Figura 4.16 Acelerogramas de diseño y espectros de respuesta en roca de fuente intermedia 4-35

Figura 4.17 Acelerogramas de diseño y espectros de respuesta en roca de fuente lejana 4-36

Figura 4.18 Comparación entre espectros de respuesta de señales de diseño y espectro de amenaza uniforme en terreno firme 4-38

Figura 4.19 Resultados Punto de Análisis: Aeropuerto El Dorado 1

Figura 4.20 Espectros de amenaza uniforme para los puntos analizados en la Zona 1 4-40

Figura 4.21 Espectros de amenaza uniforme para los puntos analizados en la Zona 2 4-40

Figura 4.22 Espectros de amenaza uniforme para los puntos analizados en la Zona 3 4-41

Figura 4.23 Espectros de amenaza uniforme para los puntos analizados en la Zona 4 4-41

Figura 4.24 Espectros de amenaza uniforme para los puntos analizados en la Zona 5 4-42

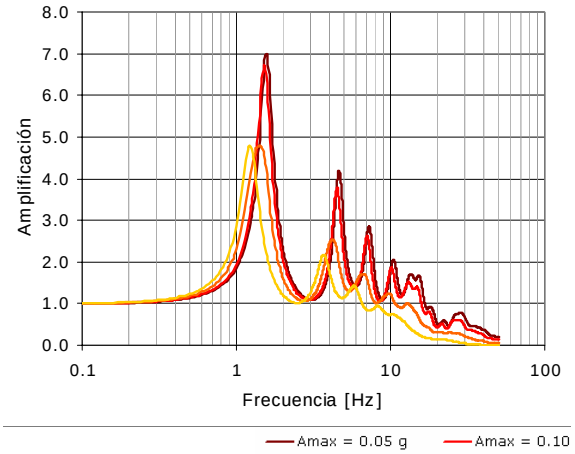
LISTA DE TABLAS

Tabla 4.1 Sismos en que los efectos de sitio han sido importantes 4-3
Tabla 4.2 Identificación puntos de estudio empleados 4-23
Tabla 4.3 Características registros sismos fuente activa 4-27
Tabla 4.4 Características registros sismos fuente subducción 4-27
Tabla 4.5 Características registros sismos fuente cercana 4-33
Tabla 4.6 Características registros sismos fuente regional 4-33
Tabla 4.7 Características registros sismos fuente lejana 4-33

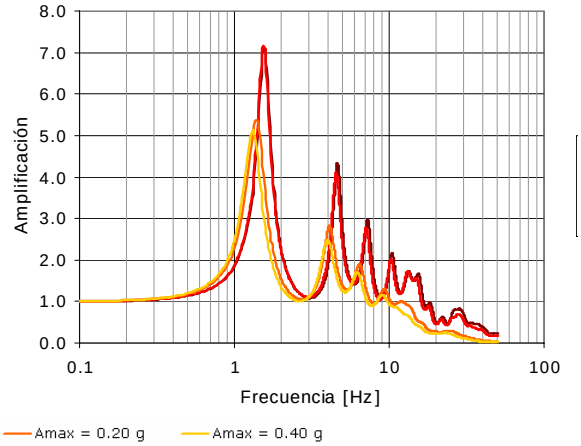
ANEXO 4.1
PERFILES ESTRATIGRÁFICOS DE SONDEOS ANALIZADOS

ANEXO 4.2
FUNCIONES DE TRANSFERENCIA NO LINEALES Y ESPECTROS DE AMENAZA UNFORME

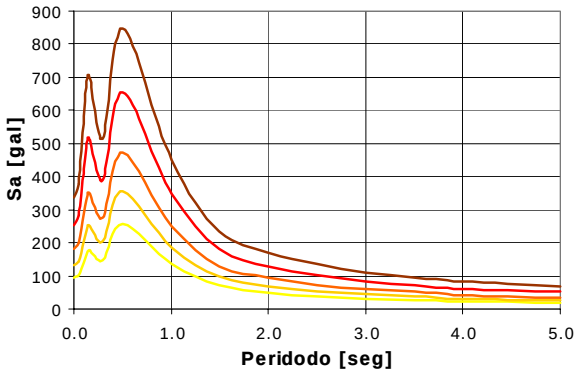
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



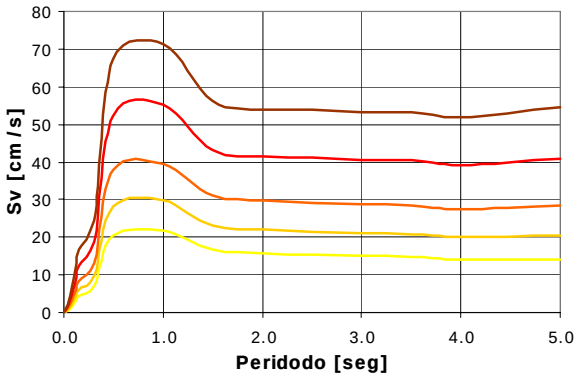
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

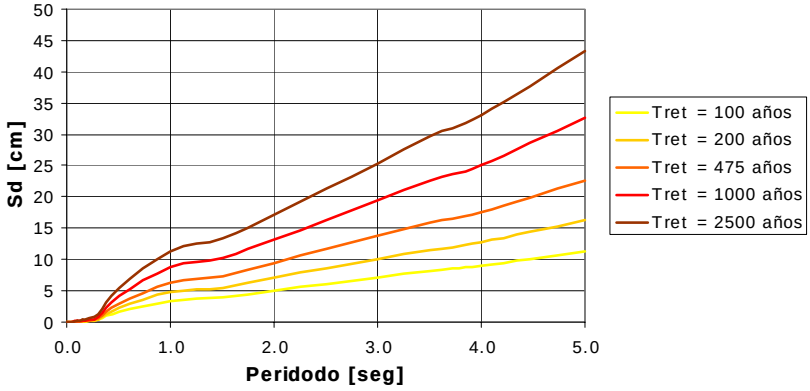
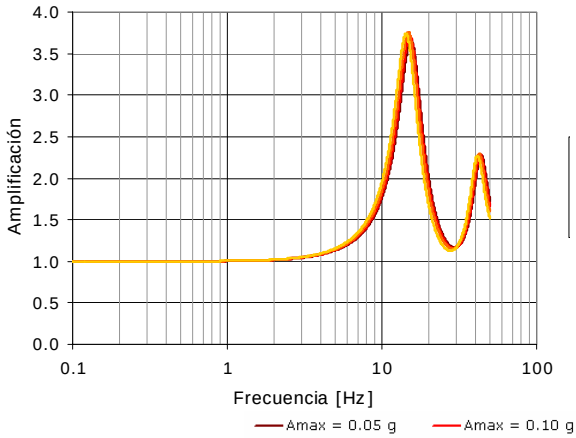
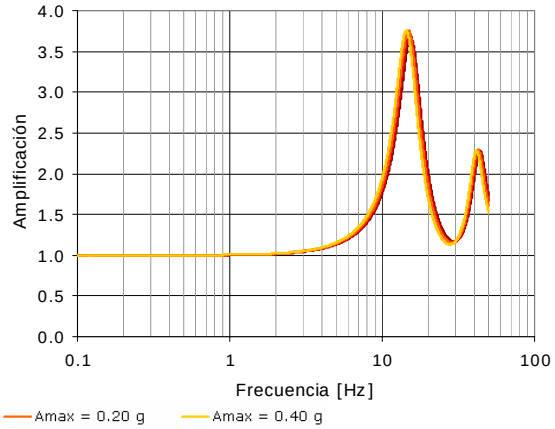


Figura 1 Resultados Punto de Análisis: N29 Autopista Sur SOACHA

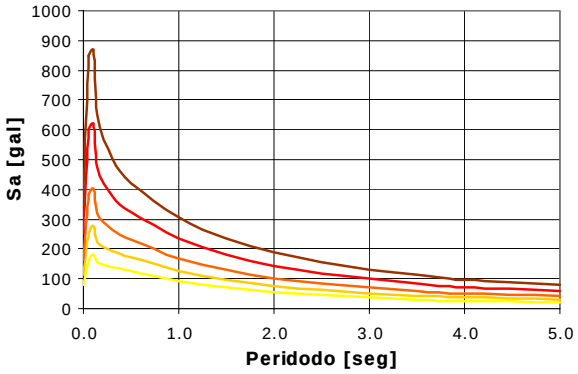
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



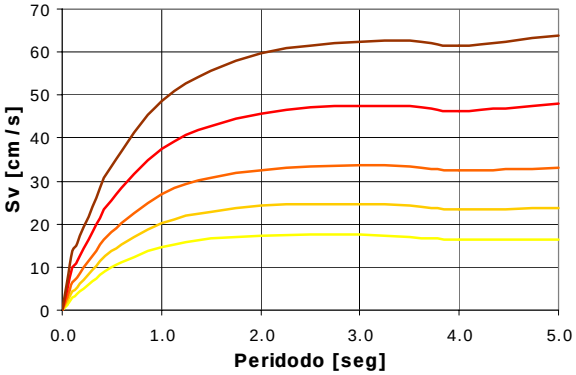
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

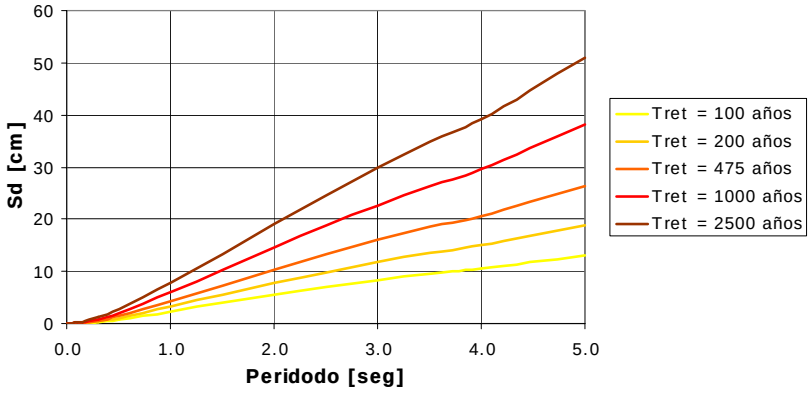
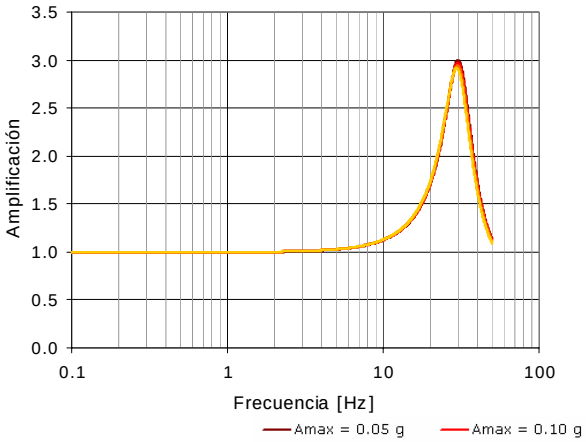
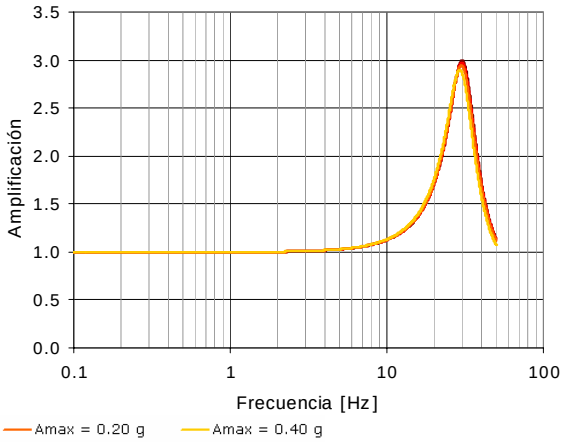


Figura 2 Resultados Punto de Análisis: Roca Blanda

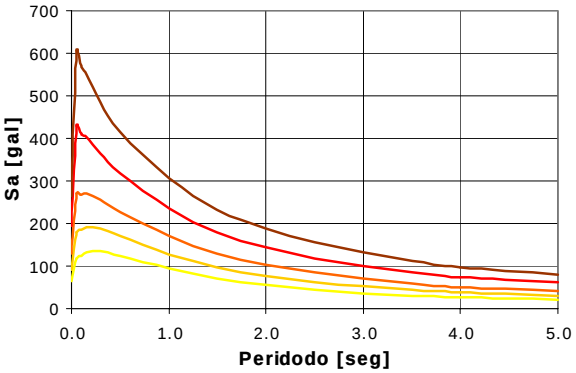
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



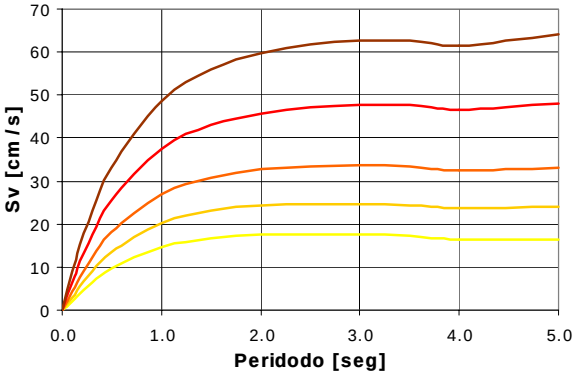
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

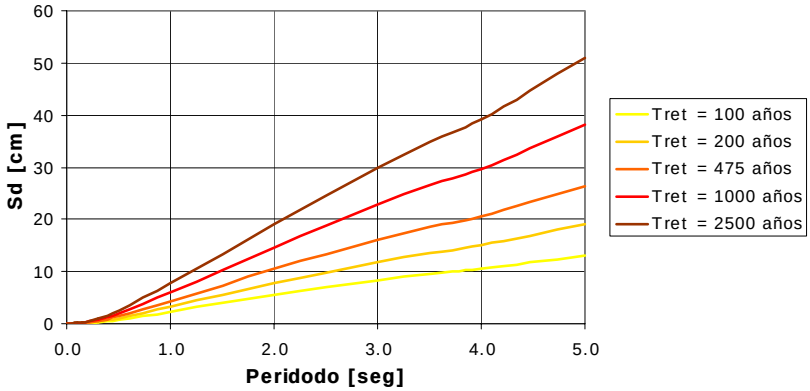
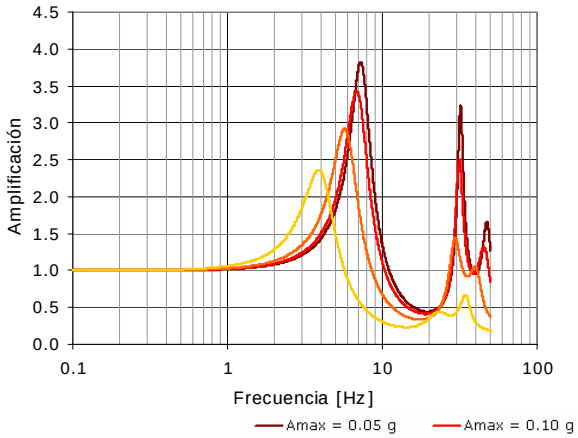
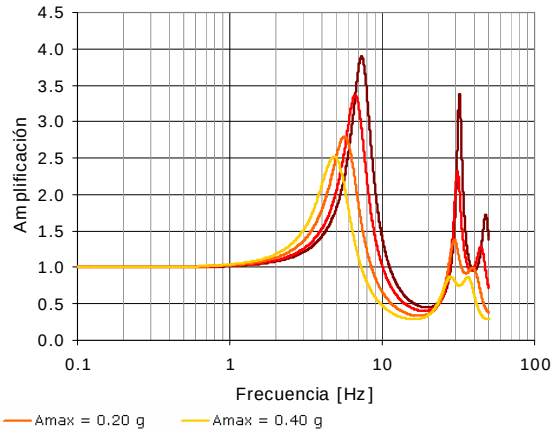


Figura 3 Resultados Punto de Análisis: Roca Dura

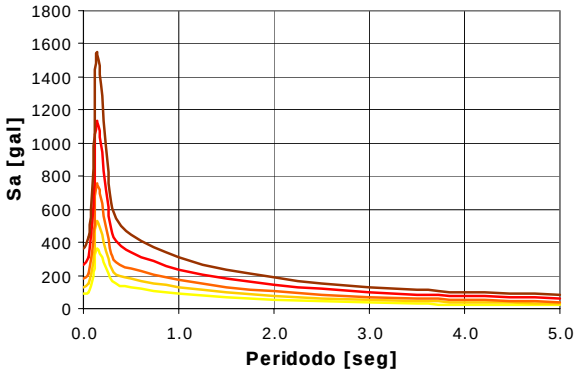
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



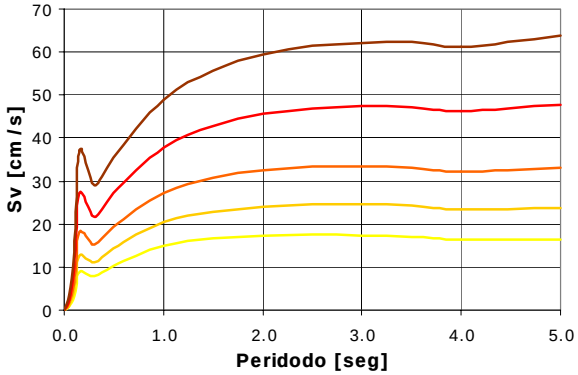
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

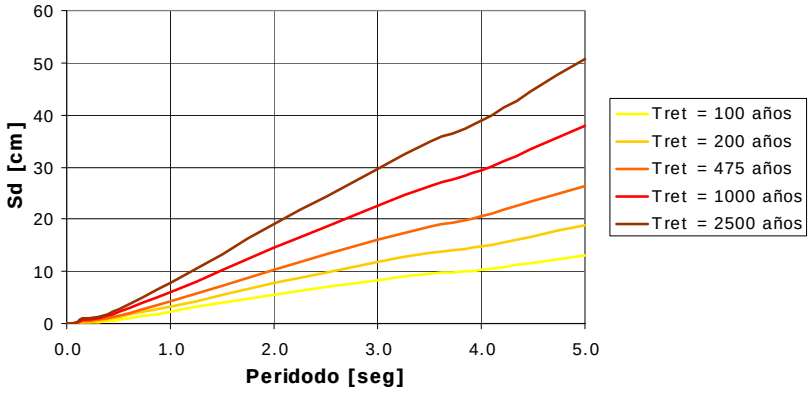


Figura 4 Resultados Punto de Análisis: Edificio Bel Air

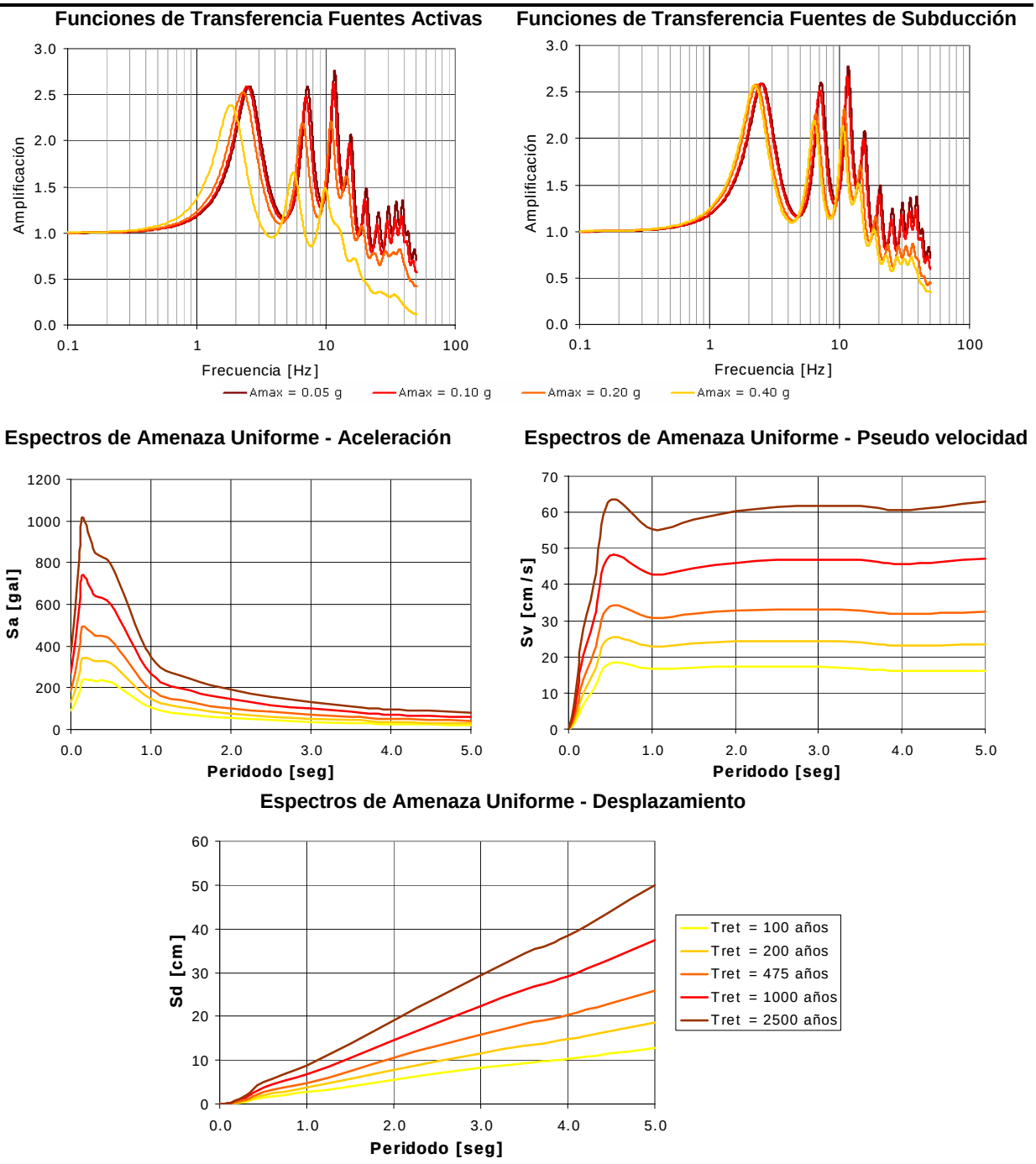
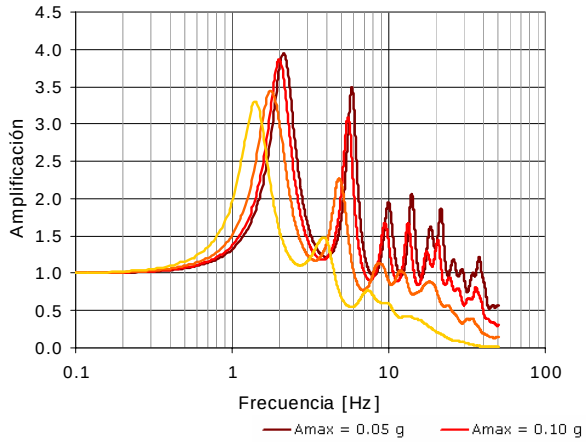
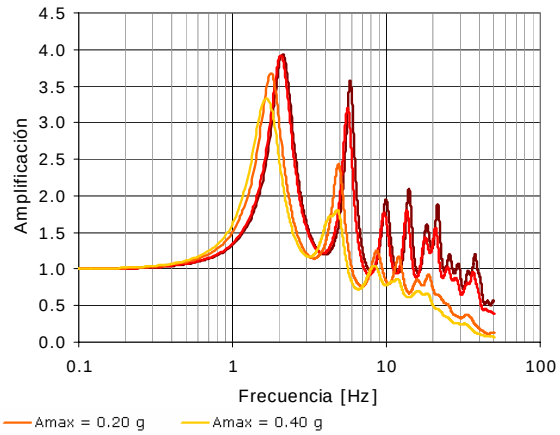


Figura 5 Resultados Punto de Análisis: Edificio COLGAS

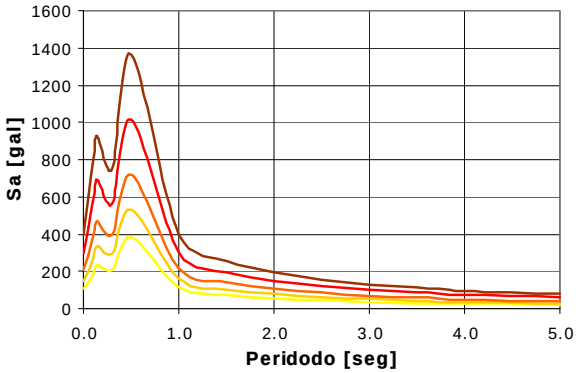
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



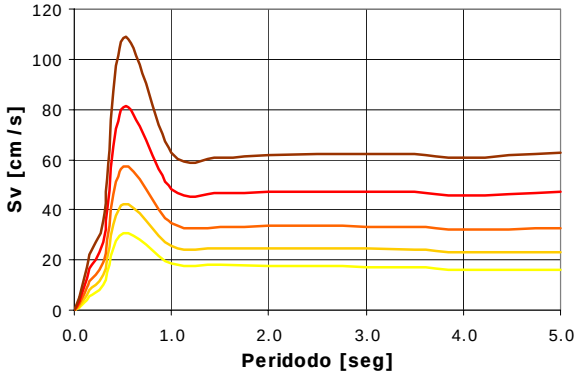
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

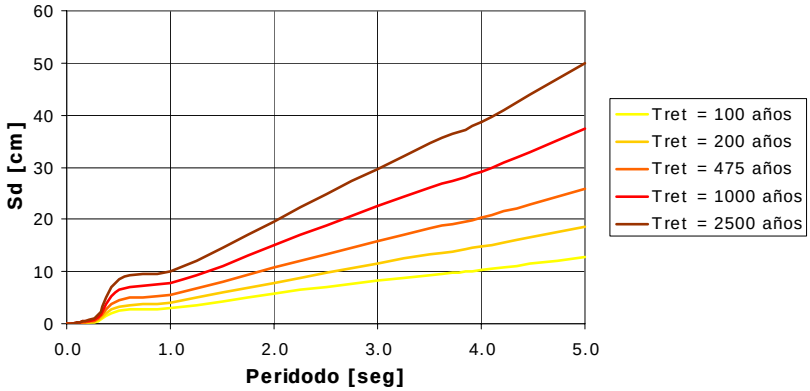
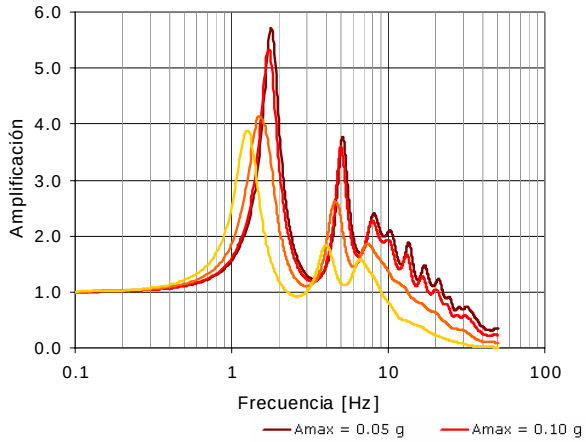
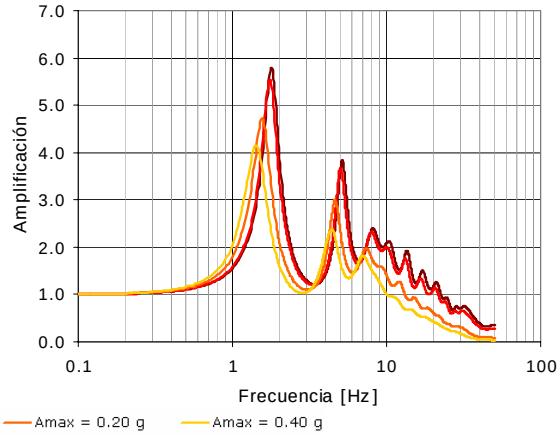


Figura 6 Resultados Punto de Análisis: Edificio ESSO

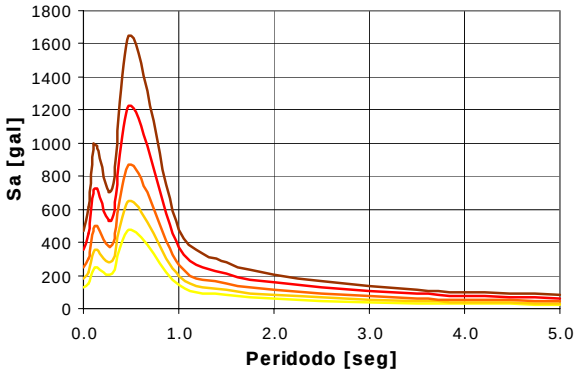
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



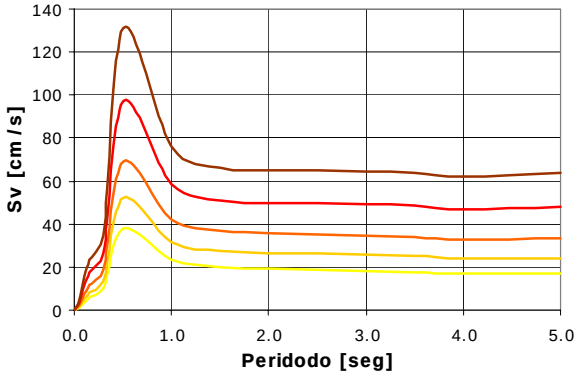
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

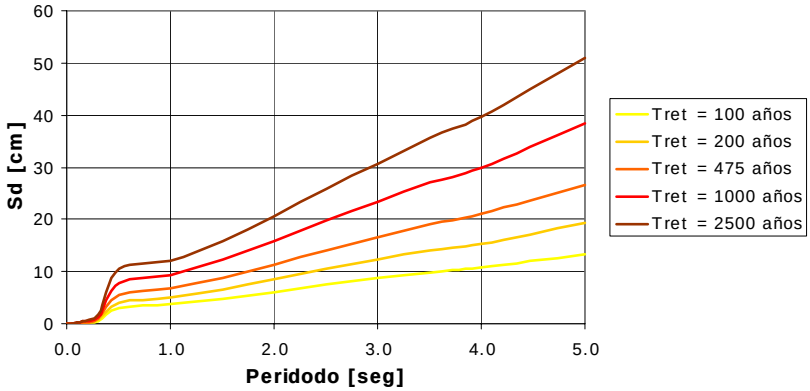
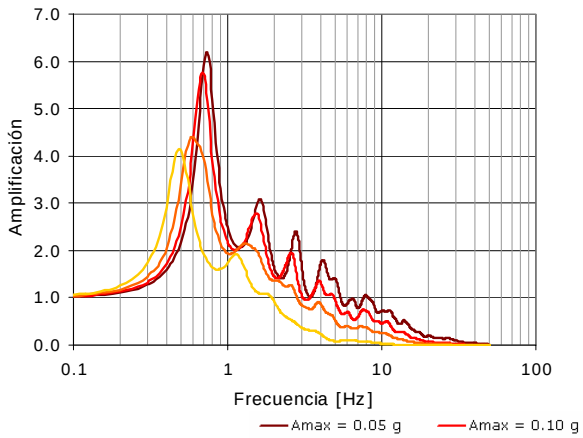
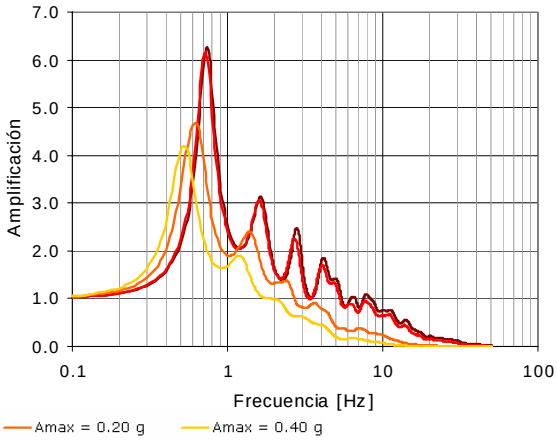


Figura 7 Resultados Punto de Análisis: Edificio Karón

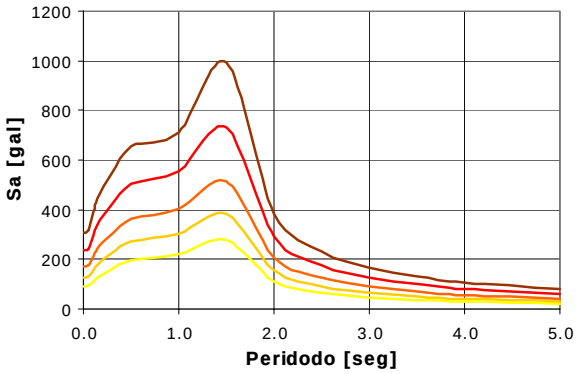
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



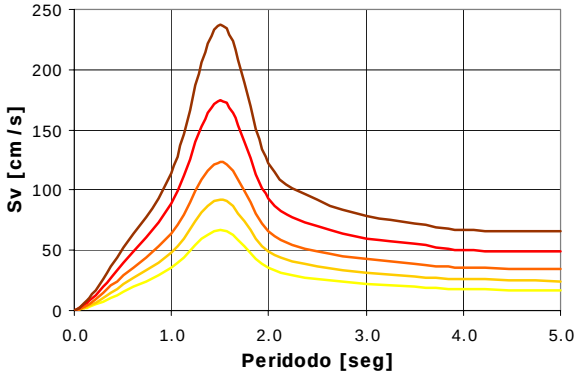
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

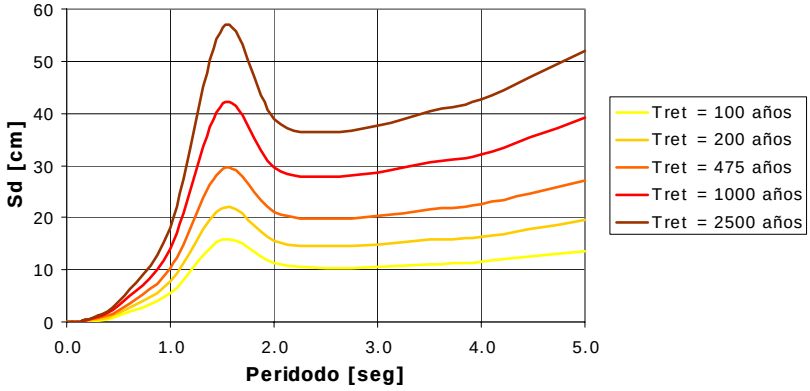
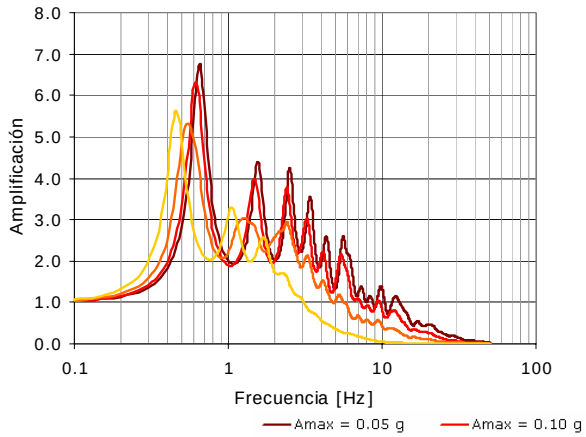
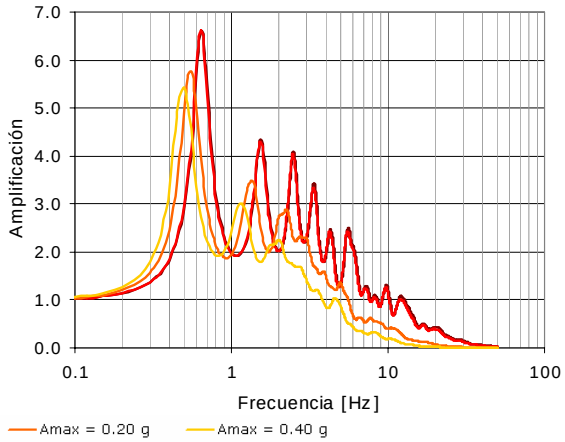


Figura 8 Resultados Punto de Análisis: Cll 134 con Cr 9

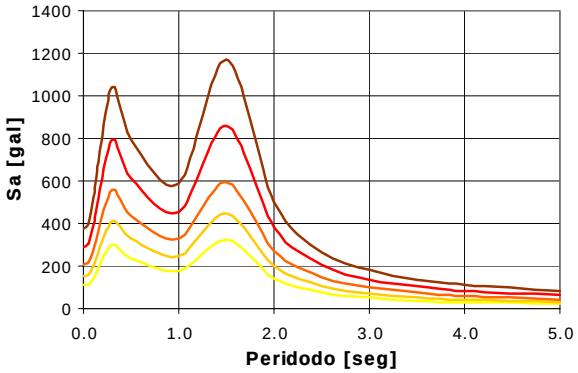
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



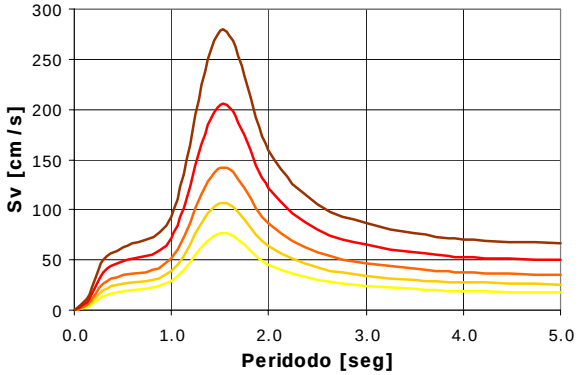
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

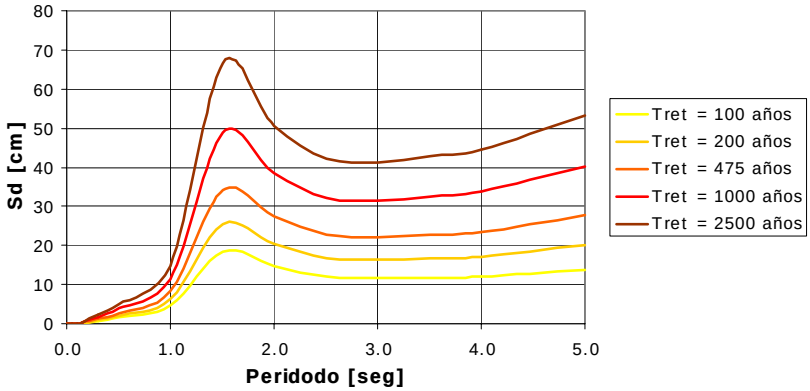
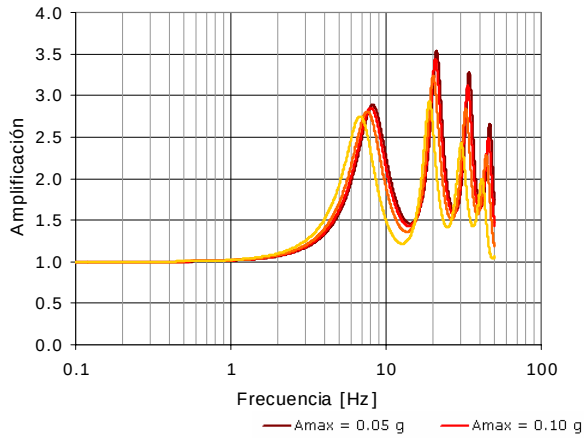
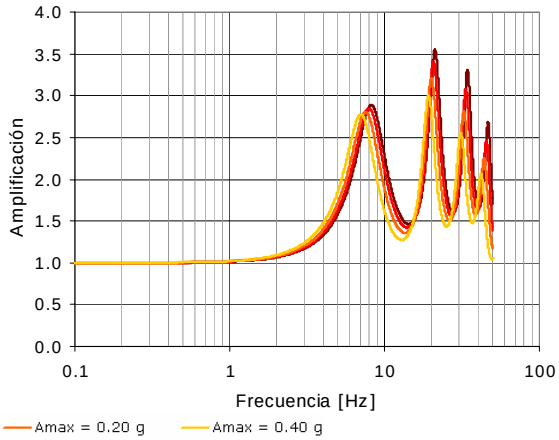


Figura 10 Resultados Punto de Análisis: Proyecto Múdela del Río

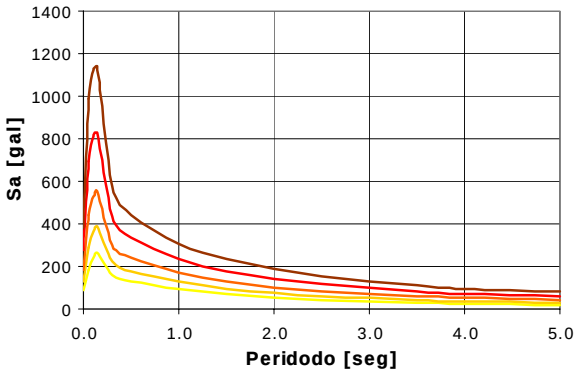
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



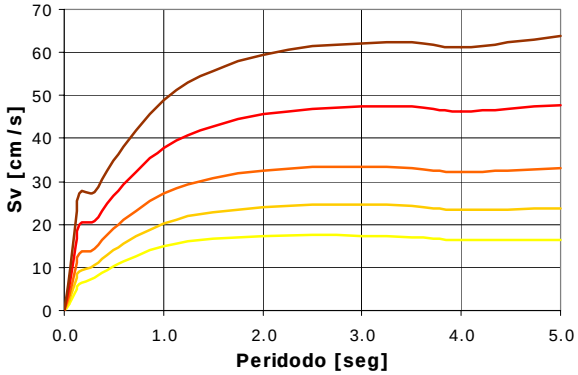
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

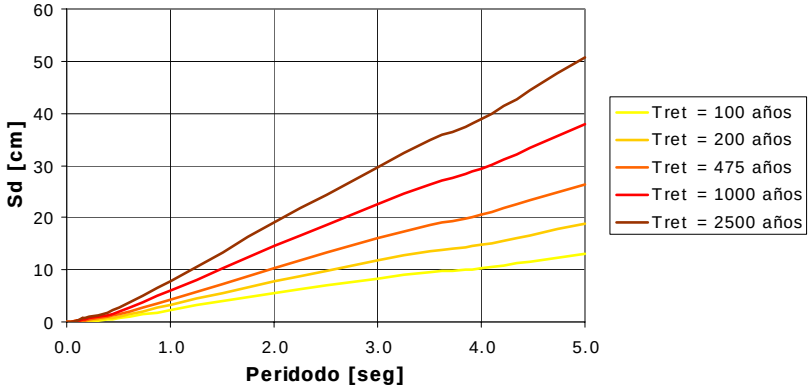
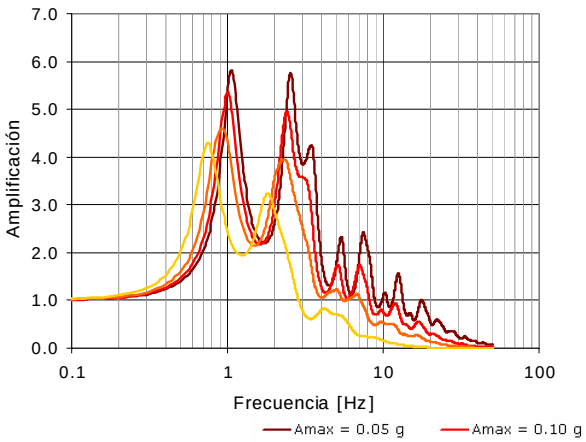
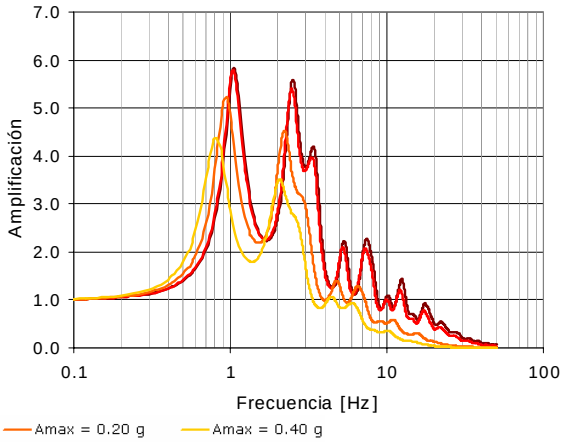


Figura 11 Resultados Punto de Análisis: Plaza de Toros

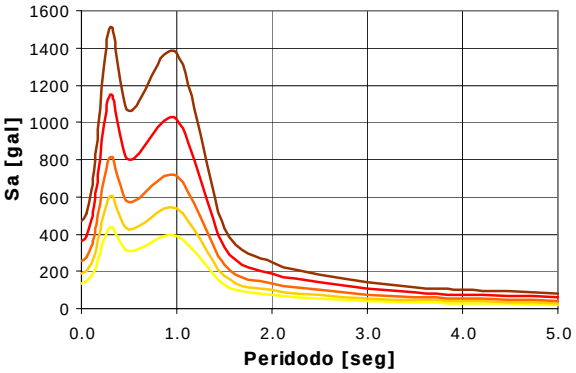
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



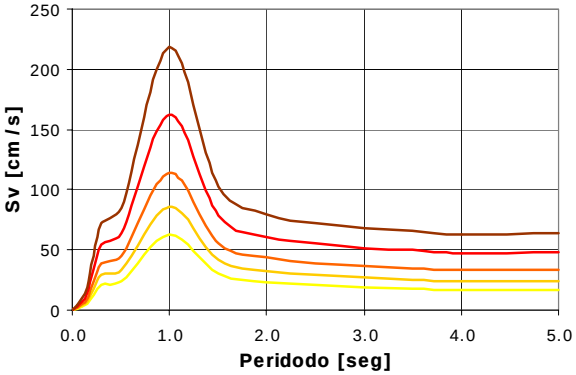
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

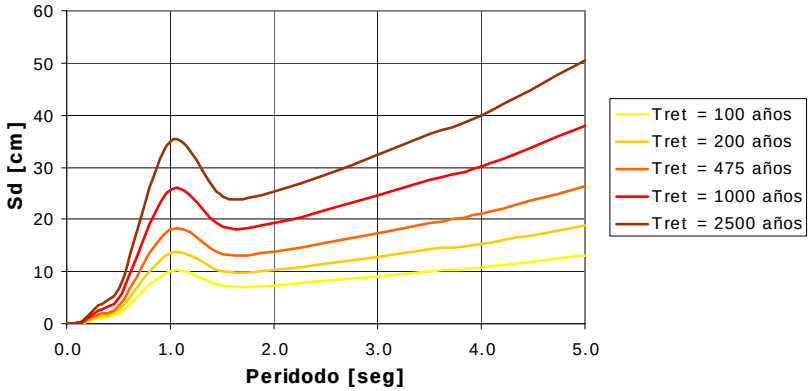
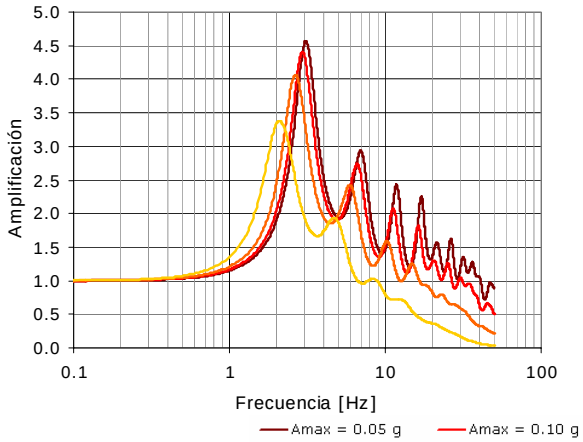
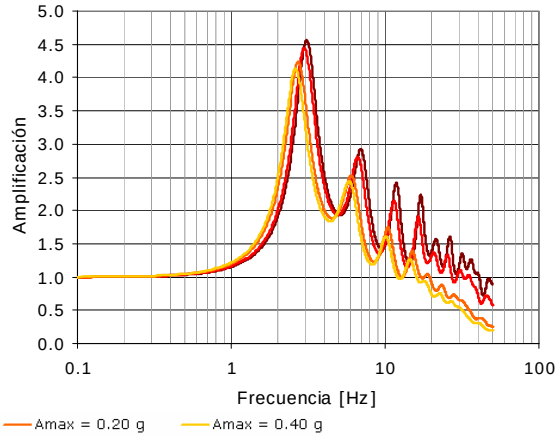


Figura 11 Resultados Punto de Análisis: Cll 114 con Cr 7

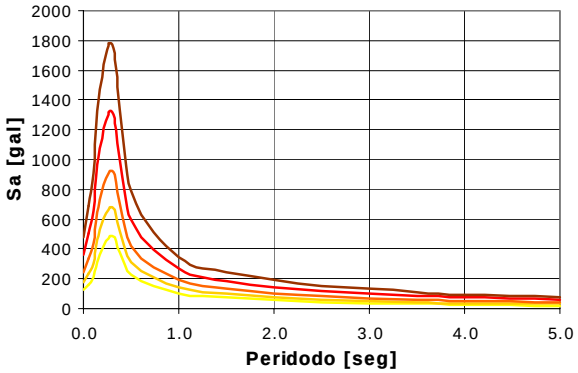
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



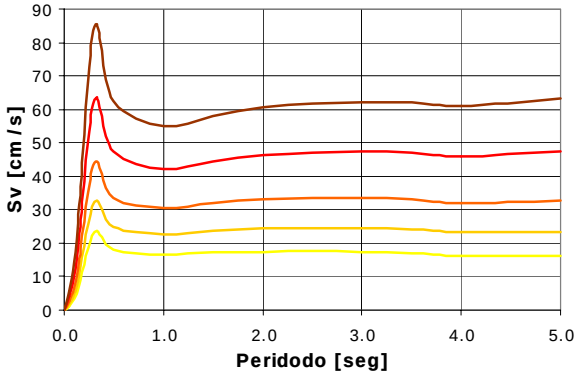
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

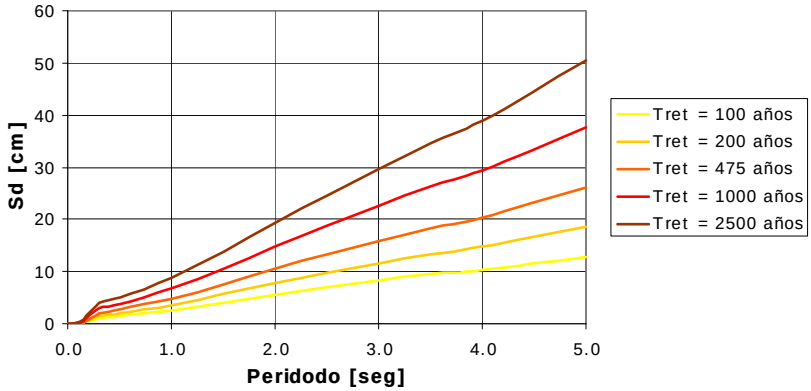
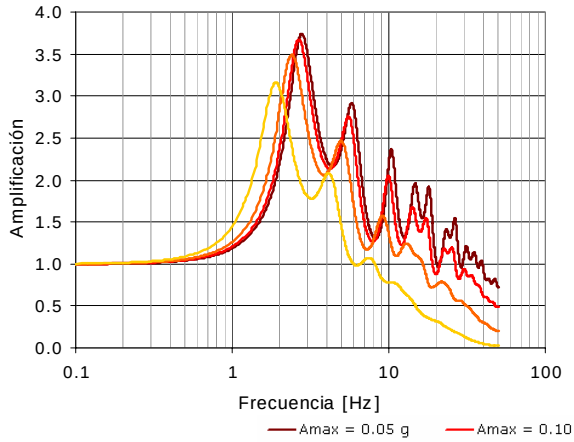
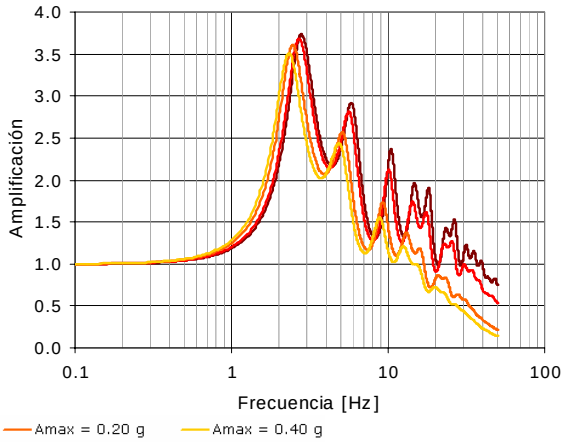


Figura 12 Resultados Punto de Análisis: M11 Cra. 7 Cll. 65

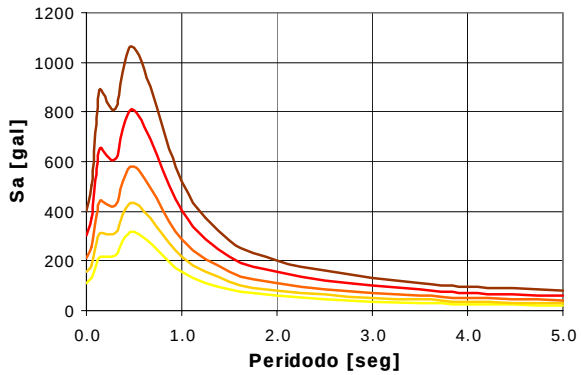
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



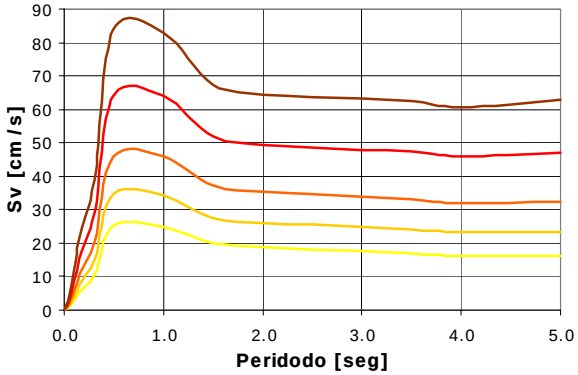
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

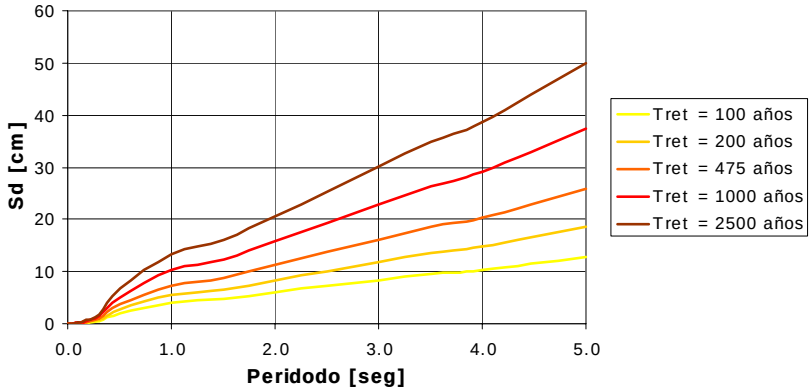
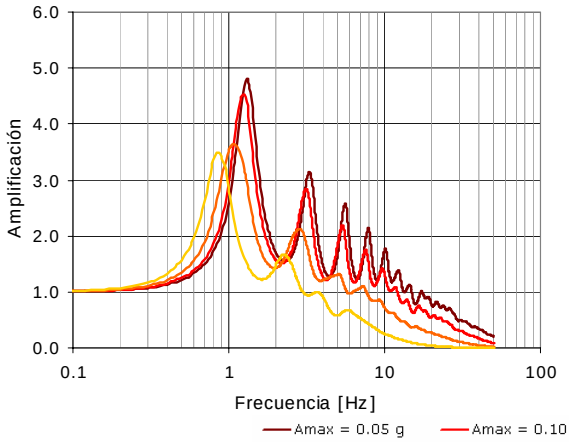
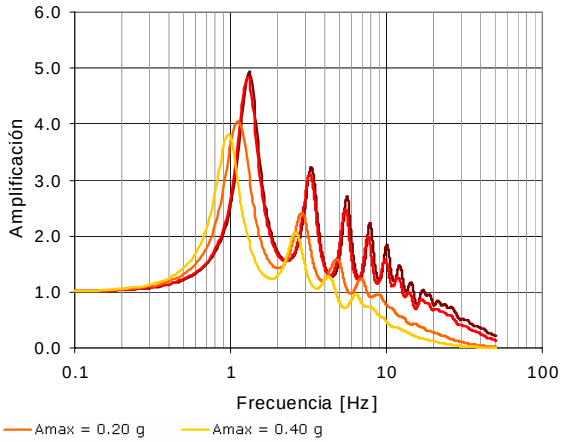


Figura 13 Resultados Punto de Análisis: M12 Cra. 7 Cll. 63

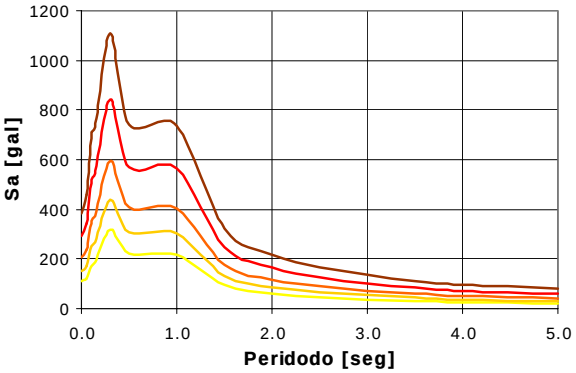
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



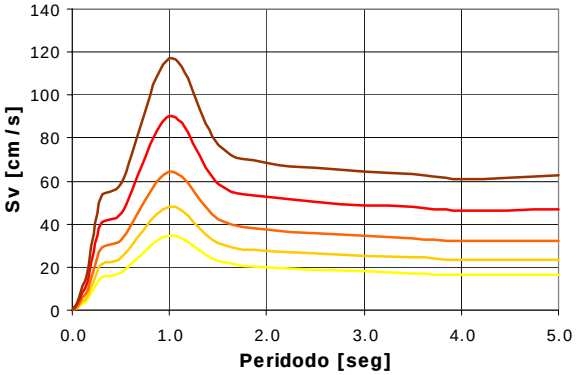
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

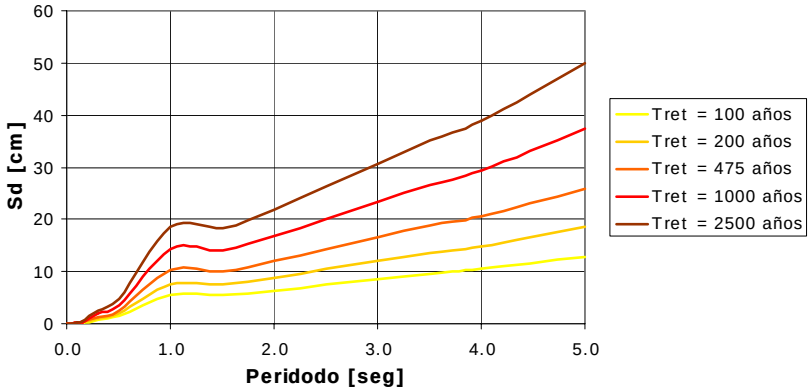
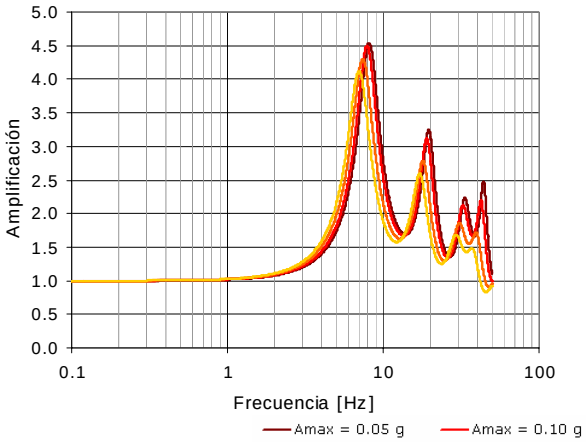
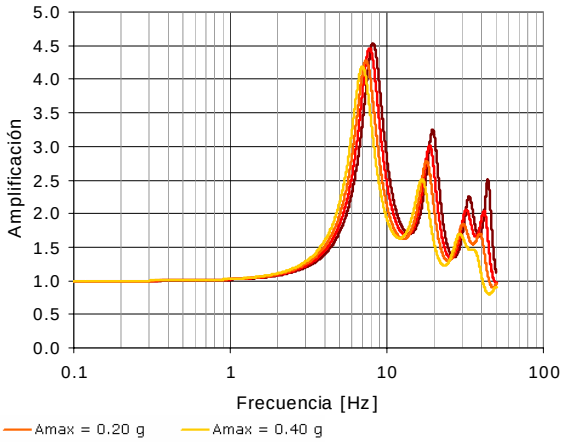


Figura 14 Resultados Punto de Análisis: M14 Cra. 7 Cll 19

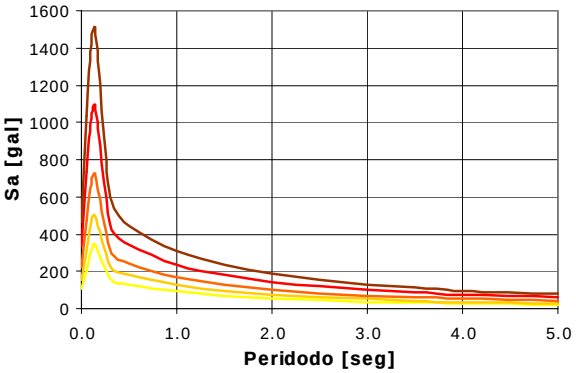
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



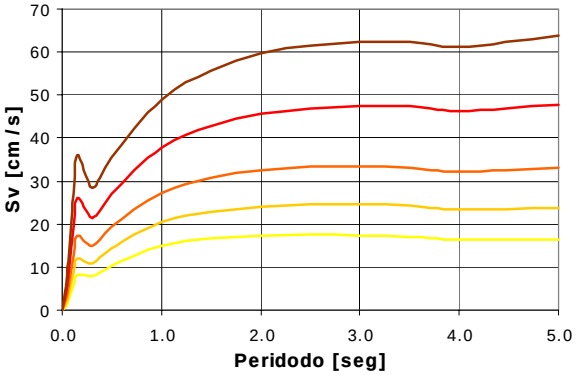
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

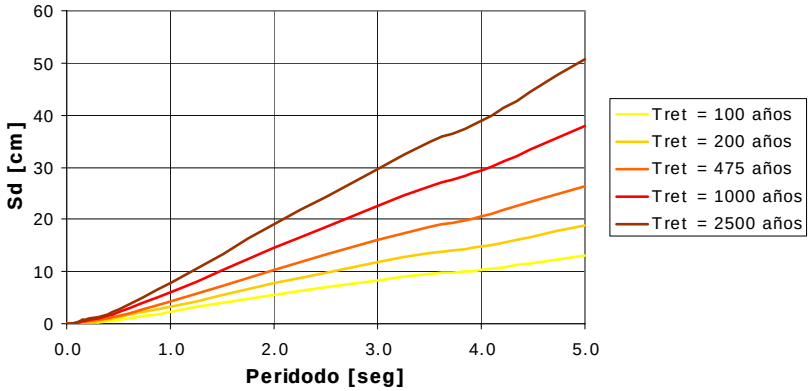
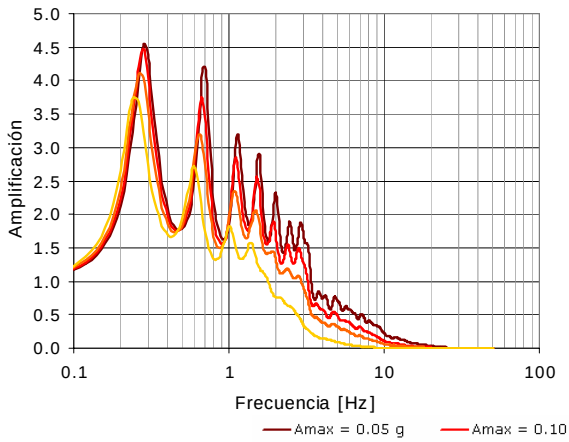
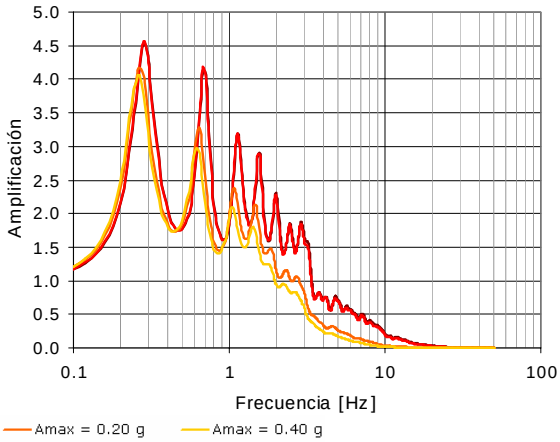


Figura 15 Resultados Punto de Análisis: Terreno Firme Sur

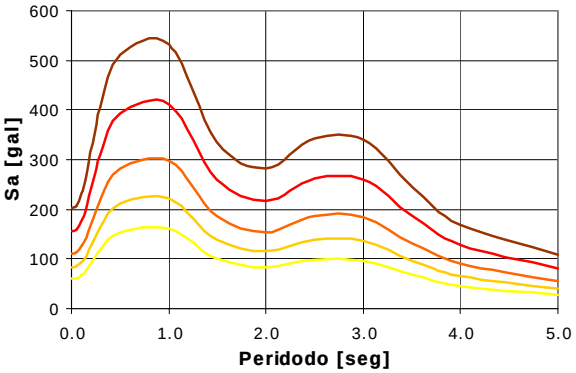
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



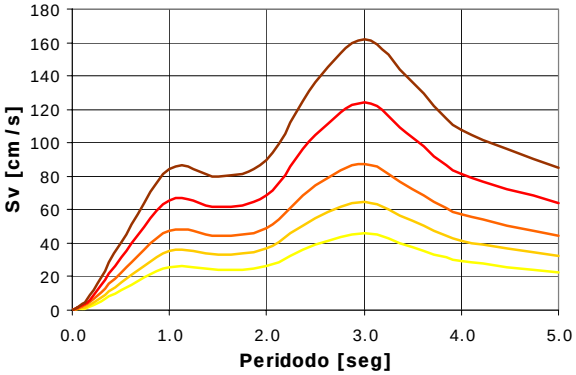
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

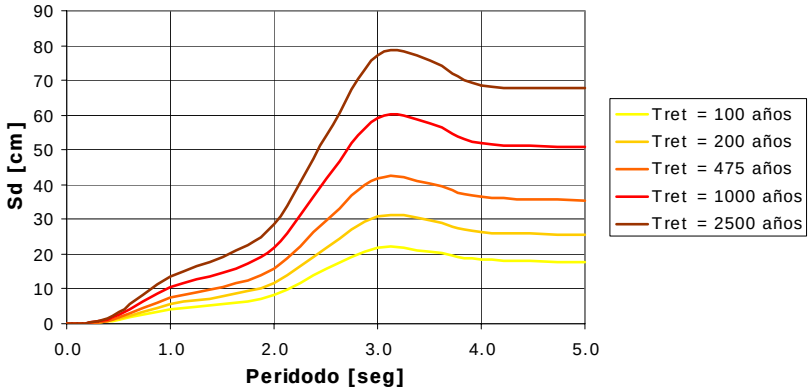
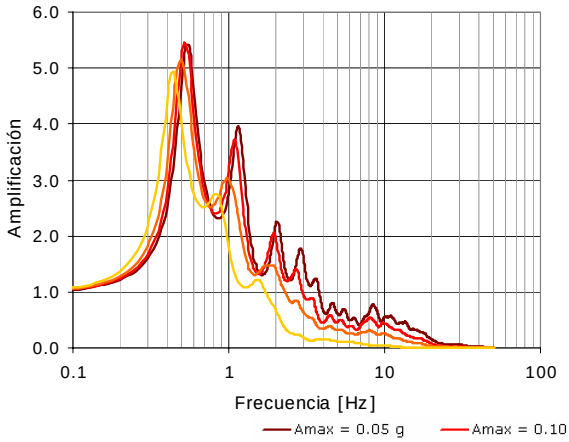
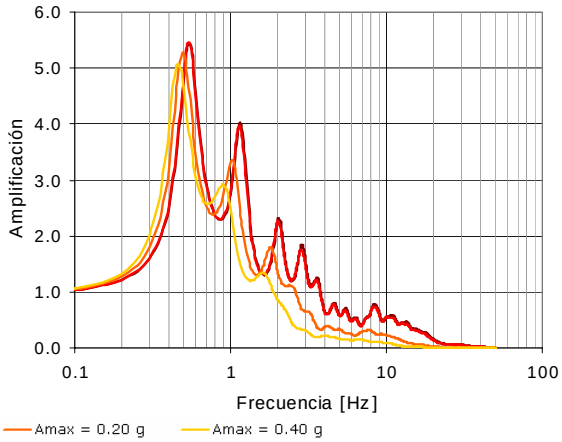


Figura 16 Resultados Punto de Análisis: CITEC UNIANDES

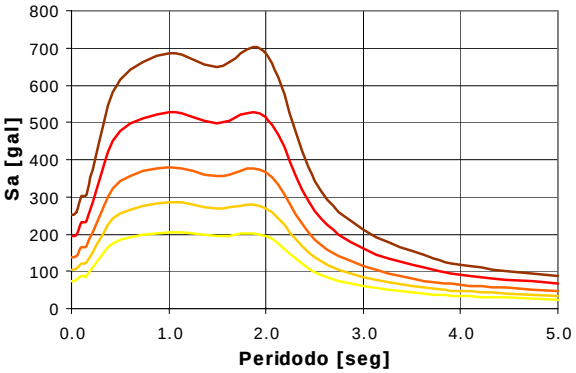
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



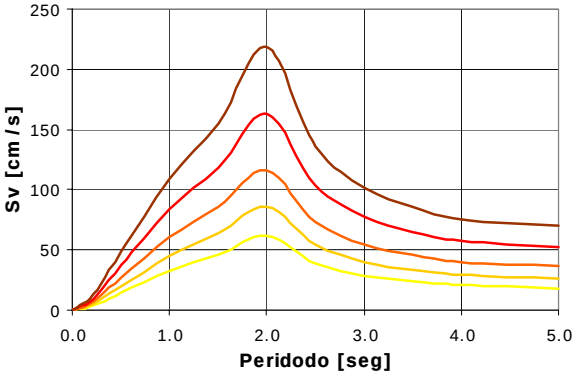
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

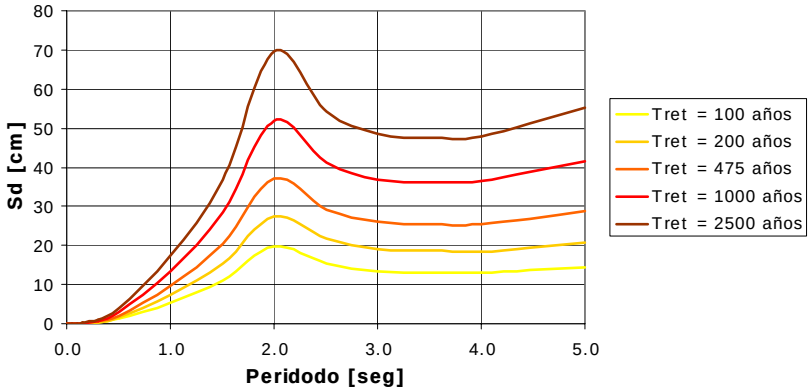
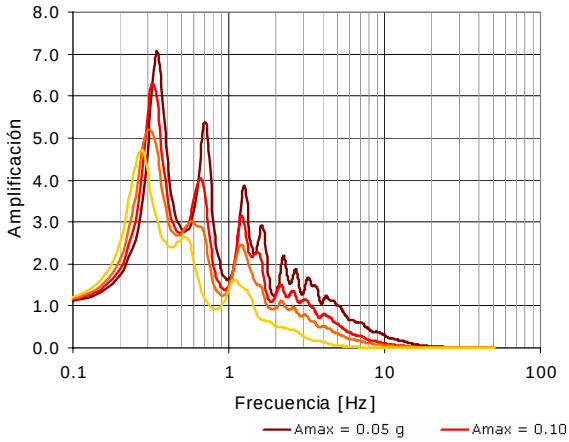
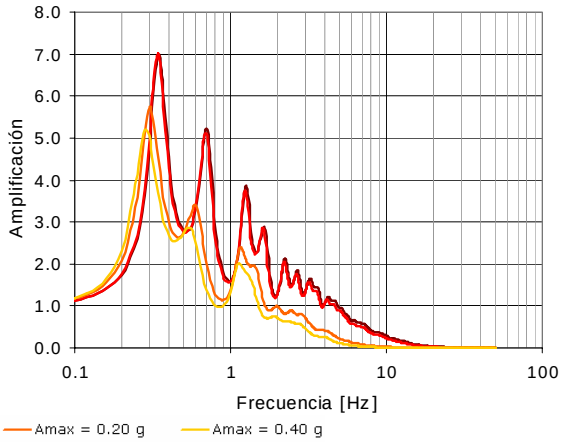


Figura 17 Resultados Punto de Análisis: Edificio EAAB

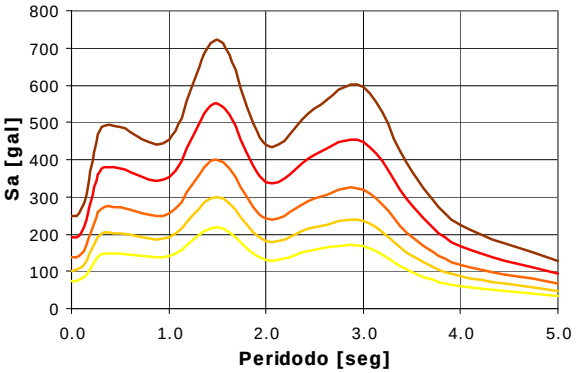
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



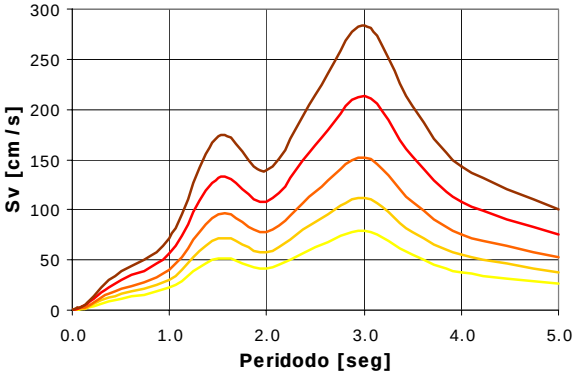
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

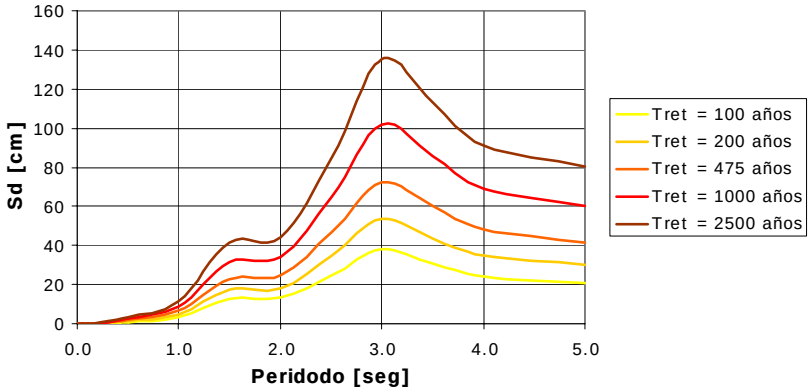
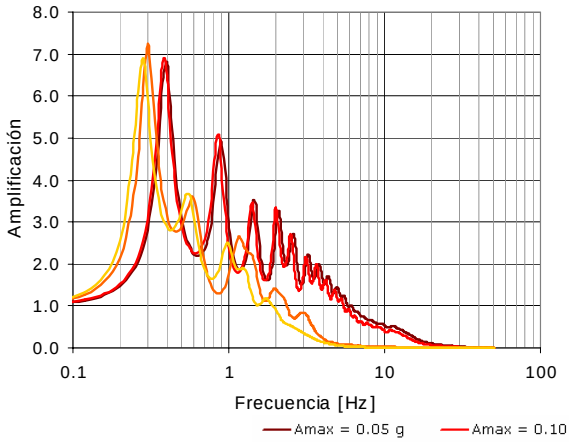
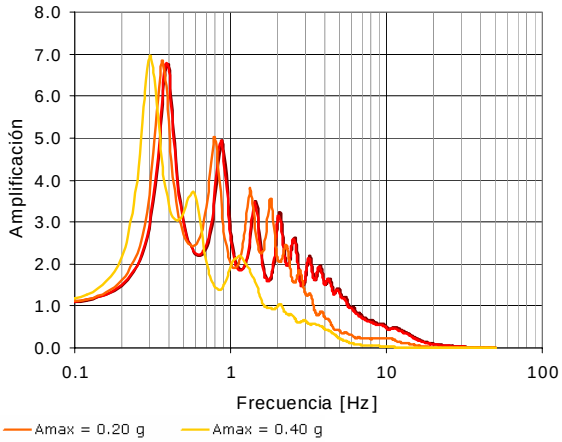


Figura 18 Resultados Punto de Análisis: Estadio El Campín

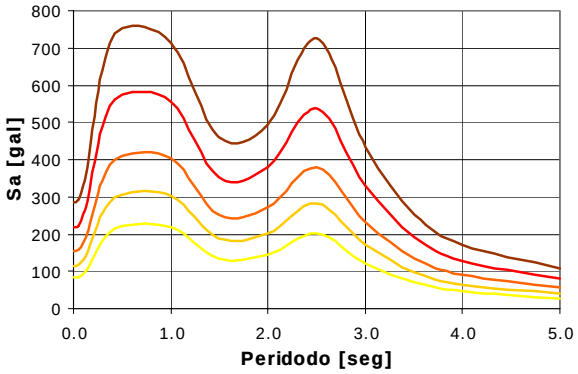
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



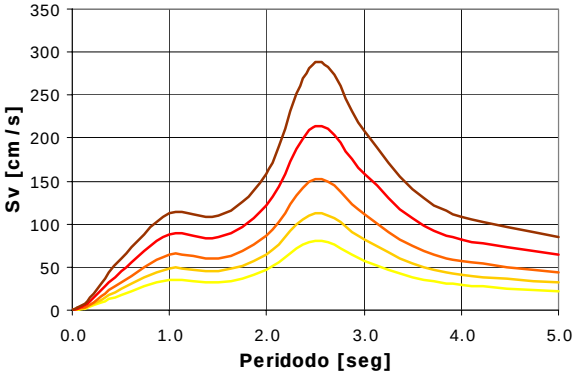
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

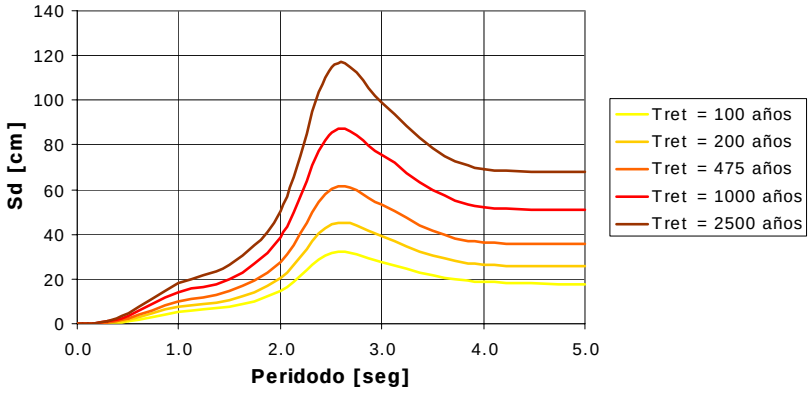
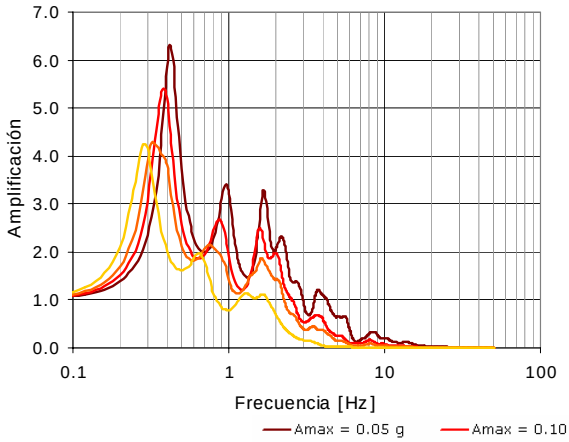
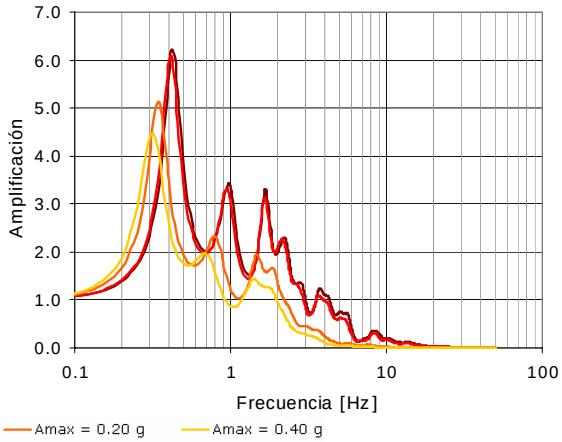


Figura 19 Resultados Punto de Análisis: Proyecto Mazurén

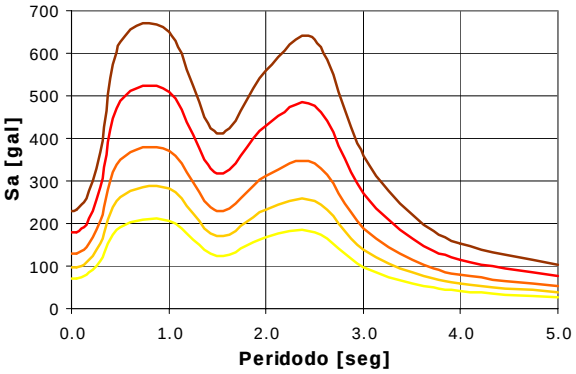
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



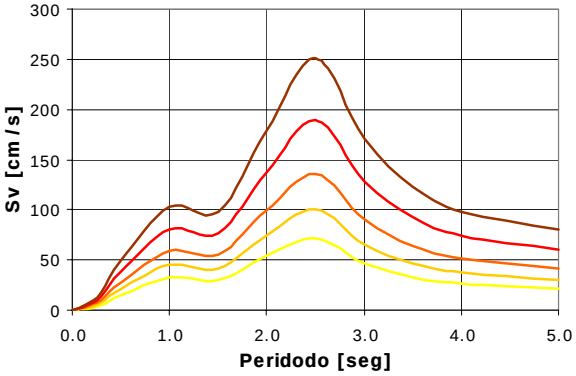
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

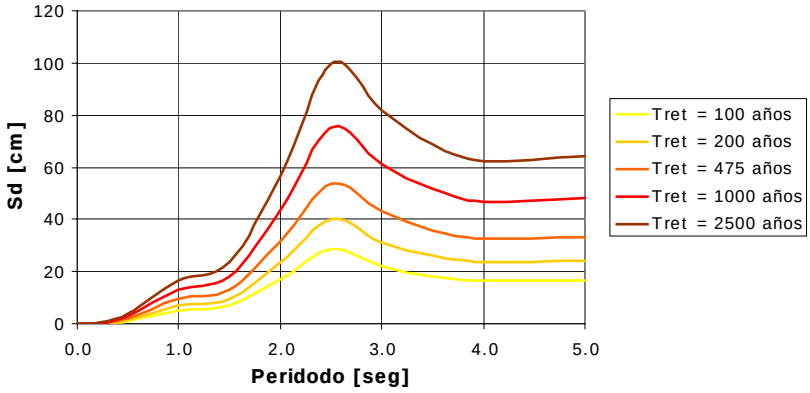
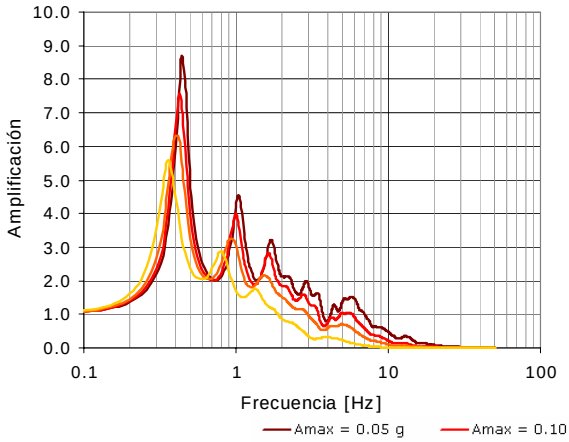
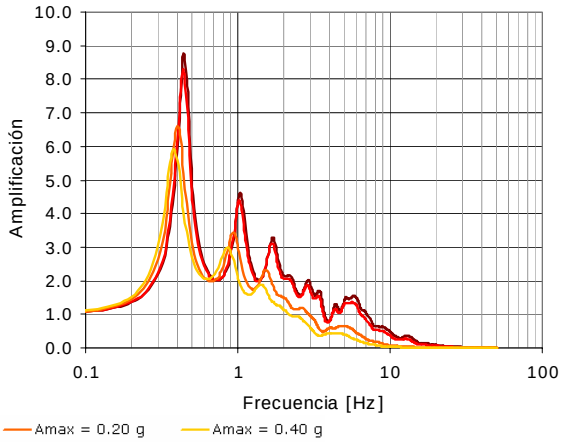


Figura 20 Resultados Punto de Análisis: Puente Cll 170 con Autopista

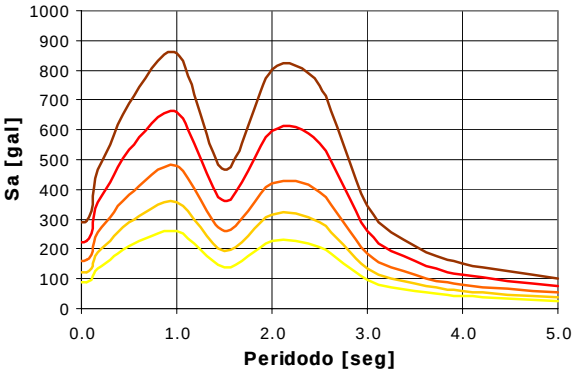
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



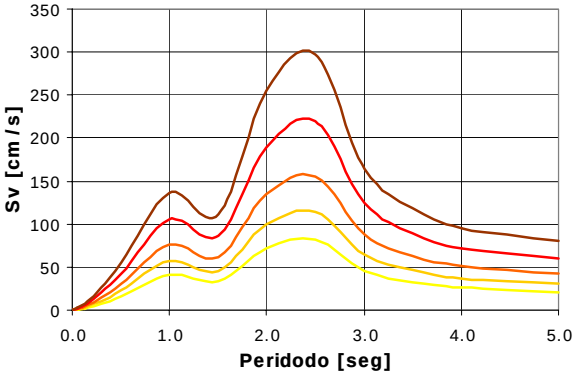
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

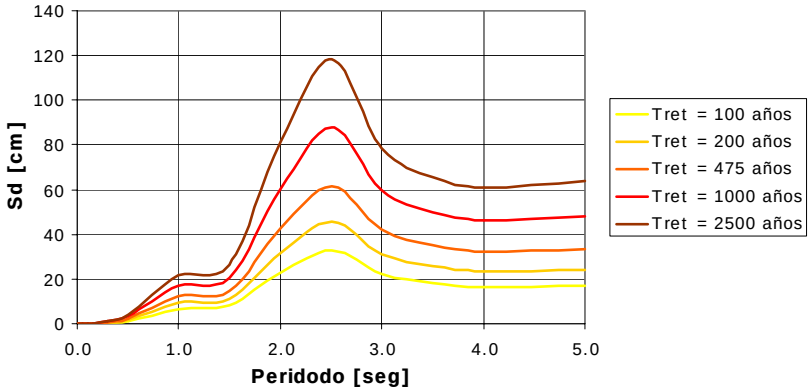
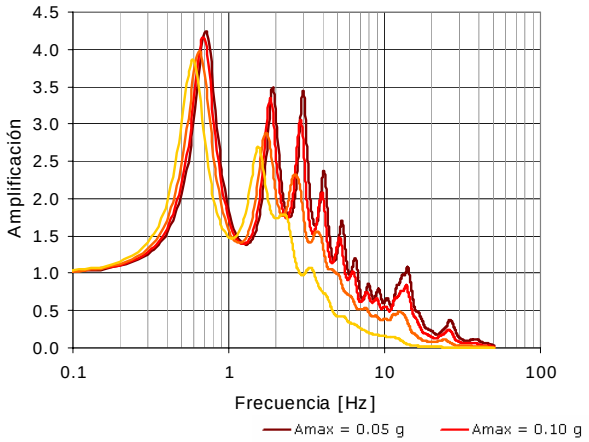
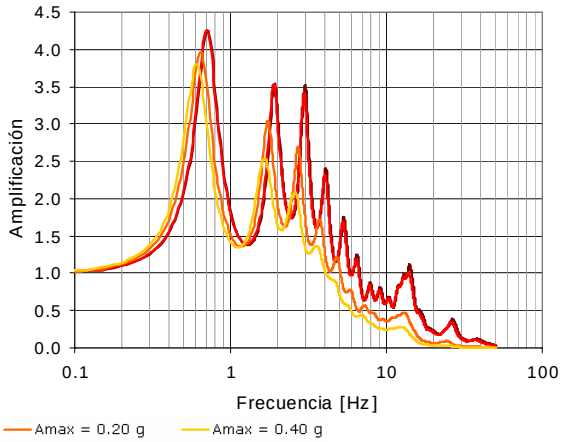


Figura 21 Resultados Punto de Análisis: Edificio MEGABANCO

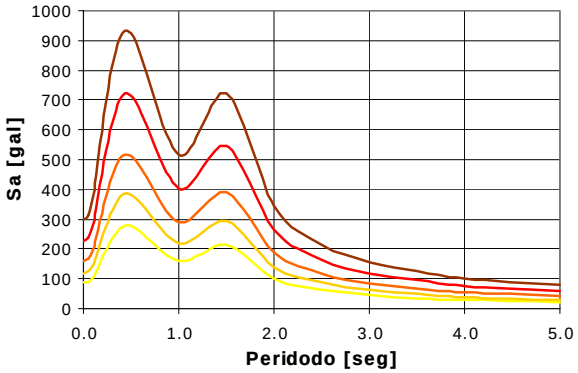
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



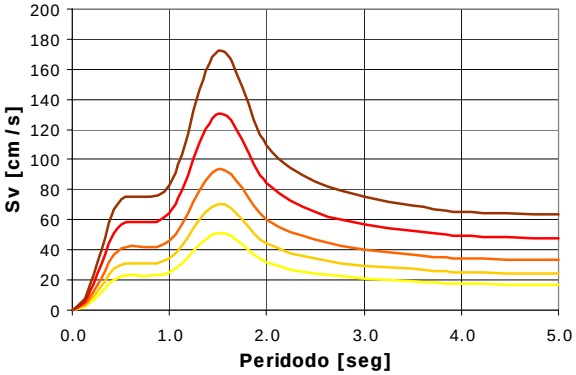
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

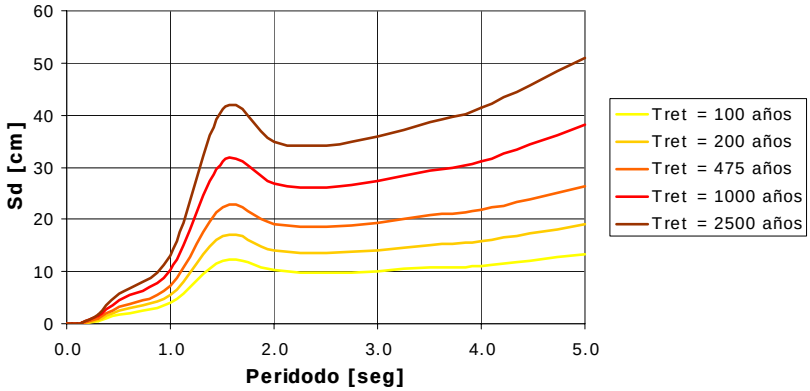
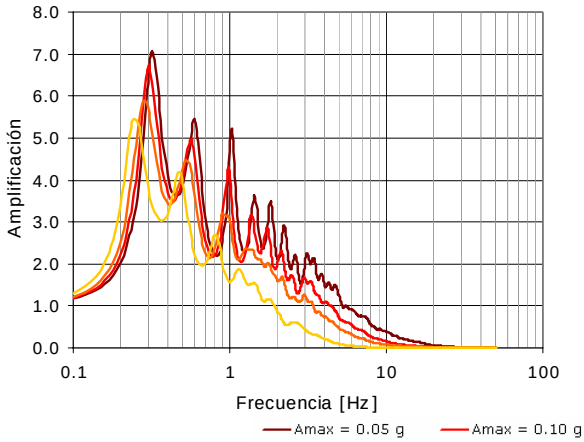
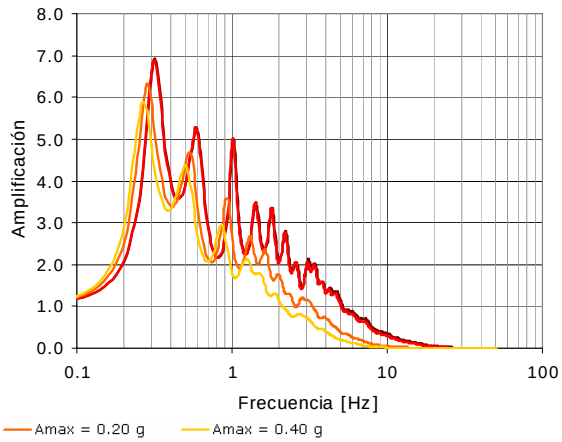


Figura 22 Resultados Punto de Análisis: CAD

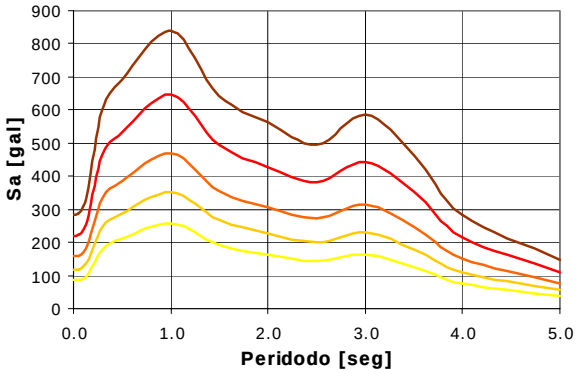
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



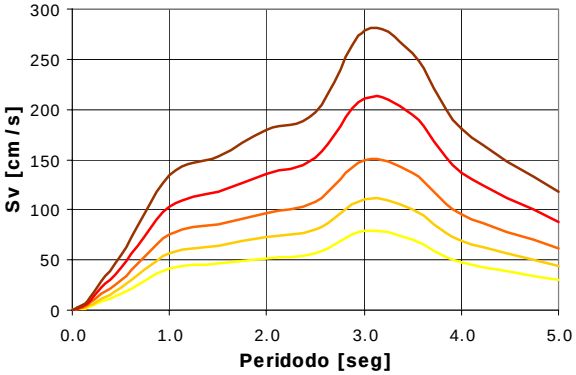
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

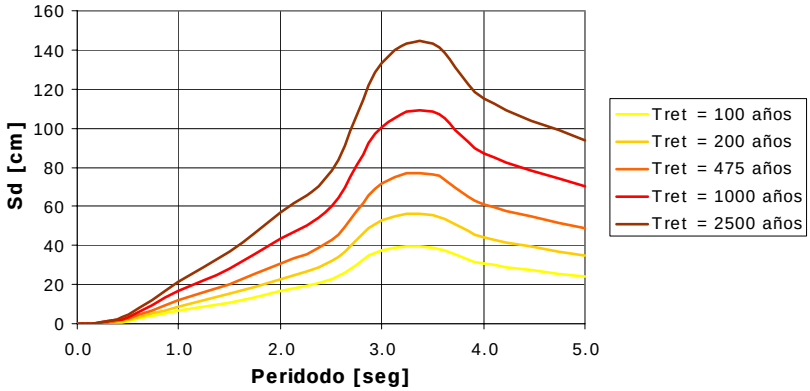
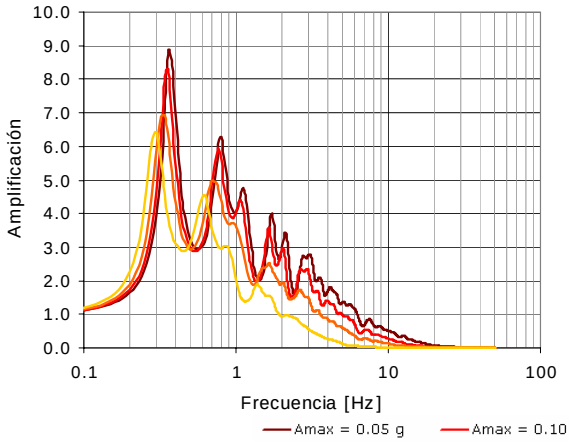
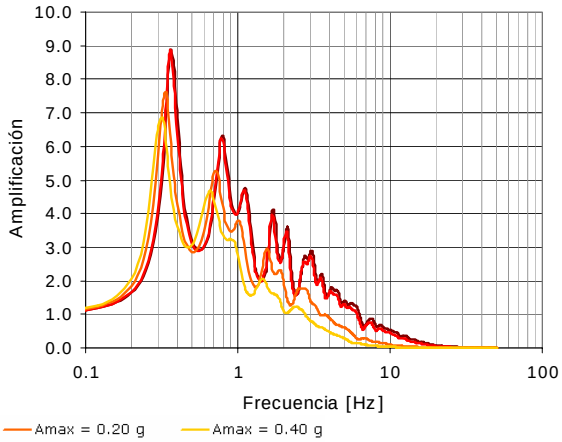


Figura 23 Resultados Punto de Análisis: M08 Av 68 con Cll 68

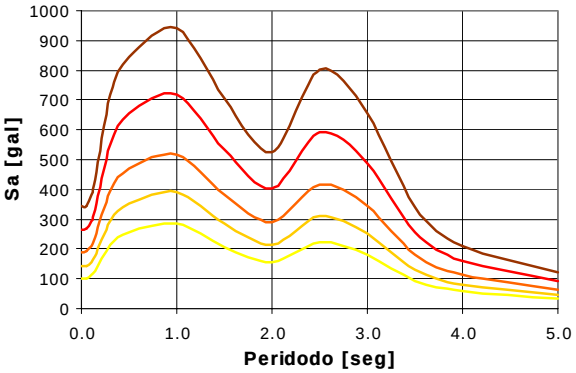
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



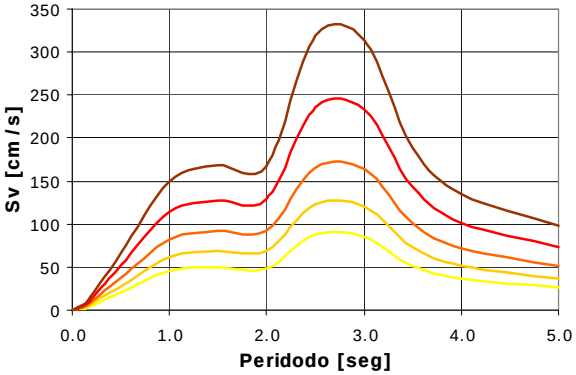
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

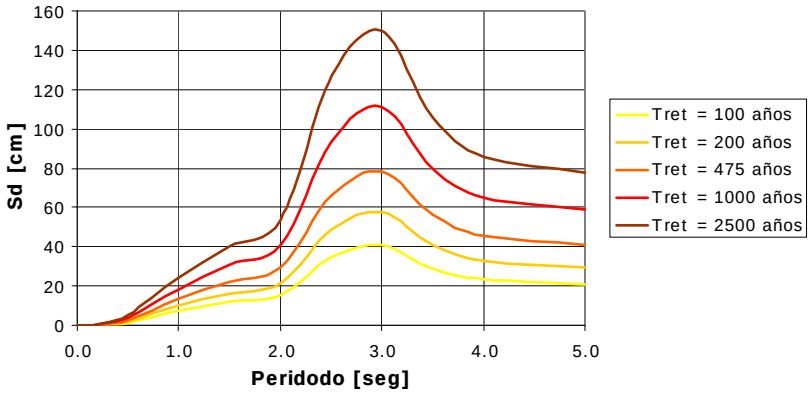
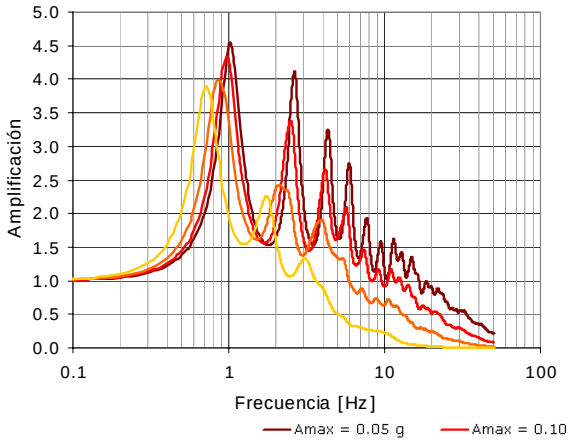
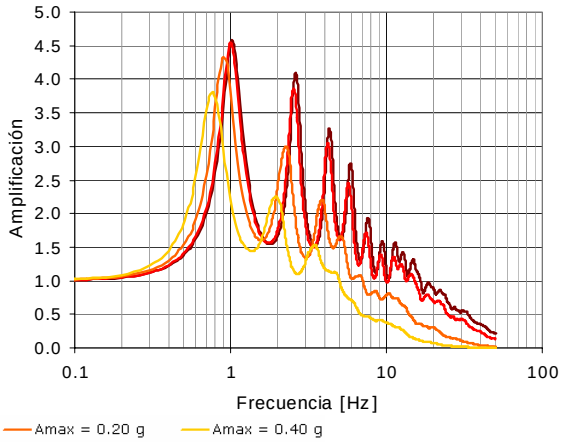


Figura 24 Resultados Punto de Análisis: M10 Av. Chile Cra. 24

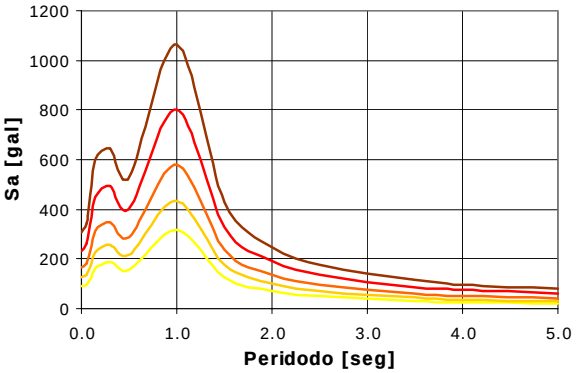
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



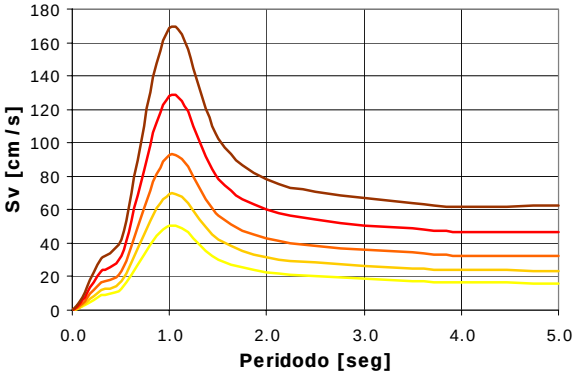
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

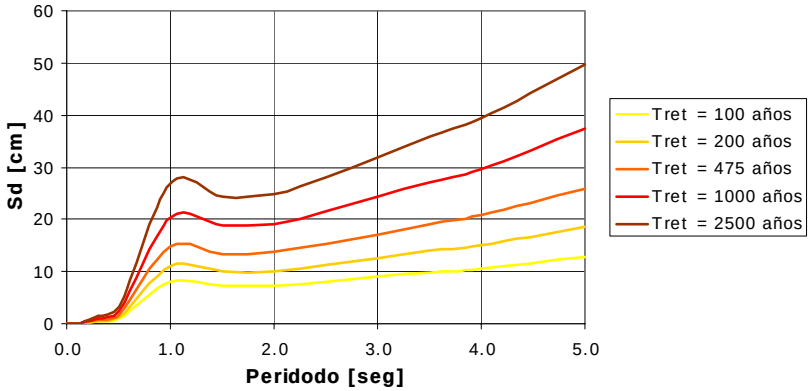
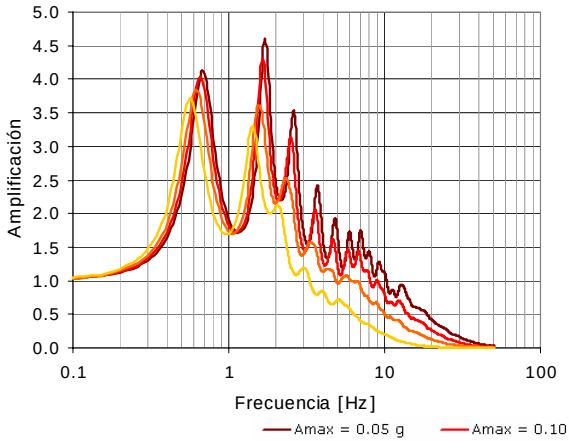
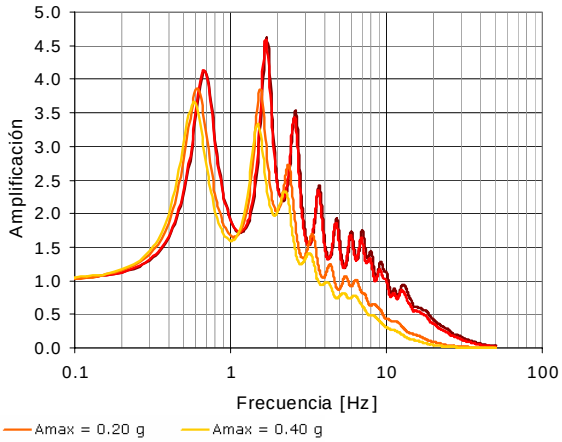


Figura 25 Resultados Punto de Análisis: M16 Cll. 13 Av Ciudad de Quito

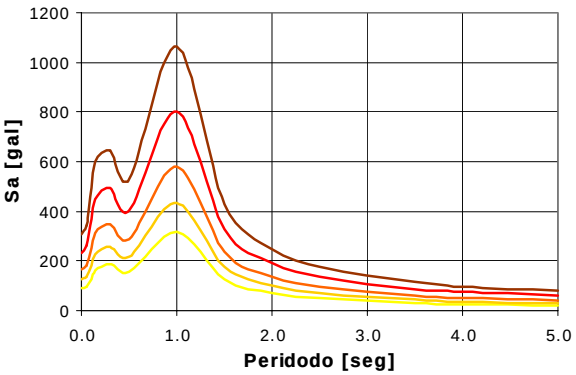
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



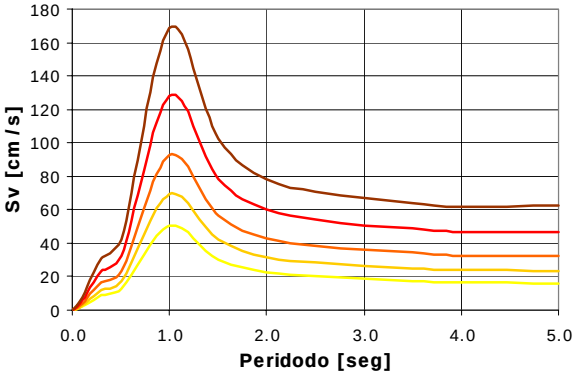
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

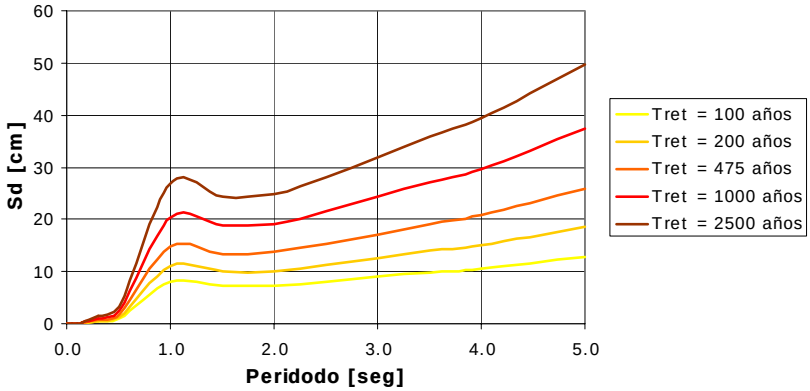
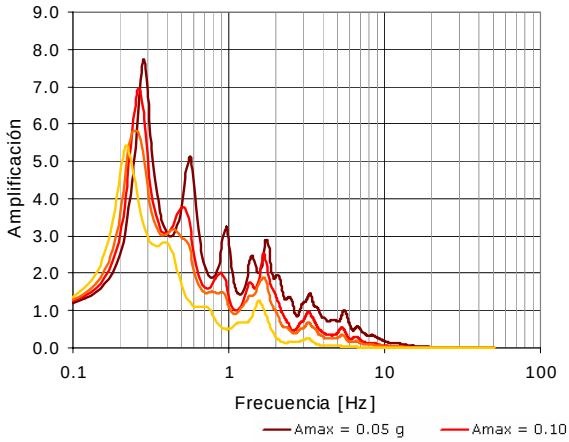
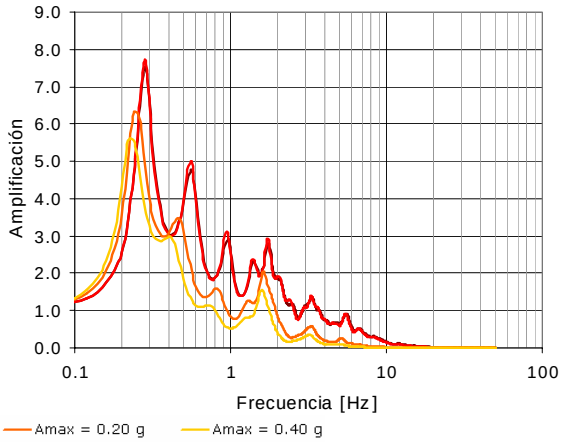


Figura 26 Resultados Punto de Análisis: M17 Av. Ferrocarril Cll.9

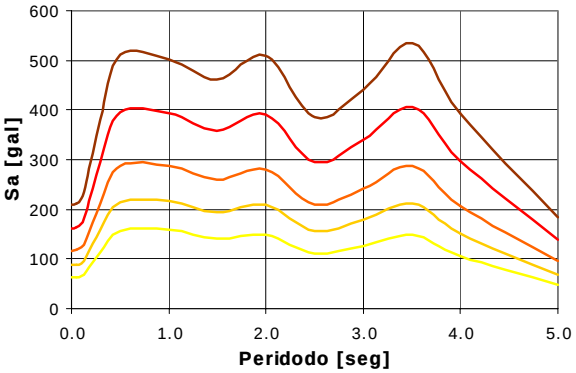
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



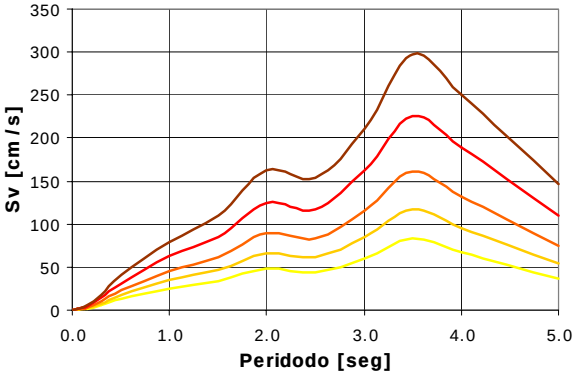
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

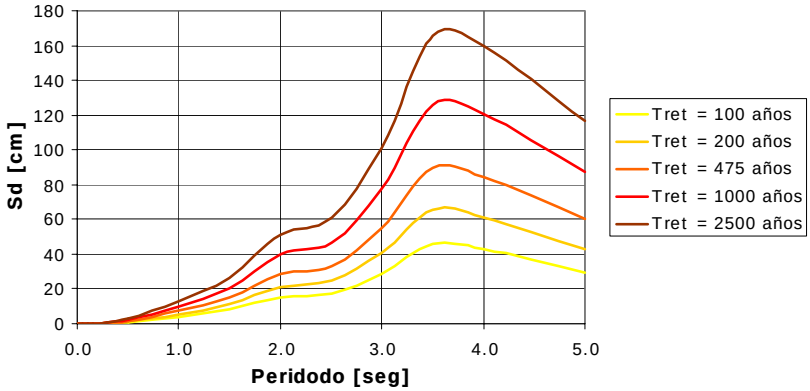
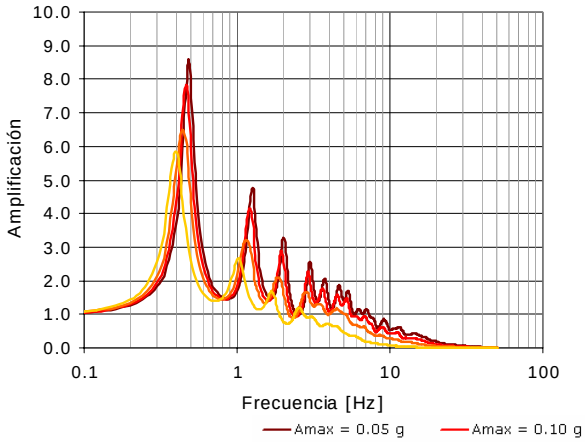
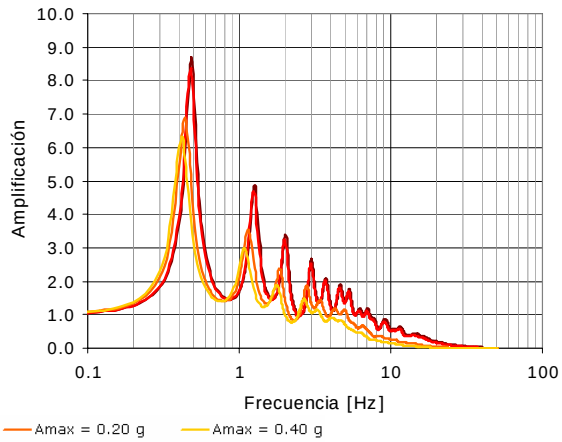


Figura 27 Resultados Punto de Análisis: N01 Cll. 170 Cra. 9

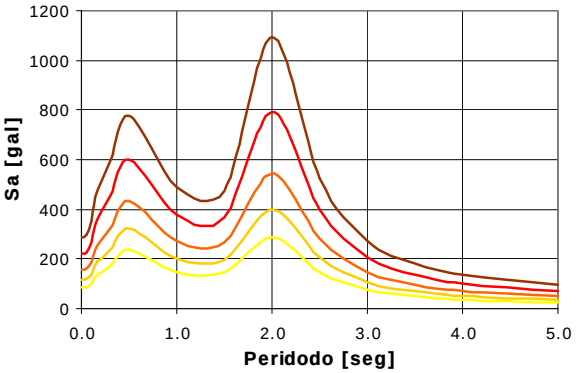
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



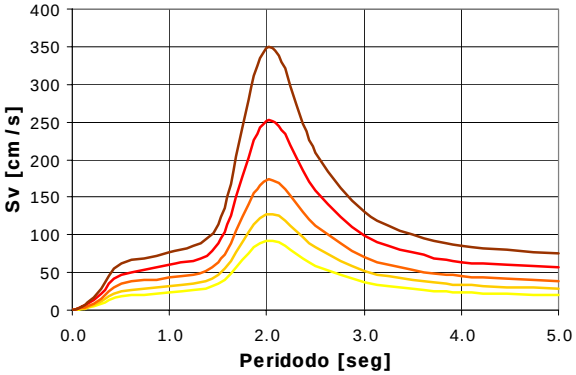
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

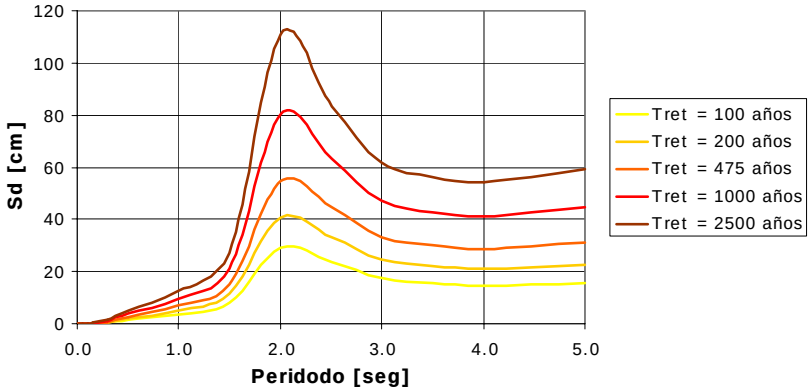
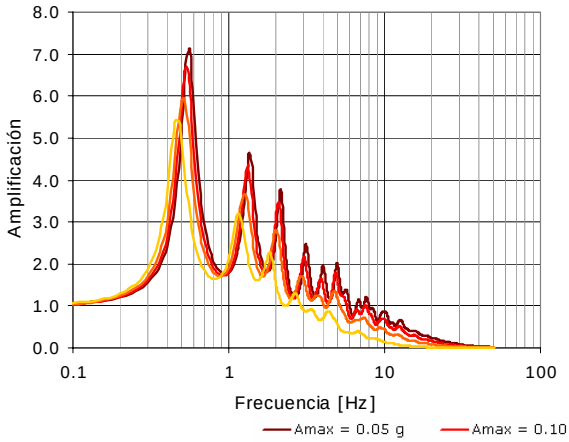
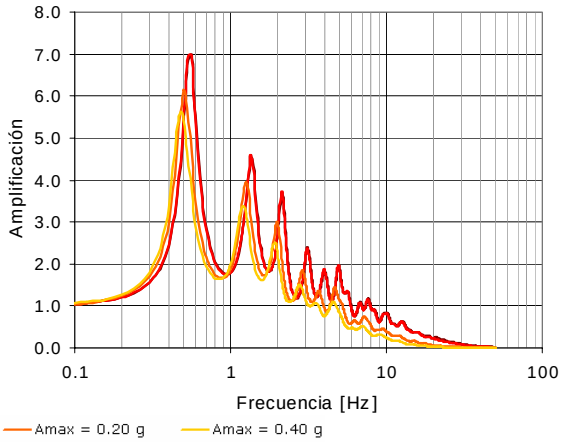


Figura 28 Resultados Punto de Análisis: N02 Autonorte Cll. 200

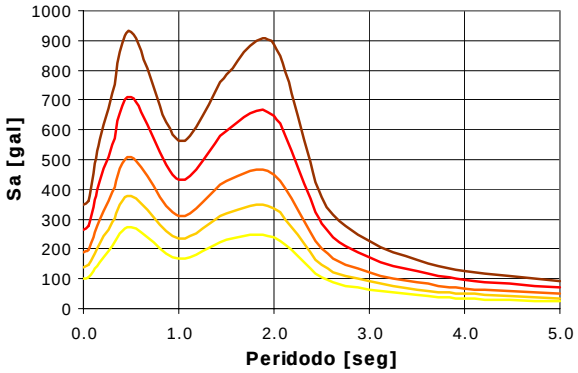
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



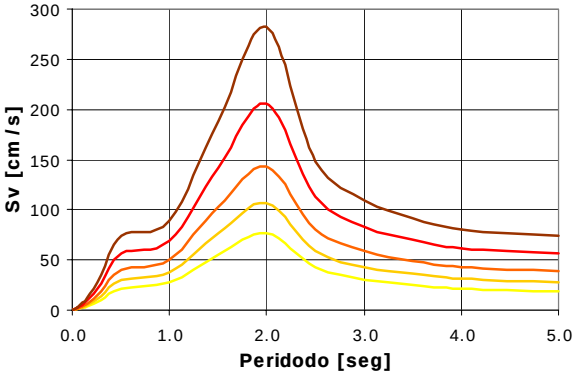
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

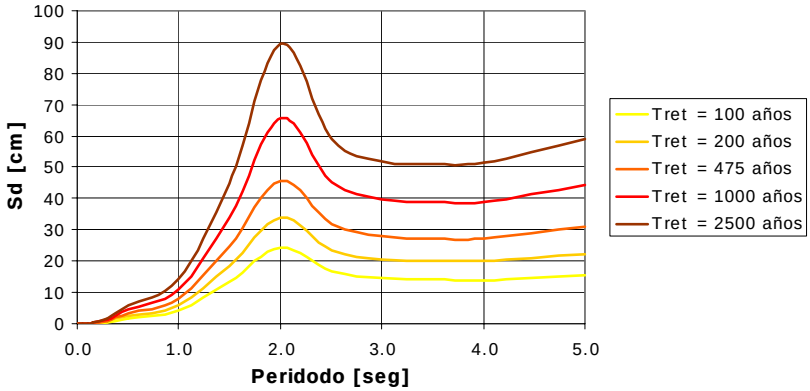
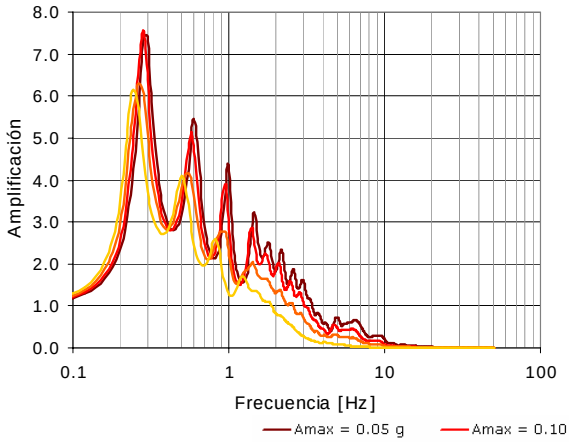
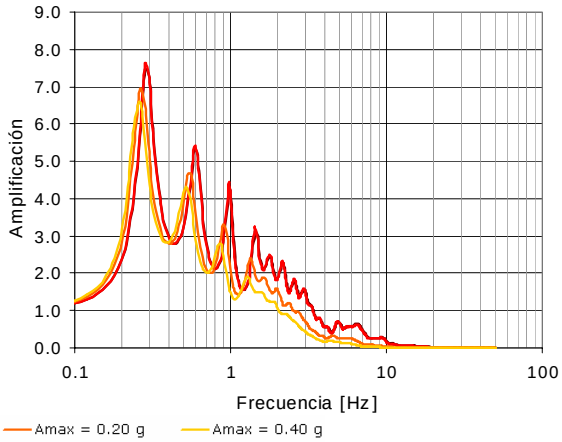


Figura 29 Resultados Punto de Análisis: N04 Cll. 138 Club SubOficiales

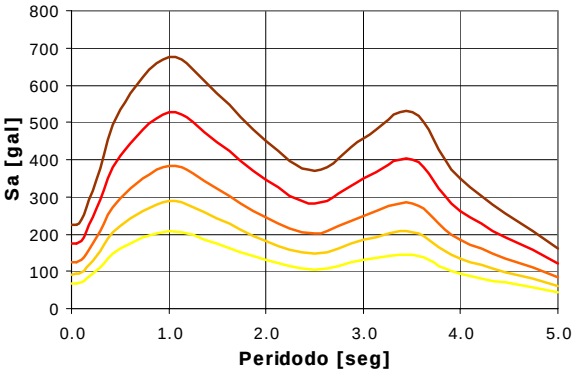
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



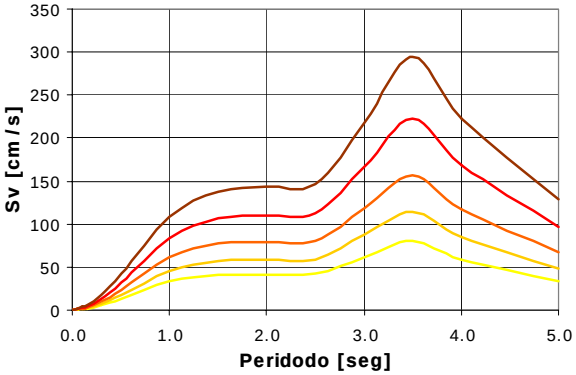
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

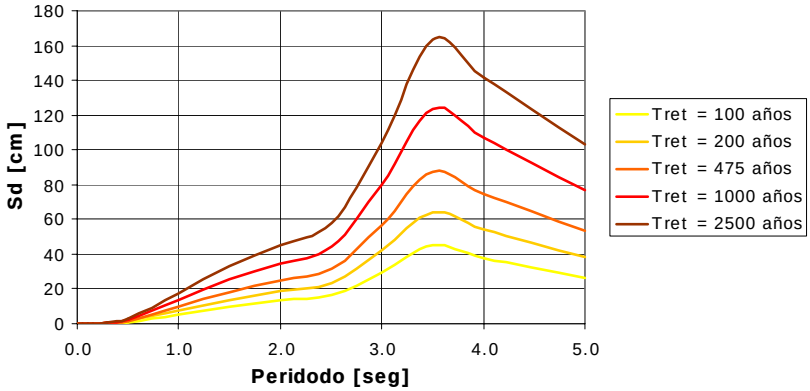
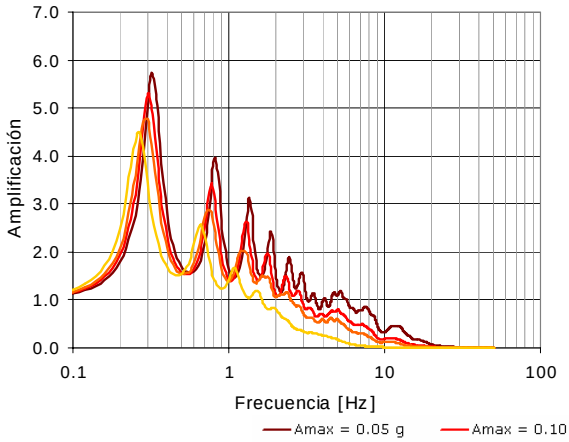
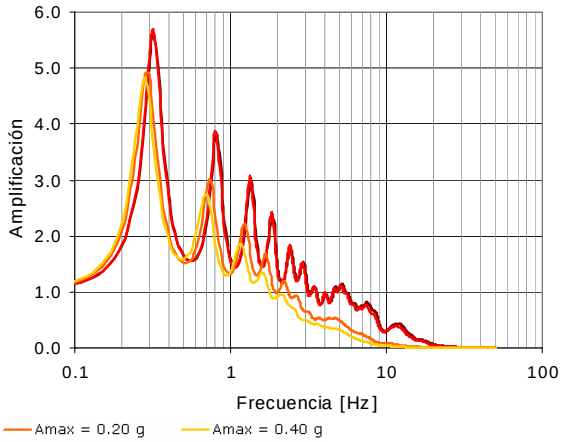


Figura 30 Resultados Punto de Análisis: N22 Cll. 13 Av. Boyacá

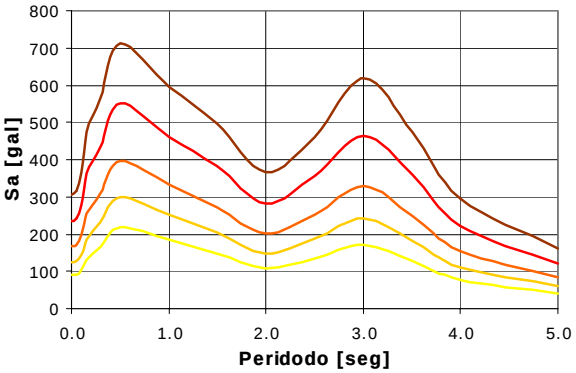
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



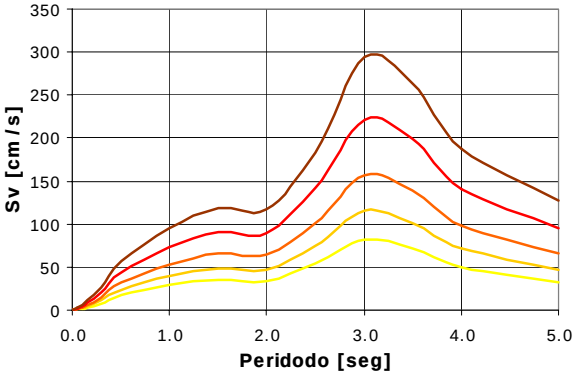
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

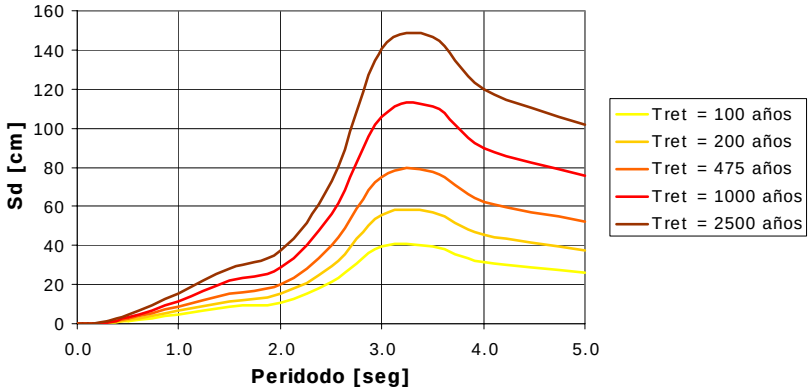
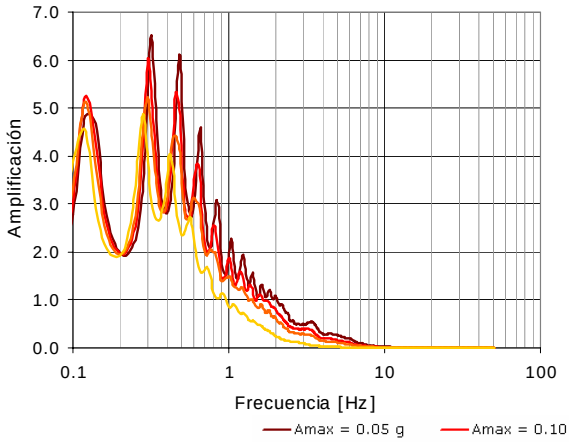
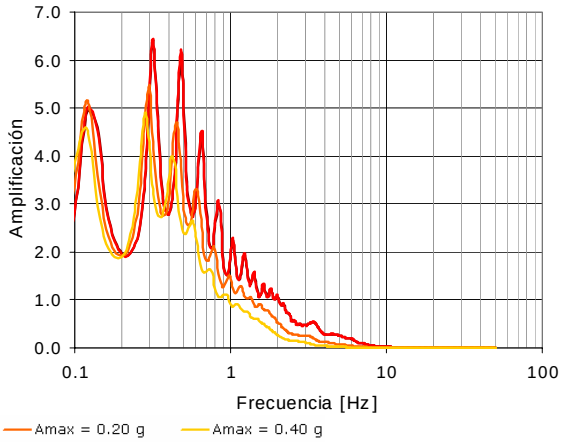


Figura 31 Resultados Punto de Análisis: N23 Av 68 con Av Américas

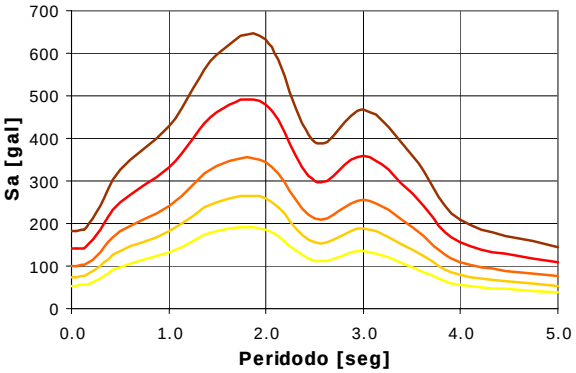
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



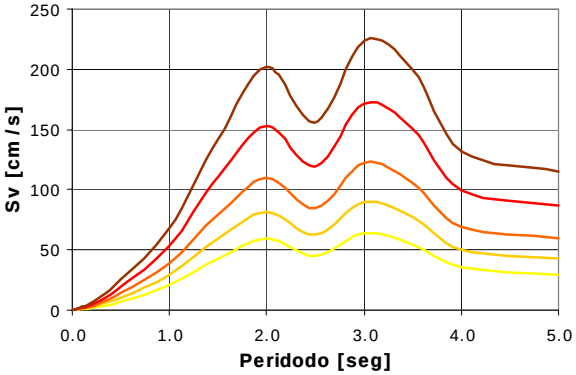
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

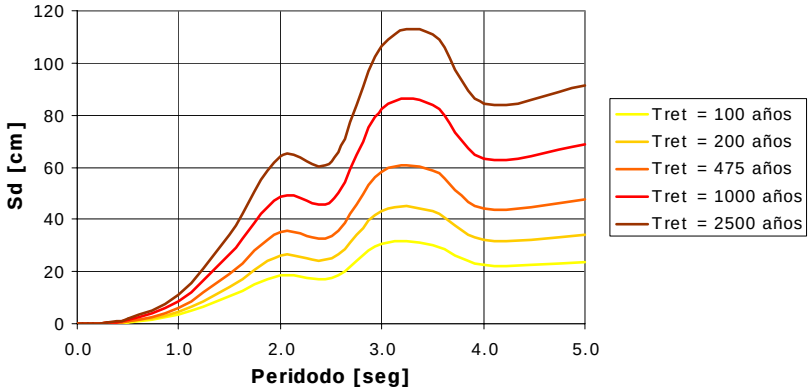
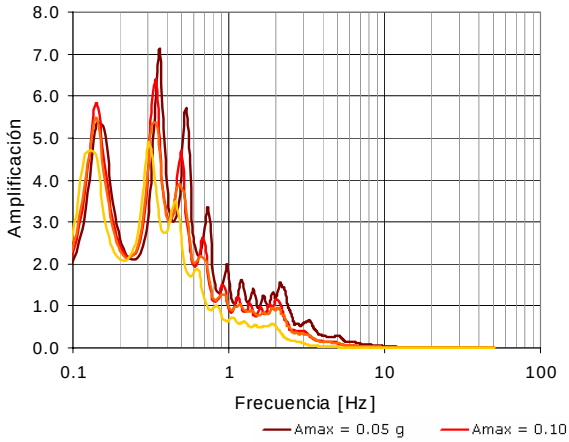
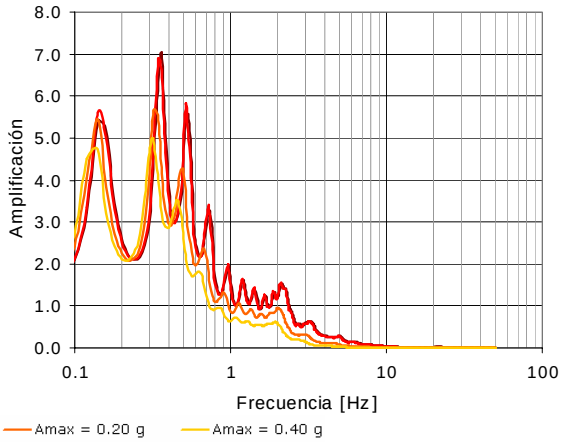


Figura 32 Resultados Punto de Análisis: M04 Engativá

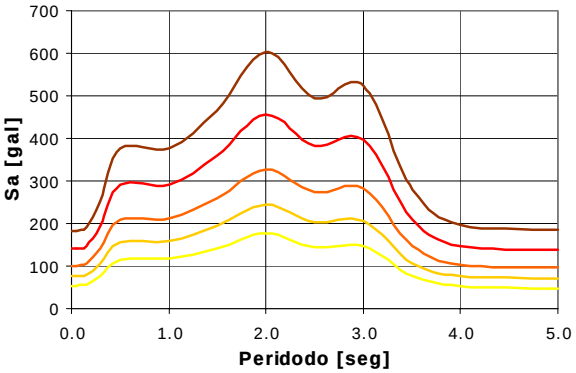
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



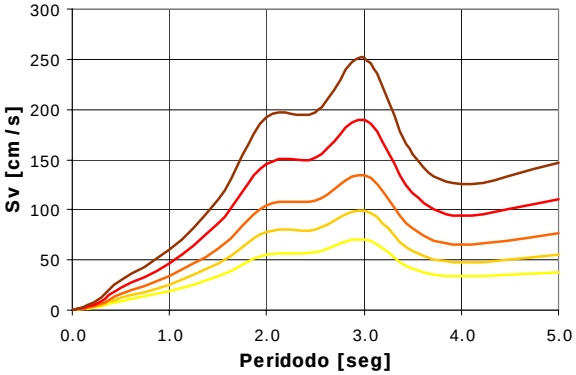
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

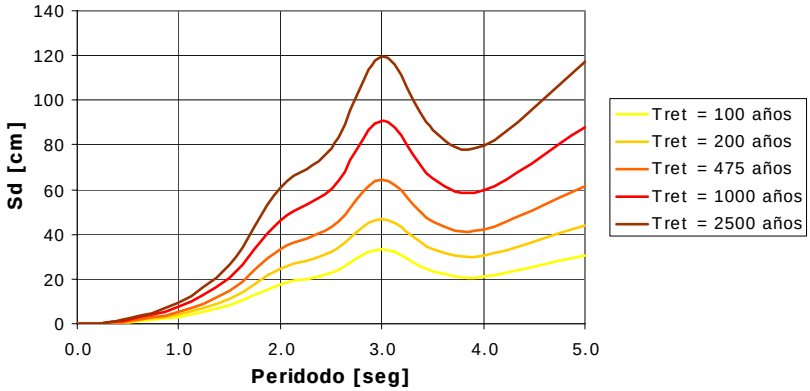
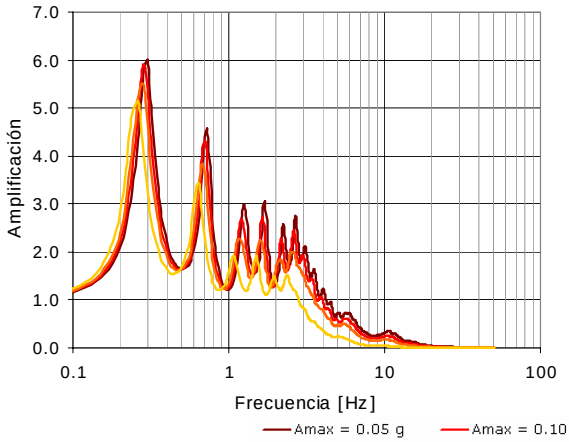
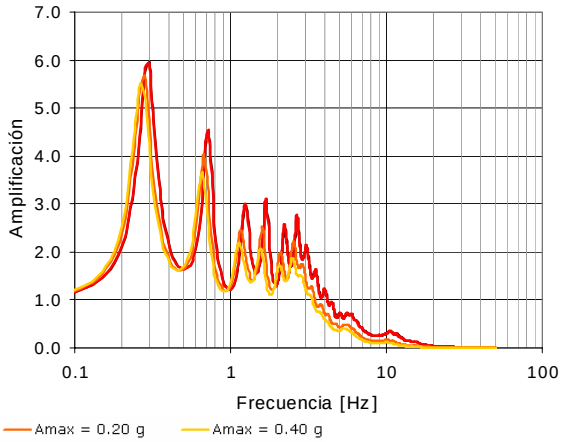


Figura 33 Resultados Punto de Análisis: M05 Av. Cundinamarca Cll.72

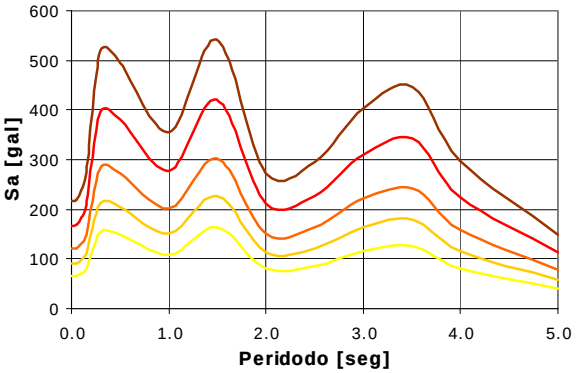
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



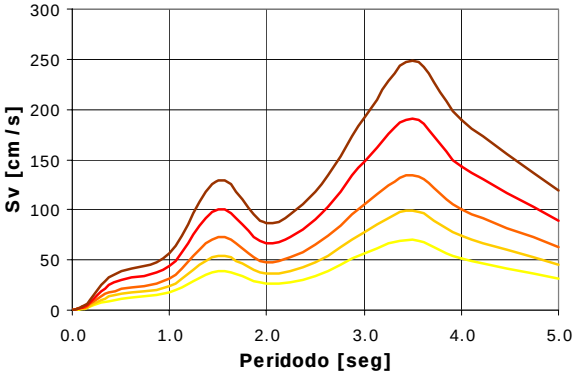
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

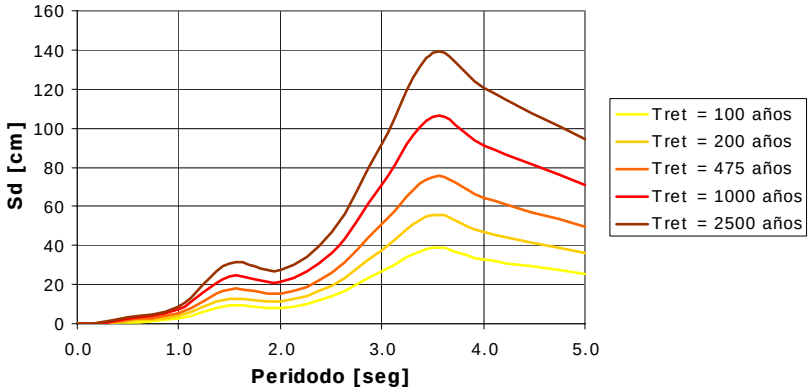
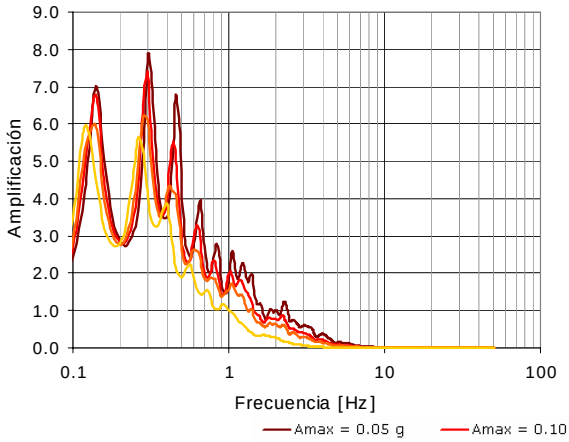
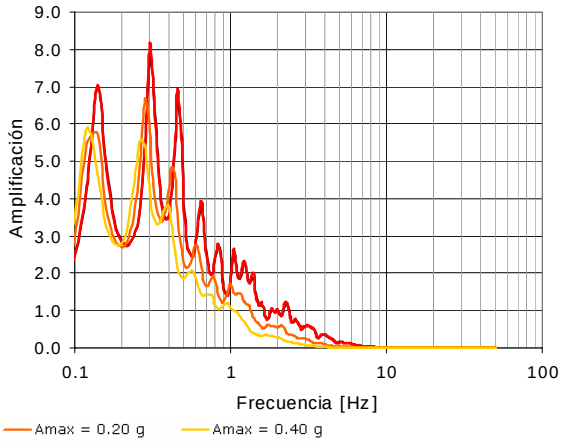


Figura 34 Resultados Punto de Análisis: N09 Cll. 127con Autopista Norte

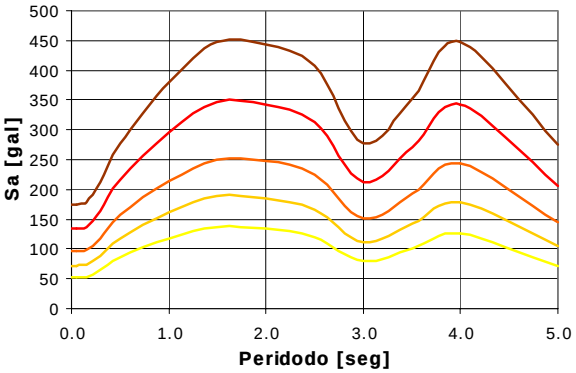
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



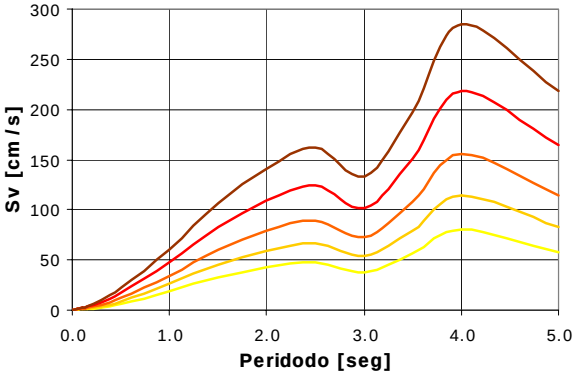
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

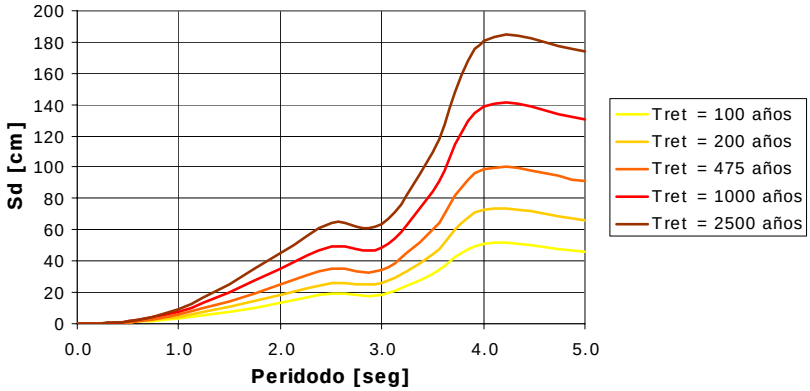
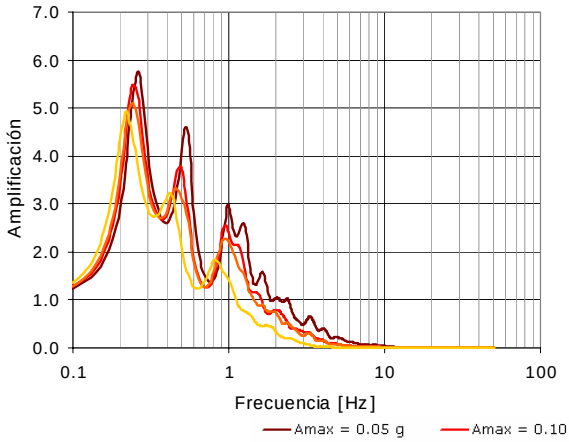
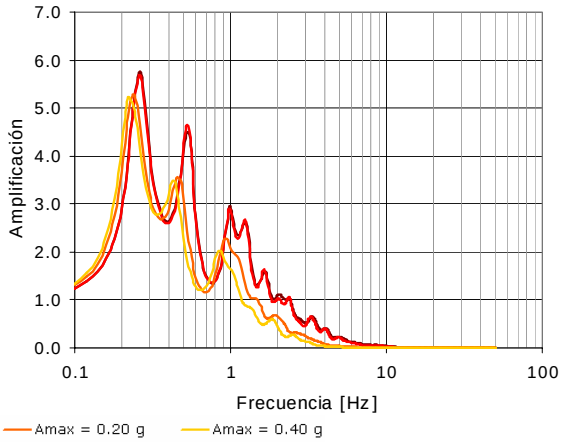


Figura 35 Resultados Punto de Análisis: N51 Aeropuerto El Dorado

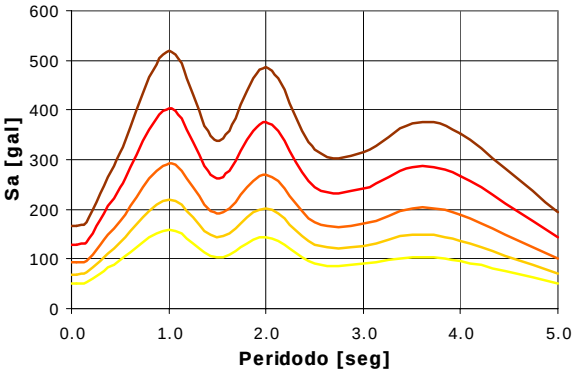
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



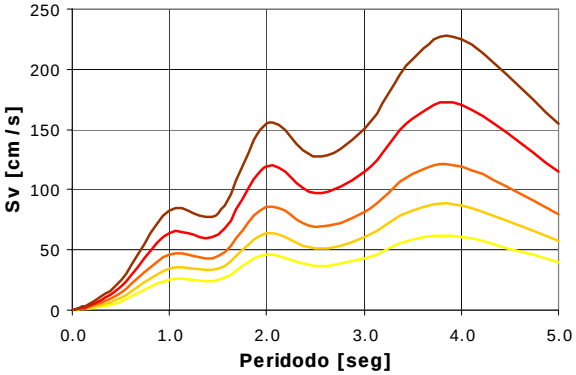
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

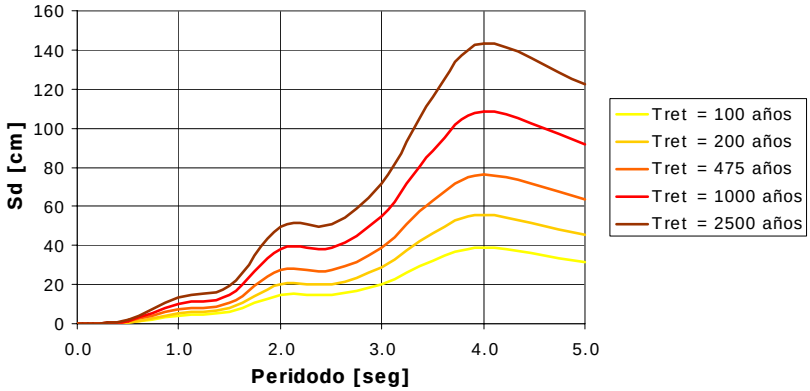


Figura 36 Resultados Punto de Análisis: Salud Total

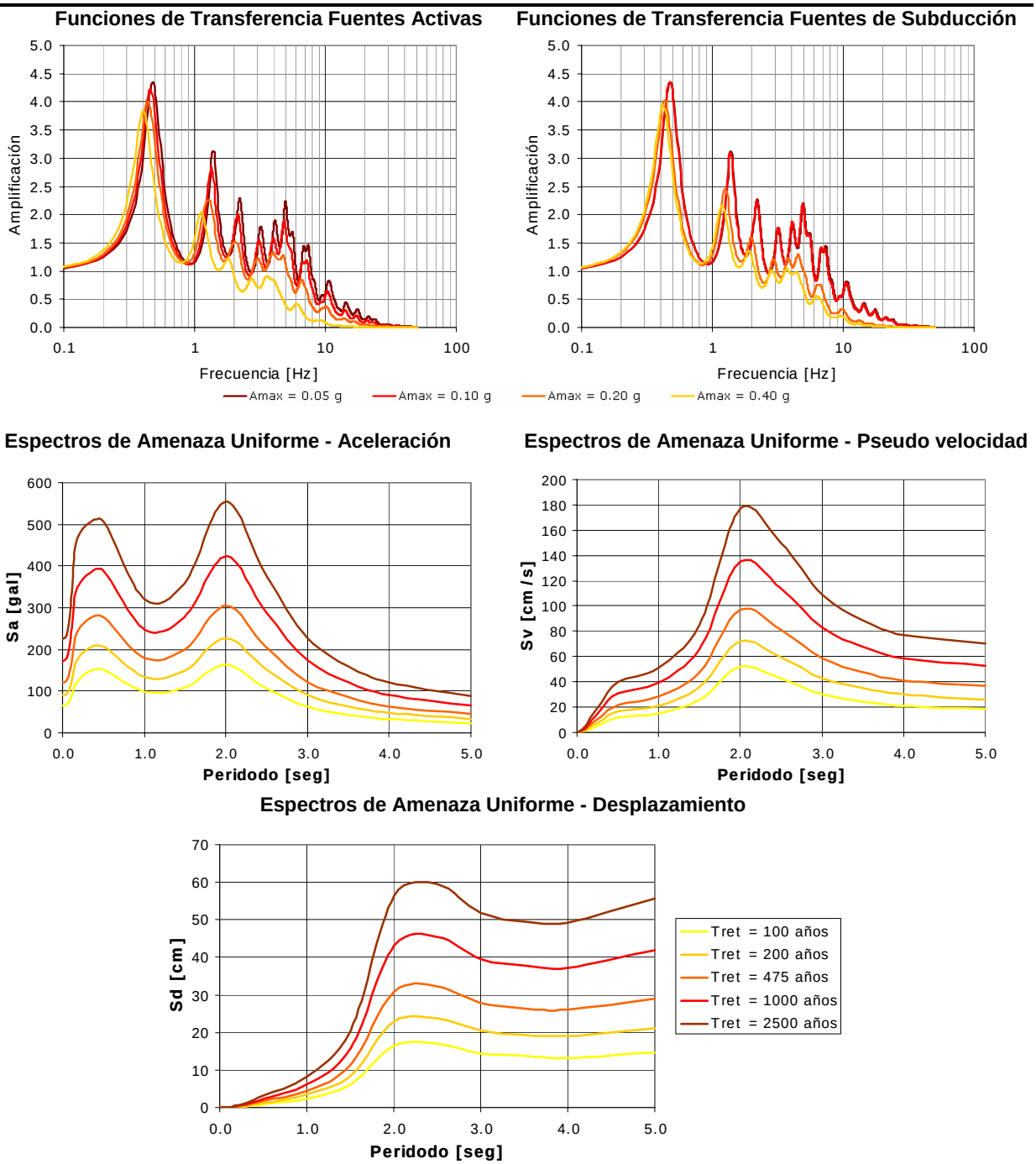
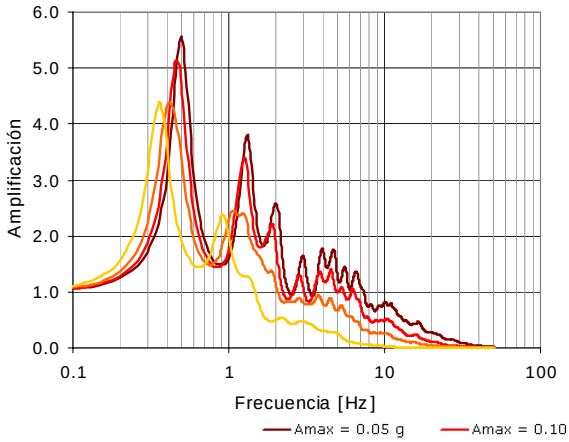
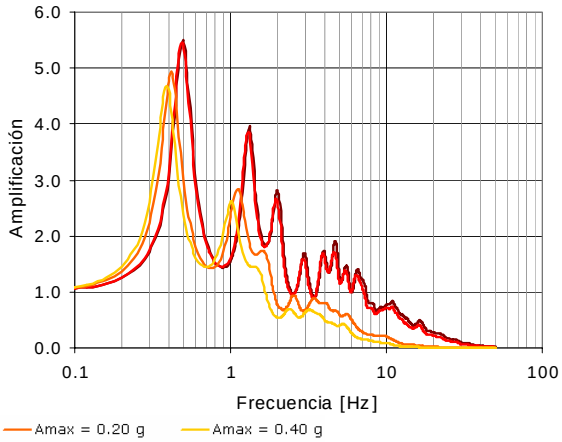


Figura 37 Resultados Punto de Análisis: Autopista Sur con Av. Boyacá

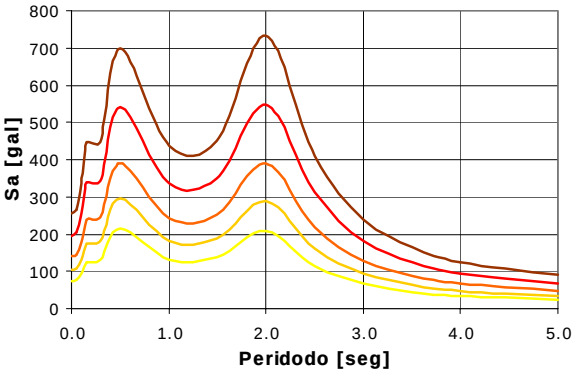
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



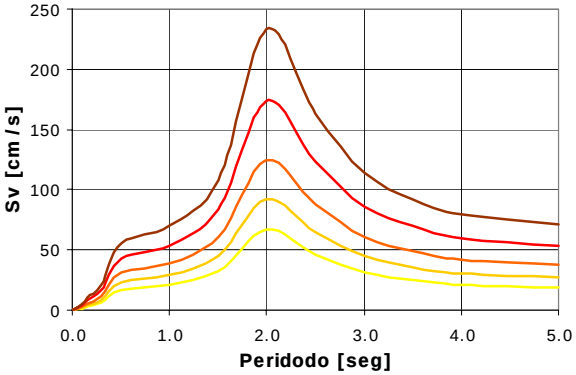
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

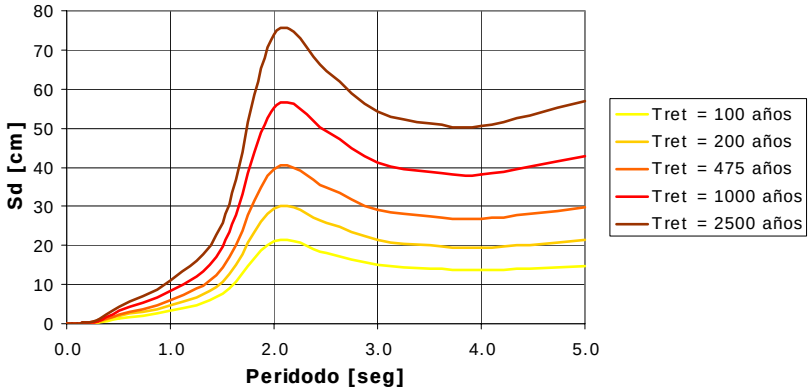
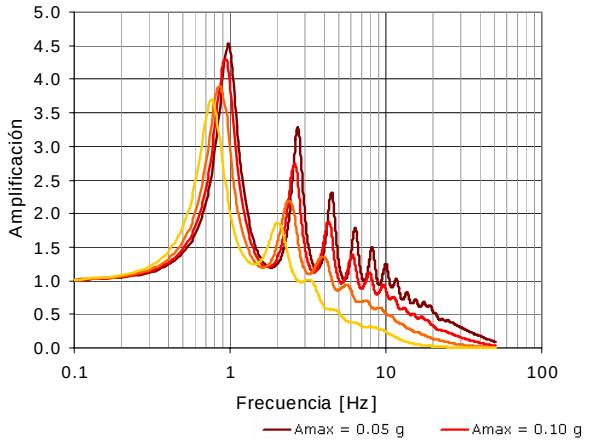
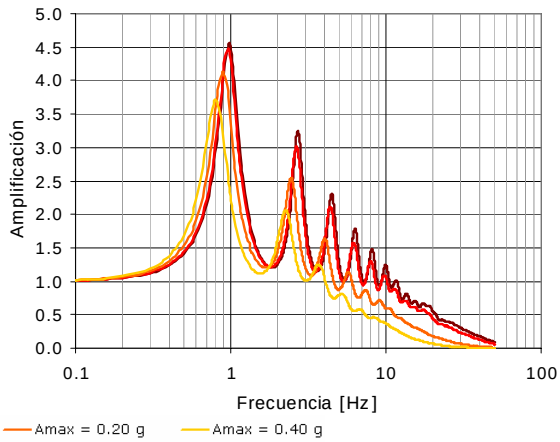


Figura 38 Resultados Punto de Análisis: Matatigres

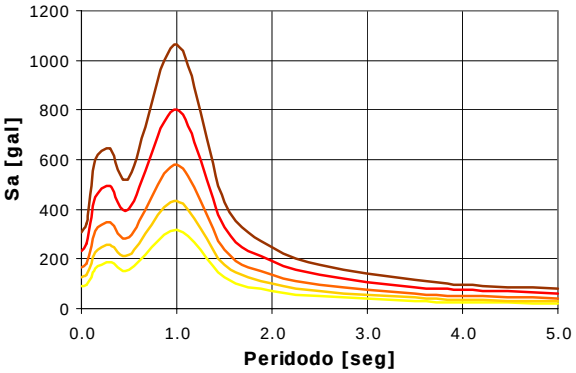
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



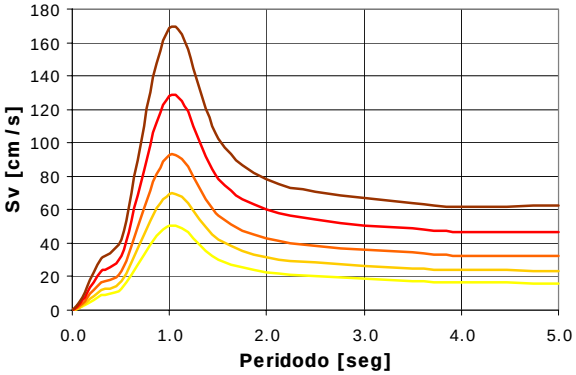
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

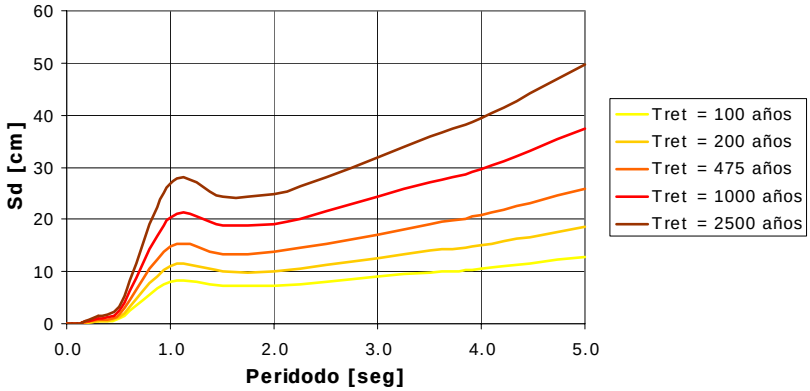
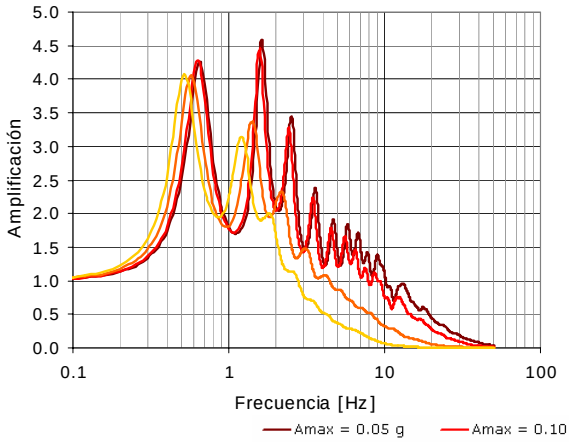
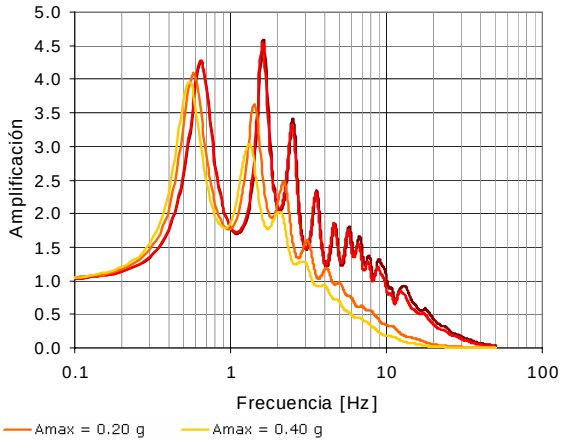


Figura 39 Resultados Punto de Análisis: M15 Cll13 con Cr 19

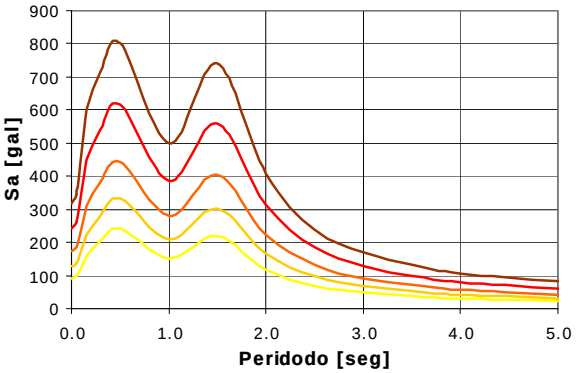
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



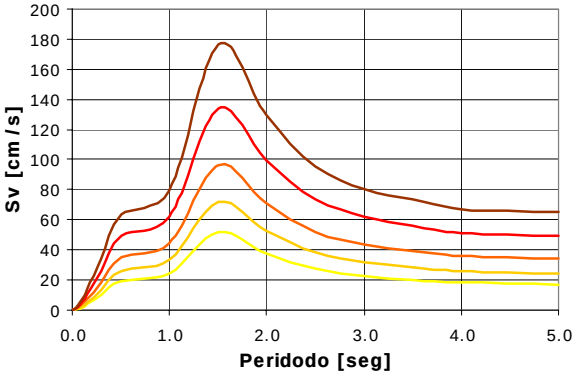
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

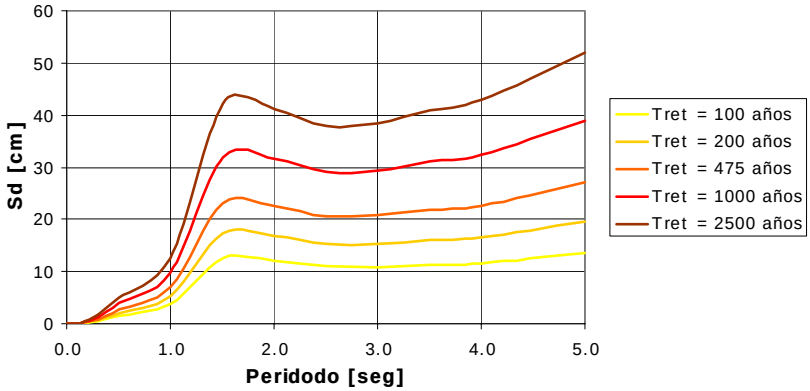
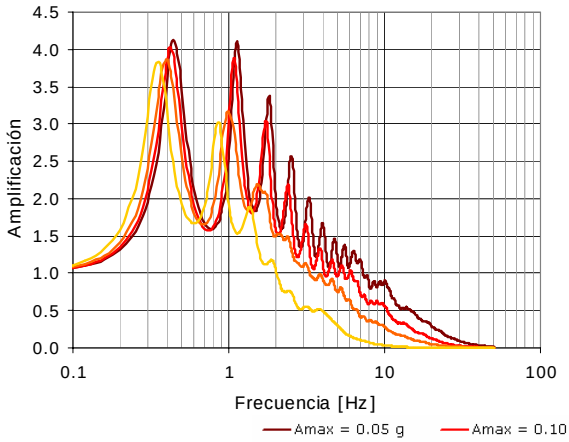
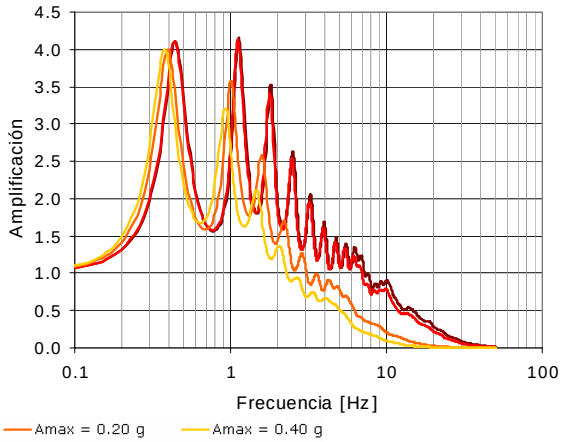


Figura 40 Resultados Punto de Análisis: M18 Av. Ferrocarril Cll. 2

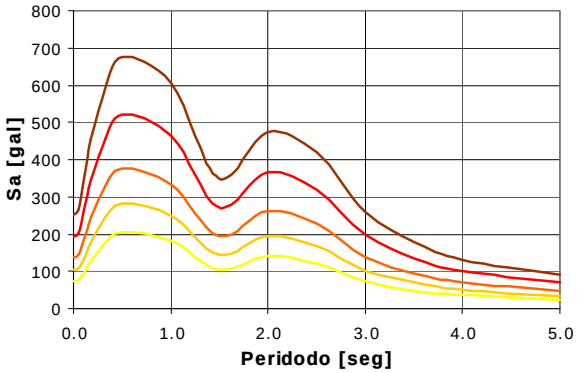
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



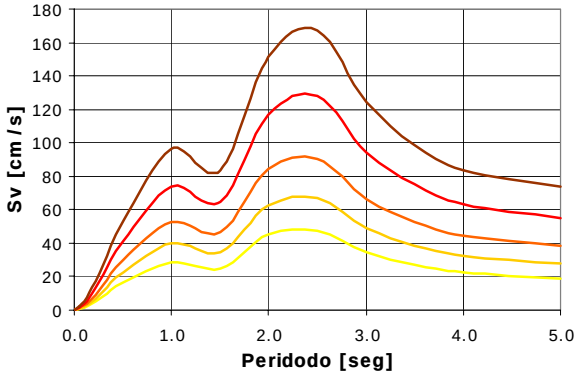
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

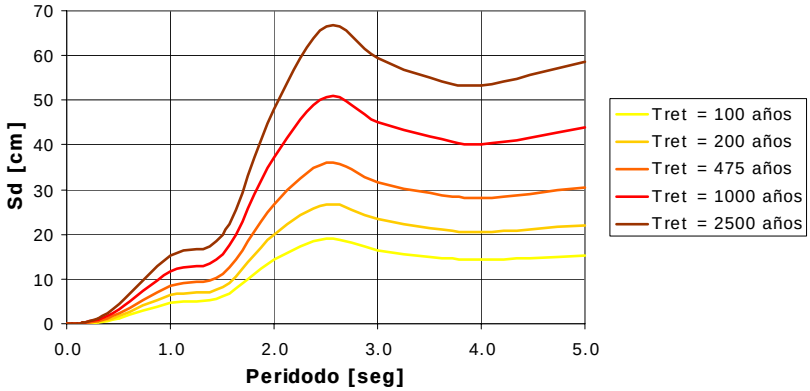
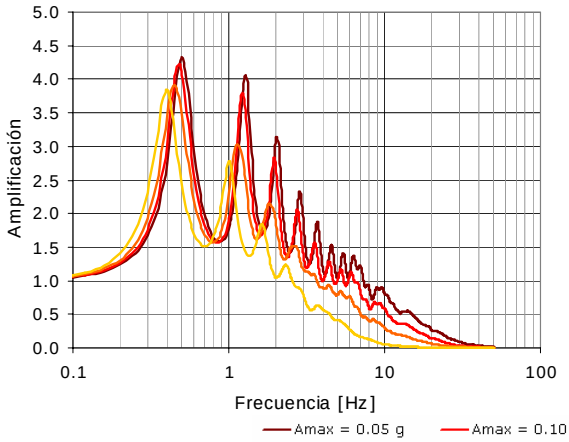
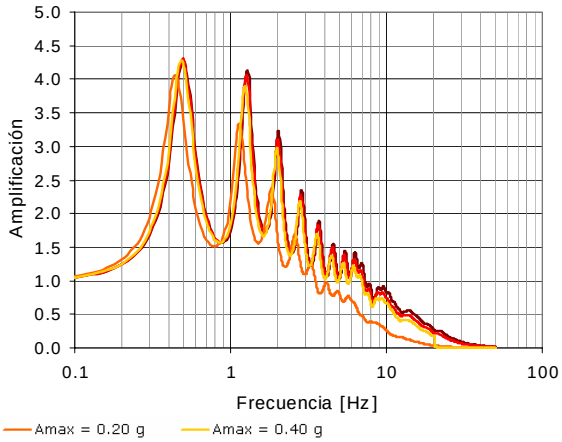


Figura 41 Resultados Punto de Análisis: M20 Av. 1ero de Mayo Cra. 65

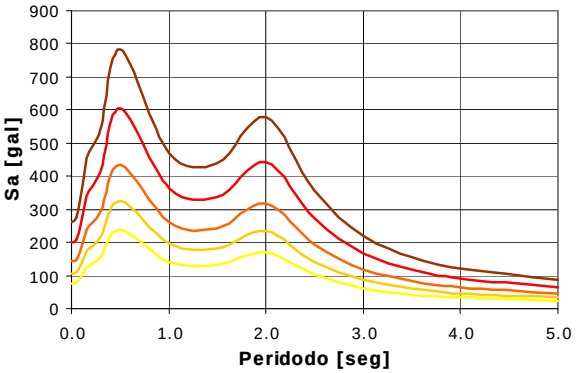
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



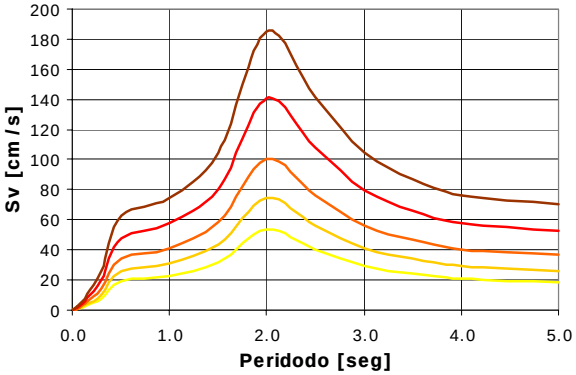
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

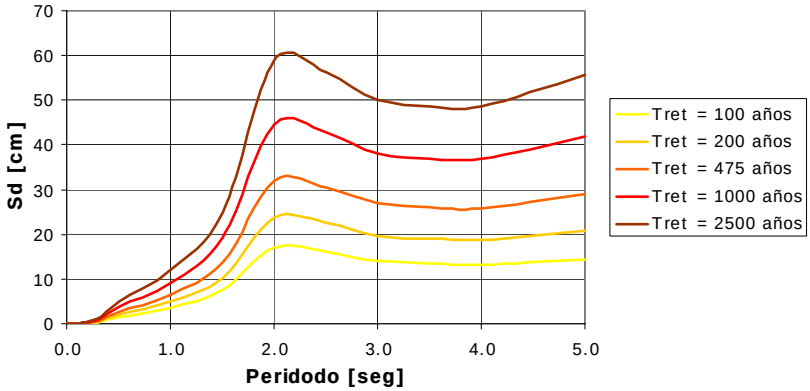
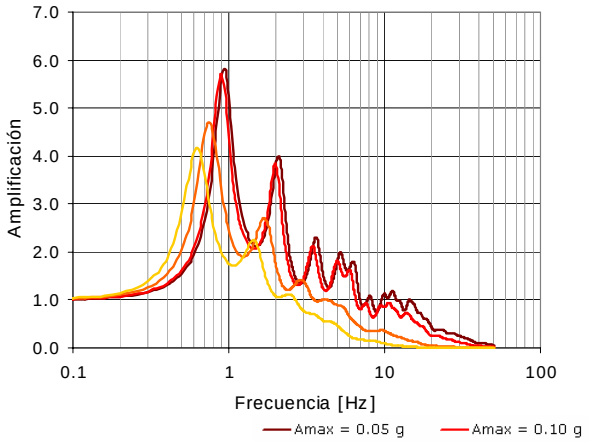
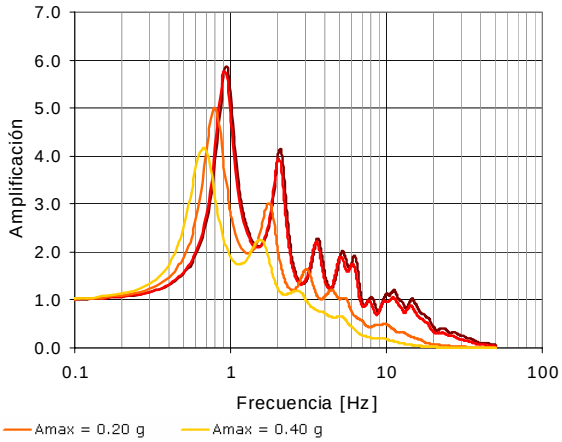


Figura 42 Resultados Punto de Análisis: M22 Av 1° de Mayo con Cll 42sur

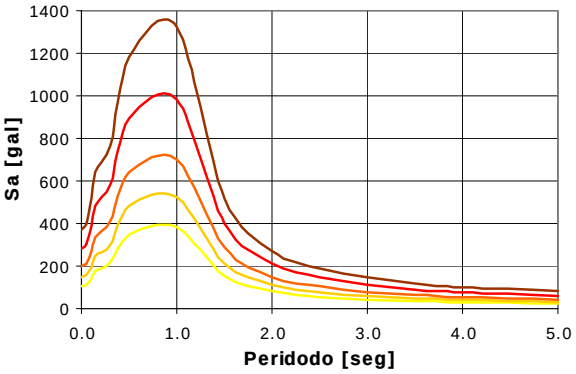
Funciones de Transferencia Fuentes Activas



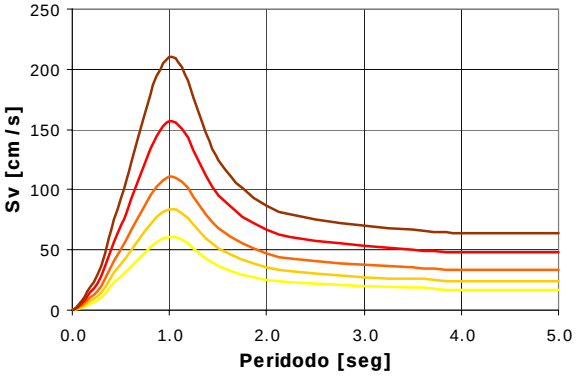
Funciones de Transferencia Fuentes de Subducción



Espectros de Amenaza Uniforme - Aceleración



Espectros de Amenaza Uniforme - Pseudo velocidad



Espectros de Amenaza Uniforme - Desplazamiento

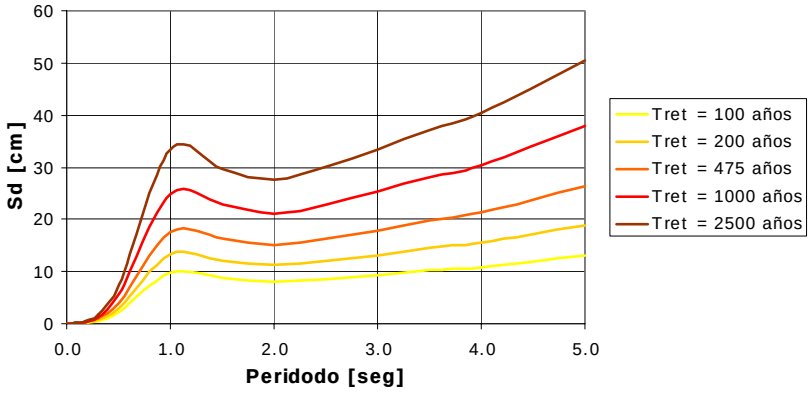


Figura 43 Resultados Punto de Análisis: N45 Barrio el Tunal