



UNIVERSIDAD DE CHILE  
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**MICROZONIFICACIONES SÍSMICAS EN CIUDADES DEL MUNDO Y DISCUSIÓN  
SOBRE LA APLICABILIDAD EN LA CIUDAD DE SANTIAGO**

TESIS PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

**JOSÉ TOMÁS ERRÁZURIZ BLAU**

PROFESOR GUÍA:  
LENART GONZÁLEZ LAGOS

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:  
MAXIMILIANO ASTROZA INOSTROZA  
ESTEBAN SÁEZ ROBERT

SANTIAGO DE CHILE  
SEPTIEMBRE 2012

## **MICROZONIFICACIONES SÍSMICAS EN CIUDADES DEL MUNDO Y DISCUSIÓN SOBRE LA APLICABILIDAD EN LA CIUDAD DE SANTIAGO**

Se realiza un análisis de microzonificaciones sísmicas realizadas en ciudades del mundo, con el objetivo de identificar las técnicas más sobresalientes usadas en estas ciudades para enfrentar el desafío de distinguir zonas con mayor amenaza sísmica, en especial, para identificar zonas tendientes a experimentar efectos de sitio.

Se analizan algunas experiencias y los fundamentos de las mediciones geofísicas pasivas de ondas superficiales, que pueden entregar el perfil de velocidad de ondas de corte para profundidades mayores a 100 m o el periodo fundamental del depósito de suelo, debido a que son ensayos relativamente económicos, rápidos y no invasivos; y que ante determinadas condiciones son capaces de entregar las características dinámicas a bajas deformaciones del depósito de suelo completo.

Se analizan los parámetros del suelo considerados como clave para distinguir distintas respuestas sísmicas en superficie y por consiguiente, distintas distribuciones de daño en superficie, para conocer sus capacidades y debilidades.

Para analizar cuantitativamente el grado de relación que presentan los parámetros del suelo, provenientes de ensayos geofísicos, con la distribución del daño en superficie, se realiza una modelación numérica de la respuesta 1D de 13 sitios en Santiago a partir de la señal del terremoto del 27/02/2010 registrada en el cerro Santa Lucía. De estos sitios, se tiene información parcial, como perfil de velocidades dentro de los primeros 30 m., profundidad de roca estimada y unidad geológica, además del espectro de pseudo-aceleración en superficie en 4 de los sitios considerados, lo que permitió una calibración de los parámetros no conocidos. De este modo, se estudia la relación entre parámetros como el  $V_{s30}$  y el  $T_0$  con las medidas instrumentales de destructividad de un terremoto propuestas por Arias y Araya-Saragoni.

Se encuentra en el análisis numérico que un parámetro definido como  $V_{s30} * T_0$ , se correlaciona bien con la intensidad de Arias y que el  $T_0$  se correlaciona bien con la intensidad de cruces por cero de la señal de aceleraciones en superficie y con el máximo desplazamiento en superficie. Además un parámetro definido como  $V_{s30} * H^{0.5} - 1150 * T_0^2$  explica de buena manera la totalidad de los casos modelados, en términos del potencial destructivo de Araya-Saragoni. Se propone el uso conjunto de los parámetros  $V_{s30}$  y  $T_0$  para microzonificar preliminarmente a partir de ensayos geofísicos según tipo de estructura (rígida o flexible). Finalmente, los argumentos expuestos se condicen con algunos de los daños observados en Santiago, a raíz del terremoto de Valparaíso en 1985 y también se condicen con lo observado en las señales medidas en 4 acelerógrafos de la ciudad de Santiago.

## **AGRADECIMIENTOS**

Quiero agradecer a mi familia su inmenso cariño y su compañía que hicieron posible que yo pudiera estudiar y salir adelante con la carrera.

Agradecer también a los profesores de la Universidad de Chile con quienes me he formado académicamente y en quienes he visto cariño y compromiso con el desarrollo del conocimiento y las personas.

Agradezco a mi Profesor Guía por todo el tiempo que me dedicó y haberme guiado en este tema, así como por haberme transmitido vocación por la geotecnia.

Agradezco a los Profesores miembros de la comisión, quienes me hicieron observaciones detalladas y significativas al trabajo. Así como al Profesor Boroschek quien me dio muy buenos consejos para enfrentar el desafío de hacer una memoria de título, durante el curso de introducción a la memoria.

Quiero agradecer al estudiante del magister en geotecnia de la Universidad de Chile Cristián Godoy, por haber compartido generosamente conmigo información de los suelos de Santiago. También agradecer a Camilo Pinilla quien me facilitó información digital de su memoria.

# ÍNDICE

<b>CAPITULO 1</b>	<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
1.1	Motivación	1
1.2	Objetivos de la memoria	1
1.3	Organización de la memoria	2
<b>CAPÍTULO 2</b>	<b>MARCO TEÓRICO</b>	<b>3</b>
<b>CAPÍTULO 3</b>	<b>MICROZONIFICACIONES EN CIUDADES DEL MUNDO</b>	<b>8</b>
<b>3.1</b>	<b>Bogotá-Colombia</b>	<b>8</b>
3.1.1	Descripción General	8
3.1.2	Metodología	8
3.1.3	Resultados	17
<b>3.2</b>	<b>Tesalónica-Grecia</b>	<b>21</b>
3.2.1	Descripción general	21
3.2.2	Metodología	22
3.2.3	Resultados	32
<b>3.3</b>	<b>Potenza-Italia</b>	<b>32</b>
3.3.1	Descripción general	32
3.3.2	Metodología	33
3.3.3	Resultados	39
<b>3.4</b>	<b>Bangalore-India</b>	<b>40</b>
3.4.1	Descripción general	40
3.4.2	Metodología	40
3.4.3	Resultados	49
<b>3.5</b>	<b>Basilea-Suiza</b>	<b>52</b>
3.5.1	Descripción general	52
3.5.2	Metodología	52
3.5.3	Resultados	62
<b>3.6</b>	<b>Estambul-Turquía</b>	<b>65</b>
3.6.1	Descripción general	65
3.6.2	Metodología	65
3.6.3	Resultados	70

<b>3.7</b>	<b>Discusión .....</b>	<b>70</b>
<b>CAPÍTULO 4 MÉTODOS PASIVOS DE MEDICIÓN DE ONDAS SUPERFICIALES.....</b>		<b>73</b>
<b>4.1</b>	<b>Razón Espectral H/V.....</b>	<b>73</b>
<b>4.2</b>	<b>Determinación de perfil de velocidad de ondas de corte mediante el registro de ruido ambiental con arreglos de sensores en superficie .....</b>	<b>81</b>
<b>4.3</b>	<b>Discusión .....</b>	<b>98</b>
<b>CAPÍTULO 5 PARÁMETROS RELACIONADOS CON LA RESPUESTA DEL SUELO .....</b>		<b>100</b>
<b>5.1</b>	<b>Periodo fundamental, <math>T_0</math> .....</b>	<b>100</b>
<b>5.2</b>	<b>Velocidad de onda de corte equivalente de los primeros 30 m, <math>V_{s30}</math>.....</b>	<b>107</b>
<b>5.3</b>	<b>Uso conjunto de los parámetros <math>T_0</math> y <math>V_{s30}</math> .....</b>	<b>111</b>
<b>5.4</b>	<b>Curva completa del método de Nakamura .....</b>	<b>114</b>
<b>5.5</b>	<b>Curvas de dispersión .....</b>	<b>117</b>
<b>5.6</b>	<b><math>V_s</math> promedio para el depósito completo.....</b>	<b>119</b>
<b>5.7</b>	<b>Discusión .....</b>	<b>122</b>
<b>CAPÍTULO 6 ANÁLISIS DE LA RELACIÓN ENTRE PARÁMETROS PROPIOS DEL DEPÓSITO DE SUELO Y MEDIDAS INSTRUMENTALES DE DAÑO .....</b>		<b>124</b>
<b>6.1</b>	<b>Introducción.....</b>	<b>124</b>
<b>6.2</b>	<b>Metodología .....</b>	<b>125</b>
<b>6.3</b>	<b>Antecedentes .....</b>	<b>126</b>
<b>6.3.1</b>	<b>Señal en roca.....</b>	<b>127</b>
<b>6.3.2</b>	<b>Perfiles de Velocidad .....</b>	<b>127</b>
<b>6.3.3</b>	<b>Gravimetría .....</b>	<b>130</b>
<b>6.4</b>	<b>Criterios adoptados y supuestos.....</b>	<b>130</b>
<b>6.4.1</b>	<b>Rigidización.....</b>	<b>130</b>
<b>6.4.2</b>	<b>Curvas de degradación del módulo de corte y amortiguamiento .....</b>	<b>131</b>
<b>6.4.3</b>	<b>Velocidad de onda de corte roca .....</b>	<b>134</b>
<b>6.4.4</b>	<b>Peso unitario .....</b>	<b>134</b>

<b>6.5</b>	<b>Medidas instrumentales de daño .....</b>	<b>134</b>
<b>6.6</b>	<b>Calibración del modelo en sitios con espectro de pseudo-aceleraciones en superficie conocido .....</b>	<b>135</b>
6.6.1	Calibración Sitio CD1 .....	136
6.6.2	Calibración Sitio G1 .....	138
6.6.3	Calibración Sitio G2 .....	139
6.6.4	Calibración Sitio G3 .....	141
6.6.5	Curvas de degradación calibradas.....	142
<b>6.7</b>	<b>Definición de sitios.....</b>	<b>146</b>
<b>6.8</b>	<b>Resultados y análisis de la modelación .....</b>	<b>147</b>
6.8.1	Resultados generales de la respuesta en superficie.....	147
6.8.2	Relación de Vs30 con la respuesta en superficie .....	154
6.8.3	Relación de parámetro $V_{s30} * H^{0.5} - 1150 * T_0^2$ con Pd.....	159
6.8.4	Relación de To con la respuesta en superficie .....	161
6.8.5	Relación de parámetro Vs30*To con la respuesta en superficie.....	164
6.8.6	Relación de parámetro Vs <sub>H</sub> con la respuesta en superficie .....	167
<b>6.9</b>	<b>Relación de parámetros del suelo con algunos daños observados durante los terremotos de 1985 y 2010 en Santiago .....</b>	<b>168</b>
<b>6.10</b>	<b>Verificación de resultados numéricos con información adicional de registros sísmicos del terremoto del Maule 2010.....</b>	<b>172</b>
6.10.1	Resultados referentes a estaciones de acelerógrafos .....	173
6.10.2	Calibración particular sitio acelerógrafo Maipú .....	178
6.10.3	Verificación relaciones entre parámetros propios del suelo y la señal en superficie.....	180
<b>CAPÍTULO 7</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>187</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>.....</b>	<b>193</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.3.1: Esquema del origen y los variados viajes de las ondas sísmicas que pueden inducir un efecto de sitio (Imagen de página web Laboratorio de ingeniería sísmica de Costa Rica <a href="http://www.lis.ucr.ac.cr">http://www.lis.ucr.ac.cr</a> ) .....	4
Figura 1.3.2: Efecto del amortiguamiento en la amplificación 1D de material uniforme sobre roca rígida (Kramer, 1996) .....	5
Figura 1.3.3: Funciones de transferencia considerando efectos 1D, 2D y 3D (Pitilakis, 2004) .....	6
Figura 1.3.4: Efecto de focalización de ondas sísmicas debido a la no horizontalidad de los estratos (USGS).....	7
Figura 1.3.5: Esquema del efecto de cuenca (NEHRP) .....	7
Figura 3.1.1: Ubicación de puntos de exploración (FOPAE, zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones, 2010) .....	10
Figura 3.1.2: Zonificación geotécnica (FOPAE, zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones, 2010) .....	11
Figura 3.1.3: Mapa de velocidades de onda de corte promedio en los primeros 50 m (FOPAE, zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones, 2010) .....	12
Figura 3.1.4: Ubicación de acelerógrafos (FOPAE, zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones, 2010) .....	14
Figura 3.1.5: Calibración de un espectro medido con modelación 1D (FOPAE, zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones, 2010) .....	16
Figura 3.1.6: Espectros de amplificación promedio de una zona específica, para distintos niveles de aceleración máxima de distintas señales sísmicas, .....	17
Figura 3.1.7: Tabla con propiedades dinámicas y efectos de sitio relacionados a cada sector (FOPAE, zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones, 2010).....	18
Figura 3.1.8: Ejemplos de espectros de diseño (FOPAE, zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones, 2010) .....	19
Figura 3.1.9: Parámetros de espectro de diseño para periodo de retorno 475 años (FOPAE, zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones, 2010) .....	20
Figura 3.1.10: Mapa microzonificación sísmica Bogotá (FOPAE, zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones, 2010) .....	21
Figura 3.2.1: Ubicación de las exploraciones en la ciudad (Anastasiadis, Raptakis y Pitilakis 2001).....	23
Figura 3.2.2: Tabla descripción de suelos (Anastasiadis, Raptakis and Pitilakis 2001) .....	25
Figura 3.2.3: Tabla descripción de suelos (Anastasiadis, Raptakis and Pitilakis 2001) .....	26

Figura 3.2.4: Mapa de características geotécnicas (Anastasiadis, Raptakis and Pitilakis 2001) .....	27
Figura 3.2.5: Comparación entre velocidades de onda de corte medidas por cross-hole y por inversión de ondas superficiales (Anastasiadis, Raptakis y Pitilakis, 2001) .....	29
Figura 3.2.6: Relación entre módulo de corte y confinamiento para arcilla rígida, determinada por ensayos de terreno y de laboratorio (Anastasiadis, Raptakis y Pitilakis, 2001) .....	31
Figura 3.2.7: Propiedades dinámicas de los suelos a bajas deformaciones (Anastasiadis, Raptakis y Pitilakis, 2001) .....	32
Figura 3.3.1: Ubicación de acelerógrafos y puntos de medición de H/V (Strollo, 2010) .....	33
Figura 3.3.2: Relaciones espectrales H/V a partir de registros sísmicos (Strollo, 2010) .....	34
Figura 3.3.3: Comparación entre relaciones espectrales que definen la amplificación obtenidas a partir de estación de referencia y método de inversión generalizada (Strollo, 2010).....	36
Figura 3.3.4: Comparación entre relaciones espectrales obtenidas a partir de ruido ambiental, señal sísmica y uso estación de referencia (Strollo, 2010) .....	37
Figura 3.3.5: Mapa de microzonificación a partir de la intensidad espectral de Housner (Strollo, 2010) .....	39
Figura 3.4.1: Sismicidad en la región dentro de un radio de 350 Km de Bangalore (P Anbazhagan and T G Sitharam, 2008) .....	41
Figura 3.4.2: Aceleraciones máximas a nivel de la roca (P Anbazhagan and T G Sitharam, 2008) .....	42
Figura 3.4.3: Distribución de sondajes en la ciudad de Bangalore (P Anbazhagan and T G Sitharam, 2009) .....	43
Figura 3.4.4: Vista de la información de profundidad de roca, determinada a partir de sondajes (P Anbazhagan and T G Sitharam, 2008) .....	44
Figura 3.4.5: Descripción de suelos según zona y profundidad (P Anbazhagan and T G Sitharam, 2008) .....	44
Figura 3.4.6: Puntos de medición MASW en la ciudad de Bangalore (P Anbazhagan and T G Sitharam, 2008) .....	45
Figura 3.4.7: Mapa de $V_{s30}$ de la ciudad de Bangalore (P Anbazhagan and T G Sitharam, 2009) .....	46
Figura 3.4.8: Ubicación de ensayos SPT (T G Sitharam, 2007) .....	47
Figura 3.4.9: Ejemplo de función de transferencia obtenida con velocidades de onda de corte obtenidas con MASW y estimadas con información de ensayos SPT (P Anbazhagan and T G Sitharam, 2008) .....	48
Figura 3.4.10: Mapa de máxima aceleración en superficie (P Anbazhagan and T G Sitharam, 2008) .....	50
Figura 3.4.11: Curvas de iso-aceleración espectral para periodos de 1 s en sitios clase D (P Anbazhagan and T G Sitharam, 2009) .....	51



Figura 3.4.12: Ejemplos de espectros de aceleración para sitio en roca, sitio clase C y sitio clase D (P Anbazhagan and T G Sitharam, 2009) .....	52
Figura 3.5.1: Mapa de puntos de medición de H/V (Kind, 2002) .....	53
Figura 3.5.2: Mediciones de H/V para un sitio en variadas fechas (Kind, 2002) .....	54
Figura 3.5.3: Mediciones de H/V en dos sitios y varios puntos adyacentes, muy cercanos a ellos (Kind, 2002) .....	55
Figura 3.5.4: Varias mediciones de H/V a lo largo de una línea en superficie, bajo la cual, la profundidad varía monótonamente (Kind, 2002) .....	56
Figura 3.5.5: Mapa de periodos fundamentales (Kind, 2002) .....	57
Figura 3.5.6: Ubicación de los arreglos de sensores (Kind, 2002) .....	58
Figura 3.5.7: Ejemplo de perfil de velocidades obtenido a partir de mediciones de ruido ambiental de un arreglo de sensores, junto a la curva de dispersión medida (Kind, 2002) .....	59
Figura 3.5.8: Tabla de propiedades de suelos de distintas unidades geológicas, donde $V_p$ y $V_s$ son las velocidades de onda de compresión y de corte, respectivamente, y $Q_p$ y $Q_s$ , sus factores de calidad. Los factores de calidad se relacionan con el amortiguamiento a bajas deformaciones (Kind, 2002) .....	60
Figura 3.5.9: Frecuencia fundamental medida con Nakamura vs. Frecuencia fundamental estimada a partir de velocidades de onda y modelo profundidad del basamento rocoso (Kind, 2002) .....	61
Figura 3.5.10: Secciones consideradas en modelo numérico 2D (Kind, 2002) .....	62
Figura 3.5.11: Espectros de amplificación por zonas, donde la línea continua es el promedio de los escenarios considerados, y la línea punteada es la envolvente de máximos (Kind, 2002) .....	64
Figura 3.6.1: Ubicación de puntos de medición de H/V, estaciones sismológicas y 8 mediciones con arreglos de sensores (Strollo, 2010) .....	65
Figura 3.6.2: De arriba abajo, mapa de periodos fundamentales, mapa de intensidades sísmicas del terremoto de Kocaeli 1999 y la geología del sector (Strollo, 2010) .....	67
Figura 3.6.3: Ejemplos de perfiles de velocidad de onda de corte determinados el método de inversión de la curva de dispersión y la curva H/V (Strollo, 2010) .....	69
Figura 3.6.4: Ejemplo de curvas H/V de un sitio determinadas a través de mediciones de ruido ambiental, de un sismo y de un modelo basado en el perfil de velocidades. Ver texto para identificar líneas (Strollo, 2010) .....	70
Figura 4.1.1: Ejemplo de peak pronunciado ( $F_1$ ) medido con el método de Nakamura, originado por vibraciones de origen industrial, el cual no representa el periodo fundamental del suelo (Proyecto SESAME) .....	75
Figura 4.1.2: Espectro de Fourier de los registros en 3 direcciones ortogonales, que sirve para visualizar peaks de origen industrial (Proyecto SESAME) .....	76
Figura 4.1.3: Ejemplo de peak claro medido con el método de Nakamura, originado por un adecuado contraste de impedancias en profundidad (Proyecto SESAME) .....	77
Figura 4.1.4: Ejemplo de peak poco claro en frecuencias bajas, medido con el método de Nakamura (Proyecto SESAME) .....	78

Figura 4.1.5: Ejemplo de medición con el método de Nakamura, con múltiples peaks adicionales al del periodo fundamental, asociados a efectos topográficos (Proyecto SESAME) .....	79
Figura 4.1.6: Ejemplo de medición con el método de Nakamura que presenta 2 peaks asociados a dos contrastes importantes de impedancia en profundidad (Proyecto SESAME) .....	80
Figura 4.1.7 Ejemplo de curva H/V plana determinada con el método de Nakamura (Proyecto SESAME) .....	81
Figura 4.2.1: Resultados de mediciones de velocidad de onda y densidad realizados en un sondaje para estudiar en método ESAC (Ohori et al., 2002).....	85
Figura 4.2.2 Arreglo de sensores no circular, método ESAC (Ohori et al., 2002) .....	86
Figura 4.2.3: Determinación de la velocidad de onda correspondiente a una determinada frecuencia, mediante el método ESAC (Ohori et al., 2002) .....	87
Figura 4.2.4: Comparación entre datos medidos con método ESAC y curvas de dispersión teóricas para dos modos de vibrar de la onda Rayleigh, a partir de velocidades de onda conocidas por ensayo PS-logging en el mismo sitio (Ohori, M., A. Nobata, and K. Wakamatsu, 2002) .....	87
Figura 4.2.5: Velocidad aparente modelada, representada por puntos negros (Ohori et al., 2002) .....	89
Figura 4.2.6 Ejemplo del ajuste de la función de Bessel en el caso del método MMSPAC, con un arreglo de radio 112.2 m (Asten, 2004).....	90
Figura 4.2.7: Figura que muestra la idea de Arai y Tokimatsu, que consiste en para medir frecuencias más bajas, representativas de estratos más profundos, en vez de agrandar el diámetro del arreglo se puede incluir un sensor triaxial al centro que mida la relación H/V y aporte con información de frecuencias bajas (Arai y Tokimatsu 2005) .....	91
Figura 4.2.8: Esquema de ajuste conjunto en un proceso de inversión, tanto para la curva de dispersión como para la curva H/V (Arai y Tokimatsu 2005) .....	92
Figura 4.2.9: Comparación de perfil obtenido por método de inversión propuesto por Arai y Tokimatsu, 2005, y perfil obtenido por medición en sondaje (Arai y Tokimatsu 2005) .....	93
Figura 4.2.10: Tabla con clasificación de métodos de medición efectuados y sus resultados al medir el perfil de velocidades de un mismo sitio, en forma “ciega” unos respecto de los otros (Asten y Boore, 2004) .....	95
Figura 4.2.11: Resultado del método MMSPAC. La curva azul el perfil MMSPAC y la rosada es el perfil PS-logging (Asten y Boore, 2004).....	97
Figura 4.2.12: Reflexión sísmica del sitio de estudio (CCOC) que muestra la profundidad del basamento rocoso (420 m), la cual fue detectada de manera independiente por el método MMSPAC (Asten y Boore, 2004).....	97
Figura 5.1.1: Mediciones con el método de Nakamura en Tesalónica (Proyecto SESAME) .....	101
Figura 5.1.2: Mapa de edificios dañados y periodos fundamentales del suelo estimados a partir del método de Nakamura (Proyecto SESAME) .....	102

Figura 5.1.3: Eje con datos de estratigrafía y velocidades de onda de corte (Proyecto SESAME) .....	103
Figura 5.1.4: Estratos y velocidades de onda de corte a lo largo del eje mostrado en figura 76 (Proyecto SESAME) .....	103
Figura 5.1.5: Eje con datos de estratigrafía y velocidades de onda de corte (Proyecto SESAME) .....	104
Figura 5.1.6: Estratos y velocidades de onda de corte a lo largo del eje mostrado en figura 78 (Proyecto SESAME) .....	104
Figura 5.1.7 Puntos de medición con método de Nakamura en Kalamata (Proyecto SESAME) .....	105
Figura 5.1.8: Mapa de intensidades sísmicas y frecuencia fundamental del suelo (Proyecto SESAME) .....	106
Figura 5.1.9: información dinámica de depósito de suelo en el centro de Kalamata (Proyecto SESAME) .....	106
Figura 5.1.10: Curva H/V obtenida con el método de Nakamura del centro de Kalamata (Proyecto SESAME) .....	107
Figura 5.2.1: Amplificaciones observadas vs. Vs30 para banda 0,1 y 0,5 segundos (Borcherdt, 1994) .....	108
Figura 5.2.2: Amplificaciones observadas vs. Vs30 para banda 0,4 y 2,0 segundos (Borcherdt, 1994) .....	108
Figura 5.2.3: Curvas de amplificaciones promedio para distintas bandas de frecuencia vs. Vs30 (Borcherdt, 1994) .....	109
Figura 5.2.4: Clasificación de suelos según Vs30 NEHRP (2000), (Albarello et al, 2010) .....	109
Figura 5.2.5: Varias formas de presentar un mismo resultado, induciendo una cierta apreciación acerca la correlación de Vs30 con la amplificación (Castellaro, 2008) .....	110
Figura 5.2.6: Vs30 vs. Amplificación determinada a partir de sismos y estacones de referencia (Marco Muciarelli, et al 2006) .....	111
Figura 5.3.1: Relación entre Vs30 y To para sitios analizados por Cadet et al. (Cadet et al, 2008) .....	112
Figura 5.3.2: Gráfico de profundidades y velocidades de onda de corte del lugar donde están ubicados los acelerógrafos en profundidad de los sitios de la red Kik-Net analizados por Cadet et al (Cadet et al 2008) .....	113
Figura 5.3.3 Efecto de cambio de variables en espectros de amplificación (Cadet et al 2008) .....	113
Figura 5.3.4 Error de la relación propuesta por Cadet et al para relacionar amplificaciones y To junto a Vs30 (Cadet et al 2008) .....	114
Figura 5.4.1: Número de sitios considerados por Cultrera et al. y su ubicación (Cultrera et al., 2010) .....	115
Figura 5.4.2: Esquema de análisis propuesto (Cultrera et al., 2010) .....	116
Figura 5.4.3: Ajuste de la estimación de cada sitio para cada "bins" (De Rubies et al 2011) .....	117
Figura 5.5.1: Explicación gráfica de la obtención de Ve 40 (Albarello et al., 2010) .....	118
Figura 5.5.2: Correlación entre Vs30 y Ve 40 (Albarello et al., 2010) .....	119

Figura 5.6.1: Aceleraciones en superficie vs. Aceleraciones en roca (Kokusho et al., 2008) .....	120
Figura 5.6.2: Frecuencia del peak de la amplificación vs. Frecuencia fundamental (Kokusho et al., 2008) .....	120
Figura 5.6.3: Correlación entre la amplificación observada en sismos y Vs promedio de todo el estrato dividido por velocidad de la base del sondaje (Kokusho et al., 2008) .....	121
Figura 5.6.4: Correlación entre la amplificación observada en sismos y Vs30 dividido por velocidad de la base del sondaje (Kokusho et al., 2008) .....	122
Figura 6.3.1: Ubicaciones de sitios a analizar, respecto a unidades geológicas de Santiago determinadas por Valenzuela, 1978 (Imagen de unidades geológicas: Valenzuela, 1978) .....	126
Figura 6.3.2 Perfiles de velocidades de ondas de corte SASW, Pinilla (2012).....	127
Figura 6.3.3: Perfiles de velocidades de ondas de corte, ensayo Remi, SOCHIGE	128
Figura 6.3.4: Perfiles de velocidades de ondas de corte ensayo de microvibraciones (Ampuero, A., Van Sint Jan, M. (2004)).....	129
Figura 6.3.5: Perfil de velocidades de ondas de corte ensayo Cross-hole, Idiem ...	129
Figura 6.4.1 Curvas G/Gmax, g simboliza grava, s simboliza arena y c simboliza arcilla (EPRI, 1993c).....	132
Figura 6.4.2: Curvas amortiguamiento, g simboliza grava, s simboliza arena y c simboliza arcilla (EPRI, 1993c).....	132
Figura 6.4.3: Ejemplo de consideración del efecto del confinamiento en curva de G/Gmax, donde cada material del 1 al 6 corresponde a una profundidad particionada cada 50 metros. Es decir, el material 1 actúa en los primeros 50 m y después de modifica en un 10% cada 50 m que baja en profundidad (Descripción de este efecto en EPRI, 1993c) .....	133
Figura 6.4.4: Ejemplo de consideración del efecto del confinamiento en curva de amortiguamiento, de la misma forma que en la Figura 6.4.3 (Descripción de este efecto en EPRI, 1993c) .....	134
Figura 6.6.1: Calibración de espectro de pseudo-aceleración sitio CD1. La curva azul gruesa es el espectro medido y la roja delgada es el espectro resultado de EERA. ....	136
Figura 6.6.2: Tabla con parámetros calibrados sitio CD1 .....	137
Figura 6.6.3: Perfil de velocidades CD1 junto a continuación en profundidad calibrada.....	137
Figura 6.6.4: Calibración de espectro de pseudo-aceleración sitio G1. La curva azul gruesa es el espectro medido y la roja delgada es el espectro resultado de EERA. ....	138
Figura 6.6.5: Tabla con parámetros calibrados sitio G1 .....	138
Figura 6.6.6: Perfil de velocidades G1 junto a continuación en profundidad calibrada .....	139
Figura 6.6.7: Calibración de espectro de pseudo-aceleración sitio G2. La curva azul gruesa es el espectro medido y la roja delgada es el espectro resultado de EERA. ....	139

Figura 6.6.8: Tabla con parámetros calibrados sitio G2 .....	140
Figura 6.6.9: Perfil de velocidades G2 junto a continuación en profundidad calibrada .....	140
Figura 6.6.10: Calibración de espectro de pseudo-aceleración sitio G3. La curva azul gruesa es el espectro medido y la roja delgada es el espectro resultado de EERA. ....	141
Figura 6.6.11: Tabla con parámetros calibrados sitio G3 .....	141
Figura 6.6.12: Perfil de velocidades G3 junto a continuación en profundidad calibrada .....	142
Figura 6.6.13: Curvas calibradas G/Gmax para gravas, junto a curvas EPRI. ....	143
Figura 6.6.14: Curvas calibradas amortiguamiento para gravas, junto a curvas EPRI. ....	144
Figura 6.6.15: Curva G/Gmax promedio grava calibrada .....	145
Figura 6.6.16: Curva amortiguamiento promedio grava calibrada .....	146
Figura 6.8.1: Resumen de parámetros del suelo y parámetros instrumentales indicadores de daño. * $T_0$ se calcula como $4H/V_{sH}$ , donde $V_{sH}$ es la velocidad equivalente de todo el estrato y H es el espesor de dicho estrato. ** (cps) significa cruces por cero por segundo del registro de aceleraciones. ....	147
Figura 6.8.2: Relación $I_a$ vs PGA .....	148
Figura 6.8.3: Relación $PS_a$ vs. PGA .....	148
Figura 6.8.4: Relación Amplificación máxima vs. $I_a$ .....	149
Figura 6.8.5: Relación Amplificación promedio vs. $I_a$ .....	150
Figura 6.8.6: Relación PGA vs $P_d$ .....	151
Figura 6.8.7: Relación Amplificación máxima vs $P_d$ .....	152
Figura 6.8.8: Relación Amplificación promedio vs $P_d$ .....	152
Figura 6.8.9: $P_d$ vs $I_a$ .....	153
Figura 6.8.10: Máximo desplazamiento en superficie vs $V_0$ .....	154
Figura 6.8.11: Relación $I_a$ vs $V_{s30}$ .....	155
Figura 6.8.12: Relación $P_d$ vs. $V_{s30}$ .....	156
Figura 6.8.13: Relación Máxima amplificación vs $V_{s30}$ .....	157
Figura 6.8.14: $V_0$ vs $V_{s30}$ .....	158
Figura 6.8.15: Máximo desplazamiento en superficie vs $V_{s30}$ .....	158
Figura 6.8.16: Relación $P_d$ vs. $V_{s30} * H^{0.5} - 1150 * T_0^2$ .....	159
Figura 6.8.17: $P_d$ vs $V_{s30} * H^{0.5} + 1150 * T_0^2$ para sitios con perfil de velocidades mayoritariamente monótono en profundidad .....	160
Figura 6.8.18: $P_d$ vs $V_{s30}$ para sitios con perfil de velocidades mayoritariamente monótono en profundidad .....	160
Figura 6.8.19: Relación $I_a$ vs. $T_0$ .....	161
Figura 6.8.20: Relación $P_d$ vs. $T_0$ .....	162
Figura 6.8.21: Relación $V_0$ vs. $T_0$ .....	163
Figura 6.8.22: Relación máximo desplazamiento en superficie vs $T_0$ .....	163
Figura 6.8.23: Relación $I_a$ vs. $V_{s30} * T_0$ .....	165
Figura 6.8.24: Relación $I_a$ vs $T_0$ .....	166

Figura 6.8.25: Relaciones solo para sitios con perfil de velocidades mayoritariamente monótono en profundidad. Derecha: la vs $T_0$ . Izquierda: la vs $V_{s30} * T_0$ .....	166
Figura 6.8.26: Amplificación máxima vs $V_{sH}$ .....	167
Figura 6.8.27: $P_d$ vs $V_{sH}$ .....	168
Figura 6.9.1: Mapa de intensidades sísmicas del terremoto de 1985 en Santiago (Mapa intensidades: Menéndez, 1991) .....	169
Figura 6.9.2: Geología de Santiago, con 2 lugares de más daño en 1985 señalados (Mapa geología: Valenzuela, 1978).....	170
Figura 6.9.3: Periodos fundamentales en Santiago, con 2 lugares de más daño en 1985 señalados. Cuadrados negros son lugares donde se obtuvo H/V plano (Mapa periodos fundamentales: Pasten, 2007).....	171
Figura 6.9.4 Mapa de intensidades sísmicas del terremoto de 2010 en Santiago, considerando movilidad de clase, con 2 lugares de más daño en 1985 señalados (Mapa intensidades: Molina, 2011) .....	172
Figura 6.10.1: Método de Nakamura en sitio acelerógrafo Maipú (Boroschek et. al, 2012) .....	174
Figura 6.10.2: Tabla con resultados de mediciones de acelerógrafos durante el terremoto del 2010 y características de los depósitos de suelo de las estaciones de las acelerógrafos de Santiago consideradas (valores en negrita son mediciones down-hole o Nakamura), junto a información estimada (ver texto). Las unidades de los datos están en MKS.....	175
Figura 6.10.3: PGA vs la .....	175
Figura 6.10.4: Máximo desplazamiento en superficie vs $V_o$ .....	176
Figura 6.10.5: Evolución en el tiempo de la intensidad de Arias (arriba) y de la intensidad de cruces por cero (abajo) en la estación Maipú.....	177
Figura 6.10.6: Máximo desplazamiento en superficie vs $V_o$ 5%-95%.....	178
Figura 6.10.7: Perfil de velocidades de onda de corte Maipú usado en modelación EERA, primeros 30 metros de perfil resultado de un ensayo down-hole y los siguientes metros supuestos. ....	179
Figura 6.10.8: Pozo B5-1 Valenzuela (1978).....	180
Figura 6.10.9: Comparación entre espectro calculado a partir de señal medida y espectro EERA sitio acelerógrafo Maipú. ....	180
Figura 6.10.10: Intensidad de Arias vs $V_{s30}$ . Izquierda la medida. Derecha la modelada.....	181
Figura 6.10.11: Intensidad de Arias vs $V_{s30} * T_0$ . Izquierda la medida. Derecha la modelada.....	182
Figura 6.10.12: $P_d$ vs $V_{s30}$ . Izquierda, $P_d$ medido. Derecha, $P_d$ modelado. ....	182
Figura 6.10.13: $P_d$ vs $V_{s30} * H^{0.5} - 1150 * T_0^2$ . Izquierda, $P_d$ medido. Derecha, $P_d$ modelado.....	183
Figura 6.10.14: $V_o$ y $V_o$ 5%-95% vs $V_{s30}$ . Izquierda, $V_o$ y $V_o$ 5%-95% medidas. Derecha, $V_o$ modelada. ....	183
Figura 6.10.15: $V_o$ y $V_o$ 5%-95% vs $T_0$ . Izquierda, $V_o$ y $V_o$ 5%-95% medidas. Derecha, $V_o$ modelada. ....	184

Figura 6.10.16: Máximo desplazamiento vs $V_{s30}$ . Izquierda, máximo desplazamiento medido. Derecha, máximo desplazamiento modelado. ....	184
Figura 6.10.17: Máximo desplazamiento vs $T_0$ . Izquierda, máximo desplazamiento medido. Derecha, máximo desplazamiento modelado. ....	185
Figura 6.10.18: Edificios en Santiago con daños graves, círculos rojos representan edificios con orden de demolición, círculos naranjos edificios inhabitables y círculos azules edificios en reparación (ciperchile.cl, edificios dañados terremoto 2010) ....	186

# CAPITULO 1

## Introducción

### 1.1 Motivación

Después del terremoto del 27 de Febrero del 2010, y a la luz de los daños observados, la clasificación de suelos presente en la norma chilena de diseño sísmico de estructuras fue objeto de revisión.

La discusión se centró en cómo caracterizar de la mejor forma posible los variados comportamientos dinámicos de los depósitos de suelo. En esta discusión, además de la alternativa de modificar la clasificación de suelos presente en la normativa, la alternativa de realizar microzonificaciones sísmicas también se mencionó.

Sin embargo, la alternativa de realizar microzonificaciones sísmicas está asociada a un proyecto de más largo plazo y demandante en cuanto a recursos. Al contrario de la alternativa de modificar la clasificación de suelos, que según la capacidad instalada que exista en el país para realizar los ensayos que ésta exija para cada obra, puede llegar a ser aplicable en corto plazo.

Aunque también está la contrapartida de que una clasificación de suelos está restringida clasificar los suelos en función de las mediciones que son factibles de hacer por cada obra en particular, mientras que una microzonificación sísmica puede llegar a realizar mediciones de mayor envergadura, que caractericen de manera más robusta las propiedades dinámicas de los suelos.

La discusión descrita, a la fecha, ha conducido a una modificación de la clasificación de suelos, en que su cambio principal es exigir la determinación de  $V_{s30}$ , para ser el parámetro fundamental en la clasificación de los suelos.

Lo anterior motiva esta memoria de título, para aportar un análisis sobre microzonificaciones sísmicas realizadas en ciudades del mundo y de las técnicas más adecuadas en este contexto, para identificar distintas propiedades de los depósitos de suelo relacionadas con una mayor amenaza sísmica.

### 1.2 Objetivos de la memoria

El objetivo general de este trabajo de título, es proporcionar una visión completa y exhaustiva, acerca de las metodologías más recientes en el mundo para realizar microzonificaciones sísmicas.

Se espera ilustrar cómo se abarca el problema de identificar los aspectos clave de la amenaza sísmica de las áreas urbanas. Más detalladamente, exponer las maneras más eficientes y confiables de medir las propiedades dinámicas del subsuelo a lo largo de grandes extensiones y qué parámetros o criterios se determinan para subdividir las áreas de las ciudades en términos de la amenaza sísmica.



Junto con la identificación de metodologías empleadas en el mundo, se espera exponer en forma clara y crítica, los argumentos detrás de los diferentes parámetros indicadores de amplificación sísmica y de los métodos existentes para medirlos.

Se evaluará con un análisis numérico, para el caso del terremoto del 27 de Febrero del 2010 y la ciudad de Santiago, la relación entre parámetros propios del depósito de suelo y parámetros indicadores del daño en superficie.

De esta forma, se tendrán elementos para realizar una discusión y entregar conclusiones sobre las metodologías más actualizadas a nivel mundial que se podrían adoptar en la realización de futuras microzonificaciones sísmicas en Chile.

### **1.3 Organización de la memoria**

La organización de este trabajo se presenta en los siguientes puntos.

- Realizar una extensa revisión bibliográfica de la experiencia de ciudades en el mundo que cuenten con microzonificaciones sísmicas (Capítulo 3).
- Revisar los argumentos y fundamentos de los parámetros relativos a los depósitos de suelo indicadores del potencial para amplificar las señales sísmicas, así como de los métodos y técnicas para medirlos (Capítulos 4 y 5).
- Evaluar con un análisis numérico la relación entre parámetros propios del depósito de suelo y parámetros indicadores del potencial destructivo de una señal sísmica en superficie (Capítulo 6).

## CAPÍTULO 2

### Marco teórico

Una microzonificación sísmica es el primer paso para el estudio de riesgo sísmico de una ciudad (Mihalic et al, 2011) y puede ser vista como la identificación y cuantificación de la amenaza sísmica a la que están expuestas distintas zonas de una ciudad, la cual está fuertemente determinada por los “efectos de sitio”.

Lo anterior se explica al definir el riesgo sísmico de las obras civiles de sufrir daños debido a un sismo, mediante la siguiente expresión:

$$Riesgo_{sismico\ estructura} = Amenaza_{sismica} \times Vulnerabilidad_{estructura}$$

Donde el riesgo sísmico de la estructura, el cual está ligado al riesgo de sufrir pérdidas de vidas humanas y económicas, está determinado por la relación entre la severidad de la amenaza y la capacidad de la estructura para resistirla.

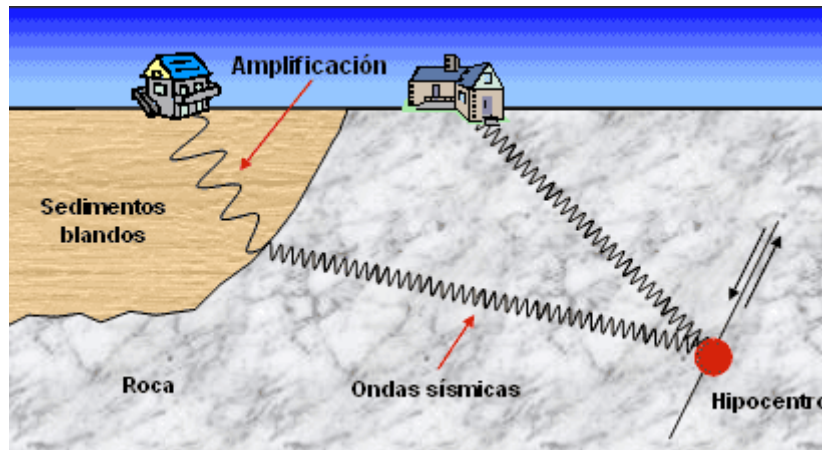
La microzonificación sísmica está relacionada con la amenaza sísmica, ya que esta se puede expresar como:

$$Amenaza_{sismica} = Fuente_{sismica} \times Camino_{ondas} \times Efecto\ de\ Sitio$$

De la expresión anterior se puede desprender la gran complejidad que tiene la evaluación de la amenaza sísmica, y por consiguiente, de la realización de una microzonificación sísmica.

Como se esquematiza en la Figura 1.3.1, las ondas sísmicas que afectan a una estructura son generadas dentro de fallas en la corteza terrestre en una zona denominada hipocentro. Esta zona, encierra toda la diversidad de elementos correspondientes al mecanismo focal de la ruptura, como son magnitud de energía liberada, dimensiones de ruptura, estados tensionales de la ruptura, directividad del movimiento de la ruptura, entre otras características, que definen las características relativas a energía y contenido de frecuencias de la señal generada en profundidad. Todo lo anterior se refiere a las características de la fuente sísmica.

El camino de las ondas, define la propagación y la atenuación que experimenta la señal antes de arribar a un sitio determinado. Esta atenuación se debe a las características de disipadoras de energía del material que conforma la corteza, como a la disipación geométrica de energía que experimentan las ondas al abarcar cada vez más volumen de suelo con la misma cantidad de energía.



**Figura 1.3.1: Esquema del origen y los variados viajes de las ondas sísmicas que pueden inducir un efecto de sitio (Imagen de página web Laboratorio de ingeniería sísmica de Costa Rica <http://www.lis.ucr.ac.cr>)**

Finalmente, el efecto de sitio corresponde a las características geológicas y topográficas que definen las propiedades geotécnicas-dinámicas de los depósitos de suelos.

Dichas características, geológicas y topográficas, presentan la condición de poder variar significativamente entre sectores cercanos dentro de una ciudad, induciendo distribuciones de daños heterogéneas en las áreas afectadas por terremotos, con zonas extremadamente dañadas y otras con daños de menor magnitud, dentro de pocos cientos de metros. Incluso ciudades con amenaza sísmica regional intermedia, pueden llegar a tener altos niveles de amenaza local producto de las características particulares de un sitio.

De esta forma, las microzonificaciones sísmicas tienen su principal foco de atención en los efectos de sitio y efectos topográficos, ya que el resto de las componentes de la amenaza, que son la fuente sísmica y el camino de las ondas, tienen una característica más regional.

Los efectos de sitio se producen por el fenómeno de amplificación de las ondas sísmicas que atraviesan un medio estratificado y con geometría variable.

Para el caso de estratos horizontales, se puede explicar la amplificación por la teoría de propagación de ondas 1D.

La ecuación de ondas en un material visco-elástico modelado como un sólido de Kelvin-Voigt viene dada por la siguiente ecuación (Kramer, 1996):

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t}$$

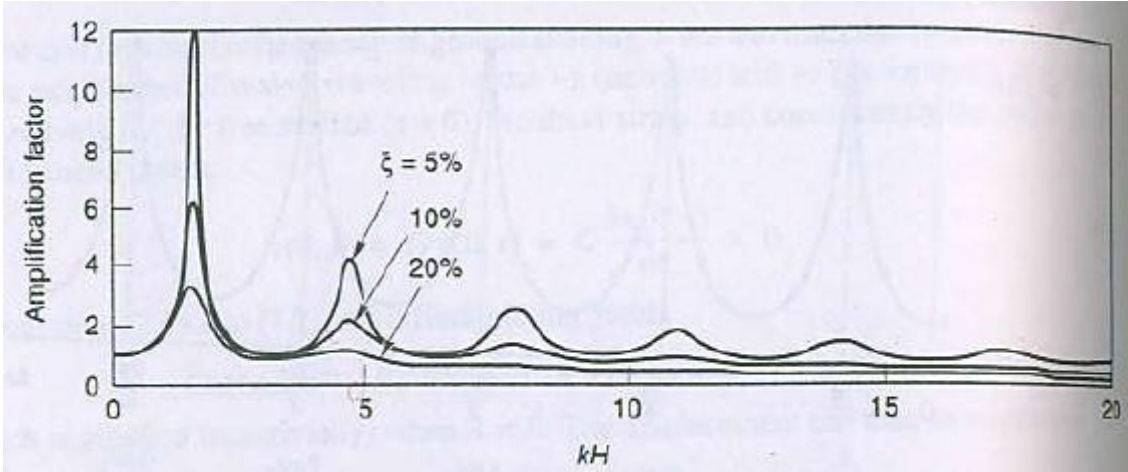
Donde  $\rho$  es la densidad,  $u$  es el desplazamiento horizontal relativo,  $G$  módulo de corte,  $\eta$  es la viscosidad,  $z$  es la profundidad medida desde superficie y  $t$  es el tiempo.

De donde se deduce que la función de amplificación de un suelo homogéneo sobre roca rígida viene dada por la siguiente expresión (Kramer, 1996):

$$|F_2(\omega)| = \frac{1}{\sqrt{\cos^2 kH + (\xi kH)^2}} = \frac{1}{\sqrt{\cos^2 (\omega H/v_s) + [\xi(\omega H/v_s)]^2}}$$

Donde se observan las principales características de la amplificación de ondas, que son la dependencia con la frecuencia (existencia de frecuencias con mayor amplificación) según los valores de periodo igual a  $n \cdot 4H/v_s$  (donde  $H$  es el espesor del estrato,  $v_s$  es la velocidad de onda de corte y  $n=1,3,5\dots$ ), y que la amplitud de los sucesivos peaks (decrecientes) depende solo del amortiguamiento material ( $\xi$ ), dado que en los máximos la frecuencia angular ( $\omega$ ) vale  $n \cdot \pi \cdot v_s / (2 \cdot H)$ .

La dependencia con el amortiguamiento se ejemplifica en la Figura 1.3.2



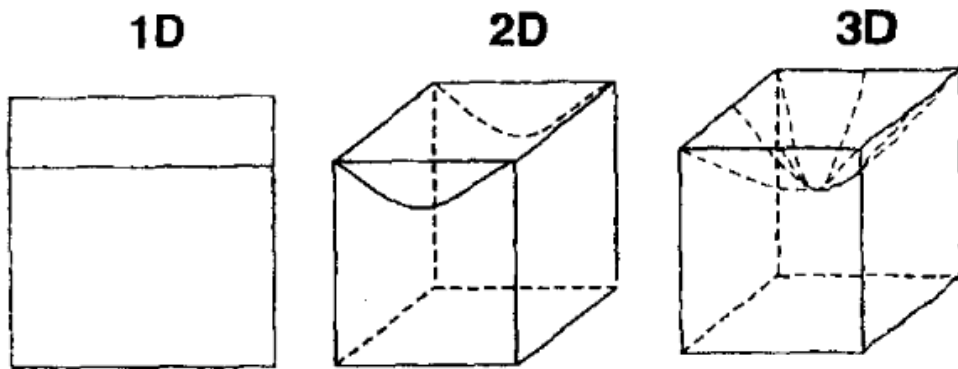
**Figura 1.3.2: Efecto del amortiguamiento en la amplificación 1D de material uniforme sobre roca rígida (Kramer, 1996)**

Si se considera la roca con propiedades elásticas, la solución se expresa de manera más conveniente en notación compleja (Kramer, 1996):

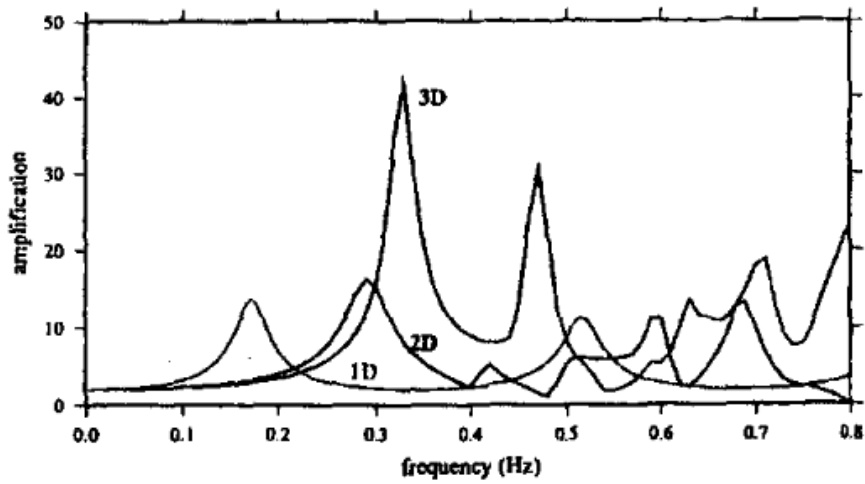
$$F_3(\omega) = \frac{1}{\cos(\omega H/v_{ss}^*) + i \alpha_z^* \sin(\omega H/v_{ss}^*)}$$

En este caso, los asteriscos indican que es un parámetro complejo y se observa que la magnitud de la amplificación depende solo de  $\alpha_z^*$ , que es el contraste de impedancias complejo, que a su vez, solo depende del contraste de impedancias entre el estrato superior (suelo) e inferior (roca) y el amortiguamiento del material.

Luego, a esta amplificación 1D, se le debe añadir posibles efectos 2D y 3D como los que se observan en la modelaciones teóricas mostradas en la Figura 1.3.3

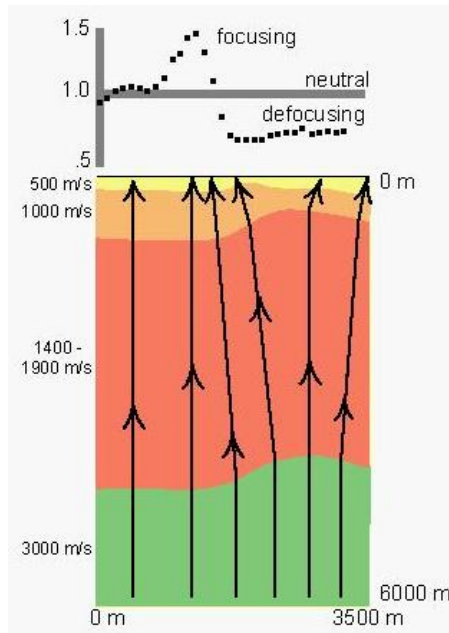


Función de transferencia en el punto central de la irregularidad sinusoidal



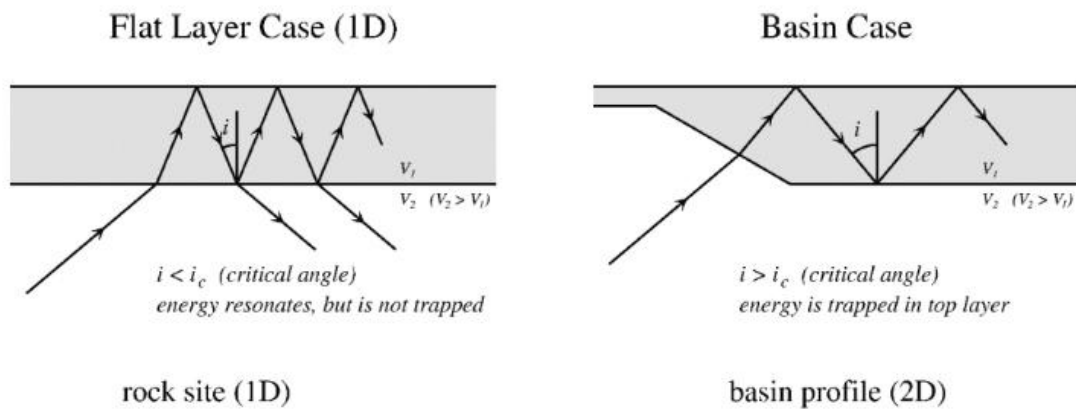
**Figura 1.3.3: Funciones de transferencia considerando efectos 1D, 2D y 3D (Pitilakis, 2004)**

Otros efectos topográficos se muestran a continuación, como son el efecto de focalización, producto de la refracción irregular de las ondas sísmicas que viajan por capas no horizontales, Figura 1.3.4.



**Figura 1.3.4: Efecto de focalización de ondas sísmicas debido a la no horizontalidad de los estratos (USGS)**

Y el efecto de cuenca, que consiste en que la onda sísmica entra a la cuenca con un ángulo tal, que provoca que las sucesivas refracciones de la onda ocurran con un ángulo superior al crítico (Ley de Snell) de tal manera que queden atrapadas en el estrato superior, acumulando más energía en ese solo estrato, Figura 1.3.5



**Figura 1.3.5: Esquema del efecto de cuenca (NEHRP)**

Cabe señalar que existen otros dos tipos de efectos de sitio devastadores que no serán tratados en este trabajo de título, que son la licuefacción y los deslizamientos de laderas. Estos dos temas en general necesitan siempre la ejecución de sondajes para ser evaluados, ya que ambos fenómenos están asociados a grandes deformaciones y requieren ensayos compatibles con esta condición, además de estar fuertemente relacionados con el nivel freático.

# **CAPÍTULO 3**

## **Microzonificaciones en ciudades del mundo**

En la presente sección se describen las metodologías de microzonificación que han sido empleadas en distintas ciudades del mundo y sus resultados.

### **3.1 Bogotá-Colombia**

#### **3.1.1 Descripción General**

La ciudad de Bogotá viene realizando estudios tendientes a estimar su riesgo sísmico desde 1993, ante la preocupación por posibles efectos de sitio severos que podrían causar los sismos provenientes de las diversas fuentes sísmicas a la que está expuesta dicha ciudad. Esta preocupación, surge del conocimiento acerca de la existencia de profundos depósitos de suelo blando (baja velocidad de propagación de onda de corte) que alcanzan los 500 m de profundidad en algunos sectores, y de los efectos devastadores que condiciones como esta pueden desencadenar, a la luz de lo observado en sitios de condiciones similares para sismos alrededor del mundo hasta esa fecha.

#### **3.1.2 Metodología**

La metodología utilizada en este caso está estructurada para cubrir la amenaza sísmica en forma integral, es decir, tomando en cuenta tanto la fuente y el camino recorrido por las ondas sísmicas que puedan llegar, como las características dinámicas de los depósitos de suelo existentes en los diferentes sectores de la ciudad. Todo esto, calibrado y validado con una red sismográfica distribuida en el área de estudio.

De esta forma, la microzonificación de Bogotá contempló los aspectos que se presentan a continuación.

#### **Determinación de sismos a considerar**

La determinación de las señales sísmicas a considerar en el estudio se efectuó de tal manera, que sean acordes con las fuentes sísmicas de su región.

Para este efecto, se consideraron alrededor de 40 fuentes sísmicas entre las que se cuentan sismos de tipo cortical, subducción y profundos, con sus respectivas funciones de atenuación, para las cuales se elaboraron curvas de amenaza. Estas, describen la máxima aceleración esperada que exhibirían los distintos sismos en función de su periodo de retorno. Luego, extendiendo el cálculo anterior, se desarrollaron espectros de amenaza uniforme, que muestran la aceleración

espectral máxima para cada periodo de estructura, con igual periodo de retorno en cada uno, de distintas fuentes sísmicas.

Finalmente, mediante un proceso de desagregación, en que se determina la magnitud y distancia de los sismos con espectros de amenaza uniforme más desfavorables, fue posible elegir las señales que contribuyen mayormente a la amenaza sísmica de la ciudad.

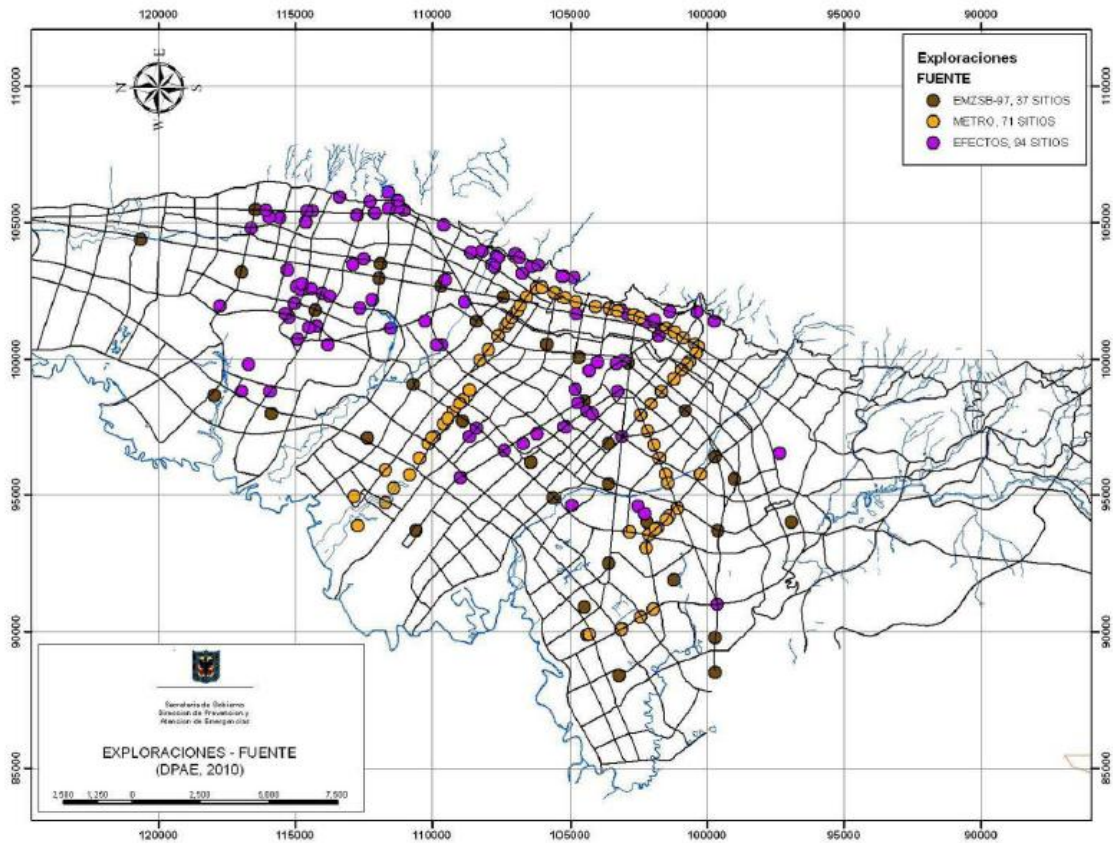
El resultado fue la elección de 16 señales representativas de la amenaza sísmica de Bogotá.

### **Caracterización Geotécnica**

La caracterización geotécnica realizada se enfocó en obtener las características dinámicas de los suelos de la ciudad, para luego modelar la respuesta de los estratos, al ser excitados con las 16 señales determinadas en el estudio de fuentes sísmicas. Las principales características dinámicas determinadas fueron representadas por un modelo de profundidad del basamento rocoso, un modelo de velocidades de ondas de corte del estrato completo hasta la roca y la determinación de las curvas de degradación del módulo de corte y el amortiguamiento de los distintos tipos de suelo observado.

Las características geotécnicas-dinámicas se obtuvieron a partir de extensas campañas de exploración geofísica, sondajes profundos y ensayos de laboratorio, además de la recolección de información generada por importantes proyectos de la ciudad como el metro subterráneo. Los puntos de exploraciones geotécnicas se muestran en la Figura 3.1.1.





**Figura 3.1.1: Ubicación de puntos de exploración (FOPAE, zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones, 2010)**

En cuanto a la geofísica, se contó con estudios de gravimetría, con un total de 130 puntos de medición, además de 10.12 Km de líneas de refracción sísmica, junto con 72 puntos de mediciones de vibración ambiental, empleando el método de Nakamura.

Los sondajes ascendieron a más de 200, con una profundidad mayor a 50 m, mientras que la toma de muestras permitió la realización de una gran cantidad de ensayos de laboratorio, entre los que se contaron 2000 determinación de humedades, 2000 clasificaciones de suelo, 1000 densidades aparentes, 100 gravedades específicas, 100 granulometrías, 1000 compresiones simples, 170 triaxiales estáticos, 100 triaxiales dinámicos, 100 consolidaciones, y 40 bender element, entre otros.

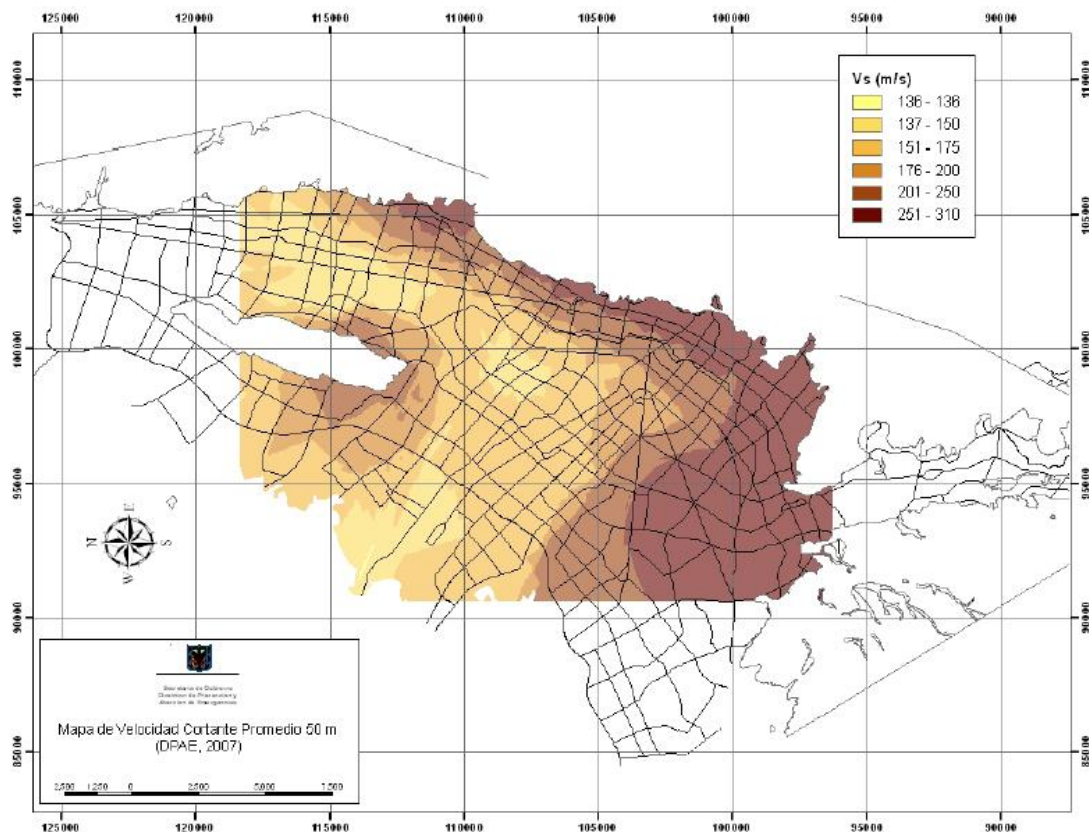
La caracterización geotécnica lograda se muestra en la Figura 3.1.2, donde se observan 17 zonas que se caracterizan, además, de acuerdo a geomorfología y geología.

Nombre	Geotecnia	Geología	Geomorfología	Composición principal	Comportamiento geotécnico general	Espesor
Cerros A	Roca de arenisca	Formaciones de Areniscas	Cerros de alta pendiente	Areniscas duras	Rocas competentes y resistentes a la meteorización, eventuales problemas de estabilidad de taludes en excavaciones a cielo abierto, principalmente cuando estén fracturadas o con intercalaciones de arcillolitas blandas	
Cerros B	Roca de arcillolita	Formaciones de Arcillolitas	Cerros de moderada a alta pendiente	Arcillolitas blandas	Rocas de moderada competencia y susceptibles a la meteorización, problemas de estabilidad de taludes en excavaciones a cielo abierto, principalmente cuando estén fracturadas	
Piedemonte A	Suelo coluvial y aluvial norte	Coluviones y Complejo de Conos Aluviales		Gravas arcillo arenosas compactas	Suelos de alta capacidad portante pero pueden presentar problemas de inestabilidad en excavaciones abiertas	< 50 m
Piedemonte B	Suelo coluvial y aluvial centro		Gravas areno arcillosas compactas			
Piedemonte C	Suelo coluvial y aluvial sur		Gravas areno arcillosas compactas			
Lacustre A	Suelo lacustre muy blando			Arcillas limosas muy blandas	Suelos de muy baja a media capacidad portante y muy compresibles	20 - 500 m
Lacustre B	Suelo lacustre blando	Terraza Alta - Lacustre	Planicie	Arcillas limosas blandas		
Lacustre C	Suelo lacustre - aluvial			Arcillas arenosas firmes		
Aluvial	Suelo aluvial grueso a medio	Terraza Baja - Aluvial y Complejo de Conos Aluviales	Planicie	Arenas arcillosas sueltas a compactas	Suelos de mediana a alta capacidad portante poco compresibles, susceptibles a licuación e inestables en excavaciones a cielo abierto	50 - 250 m
Llanura A	Suelo de llanura - lacustre	Llanura de Inundación	Llanura	Arenas sueltas y arcillas limosas blandas	Suelos de moderada capacidad portante y compresibles, susceptibles a licuación	200 - 500 m
Llanura B	Suelo de llanura - aluvial			Arenas sueltas y arcillas arenosas duras		
Cauce	Cauces activo o antiguo	Cauces Activos	Piedemonte y Planicie	Gravas arenosas sueltas a compactas	Suelos de baja a mediana capacidad portante, susceptibles a licuación y problemas de estabilidad de taludes	
Depósitos	Suelo de ladera	Depósitos de Ladera	Cerros	Gravas areno arcillosas compactas	Suelos de mediana capacidad portante susceptibles a problemas de estabilidad de taludes	5 - 15 m
Residual	Suelo residual	Suelo Residual	Cerros	Arcillas gravo arenosas firmes	Suelos de mediana a alta capacidad portante con posibles problemas de estabilidad de taludes en sectores de alta pendiente	5 - 10 m
Basura	Relleno de basura	Rellenos de Basuras	Piedemonte y Planicie	Basuras	Materiales heterogéneos, que acuerdo con su disposición pueden ser compresibles y susceptibles a problemas de estabilidad en taludes	
Relleno	Relleno de excavación	Rellenos de Excavación	Piedemonte y Planicie	Rellenos heterogéneos	Materiales heterogéneos, que acuerdo con su disposición pueden ser compresibles y susceptibles a problemas de estabilidad en taludes	
Excavación	Excavación especial	Excavaciones Especiales	Piedemonte	Gravas arenosas sueltas a compactas	Zonas de explotación de agregados en el Río Tunjuelo, susceptibles a problemas de estabilidad de taludes	

Figura 3.1.2: Zonificación geotécnica (FOPAE, zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones, 2010)

En primer término, la caracterización dinámica se enfocó en discriminar diferentes sectores según las características presentadas en los primeros 50 m de profundidad. Luego, el enfoque se dirigió a estimar las características del estrato completo.

La caracterización de los primeros 50 m consistió en la determinación espacial de la humedad, velocidad de onda de corte y periodos predominantes mediante el método de Nakamura. Para la velocidad de ondas de corte, gracias a las líneas de refracción sísmica, se distinguieron distintos sectores caracterizados por su velocidad de onda de corte promedio en los primeros 50 m, entre los que se encuentra una zona lacustre con velocidades entre 110 y 130 m/s, una zona aluvial con velocidades entre 200 y 300 m/s, una zona de piedemonte con velocidades entre 250 y 350 m/s y una zona de transición lacustre-aluvial con velocidades entre 130 y 170 m/s. En la Figura 3.1.3 se muestra el mapa con las velocidades promedio de los primeros 50 m.



**Figura 3.1.3: Mapa de velocidades de onda de corte promedio en los primeros 50 m (FOPAE, zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sísmo resistente de edificaciones, 2010)**

El método de Nakamura mostró limitaciones en la determinación del periodo fundamental de algunos estratos, ya que se registraron periodos predominantes de entre 0,2 y 0,6 segundos, que no pueden corresponder a depósitos de 300 a 500 m de material blando que se han determinado a través de gravimetría y sondajes profundos. De esta forma, en la microzonificación de Bogotá se constató una limitación del método de Nakamura para estratos muy profundos de suelo blando que posiblemente se rigidizan en profundidad a una tasa baja hasta llegar a una velocidad parecida a la de la roca, sin generar un fuerte contraste de impedancia entre el suelo y la roca. No obstante, los resultados del método de Nakamura sí

fueron útiles en la zonificación de los primeros 50 m de profundidad al encontrarse excelente correlación con la velocidad de los primeros 50 m.

Como último resultado de este estudio de los primeros 50 m del suelo, se determinó una serie de perfiles típicos para cada zona, utilizando los resultados e interpretación de los sondajes y perfiles de velocidad.

El estudio de las características dinámicas del suelo hasta la roca se centró, principalmente durante esta campaña de mediciones, en determinar el modelo de profundidades del basamento rocoso. Tanto el modelo de velocidades hasta la roca, como las características del módulo de corte y el amortiguamiento, fueron estimados apoyándose fuertemente en las mediciones de la red de acelerógrafos instalada en la ciudad.

El modelo de profundidad del basamento rocoso determinado sólo a partir de gravimetría, tiene errores de  $\pm 25$  m, volviéndose muy inexacto para estratos de menos de 50 m. Por este motivo, se realizó un gran esfuerzo en recolectar la mayor cantidad de información de sondajes hasta la roca e incluir información de una gran cantidad de perforaciones de pozos de agua para mejorar el modelo del basamento rocoso, sobre todo en los estratos menos profundos.

### **Análisis de señales registradas**

A partir de 1999, la ciudad de Bogotá contó con los registros sísmicos de una red de 33 acelerógrafos, bien distribuidos por la ciudad, cuya información recolectada hasta el 2008 fue considerada en el estudio. En este periodo se registraron 33 eventos sísmicos, incluyendo uno superficial de magnitud 5,7 con epicentro a 40 Km de Bogotá.

Una característica sobresaliente de esta red de acelerógrafos, es que 3 estaciones de monitoreo tienen instalados acelerógrafos tanto en superficie como en profundidad.

La ubicación de las estaciones se muestra en la Figura 3.1.4.



$\bar{V}_s$  se define como la velocidad de onda de corte promedio de todo el estrato

Como para cada estación  $H$  y  $T_o$  son conocidos, se despeja la velocidad de onda de corte promedio. Cabe señalar que en las 3 estaciones de monitoreo con sensores en profundidad, se estimó de manera alternativa la velocidad de onda de corte promedio mediante los tiempos de arribo de las ondas S a cada sensor, en profundidad y en superficie, constándose que para esas 3 estaciones ambas alternativas de estimación entregaban resultados similares (no más de 9% de diferencia).

Luego de obtener las velocidades de onda de corte promedio, se determinó una correlación entre  $\bar{V}_s$  y  $H$  del tipo:

$$\bar{V}_s = aH^b$$

Donde  $a$  y  $b$  son parámetros para cada zona geotécnica, que se determinan a partir de la información conocida de  $\bar{V}_s$  y  $H$ .

Posteriormente, se procedió a estimar la velocidad de corte de cada estrato mediante la siguiente proposición:

$$\bar{V}_s = \frac{\sum V_{s_i} h_i}{\sum h_i}$$

Donde  $V_{s_i}$  es la velocidad de onda de corte de cada estrato y  $h_i$  es el espesor de cada estrato.

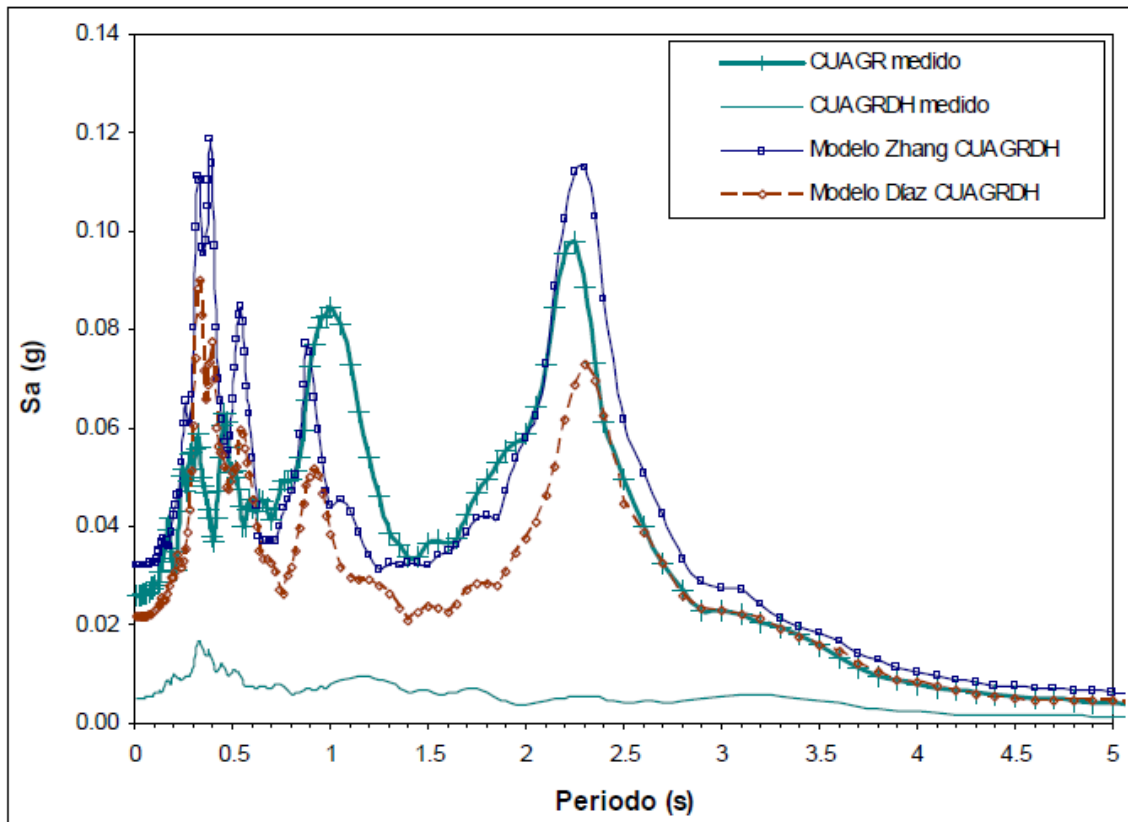
Luego, considerando que el efecto del confinamiento en la velocidad de onda de corte se puede modelar como:

$$V_{s_i} = AZ_i^B$$

Donde  $Z_i$  es la profundidad media de cada estrato, así como  $A$  y  $B$  son propios de cada tipo de suelo, y se determinan a partir de la definición de perfiles simplificados, establecidos en la zonificación geotécnica, junto a un retro-análisis para cada estación en la cual se conoce  $\bar{V}_s$ . De esta forma se obtienen rangos del parámetro  $A$  para cada tipo de suelo y un parámetro  $B$  constante para todos los suelos.

Finalmente, a partir de los rangos del parámetro  $A$ , se estableció un valor del parámetro  $A$  para cada tipo de suelo, al calibrar la respuesta 1D con el programa EERA (modelo lineal equivalente 1D) con la respuesta observada en el sismo de magnitud 5,7.

En la Figura 3.1.5 se observa una de las calibraciones obtenidas, en que se muestra la señal medida en superficie y en roca (verde, cruces y línea continua, respectivamente) y a partir de los dos modelos de curvas de degradación, explicados en el párrafo siguiente.



**Figura 3.1.5: Calibración de un espectro medido con modelación 1D (FOPAE, zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones, 2010)**

Para la determinación de las curvas de módulo de corte y amortiguamiento en función de la deformación angular, se utilizaron 2 modelos distintos. Uno propuesto por estudios de Colombia a nivel nacional para arcillas y arenas (Modelo Díaz), a partir de ensayos de laboratorio con muestras de suelo de Colombia, incluido Bogotá, y otro propuesto por autores internacionales (Modelo Zhang) en función del índice de plasticidad. En general se observó que las amplificaciones son ligeramente superiores con el modelo de autores internacionales. Adicionalmente, ambos modelos fueron alimentados con el dato de la amortiguación del estrato a bajas deformaciones, medido a través del decaimiento logarítmico de las señales registradas por la red de acelerógrafos.

### Análisis de respuesta

Gracias a la campaña de exploración geotécnica-geofísica, la recolección de información geotécnica disponible en la ciudad, ensayos de laboratorio y los registros sísmicos de la red de acelerógrafos, Bogotá dispone de un modelo de profundidad del basamento rocoso, una determinación de estratigrafías características presentes en su ciudad, así como de modelos tanto de velocidad de onda de corte, degradación del módulo de corte y el amortiguamiento, para diferentes tipos de suelo presentes en la ciudad y para distintos niveles de confinamiento.

Con el modelo de características dinámicas hasta la roca completo, se efectuaron un total de 384 modelaciones 1D con el programa EERA de puntos bien distribuidos,

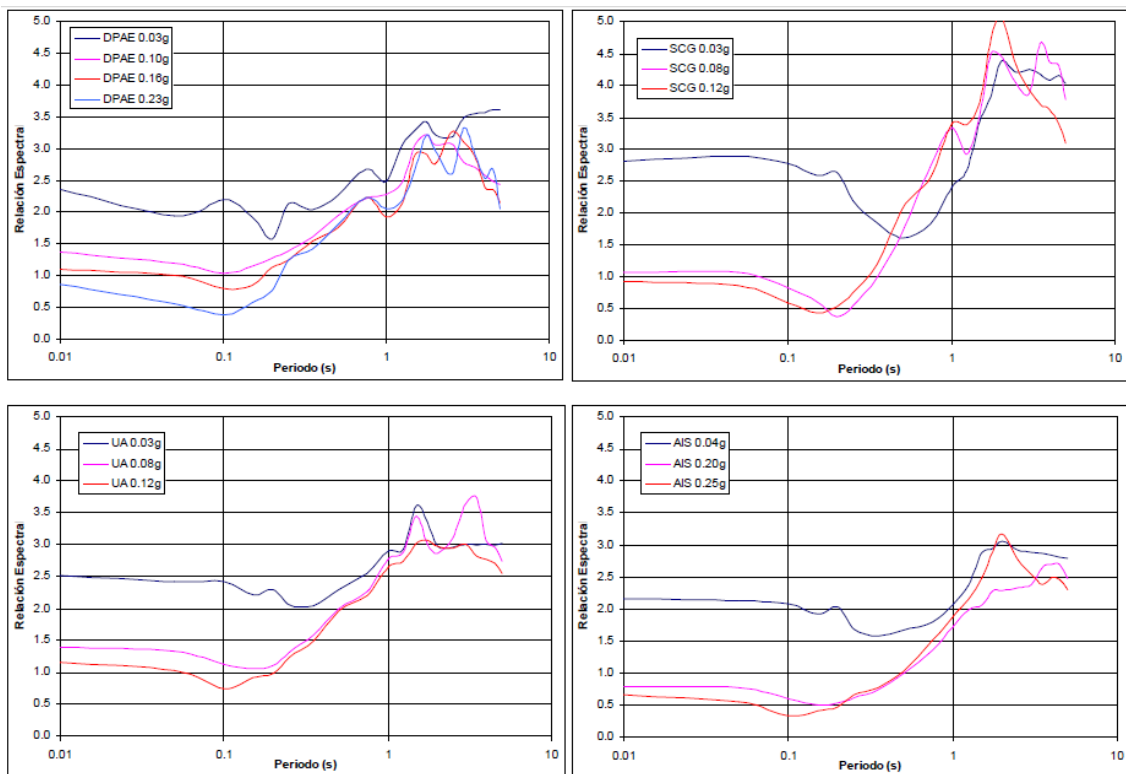
alimentados con las 16 señales consideradas como representativas de la amenaza sísmica.

Igualmente, en las zonas de la ciudad en que se estimó que la hipótesis de respuesta 1D no era apropiada, se efectuaron análisis de respuesta 2D mediante el programa Quad4 de elementos finitos.

A partir de todas las simulaciones, se generaron para cada zona representativa de una respuesta dinámica característica, relaciones espectrales promedio entre suelo y roca. Las relaciones espectrales son producto de dividir el espectro de aceleraciones horizontales modelado en superficie, por el mismo espectro en roca.

Este resultado es valioso para los autores de la microzonificación ya que evita el efecto de fuente de cada sismo y permite tener relaciones espectrales representativas de las propiedades dinámicas del estrato.

En la Figura 3.1.6, se muestra un ejemplo de relaciones espectrales promedio determinado en la microzonificación de Bogotá, en la zona Lacustre 300 (definida más adelante) para distintas señales.



**Figura 3.1.6: Espectros de amplificación promedio de una zona específica, para distintos niveles de aceleración máxima de distintas señales sísmicas,**

### 3.1.3 Resultados

A partir de la zonificación geotécnica de propiedades dinámicas hasta la roca, y de los análisis de respuesta en superficie 1D y 2D, se definen 16 zonas características para la respuesta dinámica en la ciudad.



Estas 16 zonas se clasifican en 6 grandes zonas que son las correspondientes a cerros, piedemonte, lacustre, transición lacustre-aluvial, aluvial y depósitos de ladera. Estas zonas se subdividen según sus profundidades (cada 50 m y llegando a 500m para la zona lacustre), según periodo fundamental, según velocidad de onda de corte en los primeros 50 m, las cuales van desde menos de 175 m/s en la zona lacustre hasta mayores a 750 m/s en la zona de cerros. También estas zonas presentan humedades características en los primeros 50 m.

La tabla con los distintos tipos de zonas y sus características dinámicas, además del efecto de sitio relacionado, se presenta en la Figura 3.1.7.

Zona	Espesor del depósito (m)	Periodo fundamental del suelo (s)	Descripción Geotécnica General	Velocidad onda promedio 50 m Vs (m/s)	Humedad Promedio 50 m Hn (%)	Efectos de sitio relacionados
Cerro	-	< 0.3	Rocas sedimentarias y depósitos de ladera con espesores inferiores a 6 m	> 750	< 10	Topográfico
Piedemonte A	< 50	0.3-0.6	Suelo coluvial y aluvial con intercalaciones de arcillas blandas: Bloques, cantos y gravas con matriz arcillo arenosas o arena arcillosa, capas de arcillas blandas.	200 - 750	Oct-80	Topográfico, amplificación
Piedemonte B	< 50	0.3-0.6	Suelo coluvial y aluvial con espesor superior a 12 m: Bloques, cantos y gravas con matriz arcillo arenosas o arena arcillosa	300 - 750	Oct-30	Topográfico, amplificación
Piedemonte C	< 50	0.3-0.6				
Lacustre-50	< 50	1.0-1.5	Suelo lacustre blando: Arcillas limosas o limos arcillosos, en algunos sectores con intercalaciones de lentes de turba	< 175	> 80	Amplificación
Lacustre-100	50-100	1.5-2.5				Amplificación
Lacustre-200	100-200	2.5-3.5				Amplificación
Lacustre-300	200-300	3.5-4.5				Amplificación
Lacustre-500	300-500	4.5-6.5				Amplificación
Lacustre Aluvial-200	100-200	2.0-3.0	Suelo lacustre con intercalaciones de aluvial: Arcillas limosas o limos arcillosos con de lentes de turba y capas de arenas compactas	< 200	> 80	Amplificación
Lacustre Aluvial-300	200-300	3.0-4.0				Amplificación
Aluvial-50	< 50	0.4-0.8	Suelo aluvial duro: Arcillas limosas o arenas arcillosos o limos arenosos, en algunos sectores se encuentran lentes de arenas limpias	175 - 300	25 - 50	Amplificación, licuación
Aluvial-100	50-100	0.8-1.2				Amplificación, licuación
Aluvial-200	100-200	1.2-2.5				Amplificación, licuación
Aluvial-300	200-300	2.5-4.0				Amplificación, licuación
Depósito Ladera	Jun-25	< 0.3	Depósitos de ladera con espesores superiores a 6 m de composición variable.	Variable según el tipo de depósito	Variable según el tipo de depósito	Topográfico

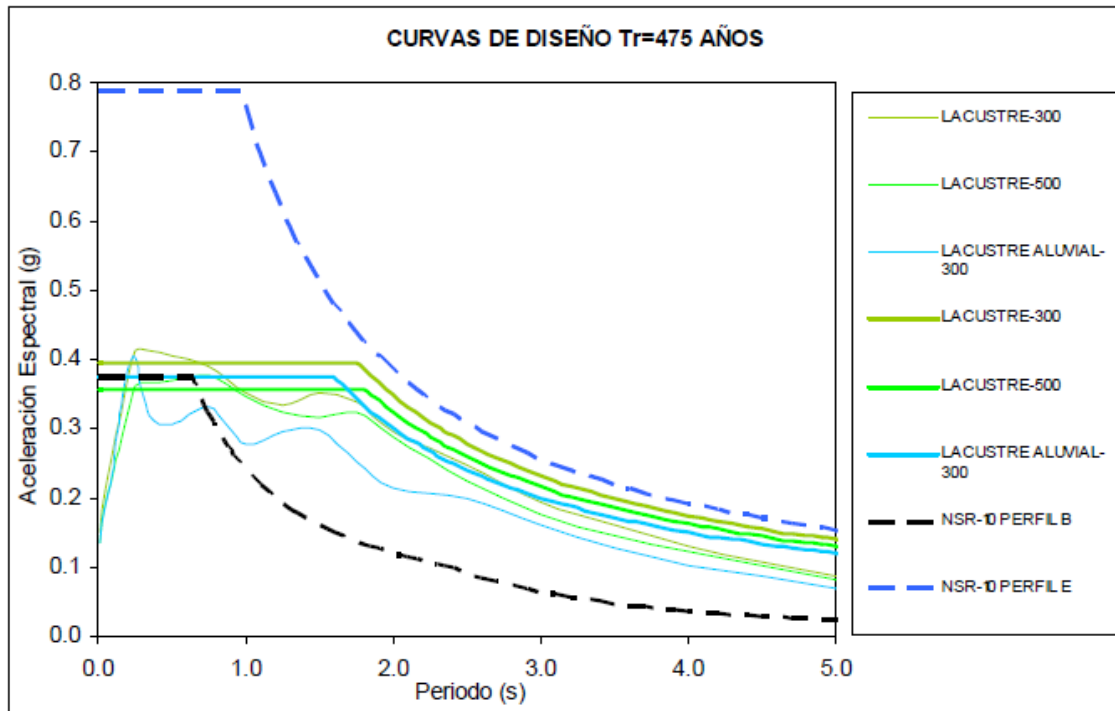
**Figura 3.1.7: Tabla con propiedades dinámicas y efectos de sitio relacionados a cada sector (FOPAE, zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones, 2010)**

Luego para cada una de las 16 zonas, se generan espectros de aceleración en superficie, que corresponden a los espectros de amenaza uniforme en roca determinados a partir del estudio de las fuentes sísmicas, multiplicado en cada periodo por los espectros de amplificación roca-suelo promedios, determinados para cada zona en el modelamiento 1D y 2D.

El resultado final son espectros de diseño para cada una de las 16 zonas determinadas, y que se desarrollan para distintos niveles de demanda sísmica.

Dichos espectros de diseño presentan un valor aceleración constante hasta cierto periodo, para luego descender la aceleración de diseño inversamente proporcional al periodo, hasta cierto periodo señalado, para luego, finalmente, descender inversamente proporcional al cuadrado del periodo.

En la Figura 3.1.8 se muestra el espectro de diseño para un periodo de retorno de 474 años, para la zona lacustre y lacustre-aluvial de más de 200 m de profundidad.



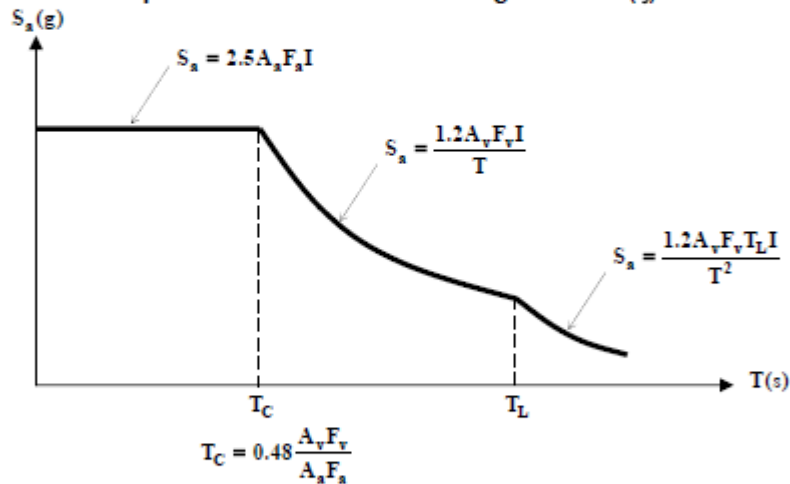
**Figura 3.1.8: Ejemplos de espectros de diseño (FOPAE, zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones, 2010)**

Estos espectros, forman parte de la actual normativa para el diseño sismo-resistente de estructuras en Bogotá, de tal forma que para cada una de las 16 zonas de la ciudad que fueron determinadas por el estudio de microzonificación, se entrega un set de parámetros que definen el espectro de diseño a utilizar en dichas zonas.

Este set de parámetros y su representación en el espectro, para un periodo de retorno de 475 años, se muestran en la Figura 3.1.10.

Zona	$F_a$ (475)	$F_v$ (475)	$T_C$ (s)	$T_L$ (s)	$A_0$ (475) (g)
CERROS	1.35	1.30	0.62	3.0	0.18
PIEDEMONTE A	1.65	2.00	0.78	3.0	0.22
PIEDEMONTE B	1.95	1.70	0.56	3.0	0.26
PIEDEMONTE C	1.80	1.70	0.60	3.0	0.24
LACUSTRE-50	1.40	2.90	1.33	4.0	0.21
LACUSTRE-100	1.30	3.20	1.58	4.0	0.20
LACUSTRE-200	1.20	3.50	1.87	4.0	0.18
LACUSTRE-300	1.05	2.90	1.77	5.0	0.16
LACUSTRE-500	0.95	2.70	1.82	5.0	0.14
LACUSTRE ALUVIAL-200	1.10	2.80	1.63	4.0	0.17
LACUSTRE ALUVIAL-300	1.00	2.50	1.60	5.0	0.15
ALUVIAL-50	1.35	1.80	0.85	3.5	0.20
ALUVIAL-100	1.20	2.10	1.12	3.5	0.18
ALUVIAL-200	1.05	2.10	1.28	3.5	0.16
ALUVIAL-300	0.95	2.10	1.41	3.5	0.14
DEPOSITO LADERA	1.65	1.70	0.66	3.0	0.22

Curva de diseño para un coeficiente de amortiguamiento ( $\xi$ ) de 5% del crítico

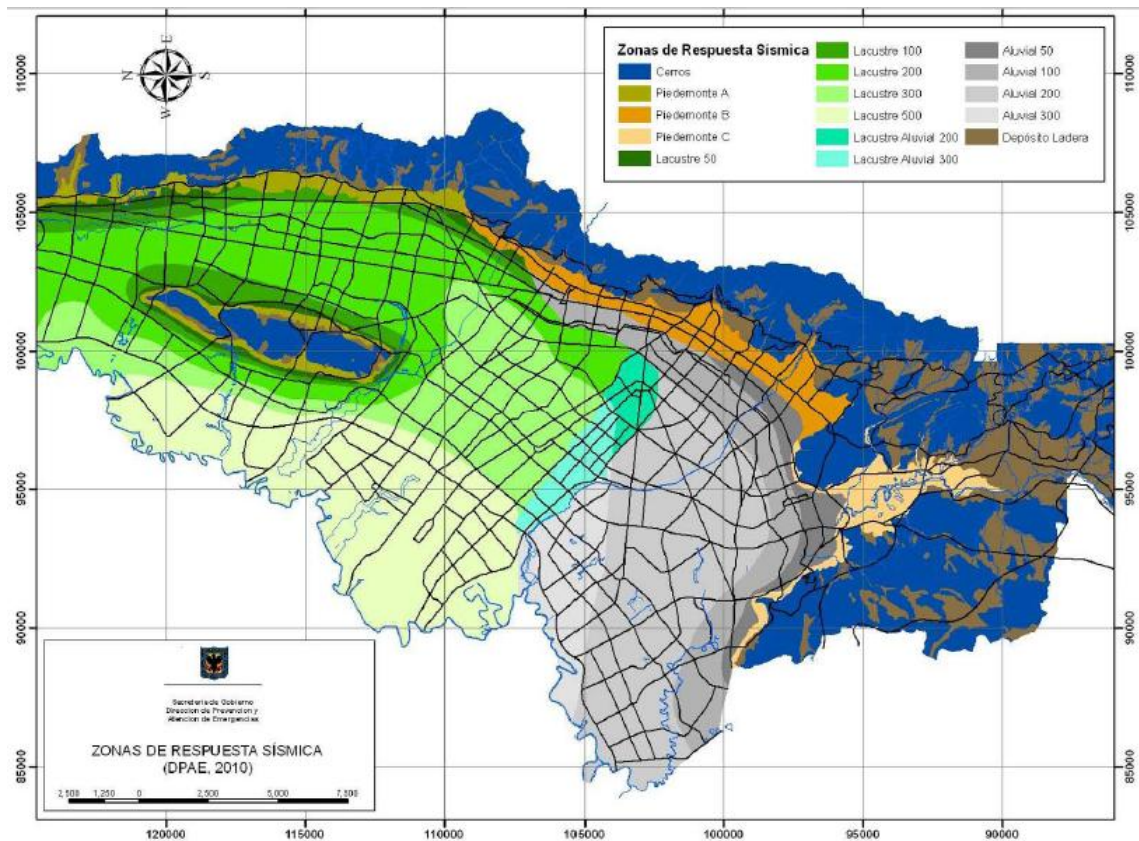


#### Parámetros

- $A_a$  = Aceleración horizontal pico efectiva de diseño.  $A_a = 0.15$  g
- $A_v$  = Aceleración que representa la velocidad horizontal pico efectiva de diseño.  $A_v = 0.20$  g
- $A_0$  = Aceleración horizontal pico efectiva del terreno en superficie (g)
- $F_a$  = Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos
- $F_v$  = Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios
- $I$  = Coeficiente de importancia
- $S_a$  = Aceleración espectral (g)
- $T$  = Período de vibración (s)
- $T_C$  = Período corto (s)
- $T_L$  = Período largo (s)

**Figura 3.1.9: Parámetros de espectro de diseño para periodo de retorno 475 años (FOPAE, zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sísmo resistente de edificaciones, 2010)**

Finalmente, se muestra el mapa de la microzonificación sísmica de la ciudad de Bogotá en la figura Figura 3.1.10.



**Figura 3.1.10: Mapa microzonificación sísmica Bogotá (FOPAE, zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones, 2010)**

## 3.2 Tesalónica-Grecia

### 3.2.1 Descripción general

La ciudad de Tesalónica, al norte de Grecia, se ubica cerca un área sísmicamente activa y ha experimentado varios sismos destructivos durante el siglo XX. Esta ciudad se encuentra en un golfo, con una topografía que parte desde el nivel del mar, llegando con un relieve suave a los 100 a 150 m. Su geología se caracteriza por tener una gran variedad de formaciones y suelos. El área urbana se sitúa sobre tres principales estructuras geológicas de gran escala. La primera, un estrato metamórfico sobre roca cristalina que alcanza los 100 a 150 m de profundidad en el área de la costa; la segunda, depósitos aluviales y la tercera, depósitos recientes de arcillas y arenas del holoceno.

### **3.2.2 Metodología**

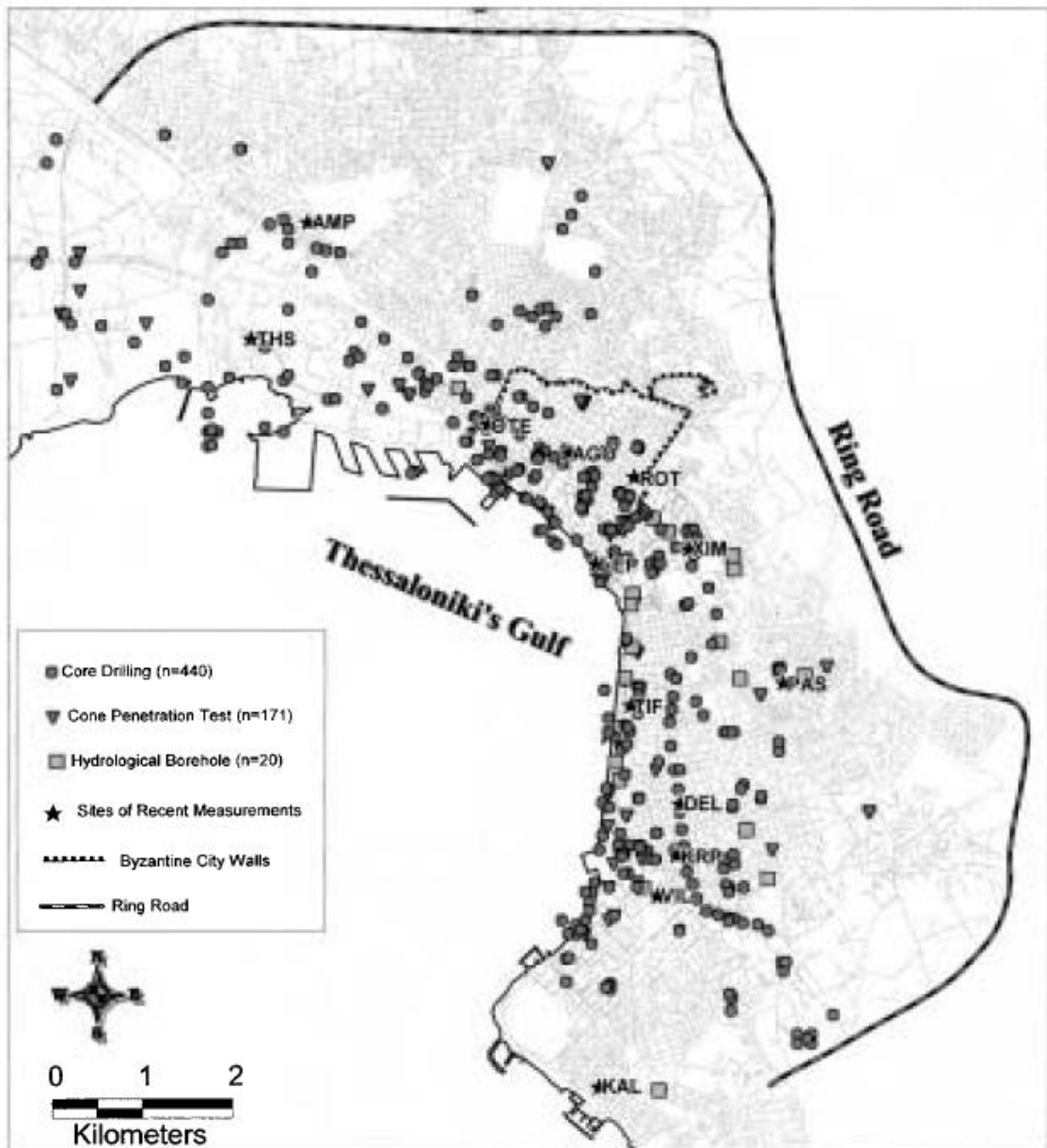
La metodología desarrollada pretende lograr una detallada microzonificación geotécnica, con énfasis en las propiedades dinámicas que permitan modelar la respuesta sísmica de los sitios. Estas propiedades son principalmente el espesor, la rigidez y las características de degradación dinámica de los materiales que componen el depósito de suelo.

En los siguientes puntos se describen los principales aspectos de la microzonificación realizada en esta ciudad.

#### **Ensayos geotécnicos generales**

Se consideró para el estudio realizar una amplia recolección, organización y evaluación de la información geotécnica de la ciudad, a partir de proyectos de oficinas públicas y privadas.

Las ubicaciones de las exploraciones se muestran en la Figura 3.2.1.



**Figura 3.2.1: Ubicación de las exploraciones en la ciudad (Anastasiadis, Raptakis y Pitilakis 2001)**

De este modo, se elaboró una base de datos con información proveniente de 440 sondajes, 4000 muestras de suelo, 171 CPT, junto a los ensayos de laboratorio relacionados con las muestras; que asignó 44 parámetros a cada muestra de suelo, tales como descripción geotécnica, granulometría, características físicas, además de resultados de pruebas de consolidación, triaxiales, corte simple, ensayos SPT, etc. Adicionalmente, se incluyen 11 parámetros más, correspondientes a coordenadas planas, elevación, locación, nivel freático, etc.

### **Modelo geotécnico de la ciudad**

La organización de información tuvo el objetivo de generar un modelo geotécnico 3D de la ciudad, donde se observó una gran variedad de suelos cuyas características variaban conforme al sitio y a la profundidad, lográndose clasificar a grandes rasgos más de 60 categorías de suelo dentro de 7 formaciones principales. Para cada

formación principal, se proporciona la clasificación de suelos, rangos de características granulométricas, índices de plasticidad, índice de vacíos, humedad, de peso unitario y de propiedades de resistencia como número de golpes SPT y compresión no confinada.

Los resultados completos de las investigaciones geotécnicas del suelo se muestran en la Figura 3.2.2 y Figura 3.2.3.

**Table 1**  
*Description of soil formations and mean physical and mechanical properties*

Formation (1)	Description (2)	Classification USCS (3)	Grain Size Analysis		Physical Properties						Strength Properties		Compression Cc (14)
			d < 0.074 mm (%) (4)	d < 4.76 mm (%) (5)	LL (6)	PL (7)	PI (8)	e <sub>s</sub> (9)	W (%) (10)	γ (kN/m <sup>3</sup> ) (11)	N <sub>30</sub> /SPT (12)	q <sub>a</sub> (kPa) (13)	
A	Artificial fills of varying origin, mostly demolition material and members of ancient structures, ceramics, etc. with sand and gravels. Covers the historical center of the city and a part near the coastal line in eastern part of the city and has thickness ranging from 2 to 13 m.	SC-CL: 60% & SM, GM, GP	(4-100)* 73 ± 17	(8-82) 40 ± 19	(21-63) 31 ± 5.5	(11-43) 19 ± 4.5	(0-30) 12 ± 5.8	–	(9-77) 23 ± 14.6	(17-20.1) 18.15 ± 1.08	(8 ≥ 60) α(0-5): 16.2 ± 12.7	(80-300)	
B1	Surficial coastal and river deposits undivided mostly sandy clays to clayey sands with low to medium plasticity with calcareous bodies and rubble. Its very stiff at the center of the city with thickness ranging from 2 to 10 m.	CL, SC: 80% SC(SM)	(12-88) 49 ± 11	(60-90) 92 ± 8	(20-44) 30 ± 3.7	(11-19) 15 ± 1.3	(3-27) 15 ± 3.8	(0.32-0.62) 0.46 ± 0.07	(10-27) 16.5 ± 2.3	(18.8-22.4) 20.89 ± 0.9	(12-70) 32 ± 15	(90-600) 250 ± 100	<0.15
B2	As B1 but very soft with thickness ranging from 3 to 20 m at the S-E part of the city.	CL, SC, SC(SM), CL-ML	(31-95) 64 ± 11	(88-100) 94 ± 3	(20-53) 30 ± 6	(12-30) 16 ± 3	(3-30) 12 ± 5	(0.41-0.80) 0.57 ± 0.08	(16-28) 20 ± 2	(18.5-21.7) 20.4 ± 1.7	(4-30) 11 ± 5	(50-200) 110 ± 45	(0.15-0.20) (0.18 ± 0.2)
B3	As B1 founded having high plasticity and strength characteristics at the eastern part with thickness ranging from 2 to 10 m.	CH(MH)	(75-100) 87 ± 11	(95-100) 97 ± 2	(45-85) 55 ± 8	(18-35) 25 ± 5	(20-45) 30 ± 5	(0.45-1.2) 0.68 ± 0.1	(18-45) 25 ± 6	(17.5-21.5) 19.2 ± 0.8	>60	(120-450) 320 ± 80	(0.11-0.26)

**Figura 3.2.2: Tabla descripción de suelos (Anastasiadis, Raptakis and Pitilakis 2001)**



C	Very loose gray to black color mud and silt with high percent of organic material to sandy-silts at very loose structure with vari-consistencies in clay and sand. Founded along the coastal line lying in the E and F formations.	ML, SM, ML-OL, SM-ML, SC-SM	(70-100) 68 ± 15	(96-100) 86 ± 16	(18-64) 32 ± 11	(16-45) 21 ± 7	(0-35) 11 ± 8	(0.55-1.6) 0.84 ± 0.12	(18-86) 27 ± 15.5	(17.3-20.6) 18.5 ± 1.2	(2-25) 6 ± 4	(15-27.5) 88 ± 22	0.2-0.3
D	Composed of alluvium deposits, mostly sandy clays to clayey sands with thin layers of silt and sand with high water content, low strength and high compressibility. It has a thickness ranging from 15 to 50 m, with surficial traces in western part of the city.	SC-CL, ML SM-SC	(7-87) 34 ± 11	(45-95) 83 ± 14	10-60 60	(2-30) 30	(0-35) 30	(0.40-1.3) 0.58 ± 0.18	(18-65) 39 ± 8	(15.5-21.1) 17.26 ± 2.1	(1.5-25) 14 ± 6	(25-130)	(0.25-0.3)
E	Very stiff to hard brown-red color and low to medium plasticity, clay to sandy clay, slight overconsolidated with calcareous rubble and thin layers of clay and gravels. Lying over the bedrock and is founded in the center of the city and eastern part of the city.	CL-90% SC(GC)	(41-100) 71 ± 11	(61-100) 89 ± 4	(24-55) 37 ± 12	(10-26) 16 ± 2.4	(9-33) 20.5 ± 4.5	(0.34-0.74) 0.49 ± 0.08	(11-27) 17.3 ± 2.81	(18.5-22.5) 20.77 ± 0.77	$\alpha(0-5): 3.5$ $\alpha > 10 \text{ m}: > 80$	(108-1000) 375 ± 147	(0.08-0.16) 0.12 ± 0.2
F	Very stiff to hard silty-sandy to gravelly overconsolidated marly clays to marls, with occasional calcareous concretions. Is founded at the E to EW part of the city.	CL, CH, CL-GC, GH	(58-100) 70 ± 5	(60-100) 96 ± 3	(28-64) 41 ± 6	(8-36) 24 ± 4	(16-26) 18 ± 5.4	(0.33-0.60) (0.45 ± 0.09)	(17-36) 26 ± 3.2	(18-22.5) 20.65 ± 0.83	(2.5 ≥ 60) 30 ± 10	(140-1000) 386 ± 86	(0.07-0.12)
G	Greenschists and gneiss rocks which constitute the basement.	GreenSchists & Gneiss											

Notes: (1): Soil Formation; (2): Description; (3): Soil classification according to the Unified Soil Classification System; (4): Percent of soil with particle size smaller than 0.0074 mm; (5): Percent of soil with particle size smaller than 4.76; (6, 7, 8): Liquid Limit, Plastic Limit and Plasticity Index; (9, 10, 11): Void Ratio, Water content, Bulk Density; (12): Blows/30 cm, according to the Standard Penetration Test; (13): Strength from unconfined compression test; (14): Compression index (loading) according to the consolidation test; \* the values in brackets specify the limits of the parameter and in the second line are specified the average value and the absolute deviation.

Figura 3.2.3: Tabla descripción de suelos (Anastasiadis, Raptakis and Pitilakis 2001)



En la campaña geotécnica destacan 14 sondajes, más de 400 muestras, 280 SPT, más de 40 ensayos de columna resonante, con el fin de caracterizar los primeros 40 a 50 m de suelo.

Uno de los ensayos más relevantes fue el de columna resonante, que permitió determinar las características de degradación del módulo de corte y amortiguamiento para una gran variedad de suelos. Se encontraron concordancias, en algunos casos, con curvas propuestas en la literatura, por ejemplo para arcillas, en función de la plasticidad y el índice de vacíos. En otros casos, sin embargo, como por ejemplo en algunos suelos orgánicos y mezclas de arena con limos, se observaron comportamientos no convencionales de dichas curvas, que presentaban un marcado comportamiento no lineal, cuyas propiedades no variaban significativamente con la presión de confinamiento, la plasticidad o el índice de vacíos. Así mismo, se encontró en algunos casos, altos valores de amortiguamiento del orden de 5% a 6% para arcillas rígidas con gravas, incluso para pequeñas deformaciones (deformación angular de  $10^{-5}$  a  $10^{-6}$ ).

Esto resalta para los autores de la presente microzonificación, la importancia de la caracterización de las curvas de degradación particular de cada suelo, ya que muchos estudios han mostrado la gran influencia que tienen las características no lineales de los materiales en la respuesta dinámica.

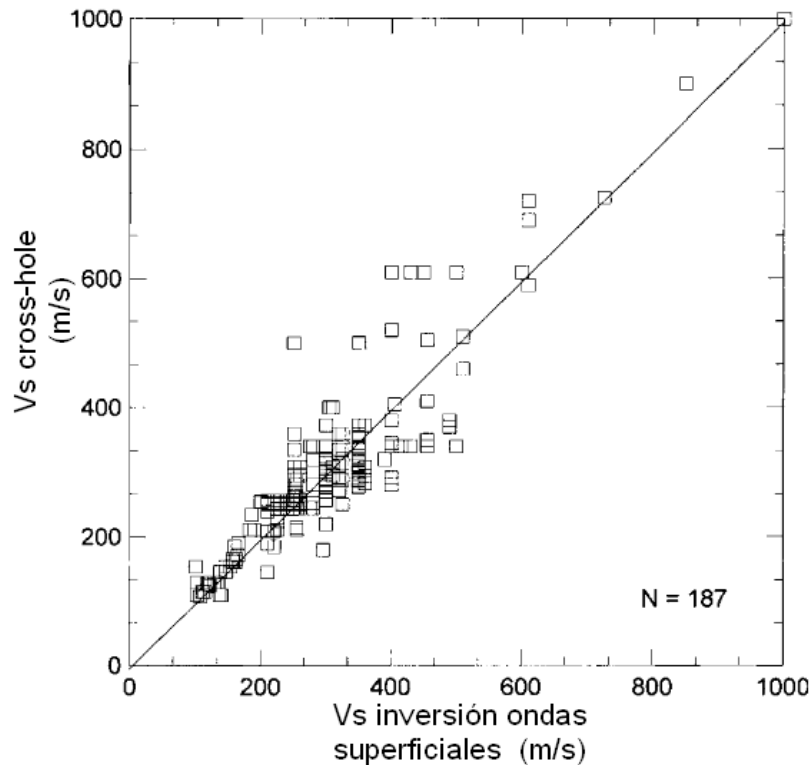
En la campaña geofísica se realizaron 14 ensayos cross-hole y 3 ensayos down-hole. Adicionalmente se realizaron mediciones de ondas superficiales y refracción sísmica para lograr una buena caracterización tanto de las velocidades de onda de corte en los primeros 50 metros, como de la estratigrafía y del factor de calidad  $Q_s$ , que es un indicador del amortiguamiento para pequeñas deformaciones, en un gran número de formaciones de suelos de la ciudad.

### **Correlaciones de parámetros y comparaciones**

En el estudio de microzonificación presentado, se investigaron 3 comparaciones entre parámetros medidos, así como 2 correlaciones. El ejercicio de comparar y calibrar resultados de distintos ensayos, sobre todo cuando uno de ellos es más adecuado o certero que otro para medir cierta característica, sirve para dar validez a los resultados de los distintos ensayos o para saber el grado de incerteza de algún ensayo en particular.

Se compararon 187 pares de estimaciones de velocidad determinadas a través de cross-hole y el proceso de inversión de ondas superficiales. Se encontró buena correlación entre velocidades determinadas por ambos métodos, excepto para el intervalo de velocidad entre 400 y 550 m/s, en que el valor dado por la inversión es sistemáticamente menor al del cross-hole; aunque ligeramente.

Las buenas concordancias se pueden ver en la Figura 3.2.5.



**Figura 3.2.5: Comparación entre velocidades de onda de corte medidas por cross-hole y por inversión de ondas superficiales (Anastasiadis, Raptakis y Pitilakis, 2001)**

También se compararon los valores de velocidad medidos in-situ con los medidos en el ensayo de columna resonante, para suelos granulares y cohesivos de baja velocidad de onda de corte (<300 m/s), encontrándose que en general el ensayo de laboratorio entrega velocidades menores que los ensayos in-situ. Esto se explica a la contribución en la rigidez de factores como la cementación o edad geológica que son alterados al tomar muestras de suelo.

Dado esto, los autores consideran las velocidades determinadas a través de ensayos in-situ.

La comparación entre los valores de factores de calidad  $Q_s$ , medidos en los ensayos cross-hole, y amortiguamientos, medidos en ensayo de columna resonante, también se realizan. Se tiene en cuenta que se deben comparar los valores a pequeñas deformaciones (entre 0,03% y 0,0001%) del amortiguamiento,  $D_s$ , con respecto al factor de calidad. Ambas cantidades se relaciona por la fórmula empírica  $D_s=0,5/Q_s$ .

En general se encontró buena concordancia, por lo que se estima que  $Q_s$  si representa de buena manera el amortiguamiento a pequeñas deformaciones.

Adicionalmente, se encontraron en el estudio buenas correlaciones entre la velocidad de onda de corte y el resultado de los SPT, para arcillas, limos y arenas. Las relaciones obtenidas se muestran a continuación:

$$V_s \left( \frac{m}{s} \right) = 109N_{60}^{0,319}, \text{ para arcillas}$$

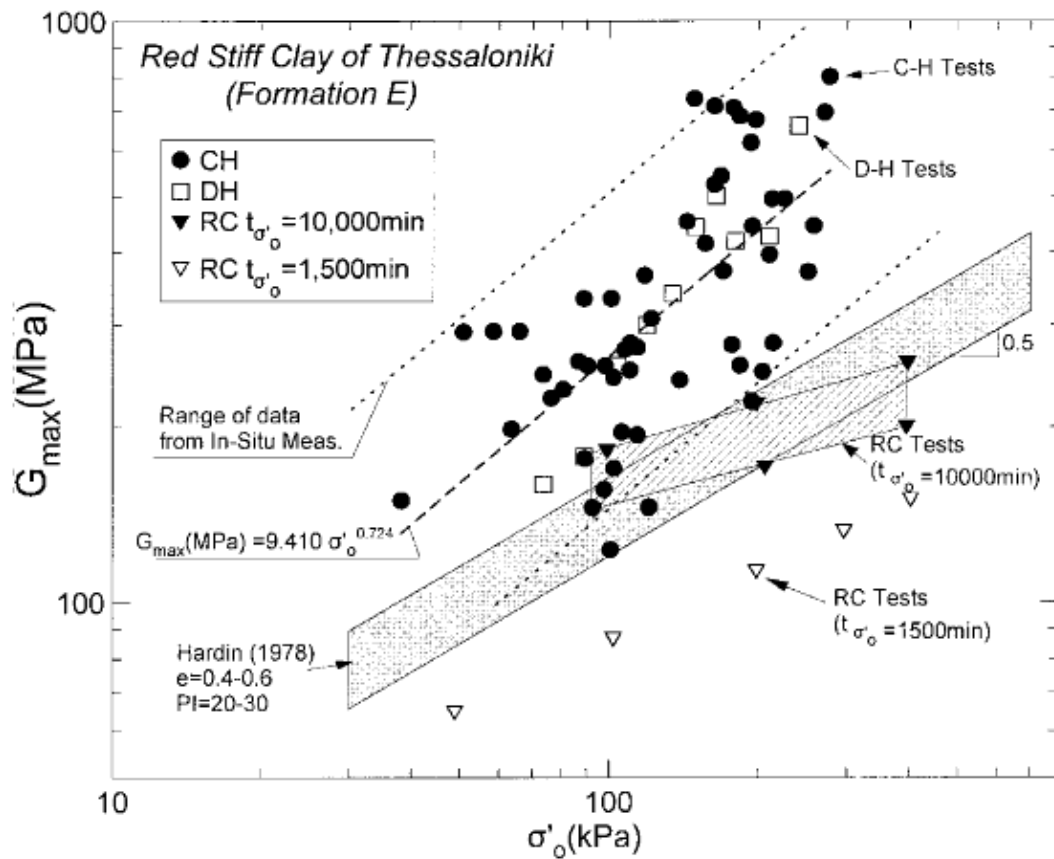
$$V_s \left( \frac{m}{s} \right) = 100N_{60}^{0,237}, \text{ para limos}$$

$$V_s \left( \frac{m}{s} \right) = 134N_{60}^{0,256}, \text{ para arenas}$$

Para el caso de arcillas muy rígidas no se logró correlacionar con valores de N-SPT, ya que presentaban penetraciones de solo 30 cm en general.

Para lograr tener una relación entre velocidad de onda de corte y profundidad en estos casos, se recurrió a investigar la correlación entre  $G_o$  y  $\sigma_0'$ , ya que mediante la densidad del suelo, se obtiene la relación buscada. Para la determinación de la relación entre  $G_o$  y  $\sigma_0'$ , se contó con resultados in-situ provenientes de ensayos cross-hole y down-hole, y de resultados de ensayos de columna resonante en laboratorio.

Se observó que los resultados de laboratorio para esta relación, variaban significativamente respecto al tiempo en que se aplicaba la presión de confinamiento, por lo que se optó por tomar en consideración sólo los datos de terreno para desarrollar la relación entre velocidad de ondas de corte y profundidad en arcillas muy rígidas. Lo anterior se observa en la Figura 3.2.6, donde se ve la diferencia que hay entre los ensayos de terreno y de laboratorio, y cómo entre más tiempo se aplica la presión de confinamiento, más tienden los resultados de laboratorio a parecerse a los de terreno, pero sin llegar a ser similares.



**Figura 3.2.6: Relación entre módulo de corte y confinamiento para arcilla rígida, determinada por ensayos de terreno y de laboratorio (Anastasiadis, Raptakis y Pitilakis, 2001)**

La determinación final de las velocidades de onda de corte y amortiguamientos a bajas deformaciones de los distintos suelos de la ciudad, se muestran en la Figura 3.2.7.

Formation (1)	Description (2)	$V_S$ (m/s) (5)	$V_P$ (m/s) (6)	$Q_S$ (7)
Surficial				
A	Artificial Fills, demolition materials & debris parts	200-350 (250)	400-1700	8-20 (15)
B1	Very Stiff sandy-silty clays to clayey sands, low plasticity	300-400 (350)	1900	15-20 (20)
B2	Soft sandy-silty clays to clayey sands, low to medium plasticity	200-300 (250)	1800	20-25 (20)
B3	Stiff to hard high plasticity clays	300-400 (350)	1800	20-40 (30)
C	Very soft buy mud and silty sands	120-220 (180)	1800	20-25 (25)
D	Alluvium deposits, sandy-silty clays to clayey sands-silts, low strength and high compressibility	150-250 (200)	1800	15-25 (20)
Subbase				
E	Stiff to hard sandy-silty clays to clayey sands	350-700 (600)	2000	6-30 (30)
F	Very stiff to hard low to medium plasticity clays to sandy clays Overconsolidated with rubble and thin layers of gravels	700-850 (750)	3200	50-60 (60)
G	GreenSchists & Gneiss	1750-2200 (2000)	4500	180-200 (200)

**Figura 3.2.7: Propiedades dinámicas de los suelos a bajas deformaciones (Anastasiadis, Raptakis y Pitilakis, 2001)**

### 3.2.3 Resultados

El resultado de esta microzonificación es una caracterización geotécnica-dinámica de la ciudad en que se distinguen tanto zonas en planta como en profundidad. De este modo, el presente estudio constituye un decisivo avance hacia una microzonificación sísmica, ya que al tener un modelo 3D del subsuelo y con características dinámicas provenientes de ensayos de laboratorio y terreno, se puede aspirar a realizar detallados estudios de respuesta sísmica tanto 1D como 2 y 3D, siendo alimentado por señales determinadas de un estudio de peligro sísmico.

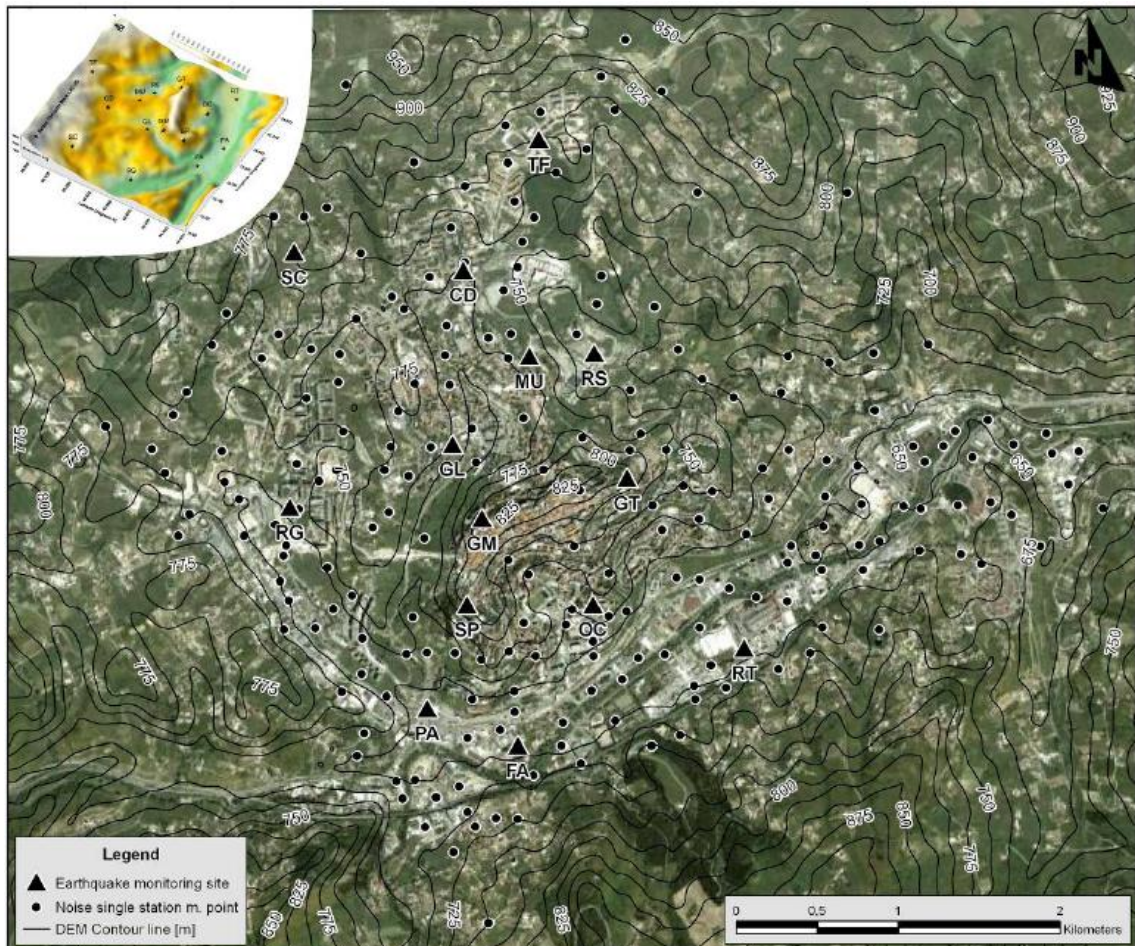
## 3.3 Potenza-Italia

### 3.3.1 Descripción general

Potenza es una ciudad ubicada al sur de Italia, en la cadena montañosa de los Apeninos, con una población de alrededor de 100.000 habitantes. En los últimos 30 años ha sufrido 3 sismos destructivos y se caracteriza por estar ubicada en un valle angosto, cubierto de distintos depósitos de suelo blando y rodeado por montañas. El área de estudio consistió en aproximadamente 16 Km<sup>2</sup>.

### 3.3.2 Metodología

La metodología utilizada en este estudio considera la información recopilada de 14 estaciones de acelerógrafos y 233 mediciones de ruido ambiental. A partir de estas fuentes de información se estima el efecto de sitio mediante distintos métodos independientes, algunos que contemplan estaciones de referencia (registros en roca), otros que prescinden de estaciones de referencia; así como métodos que requieren registros sísmicos. La ubicación de los acelerógrafos y los puntos de medición de ruido ambiental se muestran en la Figura 3.3.1.



**Figura 3.3.1: Ubicación de acelerógrafos y puntos de medición de H/V (Strollo, 2010)**

Luego, al realizar chequeos cruzados entre métodos, se desarrolla una microzonificación basada en la intensidad espectral de Housner, mediante extrapolación vía H/V.

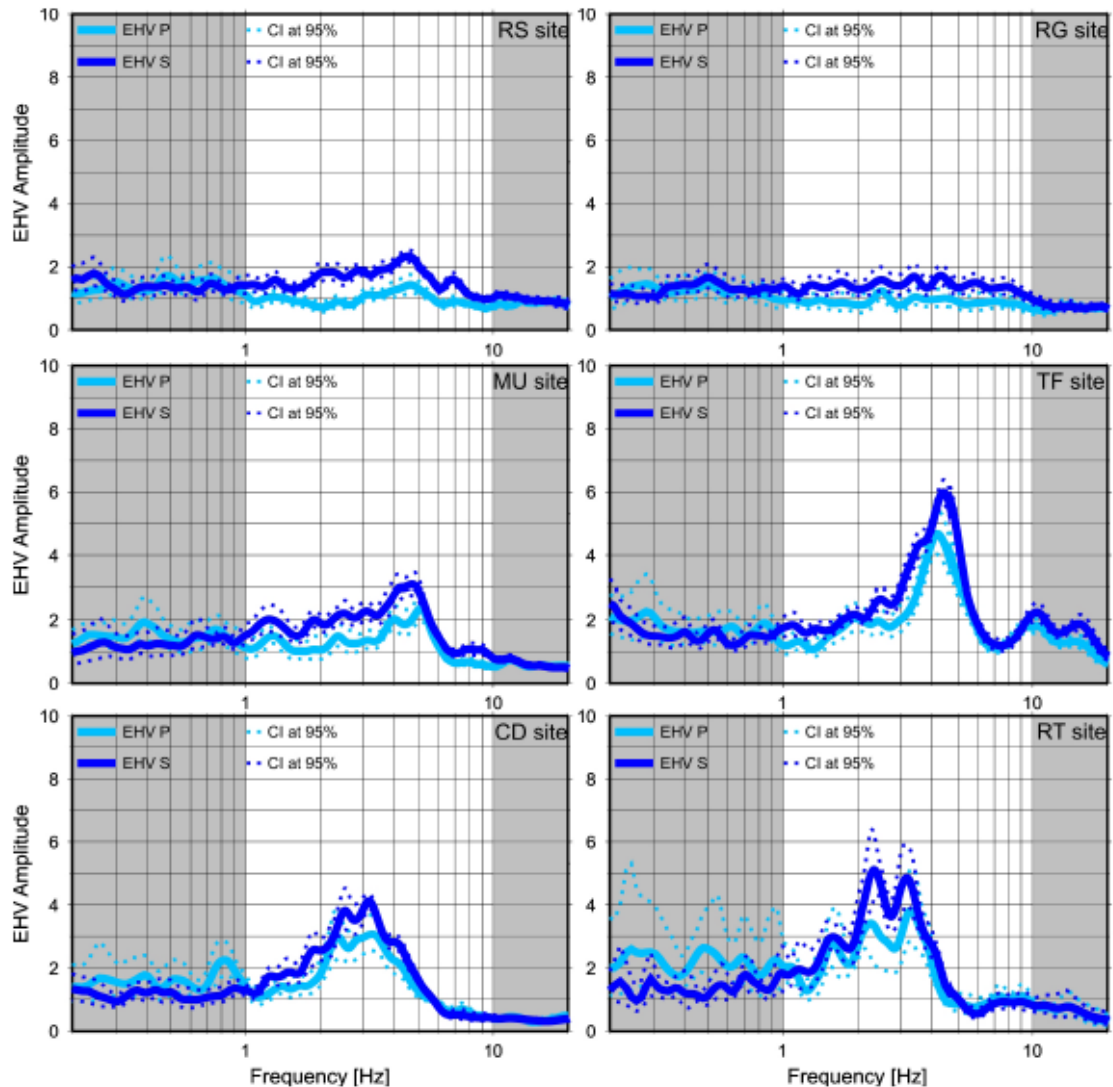
En los siguientes puntos se describen los distintos métodos empleados y la microzonificación basada en la extrapolación de la intensidad espectral de Housner.

#### **H/V basado en registros de sismos**

En cada una de las 14 estaciones de acelerógrafos, dadas sus características y tiempos de operación, se logró registrar entre 6 y 26 eventos sísmicos por estación.



Así se llevó a cabo el cálculo de las curvas H/V en cada estación a partir los distintos sismos registrados. Estas curvas son llamadas EHV (Earthquake H/V) debido a que calculan con la metodología de Nakamura, pero con la señal de un sismo en vez de ruido ambiental. En la Figura 3.3.2 se muestran las curvas logradas a partir de la fase de ondas P (celeste) y la fase de ondas S (azul).



**Figura 3.3.2: Relaciones espectrales H/V a partir de registros sísmicos (Strollo, 2010)**

Estas curvas de H/V son la primera estimación que se realizó de las características de amplificación en las 14 estaciones y permitió identificar 2 sitios con curva H/V aproximadamente plana, correspondiendo a sitios en roca. De esta forma, con la elección de la curva más plana, el estudio cuenta con un sitio de referencia.

### **Razón espectral respecto a estación de referencia**

Cuando se ha elegido una estación de referencia, se asume que el registro medido en esta estación es representativo del registro en roca, por lo que al dividir el espectro de Fourier del registro horizontal en suelo, de cualquier sitio cercano a la

estación de referencia, por el espectro de Fourier del registro horizontal en el sitio de referencia, se obtiene un espectro de amplificación para cada sitio en suelo.

Dado que de las 14 estaciones, una se considera como sitio de referencia, para las 13 estaciones restantes se encontró una excelente concordancia entre la curva de amplificación medida por H/V de registros sísmicos (sin estación de referencia) y la curva de amplificación medida a partir del sitio de referencia (SSR).

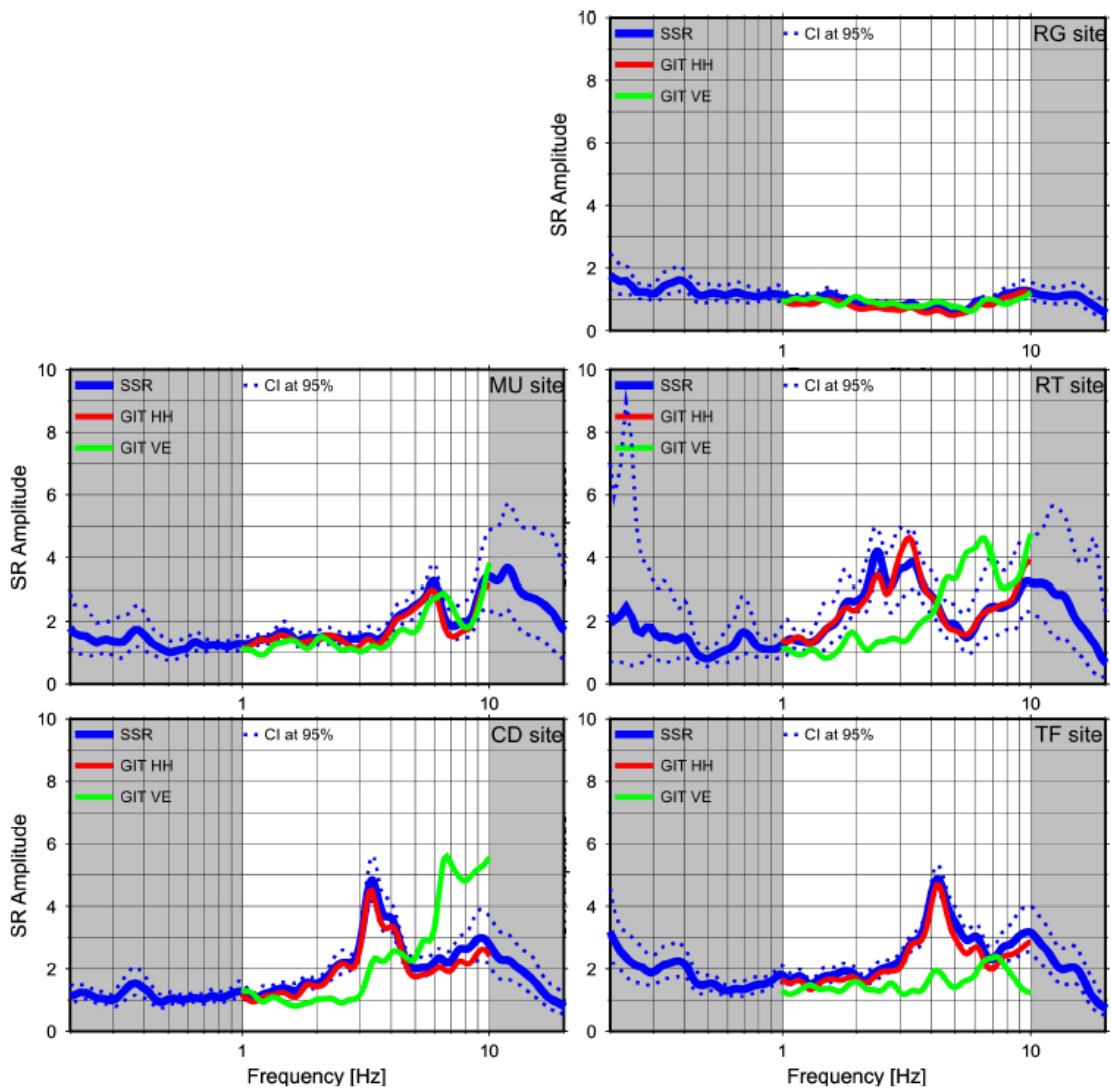
### **Técnica de inversión generalizada**

Otro de los métodos utilizados para medir la amplificación sísmica que presenta cada sitio, fue la técnica de inversión generalizada. Esta técnica, consiste en postular que la aceleración espectral “U” de cada sitio “j” ante un sismo dado “i”, es igual a la aceleración espectral de la fuente del sismo “S”, multiplicada frecuencia a frecuencia por la atenuación “A” que sufre la onda en su viaje desde la fuente hacia el sitio y por la amplificación “Z” que experimenta la onda al pasar del medio rocoso al depósito de suelo. Esto se ve en la siguiente ecuación, donde “f” representa la dependencia con la frecuencia y “r” la dependencia con la distancia fuente-sitio:

$$U_{ij}(f, r) = S_i(f)Z_j(f)A_{ij}(f, r)$$

De esta manera, contando con un modelo de atenuación, y con un sitio de referencia, en el cual Z es igual a 1, se obtiene Z para cada sitio. El resultado de Z en función de la frecuencia concuerda bien con los dos métodos anteriores de determinación de amplificación horizontal, EHV y SSR (Figura 3.3.4).

En la Figura 3.3.3 se observa la comparación de relaciones espectrales que definen la amplificación, obtenidas mediante estación de referencia (SSR, azul) e inversión generalizada (GIT, rojo: horizontal, verde: vertical), notar que la curva verde (GIT VE) representa el resultado de la inversión generalizada para la señal vertical, la cual no guarda relación con las demás técnicas que buscan mostrar la amplificación horizontal. Se observa una buena relación entre la amplificación horizontal mostrada por la curva SSR y la amplificación horizontal determinada por el método de inversión generalizada (GIT HH).

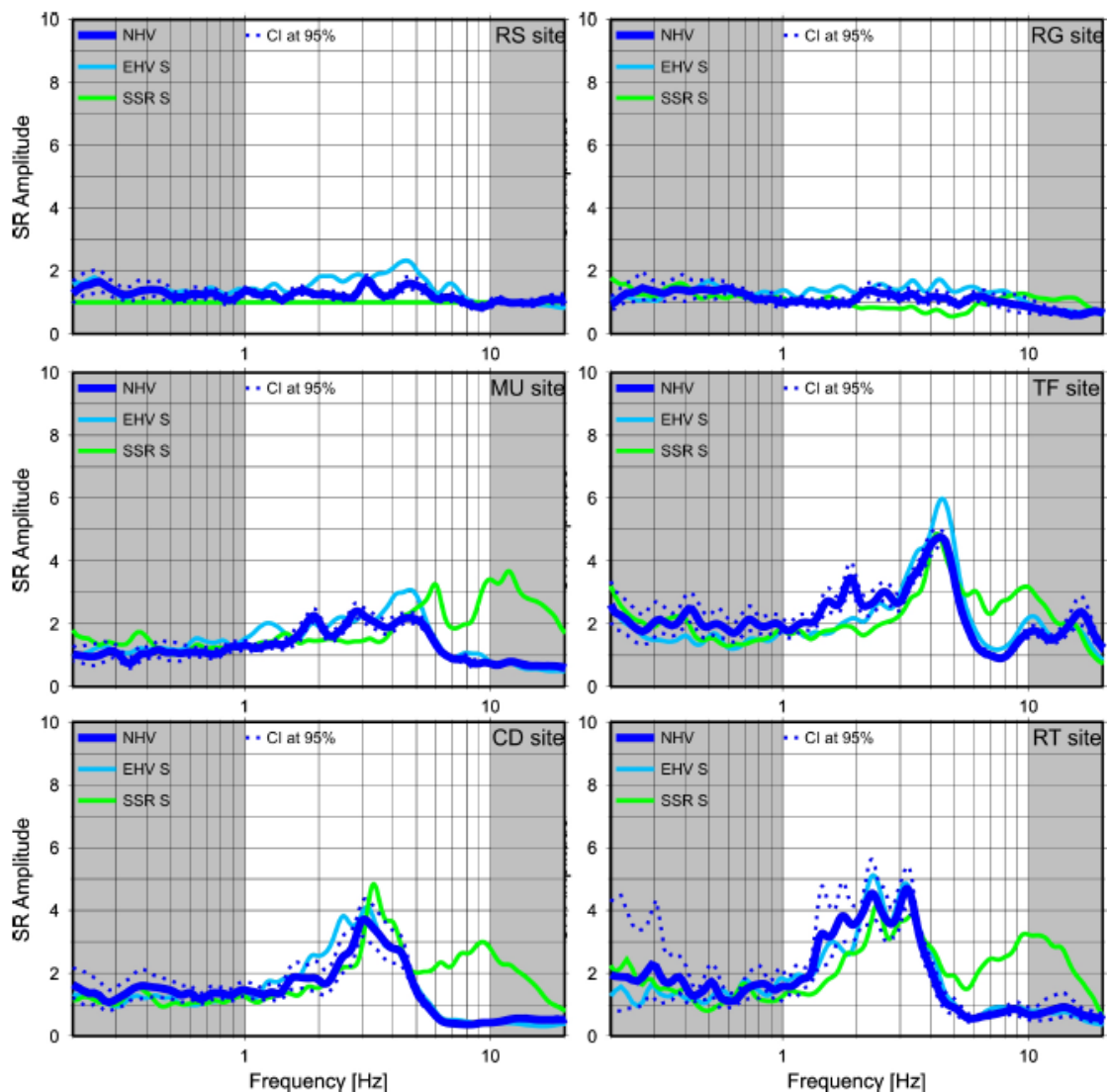


**Figura 3.3.3: Comparación entre relaciones espectrales que definen la amplificación obtenidas a partir de estación de referencia y método de inversión generalizada (Strollo, 2010)**

### H/V a partir de ruido ambiental

Finalmente, el análisis de la amplificación horizontal de las 14 estaciones, concluye con la medición de curvas H/V a través del ruido ambiental, encontrándose una buena concordancia con las demás estimaciones.

En la Figura 3.3.4 se muestran las curvas relaciones espectrales a partir de ruido ambiental (NHV, noise H/V, azul), estación de referencia (SSR, verde) y sismo (EHV, celeste). Se observa que concuerdan bien en la determinación del periodo fundamental, no obstante, se observa también que sólo el método que usa estación de referencia puede identificar la amplificación en frecuencias mayores a la fundamental.



**Figura 3.3.4: Comparación entre relaciones espectrales obtenidas a partir de ruido ambiental, señal sísmica y uso estación de referencia (Strollo, 2010)**

De esta forma, se mostró mediante 4 métodos distintos, la capacidad de medir el potencial de amplificación de los sitios estudiados en la ciudad de Potenza.

### Intensidad espectral

Con la información sísmica registrada en las 14 estaciones de acelerógrafos, se procedió a calcular la intensidad espectral de Housner en cada una de ellas. Esta intensidad se define como el área bajo la curva del espectro de pseudo-velocidades entre los periodos 0.1 y 2.5 segundos. Este índice es reconocido como un buen indicador del potencial destructivo de una señal sísmica y la severidad del movimiento, por lo que se considera en este estudio como el parámetro a partir del cual se microzonificará la ciudad.

Para el caso de Potenza se estimó más representativo integrar el pseudo-espectro de velocidad entre los periodos 0.2 y 2 segundos para considerar la banda de frecuencias de mayor precisión de los sensores utilizados, así como la banda de

frecuencias más representativa de las estructuras del área de estudio. El espectro considerado se calcula a partir de un 5% de amortiguamiento.

Ya que en el área de estudio se cuenta con el registro de una estación de referencia, se utiliza su intensidad de Housner para normalizar las intensidades de los 14 sitios. Así se obtienen las intensidades espectrales de Housner relativas, las cuales se clasifican en tres rangos de amplificación: bajo, medio y alto.

### Análisis de correlación

En este estudio se plantea utilizar el grado de similitud entre las curvas H/V, como indicador de áreas homogéneas en términos de amplificación. Este planteamiento se sustenta en la verificada capacidad de las curvas H/V de representar, gracias a su forma, las características de la respuesta dinámica de un sitio. La mencionada verificación, se refiere a los consistentes resultados en el estudio de la amplificación, por medio de enfoques variados e independientes descritos anteriormente.

El grado de similitud de curvas H/V se realiza entre las calibradas curvas determinadas en las 14 estaciones de acelerógrafos (por 4 métodos diferentes), y las curvas obtenidas en los 233 puntos de medición de ruido ambiental distribuidos por la ciudad.

Dicho grado de similitud, se determina a través de un análisis de correlación que considera el producto entre el coeficiente de correlación cruzada de Pearson “r” y el grado de ajuste “f”, mostrado entre las distintas curvas de H/V, las cuales se modelan como un vector de muestras. Cada vector representa una curva de H/V, y a su vez, cada muestra corresponde a la relación H/V de cada frecuencia discreta considerada.

De esta forma, nombrando como “x” al vector de muestras, “n” al número de frecuencias con contador “i”, “k” como contador de sitios de referencia (14 sitios) y “j” como contador de puntos de medición de ruido ambiental (233 puntos), se obtiene la matriz de correlación cruzada de dimensión 233 x 14:

$$CC = r \cdot f$$

Donde:

$$r_{jk} = \frac{\left( \frac{\sum_{i=1}^n (x_{ij} - \bar{x}_j)(x_{ik} - \bar{x}_k)}{n-1} \right)}{\left( \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_{ij} - \bar{x}_j)^2}{n-1}} \right) \left( \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_{ik} - \bar{x}_k)^2}{n-1}} \right)}$$

$$f_{jk} = \frac{1}{\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_{ij} - x_{ik})^2}{n}}}$$

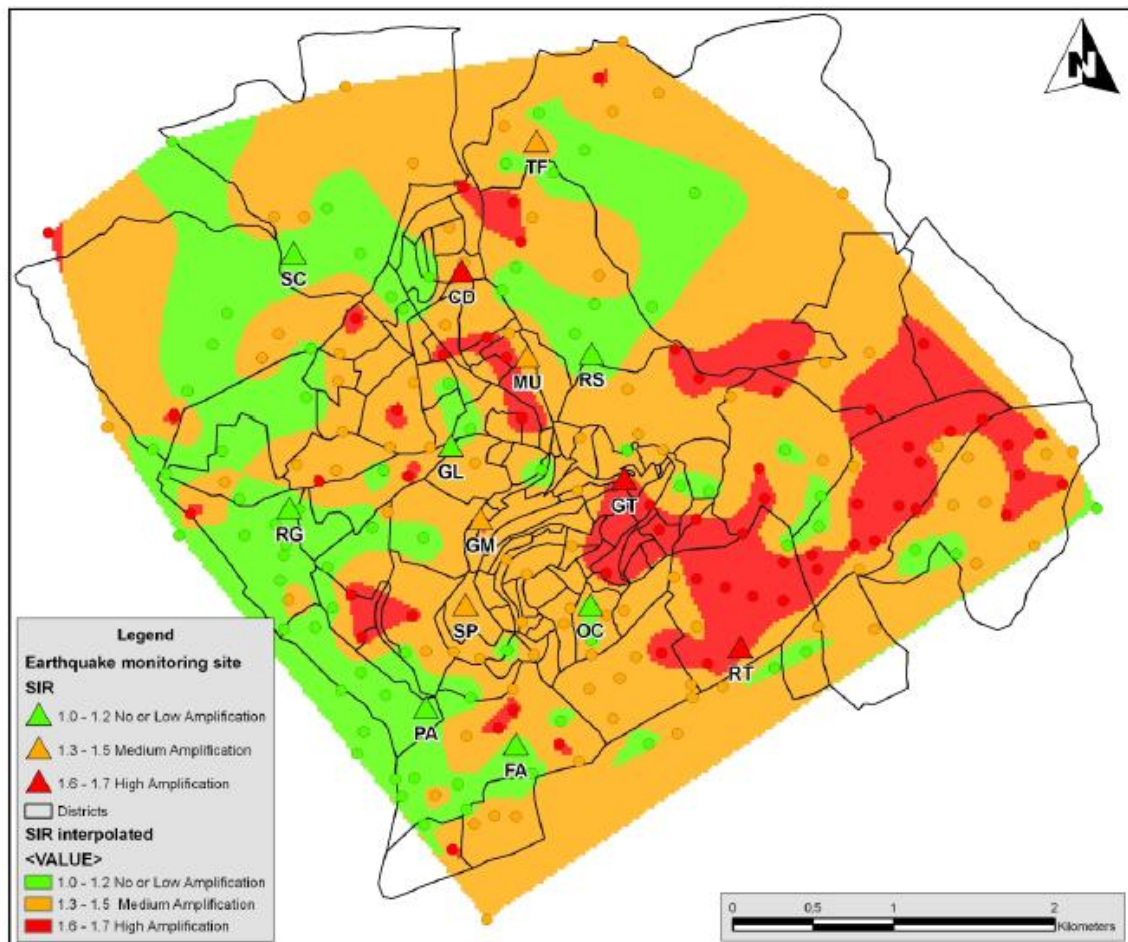
Con los valores de la matriz CC, el criterio para decidir a cuál de las 14 estaciones se asemeja cada uno de los 233 puntos es definir un valor mínimo de correlación de 0.3 y requerir que para cada punto de ruido ambiental, el mayor valor de CC que

supere al siguiente en al menos un 10%. En los casos en que no se supera el 10% de diferencia, se utilizan los siguientes criterios adicionales: pertenecer a la misma unidad litológica, y en caso de pertenecer a la misma unidad, discriminar por distancia.

Luego, el grado de similitud observado se utiliza para distribuir la intensidad espectral de Housner relativa, medida en 14 estaciones, a través de los 233 puntos de medición de ruido ambiental.

### 3.3.3 Resultados

El resultado de la microzonificación es un mapa que indica el grado de amplificación esperado para cada zona, a través de la intensidad espectral de Housner relativa, que esta asignada a cada una de las 14 estaciones y a cada uno de los 233 puntos de medición de ruido ambiental; correspondiéndoles una clasificación de amplificación baja, media y alta. En la Figura 3.3.5 se muestra el mapa de zonificación.



**Figura 3.3.5: Mapa de microzonificación a partir de la intensidad espectral de Housner (Strollo, 2010)**

## **3.4 Bangalore-India**

### **3.4.1 Descripción general**

Esta microzonificación corresponde a la metrópolis de Bangalore, cuya superficie total es de 220 Km<sup>2</sup> y es la quinta ciudad más grande de la India. Su rápido crecimiento y el conocimiento acerca de la existencia de alrededor de 86 lagos secos cuyo fondo consiste en limos arcillosos y limos arenosos, sobre los cuales se ha colocado relleno artificial y se ha edificado, hace que sea de sumo interés evaluar la respuesta dinámica de la ciudad ante un evento sísmico, ya que Bangalore clasifica como una ciudad de sismicidad intermedia.

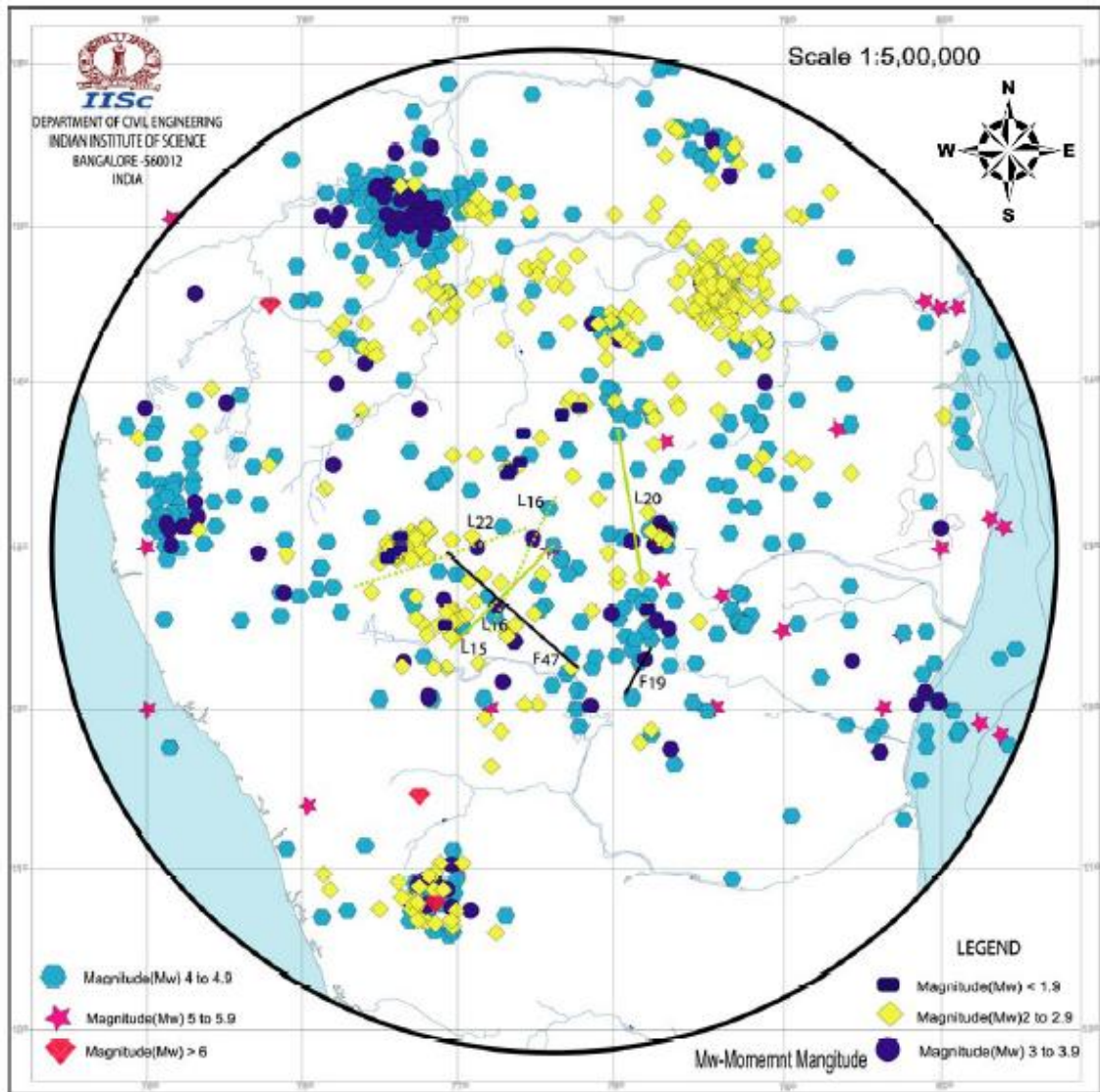
### **3.4.2 Metodología**

Los estudios para la microzonificación sísmica de Bangalore contemplan la realización de 3 pasos fundamentales, que son la determinación de señales sísmicas representativas del peligro sísmico de la región, evaluación y análisis de las características dinámicas de los suelos y elaboración de mapas de microzonificación.

A continuación se presentan las principales características del estudio.

#### **Estudio de fuentes sísmicas**

Se recolectó en esta microzonificación, información sismotectónica en un radio de 350 Km de la ciudad de Bangalore, logrando identificar 65 fallas con largos que varían entre 9.73 Km hasta 323.5 Km. Así mismo, se recolectó información sobre eventos sísmicos pasados, logrando recopilar 1420 sismos ocurridos dentro del radio de estudio, con magnitud de momento sísmico 1 a 6.2. Estos eventos sísmicos son asociados a cada falla identificada, de acuerdo a sus distancias a dichas fallas. Las fallas y eventos sísmicos se muestran en la Figura 3.4.1.



**Figura 3.4.1: Sismicidad en la región dentro de un radio de 350 Km de Bangalore (P Anbazhagan and T G Sitharam, 2008)**

Con esta información se desarrollaron dos clases de estudios de peligro sísmico, uno determinístico y otro probabilístico.

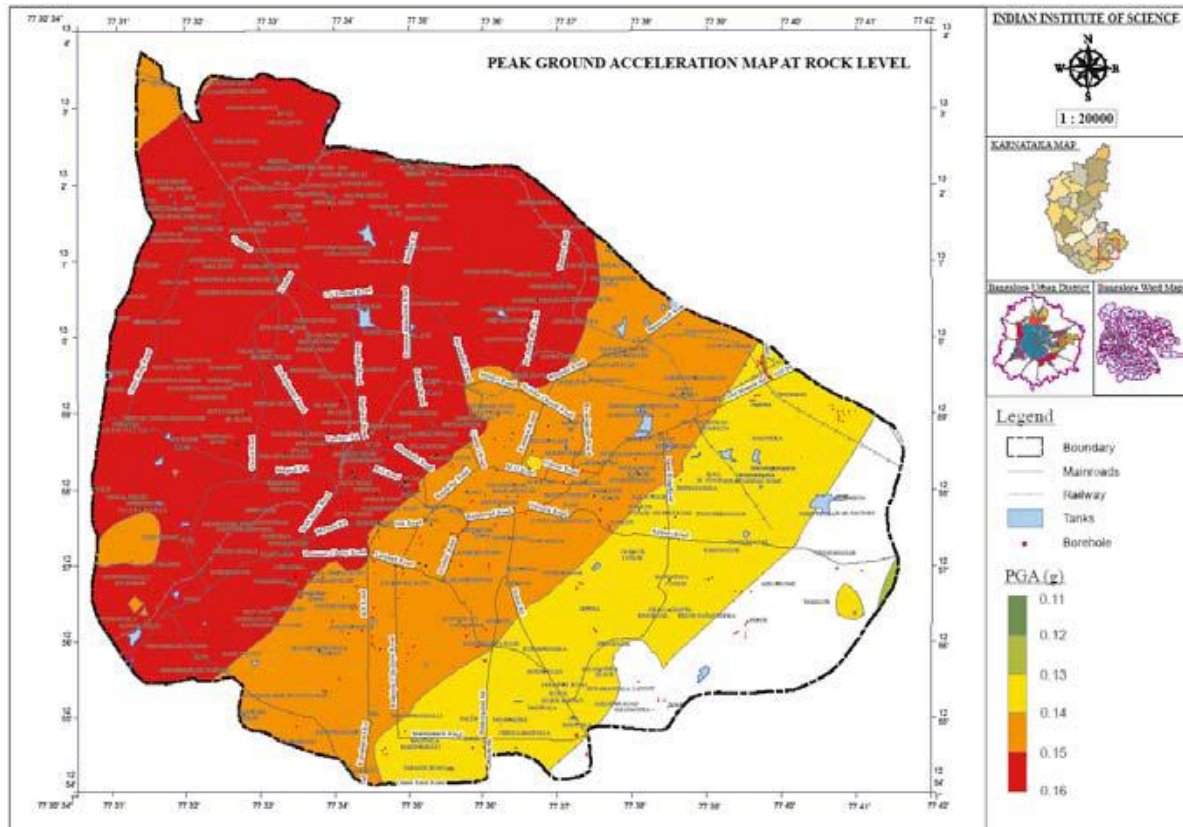
En el estudio determinístico el objetivo fue determinar el máximo sismo creíble. Este se determinó considerando sismos pasados y evaluando sintéticamente tanto fuentes puntuales como lineales. De este modo se llegó a un máximo sismo creíble, cuya máxima aceleración en roca es de 0.15g. Para este sismo se genera un registro sintético que es propagado a diferentes puntos de la ciudad a través de relaciones de atenuación.

En el caso del estudio probabilístico, analizando el catálogo de sismos con la relación de Gutenberg-Richter, junto a relaciones de atenuación, se logra determinar un espectro de amenaza uniforme a nivel de la roca para distintos puntos de la ciudad. Este espectro de aceleraciones, calculado con 5% de amortiguamiento y con una probabilidad de excedencia de 10% para un periodo de retorno de 50 años, muestra una aceleración máxima de 0.121g.



De este modo, se logra determinar bajo dos enfoques distintos, señales representativas de la amenaza sísmica a nivel de la roca, que vía relaciones de atenuación desarrolladas para la zona de Bangalore en estudios anteriores, proporcionan el input para alimentar modelos de respuesta dinámica en todos los puntos donde se tenga información geotécnica-dinámica del depósito de suelo.

En la Figura 3.4.2 se muestra el mapa de aceleraciones máximas a nivel de la roca.



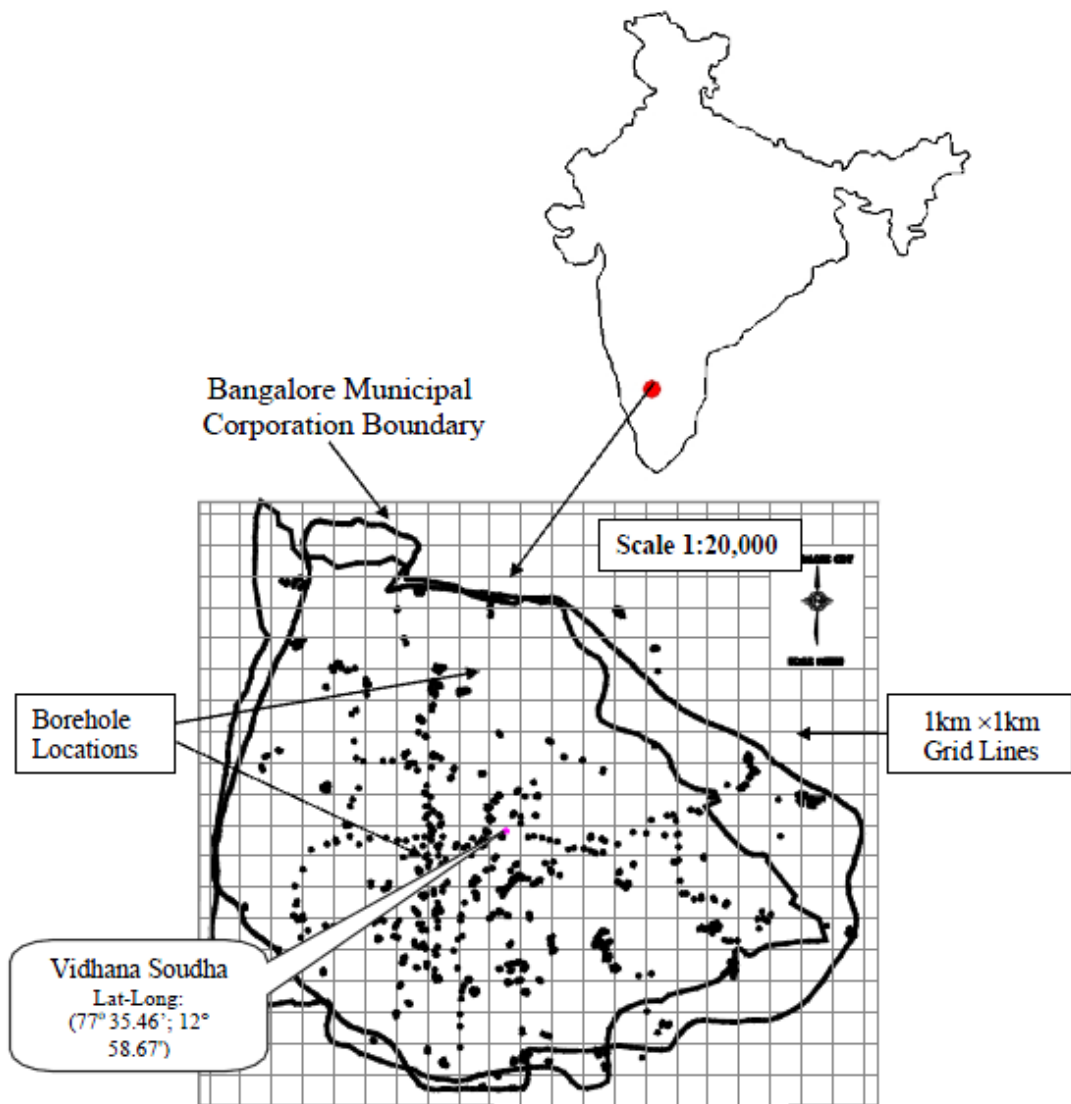
**Figura 3.4.2: Aceleraciones máximas a nivel de la roca (P Anbazhagan and T G Sitharam, 2008)**

### Ensayos geotécnicos in-situ

Luego de determinar la magnitud y fuente de los sismos más severos que puede esperar la ciudad de Bangalore, se emprende la tarea de desarrollar un modelo geotécnico 3D de la ciudad.

Una de las principales herramientas utilizadas para el estudio del subsuelo de la ciudad, fue la evaluación de 850 sondajes, donde se realizaron toma de muestras y ensayos SPT. La alta densidad de ensayos permitió generar un modelo 3D mediante herramientas GIS. En este modelo se asignaron propiedades como peso unitario, nivel freático y número de golpes SPT.

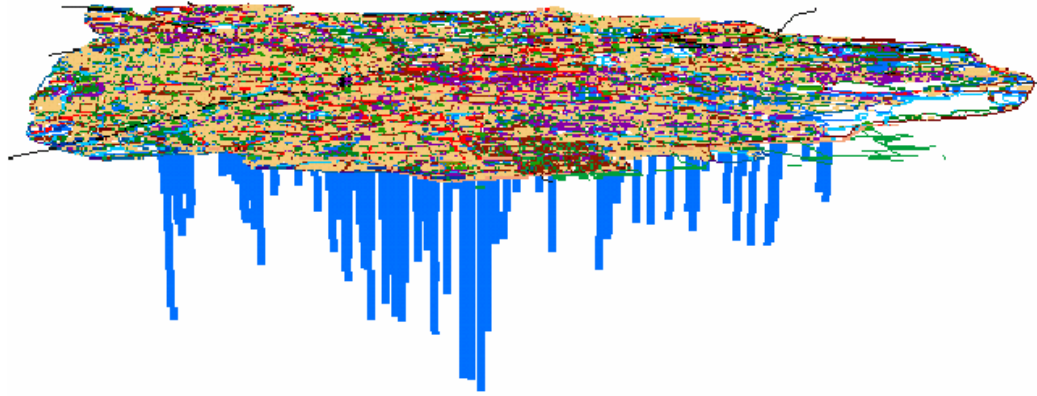
En la Figura 3.4.3 se muestra la ubicación de los sondajes distribuidos en la ciudad.



**Figura 3.4.3: Distribución de sondajes en la ciudad de Bangalore (P Anbazhagan and T G Sitharam, 2009)**

Los sondajes revelaron que los depósitos de suelo de la ciudad alcanzan profundidades que van desde 1m hasta 40m.

En una imagen de GIS 3D, Figura 3.4.4, se pueden ver las profundidades del estrato de suelo determinadas mediante sondajes.



**Figura 3.4.4: Vista de la información de profundidad de roca, determinada a partir de sondajes (P Anbazhagan and T G Sitharam, 2008)**

A partir de estos ensayos se obtuvo una tabla, Figura 3.4.5, que muestra la descripción de los suelos representativos en profundidad, que se encuentran en la ciudad de Bangalore.

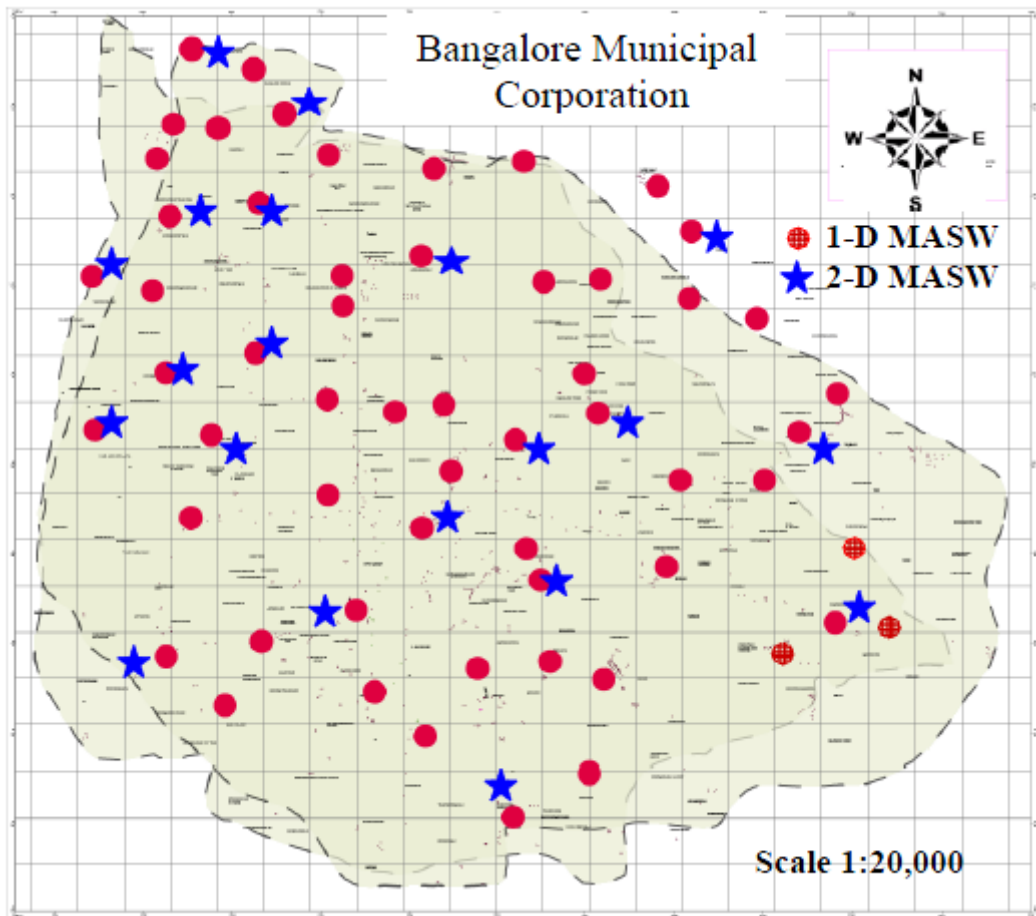
Estrato	Zona Noroeste	Zona Suroeste	Zona Noreste	Sureste
1	Arena limosa con arcilla 0-3m	Arena limosa con grava 0-1.7m	Arena arcillosa 0-1.5m	Relleno artificial 0-1.5m
2	Arena limosa mediamente densa 3-6m	Arena arcillosa 1.7-3.5m	Arena arcillosa con grava 1.5-10m	Arena limosa con arcilla 1.5-9m
3	Roca meteorizada 6-17m	Roca meteorizada 3.5-8.5m	Arena limosa con grava 10-15.5m	Arcilla arenosa 9-17.5m
4	Roca firme bajo los 17m	Roca firme bajo los 8.5m	Roca meteorizada 15.7-27.5m	Roca meteorizada 17.5-38.5m
5	Roca firme	Reoca firme	Roca firme bajo los 27.5m	Roca firme bajo los 38.5m

**Figura 3.4.5: Descripción de suelos según zona y profundidad (P Anbazhagan and T G Sitharam, 2008)**

### Mediciones geofísicas

La caracterización de las velocidades de onda de corte de los suelos de la ciudad, se desarrolla a través de una campaña geofísica que consistió en 58 ensayos MASW 1D y 20 ensayos MASW 2D. Estos ensayos se realizaron con 24 geófonos, dispuestos en intervalos de 1 a 5 metros en los casos de suelo muy blando, 5 a 10 metros en suelo blando y 10 a 15 metros en suelo duro, siguiendo las recomendaciones del Kansas Geological Survey.

Estos ensayos MASW se distribuyeron lo más uniformemente posible en la ciudad y fueron desarrollados en sitios planos, incluyendo lugares de importancia, como hospitales, escuelas y templos religiosos. En la Figura 3.4.6 se muestra la distribución de los puntos de medición en la ciudad de Bangalore



**Figura 3.4.6: Puntos de medición MASW en la ciudad de Bangalore (P Anbazhagan and T G Sitharam, 2008)**

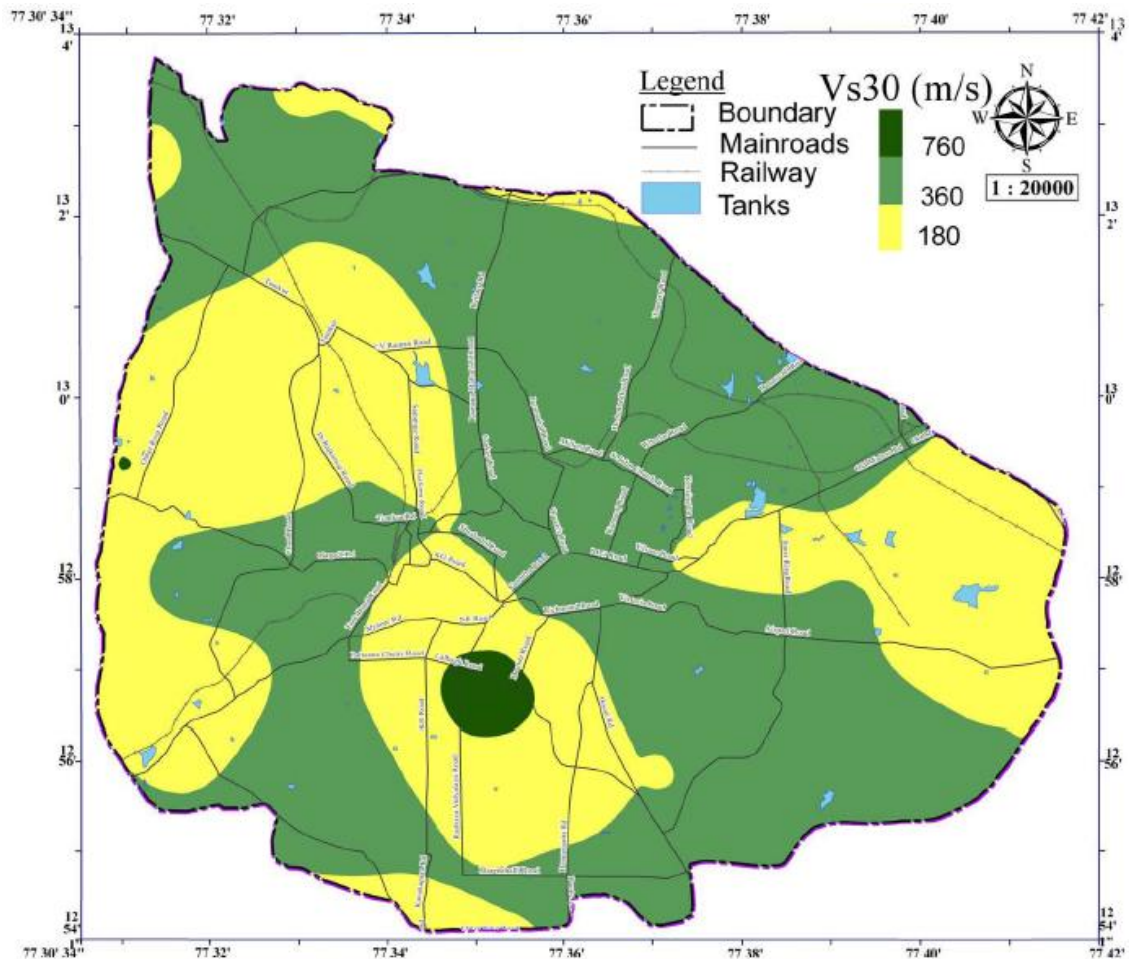
Luego de procesar la información de la dispersión de las ondas superficiales y realizar un proceso de inversión con el software SurfSeis, fue posible conocer las velocidades de onda de corte, para pequeñas deformaciones, de los primeros 30 metros de suelo. Esto condujo a la determinación de la distribución del parámetro  $V_{s30}$  en la ciudad.

Esta microzonificación se basa en las recomendaciones de la NEHRP (National Earthquake Hazard Research Programme) que considera el parámetro  $V_{s30}$  como un buen indicador para la clasificación de sitios. Adicionalmente, producto de que los estratos de suelo de la ciudad tienen una profundidad que varía entre 1 m y 40 m, para el caso de estratos menores a 30 m se utiliza una velocidad promedio para el espesor de dicho estrato de la forma:

$$V_{sH} = \frac{H}{\sum \frac{h_i}{v_i}}$$

Donde H es la profundidad del suelo hasta la roca, y  $h_i$  junto con  $v_i$  son el espesor y la velocidad de onda de corte de cada capa, respectivamente.

En la Figura 3.4.7 se muestra el mapa de distribución de  $V_{s30}$  en el área de estudio.



**Figura 3.4.7: Mapa de  $V_{s30}$  de la ciudad de Bangalore (P Anbazhagan and T G Sitharam, 2009)**

### Determinación de correlaciones

La campaña geotécnica y la campaña geofísica están relacionadas debido a la correlación existente entre el número de golpes SPT y la velocidad de onda de corte.

En 38 ubicaciones fue posible correlacionar el número de golpes SPT en profundidad con la velocidad de onda de corte ( $V_s$ ) en profundidad determinada a partir de los ensayos MASW. En total se correlacionaron 162 pares de datos, encontrándose la relación para  $V_s$  (en m/s) que se muestra a continuación, con un coeficiente de regresión 0.84:

$$V_s = 78 (N_{60cf})^{0.4}$$

Donde cabe destacar que  $N_{60cf}$  es el número de golpes para penetrar 60 cm, corregido tanto por los factores usuales correspondientes al peso de martillo, confinamiento, diámetro perforación y largo perforado, como por un factor adicional de corrección correspondiente al contenido de finos para suelos no cohesivos desarrollado por Idriss y Boulanger (2004), que corresponde a un delta N que se suma al  $N_{60}$  que contiene las correcciones usuales. Este delta N se presenta a continuación:

$$\text{delta } N = e^{(1.63 + \frac{9.7}{cf+0.001} - (\frac{15.7}{cf+0.001})^2)}$$

La correlación encontrada es de gran utilidad, ya que permite extender el modelo de velocidades determinado mediante ensayos MASW a través de los puntos donde se cuenta con ensayos SPT.

### Análisis de la respuesta

A partir del estudio de peligro sísmico y la elaboración del modelo geotécnico dinámico de la ciudad, es posible realizar simulaciones numéricas de la respuesta sísmica de los suelos en superficie. Se considera en este estudio una simulación 1D con el método lineal equivalente, desarrollado con el programa SHAKE 2000.

Los puntos de la ciudad para los cuales se realizan simulaciones, son los 58 puntos de medición de MASW y 160 de los sondajes en que se cuenta con ensayos SPT, estos últimos se muestran en la Figura 3.4.8.

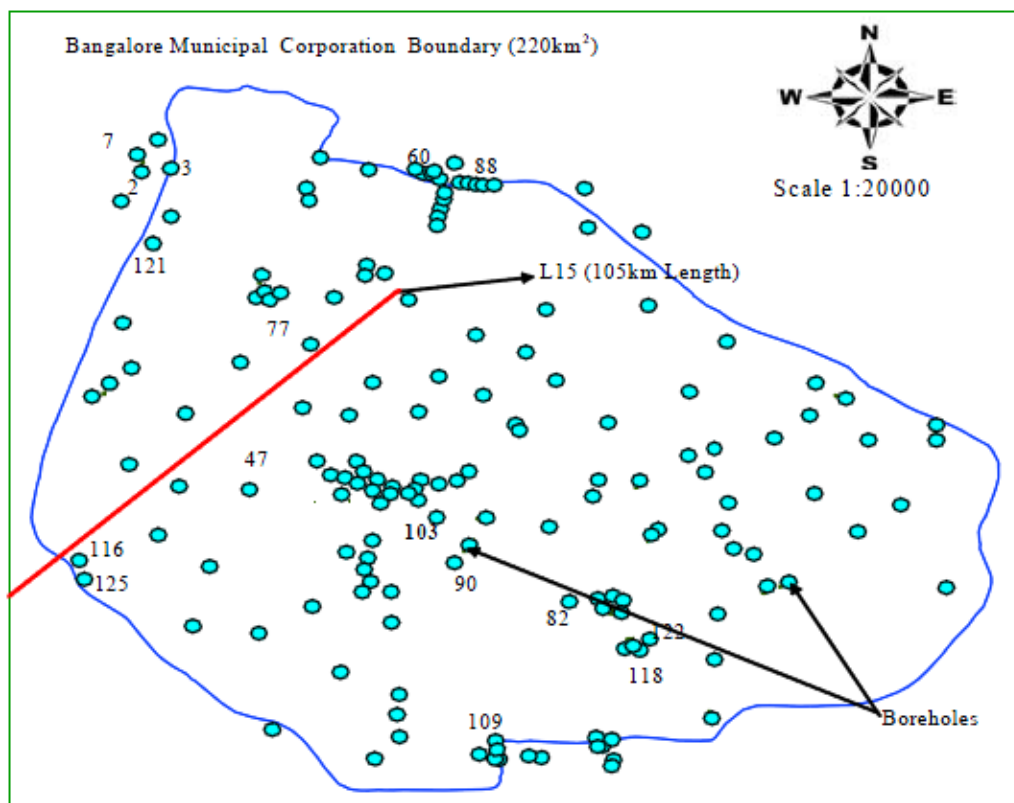
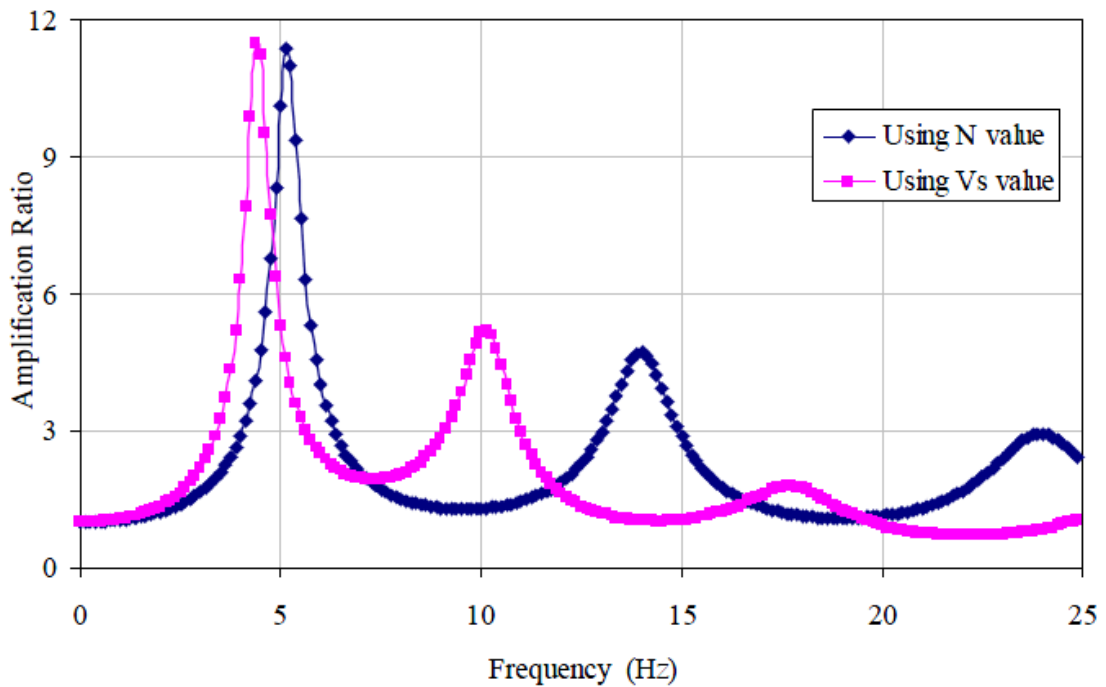


Figura 3.4.8: Ubicación de ensayos SPT (T G Sitharam, 2007)

Para la simulación considerada es necesario conocer las características de degradación del módulo de corte y del amortiguamiento. En el caso de Bangalore no se cuenta con esta información a partir de ensayos de laboratorio de los suelos de la ciudad, por lo que se recurrió a curvas de degradación presentes en la literatura para arena y para roca, propuestas por Seed e Idriss (1970) y Schnabel (1973), respectivamente.

A modo de ejemplo, se muestra en la Figura 3.4.9, una comparación entre las funciones de transferencia calculadas a partir de velocidades de onda de corte determinadas por correlaciones con los resultados del ensayo SPT y MASW para un mismo sitio.



**Figura 3.4.9: Ejemplo de función de transferencia obtenida con velocidades de onda de corte obtenidas con MASW y estimadas con información de ensayos SPT (P Anbazhagan and T G Sitharam, 2008)**

Se observa que para el periodo fundamental se tiene gran similitud, mientras que para modos superiores no se obtiene un buen ajuste.

A modo de comentario sobre esta microzonificación, lo anterior se puede explicar al pensar en el caso de un solo estrato, en que las frecuencias de mayor amplificación se expresan como  $n \cdot V_s / (4 \cdot H)$ , por lo que a medida que crece  $n$  ( $n$ : valores impares), las diferencias entre frecuencias calculadas con  $V_s$  ligeramente distintos crecen. En otras palabras, la expresión de la diferencia entre frecuencias  $n$ ésimas producto de una diferencia entre valores de  $V_s$  es  $n \cdot \Delta V_s / (4 \cdot H)$ .

### 3.4.3 Resultados

Los resultados de esta microzonificación son mapas e escala 1:20.000 que dividen la ciudad en distintas zonas según distintos parámetros, como la denominada amplificación de la respuesta sísmica, que corresponde a la máxima aceleración en la superficie, dividida por la máxima aceleración en la roca,  $V_{s30}$  y también máxima aceleración horizontal en superficie. En la Figura 3.4.10 se presenta el mapa de máxima aceleración horizontal en superficie.



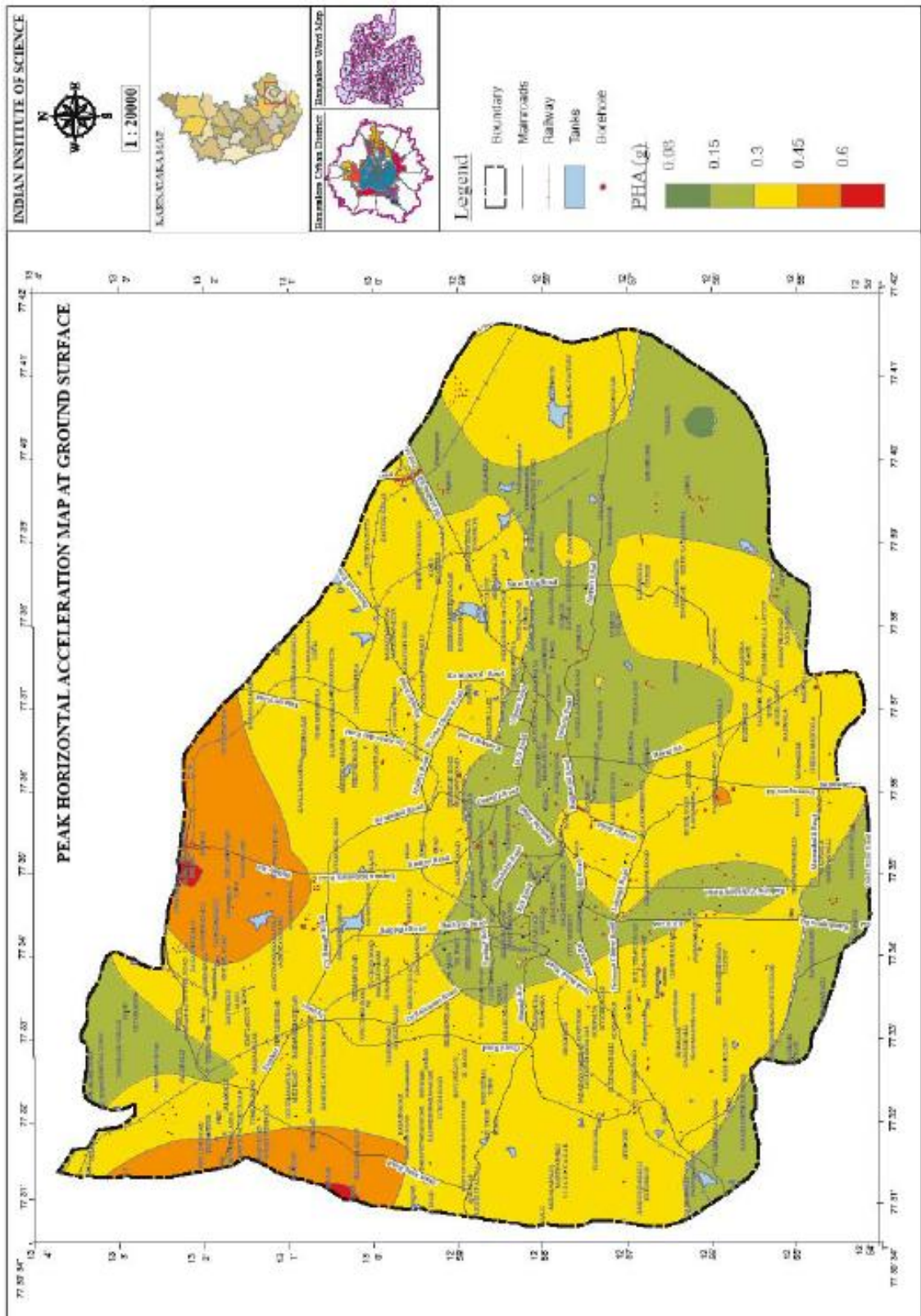
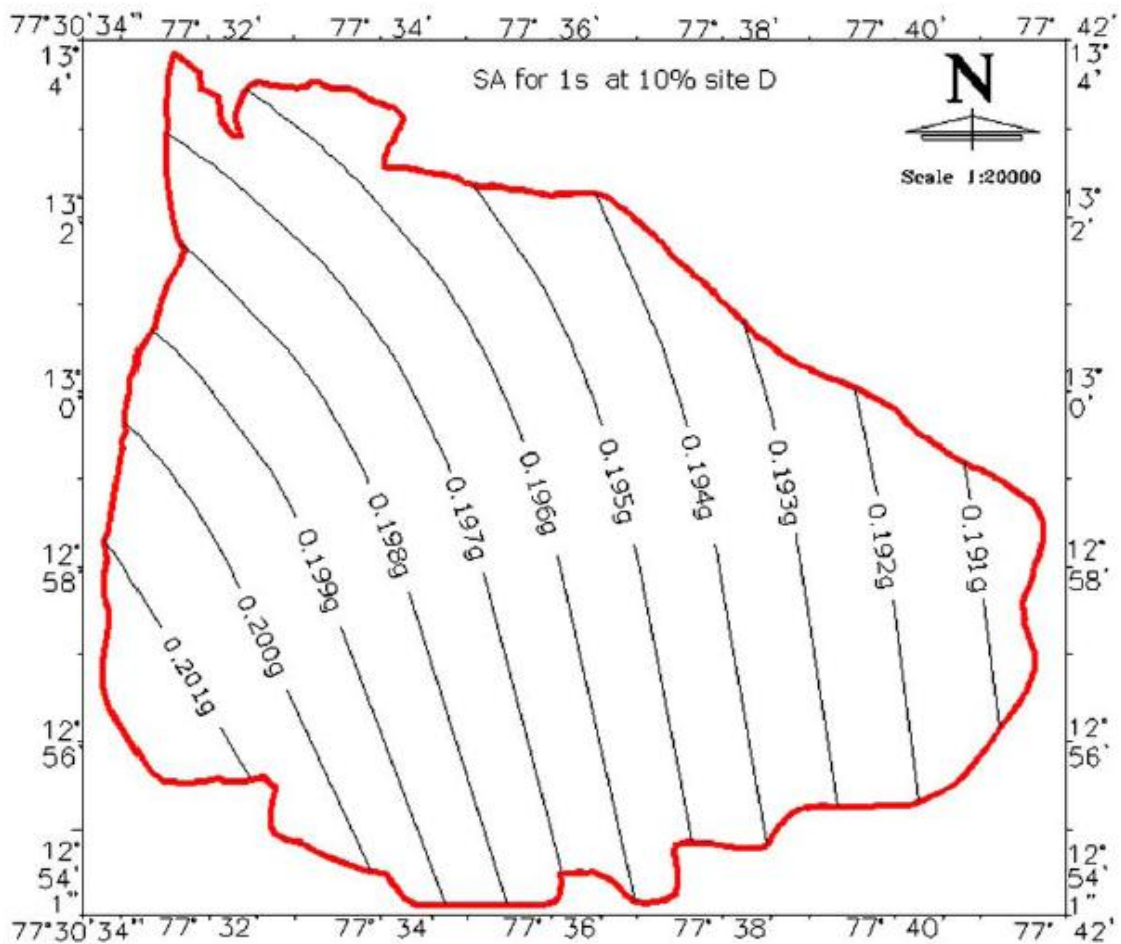


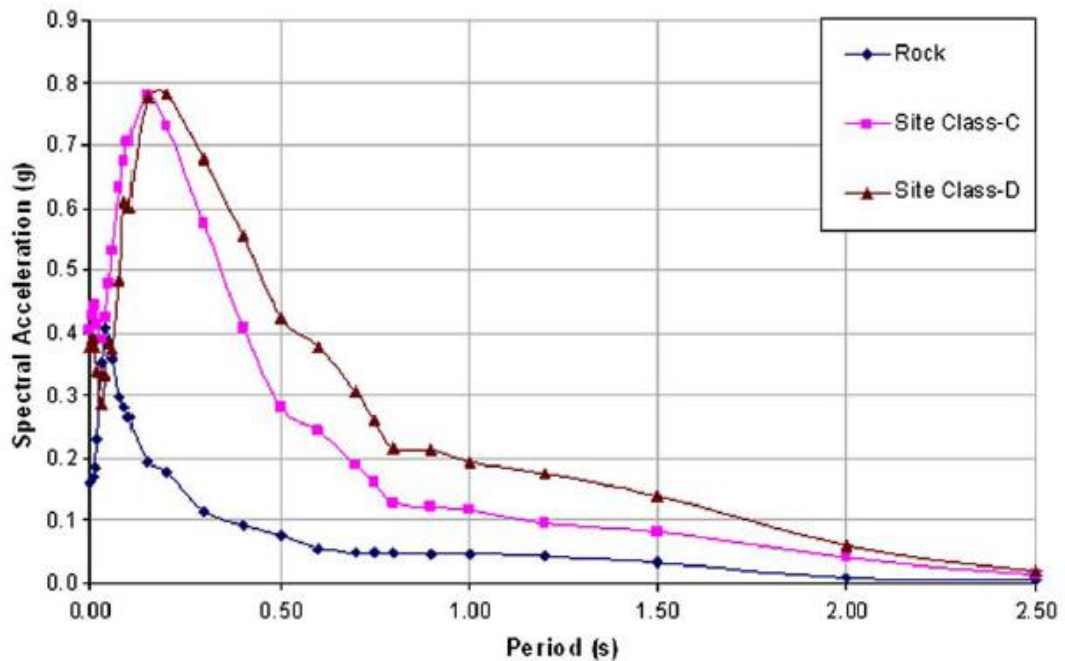
Figura 3.4.10: Mapa de máxima aceleración en superficie (P Anbazhagan and T G Sitharam, 2008)

Adicionalmente, a partir de la información obtenida y los análisis efectuados, se pueden obtener curvas de aceleración espectral máxima en superficie para distintas frecuencias, así como los espectros de aceleración en superficie para distintas zonas.

En la Figura 3.4.11 se presentan curvas de iso-aceleración espectral máxima en superficie para un periodo de 1 s y en la Figura 3.4.12 se presentan los espectros de aceleración en roca, en sitios clase C y en sitios clase D (clase según  $V_{s30}$ , C entre 360 y 760 m/s y clase D entre 180 y 360 m/s).



**Figura 3.4.11: Curvas de iso-aceleración espectral para periodos de 1 s en sitios clase D (P Anbazhagan and T G Sitharam, 2009)**



**Figura 3.4.12: Ejemplos de espectros de aceleración para sitio en roca, sitio clase C y sitio clase D (P Anbazhagan and T G Sitharam, 2009)**

### 3.5 Basilea-Suiza

#### 3.5.1 Descripción general

La ciudad de Basilea se encuentra cerca de importantes fallas geológicas, que a lo largo de la historia han producido grandes terremotos, siendo el más reciente en el año 1356, el cual por registros históricos se sabe que fue muy destructivo. Es así como la ciudad está expuesta a una gran amenaza sísmica, pero con gran periodo de retorno, por lo que todos sus estudios sísmicos son a base de señales sintéticas y modelos determinados a través de mediciones in situ o en laboratorio.

#### 3.5.2 Metodología

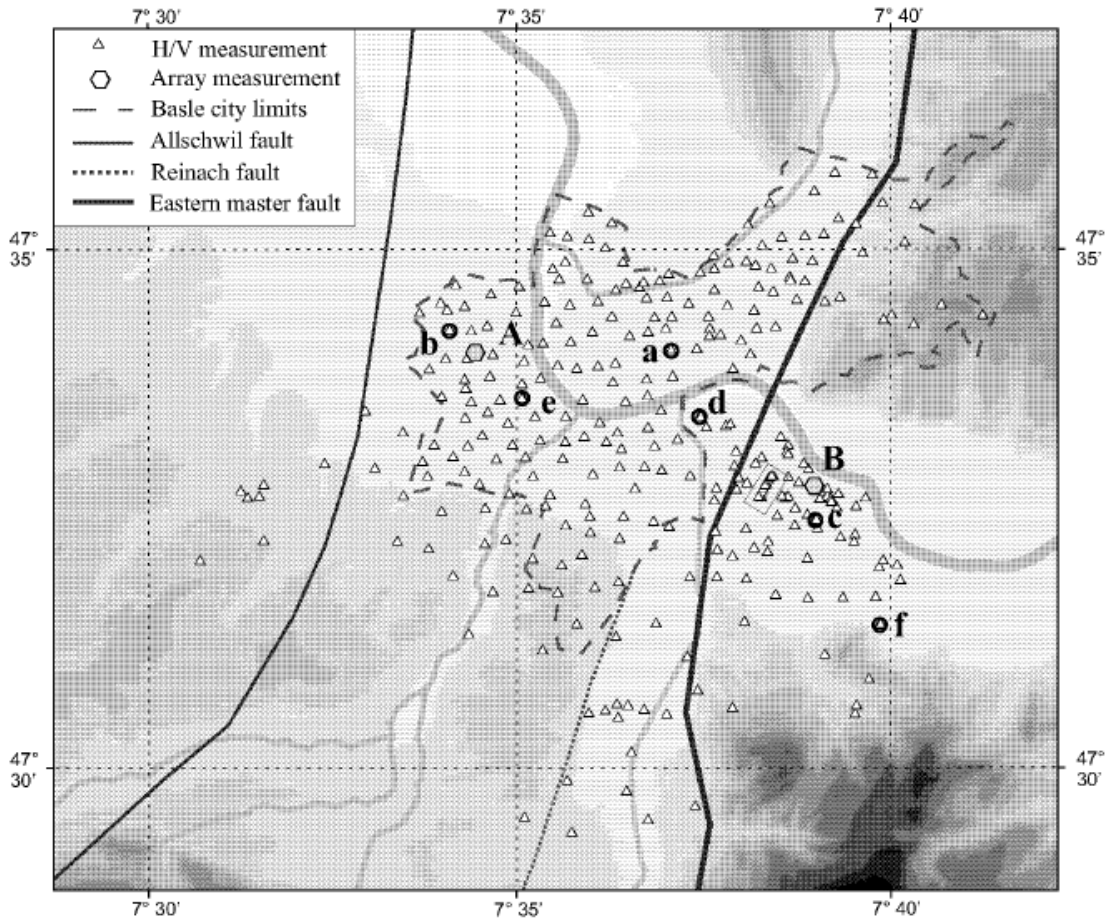
La metodología empleada tiene el objetivo de lograr una microzonificación cuantitativa, es decir, entregar valores numéricos del de grado de amplificación.

Para esto, los esfuerzos se enfocaron en recolectar la mejor información disponible, que fue un modelo geológico de la ciudad en base a 3000 sondajes, junto con el desarrollo y aplicación de técnicas económicas, rápidas y no invasivas como son las técnicas basadas en el ruido ambiental.

A continuación se presentan los principales pasos de esta microzonificación

## Mediciones de H/V

Se han realizado distintas campañas de mediciones puntuales de ruido ambiental, en los años 1995, 1999 y 2000, completando un total de 255 mediciones válidas. A partir de estas mediciones se determina la razón H/V que permite identificar el periodo fundamental del depósito de suelo. En la Figura 3.5.1 se presenta una imagen con las ubicaciones de los puntos de medición.



**Figura 3.5.1: Mapa de puntos de medición de H/V (Kind, 2002)**

Dada la densa distribución de puntos de medición, fue posible elaborar un mapa de periodo fundamental de la ciudad. No obstante, la validez de la utilización de los datos producto de la medición de ruido ambiental, depende fuertemente de la estabilidad en el tiempo y el espacio de los resultados obtenidos, es decir, un sitio debería presentar el mismo periodo fundamental de día y de noche, o en invierno y verano, y los sitios adyacentes (muy cercanos) no deberían variar de periodo muy bruscamente. Es así como en la presente microzonificación, se evalúa dichos aspectos.

Antes de mostrar la evaluación de la estabilidad en el tiempo y en el espacio de las mediciones de H/V por ruido ambiental, cabe mencionar que en la microzonificación de Basilea, se considera graficar los datos H/V con escala logarítmica en el eje de la frecuencia y escala lineal en el eje de la razón H/V. Esto lo explican, en el documento de la microzonificación, por la dependencia que existe entre la frecuencia

fundamental ( $f_0$ ) y la longitud de onda ( $\lambda$ ), que no corresponde a una relación lineal dado que:

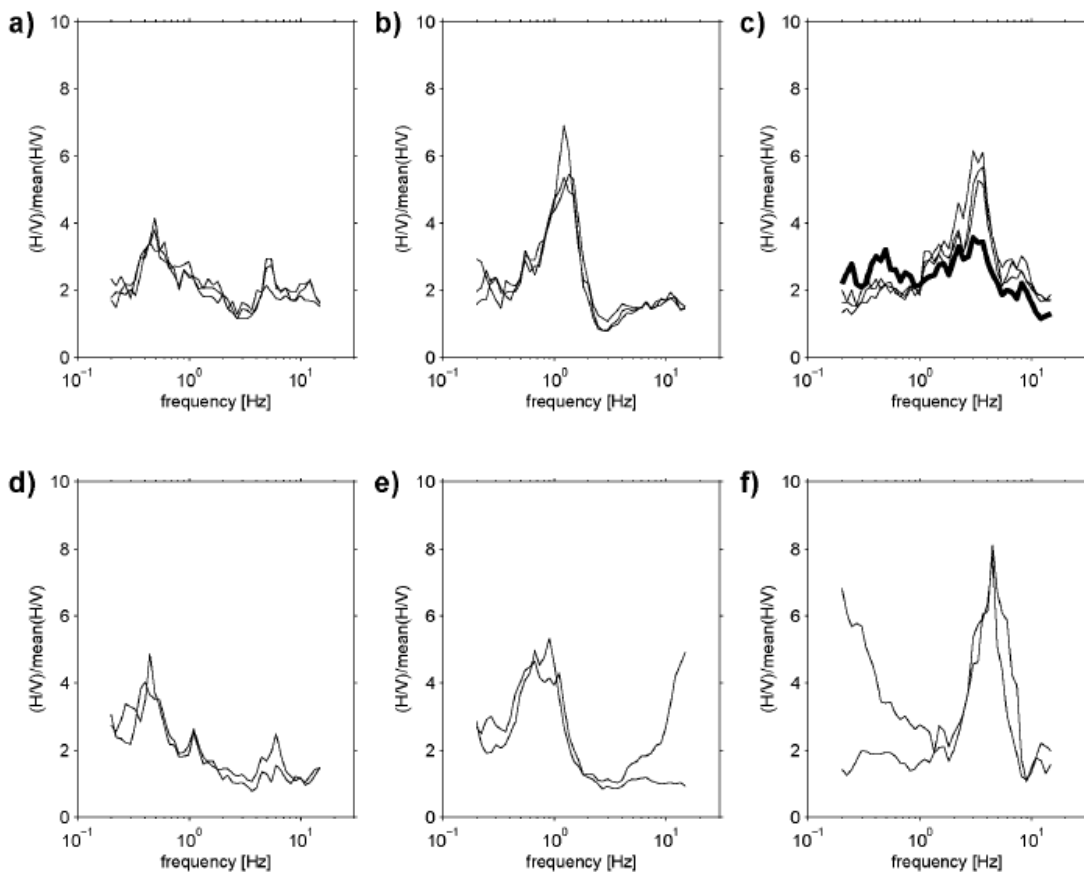
$$f_0 = v/\lambda$$

Por lo que la relación lineal entre  $f_0$  y  $\lambda$ , que se relaciona con la profundidad del estrato, se obtiene aplicando logaritmo:

$$\log(f_0) = \log(v) - \log(\lambda)$$

Donde  $v$  es la velocidad de onda de corte del estrato. Por esto, ante estratos con  $v$  similar, la escala logarítmica en el eje de la frecuencia mostraría sin distorsión su relación con la profundidad del estrato, lo que en la práctica facilita la identificación de periodos fundamentales.

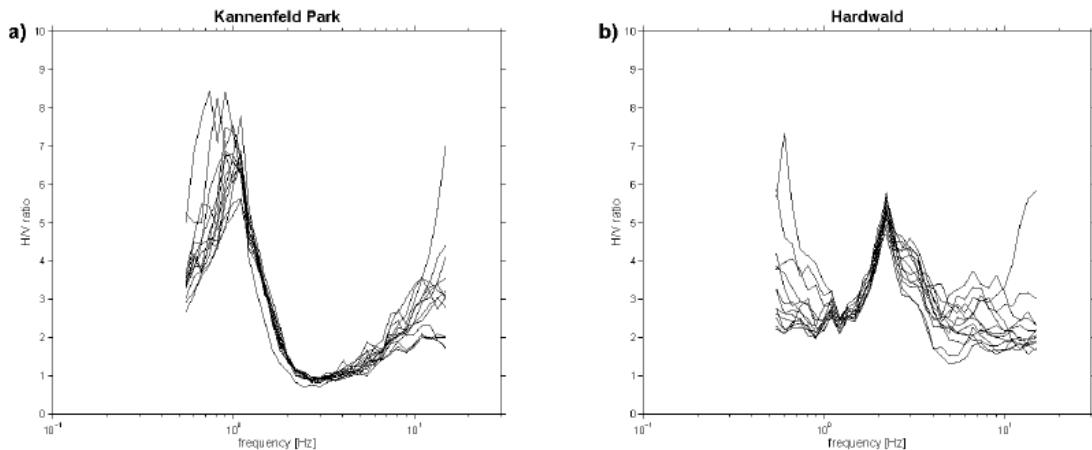
Hecho el comentario de la escala logarítmica usada en este estudio, se muestra la validación que se llevó a cabo sobre la estabilidad de la determinación del periodo fundamental en el tiempo proporcionado por la medición de ruido ambiental, al tener mediciones en un mismo sitio para distintas horas, días y años. En la Figura 3.5.2 se muestran distintos sitios con varias mediciones en el tiempo, donde de a) hasta c) la diferencia es diaria, en d) mensual, en e) varios meses y en f) varios años. En c), la línea gruesa representa una medición con varios años de diferencia. Todas muestran estabilidad en el tiempo.



**Figura 3.5.2: Mediciones de H/V para un sitio en variadas fechas (Kind, 2002)**

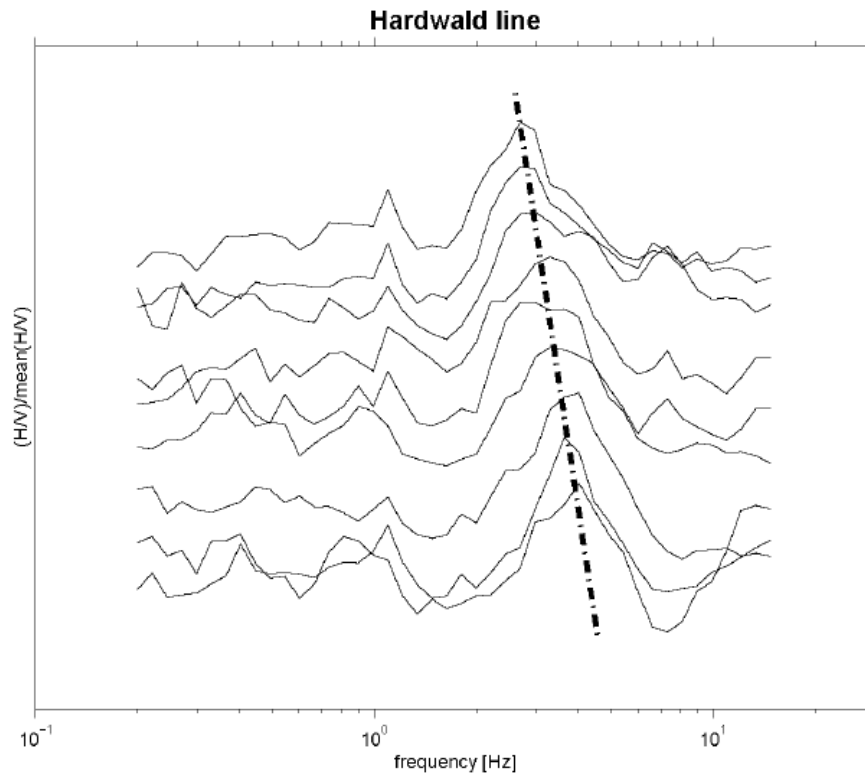
Para comprobar la estabilidad en el espacio se desarrollaron 2 tipos de comprobación.

El primero consiste en medir varios H/V mediante un arreglo de sensores cercanos y constatar que, suponiendo que es muy poco probable que las características del subsuelo varíen en tan corta distancia, los distintos H/V deberían ser similares, lo que se observa en la Figura 3.5.3, donde a) y b) son dos sitios distintos y en ambos se tiene estabilidad en el espacio.



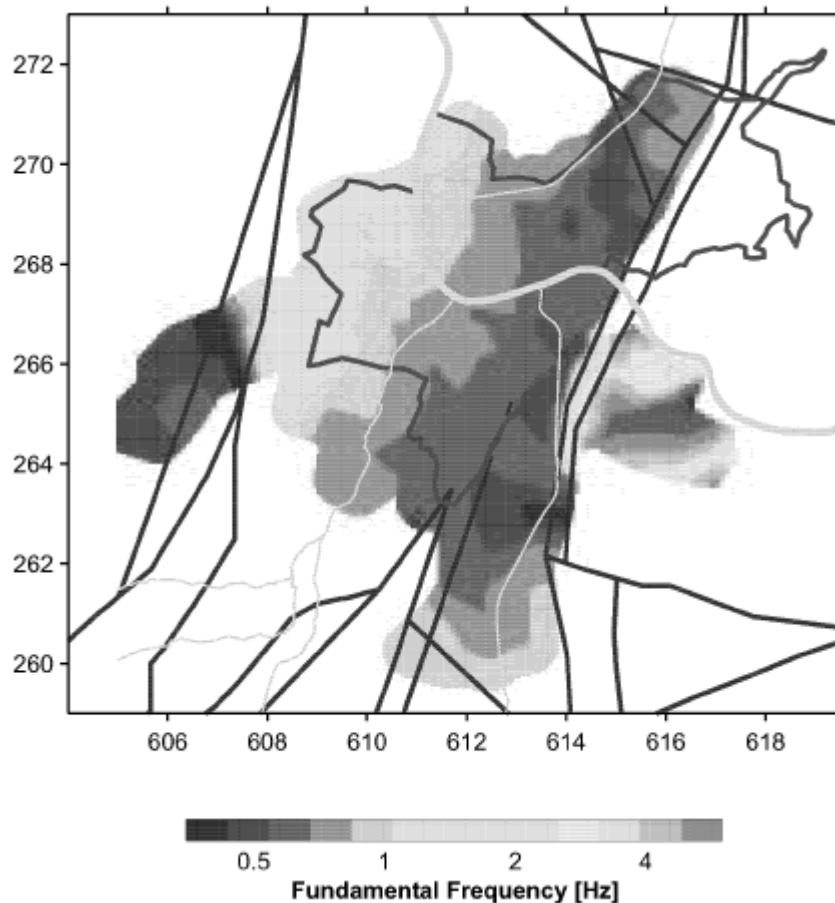
**Figura 3.5.3: Mediciones de H/V en dos sitios y varios puntos adyacentes, muy cercanos a ellos (Kind, 2002)**

El segundo tipo consistió en medir 9 H/V a lo largo de un lineamiento de 425 m cuyo perfil de profundidades es conocido, variando desde 13 m hasta 5 m de profundidad. El resultado de las mediciones fue consistente al ir desplazando la frecuencia fundamental en relación a la profundidad, como se observa en la Figura 3.5.4.



**Figura 3.5.4: Varias mediciones de H/V a lo largo de una línea en superficie, bajo la cual, la profundidad varía monótonamente (Kind, 2002)**

Establecida la consistencia del método H/V a partir de ruido ambiental para la ciudad de Basilea, se elabora un mapa de periodos fundamentales, el cual se muestra en la Figura 3.5.5.



**Figura 3.5.5: Mapa de periodos fundamentales (Kind, 2002)**

Cabe destacar que las mediciones de H/V en algunos sitios con topografías muy pronunciadas fueron descartadas, ya que presentaban en general 2 peaks, uno a frecuencias muy bajas y otro a frecuencias más altas, los cuales no son bien entendidos.

En este estudio a partir de H/V, se exploró la capacidad de determinar  $V_s$  a través de la fórmula  $f_0=V_s/4H$ , dado que de estudios geológicos anteriores se sabe (por sondajes) la profundidad del contacto roca-suelo y de la presente campaña se sabe la frecuencia fundamental.

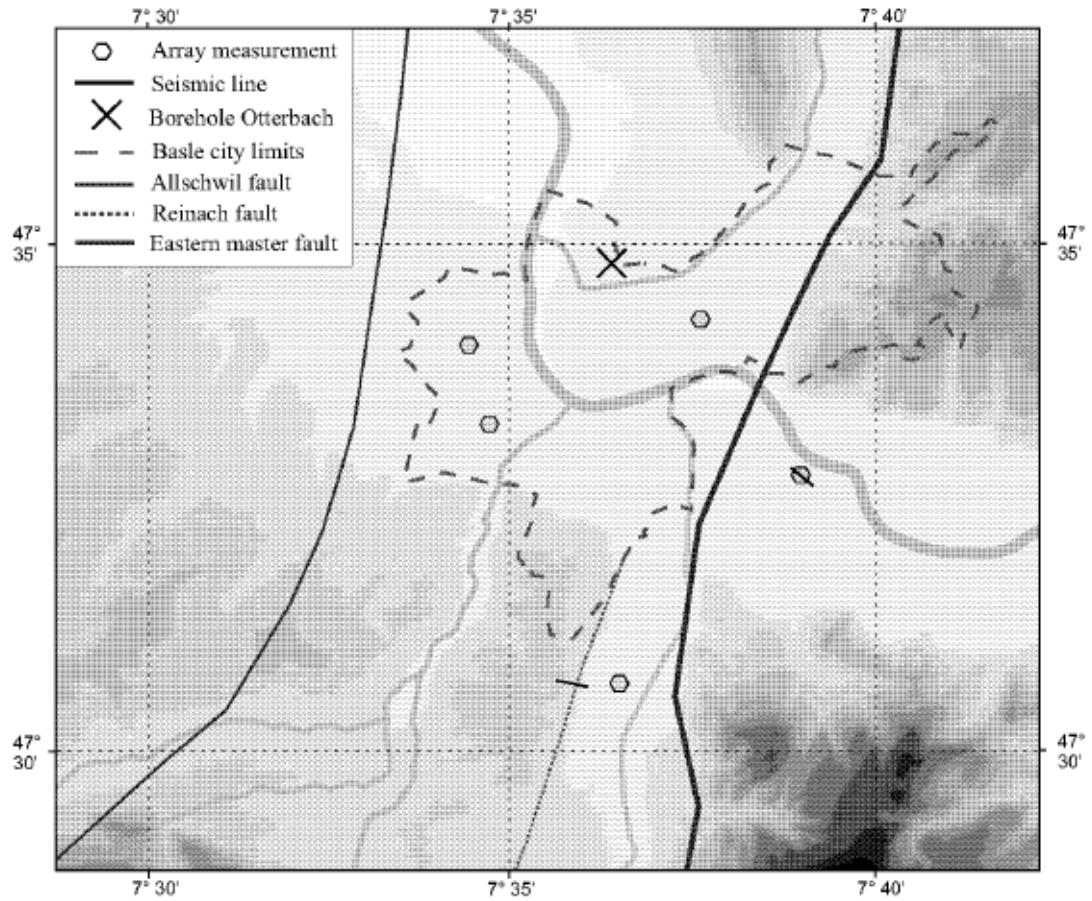
Al tratar de determinar  $V_s$  por esta vía se constató una gran dispersión de las mediciones que refleja la debilidad de este procedimiento de estimación. Las razones que se esgrimen son la excesiva simplificación de considerar un  $V_s$  para todo el estrato y, con más relevancia, el hecho de que bajo el contacto suelo-roca la roca está tan meteorizada que no presenta un contraste fuerte de impedancia, sino que a varios metros más en profundidad.

Otra característica importante que constataron en la microzonificación de Basilea acerca de curvas H/V en sitios planos, es que en lugares donde se presentaron 2 peaks, estos fueron coherentes con más de un solo contraste fuerte de impedancias en profundidad. Este hecho se corroboró por los estudios geológicos anteriores de la ciudad a los cuales tuvo acceso la microzonificación de esta ciudad.

### **Modelo Geofísico**

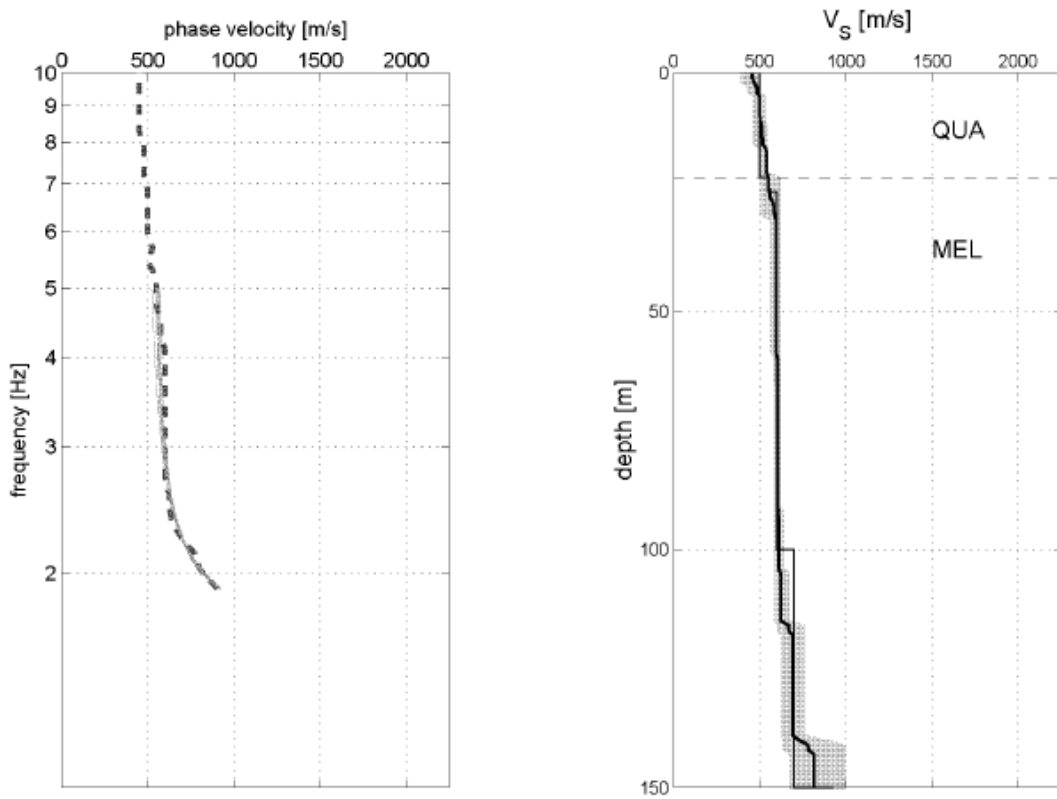


Haciendo uso de métodos de medición de ruido ambiental, en esta microzonificación se desarrolló la determinación de 6 perfiles de velocidad de ondas de corte, a través de la medición del ruido ambiental con arreglos de sensores. Estos arreglos permiten inferir curvas de dispersión, las cuales luego de un proceso de inversión proporcionan el perfil de velocidades. La ubicación de los puntos en que se realizaron dichos ensayos se muestran en la Figura 3.5.6.



**Figura 3.5.6: Ubicación de los arreglos de sensores (Kind, 2002)**

En el caso de la zona estudiada, la determinación de los perfiles de velocidad alcanzó hasta los 150 m de profundidad. Un ejemplo de perfil de velocidades y curva de dispersión asociada, se muestra en la Figura 3.5.7.



**Figura 3.5.7: Ejemplo de perfil de velocidades obtenido a partir de mediciones de ruido ambiental de un arreglo de sensores, junto a la curva de dispersión medida (Kind, 2002)**

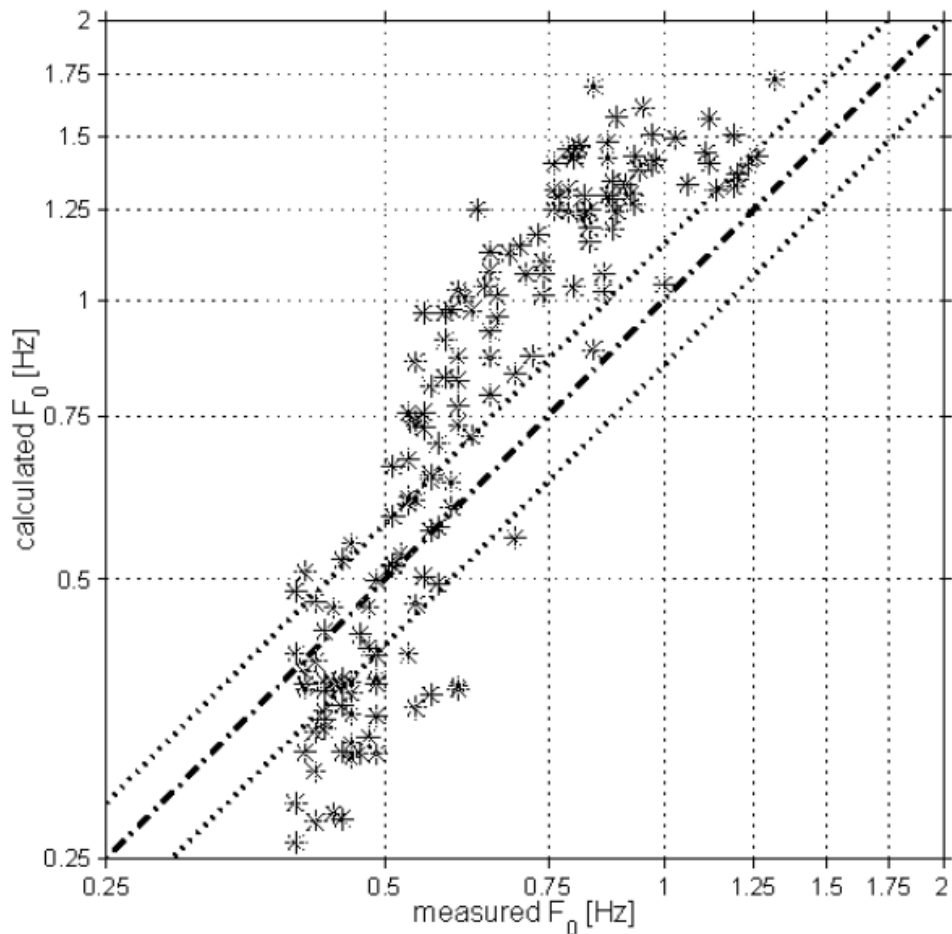
Estos 6 ensayos de perfiles de velocidad de onda de corte, más 2 refracciones sísmicas, más un sondaje profundo realizado el 2001 para exploración geotérmica, que contaba con perfil de velocidades, unido al modelo geológico desarrollado previo al presente estudio, condujo a la determinación de un modelo de velocidades y amortiguamiento para bajas deformaciones, el cual se muestra en la Figura 3.5.8 (Kind, 2002):

Unidad Geológica	Densidad (Kg/m <sup>3</sup> )	Vp (m/s)	Qp	Vs (m/s)	Qs
QUA	1850	800 <sup>c</sup>	30	450	15 <sup>a</sup>
TUE	1850	2200 <sup>c</sup>	50	725	25 <sup>a</sup>
ALS	1850	2200 <sup>d</sup>	50	650	25 <sup>a</sup>
MEL	2000	1800 <sup>d</sup>	50	600	25 <sup>a</sup>
UPM	2350	3400 <sup>b</sup>	125	2000	50 <sup>b</sup>
MFS	2550	4000 <sup>b</sup>	125	2350	50 <sup>b</sup>

Donde a: medido desde arreglo de sensores, b: sondaje; c: refracción, d: literatura.

**Figura 3.5.8: Tabla de propiedades de suelos de distintas unidades geológicas, donde Vp y Vs son las velocidades de onda de compresión y de corte, respectivamente, y Qp y Qs, sus factores de calidad. Los factores de calidad se relacionan con el amortiguamiento a bajas deformaciones (Kind, 2002)**

Al contrastar los resultados del periodo fundamental deducido a partir de la medición puntual de H/V y a partir del modelo geológico unido a las velocidades determinadas, se observa que ambas mediciones no se ajustan bien, como se muestra en la Figura 3.5.9.



**Figura 3.5.9: Frecuencia fundamental medida con Nakamura vs. Frecuencia fundamental estimada a partir de velocidades de onda y modelo profundidad del basamento rocoso (Kind, 2002)**

Luego, se infiere que el modelo geológico presenta deficiencias en su estimación de las profundidades de los estratos, por lo que se procede a realizar un refinamiento del modelo geológico, llegando a variar hasta en 100 m algunas profundidades, lo que logró un ajuste entre las mediciones.

La corrección realizada al modelo geológico, pudo ser validada en el punto del sondaje profundo reciente, en que quedó en evidencia que el modelo geológico original subestimaba la profundidad y que el modelo corregido presenta buena similitud.

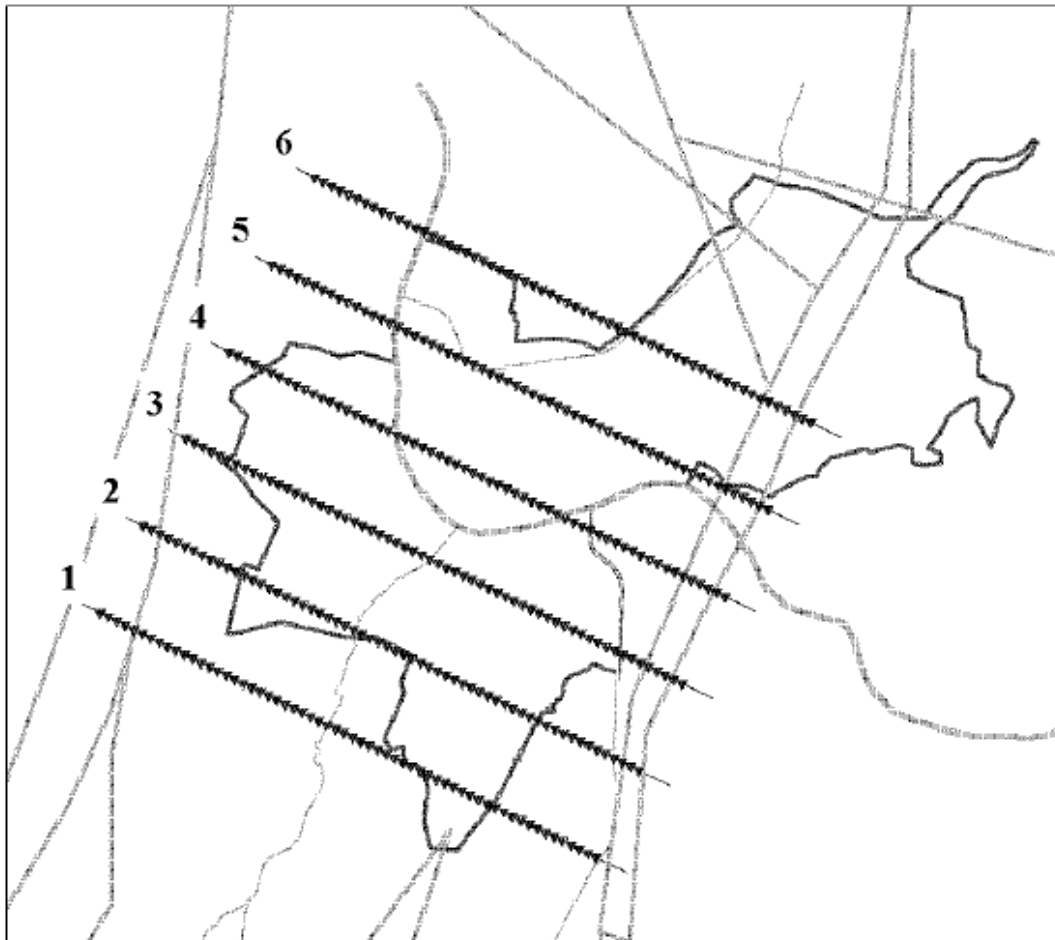
### **Estudio de la amplificación**

Dado el modelo geofísico, determinado a través de mediciones de velocidad y el modelo geológico, el cual es ajustado mediante la densa distribución de H/V, es posible realizar simulaciones de la respuesta dinámica de la respuesta.

El método utilizado es un modelo híbrido que considera la resolución por diferencias finitas de la zona del modelo geofísico y la aplicación de un esquema numérico de

sumación modal para la zona comprendida entre la fuente y el sitio del modelo geofísico.

La modelación numérica desarrollada es en 2D y las secciones consideradas se muestran en la Figura 3.5.10.



**Figura 3.5.10: Secciones consideradas en modelo numérico 2D (Kind, 2002)**

Los escenarios de sismos considerados, fueron desarrollados sintéticamente, tomando en cuenta fuentes alineadas según las 2 principales fallas que pasan por la ciudad de Basilea, con diferentes profundidades, distancias y mecanismos focales representativos. De esta forma se llegó a 16 señales representativas de los escenarios de sismos a los que está expuesta la ciudad.

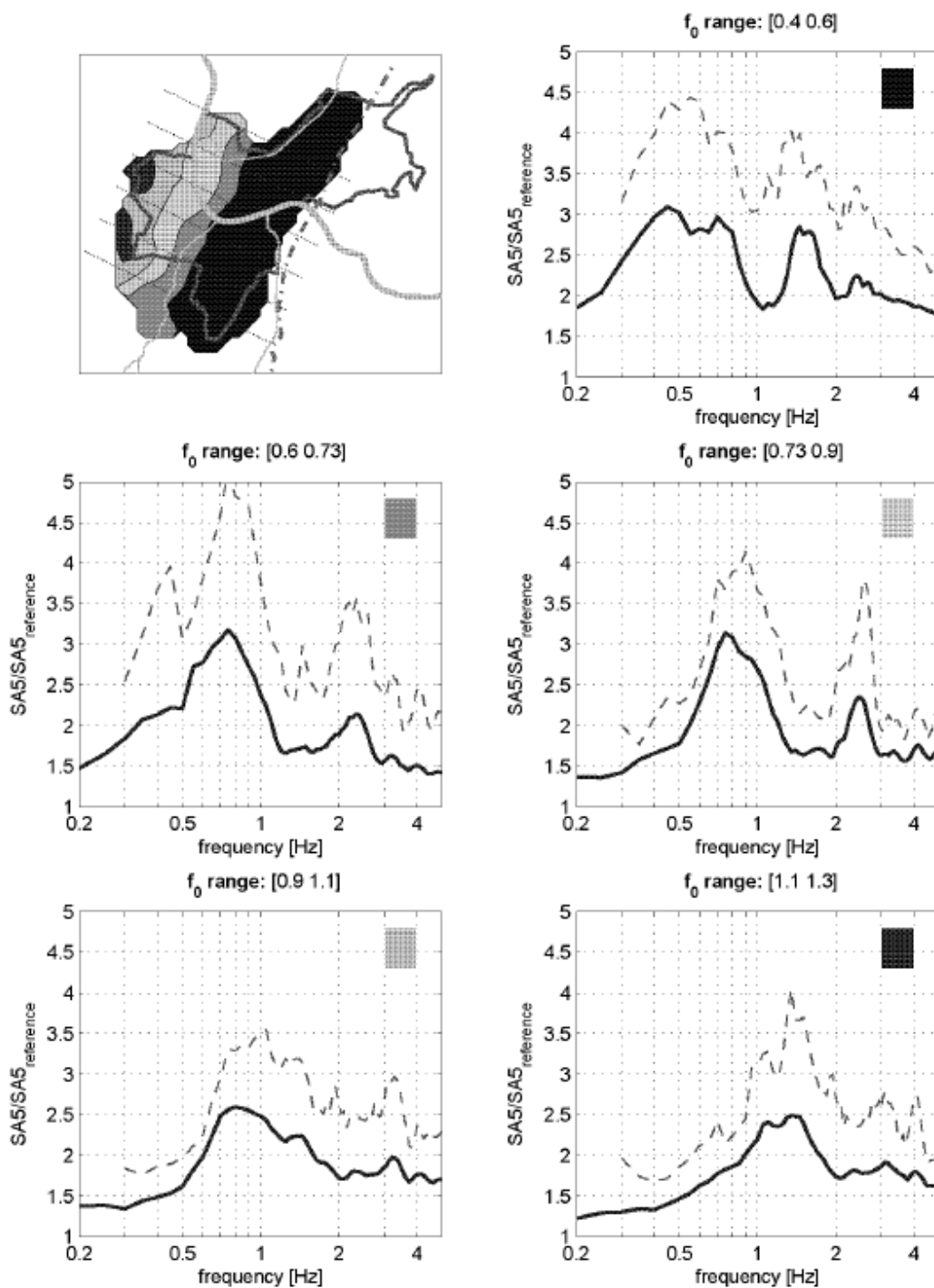
### **3.5.3 Resultados**

El resultado de la microzonificación lo constituye el resultado del análisis numérico 2D que permite dividir la ciudad en 5 zonas dependiendo del rango de frecuencia de sus principales amplificaciones.

Notar que para zonas de con bajas frecuencias fundamentales se presentan 2 o 3 peaks, mientras que en zonas con altas frecuencias fundamentales, se tiende a un

solo peak. Además, los resultados muestran que el comportamiento de los distintos sectores se diferencia, fundamentalmente, por los periodos de máxima amplificación y no por diferencias entre la capacidad de amplificar (todos los sitios tienen amplificaciones máximas entre 2,5 y 3). Adicionalmente, los autores señalan que estos espectros también dan cuenta de efectos 2D en la ciudad de Basilea.

Las zonas y sus espectros de amplificación del modelo numérico, los cuales se determinaron a partir de la relación espectral entre la respuesta de una estación de referencia dentro de la ciudad, modelada como sitio en roca, y los demás sitios caracterizados, se muestran en la Figura 3.5.11.



**Figura 3.5.11: Espectros de amplificación por zonas, donde la línea continua es el promedio de los escenarios considerados, y la línea punteada es la envolvente de máximos (Kind, 2002)**

### 3.6 Estambul-Turquía

#### 3.6.1 Descripción general

Estambul es una mega ciudad de 12 millones de habitantes, que está expuesta a una gran amenaza sísmica por su proximidad a fallas activas al norte de la ciudad.

El último terremoto sufrido por la ciudad en 1999 dejó en evidencia la relevancia del efecto de sitio en la destrucción de la ciudad, dada la heterogénea distribución de daño.

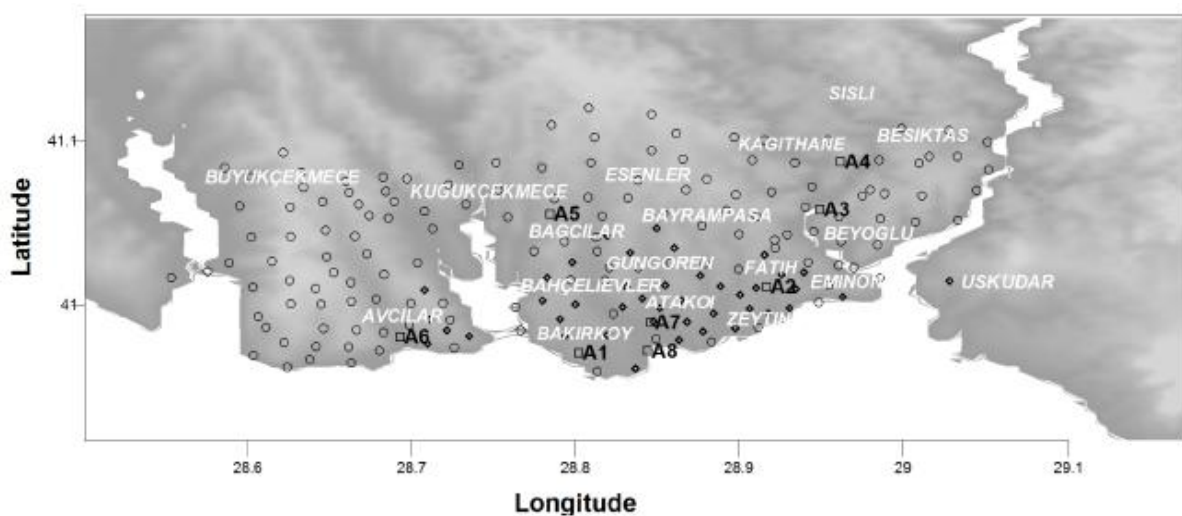
Esto ha motivado estudios de microzonificación tendientes a determinar áreas expuestas a sufrir amplificación de las ondas sísmicas. A continuación se describe el estudio parcial de la ciudad, realizado en la parte Este.

#### 3.6.2 Metodología

La metodología empleada para caracterizar la respuesta dinámica de la parte Este de Estambul tuvo el propósito de lograr una distribución espacial de periodos fundamentales del depósito de suelo.

El método para lograr estimar esta distribución fue un estudio a partir de medición de ruido ambiental y los registros de dos sismos de magnitud Mw 4.1 y 4.2, que permitió estimar el periodo fundamental a través de diferentes métodos y proporcionar mayor validez a dichas estimaciones.

En la Figura 3.6.1 se muestran los puntos de medición distribuidos en la ciudad, donde los círculos son mediciones de H/V, los nombres corresponden a las estaciones sismológicas y los cuadrados son arreglos de sensores.



**Figura 3.6.1: Ubicación de puntos de medición de H/V, estaciones sismológicas y 8 mediciones con arreglos de sensores (Strollo, 2010)**



En este caso se postula que el periodo fundamental puede ser un buen indicador del potencial de amplificación que cada sector de la ciudad presenta, ya que por antecedentes geológicos se esperan fuertes contrastes de impedancia entre la roca paleozoica y los depósitos aluviales no consolidados y depósitos sedimentarios blandos que forman gran parte de la ciudad.

En los siguientes puntos se describen las distintas formas de medir el periodo fundamental que se utilizaron en el caso de Estambul.

### **Medición de ruido ambiental mediante sensor único**

Se realizaron 192 mediciones puntuales de ruido ambiental, bien distribuidas en el área de estudio, que mediante el método H/V permitieron estimar el periodo fundamental de cada sitio. De esta manera se obtuvo un mapeo del periodo fundamental de los suelos de la ciudad.

El mapeo del periodo fundamental presentó una característica especial para el caso del sector Oeste del área de estudio, debido a que en dichos sectores se presentaron recurrentemente curvas H/V con dos peaks. Se observó que el primer peak se presentaba siempre en el rango de frecuencias 0.15 y 0.3 Hz, mientras que el segundo peak se presentaba sobre los 0.5 Hz. Se presume por el autor de las mediciones que este hecho fue provocado por más de un contraste fuerte de impedancia, y para efectos del mapeo se eligió tomar en cuenta el segundo peak, ya que este se encuentra en el rango de frecuencias típico de estructuras y se prevé, tendrá mayor concordancia con los efectos negativos asociados a la amplificación que afecte a edificaciones.

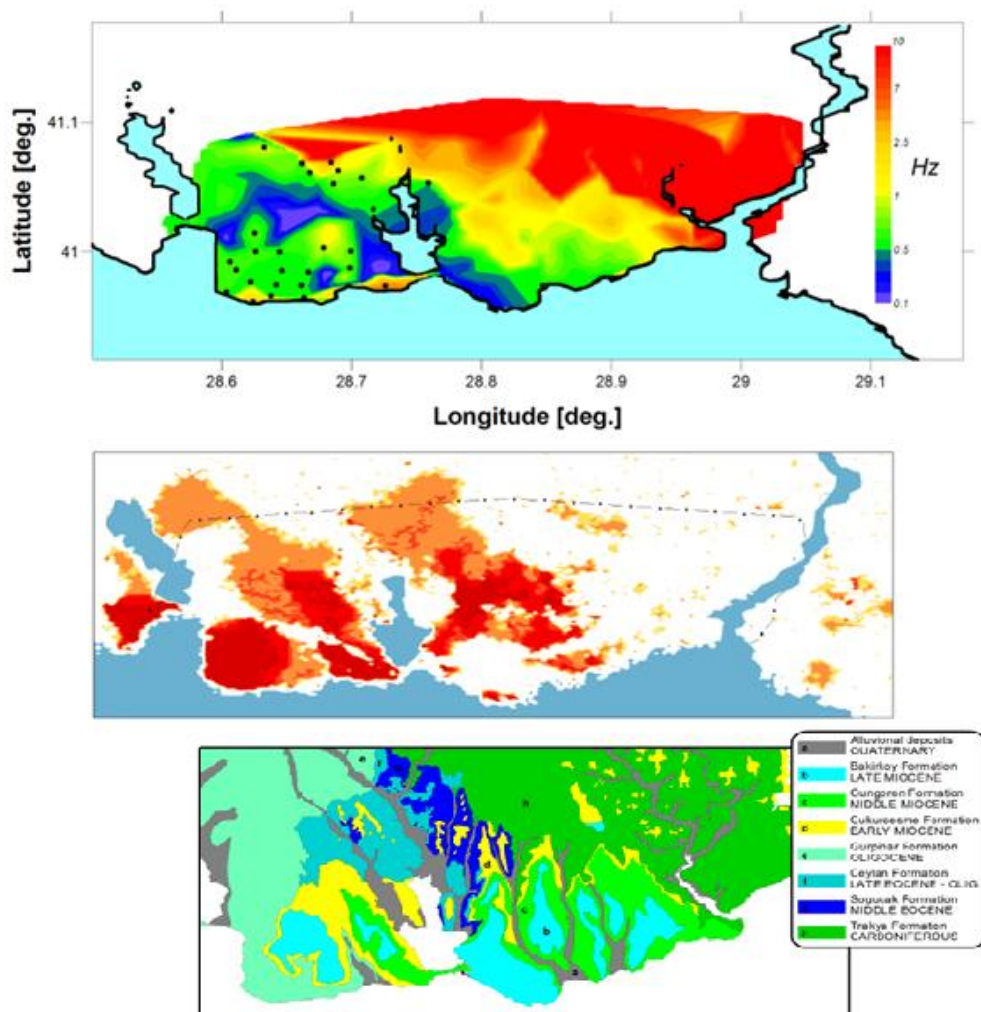
Adicionalmente, se pudo comparar el resultado de las mediciones puntuales de H/V a partir del ruido ambiental, con determinación de la razón H/V en 29 estaciones sismográficas a partir de la transformada de Fourier de los registros vertical y horizontal de dos sismos cercanos de magnitud Mw 4.1 y 4.2. En esta comparación se observó que los periodos fundamentales exhibidos por ambas metodologías coinciden bastante bien.

Se observó una buena correlación entre la distribución de periodos fundamentales y la geología del sector. Dicha geología se caracteriza por presentar afloramientos rocosos hacia el noreste y un depósito de sedimentos blandos que aumenta su espesor hacia el sur-oeste, llegando a tener algunos cientos de metros de espesor. El gradiente de periodos fundamentales determinado fue coherente con dicha distribución.

Por otra parte, se observó la distribución de daño del terremoto de Kocaeli en 1999, que mostró un daño bastante heterogéneo, indicando la posible presencia de efectos de sitio. A partir de esto, los autores del estudio de la caracterización de la respuesta dinámica en Estambul contrastan la distribución del daño con la distribución del periodo fundamental, pero solo de manera cualitativa, dado que no cuentan con el estudio de vulnerabilidad de las estructuras presentes en la zona de estudio, lo que les imposibilita determinar qué parte del daño se debe al efecto de amplificación de ondas sísmicas, y que parte del daño se debe a la vulnerabilidad presentada por las estructuras.

La comparación cualitativa muestra una clara similitud entre la línea de isoperiodo correspondiente a 10 Hz, presente en la parte Noreste y Este del mapa de periodos fundamentales, y la línea que separa la zona sin daño y la zona con daño considerable. Además, se observó “a grandes rasgos” que la zona con daños considerables coincide con la zona de sedimentos muy delgados o que no son afloramientos rocosos, con frecuencias entre 0.5 y 10 Hz. Las variaciones a menor escala en la distribución del daño, no fueron reproducibles a partir de la distribución detallada del periodo fundamental, y se considera que estas variaciones pueden estar fuertemente influenciadas por el factor adicional que constituye la distribución de vulnerabilidad existente en la ciudad.

En la Figura 3.6.2 se muestra el mapa de periodos fundamentales de la ciudad, en donde los puntos negros denotan los lugares donde se presentó dos peaks en la curva H/V. Adicionalmente, se muestra la distribución de daños del sismo de Kocaeli de 1999 y la geología de la zona.



**Figura 3.6.2: De arriba abajo, mapa de periodos fundamentales, mapa de intensidades sísmicas del terremoto de Kocaeli 1999 y la geología del sector (Strollo, 2010)**

Medición de ruido ambiental mediante arreglos 2D de sensores

Como parte de una validación adicional a la estimación de periodos fundamentales y como un aporte para una próxima microzonificación con alcances más amplios, se desarrollaron 8 mediciones de ruido ambiental mediante arreglos 2D de sensores.

Las mediciones de ruido ambiental con arreglos de sensores permitieron obtener una estimación de 8 perfiles de velocidades de onda de corte. Luego, con cada perfil de velocidades que alcanzó grandes profundidades, hasta llegar a zonas de fuerte contraste de impedancias, se pudo obtener una curva H/V teórica, mediante un modelo de propagación de ondas superficiales. Esto permitió tener una estimación adicional del periodo fundamental.

Los arreglos 2D de sensores utilizados, cuyas formas según el autor de las mediciones, variaban ligeramente entre sitios de acuerdo a sus condiciones, constaron de 12 sensores con espaciamientos mínimos de 5 a 10 m, y espaciamientos máximos de 10 a 150 m, dependiendo, nuevamente, de las condiciones del sitio.

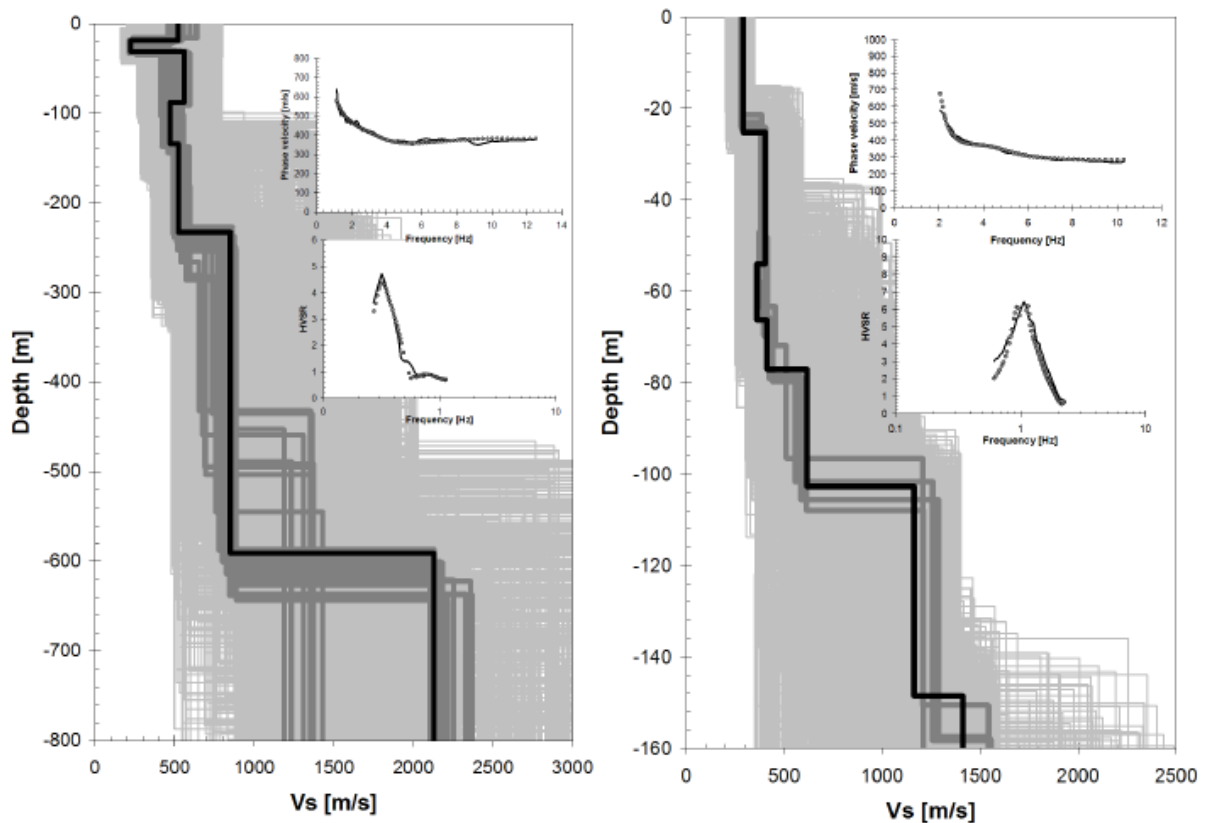
Empleando las técnicas de auto-correlación espacial extendida (ESAC) y de análisis frecuencia-número de onda (F-K) se determinan de manera independiente las curvas de dispersión de ondas Rayleigh para cada sitio. Cada uno de estos métodos presenta fortalezas y debilidades que son aprovechadas de manera conveniente para lograr la mejor estimación posible de las curvas de dispersión. Una de las virtudes de utilizar estos dos métodos por separado, consiste en que se ha observado que el método F-K tiende a sobrestimar las velocidades de fase para frecuencias bajas, no siendo así para el método ESAC (Se cita a Okada, 2003). Por otra parte, el método ESAC supone que las fuentes de ruido están distribuidas de manera uniforme en el espacio, lo que en muchas áreas urbanas no se cumple; el método F-K, por su parte, es capaz de identificar direcciones predominantes de fuentes de ruido y generar curvas de dispersión coherentes con dicha condición.

Luego, con la curva de dispersión obtenida, se realiza el proceso de inversión. Este proceso en general, requiere suponer un perfil de velocidades inicial coherente (es decir, contar con algún tipo de información acerca del sitio), ya que el proceso de inversión no entrega una solución única al problema, sino que encuentra un perfil de velocidades que reproduce adecuadamente las curvas de dispersión encontradas. En el caso de Estambul se consideró un enfoque alternativo al de suponer un perfil de velocidades inicial que requiere información previa del sitio, que consiste en el uso de un algoritmo genético que busca soluciones de mínimos globales al problema de ajuste de la inversión, a través de la curva H/V. Esta solución provee un perfil de velocidades de baja resolución, pero adecuado para ser usado como condición inicial de un esquema de inversión más convencional y con más resolución, como el esquema de ajuste a través de mínimos cuadrados, de la información del arreglo de sensores.

La modelación de la velocidad de fase de las ondas Rayleigh se realizó bajo el supuesto de un medio estratificado 1D, es decir, solo capas paralelas. Ese supuesto se verificó comparando las curvas H/V de los sensores del arreglo y evaluando su grado de similitud. Una similitud adecuada, permitió aceptar el supuesto de estratos horizontales y utilizar la curva H/V promedio de los sensores como la representativa del sitio.

El resultado obtenido son perfiles de velocidades de onda de corte con profundidades desde 160 m hasta 800 m, los cuales presentan una alta resolución en los primeros 100 m y son capaces de determinar caídas de velocidades en profundidad. Dos de los perfiles fueron contrastados con estimaciones hechas en estudios anteriores con el método SPAC y con un ensayo tipo downhole hasta los 100m, mostrando buena correspondencia.

En la Figura 3.6.3 se presentan un par de perfiles típicos, en donde se muestran el perfil de velocidades de onda de corte y su proceso de convergencia, así como las curvas de dispersión y H/V, tanto medidas como resultantes del perfil de velocidades que convergió, mostrando un buen ajuste. Se observa que el perfil resultante, incluye estratos de suelo más blando en profundidad.



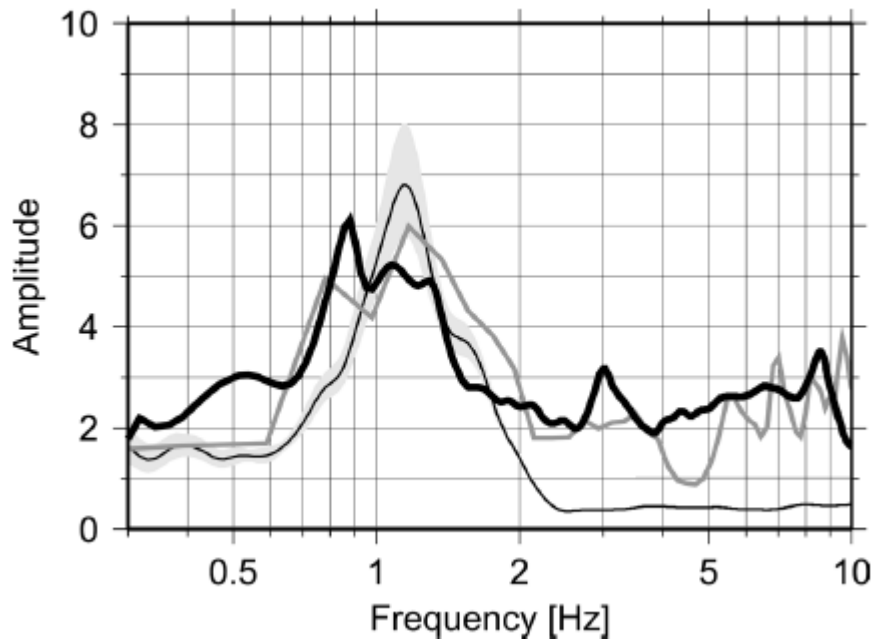
**Figura 3.6.3: Ejemplos de perfiles de velocidad de onda de corte determinados el método de inversión de la curva de dispersión y la curva H/V (Strollo, 2010)**

### Estimación teórica de la respuesta

La respuesta H/V teórica de cada sitio es calculada partir de los perfiles de velocidad determinados, mediante el método propagador de matrices para un medio 1D estratificado, el cual representa un modelo de propagación de ondas superficiales en medios estratificados. Esta es la última corroboración que se efectúa a la estimación de periodos fundamentales, la cual muestra una excelente concordancia.

En la Figura 3.6.4 se muestra con línea negra delgada el resultado de H/V medido por una medición puntual de ruido ambiental, con línea gris H/V a partir de sismo y

en línea negra gruesa el medido a través de la simulación teórica a partir de los perfiles de velocidad.



**Figura 3.6.4: Ejemplo de curvas H/V de un sitio determinadas a través de mediciones de ruido ambiental, de un sismo y de un modelo basado en el perfil de velocidades. Ver texto para identificar líneas (Strollo, 2010)**

### 3.6.3 Resultados

El resultado de este estudio es un mapa de periodos fundamentales de la parte Este de la ciudad de Estambul, el cual ha sido corroborado mediante chequeo cruzado de técnicas y revisión de concordancias a nivel general con la geología del sector y con la distribución de daños de un terremoto que afectó a la ciudad recientemente.

Como resultado adicional, se entregan 8 perfiles profundos de velocidades de onda de corte que sirven como aporte para nuevos estudios de mayor magnitud y como muestra de la capacidad de los métodos no invasivos para determinar perfiles de velocidad hasta la roca.

### 3.7 Discusión

Se observa que existen distintos enfoques para realizar estudios de microzonificación sísmica, de los cuales se busca extraer las características más relevantes en la presente sección de discusión.

En Bogotá y en Basilea se enfocaron en determinar relaciones espectrales para tener una estimación de la función de transferencia de los distintos sitios de sus

ciudades. Una de las observaciones más significativas, es la constatación de que la función de transferencia no es una característica propia de cada depósito de suelo, sino que también depende del tipo de sismo y el nivel de sollicitación que éste imponga. Esto se explica por el comportamiento no lineal del suelo, por la dependencia de propiedades como el módulo de corte y el amortiguamiento con el nivel de deformaciones angulares.

Lo anterior se puede observar en la Figura 3.1.6 y en la Figura 3.5.11 en que se observa variabilidad en la curva de relación espectral según la señal de entrada.

Esto en principio, apoya la idea de que una microzonificación debe estar muy ligada con las características de las señales que constituyen la amenaza sísmica de la ciudad. Sin embargo, se observa que las relaciones espectrales guardan cierta similitud, por lo que se puede inferir que la determinación de las características propias del sitio por sí solas, pueden ser de ayuda para microzonificar sísmicamente una ciudad, lo que a su vez, le da sustento a las microzonificaciones más sencillas en base a parámetros del suelo.

En cuanto a determinación de propiedades de los depósitos de suelo, se observó que determinar los perfiles de velocidad completos hasta la roca es una dificultad relevante que se abarcó de dos grandes formas.

Una de ellas la representan Bogotá y Tesalónica, que basan la determinación de velocidades de onda profundas a partir del conocimiento de de las velocidades de onda más superficiales (hasta 50 m, determinadas por métodos de fuente activa), por medio del conocimiento de la estratigrafía aproximada (sabida de sondajes profundos que comúnmente existen en las ciudades) y una ley de rigidización.

Respecto a la ley de rigidización, se observaron ciertos requisitos y limitaciones. En el caso de Bogotá, la base para la determinación de la rigidización en profundidad fue su extensa red de acelerógrafos, que permitió calibrar una ley de rigidización para diferentes zonas, mediante el modelamiento en EERA (método lineal equivalente) y datos de acelerógrafos en profundidad (al fondo de sondajes profundos). En el caso de Tesalónica la determinación de la rigidización se realizó por medio de ensayos de terreno y de laboratorio, donde se observó una limitación de los ensayos de laboratorio para representar adecuadamente lo observado en los ensayos de terreno. Además, al ser los ensayos de terreno down-hole o cross-hole no tan profundos, surge la necesidad de extrapolar.

La segunda forma observada de obtener perfiles profundos de velocidad de onda de corte, es la empleada en Basilea y Estambul. En estas ciudades se desarrollaron mediciones pasivas de ondas superficiales mediante arreglos de sensores. Estas mediciones, que se enfocan en medir el ruido ambiental, tienen el potencial de proporcionar perfiles de velocidad de cientos de metros de profundidad, con la importante característica de ser ensayos no invasivos y relativamente económicos y rápidos. Dichas mediciones se describirán en el capítulo 4.

Un ensayo característico en la mayoría de las microzonificaciones, fue el método de Nakamura. Este método mostró ser consistente en la determinación de periodos característicos de los suelos. Esta consistencia se determinó a partir del conocimiento previo de la estratigrafía de algunos sitios.

El término “periodo característico” se emplea aquí para diferenciarlo del periodo fundamental, ya que el método de Nakamura mostró la capacidad de entregar el periodo característico de los estratos sobre una línea de contraste fuerte de impedancia y no necesariamente del depósito de suelo sobre la roca.

Lo anterior se observó en Bogotá, en que el periodo predominante de la curva H/V se correspondía con las características de los primeros 50 m, mientras que el periodo de todo el estrato no se observó debido a la rigidización gradual de suelo bajo los 50 m, que llegaba hasta los 200 m de profundidad en algunos casos, sin presentar contrastes de impedancia significativos. Así mismo, en Basilea se observaron curvas H/V del método de Nakamura, con más de un peak, los cuales se correspondieron bien con distintos contrastes de impedancia en profundidad.

En general, el método de Nakamura entrega el periodo fundamental, pero hay que tener en cuenta que en ciertas circunstancias no es así. En el capítulo 4 se hablará del método de Nakamura.

La microzonificación de Potenza, tiene el mérito de haber pretendido relacionar distintos sitios, con su capacidad de amplificar el potencial de generar daño de la señal en un sitio de referencia, mediante la intensidad de Housner. Sin embargo, su metodología se basa en un criterio de similitud de curvas H/V y no en un argumento físico. Además, requiere de la ocurrencia de un sismo medido por varias estaciones de acelerógrafos, que a su vez deben cumplir con la característica de que algunos de ellos deberían estar en las zonas más propensas a experimentar efecto de sitio. Esto es, para tener curvas H/V representativas de sitios con gran potencial amplificador.

En general se observó que las microzonificaciones sísmicas tienen distinto nivel de detalle, que van desde una determinación de periodos fundamentales, hasta la determinación de espectros de diseño para cada zona de la ciudad.

# **CAPÍTULO 4**

## **Métodos pasivos de medición de ondas superficiales**

Las campañas de medición de propiedades dinámicas del subsuelo para una microzonificación sísmica deben reunir una serie de características para que el proyecto de microzonificación sea factible y efectivo. Entre estas características se encuentran cubrir grandes extensiones de áreas urbanas en tiempos y con costos razonables, además de poder adecuarse a limitaciones urbanísticas perturbando mínimamente el entorno, así como entregar información de las propiedades dinámicas hasta una profundidad razonable e idealmente hasta el basamento rocoso.

La tendencia mundial para realizar campañas de medición con las características mencionadas anteriormente, es la medición y el estudio del ruido ambiental. Estas técnicas son consideradas como una valiosa herramienta para la evaluación de efectos de sitio.

Las mediciones en superficie, basadas en el ruido ambiental, se enmarcan en el tipo de mediciones denominadas pasivas, ya que no necesitan una fuente artificial de energía para producir ondas, si no que registran las micro-vibraciones que existen en la superficie del suelo producto del tráfico, actividades humanas en general, el viento, el océano, etc.

Las características dinámicas del suelo que se pueden determinar con estos métodos son perfiles de velocidad de ondas de corte de gran profundidad (hasta cientos de metros), llegando hasta la roca en muchos casos, periodo fundamental del depósito de suelo y el amortiguamiento para pequeñas deformaciones. Indirectamente, puede determinarse la profundidad de la roca.

En este capítulo se presentan los fundamentos y las principales características de las mediciones en superficie del ruido ambiental, ya que estos métodos de medición, además de ser una potente herramienta para las microzonificaciones sísmicas, han sido objeto de extensos estudios en los últimos años. Estos estudios se han enfocado en lograr un mayor entendimiento de la naturaleza y composición del ruido ambiental, para poder determinar con mayor exactitud y confiabilidad las características dinámicas del subsuelo a través de este tipo de mediciones.

### **4.1 Razón Espectral H/V**

#### **Fundamento**



El fenómeno físico, generalmente observado en esta técnica, consiste en que el espectro de Fourier del movimiento horizontal medido en superficie, para cierto rango de frecuencias es significativamente mayor que el vertical. Esto conduce a la observación de un peak al graficar la razón entre el espectro horizontal y vertical. Luego, el resultado de la razón espectral H/V, es que la frecuencia a la que se produce el peak observado es la frecuencia fundamental del depósito de suelo.

En 1989, Nakamura explicó este fenómeno basándose en el supuesto principal de que las micro vibraciones medidas en la superficie, tanto horizontales como verticales, son ondas de cuerpo alteradas en igual medida por las ondas superficiales tipo Rayleigh, por lo que dicha alteración puede ser cancelada. Luego, agrega que los movimientos verticales y horizontales a nivel de la roca son de magnitud similar y que las ondas de cuerpo verticales en la roca no sufren amplificación al pasar por los estratos de suelo. De esta forma, Nakamura concluye que la razón espectral entre la amplitud horizontal y la amplitud vertical medida en superficie, corresponde a la razón espectral entre la amplitud horizontal en superficie y la amplitud horizontal en la roca, logrando identificar de esta manera, el periodo fundamental al observar los valores altos de la razón espectral.

En estudios posteriores (Bonneyoy-Claudet, et al. 2008), se resalta que la interpretación de Nakamura difiere con la interpretación de otros autores, que atribuyen el máximo de la razón espectral H/V a la elipticidad de las ondas Rayleigh. La llamada elipticidad de las ondas Rayleigh se refiere a la dependencia de la razón entre las magnitudes, horizontal y vertical, del movimiento elíptico de dichas ondas con la frecuencia.

También se ha determinado mediante simulaciones numéricas (Bonneyoy-Claudet, et al. 2008), que las características de las ondas superficiales Love también influyen en los valores de la razón espectral H/V, al alterar la componente horizontal del movimiento en superficie.

Los estudios de Bonneyoy-Claudet en modelos de estratos horizontales, determinan que las principales características de las curvas H/V dependen del contraste de impedancia entre el suelo y la roca.

Se encuentra que para altos valores de contraste de impedancia, mayores a 4, el ruido ambiental se compone principalmente de ondas Rayleigh y Love. Para valores de contraste entre 3 y 4 se tiene una condición similar a la anterior, pero con un marcado predominio de ondas Love. Para contrastes menores, se tiene que las ondas Rayleigh siguen perdiendo preponderancia y que las ondas de cuerpo comienzan influir. No obstante, Bonneyoy-Claudet constata que independientemente del tipo de onda predominante, el peak de H/V es un buen estimador del periodo fundamental del suelo. Por otra parte, la magnitud del contraste de impedancias o las características del origen del ruido ambiental afectan principalmente la claridad con que puede ser observado el peak.

### **Características de las mediciones de H/V y sus limitaciones**

Con el propósito de clarificar las capacidades predictivas de éste método, se ha desarrollado en Europa un importante proyecto de investigación entre los años 2001 y 2004, denominado SESAME. Uno de los principales aportes de este proyecto fue la recolección de numerosas mediciones de H/V en Europa y el resto del mundo, los

cuales permitieron definir criterios acerca de la interpretación de los distintos tipos peak que presentan las curvas H/V y las limitaciones que presenta este método.

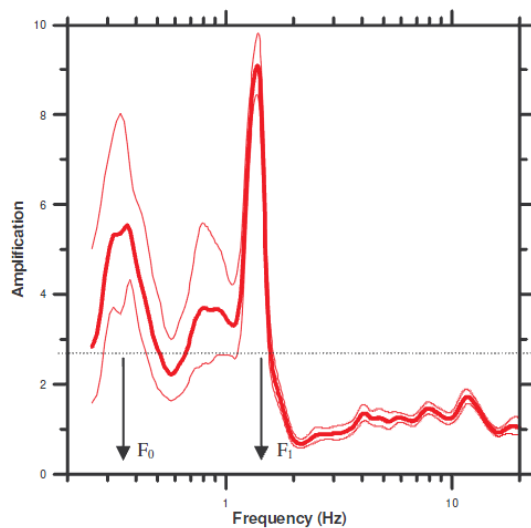
Se identifican 7 principales tipos de peak, junto a sus interpretaciones y limitaciones correspondientes.

### Peak muy pronunciado

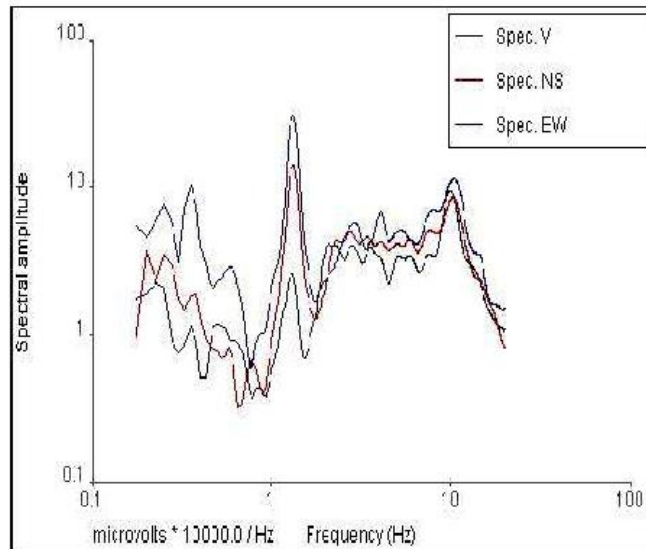
Ante un peak muy pronunciado, antes de ser considerado como el periodo fundamental, hay que descartar el origen industrial de esta amplificación, correspondiente a excitaciones armónicas generadas por algún tipo de maquinaria en operación.

Una de las formas de identificar el origen industrial de un peak, es visualizar el espectro de Fourier en las 3 direcciones (x, y, z) y corroborar que el peak pronunciado se tiene en las 3 direcciones.

En el caso de la Figura 4.1.1, que corresponde a una medición de H/V en suelo firme, F1 tiene origen industrial. Esta característica se corrobora al ver peaks marcados para las 3 direcciones en el espectro de Fourier, como se observa en la Figura 4.1.2.



**Figura 4.1.1: Ejemplo de peak pronunciado ( $F_1$ ) medido con el método de Nakamura, originado por vibraciones de origen industrial, el cual no representa el periodo fundamental del suelo (Proyecto SESAME)**

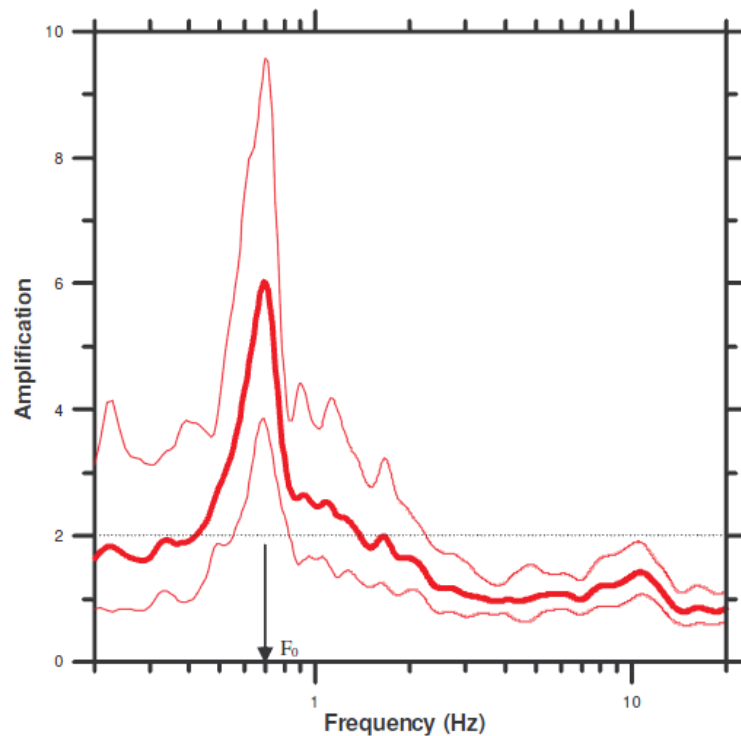


**Figura 4.1.2: Espectro de Fourier de los registros en 3 direcciones ortogonales, que sirve para visualizar peaks de origen industrial (Proyecto SESAME)**

**Peak claro:** El concepto de peak claro, se refiere a que en el entorno de la frecuencia asociada al peak ( $f^*$ ), correspondiente al rango  $[f^*/4, 4f^*]$ , es posible encontrar a la izquierda y a la derecha del peak de amplitud  $A^*$ , puntos en la curva con amplitud  $A^*/2$ . Adicionalmente, se debe verificar que  $A^*$  es mayor que 2.

En estos casos, luego de ser descartado el origen industrial del peak, se puede establecer con mucha certeza que la frecuencia del peak corresponde a la frecuencia fundamental. Más aún, si la amplitud del peak es mayor a 4 o 5 se puede estar casi seguro de la presencia de un fuerte contraste de impedancias (al menos de 4 veces) en alguna profundidad.

Un ejemplo de este tipo de peak se presenta en la Figura 4.1.3, en que el sitio estudiado se sitúa en la parte central de un valle aluvial alargado, de 5 Km de ancho, 40 Km de largo y 200 m de profundidad. La velocidad de onda de corte promedio es conocida, 570 m/s y la roca es Gneis (metamórfica), por lo que se puede esperar un fuerte contraste de impedancia.



**Figura 4.1.3: Ejemplo de peak claro medido con el método de Nakamura, originado por un adecuado contraste de impedancias en profundidad (Proyecto SESAME)**

#### **Peak poco claro en frecuencias bajas:**

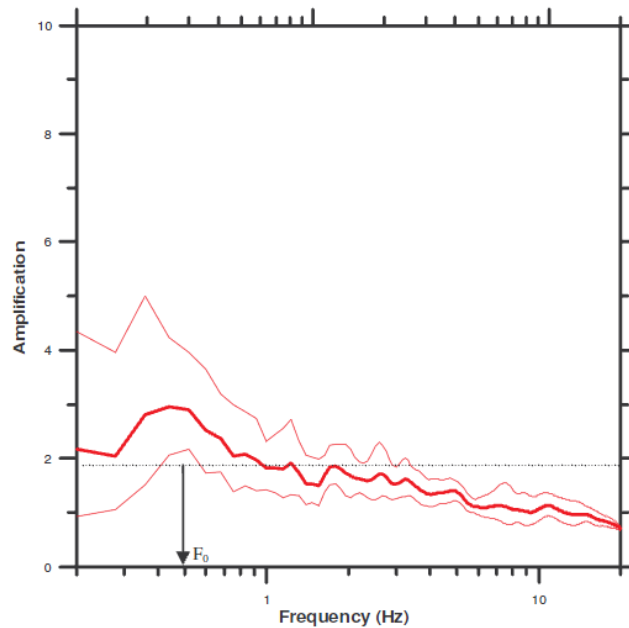
La observación de un peak poco claro en frecuencias bajas, puede corresponder tanto a las características del depósito, como a problemas en la medición.

Cuando se descartan los problemas de medición asociados a este tipo de peaks, como ráfagas de viento, mal acople suelo-sensor o deficiencias en el sensor, se puede considerar que se está en presencia de un estrato profundo de suelo firme que se va rigidizando en profundidad, lo que lo hace tener alto periodo fundamental y poco contraste de impedancia, por lo que la visualización del peak se hace difícil. Sin embargo, la asociación de este peak al periodo fundamental debe estar respaldada por apreciaciones sobre la profundidad del estrato con información geológica del sector o más registros H/V consistentes con la hipótesis de estrato profundo.

Solo en casos muy especiales se puede ver un peak claro en bajas frecuencias, como el caso de la ciudad de México, que tiene potentes estratos de suelo muy blando, registrando así un fuerte contraste de impedancia que hace al peak más identificable.

Un ejemplo de este tipo de peak se muestra en la Figura 4.1.4, en donde el sitio estudiado es un valle aluvial con forma elíptica, de 10 Km de ancho, 25 Km de largo y 100 m de profundidad. El suelo es un sedimento aluvial blando con arcilla limosa y

la roca es una arenisca (sedimentaria), lo que podría explicar un contraste de impedancias no muy marcado.



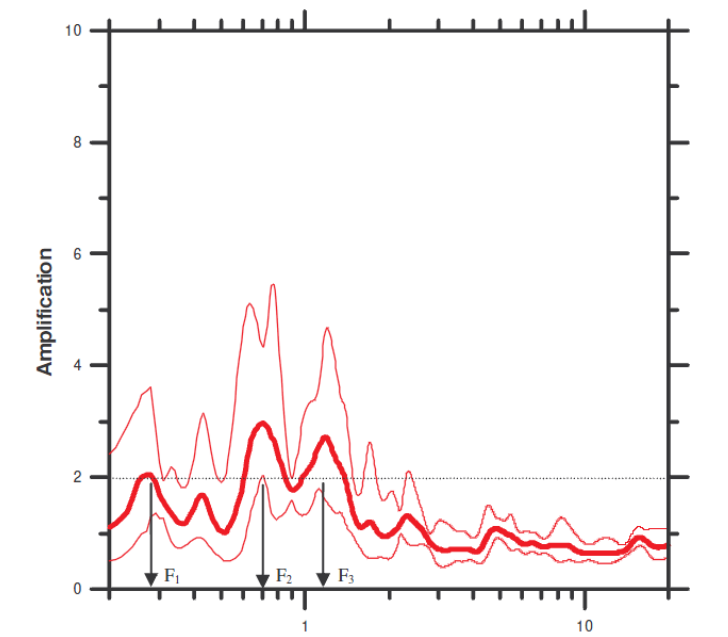
**Figura 4.1.4: Ejemplo de peak poco claro en frecuencias bajas, medido con el método de Nakamura (Proyecto SESAME)**

#### **Peak ancho:**

En el caso de peaks anchos, es decir, que mantienen una meseta en la amplitud máxima, es recomendable en general no considerar la información de estas curvas, dado el importante efecto topográfico que podrían presentar, concernientes a estratos en profundidad no horizontales.

#### **Peaks múltiples:**

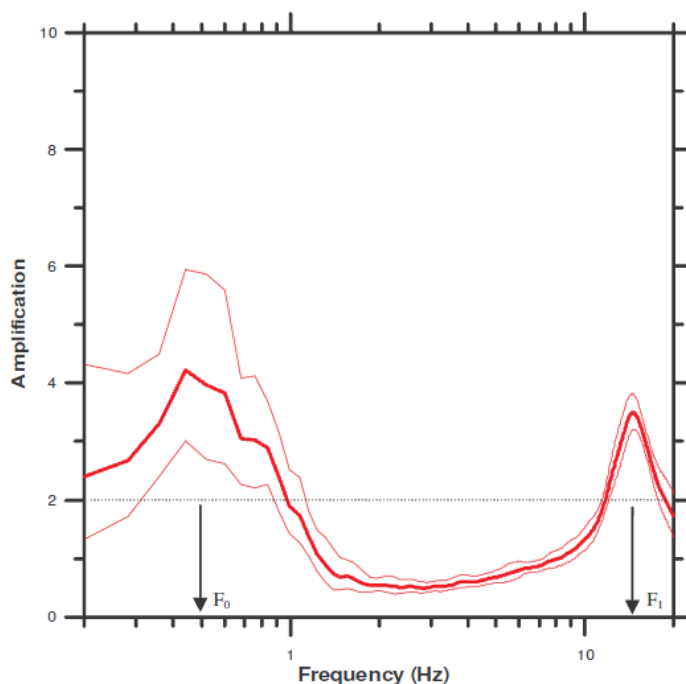
Similarmente al caso anterior, luego de descartar orígenes industriales, esta condición refleja efectos topográficos en profundidad. Un ejemplo de este caso se muestra en la Figura 4.1.5, donde el sitio estudiado se encuentra en un alargado valle aluvial, de 40 km de longitud, 5 Km de ancho y 200 m de profundidad máxima. El sitio de medición es un depósito de suelo de 180 m de profundidad y una velocidad media de 570 m/s. Justamente, este sitio se encuentra en el borde del valle y los múltiples peak pueden ser asociados a un efecto topográfico. No obstante, con la información adicional referente a profundidad y velocidad de onda de corte promedio, se puede inferir que el segundo peak corresponde al periodo fundamental.



**Figura 4.1.5: Ejemplo de medición con el método de Nakamura, con múltiples peaks adicionales al del periodo fundamental, asociados a efectos topográficos (Proyecto SESAME)**

### **2 peaks:**

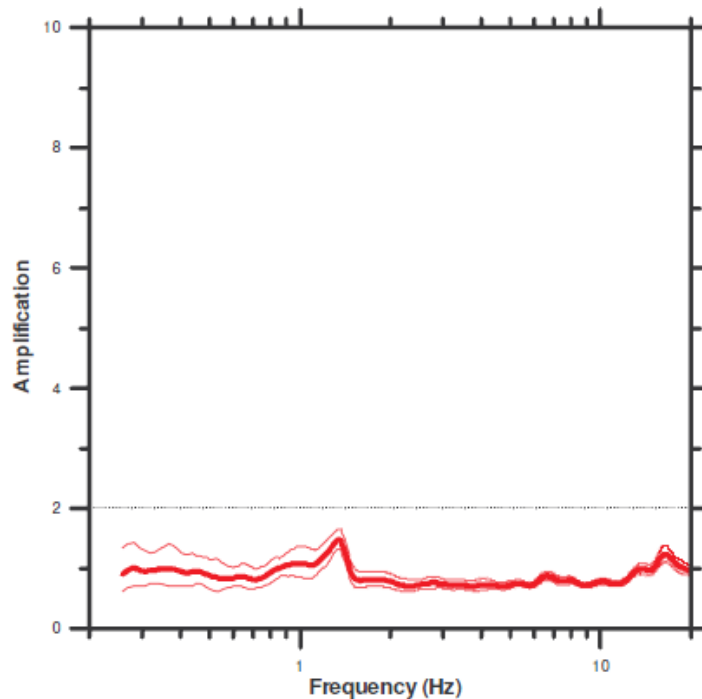
En el caso de presentarse 2 peaks claros, se ha observado que esto puede corresponder con gran seguridad, descartando orígenes industriales, a la existencia de 2 contrastes fuertes de impedancia en profundidad. Esto es observable en depósitos con un estrato superficial blando, sobre un estrato firme, el cual está sobre una roca dura, donde realmente se tienen dos marcados contrastes de impedancia. En la Figura 4.1.6 se muestra un ejemplo de un sitio cuya roca, clasificada como marga y arenisca, se encuentra a 800 m de profundidad y sobre la cual existe un depósito post-glaciar. Este dato geológico permite inferir que el primer peak corresponde al periodo fundamental y que el segundo peak corresponde a propiedades de la estructura más superficial del suelo.



**Figura 4.1.6: Ejemplo de medición con el método de Nakamura que presenta 2 peaks asociados a dos contrastes importantes de impedancia en profundidad (Proyecto SESAME)**

#### Curva H/V plana:

El caso en que se presentan curvas planas de H/V, pueden corresponder, o bien a sitios en roca sana, o bien a depósitos de suelo que se rigidizan en profundidad de manera de no presentar ningún contraste fuerte de impedancias en profundidad. De este modo cabe recalcar que curvas H/V planas no necesariamente son indicadoras de ausencia de amplificación. Un ejemplo singular de este caso se muestra en la Figura 4.1.7, donde un sitio correspondiente a un depósito aluvial de suelo firme, presenta una curva H/V plana. Esto es un ejemplo de que H/V plano no implica la presencia de un sitio tipo roca. Aunque por otra parte, un sitio que se catalogue como roca, para utilizarse como sitio de referencia por ejemplo, debería tener una curva plana de H/V para validarse. Un detalle observable en la Figura 4.1.7 es que el pequeño peak en torno a la frecuencia 1,3 Hz es de origen industrial.



**Figura 4.1.7 Ejemplo de curva H/V plana determinada con el método de Nakamura (Proyecto SESAME)**

## **4.2 Determinación de perfil de velocidad de ondas de corte mediante el registro de ruido ambiental con arreglos de sensores en superficie**

### **Fundamento**

El fundamento para determinar las características del subsuelo a partir de las ondas superficiales, es la característica dispersiva de estas ondas, que se refiere a que la velocidad de propagación de ondas no solo depende de las características dinámicas del suelo, si no que depende también de la frecuencia de la onda. De esta forma, el concepto presente en estos métodos es medir la dispersión e inferir las propiedades dinámicas del subsuelo.

Adicionalmente, se tiene que la profundidad de penetración de las ondas superficiales, que se refiere a la profundidad hasta la cual estas ondas presentan desplazamientos significativos, depende de la frecuencia, teniéndose que a menores frecuencias (o mayores longitudes de onda) mayor penetración.

Lo anterior indica que las propiedades dinámicas de los estratos más profundos del suelo, están asociadas a frecuencias bajas y a longitudes de onda altas, lo que a su vez, impone que la profundidad de la determinación de velocidades de ondas de corte por medio del estudio de ondas superficiales, depende de lo bajo de las frecuencias que se logran registrar y de lo distante que se encuentren los sensores de medición.



La determinación de la curva de dispersión (velocidad de onda vs. frecuencia) es el objetivo de las mediciones de ondas superficiales. Posteriormente, para determinar la distribución de velocidades de onda en profundidad, se requiere realizar un proceso de inversión, que consiste en encontrar un modelo de suelo estratificado en profundidad, que teóricamente reproduzca la curva de dispersión encontrada. Esto constituye una de las principales dificultades de este método, ya que los problemas inversos buscan minimizar la diferencia entre la curva observada y la curva teórica producida por algún modelo cuyos parámetros son número de capas, espesores y velocidades de onda de corte. De esta forma, se tiene la dificultad de elegir un set de modelos a ensayar y refinar, así como el problema de encontrar varios mínimos locales del problema de inversión. Sin embargo, eficientes algoritmos han sido desarrollados para superar estos inconvenientes.

Los procesos que se pueden emplear para determinar la curva de dispersión, dependen del tipo de fuente que produce las ondas superficiales. Estas fuentes pueden ser activas, correspondientes a golpes o explosiones, o pasivas, correspondientes a los fenómenos naturales y la actividad humana. Una vez obtenida la curva de dispersión, los métodos de inversión que se pueden utilizar son comunes para ambos tipo de fuentes.

En el contexto de la microzonificación sísmica, la tarea de determinar perfiles de velocidad de onda de corte para estratos profundos ( $> 85$  m), hace que los métodos de medición por fuente activa no logren conseguir el objetivo, ya que la cantidad de energía que se puede liberar en un medio urbano para generar ondas superficiales (es decir, descartando el uso de explosivos y caídas de grandes pesos), no es suficiente para perturbar los estratos más profundos y registrar ondas superficiales de bajas frecuencias asociadas a estos (Wathelet, 2007). Incluso en medios urbanos con alto tráfico, el ruido ambiental dificulta las mediciones de la señal producida activamente.

En contraste con lo anterior, los métodos pasivos ofrecen la posibilidad de medir el ruido ambiental en un rango de frecuencias acorde con la penetración que se requiere (en muchas oportunidades, cientos de metros). Estos métodos se basan en que el ruido ambiental está compuesto preponderantemente por ondas superficiales y su principal característica es un tratamiento estadístico de los registros para obtener la curva de dispersión.

## **Métodos**

### **SPAC y ESAC**

El método de autocorrelación espacial (SPAC), fue propuesto por Aki en 1957 y se basó en estudiar las características del ruido ambiental en la superficie del suelo, tanto en el tiempo como en el espacio.

Las velocidades verticales registradas por sensores en distintos puntos en la superficie, durante un periodo de tiempo, son consideradas en este método como ondas superficiales que satisfacen una ecuación de onda definida en el tiempo y en el espacio, y a la vez, como muestras de un fenómeno estocástico estacionario en el tiempo y en el espacio.

El aspecto clave es que al considerar las velocidades verticales registradas, como una onda superficial, se tiene una expresión que contiene la velocidad de onda en función de la frecuencia, y su vez, al considerarlas como muestras de un proceso estocástico estacionario en el tiempo y el espacio, la función de autocorrelación de la señal registrada (ecuación 4.1) debe cumplir con la característica de no presentar correlaciones ni en el tiempo ni en el espacio. De esta forma, se logra una expresión matemática que relaciona la velocidad de propagación ondas superficiales en función de la frecuencia, con las características de las señales registradas por los sensores distribuidos en la superficie.

Específicamente, se considera la función de autocorrelación espacial de las velocidades verticales registradas en distintos tiempos, que refleja el grado de correlación de la señal con sí misma en distintos tiempos y puntos del espacio:

$$\phi(\xi, \eta, t) = \overline{\langle v(x, y, t), v(x + \xi, y + \eta, t) \rangle} \quad (\text{Ecuación 4.1})$$

Donde la Ecuación 4,1 consiste en el promedio del producto punto entre la velocidad vertical ocurrida en todos los puntos  $(x, y)$  de la superficie y sus respectivos vecinos  $(x+\xi, y+\eta)$ , para un tiempo  $t$ .

Así, Aki enuncia las condiciones que debe cumplir la Ecuación 4.1 para que sea independiente del tiempo y refleje ausencia de correlación en el espacio. Adicionalmente, aprovecha resultados de la estadística que relacionan la función de autocorrelación de una señal con su densidad espectral.

Luego, habiendo relacionado  $\phi$  con las densidades espectrales de la señal en el tiempo y en el espacio, Aki propone filtrar las señales para distintas frecuencias (con un resonador que amplifica solo dichas frecuencias) y calcular la razón de autocorrelación espacial para cada señal filtrada por  $\omega_0$ , definida como:

$$\rho(\xi, \eta, \omega_0) = \frac{\phi(\xi, \eta, \omega_0)}{\phi(0, 0, \omega_0)} \quad (\text{Ecuación 4.2})$$

De esta forma, teniendo en cuenta un sistema polar de coordenadas que representa el plano horizontal por el cual las ondas superficiales se propagan, en que:

$$\xi = r \cos(\psi) \quad \text{y} \quad \eta = r \sin(\psi) \quad (\text{Ecuación 4.3})$$

Aki demuestra que el promedio de  $\rho$  sobre todos los azimuts  $\psi$  se expresa como:

$$\overline{\rho(r, \omega_0)} = J_0 \left( \frac{\omega_0 r}{c(\omega_0)} \right) \quad (\text{Ecuación 4.4})$$

Donde  $J_0$  es la función de Bessel de orden cero y  $c(\omega_0)$  es la velocidad de propagación de onda.

La Ecuación 4.4 es la base del método SPAC y permite determinar las curvas de dispersión de las ondas superficiales a partir de las velocidades verticales registradas en un arreglo circular de sensores en superficie, con un sensor central y varios perimetrales. Más detalladamente, en un arreglo de sensores de radio  $r$ , se

calcula la razón de autocorrelación espectral,  $\rho(r\cos(\psi), r\sin(\psi), \omega_0)$ , entre cada sensor perimetral y el central, a una frecuencia  $\omega_0$  dada. De esta forma es posible calcular el promedio “azimutal”,  $\rho(r, \omega_0)$ , para que la única incógnita de la Ecuación 4.4 sea  $c(\omega_0)$ , que es parte del argumento de la función de Bessel,  $J_0$ . Así, repitiendo el procedimiento para varios  $\omega_0$  se obtiene la curva de dispersión  $c(\omega)$ .

Cabe notar que en este punto sólo se tiene la curva de dispersión, construida a partir de un arreglo de sensores, junto a una serie de características e hipótesis, que se enumeran a continuación:

1. Se supone que el ruido ambiental es una suma de ondas que se propagan horizontalmente sin dirección preponderante y sin correlación ni en el espacio ni en el tiempo, lo que supone que el ruido ambiental es provocado por fuentes aleatorias bien distribuidas. Esta característica se cumple en medios urbanos en general, a menos de que se presenten fuentes puntuales heterogéneas, que provoquen frentes de onda con direcciones preponderantes, por lo que las ondas ya no serían estacionarias en el espacio y el método no aplicaría.
2. Las velocidades de ondas superficiales, determinadas en función de la frecuencia, tienen que estar asociadas a longitudes de onda consistentes con las dimensiones del arreglo de sensores para que la medición sea correcta. La mínima longitud de onda a medir, está definida por el doble del mínimo espaciamiento entre sensores (criterio de Nyquist) y la máxima longitud de onda, depende de la estructura del subsuelo de cada caso en particular. Sin embargo se ha encontrado que en general, la máxima longitud de onda medible corresponde a 2 o más veces el espaciamiento máximo entre sensores (Ohori et al., 2002). Aproximadamente, se puede decir que la profundidad de penetración del método SPAC es entre 1,5 y 2 veces la máxima distancia entre sensores (Arai & Tokimatsu, 2005). Cabe señalar que los argumentos sobre la máxima penetración tienen relación con la fórmula velocidad de onda=longitud de onda\*frecuencia y que los desplazamientos en profundidad de las ondas Rayleigh dependen de la longitud de onda: a mayor longitud de onda, mayores desplazamientos en profundidad (notar que los sensores verticales solo miden ondas superficiales tipo Rayleigh y no tipo Love, ya que estas últimas solo tienen movimiento en la horizontal). Luego existe la limitación de que para recuperar las características de estratos más profundos, se requieren arreglos de grandes dimensiones y sensores capaces de registrar bajas frecuencias.
3. Disposición de arreglo de sensores debe ser circular, más un sensor central, lo cual es una limitación en medios urbanos.

Una de las limitaciones más significativas para la aplicación en áreas urbanas de este método, es la señalada en el punto 3, referida a la necesidad de arreglos circulares.

A comienzos de los años 90 esta restricción fue superada por Ling y Okada (Ohori et al., 2002), al desarrollar el método de autocorrelación espacial extendida ESAC. En este método se modifican los argumentos de Aki, para que el promedio “azimutal” de las razones de autocorrelación espacial  $\rho(r, \omega_0)$  pueda ser calculado con  $r$  variable.

Lo que se obtiene es que  $\rho(r, \omega_0)$  es reemplazado por la expresión  $S(\omega_0, r_{0n})$ . Esta expresión se calcula a partir de la transformada de Fourier de las señales, y representa el espectro cruzado normalizado entre las señales de un sensor central (sensor 0) y los sensores perimetrales (sensor n, del 1 al N).

La fórmula clave en el método ESAC es:

$$S(\omega_0, r_{0n}) = J_0\left(\frac{\omega_0 * r_{0n}}{c(\omega_0)}\right) \quad \text{con } n = 1..N, \text{ donde } N + 1 \text{ es el número de sensores}$$

(Ecuación 4.5)

Donde al contrario del método SPAC, que tiene solo un parámetro variable ( $\omega_0$ ), en el método ESAC se tienen dos parámetros variables ( $\omega_0, r_{0n}$ ), por lo que  $c(\omega_0)$  debe ser determinado por un ajuste de mínimos cuadrados de la fórmula anterior.

A continuación se presenta un caso de aplicación del método ESAC que ilustra bien el proceso a seguir y el fundamento que permite obtener la velocidad de onda de corte de los estratos de suelo, a partir de la curva de dispersión.

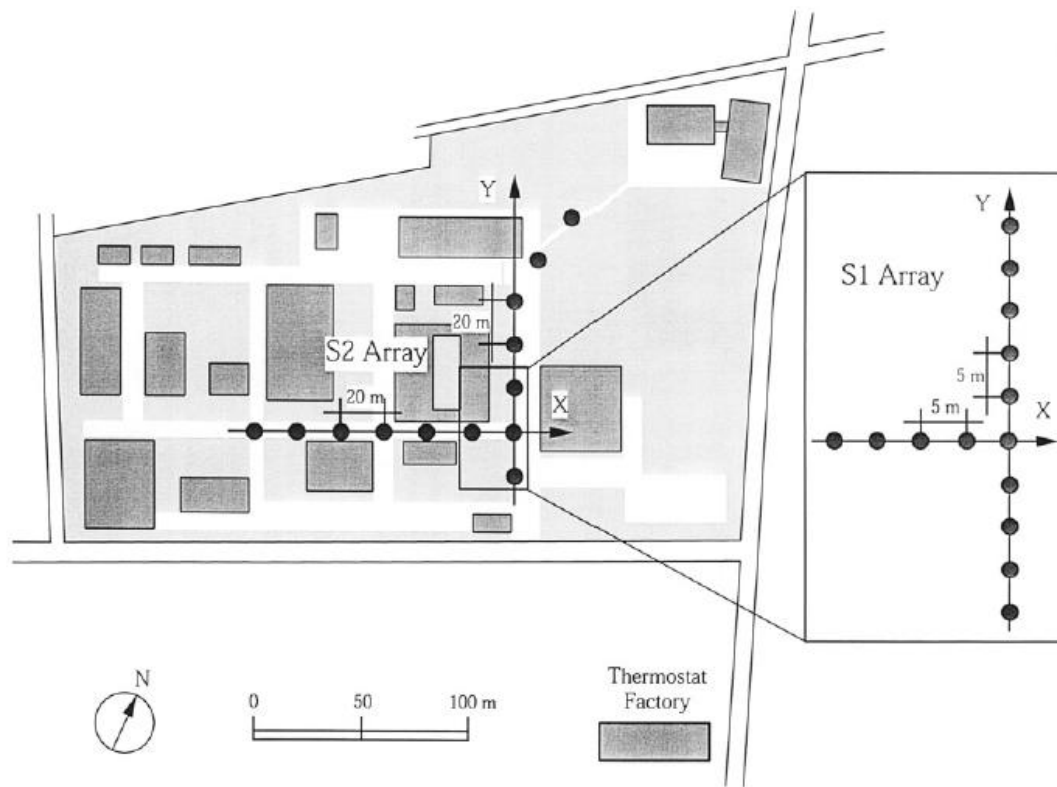
En 1997 (Ohori et al., 2002) se efectúa una medición de ruido ambiental aplicando el método ESAC en un sitio en Tokio, el cual contaba con una medición del perfil de velocidades de ondas de corte en el suelo, obtenido con un PS- logging (Ensayo tipo Down-hole) realizado en un sondaje de 49 metros. Los resultados del sondaje se presentan en la Figura 4.2.1.

Layer No.	Thickness (m)	Density (ton/m <sup>3</sup> )	V <sub>p</sub> (m/sec)	V <sub>s</sub> (m/sec)
1	5.65	1.40	230.0	130.0
2	6.35	2.00	620.0	380.0
3	6.00	2.00	880.0	460.0
4	8.70	2.00	1770.0	460.0
5	8.90	2.00	1770.0	430.0
6	7.40	2.10	1920.0	520.0
7	∞	2.10	1920.0	600.0

**Figura 4.2.1: Resultados de mediciones de velocidad de onda y densidad realizados en un sondaje para estudiar en método ESAC (Ohori et al., 2002)**

El conocimiento del perfil de velocidades y de que el sitio presenta estratos horizontales en profundidad, permite generar un modelo teórico de las velocidades de las ondas Rayleigh en función de la frecuencia, considerando su modo fundamental y modos superiores. Estos modelos teóricos son formulados a partir de las ecuaciones de ondas superficiales en medios estratificados horizontalmente, por lo que es claro que esto impone una limitación que consiste en que los estratos bajo el área del arreglo deben ser horizontales y no presentar heterogeneidades laterales.

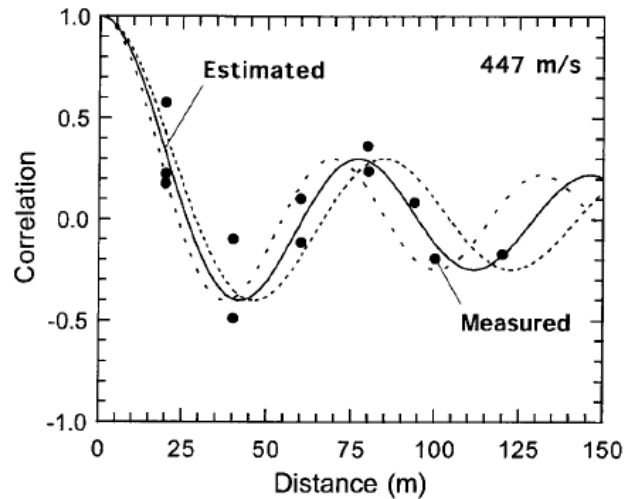
La configuración del arreglo de sensores tuvo que ajustarse a las condiciones urbanísticas del sector. Los sensores contaban con una capacidad de medir frecuencias entre 0,5 Hz hasta 30 Hz. En la Figura 4.2.2 se muestra el arreglo de sensores.



**Figura 4.2.2 Arreglo de sensores no circular, método ESAC (Ohori et al., 2002)**

Para el arreglo S2, asociado a frecuencias bajas, se efectuaron mediciones de 30 minutos con frecuencia de muestreo de 100 Hz, y para el sub-arreglo S1 se efectuaron mediciones de 15 minutos con frecuencia de muestreo de 200 Hz. Cabe señalar que entre más tiempo de la medición, con más certeza se cumple el supuesto de ondas generadas por fuentes distribuidas aleatoriamente.

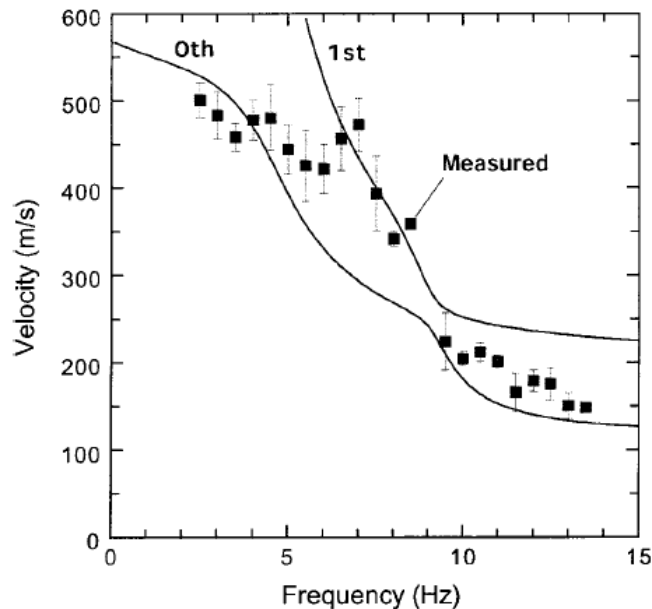
El resultado de estas mediciones, al aplicar la Ecuación 4.5, se muestra en la Figura 4.2.3. En este caso se ha fijado la frecuencia en 6 Hz, por lo que las distancias  $r_{0n}$  quedan como variables libres (eje x). La línea continua es la función de Bessel para una velocidad 447 m/s, la cual se ajusta mejor a los datos registrados, los que a su vez, se representan por puntos negros y son la función  $S(\omega_0, r_{0n})$ . Las líneas punteadas representan  $\pm 10\%$  del mejor ajuste de la función de Bessel.



**Figura 4.2.3: Determinación de la velocidad de onda correspondiente a una determinada frecuencia, mediante el método ESAC (Ohori et al., 2002)**

En la Figura 4.2.3 se observa la claridad con que se puede aplicar el método. Luego, al repetir este procedimiento para varias frecuencias, se obtiene la curva de dispersión.

En la Figura 4.2.4, se muestra la curva de dispersión obtenida con la medición del arreglo de sensores y la dispersión teórica para el modo fundamental y el primer modo de la onda Rayleigh, que se logra a partir del conocimiento del perfil de velocidades del subsuelo mediante exploraciones existentes (PS-logging, Figura 4.2.1)



**Figura 4.2.4: Comparación entre datos medidos con método ESAC y curvas de dispersión teóricas para dos modos de vibrar de la onda Rayleigh, a partir de velocidades de onda conocidas por ensayo PS-logging en el mismo sitio (Ohori, M., A. Nobata, and K. Wakamatsu, 2002)**

En la Figura 4.2.4 se revela una característica muy importante, que es la influencia de modos superiores de la onda Rayleigh. Se observan bandas de frecuencia en donde domina el modo fundamental, donde domina el primer modo y donde ocurre una transición.

La característica anterior, tiene importantes implicancias en la inversión a realizar.

La inversión es el proceso por el cual, al no saber nada sobre los estratos en profundidad, se busca un modelo de velocidades de onda de corte que reproduzca teóricamente la curva de dispersión observada. Sin embargo, el término “teórico” implica considerar el modo fundamental teórico o el primer modo teórico, etc. En el caso mostrado, es claro que un proceso de inversión que solo considere ajustar un modelo teórico del modo fundamental de las ondas Rayleigh induciría a una solución errónea.

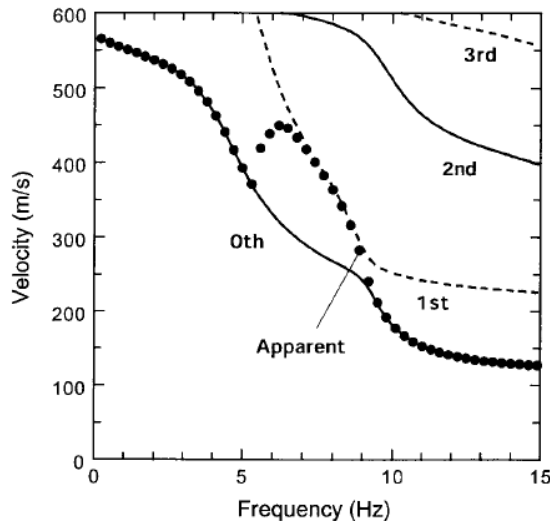
Por otro lado, un proceso de inversión realizado a partir de un desconocimiento total del subsuelo y considerando varios modos de vibrar de la onda Rayleigh desemboca en una gran complejidad.

El problema de tomar en cuenta varios modos de vibrar, se resuelve con la consideración de que la curva de dispersión medida corresponde a una velocidad de onda “aparente”, que es una combinación de las velocidades de onda de los distintos modos de vibrar. La expresión de esta combinación fue propuesta por Tokimatsu et al. (1992):

$$\cos\left(\frac{2\pi fr}{c_{si}(f)}\right) \sum_{m=0}^M A_m^2(f) c_m(f) = \sum_{m=0}^M A_m^2(f) c_m(f) \cos\left(\frac{2\pi fr}{c_m(f)}\right) \quad (\text{Ecuación 4.6})$$

Donde  $C_{si}(f)$  es la velocidad medida y  $A_m(f)$  junto con  $c_m(f)$  son la respuesta del medio y la velocidad de onda para el modo  $m$ , respectivamente, derivadas del modelo teórico considerado. El índice  $m=0$  representa el modo fundamental y  $M$  es el modo más alto a considerar en la inversión.

Para el caso presentado, se muestra en la Figura 4.2.5 la curva  $c_{si}(f)$  obtenida de la Ecuación 4.6 con puntos negros, sobre las curvas de velocidad de cada modo. Aquí se puede observar que la expresión de velocidad aparente reproduce bien la dispersión medida en terreno (ver también Figura 4.2.4):



**Figura 4.2.5: Velocidad aparente modelada, representada por puntos negros (Ohori et al., 2002)**

La dificultad de realizar una inversión sin conocer nada sobre el subsuelo es evitada en este estudio, al conocer claramente el perfil del estrato, por lo que la inversión en este caso parte con un modelo de suelo inicial muy parecido al real. De esta forma, se demuestra en este estudio la capacidad del método ESAC de reflejar la estructura del subsuelo y la capacidad de la formulación de “velocidad aparente”, que permite considerar modos superiores en un proceso de inversión.

Cabe señalar que entre más información se tenga sobre el depósito de suelo a estudiar, mejores serán los resultados de la inversión, ya que el proceso de inversión corresponde a un problema de optimización que se busca minimizar la diferencia de la curva de dispersión teórica, basada en modelos de depósito supuestos, y la curva real. Luego entre menos información, mayores son las posibilidades de modelos de suelo y el problema de optimización se complejiza y adquiere cada vez más mínimos locales que dificultan la determinación del mínimo global. El tratamiento de esta dificultad se verá más adelante en este capítulo.

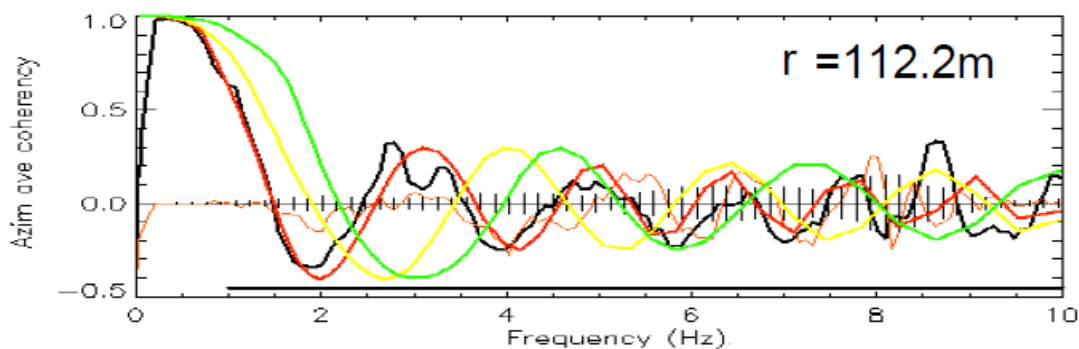
Cuando es posible realizar arreglos circulares, el método SPAC también está sujeto a otro tipo limitaciones. Estas tienen relación con el número de sensores a utilizar, ya que en la deducción de  $\rho(r, \omega_0)$  se supone un promedio sobre azimuts continuos y no sobre azimuts discretos, que es el caso de un arreglo finito de sensores. Asten (2002) nota que, teóricamente,  $\rho(r, \omega_0)$  deja de ser un número real para el caso de un arreglo finito de sensores y adicionalmente encuentra que el módulo de la parte imaginaria es una medida del ruido no utilizable producto de la discretización del promedio azimutal.

Adicionalmente, Asten nota que el proceso de despejar  $c(f)$ , para cada  $f$  en la Ecuación 4.4, de tal forma de conformar la curva de dispersión (que será el input de la inversión), induce errores de ajuste innecesarios dado que es más conveniente realizar el método de inversión directamente para generar  $\rho(r, \omega_0)$  teóricos (es decir, generar a partir de modelos teórico  $c(f)$  considerando incluso modos superiores) que se ajusten al  $\rho(r, \omega_0)$  observado.



Este nuevo enfoque se denomina MMSPAC (SPAC multi-modal) y tiene las ventajas de evitar el error innecesario producido por el ajuste de la curva de dispersión, lo que se traduce en mayor resolución, además de tener contabilizado el grado de ruido no utilizable por tener un número finito de sensores, lo que proporciona una indicación de la confiabilidad del resultado y finalmente, logra una mayor penetración dado un arreglo analizado con el método SPAC original, porque al ajustar la función de Bessel directamente, ajusta todos los mínimos en vez de ajustar solo el primer mínimo de dicha función, lo que hace aplicable un mismo arreglo de sensores a longitudes de onda mayor (notar que el argumento de la función de Bessel en la ecuación 4.4 se puede escribir como  $k*r$ , donde  $k$  es el número de onda:  $2\pi(\lambda)/\text{longitud de onda}$ ).

Un ejemplo del ajuste por medio del método MMSPAC se muestra en la Figura 4.2.6, donde la medición se realiza en un estrato con perfil de velocidades conocido, lo que permite evaluar el método.

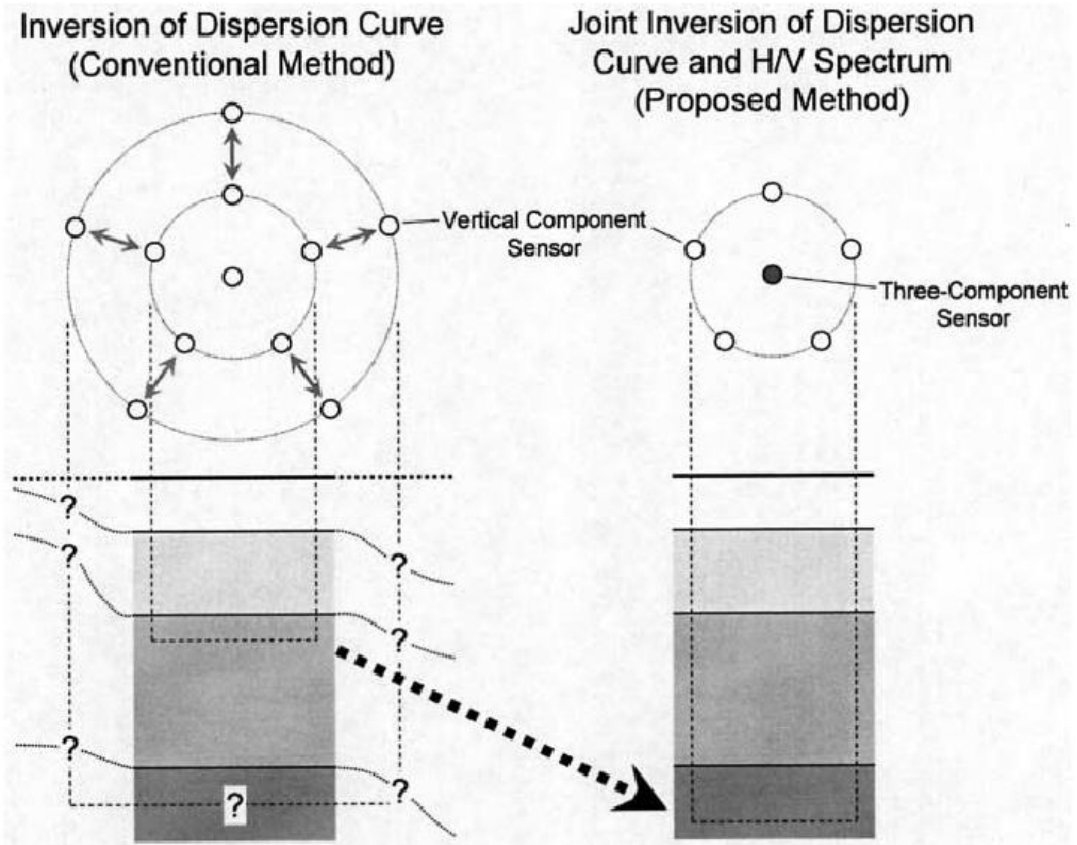


**Figura 4.2.6 Ejemplo del ajuste de la función de Bessel en el caso del método MMSPAC, con un arreglo de radio 112.2 m (Asten, 2004)**

En la Figura 4.2.6, se observa con línea negra el resultado de la medición de un arreglo triangular de sensores,  $\rho(r, \omega_0)$  para un radio 112.2 m, junto a las líneas verde, amarillo y rojo que representan modelos del depósito que consideran el modo fundamental de las ondas Rayleigh, hasta el primer modo y hasta el segundo modo, respectivamente. La línea naranja junto a las barras verticales representan la parte imaginaria del output de los sensores, que corresponde al ruido no utilizable y que se espera sea cercano a cero para que el método sea confiable.

### **Inversión conjunta a partir de un arreglo de sensores y la curva H/V**

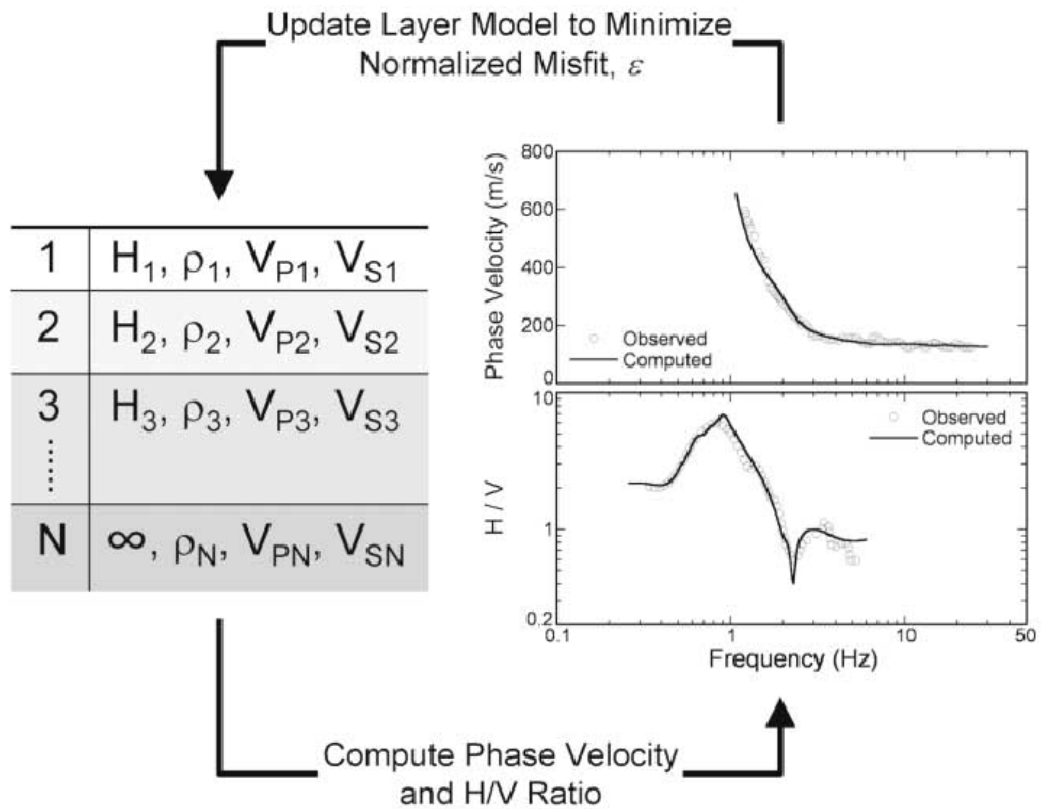
Arai y Tokimatsu proponen un método para relajar en alguna medida el supuesto de capas horizontales y homogeneidad lateral. La idea consiste en que al tener un arreglo circular de sensores de medición vertical, se cambié el sensor central por uno triaxial. De esta forma con el sensor central se mide la curva H/V. La idea es alcanzar las características más profundas del estrato, sin aumentar excesivamente el radio del arreglo. En la Figura 4.2.7 se muestra un esquema de esta idea.



**Figura 4.2.7: Figura que muestra la idea de Arai y Tokimatsu, que consiste en para medir frecuencias más bajas, representativas de estratos más profundos, en vez de agrandar el diámetro del arreglo se puede incluir un sensor triaxial al centro que mida la relación H/V y aporte con información de frecuencias bajas (Arai y Tokimatsu 2005)**

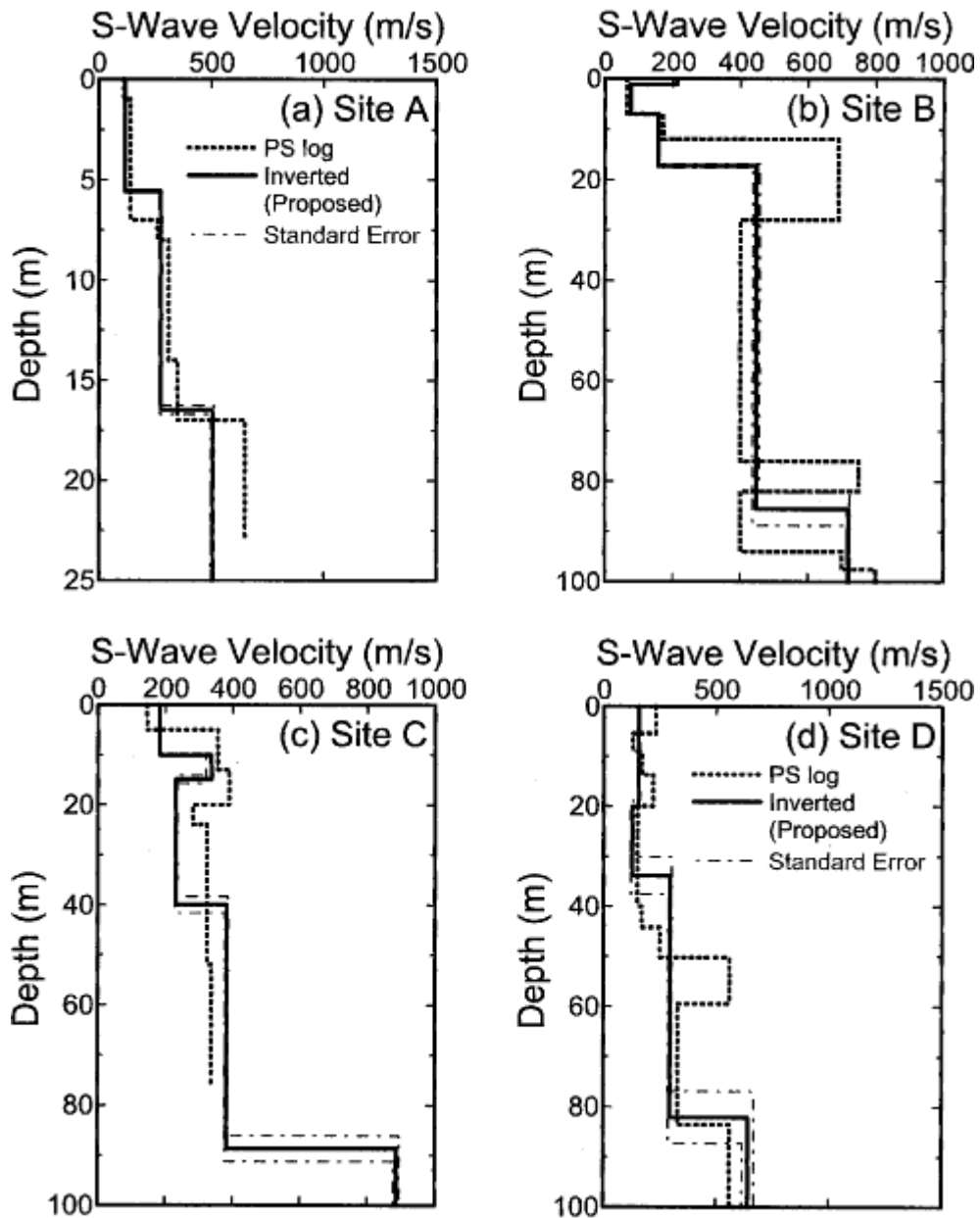
En la Figura 4.2.7, a la izquierda se presenta la profundidad que alcanza cada radio del arreglo y a su vez, el grado creciente de necesidad de suponer capas horizontales. A la derecha se observa cómo la curva H/V permite aumentar la penetración sin aumentar el radio, debido a que proporciona información a frecuencias bajas.

El proceso de inversión en este caso consiste en ajustar conjuntamente, las curvas H/V y de dispersión observadas con las teóricas, como se presenta en la Figura 4.2.8.



**Figura 4.2.8: Esquema de ajuste conjunto en un proceso de inversión, tanto para la curva de dispersión como para la curva H/V (Arai y Tokimatsu 2005)**

En la Figura 4.2.9 se muestra un resultado que se observó en Tokio, donde se contaba con PS-logging (sondaje) en cuatro sitios. Los resultados conseguidos fueron a partir de invertir con información previa acerca de la distribución de velocidades que tienen los estratos cuando pasan los 700 m/s aproximadamente (Arai y Tokimatsu 2005).



**Figura 4.2.9: Comparación de perfil obtenido por método de inversión propuesto por Arai y Tokimatsu, 2005, y perfil obtenido por medición en sondaje (Arai y Tokimatsu 2005)**

Se observa que su concordancia promedio es buena. Sin embargo, su resolución es algo deficiente.

Comparación entre distintos métodos de medición de velocidad de onda de corte

En el año 2004 investigadores de la USGS realizaron en la ciudad de San José, California, un experimento para comparar una amplia gama de métodos de medición de velocidad de ondas de corte. La idea fue convocar a expertos de todo el mundo para estudiar el perfil de velocidades de un determinado sitio, que contó con un sondaje de 300 m.

El aspecto clave de este experimento, es que cada experto determinó el perfil de velocidades en forma “ciega”, es decir, sin recibir información previa acerca del subsuelo ni información proveniente de los resultados de los demás expertos. De esta forma se pudo comparar las capacidades de los métodos no invasivos, tanto activos como pasivos, respecto a los métodos invasivos, cuyos resultados son los de referencia al poder medir directamente la velocidad de onda a cada nivel de profundidad. Cabe señalar, en el contexto de la comparación de técnicas, que cada método mide distintas cantidades de volumen de suelo, desde el más puntual como el PS logging, que es un dispositivo que cuenta con emisor y receptor en profundidad, pasando por el down-hole que cuenta con emisor o receptor en profundidad y emisor o receptor en superficie, excluyentemente, hasta llegar a los métodos con arreglos de sensores que consideran un gran volumen de suelo. Esto implica que la heterogeneidad lateral juega un rol fundamental en la pertinencia de la comparación (argumento de Glenn Rix, en Asten y Boore, 2004).

En la Figura 4.2.10 se presentan los distintos métodos empleados, clasificados por clase, junto con los resultados promedio para distintos niveles de profundidad.

#	Method	Personnel	Maximum Depth (m)	Source of Vp	Vs30 (m/s)	Vs85 (m/s)	Vs185 (m/s)	Vs293 (m/s)
<b>INVASIVE METHODS</b>								
1	CCOC Geological summary & Suspension log	Carl Wentworth, John Tinsley & Rob Steller	293	measured	206	284	374	441
2	Surface source, downhole receiver	Jim Gibbs	185	measured	235	302	391	
2	Reinterpretation for detail	Gibbs and Boore	* 185	measured	233	301		
3	SCPT at CCOC	Tom Holzer	37	measured	236			
<b>ACTIVE SEISMIC METHODS</b>								
4	Hi-res reflection/refraction	Rob Williams	85	measured	219	305		
5	SASW	James Bay, J. Gilbert	30	Prat*=0.30 above WT** at 7.6 m.	213	WSP		
			30	Prat=0.30 above WT at 5.8 m.	228	CCOC		
6	SASW	Rob Kayen	32	Prat=0.33 above WT, =.48 below WT	197			
7	MASW	Bill Stephenson	100	Prat=0.33	220	346		
8	SASW	Ken Stokoe & Yin-Cheng Lin	38	Prat=0.33 above WT, Vp=1524 below WT (depth to wt varies from 2 to 3.2m)	205-231	WSP		
					202-211	CCOC		
<b>ACTIVE &amp; PASSIVE SEISMIC METHODS COMBINED</b>								
9	MASW & MAM with SPAC processing	Koichi Hayashi	80	Prat ranging from 0.497 at surface to 0.473 at bottom of model	209	292		
10	FK processing	Sungsoo Yoon, Glenn Rix & Rob Kayen	130	Prat = 0.20 above 6 m and 0.48 below 6 m, where 6 m is an assumed depth to the top of the water table	222	321		
				Prat = 0.20 above 6 m and 0.48 below 6 m where 6 m is assumed depth to WT				
<b>PASSIVE MICROTREMOR METHODS</b>								
11	Multi-mode Spatial AutoCorrelation (MMSPAC)	Michael Asten	500	Prat=0.33 above assumed water table at 10 m	233	303	405	488
			* 1000	Prat ranges from 0.49 at 10 m to 0.33 at 420 m	230	298	401	484
12	Single-station HVSR	Dominic Lang	512	Prat=0.25	341	452	574	722
			* 512	Prat increases from negative values in top 4 m to 0.41 at 171m, then decr to 0.25 at 521 m	280	336	429	491
13	SPAC	Steve Hartzell, D. Carver	350	Prat=0.33	243	327	422	494
	FK		350	Prat=0.33	263	343	453	534
14	Refraction-microtremor	Bill Stephenson	100	Prat=0.33	224	311		

\* Result is a re-interpretation, ie. not strictly blind

\*Prat = Poisson's Ratio

\*\*WT = Water Table

Figura 4.2.10: Tabla con clasificación de métodos de medición efectuados y sus resultados al medir el perfil de velocidades de un mismo sitio, en forma “ciega” unos respecto de los otros (Asten y Boore, 2004)

La Figura 4.2.10 muestra inmediatamente una característica que separa los tipos de medición: Solo los métodos invasivos y los pasivos, logran superar los 100 m de profundidad. Los métodos activos muestran una limitación en este sentido.

El análisis comparativo que se realiza en dicho experimento considera evaluar las siguientes características:

- Vs promedio: Todos los métodos, con excepción del método a partir de H/V puntual, tienen una diferencia en el Vs30 de menos de 15%. Los métodos pasivos muestran una buena concordancia para profundidades mayores.

- Capacidad de identificar estratos que inducen un descenso de velocidad en profundidad: Entre los métodos no invasivos, solo algunos de los métodos activos lograron determinar estratos de baja velocidad (es decir, perfiles no monotónicos en profundidad) en profundidades bajas.

Específicamente el método de refracción-reflexión de alta resolución, el SASW con fuente armónica y el f-k con fuente armónica.

Ninguno de los métodos no invasivos logró detectar un estrato de baja velocidad de 20 m de espesor que empieza a partir de los 50 m de profundidad.

- Profundidad de penetración: Se observa que los métodos activos solo llegan a los 100 m de profundidad, mostrando importantes diferencias bajo los 50 m. Los métodos pasivos muestran una gran penetración, mayor a 300 m, y con buena concordancia.

- Sesgo sistemático: Los métodos activos tienden a sobreestimar un poco las velocidades en su rango de acción (hasta 50 m aprox.). En los métodos pasivos se observa que el método f-k tiende a sobreestimar las velocidades, no siendo así para los métodos SPAC y MMSPAC.

En la Figura 4.2.11 se muestra el potente resultado del método MMSPAC que incluso detecta el basamento rocoso a 420 m de profundidad que se conoce por datos de reflexión sísmica y geología regional, mostrados en la Figura 4.2.12.

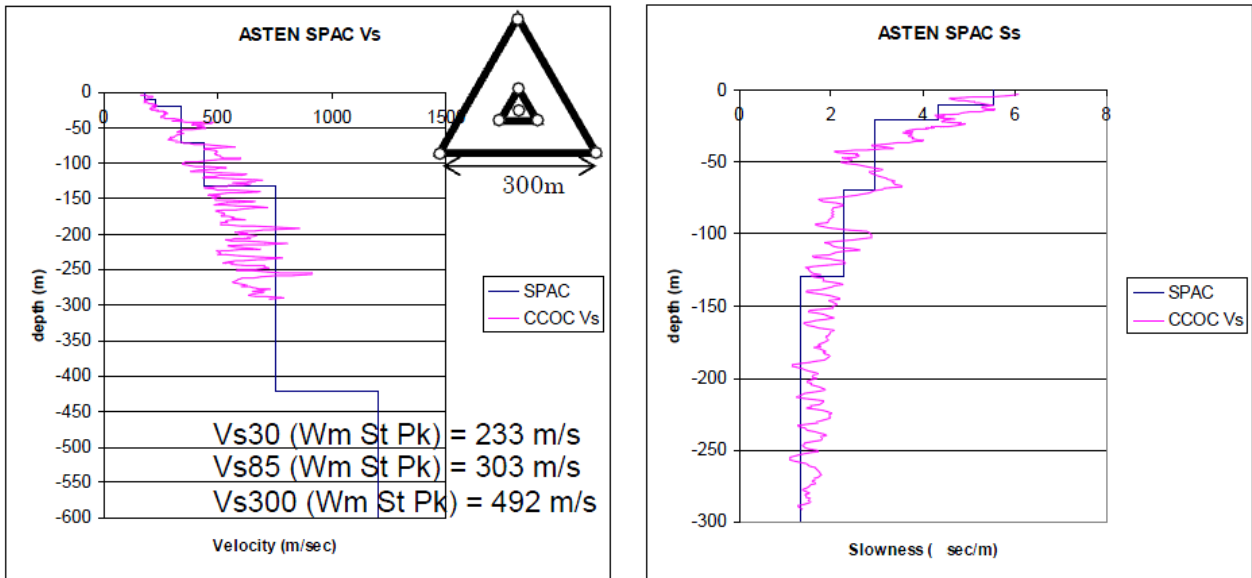


Figura 4.2.11: Resultado del método MMSPAC. La curva azul es el perfil MMSPAC y la rosada es el perfil PS-loggin (Asten y Boore, 2004)

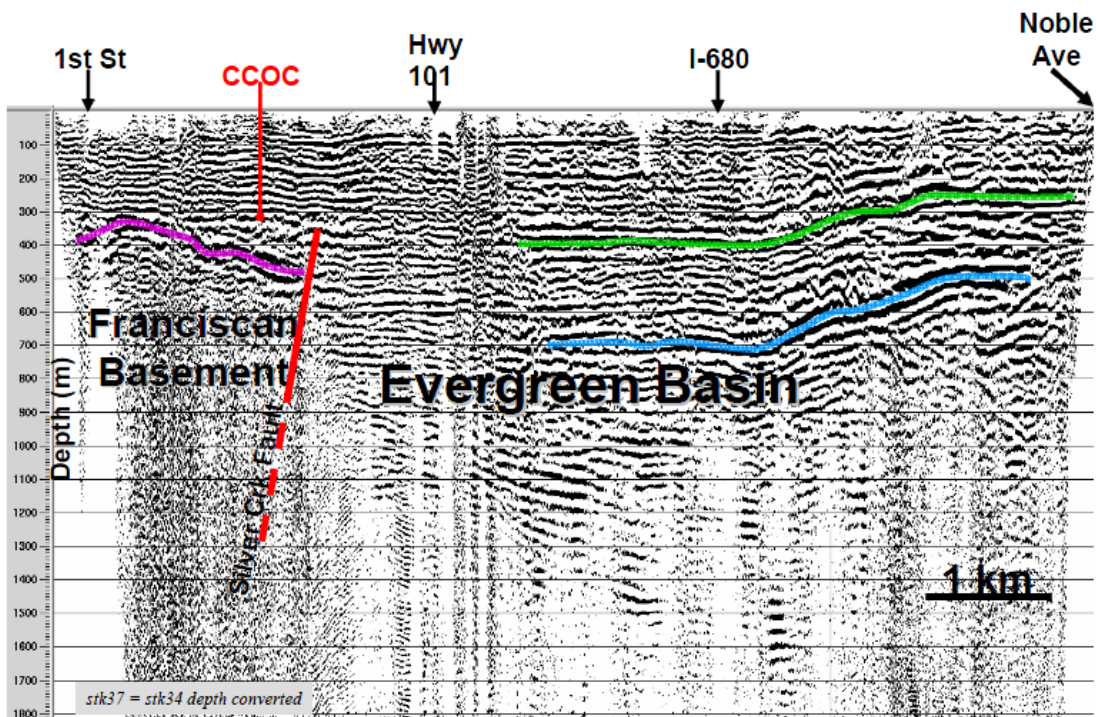


Figura 4.2.12: Reflexión sísmica del sitio de estudio (CCOC) que muestra la profundidad del basamento rocoso (420 m), la cual fue detectada de manera independiente por el método MMSPAC (Asten y Boore, 2004)



### 4.3 Discusión

El método de Nakamura muestra debilidades y ventajas, que fueron determinadas sistemáticamente fruto de un importante proyecto europeo (Proyecto SESAME), que además definió en qué condiciones las curvas H/V son utilizables como información confiable.

La principal debilidad del método es que depende de la existencia de un contraste de impedancias entre suelo y roca significativo, para poder mostrar el periodo fundamental del depósito. Esta condición muchas veces no se tiene y el método entrega una curva plana, que no necesariamente es indicadora de potencial de amplificación despreciable.

Sin embargo, cuando la condición de contraste de impedancias está presente en un sitio, condición que se puede determinar por las características del peak observado (su amplitud y agudeza), el método de Nakamura resulta ser un método confiable para estimar el periodo fundamental de un sitio.

Cuando el peak es confiable, según un estándar bien definido de características del peak, el método de Nakamura no solo entrega el periodo fundamental, sino que también da indicios de qué tan pronunciado es el contraste de impedancias. Estos indicios tienen que ver con la amplitud del peak y su agudeza, de tal forma que un peak de amplitud importante y bien pronunciado es indicador de un significativo contraste de impedancias en profundidad.

Lo anterior, lo vuelve un excelente detector de depósitos blandos y profundos. Esto se debe a que cuando se tiene un peak confiable, si es a bajas frecuencias y bien pronunciado, corresponde a un depósito de suelo blando y profundo.

Los métodos de medición pasiva de ondas superficiales por medio de arreglos 2D de sensores, muestran tener el potencial de ser un aporte significativo en una microzonificación sísmica, debido a que pueden lograr perfiles de velocidad de ondas de corte de hasta 800 m, como se vio en el caso de Estambul, en el capítulo 3. Estos perfiles se logran sin necesidad de sondajes y a partir de mediciones del ruido ambiental de duración pocas horas.

Estos métodos tienen complejidades y desventajas que a la fecha, han sido enfrentadas de manera satisfactoria, al corroborar por ejemplo, que el 2008 el método MMSPAC superó el examen de determinar un perfil de velocidades de 300 metros con la validación de un ensayo invasivo PS-logging. Aunque presentó deficiencias en detectar lentes de estratos blandos en profundidad, en cuanto a la velocidad de onda de corte equivalente de los primeros 293 m presentó un error inferior al 2%.

Sin embargo, hay que señalar que la obtención del perfil de velocidades de un suelo por este método, involucra un proceso de inversión que debe considerar modelos de propagación de ondas superficiales que contemplen varios modos de vibrar de las ondas Rayleigh, lo que vuelve el análisis bastante complejo. Además de que como todo método de inversión, requiere una condición inicial y rangos factibles de valores que en

la mayoría de los casos sólo hay que estimar. Respecto a esto, se han desarrollado expresiones para considerar varios modos de la onda Rayleigh en el proceso de inversión, así como se ha incursionado en la utilización de algoritmos genéticos para elaborar condiciones iniciales factibles, como se vio en el caso de Estambul en el capítulo 4.

Además, hay varias dificultades a considerar que pueden ser resueltas de algunas formas. Por ejemplo, el método SPAC o MMSPAC que son los que presentan mejores resultados en general, utilizan el supuesto de que las fuentes de ruido ambiental se distribuyen uniformemente en el espacio, lo cual puede no cumplirse e invalidar el método. Ante el problema de que esta condición a veces es difícil de determinar a priori (se puede determinar a priori en caso del conocimiento de una instalación industrial cercana o casos del mismo estilo), el método frecuencia-número de onda (F-K), tiene la capacidad de distinguir fuentes predominantes en el espacio y alertar sobre la imposibilidad de aplicar SPAC o MMSPAC. En este caso habría que utilizar el método F-K para la determinación del perfil, sabiendo que en general sobrestima las velocidades.

Otro ejemplo de dificultad superada, es que el método SPAC o el MMSPAC requieren un arreglo de sensores circular con un sensor en el centro, de diámetro de cientos de metros para tener perfiles de cientos de metros de profundidad también, por lo que esta geometría muchas veces no es posible de conseguir en medios urbanos. Ante esto el método ESAC resulta ser una buena alternativa, al aceptar arreglos de sensores con geometrías parecidas a las calles de una ciudad.

También, en el contexto de facilitar las mediciones en áreas urbanas, al incluir un sensor triaxial al centro de un arreglo circular, existe la posibilidad de disminuir drásticamente el diámetro del arreglo de sensores para poder alcanzar profundidades significativas de medición.

# CAPÍTULO 5

## Parámetros relacionados con la respuesta del suelo

Ante la complejidad y la gran cantidad de información de registros sísmicos que requiere, por ejemplo, la determinación de un espectro de aceleración representativo para cada sitio, una buena opción para hacer microzonificaciones sísmicas, es utilizar parámetros que indiquen el potencial amplificador del depósito de suelo. El aspecto clave de estos parámetros es que solo dependen de las características dinámicas del suelo y deben ser relativamente fáciles de medir.

Luego, la adopción de un determinado parámetro está relacionada con el grado de precisión de la microzonificación que se requiera, sin embargo, la gran pregunta es qué grado de correlación presenta cada parámetro con la respuesta dinámica en superficie.

Ante esta pregunta, se presentan las principales características de dos parámetros ampliamente utilizados, como son el periodo fundamental ( $T_0$ ) y la velocidad de onda de corte equivalente de los primeros 30 metros ( $V_{s30}$ ), junto con cuatro parámetros que han sido propuestos recientemente, que son el uso conjunto de  $T_0$  y  $V_{s30}$  ( $(T_0, V_{s30})$ ), la curva completa del método de Nakamura, la curva de dispersión de las ondas Rayleigh (DC) y la velocidad promedio de todo el depósito de suelo ( $V_{sH}$ ).

### 5.1 Periodo fundamental, $T_0$

Desde que en 1989 Nakamura impulsa fuertemente la medición de la razón espectral H/V a partir del ruido ambiental, la utilización del periodo fundamental como parámetro útil al momento de realizar una microzonificación, se masifica gracias a la sencillez y bajo costo de la medición. Además que el periodo fundamental es un parámetro relevante en la respuesta sísmica de un sitio, estando definido por las características del depósito hasta la roca.

Dado que el periodo fundamental del estrato está asociado a la flexibilidad de la columna de suelo, se ha sugerido el parámetro  $T_0$  como posible indicador de la distribución de daño en un terremoto. Más específicamente, la expresión de  $T_0$  para un modelo de depósito 1D y velocidad de onda de corte constante es:

$$T_0 = \frac{4H}{V_s}$$

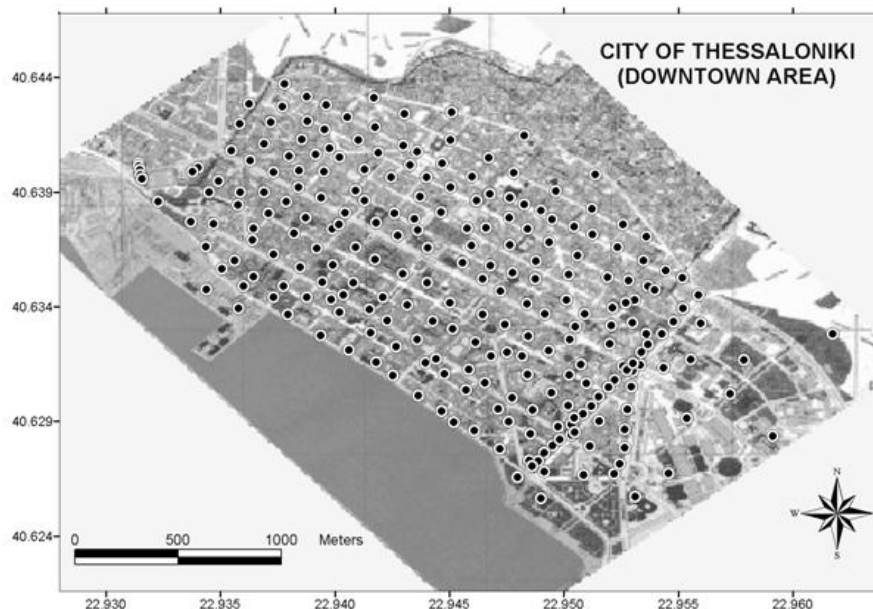
Donde se observa que entre más blando es el suelo ( $V_s = \text{velocidad de onda de corte}$ ), mayor es el  $T_0$  y mientras más profundo sea el depósito ( $H = \text{profundidad de la roca}$ ), mayor es el  $T_0$ . Por lo tanto  $T_0$  representa, además del periodo de máxima amplificación, un indicador de profundos depósitos de suelo blando, los cuales han

demostrado ser en varios terremotos (México 1986, por ejemplo), causantes de graves efectos de sitio.

Sin embargo, se puede advertir una debilidad de este indicador, dado que existe una contrapartida entre  $H$  y  $V_S$ : Dos depósitos muy distintos pueden tener el mismo periodo fundamental, uno más superficial y más blando, y otro más profundo y más duro.

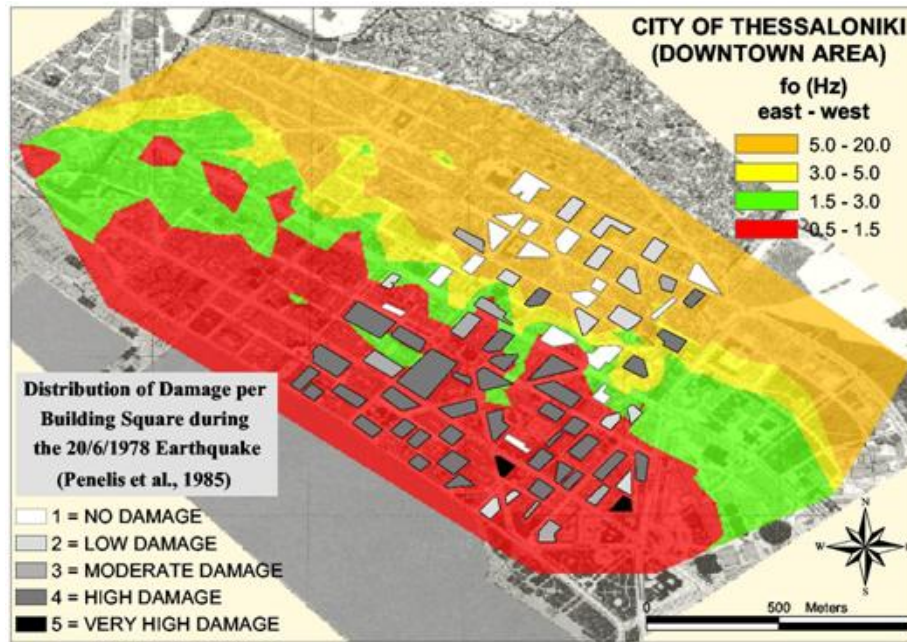
El proyecto europeo SESAME, desarrollado en Europa entre el 2001 y el 2004, estudio relaciones empíricas entre el periodo fundamental y la distribución del daño. Se presentarán 2 casos con resultados distintos ocurridos en Grecia.

Dada la distribución de daños en el centro de la ciudad de Tesalónica, producto del sismo magnitud 6,5 de 1978, con epicentro a 30 Km de la ciudad, donde se evaluó el daño principalmente en edificios de 6 a 9 pisos de hormigón armado, que eran los preponderantes en esa época, el proyecto SESAME realizó 250 mediciones de ruido ambiental en la zona dañada, como se muestra en la Figura 5.1.1.



**Figura 5.1.1: Mediciones con el método de Nakamura en Tesalónica (Proyecto SESAME)**

Esto permitió contrastar la distribución de daño, con respecto al mapa de periodos fundamentales, observándose una muy buena correlación, la cual se muestra en la Figura 5.1.2.



**Figura 5.1.2: Mapa de edificios dañados y periodos fundamentales del suelo estimados a partir del método de Nakamura (Proyecto SESAME)**

Luego, se puede advertir que existen características que favorecen el éxito de  $T_0$ . En primer lugar el daño se evalúa sobre una tipología similar de estructura, lo que atenúa el sesgo de la vulnerabilidad de la estructura. En segundo lugar, los perfiles de velocidad distribuidos en la ciudad (conocidos por la microzonificación de Anastasiadis et al., 2001), no dan lugar a una ambigüedad de  $T_0$ , como se observa a partir de la Figura 5.1.3, Figura 5.1.4, Figura 5.1.5 y Figura 5.1.6 que muestran los perfiles de velocidad representativos de varios lineamientos.

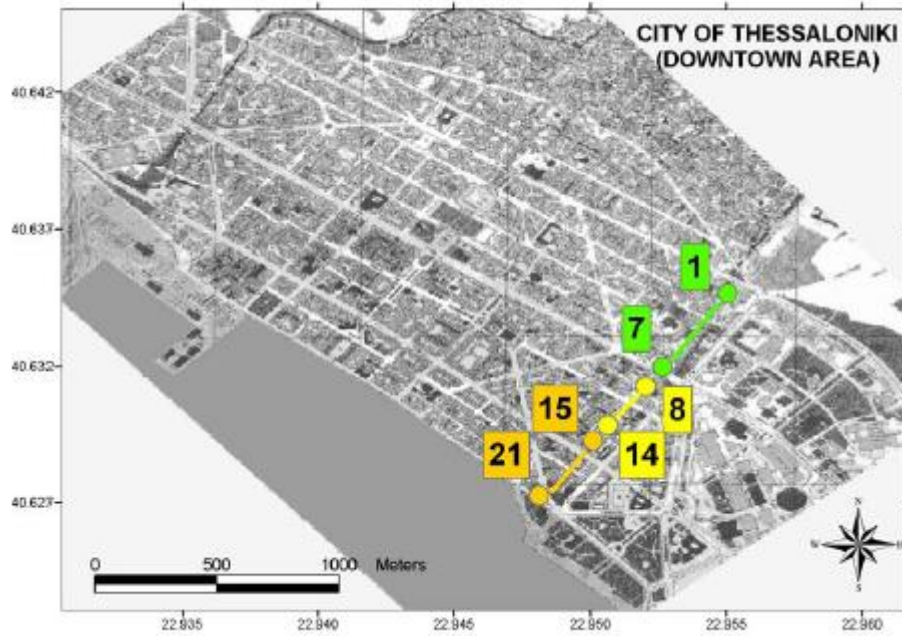


Figura 5.1.3: Eje con datos de estratigrafía y velocidades de onda de corte (Proyecto SESAME)

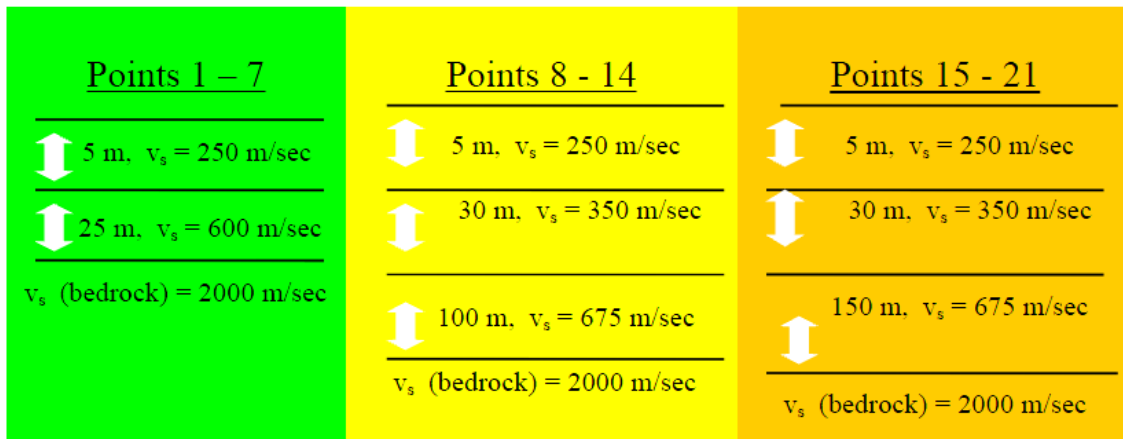
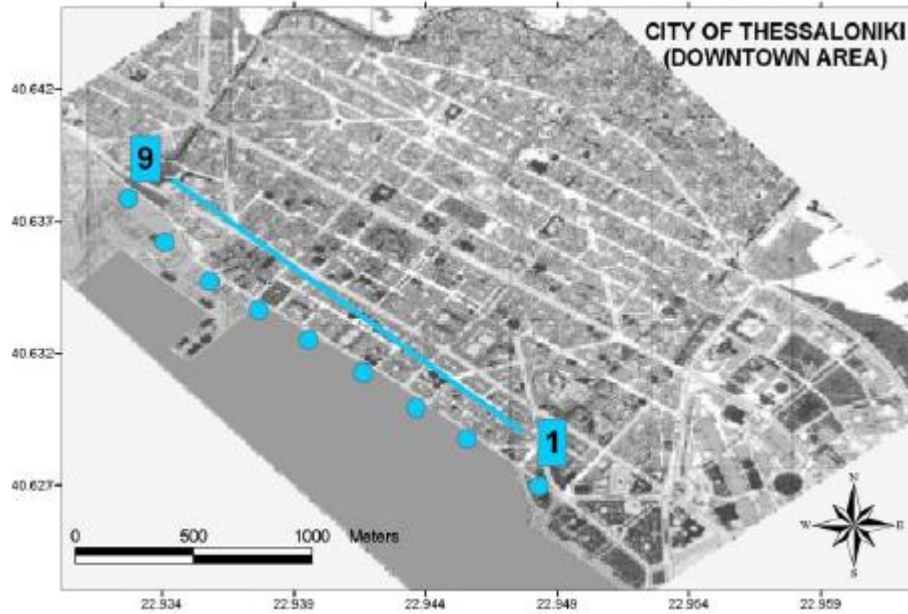
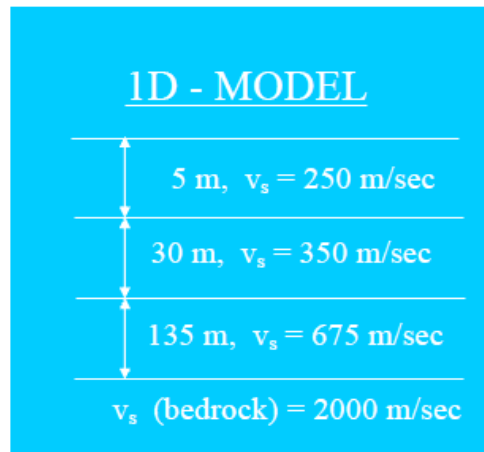


Figura 5.1.4: Estratos y velocidades de onda de corte a lo largo del eje mostrado en figura 76 (Proyecto SESAME)



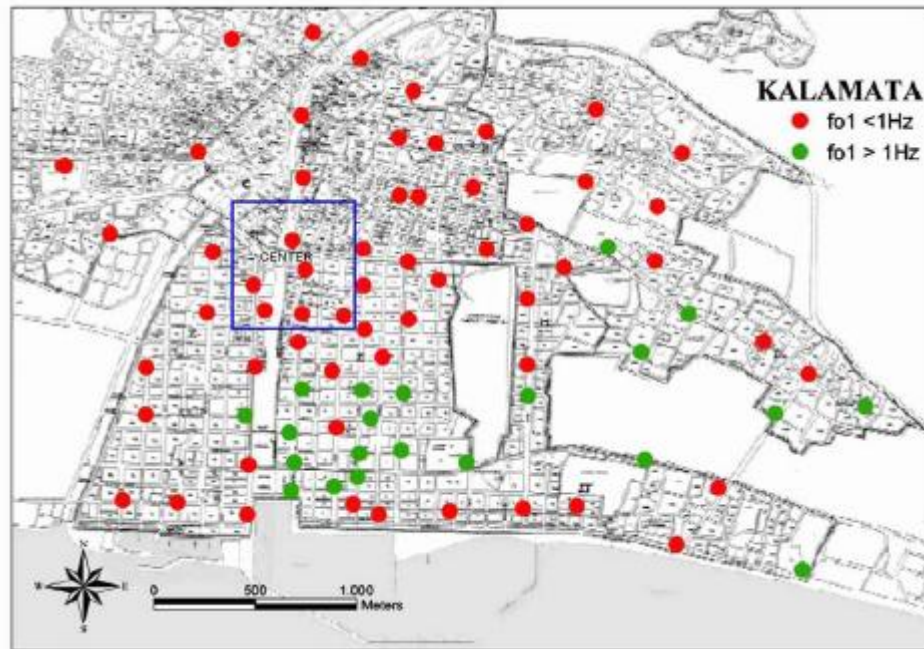
**Figura 5.1.5: Eje con datos de estratigrafía y velocidades de onda de corte (Proyecto SESAME)**



**Figura 5.1.6: Estratos y velocidades de onda de corte a lo largo del eje mostrado en figura 78 (Proyecto SESAME)**

A partir de la Figura 5.1.3, Figura 5.1.4, Figura 5.1.5 y Figura 5.1.6 queda en evidencia que la fuente de variabilidad más significativa en los perfiles es la profundidad de la roca, por lo que  $T_0$  es capaz de indicar la variabilidad más significativa de la ciudad.

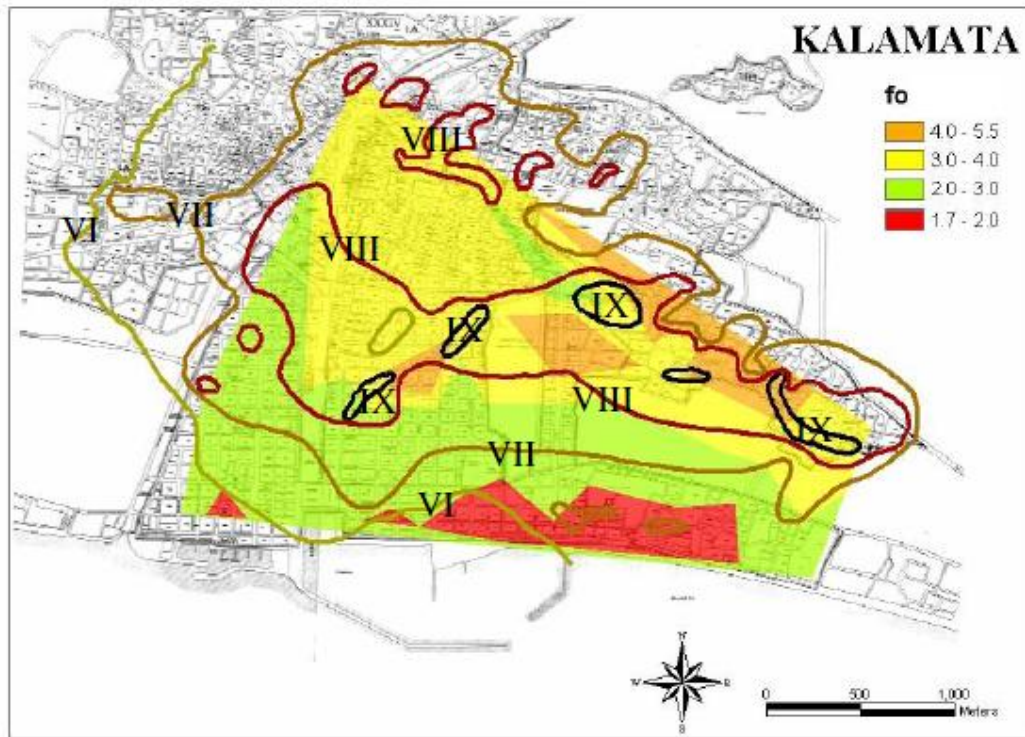
Una medición similar se realizó en la ciudad de Kalamata, que en 1986 se vio afectada por un sismo de magnitud 6 con epicentro a 10 Km. Los puntos de medición de  $T_0$  se muestran en la Figura 5.1.7.



**Figura 5.1.7 Puntos de medición con método de Nakamura en Kalamata (Proyecto SESAME)**

Esto permite generar un mapa de periodos fundamentales y compararlo con el mapa de intensidades de Mercalli modificada, no encontrándose una clara correlación (Figura 5.1.8).





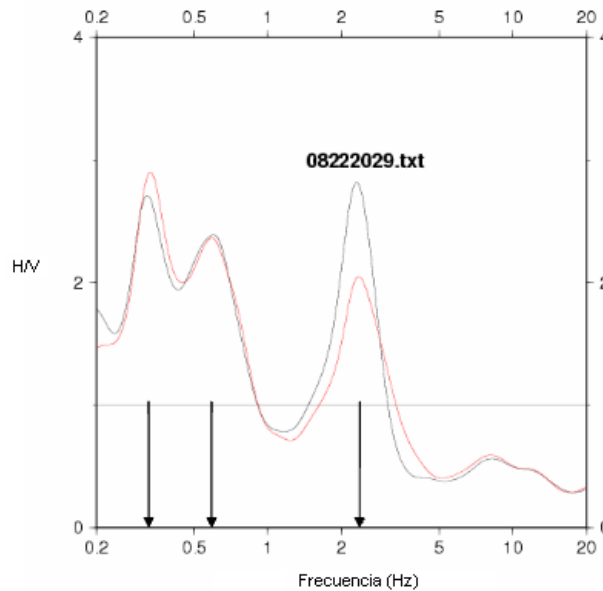
**Figura 5.1.8: Mapa de intensidades sísmicas y frecuencia fundamental del suelo (Proyecto SESAME)**

En este caso, también se tienen factores explicativos del desempeño de  $T_0$ , aunque solo se tiene información geotécnica del centro de la ciudad, en donde se observa un perfil de velocidades más complejo, que presenta 2 contrastes de impedancia en profundidad (Figura 5.1.9)

Layer Thickness(m)	Vs(m/sec)	Qs	Density (Kg/m <sup>3</sup> )	Vp(m/sec)	Qp
11	200	8	1950	1580	380
9	300	10	2000	1460	180
9	500	12	2050	1640	100
2	1000	25	2050	4500	380
180	600	16	2150	1930	125
HS	1100	25	2150	5500	380

**Figura 5.1.9: información dinámica de depósito de suelo en el centro de Kalamata (Proyecto SESAME)**

Y además, esto se ve reflejado en las curvas H/V que presentan 2 peaks (Figura 5.1.10).



**Figura 5.1.10: Curva H/V obtenida con el método de Nakamura del centro de Kalamata (Proyecto SESAME)**

Estas características, sumadas al hecho de que la tipología estructural no está bien determinada para la evaluación del daño, pueden explicar el pobre desempeño de  $T_0$  para estimar la distribución de daño.

## 5.2 Velocidad de onda de corte equivalente de los primeros 30 m, $V_{s30}$

A principios de los años 90, Borchardt (Borchardt, 1994 y 1996) analiza los registros de 37 sitios en la bahía de San Francisco, EE.UU., obtenidos durante el terremoto de Loma Prieta en 1989. Estos sitios se ubicaban sobre distintas unidades geológicas, incluyendo sitios en roca, y contaron con la información del perfil de velocidades de ondas de corte en los primeros 30 m, gracias a información obtenida en sondajes existentes.

Ante la observación preliminar de que los sitios correspondientes a suelo exhibían mayores aceleraciones que los sitios en roca, Borchardt procedió a realizar un estudio estadístico entre el parámetro que definió como  $V_{s30}$  y los parámetros  $F_a$  y  $F_v$ , donde  $V_{s30}$  representa la velocidad uniforme que se debiera tener en los primeros 30 m de suelo, para que la onda de corte que viaja por el perfil real del sitio en los primeros 30 m se demore el mismo tiempo en viajar por el perfil real que por el perfil uniforme, y los parámetros  $F_a$  y  $F_v$  representan la amplificación promedio respecto a un sitio en roca dentro de la banda de periodos 0.1-0.5 s y 0.4-2.0 s, respectivamente. La expresión de  $V_{s30}$  viene dada por:

$$V_{s30} = \frac{\sum d_i}{\sum \frac{d_i}{v_i}}$$

Donde  $d_i$  y  $v_i$  son el espesor y la velocidad de onda de corte de cada estrato y  $\sum d_i = 30$  m.

De esta forma, se encontraron las relaciones que se indican en la Figura 5.2.1 y Figura 5.2.2.

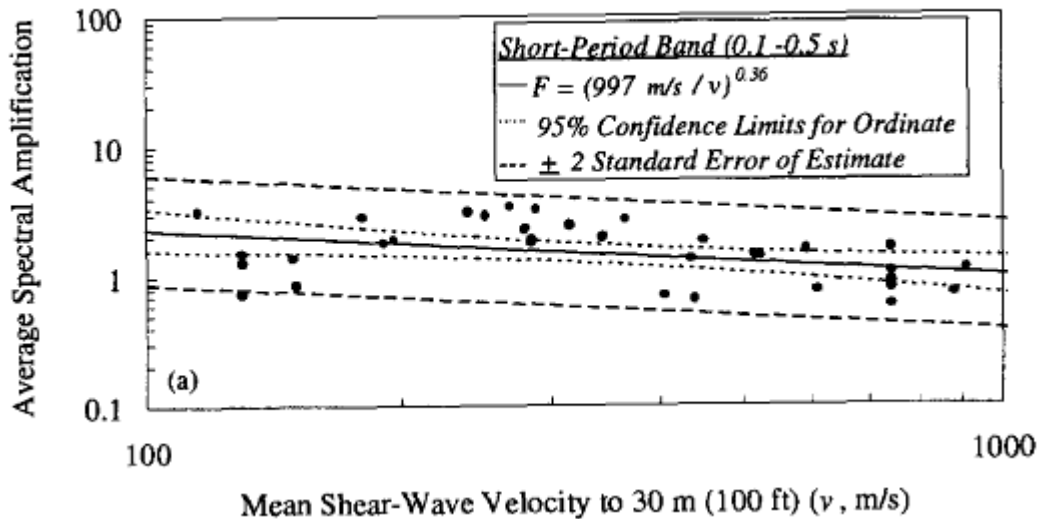


Figura 5.2.1: Amplificaciones observadas vs. Vs30 para banda 0,1 y 0,5 segundos (Borcherdt, 1994)

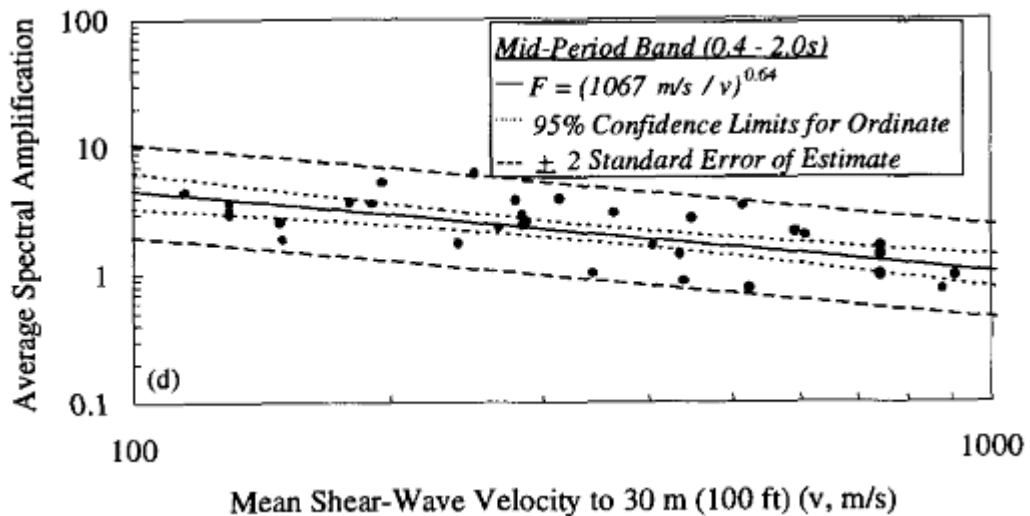
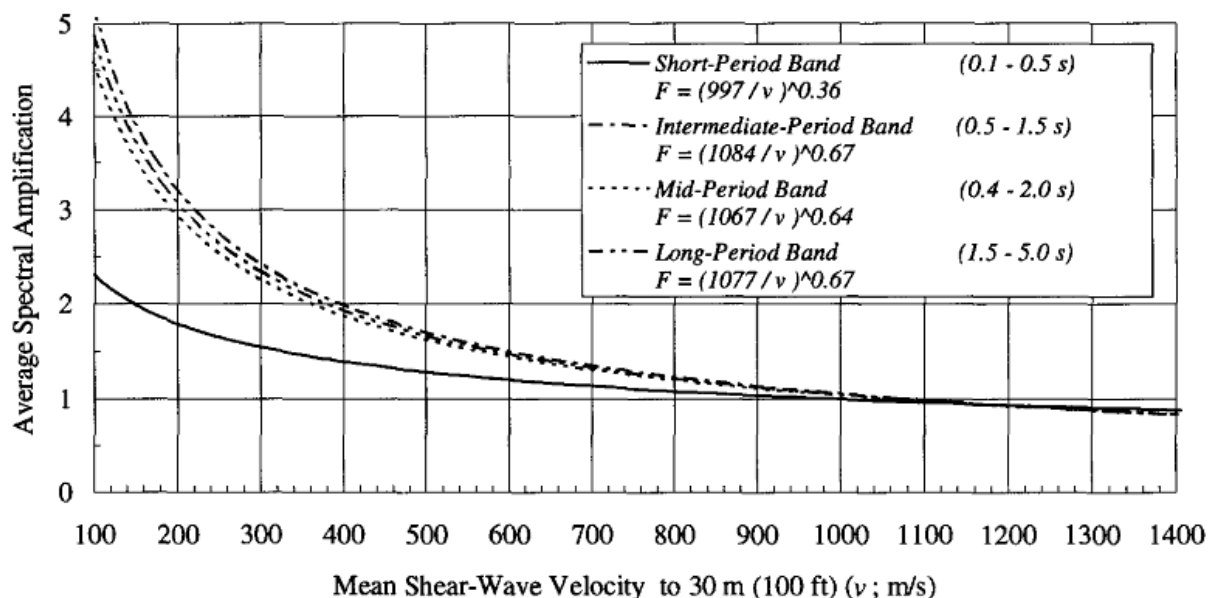


Figura 5.2.2: Amplificaciones observadas vs. Vs30 para banda 0,4 y 2,0 segundos (Borcherdt, 1994)

Así, Borchardt, plantea una relación entre la amplificación, en distintas bandas de frecuencia, y el  $V_{s30}$  como se muestra en la Figura 5.2.3. Además, observando el tipo de relación  $F=(V_{ref}/V_{s30})^a$ , se evidencia que la vinculación que se plantea tiene que ver con un indicador del contraste de impedancias, suponiendo una roca uniforme entre los sitios .



**Figura 5.2.3: Curvas de amplificaciones promedio para distintas bandas de frecuencia vs.  $V_{s30}$  (Borchardt, 1994)**

Este resultado, junto (posiblemente) con la conveniencia de solo investigar los primeros 30 m de suelo, llevaron a que los más modernos códigos de diseño sísmico en grandes países y hasta la actualidad, adopten el  $V_{s30}$  como parámetro para clasificar sísmicamente los suelos. Entre estos códigos se pueden contar NEHRP (2000), Eurocode8 (1998) (Albarello et al, 2010) e incluso la clasificación de suelos vigente en Chile. En la Figura 5.2.4 se muestra la clasificación NEHRP (2000).

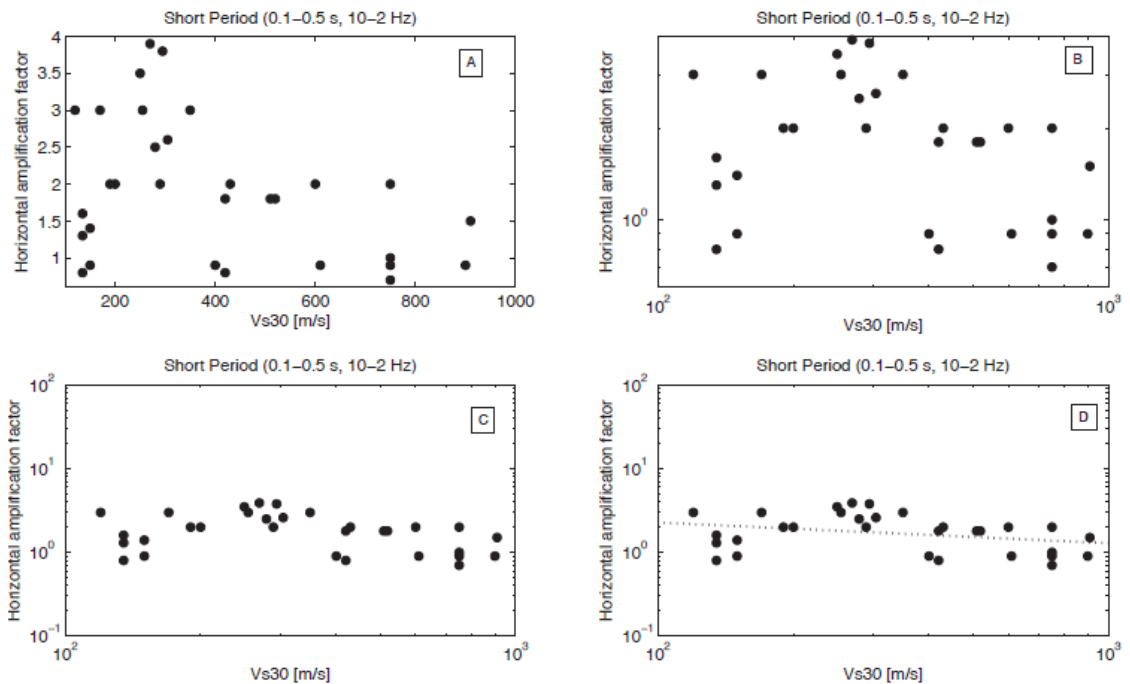
NEHRP	$V_{s30}$ (m/s)
A	> 1500
B	760–1500
C	360–760
D	180–360
E	< 180

**Figura 5.2.4: Clasificación de suelos según  $V_{s30}$  NEHRP (2000), (Albarello et al, 2010)**

Sin embargo, la capacidad del parámetro  $V_{s30}$  para ser indicador del potencial de amplificación de un sitio, ha sido puesta en duda por varios autores que señalan la relevancia que tiene en muchos casos las características de los suelos bajo los 30 m de profundidad e incluso la variedad de formas que pueda tener el perfil de velocidades, como disminuciones de velocidad en profundidad (Castellaro, et al., 2008).

Incluso, Castellaro et al., 2008, cuestiona la metodología estadística de Borchardt para llegar a sus relaciones. El argumento de Castellaro, es que la correlación que encuentra Borchardt está muy influenciada por un “efecto óptico” en la visualización de los datos y además, señala que para encontrar correlaciones entre dos variables, se debe cumplir con que las variables en estudio tengan un error pequeño respecto a la correlación encontrada, no siendo el caso del  $V_{s30}$  y los coeficientes de amplificación, que poseen una exactitud no tan acuciosa dados los métodos de medición.

El argumento del “efecto óptico” se representa en la Figura 5.2.5, en que se tiene en A los datos para periodos cortos (0.1 a 0.5 s) en escala lineal, luego en B en escala log-log, en C en escala log-log extendida y luego en escala log-log extendida junto a la línea de de regresión lineal, tal como lo presenta Borchardt.

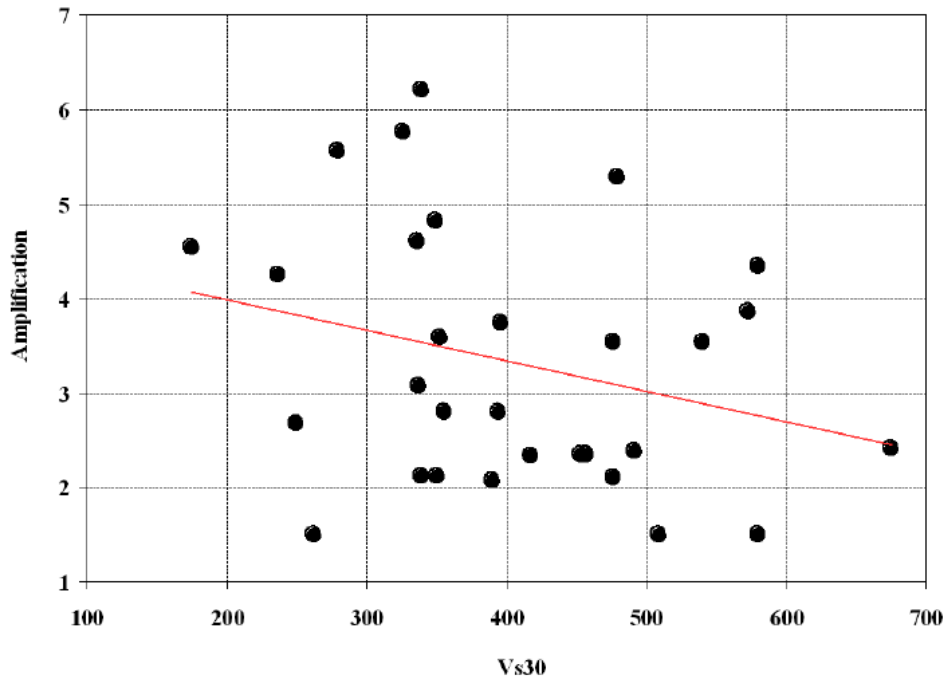


**Figura 5.2.5: Varias formas de presentar un mismo resultado, induciendo una cierta apreciación acerca la correlación de  $V_{s30}$  con la amplificación (Castellaro, 2008)**

Otro ejemplo de la insuficiencia que puede mostrar el parámetro  $V_{s30}$  en la predicción de amplificación, se da en la recolección que efectúa Mucciarelli et al, 2006, de la

información de 46 sitios con  $V_{s30}$  medido en 5 microzonificaciones en Italia, donde 34 de estos, contaban con estación sismológica que permitió el cálculo de la razón espectral H/V a partir de sismos, teniendo así la amplificación de cada sitio.

La comparación entre la amplificación y el  $V_{s30}$  se muestra en la Figura 5.2.6, observándose una pobre.



**Figura 5.2.6:  $V_{s30}$  vs. Amplificación determinada a partir de sismos y estacones de referencia (Marco Muciarelli, et al 2006)**

La conclusión general observada en varios artículos, es que el parámetro  $V_{s30}$  puede no ser suficiente como indicador de la amplificación dinámica de un sitio. La explicación que se da entre muchos autores, es que si se quiere estimar el potencial de amplificación de un sitio cualquiera, teniendo en cuenta la existencia de depósitos profundos e incluso, estratos de baja velocidad bajo los 30 m, el parámetro  $V_{s30}$  es una excesiva simplificación del fenómeno.

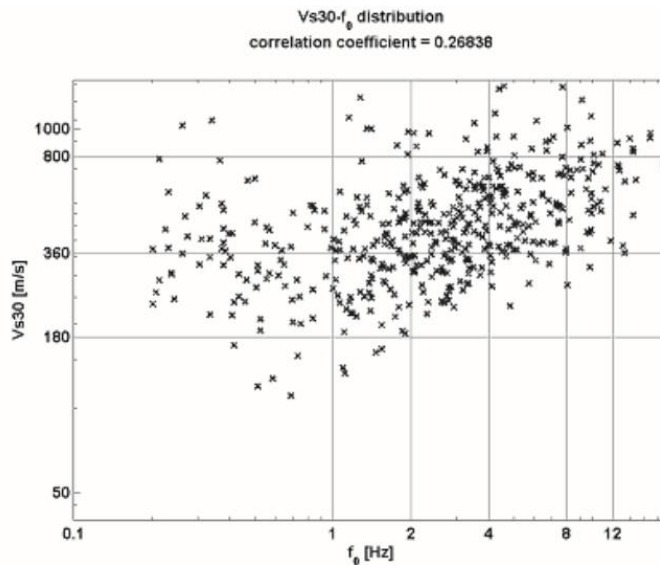
### 5.3 Uso conjunto de los parámetros $T_0$ y $V_{s30}$

Cadet et al., 2008, ante la insuficiencia que puede mostrar el uso de  $V_{s30}$  como parámetro para clasificar sísmicamente suelos, propone clasificar los suelos con el parámetro bidimensional ( $T_0$ ,  $V_{s30}$ ), el cual puede ser medio de manera poco costosa y no invasiva con el método de Nakamura y mediciones de ondas superficiales como MASW y SASW, además de tener la cualidad de representar mejor las propiedades dinámicas del depósito de suelo, ya que el uso de los dos parámetros en conjunto

estima en cierta medida la profundidad del estrato, aunque solo en cierta medida ya que para estimarla de manera más completa se requeriría la velocidad promedio de todo el depósito.

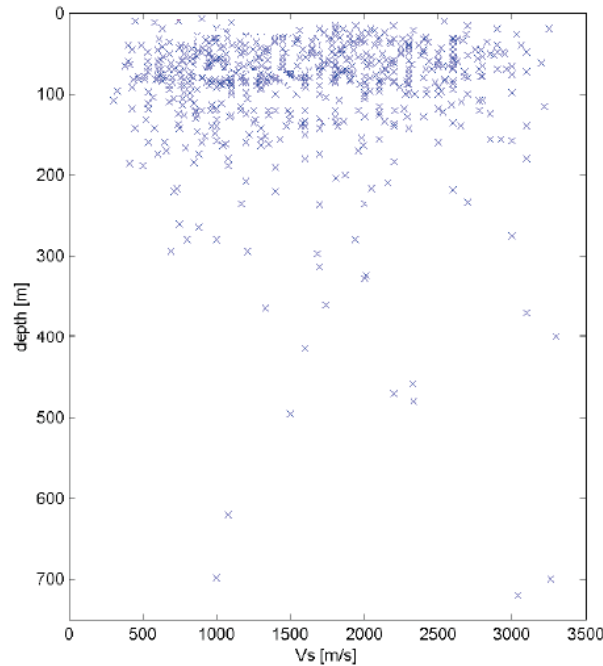
Para evaluar la capacidad del parámetro propuesto, Cadet et al., analizan la información proveniente de 495 sondajes de la red Kik-net de Japón, los que cuentan con acelerógrafos en superficie y en profundidad, además del perfil de velocidades, por lo que es posible determinar la amplificación de cada sitio y relacionarla con ( $T_0$ ,  $V_{s30}$ ).

Adicionalmente, se observa en la Figura 5.3.1, que los datos de  $T_0$  y  $V_{s30}$  no se encuentran bien correlacionados entre sí, por lo que existe una posibilidad de que se complementen.



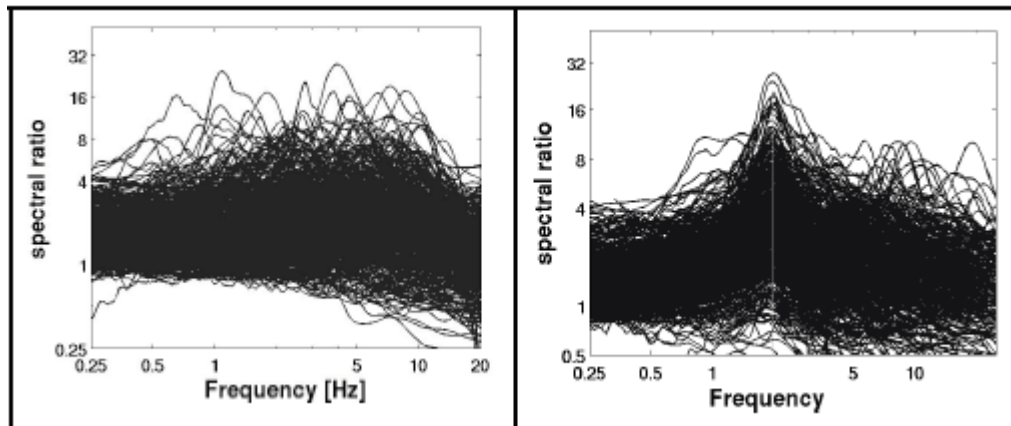
**Figura 5.3.1: Relación entre Vs30 y  $T_0$  para sitios analizados por Cadet et al. (Cadet et al, 2008)**

Cabe señalar que los acelerógrafos en profundidad no están ubicados siempre en la roca y su medición está perturbada por las ondas descendientes que se han reflejado en estratos superiores, por lo que se debe realizar una corrección de la amplificación para que todos los sitios sean comparables. En la Figura 5.3.2 se muestra la profundidad y la velocidad de ondas de corte del estrato donde se ubica el sensor en profundidad para los 495 sondajes considerados.



**Figura 5.3.2: Gráfico de profundidades y velocidades de onda de corte del lugar donde están ubicados los acelerógrafos en profundidad de los sitios de la red Kik-Net analizados por Cadet et al (Cadet et al 2008)**

Luego, al tomar todos los espectros de amplificación y graficar las amplificaciones según el parámetro adimensional  $2f/f_0$  se obtiene la visualización de todos los datos que se presenta en la Figura 5.3.3, donde a la izquierda se muestra la frecuencia normal y a la derecha la frecuencia adimensional (notar que este cambio de variable produce un peak marcado).



**Figura 5.3.3 Efecto de cambio de variables en espectros de amplificación (Cadet et al 2008)**

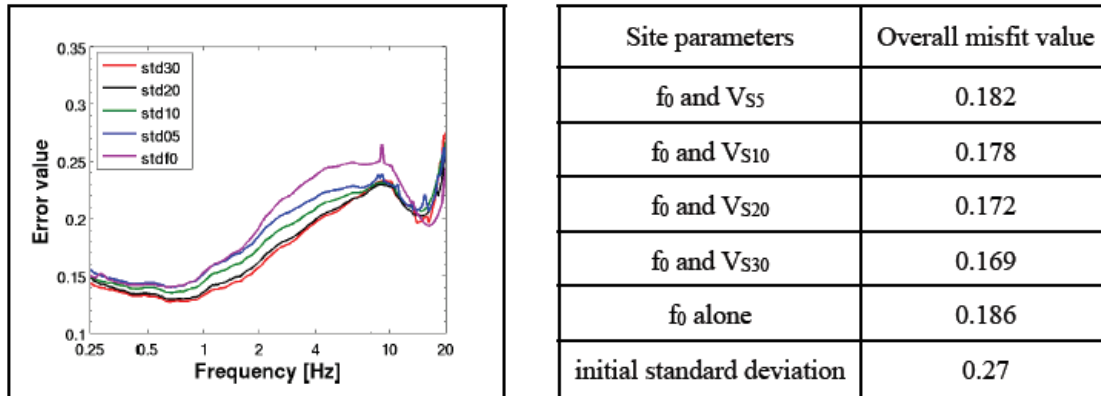
De esta forma se pueden desagregar los datos en términos de Vs promedio en los primeros 5, 10, 20 y 30 m, así como en términos de la frecuencia adimensional, para ser relacionados con la amplificación. La fórmula de ajuste a la que llegan Cadet et al, es:



$$\log (A_i(v_k)) = a_k + b_k \log(V_{S_{z,i}})$$

Donde  $A_i(v_k)$  representa la amplificación del sitio  $i$  a la frecuencia adimensional  $v_k$ ,  $V_{S_{z,i}}$  representa la velocidad de onda de corte en los primeros  $z$  metros para el sitio  $i$ , y  $a_k$  junto a  $b_k$  son constantes de ajuste para cada frecuencia  $k$  considerada.

Luego el error entre la amplificación existente y la estimada se presenta en la Figura 5.3.4.



**Figura 5.3.4 Error de la relación propuesta por Cadet et al para relacionar amplificaciones y  $T_0$  junto a  $V_{S30}$  (Cadet et al 2008)**

Esto indica según Cadet et al (2008), que  $(T_0, V_{S30})$  es un parámetro que puede discriminar los efectos de sitio de buena manera, con un error global de 0,169 en la predicción de la amplificación, y sin un gasto significativamente mayor en la campaña de medición, producto de los avances existentes en el campo de las mediciones geofísicas no invasivas. Cabe señalar que Cadet et al (2008) no comparan cuantitativamente la capacidad predictiva del  $V_{S30}$  por sí solo, con la capacidad predictiva exhibida con el nuevo enfoque.

Otra deducción interesante planteada, es que el periodo fundamental por si solo es un buen indicador de la amplificación en un depósito de suelo para el caso de los sitios KIK-net considerados.

#### 5.4 Curva completa del método de Nakamura

Debido a la pérdida de información, que implica la adopción de parámetros que reflejan las características promedio de los depósitos de suelo, Cultrera et al., 2010, ha propuesto analizar la correlación existente entre las características de la curva completa de H/V, medida a través de ruido ambiental (HVN), con la amplificación presente en un sitio.

El fundamento de esta proposición, es que la forma de la curva HVN está relacionada principalmente con las características de las ondas superficiales Rayleigh y Love y las ondas de cuerpo S, que a su vez dependen del perfil de velocidades de ondas de corte de todo el estrato, incluyendo el contraste de impedancia entre el depósito y la roca.

La herramienta utilizada para efectuar la correlación propuesta, es el análisis de correlación canónica entre las curvas HVN y las mediciones de razón espectral entre sitios de referencia y sitios en suelo (SSR).

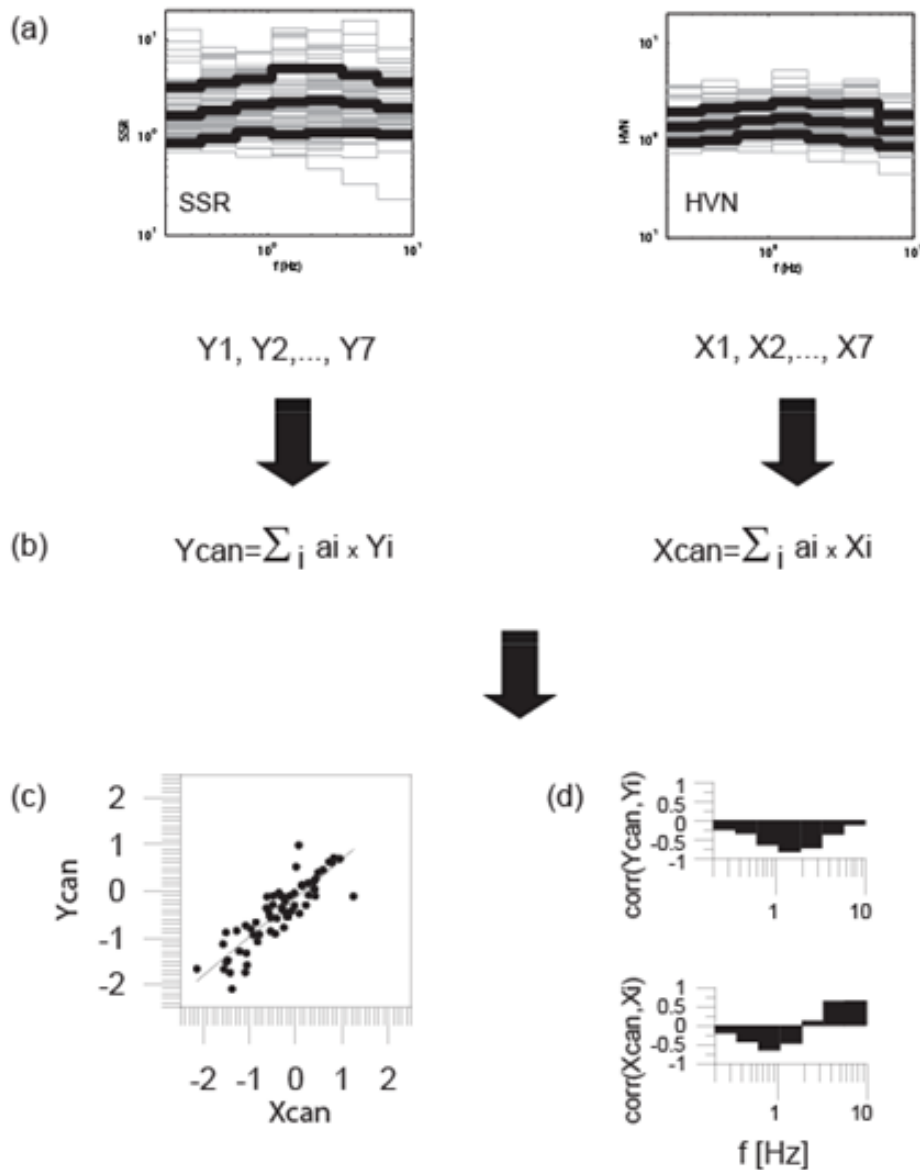
La potencia de este análisis radica en que se puede relacionar la curva HVN, que mediante su uso tradicional solo proporciona una estimación confiable de  $T_0$  y no de  $A_0$  (amplificación en  $T_0$ ), con la curva SSR que proporciona una buena estimación de la función de transferencia del sitio, tomando en cuenta todas las características de la estratigrafía del depósito de suelo.

Este análisis se realiza sobre 64 sitios que cuentan con la información pertinente, y que se muestran en la Figura 5.4.1.

Experiment area	Number of sites
Benevento (Italy)	4
Catania (Italy)	2
Ebron (France)	4
Fabriano (Italy)	4
Grenoble (France)	2
Lourdes (France)	2
Predappio (Italy)	12
Tehran (Iran)	8
Verchiano (Italy)	7
Volvi 1994 (Greece)	13
Volvi 1997 (Greece)	6
TOT	64

**Figura 5.4.1: Número de sitios considerados por Cultrera et al. y su ubicación (Cultrera et al., 2010)**

El análisis de correlación canónica se efectúa al discretizar en las llamadas “bins”, las curvas HVN y SSR, para luego construir los valores  $X_{can}$  e  $Y_{can}$  que representan las curvas HVN y SSR, respectivamente. En la Figura 5.4.2, se muestra un esquema en que se presentan los pasos a seguir, donde en a) se muestran las curvas SSR y HVN en formato “bins” (3 líneas representan las curvas promedio  $\pm$  una desviación estándar), en b) se muestra la expresión de los escalares  $X_{can}$  e  $Y_{can}$ , y finalmente en c) se muestra la correlación encontrada junto con los valores  $a_i$  respectivos en d).



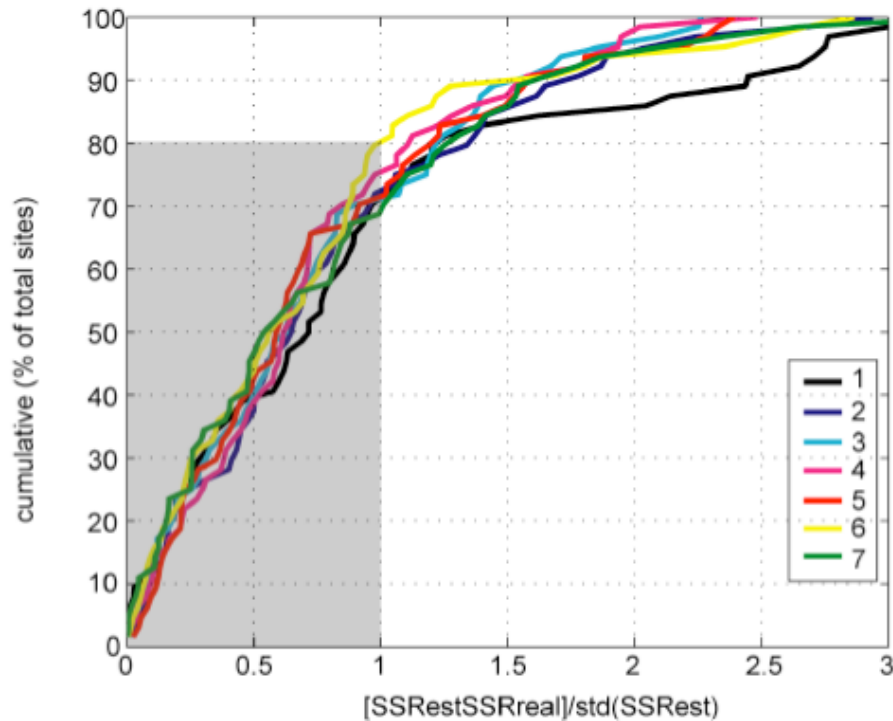
**Figura 5.4.2: Esquema de análisis propuesto (Cultrera et al., 2010)**

Luego, al tener la correlación entre  $Y_{can}$  y  $X_{can}$  para un número de sitios relevante, De Rubies et al., 2011, señala el potencial que tiene dicha correlación para deducir la curva SSR solo a partir del método de Nakamura para una determinada región, a partir de la correlación efectuada entre H/V y SSR sobre un universo menor de sitios.

Para evaluar su proposición, De Rubies et al realizan un análisis estadístico sobre los 64 sitios en estudio, que consiste en deducir el valor de sus SSR medidos a partir de los SSR inferidos por la correlación, para evaluar en qué medida la correlación puede reconstruir los datos y con qué grado de exactitud.

El resultado al que llega se muestra en la Figura 5.4.3, que representa el ajuste de la estimación de cada sitio para cada "bins", en que se muestra que el 80% de los datos

difiere en menos de una desviación estándar al realizar la reconstrucción de las medidas.



**Figura 5.4.3: Ajuste de la estimación de cada sitio para cada "bins" (De Rubies et al 2011)**

Este resultado es muy relevante ya que permite obtener las ventajas de las curvas SSR para una gran cantidad de sitios, realizando la medición de SSR solo en algunos pocos, a través del sencillo método de Nakamura. La debilidad de este método es que hereda el problema de la técnica de Nakamura que consiste en que arroja curvas planas cuando el contraste de impedancias es bajo entre suelo y roca, sin implicar ausencia de amplificación.

## 5.5 Curvas de dispersión

Con el análisis de correlación canónica mostrado en la sección anterior también se pueden correlacionar las funciones de transferencia de un sitio con las curvas de dispersión de las ondas superficiales Rayleigh (DC).

Esta capacidad es expuesta por Cadet et al., 2011, donde la relevancia de esta proposición radica en que se puede hacer uso de la curva de DC sin necesidad de pasar por el proceso de inversión, necesario para obtener el perfil de velocidades y que tiene una serie de complejidades matemáticas inherentes a los análisis inversos, además de ser costosos en cuanto a tiempo.

Dado que la curva DC permite deducir un perfil de velocidades de onda de corte hasta una profundidad acorde con el rango de frecuencias en que se encuentre definida la curva DC, se puede inferir que una curva DC, en un rango conveniente de frecuencias, contiene la información de la velocidad de ondas de corte de todos los estratos del depósito de suelo.

De esta forma, Cadet et al realizan el análisis de correlación canónica para las funciones de transferencia (SH),  $V_{s30}$  y DC medidas en 600 sitios de la red de sondajes con acelerómetros en profundidad y superficie KIK-net en Japón. El objetivo es determinar qué tan bien se correlaciona DC con la función SH, y si su correlación es mejor que el  $V_{s30}$ .

El análisis de correlación canónica se realiza para la curva DC y para el  $V_{s30}$  considerando funciones de transferencia teóricas (dado que se conoce todo el perfil de velocidades en cada sitio) y empíricas. Se encuentra que la correlación obtenida por la curva DC es de mejor calidad que la obtenida por el parámetro  $V_{s30}$ .

Un uso adicional de la curva DC es propuesto por Albarello et al., (2010), en que motivados por el hecho de que la norma NEHRP 2010 propone clasificar los suelos según  $V_{s30}$ , analiza 13000 perfiles de velocidad con diferentes características, como con estratos blandos en profundidad, etc., para llegar a una correlación entre el  $V_{s30}$  y la velocidad de la curva de dispersión evaluada en la longitud de onda 40 m ( $V_{e40}$ ).

Un ejemplo de esta aplicación se muestra en la Figura 5.5.1, en donde se observan los puntos de la curva de dispersión medidos, junto a la estimación teórica de varios modos de la onda Rayleigh y donde en el plano  $v$  vs  $f$ , la longitud de onda ( $\lambda$ ) 40 m se representa por una recta. Es relevante que para el umbral de  $\lambda = 40$  m se tiene que los puntos medidos empiezan a coincidir con la cura teórica del modo fundamental de la onda Rayleigh.

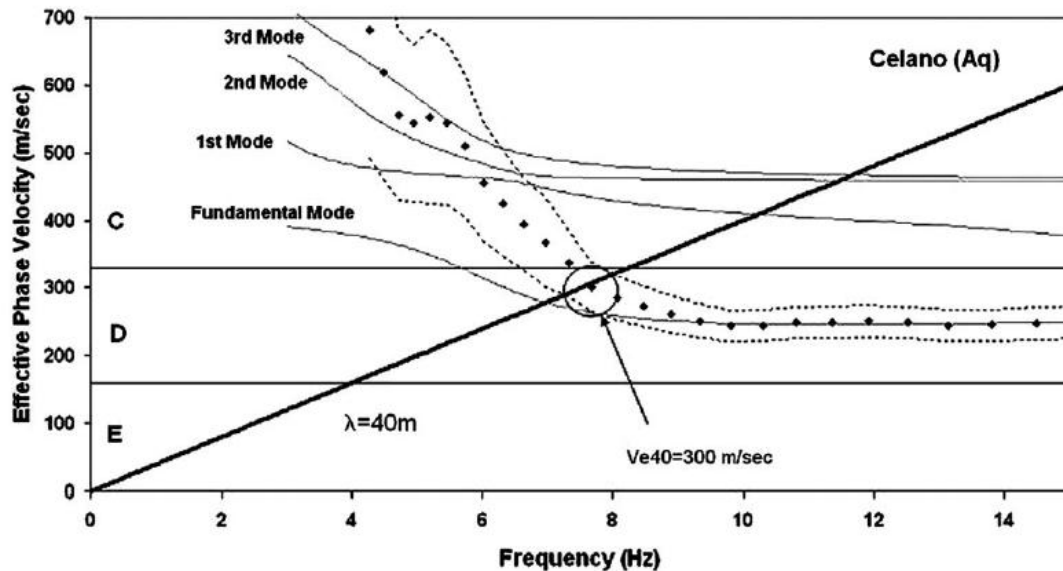
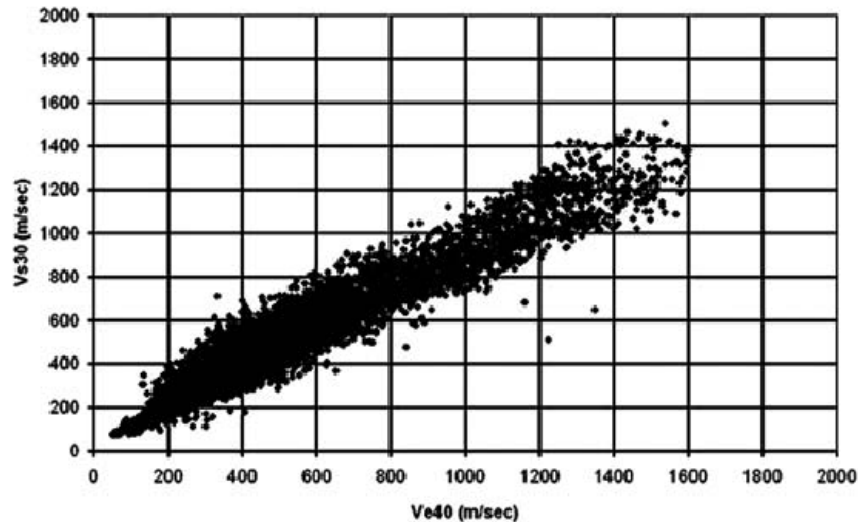


Figura 5.5.1: Explicación gráfica de la obtención de  $V_{e40}$  (Albarello et al., 2010)

Luego, la correlación encontrada entre  $V_{e40}$  y  $V_{s30}$  se muestra en la Figura 5.5.2.



**Figura 5.5.2: Correlación entre  $V_{s30}$  y  $V_{e40}$  (Albarello et al., 2010)**

Así, Albarello et al., concluyen que  $V_{e40}$  proporciona una estimación confiable de  $V_{s30}$  para más de un 80% de los casos evaluados, según la fórmula (Albarello et al., 2010):

$$V_{s30} = 1.045V_R(40)$$

Donde  $V_R$  es la velocidad de la onda Rayleigh en su periodo fundamental. Notar que  $V_R$  es similar a  $V_{e40}$  en la intersección con la recta de  $\lambda=40$  m (Figura 5.5.1)

Cabe mencionar que la ventaja más significativa de la curva DC es que es más directa de medir que el parámetro  $V_{s30}$ , ya que en el contexto de las mediciones más económicas (medición de ondas superficiales), no necesita un proceso de inversión.

## 5.6 $V_s$ promedio para el depósito completo

Kokusho et al., 2008, proponen clasificar sísmicamente los suelos según la velocidad de corte promedio de todo el depósito ( $\bar{V}_s$ ). La factibilidad de esta proposición se basa en que en la actualidad, es posible obtener perfiles de velocidad hasta la roca de modo económico y no invasivo, gracias a técnicas pasivas de medición de ondas superficiales (SPAC, ESAC, por ejemplo).

La evidencia que respalda la propuesta de este nuevo parámetro, proviene de la red KiK-net. Se evaluaron 3 sismos fuertes en Japón (Magnitudes 8.0, 6.8 y 7.0 en 2003, 2004 y 2005 respectivamente), registrados en 20 sondajes con acelerógrafos en profundidad y superficie, en que sus perfiles de velocidad son conocidos. Lo anterior es relevante dado que permite evaluar la validez un parámetro basado en mediciones de

pequeñas deformaciones en contraste con un movimiento fuerte que incursiona en el rango no lineal.

Las amplificaciones observadas y los periodos de estas, se muestran en la Figura 5.6.1 y en la Figura 5.6.2.

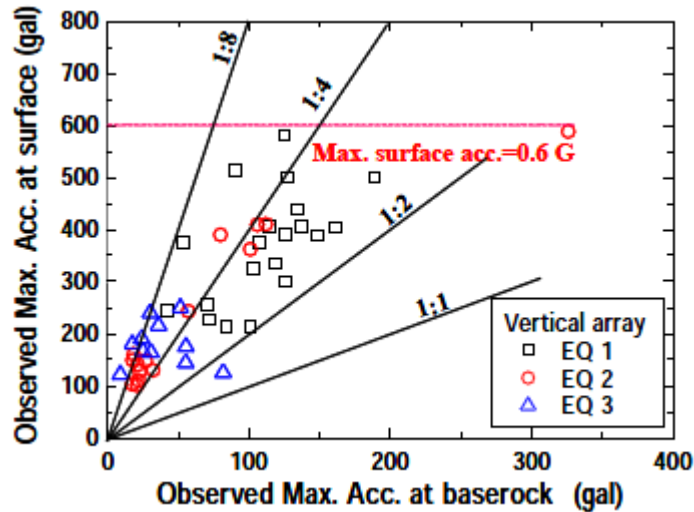


Figura 5.6.1: Aceleraciones en superficie vs. Aceleraciones en roca (Kokusho et al., 2008)

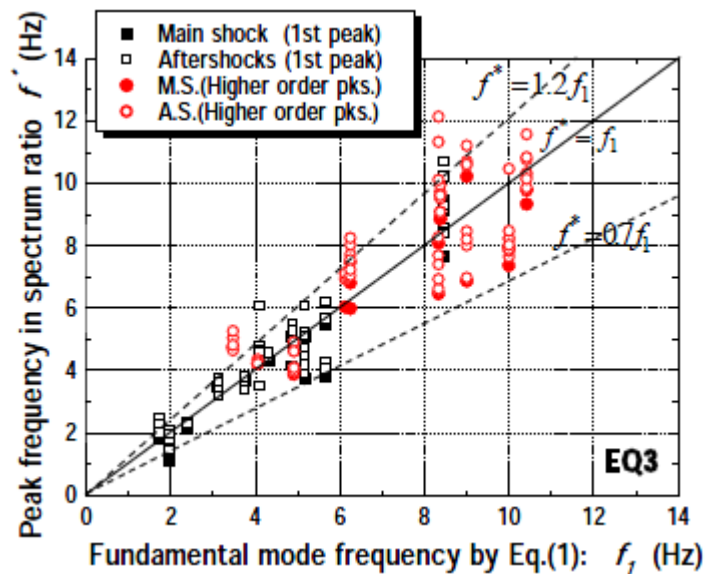


Figura 5.6.2: Frecuencia del peak de la amplificación vs. Frecuencia fundamental (Kokusho et al., 2008)

Se observan las significativas amplificaciones que se lograron registrar (hasta de 8 veces) y la diferencia que hay entre la frecuencia fundamental del sitio y las diferentes frecuencias de amplificación observadas en las razones espectrales, entre 20 a 30%.

La manera de calcular la frecuencia fundamental, es a partir de una aproximación dada por (Kokusho et al., 2008):

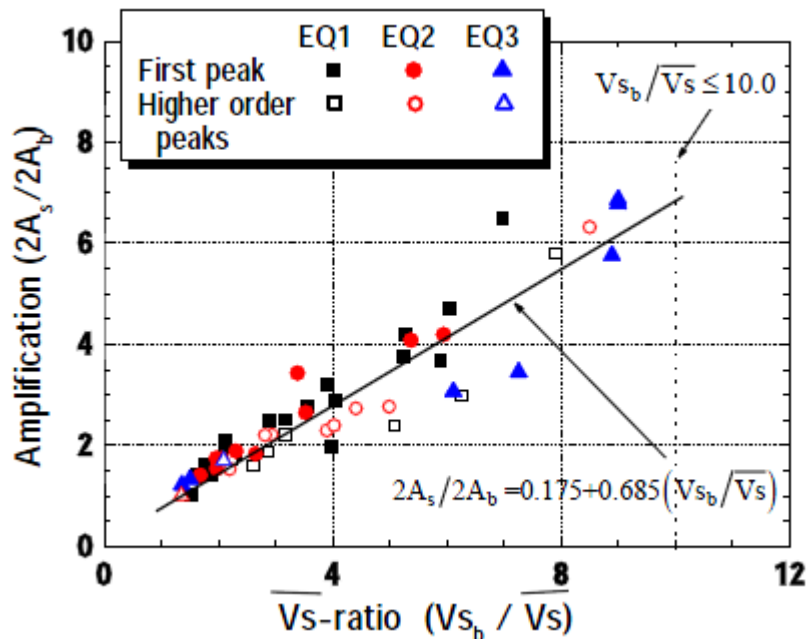
$$f_1 = 1 / \left[ 4 \sum_{i=1}^n (H_i / V_{s_i}) \right]$$

Donde los  $H_i$  y  $V_{s_i}$  son los espesores y velocidades de cada capa.

Luego  $\bar{V}_s$  se calcula como (Kokusho et al., 2008):

$$\bar{V}_s = 4 \sum_{i=1}^n H_i f_1$$

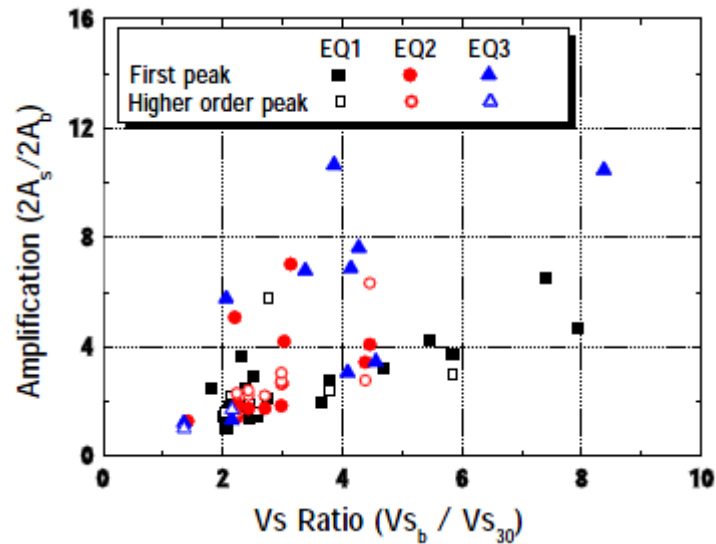
Luego de haber normalizado las amplificaciones como se señaló en el caso del parámetro  $(T_0, V_{s30})$ , se presenta la correlación entre la amplificación máxima observada y la razón entre la velocidad del estrato en donde se encuentra el acelerógrafo en profundidad ( $V_{sb}$ ) y el  $\bar{V}_s$ , Figura 5.6.3.



**Figura 5.6.3: Correlación entre la amplificación observada en sismos y  $V_s$  promedio de todo el estrato dividido por velocidad de la base del sondaje (Kokusho et al., 2008)**

En este caso se observa una excelente correlación, no siendo así cuando se efectúa el mismo procedimiento, pero esta vez, con  $V_{s30}$  en reemplazo de  $\bar{V}_s$ , Figura 5.6.4





**Figura 5.6.4: Correlación entre la amplificación observada en sismos y Vs30 dividido por velocidad de la base del sondaje (Kokusho et al., 2008)**

Estos resultados indican que el  $\bar{V}_s$  hasta la roca puede ser un muy buen parámetro para microzonificar suelos sobre una roca similar.

## 5.7 Discusión

El periodo fundamental del suelo mostró la capacidad de correlacionarse bien con el daño observado en edificios de la ciudad de Tesalónica durante un terremoto en 1978. Sin embargo, en Kalamata, el  $T_0$  no mostró una relación clara con las intensidades de Mercalli modificada. Esto muestra que ante ciertas características de los suelos de una ciudad y para cierto tipo de estructura el  $T_0$  puede ser un buen indicador del daño en superficie. Por los antecedentes, se puede decir que la característica de Tesalónica es que presentaba un sólo contraste de impedancias significativo en profundidad, mientras que en Kalamata eran múltiples.

El  $V_{s30}$  es utilizado por las principales normas de diseño sísmico del mundo, y sin embargo es objeto de varios cuestionamientos. Se muestra que la correlación que dio origen a este parámetro no es tan significativa y además se muestra el caso de Italia, en que el  $V_{s30}$  prácticamente no se correlaciona con las amplificaciones determinadas a partir de estaciones de referencia durante distintos sismos. No obstante, el antecedente italiano mostrado en la Figura 5.2.6 sobre la deficiencia del  $V_{s30}$  puede estar agravado adicionalmente por el hecho de que al considerar varios sismos en el mismo gráfico, se corre el riesgo de que el nivel de aceleraciones de cada sismo haya distorsionado las amplificaciones. Esto se discutió en el capítulo 3, cuando se señaló que la función de transferencia de un depósito también depende del sismo de entrada.

La combinación de  $V_{s30}$  y  $T_0$  planteada por Cadet et. al (2008) da buenos resultados , en cuanto a relacionarse con la amplificación del suelo. Esto es razonable ya que conceptualmente se complementan, uno da características superficiales y otro una característica de todo el estrato.

Un paso más adelante en la utilización del método de Nakamura, es el de considerar la curva H/V completa para relacionar las características de un sitio con su respuesta dinámica. Esto se ha realizado mediante análisis de correlación estadísticos entre curvas de amplificación determinadas en sismos a través de estaciones de referencia y las curvas H/V de Nakamura para los mismos sitios, encontrándose buenas correlaciones y deduciéndose que a nivel local se pueden extrapolar los datos de comparaciones de sitios en suelo con estaciones de referencia a través del método de Nakamura. Sin embargo, este análisis es netamente estadístico y hereda las limitaciones propias del método de Nakamura.

Por medio de análisis estadísticos también se ha encontrado que las curvas de dispersión se pueden correlacionar con la amplificación de distintos sitios. Esto tendría la utilidad de prescindir del proceso de inversión, pero sólo es un análisis estadístico que debería ser usado a nivel local, donde se obtuvieron las correlaciones.

Finalmente, se evalúa en Japón la correlación de la velocidad representativa de todo el estrato, con la amplificación, encontrándose una mejora significativa respecto a la correlación con  $V_{s30}$ . Este resultado, es una solución más factible actualmente debido al desarrollo de técnicas de medición de velocidades de onda como SPAC.

En general se observa que parámetros propios del suelo posibles de medir con relativa facilidad tienen un potencial real de relacionarse con la amplificación de distintos sitios en una ciudad, el problema es que no proporcionan suficiente certeza vistos como parámetros generales aplicables a cualquier sitio, evidenciando que su desempeño está relacionado con el tipo de depósito en donde se aplique.

# **CAPÍTULO 6**

## **Análisis de la relación entre parámetros propios del depósito de suelo y medidas instrumentales de daño**

### **6.1 Introducción**

En el presente capítulo se estudia la relación entre las características dinámicas 1D de un depósito de suelo y su potencial de amplificar la capacidad destructiva de una señal sísmica presente a nivel de la roca. Esto se realiza mediante la modelación 1D de la respuesta sísmica de algunos depósitos de suelo, cuyas características se aproximan a las de los depósitos de suelo presentes en la ciudad de Santiago, mediante el método lineal equivalente. La principal ventaja de esta modelación, es que se puede evaluar cuantitativamente la relación entre parámetros propios del suelo como el  $V_{s30}$  o el  $T_0$ , con medidas instrumentales de daño como la intensidad de Arias y el potencial destructivo de Araya-Saragoni.

El análisis que se plantea, tiene el objetivo de estimar la capacidad que tienen los resultados de mediciones geofísicas relativamente económicas, como el método de Nakamura, MASW o SASW, para identificar zonas con mayor potencial de inducir efectos de sitio por amplificación 1D.

Los componentes más relevantes de la modelación realizada en este capítulo son las siguientes:

- ✓ Señal en roca del terremoto del Maule 2010 en el cerro Santa Lucia, utilizada como señal en roca para los sitios modelados.
- ✓ 13 sitios de la ciudad de Santiago con perfil de velocidad de onda de corte conocido, para los primeros 30 m de profundidad
- ✓ Información de la unidad geológica a la que pertenece cada sitio
- ✓ Profundidad del basamento rocoso en cada sitio estimado a partir de gravimetría
- ✓ 4 de los 13 sitios cuentan con espectro de pseudo-aceleraciones en superficie calculado en el terremoto del Maule 2010
- ✓ Consideración de la rigidización del suelo en profundidad, según modelo de Janbu (Janbu, 1963), para completar información de velocidad de onda de corte hasta la roca
- ✓ Curvas de degradación del módulo de corte y amortiguamiento seleccionadas de la literatura para gravas, arenas y arcillas (EPRI, 1993c)
- ✓ Calibración de la tasa de rigidización y de las curvas de degradación, para los 4 sitios con espectro de pseudo-aceleraciones en superficie calculado en el

terremoto del Maule 2010, mediante ajuste de los espectros medidos con los modelados.

## 6.2 Metodología

La metodología del presente análisis, tiene el objetivo de simular una condición “ideal” para el estudio de la respuesta sísmica de la ciudad de Santiago. Dicha condición consistiría en tener la información correspondiente a varios acelerógrafos distribuidos en distintos puntos de la ciudad, con una completa caracterización geotécnica-dinámica de la columna de suelo bajo ellos, hasta la roca, junto con la información de la señal en roca. Esto permitiría estudiar cuantitativamente y con detalle, la participación del efecto del suelo en el daño observado a causa de un sismo de gran magnitud.

Con el propósito de simular esta condición para el terremoto del 27 de febrero del 2010 en Santiago, se sigue la metodología presentada a continuación.

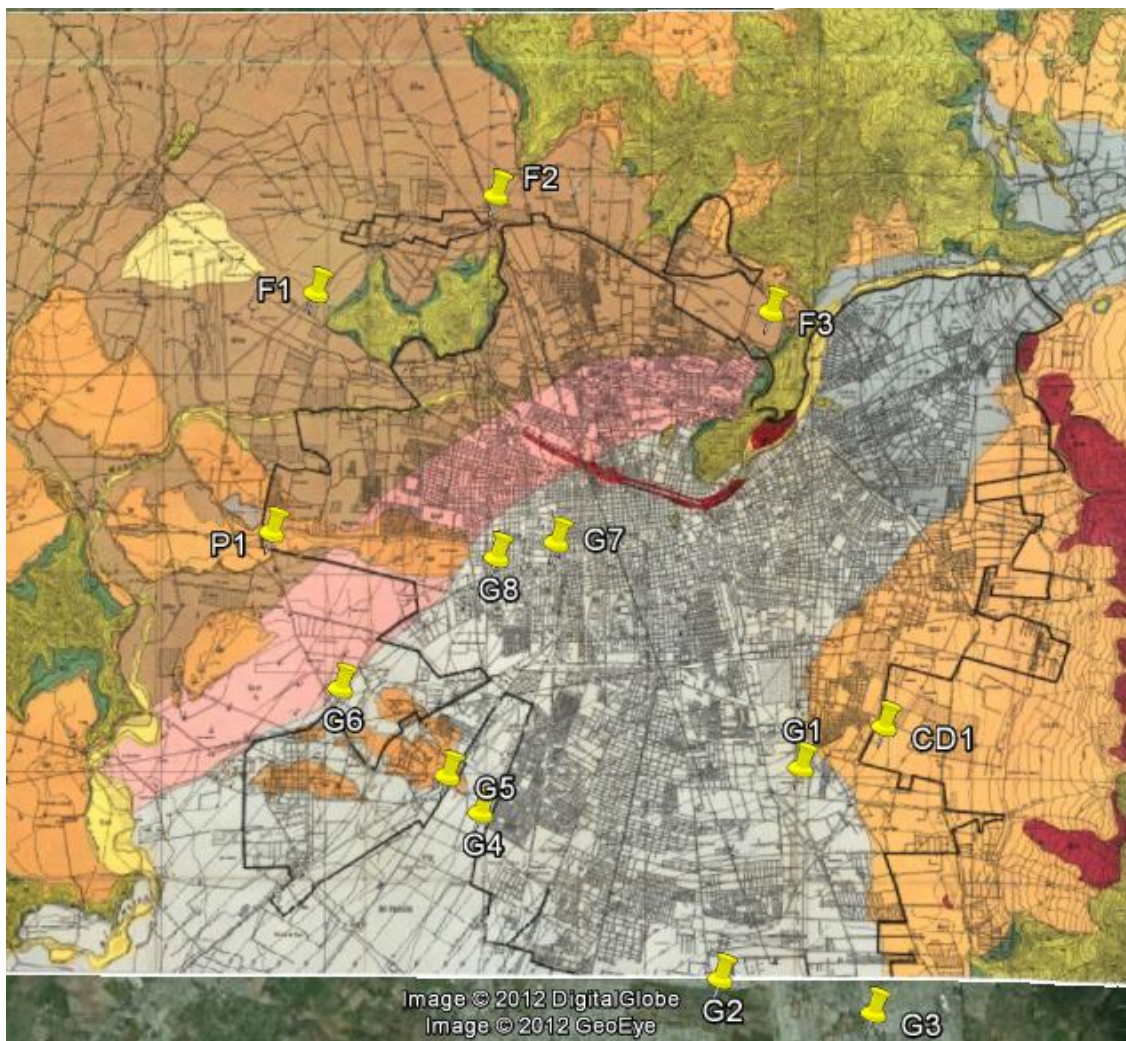
- Utilización de un registro de aceleraciones representativo de la señal en roca
- Caracterización parcial de 13 sitios: velocidad primeros 30 m, profundidad de roca, unidad geológica
- Utilización modelo de Janbu (1963) para la rigidización del suelo en profundidad
- Uso de curvas de degradación presentes en la literatura para distintos tipo de suelo
- Adopción de valores de velocidad de onda de corte en roca, así como de peso unitario del suelo y la roca
- Calibración de parámetros de curvas de degradación y rigidización en profundidad para 4 sitios con espectro de pseudo-aceleraciones en superficie calculado en el terremoto del Maule 2010
- Modelación de la respuesta sísmica en superficie, mediante el software EERA, de 13 sitios, cuyos parámetros desconocidos se asignan según unidad geológica y rango de valores estimado a partir de calibración de 4 de los sitios
- Análisis de la relación de parámetros propios del suelo con medidas de intensidad sísmica instrumental.

Al final del capítulo, se comparan algunas de las relaciones encontradas en la modelación numérica con parte de los daños observados durante los terremotos de 1985 y 2010 que afectaron a la ciudad de Santiago.

Adicionalmente, se analiza la información de las 2 estaciones de acelerógrafos en Santiago que tienen una reciente caracterización geotécnica de los sitios donde se encuentran emplazadas, contrastándose los resultados de la modelación numérica con la información que registraron en el terremoto del Maule 2010. Se tuvo acceso a esta información en una fecha posterior a la realización de la modelación numérica, razón por la cual dicha información no fue utilizada en la definición de los parámetros para el análisis numérico.

### 6.3 Antecedentes

Los 13 sitios considerados en la modelación se presentan en la Figura 6.3.1, donde se muestra su ubicación en Santiago referente a las unidades geológicas presentes en la ciudad, determinadas por Valenzuela (1978). Se tienen 8 sitios en una unidad grava (sitios G), 3 sitios en la unidad de finos (sitios F), 1 sitio en la unidad Pumicita (sitio P1) y un sitio en la unidad de conos de deyección (CD1).



**Figura 6.3.1: Ubicaciones de sitios a analizar, respecto a unidades geológicas de Santiago determinadas por Valenzuela, 1978 (Imagen de unidades geológicas: Valenzuela, 1978)**

Los sitios CD1, G1, G2 y G3 son estaciones de acelerógrafos, correspondientes a Peñalolén, La Florida, Antumapu y Puente Alto, respectivamente.

### 6.3.1 Señal en roca

Se utiliza como señal en roca el registro EW del terremoto del Maule en el cerro Santa Lucia, debido a que dicho lugar, por sus condiciones geológicas y geotécnicas (buena calidad de roca), es considerado un buen sitio de referencia para estudios numéricos de amplificación de suelos (Siebert et. al, 2005)

### 6.3.2 Perfiles de Velocidad

Los perfiles de velocidad de onda de corte conocidos para cada sitio se presentan a continuación.

- Perfiles ensayos SASW (Pinilla, 2012)

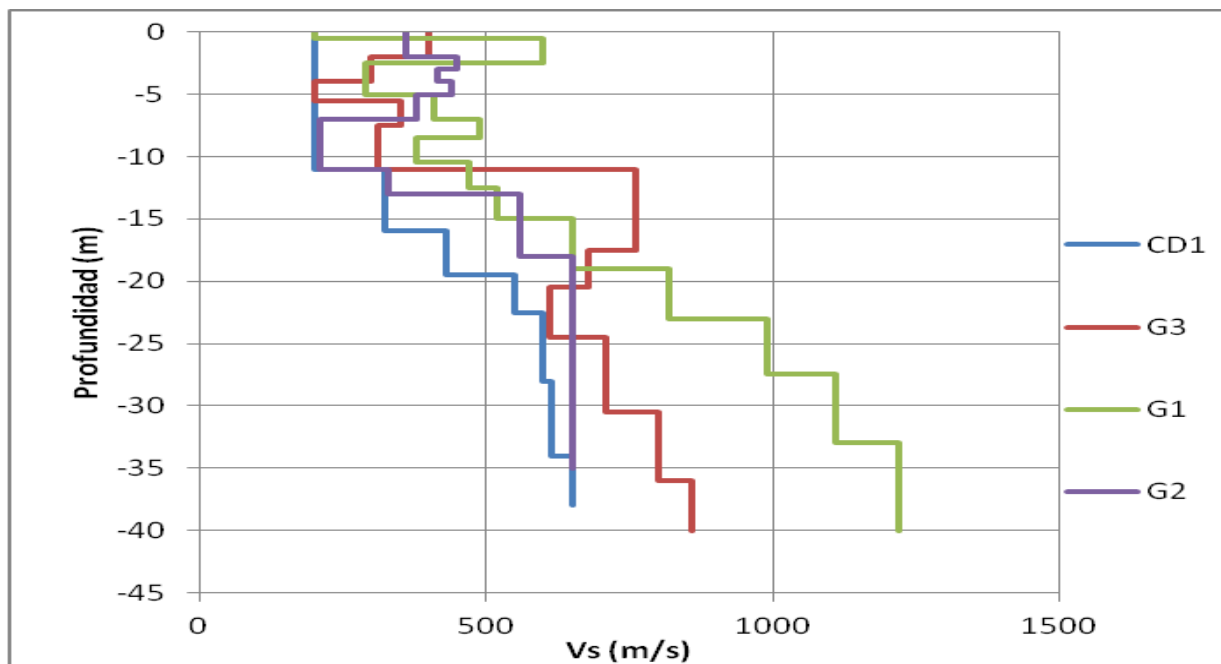
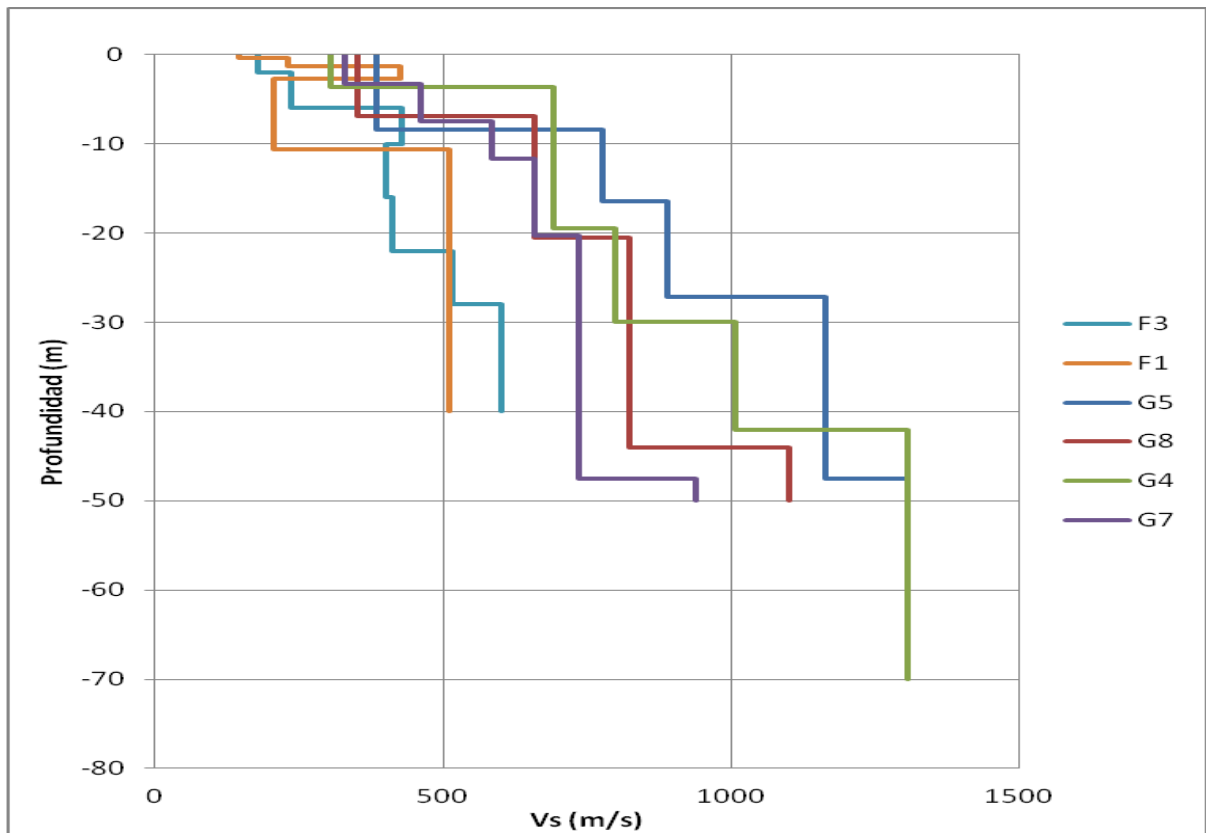


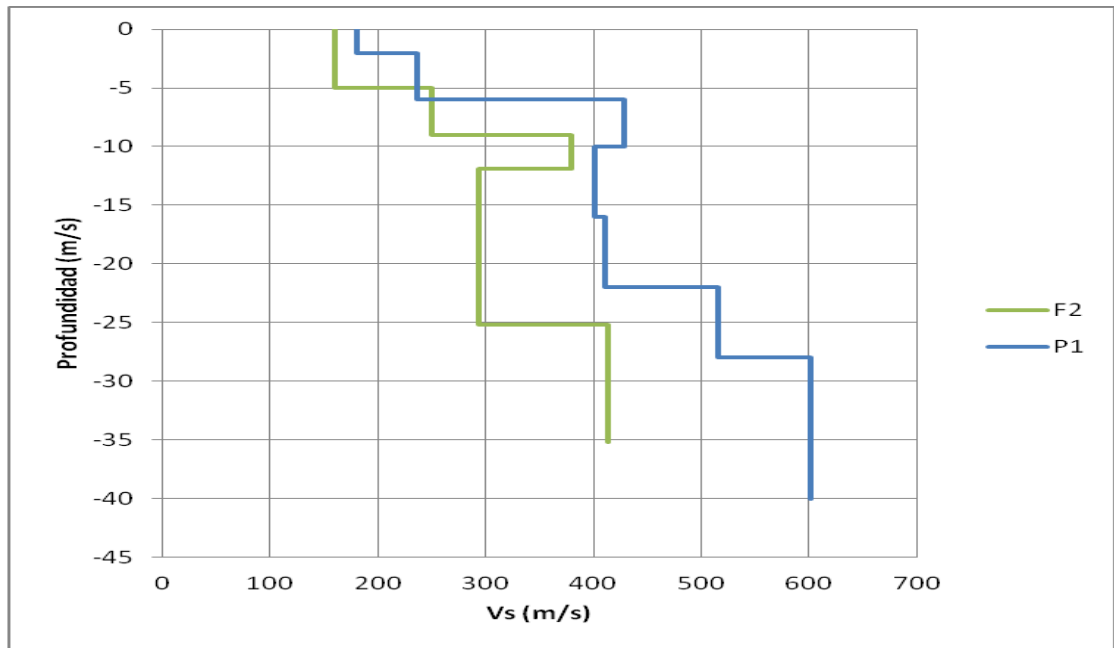
Figura 6.3.2 Perfiles de velocidades de ondas de corte SASW, Pinilla (2012)

- Perfiles ensayos Remi, refraction microtremor (fuente: SOCHIGE)



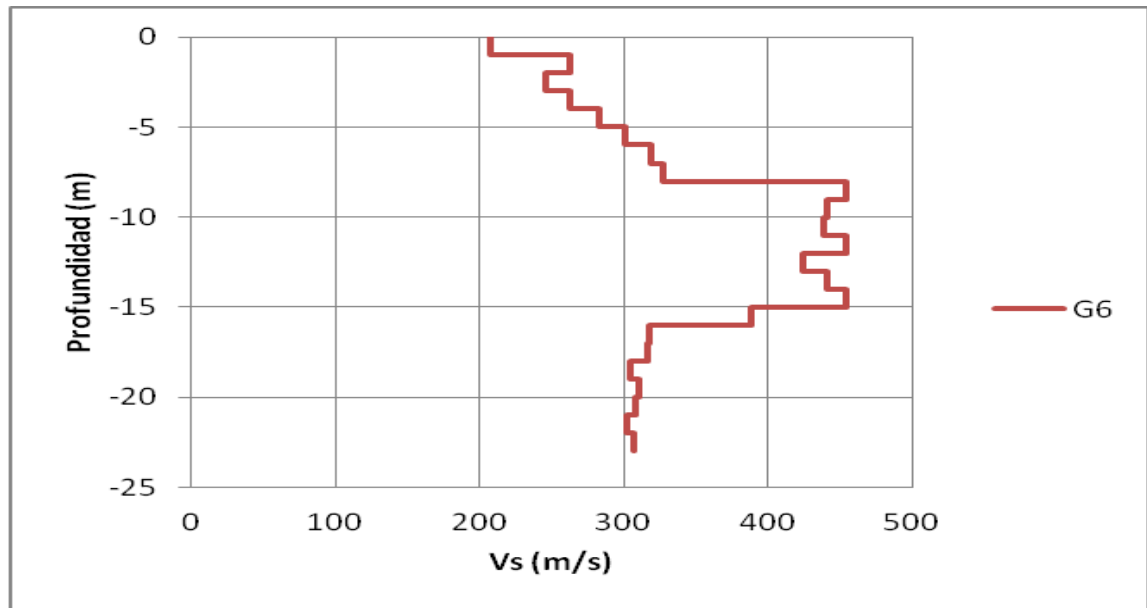
**Figura 6.3.3: Perfiles de velocidades de ondas de corte, ensayo Remi, SOCHIGE**

- Perfiles ensayos microvibraciones (Ampuero, A., Van Sint Jan, M. (2004))



**Figura 6.3.4: Perfiles de velocidades de ondas de corte ensayo de microvibraciones (Ampuero, A., Van Sint Jan, M. (2004))**

- Perfil ensayo Cross-hole (Idiem)



**Figura 6.3.5: Perfil de velocidades de ondas de corte ensayo Cross-hole, Idiem**

El abrupto cambio del perfil de velocidades a los 15 m de profundidad, se puede deber a la presencia de pumicita, la cual se presenta con frecuencia en el sector del sitio G6 (sondajes Valenzuela, 1978).



### 6.3.3 Gravimetría

Para la definición de la profundidad de la roca en cada sitio, se utilizan los resultados de la gravimetría de Santiago realizada por Araneda et. al (2000). Específicamente se usa el mapa de las profundidades del basamento rocoso mostrado por Pastén (2007), a partir de Araneda et al. (2000).

## 6.4 Criterios adoptados y supuestos

Debido a que no se cuenta con la información dinámica completa de los sitios, se deberán hacer supuestos para realizar la modelación con el método lineal equivalente.

### 6.4.1 Rigidización

Debido al efecto del confinamiento los suelos tienden a rigidizarse en profundidad, lo que se traduce en un aumento del módulo de corte y por lo tanto, de la velocidad de ondas de corte.

El supuesto que se utiliza para completar en profundidad los perfiles de velocidad incompletos, es considerar que el último estrato de suelo observado en el perfil se mantiene hasta la roca, aumentando su velocidad por efecto del confinamiento.

A partir del modelo potencial propuesto por Janbu (1963), que relaciona el módulo de corte ( $G$ ) con la presión de confinamiento ( $\sigma$ ), se puede determinar la relación de la velocidad de onda de corte ( $V_s$ ) con la profundidad ( $h$ ). Esto se debe a que  $V_s$  se relaciona con  $G$  y a que  $h$  se relaciona con el confinamiento. Lo anterior, se puede ver en las siguientes expresiones, donde  $A$  y  $b$  son constantes propias de cada suelo.

$$G=A\sigma^b \quad (\text{Janbu, 1963}),$$

$$G=V_s^2\rho \Rightarrow V_s^2\rho=A(\sigma_s+\sigma_{atm})^b$$

Donde  $\sigma_s$  es presión de confinamiento por peso de suelo,  $\sigma_{atm}$  es presión de confinamiento por presión atmosférica y  $\rho$  es la densidad del suelo. La presión atmosférica se considera para que la velocidad no se anule en la superficie.

Así, se puede obtener la fórmula que relaciona  $V_s$  y  $h$ .

$$V_s^2\rho=A(\gamma hk_o+\gamma h_{atm}k_o)^b$$

Donde  $\gamma$  es el peso unitario del suelo,  $h_{atm}$  es la altura de suelo equivalente a la presión atmosférica y  $k_o$  es el coeficiente de presión lateral del suelo.

Si se considera la velocidad de onda de corte más profunda del perfil de velocidades conocido ( $V_s'$ ) y la profundidad de dicho perfil ( $h'$ ), se puede determinar la constante A del suelo correspondiente a la profundidad  $h'$ , tal que tenga una velocidad de onda de corte  $V_s'$  a una profundidad  $h'$ . Se supondrá que dicho suelo está presente en el resto del depósito hasta la roca. Específicamente, A se despeja de la siguiente expresión.

$$V_s' \rho = A(\gamma h' k_o + \gamma h_{atm} k_o)^b$$

De esta forma, cuando se tiene un perfil de velocidades que llega hasta una profundidad  $h'$ , con una velocidad de onda de corte  $V_s'$ , la expresión para las velocidades más profundas en función de la profundidad ( $V_s(h)$ ) queda como:

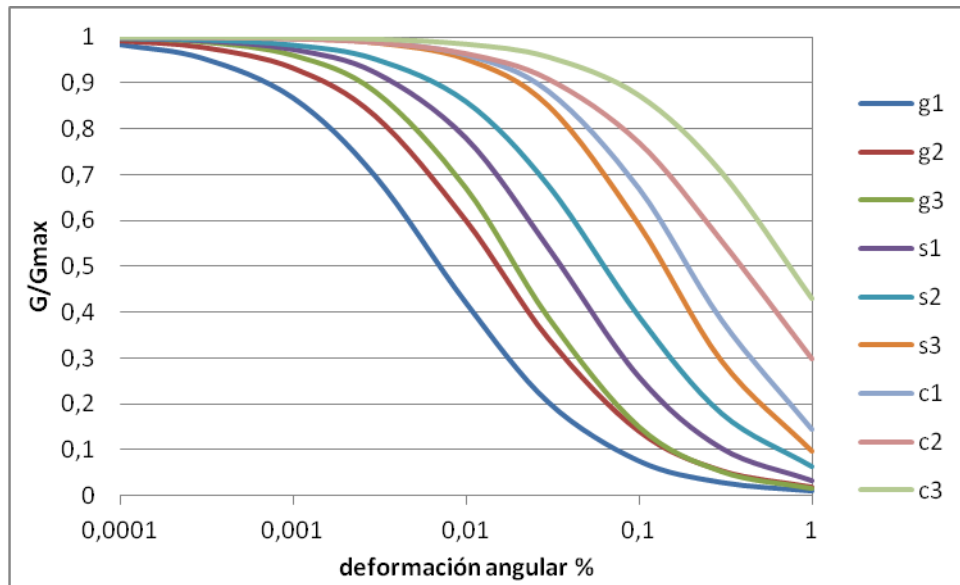
$$V_s(h) = V_s' \left( \frac{h + h_{atm}}{h' + h_{atm}} \right)^{b/2}$$

La relación anterior se utilizará con el sistema de medidas MKS. Para un suelo con  $\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$ ,  $h_{atm}$  es 5,3 m aproximadamente.

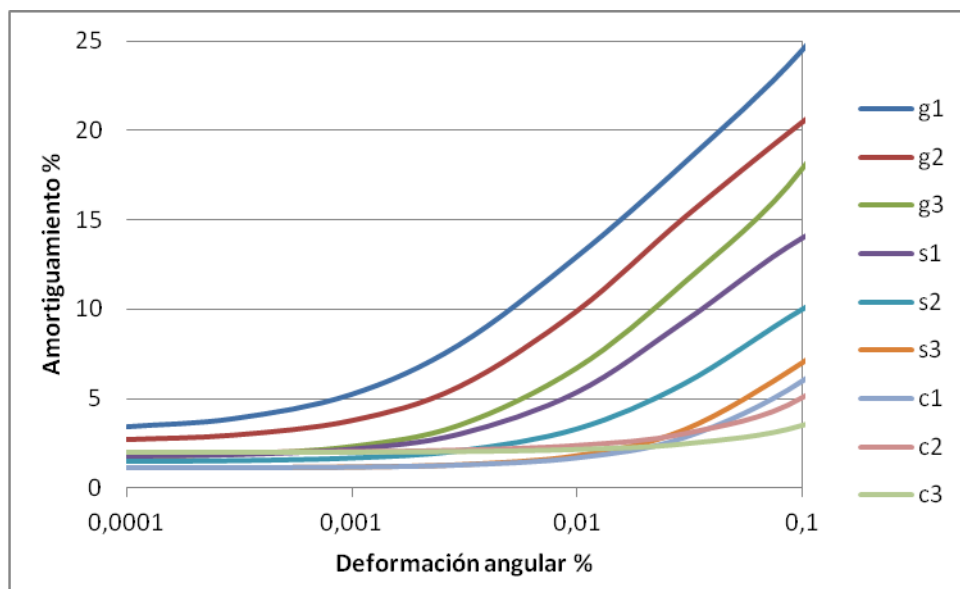
Para efectos de modelación, el aumento de velocidad de onda de corte en profundidad para completar los perfiles hasta la roca se discretiza cada 5 metros.

#### **6.4.2 Curvas de degradación del módulo de corte y amortiguamiento**

Se consideran las curvas propuestas por el Electric Power Research Institute (EPRI, 1993c), determinadas a partir de ensayos en gravas, arenas y arcillas, las cuales se muestran en la Figura 6.4.1 y en la Figura 6.4.2.



**Figura 6.4.1** Curvas \$G/G\_{max}\$, g simboliza grava, s simboliza arena y c simboliza arcilla (EPRI, 1993c)



**Figura 6.4.2:** Curvas amortiguamiento, g simboliza grava, s simboliza arena y c simboliza arcilla (EPRI, 1993c)

Los gráficos de curvas \$G/G\_{max}\$ publicados por el EPRI, 1993c, se parametrizaron en el presente análisis con la fórmula siguiente (adaptada de Zhang et al., 2005), donde \$K\$ y \$n\$ son parámetros de la curva y \$\gamma\$ es la deformación angular.

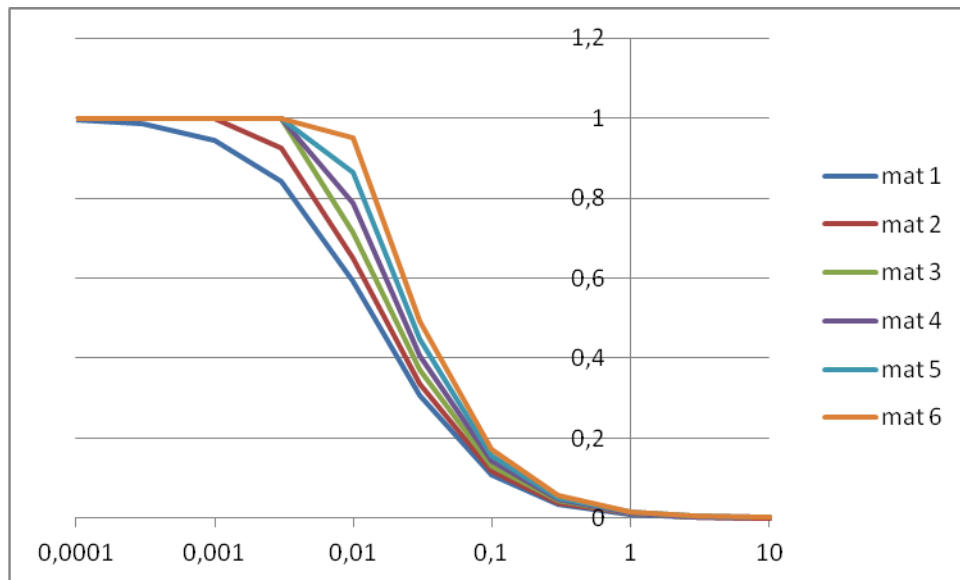
$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{(1 + K\gamma^n)}$$

Así mismo, las curvas de amortiguamiento se parametrizan con la siguiente fórmula (adaptada de Zhang et al., 2005), donde A, B, C y k son parámetros de la curva, y D es el amortiguamiento.

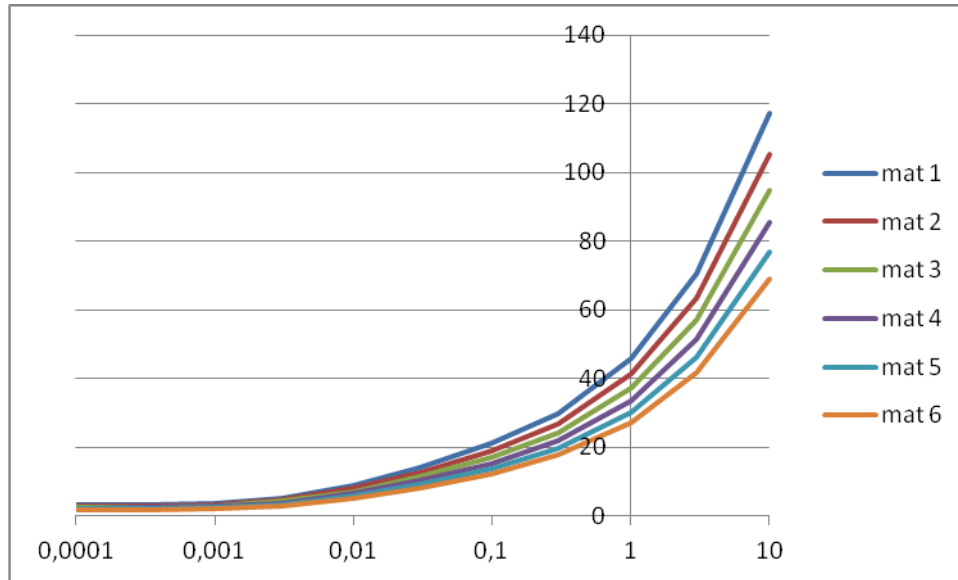
$$D = A * \left( \frac{G}{G_{max}} \right)^k + B * \left( \frac{G}{G_{max}} \right) + C$$

La parametrización se realiza para facilitar la calibración numérica, utilizando curvas intermedias a las mostradas gráficamente por el EPRI.

Para considerar el efecto del confinamiento observado en los ensayos desarrollados por el EPRI (EPRI, 1993c), se incluye la modificación de las curvas de degradación con la profundidad, como se observa en la Figura 6.4.3 y en la Figura 6.4.4



**Figura 6.4.3: Ejemplo de consideración del efecto del confinamiento en curva de G/Gmax, donde cada material del 1 al 6 corresponde a una profundidad particionada cada 50 metros. Es decir, el material 1 actúa en los primeros 50 m y después de modifica en un 10% cada 50 m que baja en profundidad (Descripción de este efecto en EPRI, 1993c)**



**Figura 6.4.4: Ejemplo de consideración del efecto del confinamiento en curva de amortiguamiento, de la misma forma que en la Figura 6.4.3 (Descripción de este efecto en EPRI, 1993c)**

### 6.4.3 Velocidad de onda de corte roca

A partir de ensayos de reflexión sísmica presentados en Toledo (2008), se puede considerar una velocidad de onda de corte para la roca de 1600 m/s, dado que las velocidades registradas a cientos de metros de profundidad (considerando profundidades mayores a las estimadas como profundidad de roca por Araneda et. al (2000) en cada sitio) varían entre 1260 a 2285 m/s. Esta velocidad de 1600 m/s se adopta para todos los sitios, excepto para los 4 sitios a calibrar, en que la velocidad de la roca será una variable de calibración.

### 6.4.4 Peso unitario

Se adoptan valores típicos de peso unitario para suelos y roca. Para suelos 19 KN/m<sup>3</sup> y para roca 26 KN/m<sup>3</sup>.

## 6.5 Medidas instrumentales de daño

Para relacionar la señal en superficie obtenida de los modelos numéricos con el nivel de daño que esta pueda originar, se utilizan medidas instrumentales del potencial destructivo de una señal sísmica.

Saragoni et. al, (2005), señalan que los daños observados en estructuras para sismos típicos chilenos (interplaca tipo thrust e intraplaca de profundidad intermedia), se explican de buena manera con el uso combinado de la intensidad de Arias ( $I_a$ ) y la intensidad de cruces por cero del registro de aceleraciones ( $V_0$ ).

Saragoni et al (2005), señalan que altos valores de aceleración máxima en superficie, combinados con altas intensidades de cruces por cero, se correlacionan con el daño en estructuras rígidas, como viviendas de 1 a 2 pisos. A su vez, altos valores de aceleración máxima en superficie, combinados con bajas intensidades de cruces por cero, se correlacionan con daños en estructuras más flexibles, como edificios altos. Específicamente, para edificios altos se relaciona el nivel de daño con el nivel de desplazamiento en el techo, el cual según Saragoni et. al (2005), es igual o ligeramente superior al máximo desplazamiento del suelo. El máximo desplazamiento del suelo, a su vez, se asocia a bajas intensidades de cruces por cero junto altas aceleraciones máximas en superficie.

Adicionalmente, Araya y Saragoni (1980), proponen el potencial destructivo de Araya-Saragoni ( $P_d$ ), definido por  $I_a/(V_0)^2$ , como medida de la capacidad destructiva de una señal, la cual ha presentado buenas correlaciones con los daños observado en varios terremotos medidos con la IMM (Saragoni et al., 2005).

Lo señalado anteriormente, hace relevante buscar las características de un depósito de suelo asociadas a valores más perjudiciales de la intensidad de Arias y la intensidad de cruces por cero, así como del potencial destructivo de Araya-Saragoni.

## **6.6 Calibración del modelo en sitios con espectro de pseudo-aceleraciones en superficie conocido**

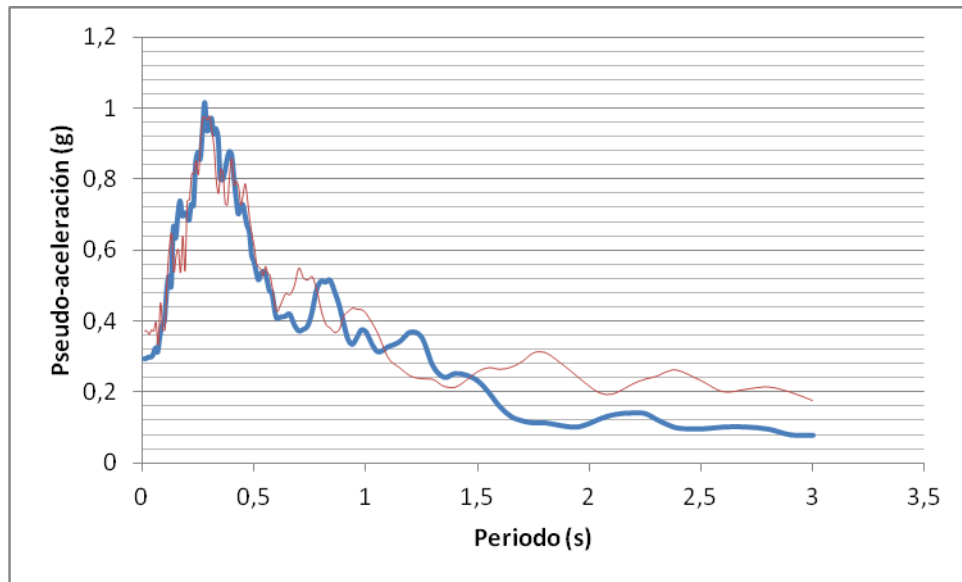
Pinilla (2012), presenta el perfil de velocidades de onda de corte en los primeros 30 m de profundidad, medido con SASW, junto al espectro de pseudo aceleraciones en superficie obtenido del terremoto del Maule, en cuatro estaciones de acelerógrafos en Santiago (Boroschek R, P. Soto, R. León., 2010). A partir de esta información, se realiza una calibración de los supuestos de aumento de velocidad en profundidad hasta llegar a la roca y curvas de degradación para dichos sitios, así como de velocidad de onda de corte de la roca.

Esta calibración, permite conocer un rango de valores adecuado para realizar las suposiciones necesarias para modelar los 9 sitios restantes.

Específicamente, se calibra el parámetro  $b$  de la fórmula de rigidización por confinamiento y los parámetros  $K$ ,  $n$ ,  $A$ ,  $B$ ,  $C$  y  $k$  de las fórmulas para parametrizar las curvas de degradación. En los siguientes puntos se muestra el espectro medido junto al espectro calibrado en EERA, los parámetros referentes a rigidización y curvas de degradación usados en cada sitio, así como el perfil de velocidades resultante para cada sitio. Las curvas calibradas son para estratos con  $V_s > 300\text{m/s}$ . Para estratos con

$V_s < 300 \text{ m/s}$  se usan curvas menos degradantes como para arcillas o arenas, dado que los pozos analizados por Valenzuela (1978) muestran la presencia de dichos materiales. Se observó que la calibración requiere que la velocidad de onda de corte en roca sea levemente superior a la del suelo adyacente a dicha roca. Esto es consistente con el hecho de que 3 de los sitios presenten H/V planos en sus alrededores, como se observa en la Figura 6.9.3, lo que puede ser indicio de una falta de contrastes de impedancias significativos en profundidad.

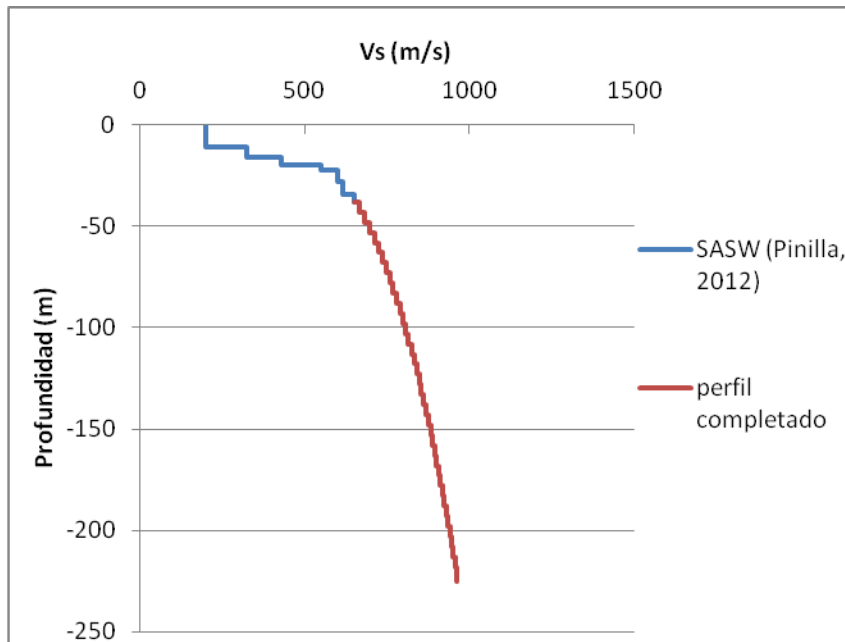
### 6.6.1 Calibración Sitio CD1



**Figura 6.6.1: Calibración de espectro de pseudo-aceleración sitio CD1. La curva azul gruesa es el espectro medido y la roja delgada es el espectro resultado de EERA.**

ROCA	
H roca	225
Vs roca	1200
RIGIDIZACIÓN	
b	0,47
CURVA G/Gmax	
K	28,0
n	1,004
CURVA DAMPING	
A	3,52
B	-16,56
C	15,63
k	-0,36

**Figura 6.6.2: Tabla con parámetros calibrados sitio CD1**



**Figura 6.6.3: Perfil de velocidades CD1 junto a continuación en profundidad calibrada**



## 6.6.2 Calibración Sitio G1

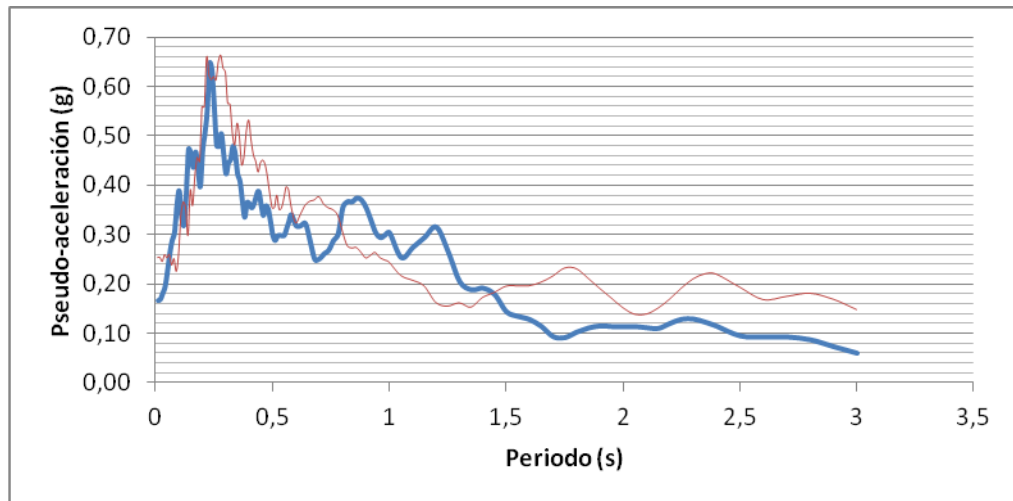
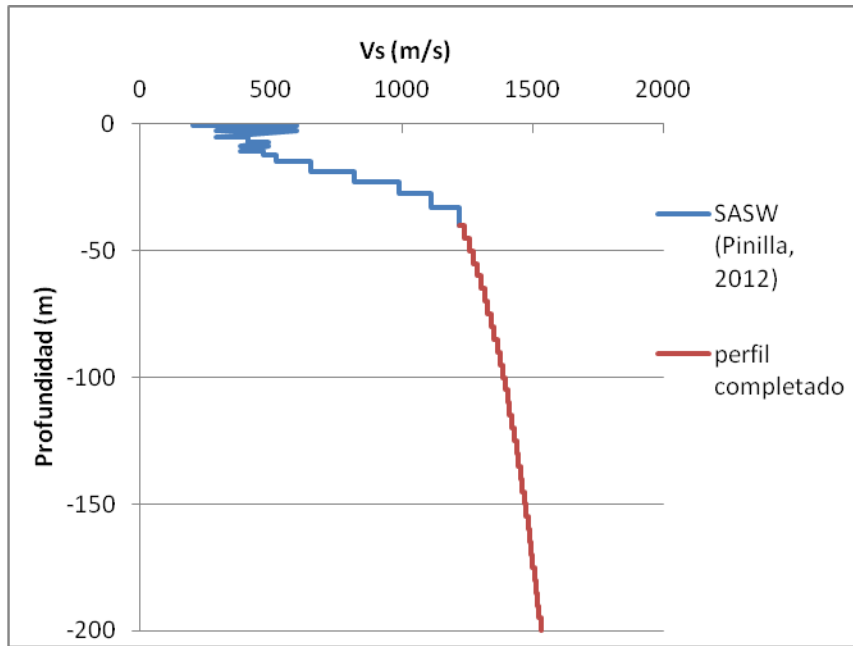


Figura 6.6.4: Calibración de espectro de pseudo-aceleración sitio G1. La curva azul gruesa es el espectro medido y la roja delgada es el espectro resultado de EERA.

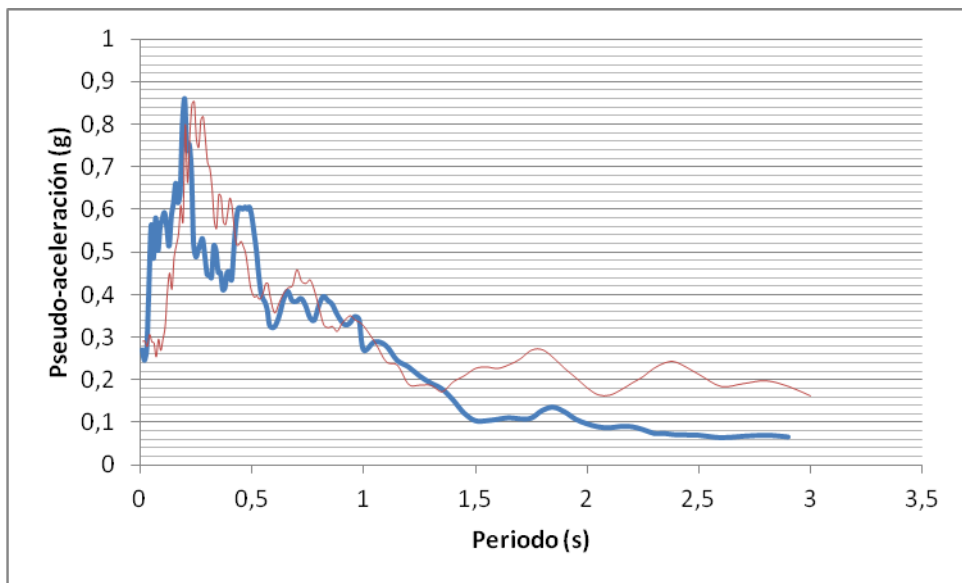
ROCA	
H roca	200
Vs roca	1550
RIGIDIZACIÓN	
b	0,3
CURVA G/Gmax	
K	70
n	0,85
CURVA DAMPING	
A	6,63
B	-14,00
C	11,10
k	-0,53

Figura 6.6.5: Tabla con parámetros calibrados sitio G1



**Figura 6.6.6: Perfil de velocidades G1 junto a continuación en profundidad calibrada**

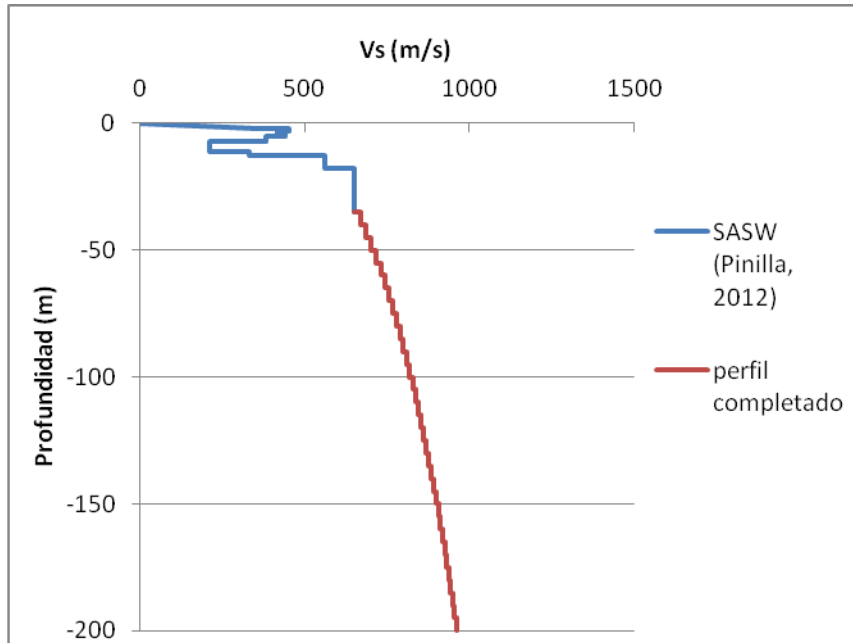
### 6.6.3 Calibración Sitio G2



**Figura 6.6.7: Calibración de espectro de pseudo-aceleración sitio G2. La curva azul gruesa es el espectro medido y la roja delgada es el espectro resultado de EERA.**

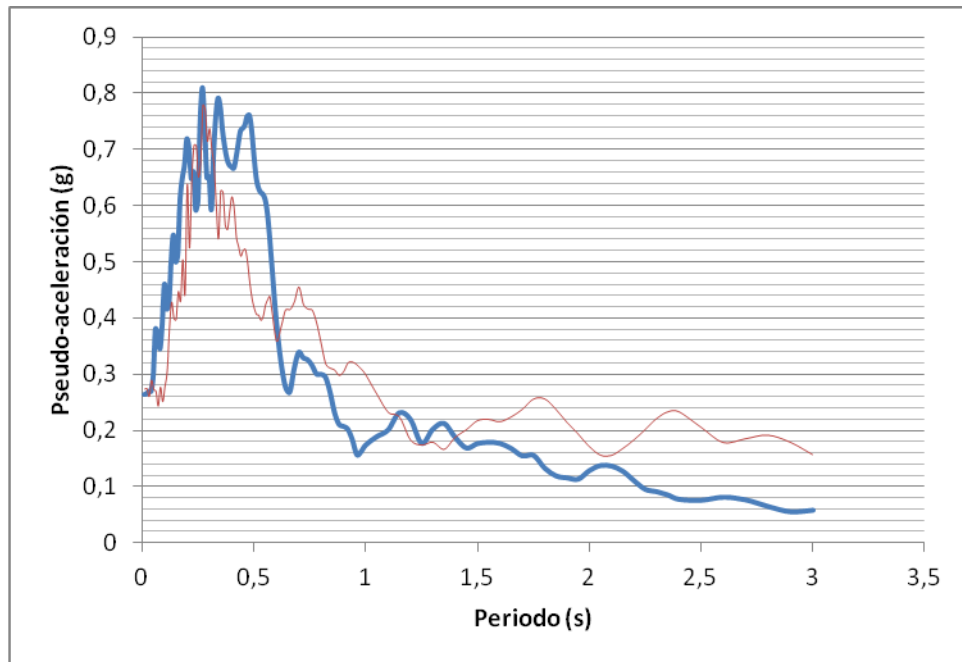
ROCA	
H roca	200
Vs roca	1000
RIGIDIZACIÓN	
b	0,48
CURVA G/Gmax	
K	40
n	1,062
CURVA DAMPING	
A	0,91
B	-20,00
C	20,75
k	-1,49

**Figura 6.6.8: Tabla con parámetros calibrados sitio G2**



**Figura 6.6.9: Perfil de velocidades G2 junto a continuación en profundidad calibrada**

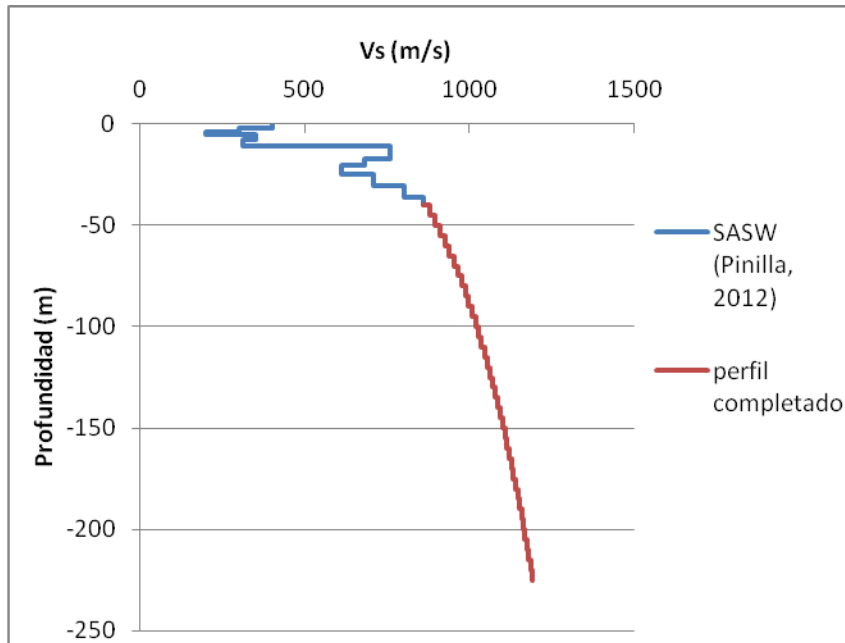
### 6.6.4 Calibración Sitio G3



**Figura 6.6.10: Calibración de espectro de pseudo-aceleración sitio G3. La curva azul gruesa es el espectro medido y la roja delgada es el espectro resultado de EERA.**

<b>ROCA</b>	
H roca	225
Vs roca	1200
<b>RIGIDIZACIÓN</b>	
b	0,4
<b>CURVA G/Gmax</b>	
K	100
n	1,08
<b>CURVA DAMPING</b>	
A	5
B	-11
C	9,1
k	-0,43

**Figura 6.6.11: Tabla con parámetros calibrados sitio G3**



**Figura 6.6.12: Perfil de velocidades G3 junto a continuación en profundidad calibrada**

### 6.6.5 Curvas de degradación calibradas

En la Figura 6.6.13 y en la Figura 6.6.14 se muestran las curvas para suelos con velocidad de onda mayor a 300 m/s que calibraron los espectros de pseudo-aceleración modelados con los medidos en cada sitio. En general, debido a la geología de los sitios se espera que estos materiales con  $V_s$  mayor a 300 m/s sean gravas. Se observa que la calibración se aproxima a los rangos señalados como grava según el EPRI. También se puede ver que las curvas de CD1 son las más alejadas del comportamiento de grava, lo que puede ser consistente con el hecho de que pertenezca a la zona de conos de deyección.

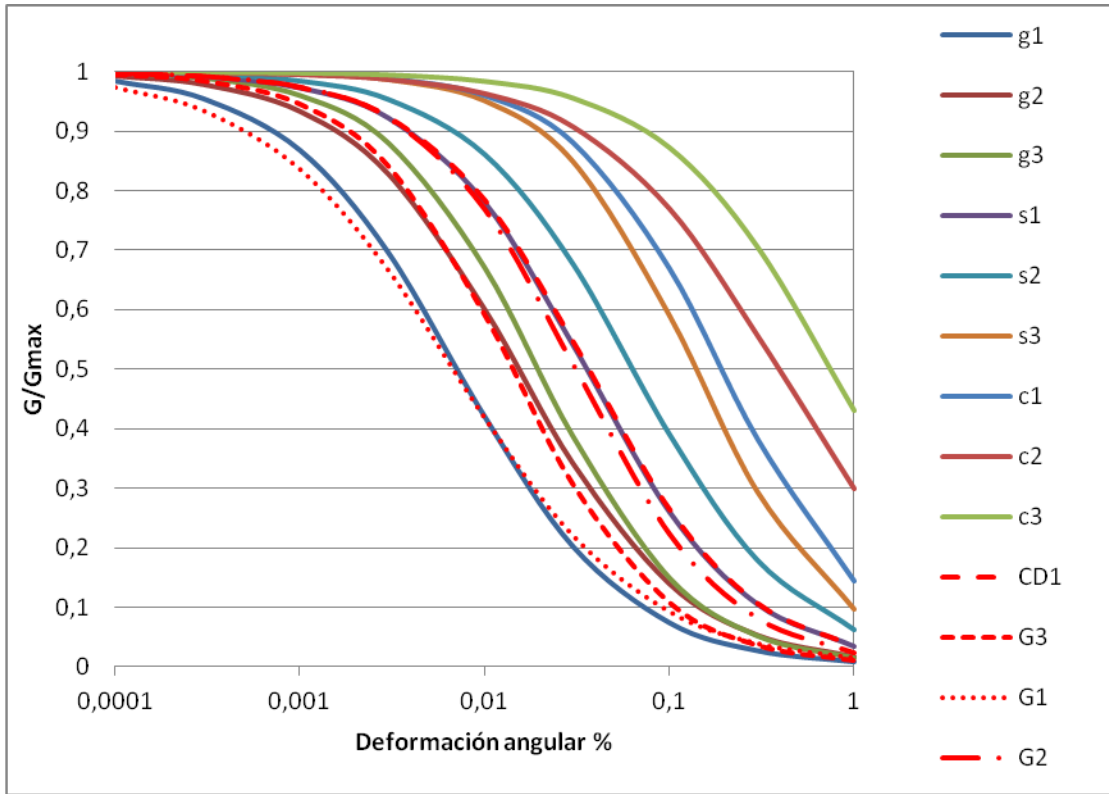
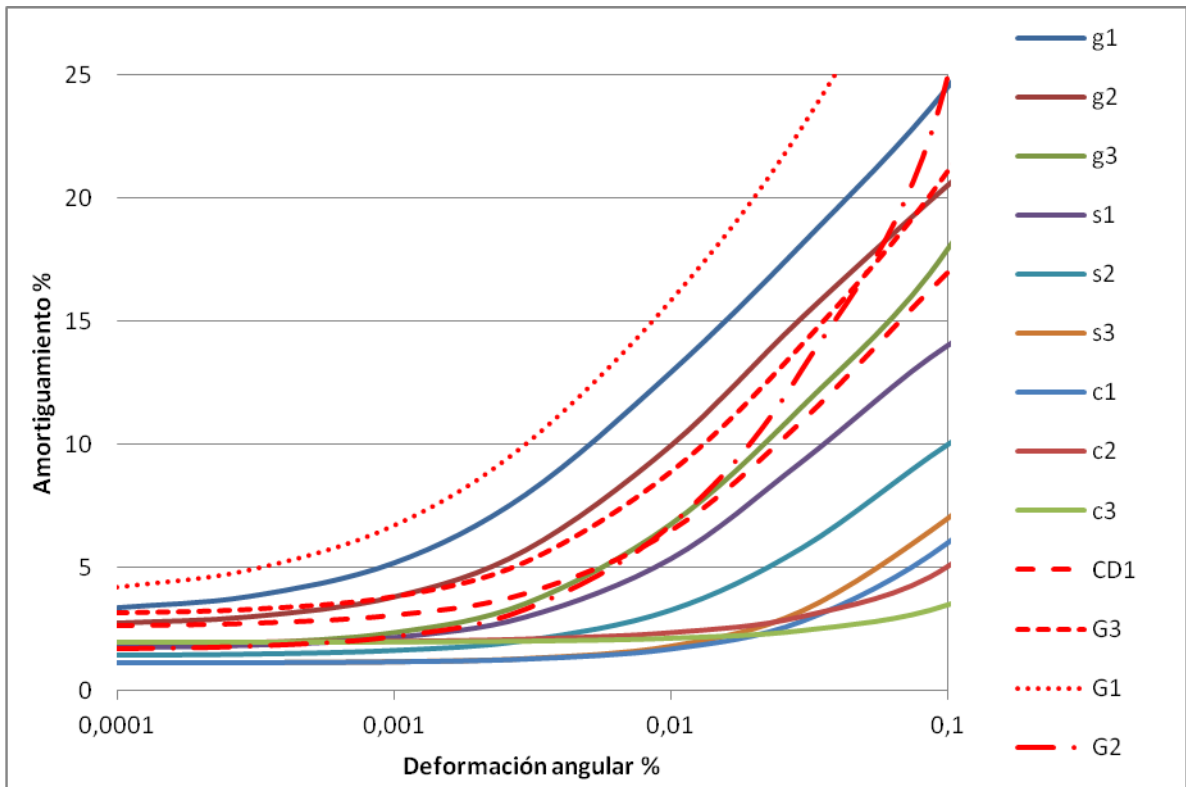


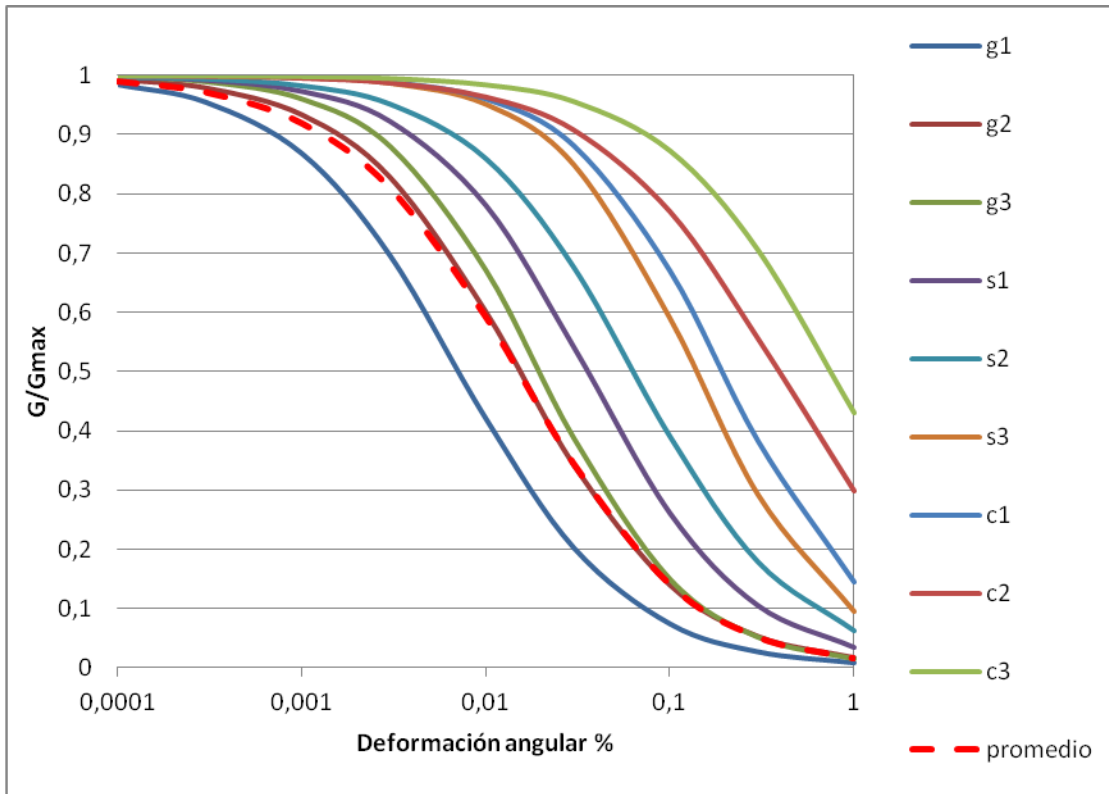
Figura 6.6.13: Curvas calibradas  $G/G_{max}$  para gravas, junto a curvas EPRI.



**Figura 6.6.14: Curvas calibradas amortiguamiento para gravas, junto a curvas EPRI.**

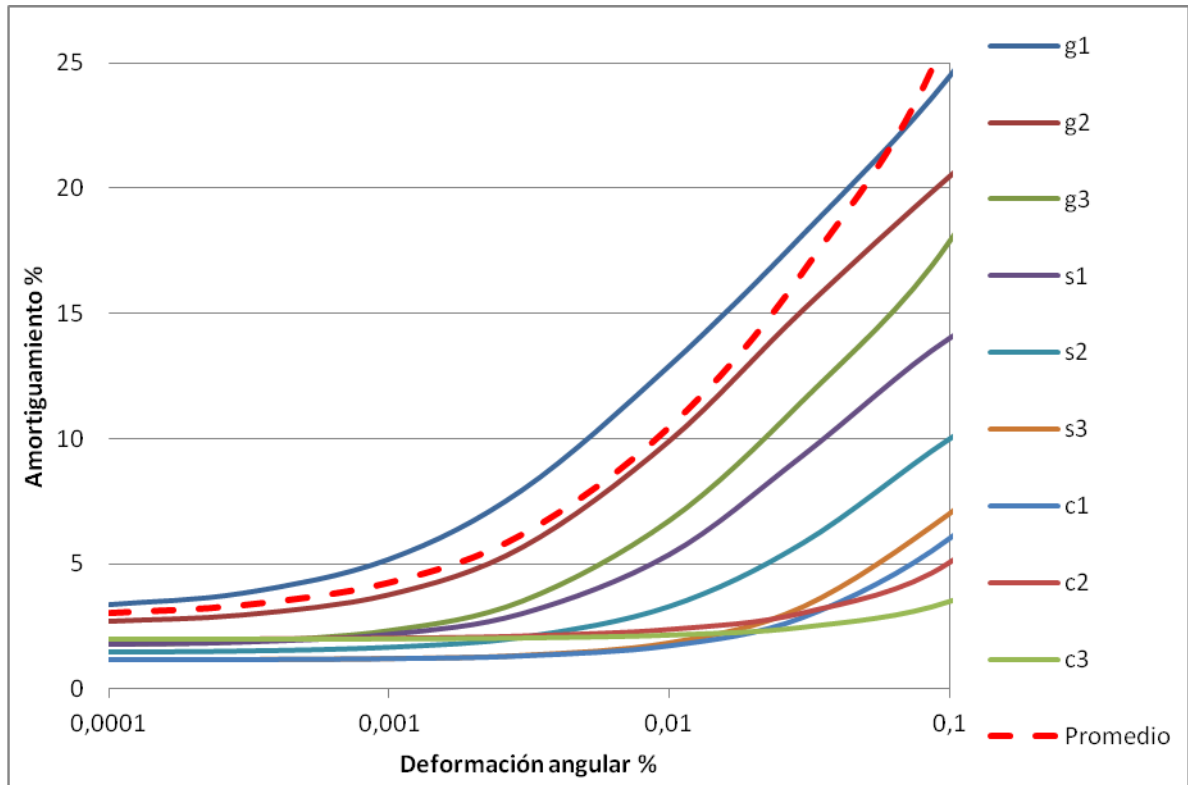
A partir de las curvas G1, G2 y G3 se definen curvas promedio para sitios en grava.

Se observa en la Figura 6.6.15 y la Figura 6.6.16 que los promedios de los sitios en grava están en los rangos de grava propuestos por el EPRI.



**Figura 6.6.15: Curva G/Gmax promedio grava calibrada**





**Figura 6.6.16: Curva amortiguamiento promedio grava calibrada**

## 6.7 Definición de sitios

A partir de los rangos de los parámetros resultantes de la calibración en la sección anterior, se definen criterios para definir las características dinámicas necesarias para modelar cada sitio.

- Para unidad geológica grava:  $b=0,4$  ( $b$  de rigidización promedio de sitios en grava), curvas promedio en grava y para estratos con  $V_s < 300 \text{ m/s}$  curvas s1 (Figura 6.4.1 y Figura 6.4.2).
- Para unidad geológica finos:  $b=0,3$ , curvas s1 y para estratos con  $V_s < 300 \text{ m/s}$  curvas s3.
- Para unidad geológica pumicita:  $b=0,35$ , curvas g3 y para estratos con  $V_s < 300 \text{ m/s}$  curvas s2.
- Cada 50 metros se modifican en un 10% las curvas para representar el efecto del confinamiento (Figura 6.4.3 y Figura 6.4.4).

## 6.8 Resultados y análisis de la modelación

Se presentan los resultados de la modelación 1D con el método lineal equivalente de los 13 sitios definidos en las secciones anteriores. En la Figura 6.8.1 se muestra un resumen de parámetros y resultados para cada sitio.

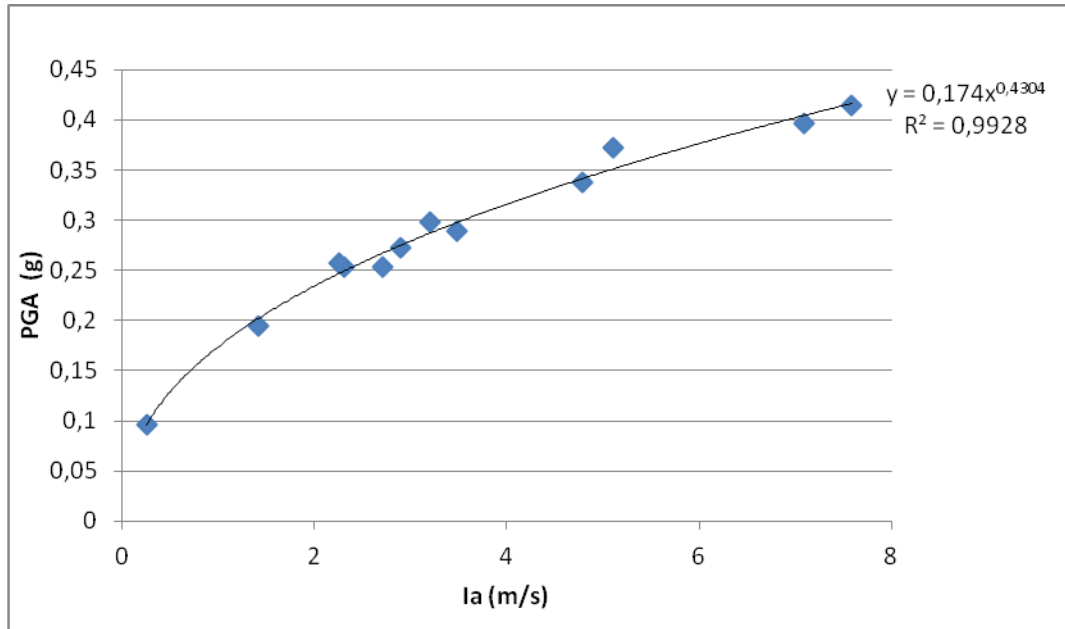
Sitio	Vs30 (m/s)	VsH (m/s)	H (m)	To (s) *	la (m/s)	Vo (cps) **	Pd (m*s)
G1	550	1132	200	0,7	2,31	6,92	0,048
G2	427	724	200	1,1	3,47	6,68	0,078
G3	473	897	225	1,0	2,90	6,41	0,071
G4	626	1070	140	0,5	4,79	9,03	0,059
G5	643	1079	130	0,5	7,10	10,47	0,065
G6	325	408	275	2,7	0,25	1,17	0,184
G7	571	981	250	1,0	2,25	6,82	0,048
G8	579	1166	300	1,0	3,21	8,59	0,043
P1	471	796	400	2,0	1,41	4,43	0,072
F1	348	540	220	1,6	2,71	5,31	0,096
F2	268	400	140	1,4	1,83	4,28	0,100
F3	366	459	60	0,5	7,59	8,81	0,098
CD1	311	675	225	1,3	5,11	7,15	0,100

**Figura 6.8.1: Resumen de parámetros del suelo y parámetros instrumentales indicadores de daño. \* To se calcula como  $4H/VsH$ , donde VsH es la velocidad equivalente de todo el estrato y H es el espesor de dicho estrato. \*\* (cps) significa cruces por cero por segundo del registro de aceleraciones.**

### 6.8.1 Resultados generales de la respuesta en superficie

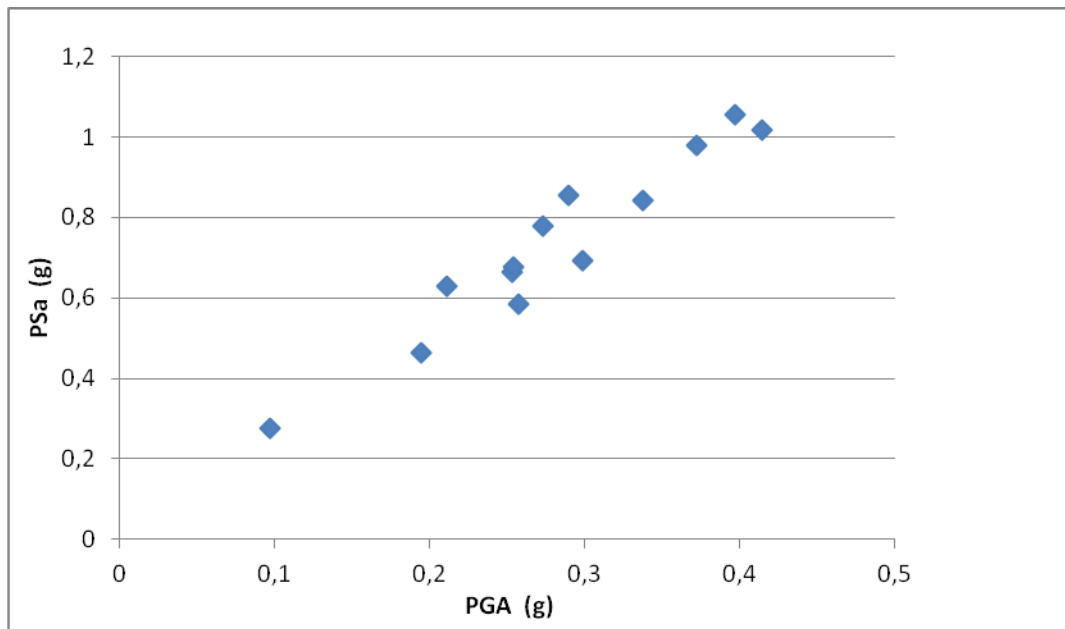
En este punto se presentan relaciones entre las medidas instrumentales de daño Intensidad de Arias, Potencial destructivo de Araya Saragoni e intensidad de cruces por cero del registro de aceleraciones, y otras características de la respuesta en superficie.

En la Figura 6.8.2 se muestra la relación de la intensidad de Arias con la máxima aceleración en superficie (PGA). Se observa que la intensidad de Arias se correlaciona con el PGA, por lo que las relaciones que se encuentren para la intensidad de Arias aplicarán para el PGA y viceversa.



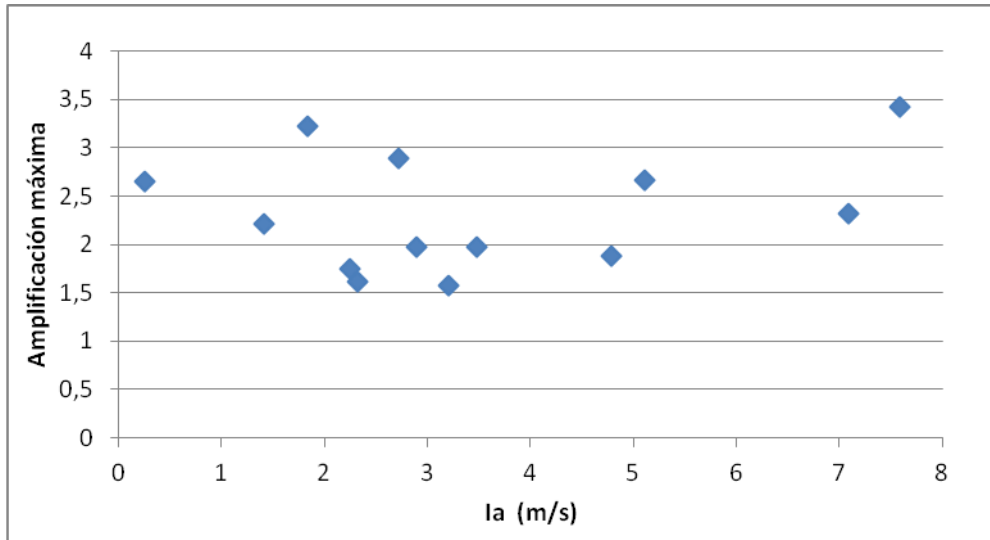
**Figura 6.8.2: Relación Ia vs PGA**

En la Figura 6.8.3 se muestra la relación entre el PGA con la máxima pseudo-aceleración espectral de cada sitio (PSa). Se observa que a mayor intensidad de Arias mayor PSa.



**Figura 6.8.3: Relación PSa vs. PGA**

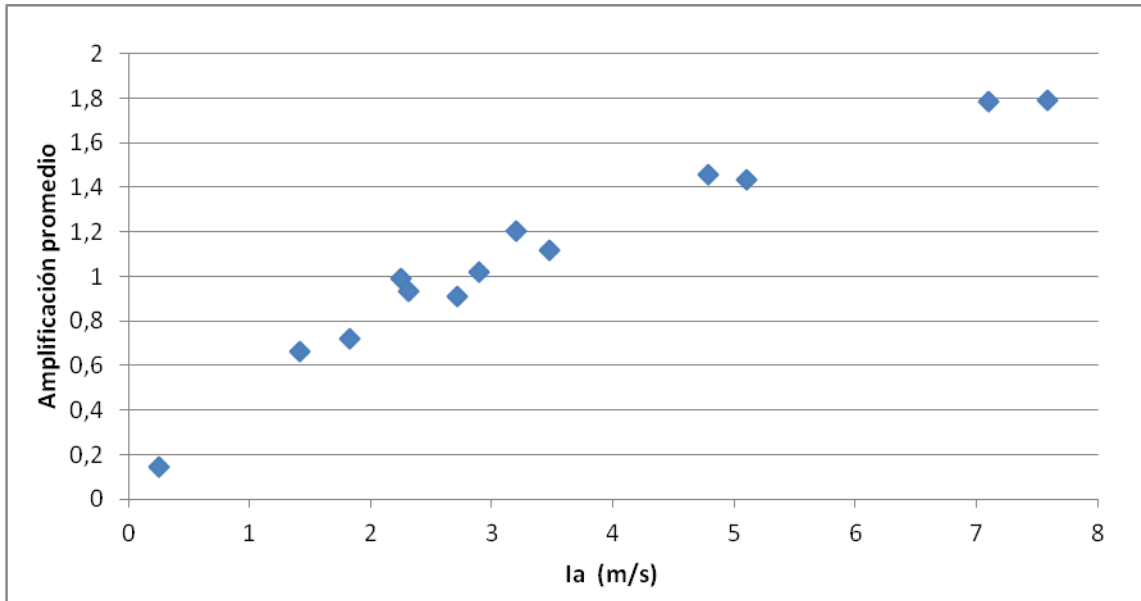
En la Figura 6.8.4 se muestra la relación entre la intensidad de Arias con la máxima amplificación de cada sitio. Se puede observar que la Intensidad de Arias no se correlaciona bien con la máxima amplificación presente en los sitios.



**Figura 6.8.4: Relación Amplificación máxima vs. Ia**

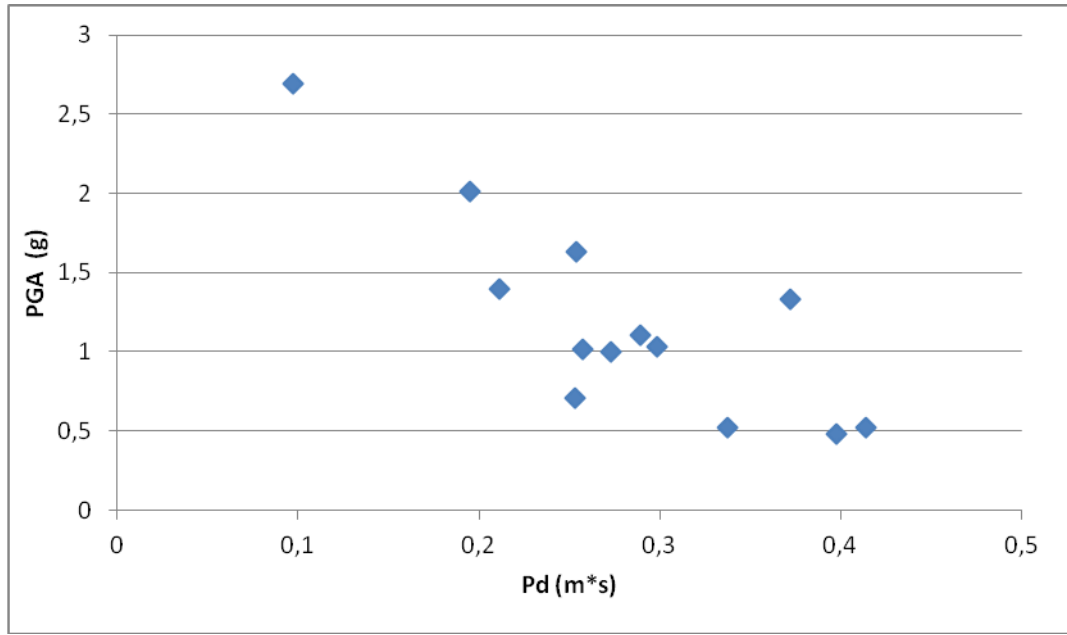
En la Figura 6.8.5 se muestra la relación entre la intensidad de Arias con la amplificación promedio (entre 0 y 10 Hz) de cada sitio. Se encuentra una buena correlación entre la intensidad de Arias y la amplificación promedio de cada sitio.

Lo anterior es consistente con lo que representa la intensidad de Arias, que es la energía por unidad de peso disipada por una población de amortiguadores viscosos con periodos que van desde 0 a infinito segundos, con una distribución de probabilidades uniforme (definición vista en Pasten, 2007). De esta forma, es razonable que la intensidad de Arias se correlacione con la amplificación promedio y no con la amplificación máxima, que es un peak puntual. Esta característica de la intensidad de Arias es posiblemente la razón de su debilidad para correlacionarse con el daño, porque una ciudad no tiene estructuras con periodos distribuidos uniformemente, si no que tiene zonas con mayor densidad de un tipo de estructuras que otras. Además el efecto de sitio debería observarse justamente cuando el peak de amplificación en un determinado sitio es similar al periodo de la estructura ubicada en dicho sitio.



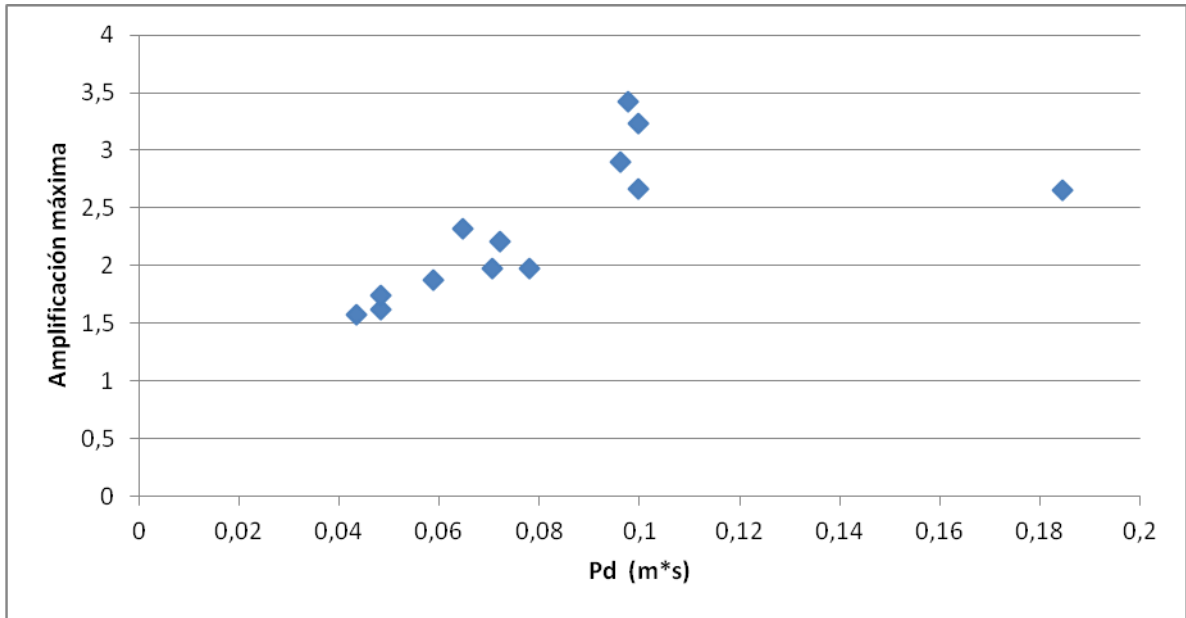
**Figura 6.8.5: Relación Amplificación promedio vs. Ia**

En la Figura 6.8.6 se muestra la relación entre el potencial destructivo de Araya Saragoni con el PGA de cada sitio. Se observa una tendencia decreciente del PGA con respecto al Pd, pero con una considerable dispersión en los datos. Esta dispersión es consistente con el hecho de que Pd se correlacione con las intensidades sísmicas IMM, mientras que el PGA no las explique por sí solo, como se indica en Saragoni et al. (2005), en el sentido de que si ambos parámetros estuvieran bien correlacionados, uno no podría ser mejor que otro al correlacionarse con una tercera variable. Además es interesante notar que por ejemplo, los dos sitios con mayor Pd tienen los más bajos PGA, o lo que es equivalente, por la correlación de PGA con Ia, tienen los más bajos valores de intensidad de Arias. Esto sólo se puede explicar por variaciones de la intensidad de cruces por cero ( $V_0$ ) entre los sitios, recordando adicionalmente que el  $V_0$  está elevado al cuadrado, por lo que sus variaciones son más influyentes en el Pd que las variaciones de la intensidad de Arias. Luego, la tendencia a la baja del PGA sugiere que las características de un sitio que lo hacen amplificar menos el PGA, también lo hacen disminuir la intensidad de cruces por cero de la señal.

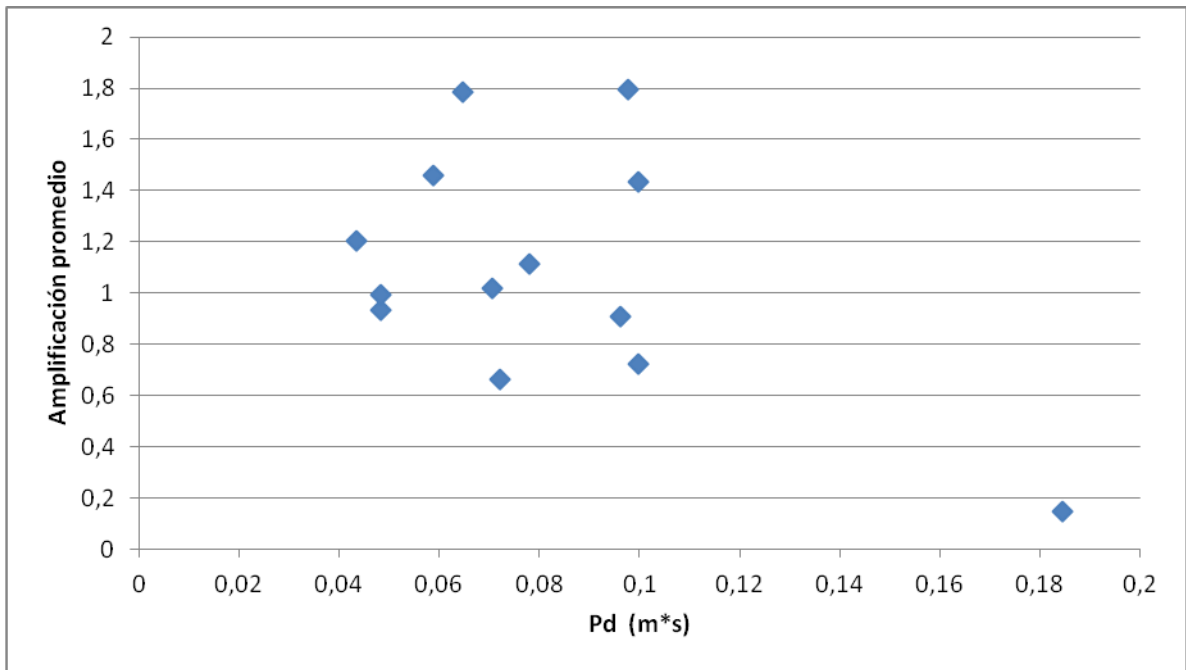


**Figura 6.8.6: Relación PGA vs Pd**

En la Figura 6.8.7 se muestra la relación entre el potencial destructivo de Araya Saragoni con la máxima amplificación de cada sitio. Se puede observar que hay una tendencia creciente de la amplificación máxima con el Pd, aunque con dispersión no menor y un punto aislado (G6). Además, al observar la Figura 6.8.8, se observa que a su vez el parámetro Pd no guarda correlación con la amplificación promedio. Lo anterior sugiere que el Pd puede relacionarse mejor con los efectos de sitio que la intensidad de Arias, ya que los efectos de sitio son esperables que ocurran justamente por el efecto de la máxima amplificación de un sitio sobre alguna estructura.

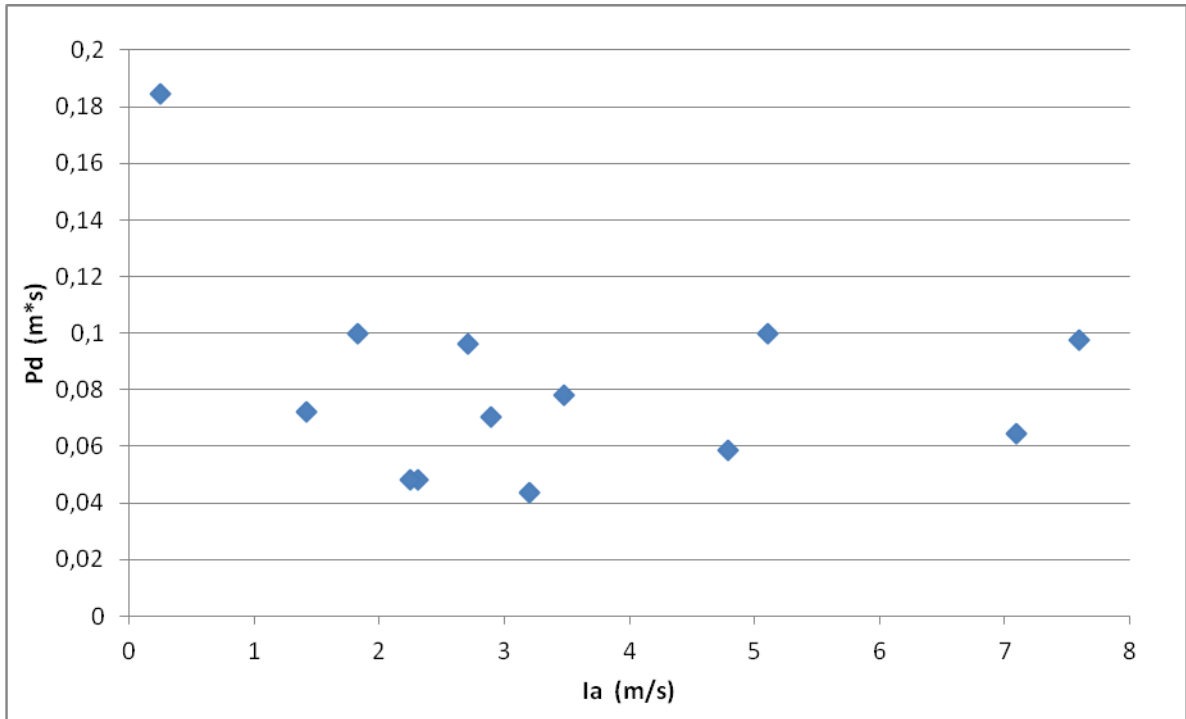


**Figura 6.8.7: Relación Amplificación máxima vs Pd**



**Figura 6.8.8: Relación Amplificación promedio vs Pd**

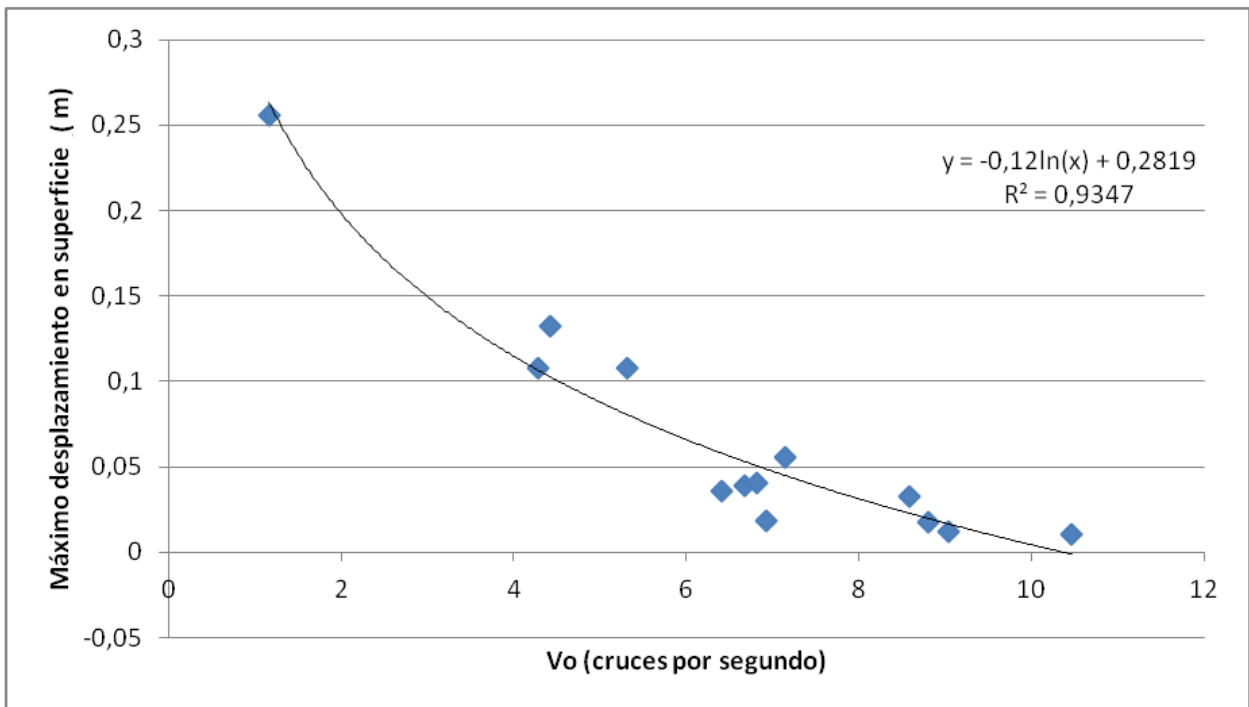
En la Figura 6.8.9 se muestra la relación entre la intensidad de Arias con el potencial destructivo de Araya Saragoni. La dispersión observada implica que la intensidad de cruces por cero del registro de aceleraciones en superficie varía considerablemente entre sitios.



**Figura 6.8.9:  $P_d$  vs  $I_a$**

En la Figura 6.8.10 se muestra la relación entre el máximo desplazamiento en superficie con la intensidad de cruces por cero de cada sitio. Se observa que ambas características se correlacionan, lo cual coincide con el argumento presentado en Saragoni et al. (2005) que señala que el máximo desplazamiento en superficie está relacionado con  $V_o$ .

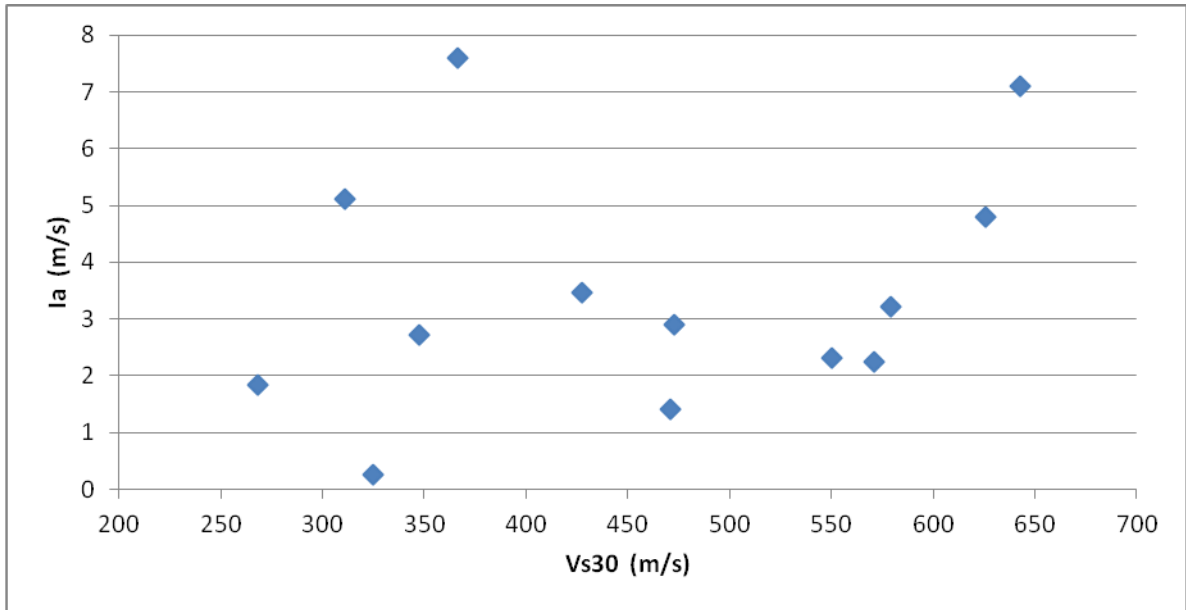




**Figura 6.8.10: Máximo desplazamiento en superficie vs Vo**

### 6.8.2 Relación de Vs30 con la respuesta en superficie

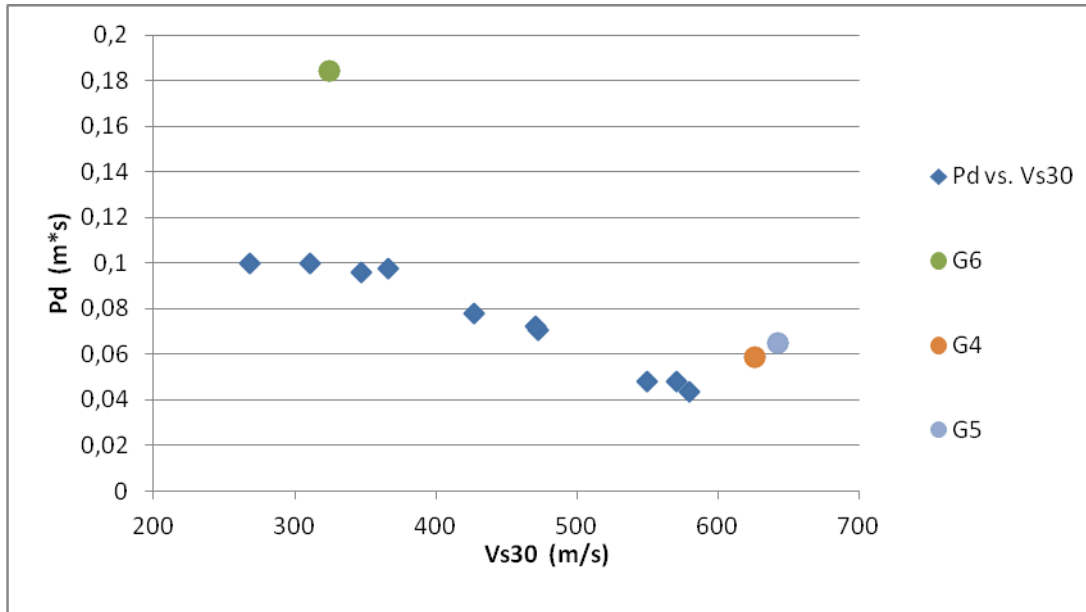
En la Figura 6.8.11 se muestra la relación de Vs<sub>30</sub> con la intensidad de Arias, observándose una ausencia de correlación.



**Figura 6.8.11: Relación Ia vs Vs<sub>30</sub>**

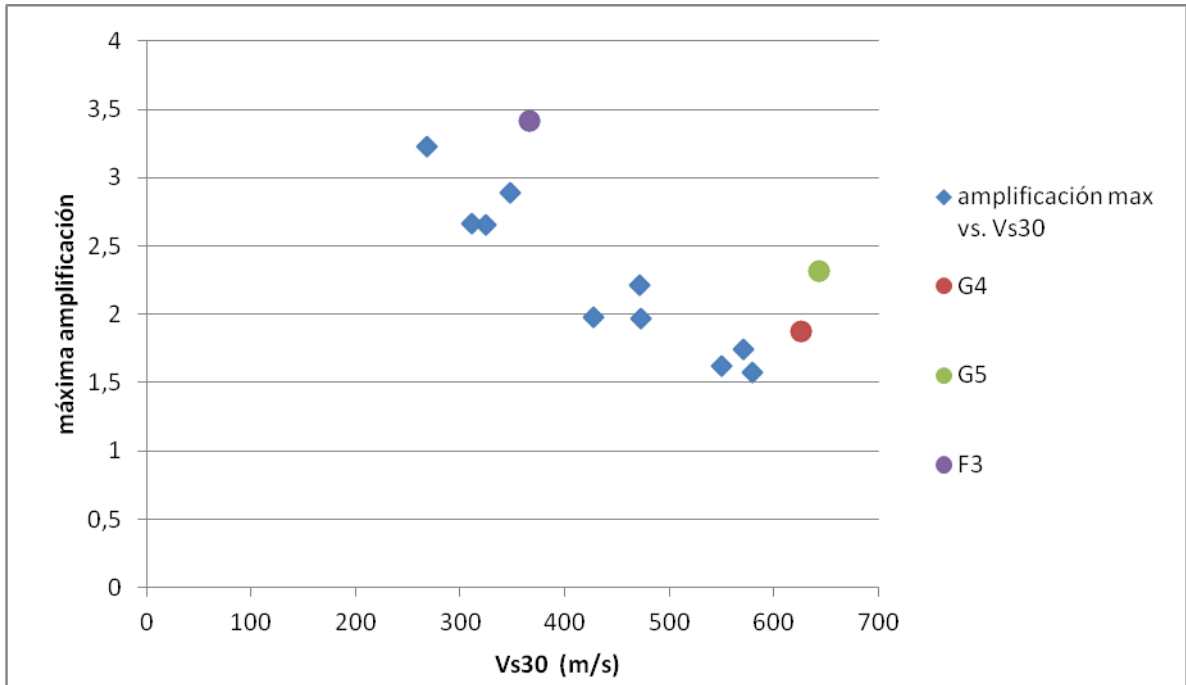
En la Figura 6.8.12 se muestra la relación de Vs<sub>30</sub> con Pd, observándose una buena correlación, excepto por 3 sitios. Se puede verificar que el Vs<sub>30</sub> es un parámetro que puede explicar buena parte de la distribución del Pd en distintos sitios, sin embargo se puede verificar al mismo tiempo, que el Vs<sub>30</sub> puede no ser suficiente para explicar el Pd de algunos sitios.

Observando las características de los sitios que se alejan de la tendencia (Figura 6.8.12), se puede ver que los 3 sitios que se alejan (G4, G5 y G6) tienen particularidades. Los sitios G4 y G5 comparten la característica de tener los mayores Vs<sub>30</sub> pero también de tener las menores profundidades de basamento rocoso, comparados con los sitios de Vs<sub>30</sub> un poco menor. Respecto al sitio G6, se puede observar que tiene el mayor periodo fundamental. Lo anterior refleja que Pd no se explica solo con Vs<sub>30</sub>, si no que la profundidad del basamento rocoso y el periodo fundamental de los depósitos posiblemente juegan un rol significativo. En el punto 6.8.3 se discutirá la influencia de To y H en la distribución de Pd.



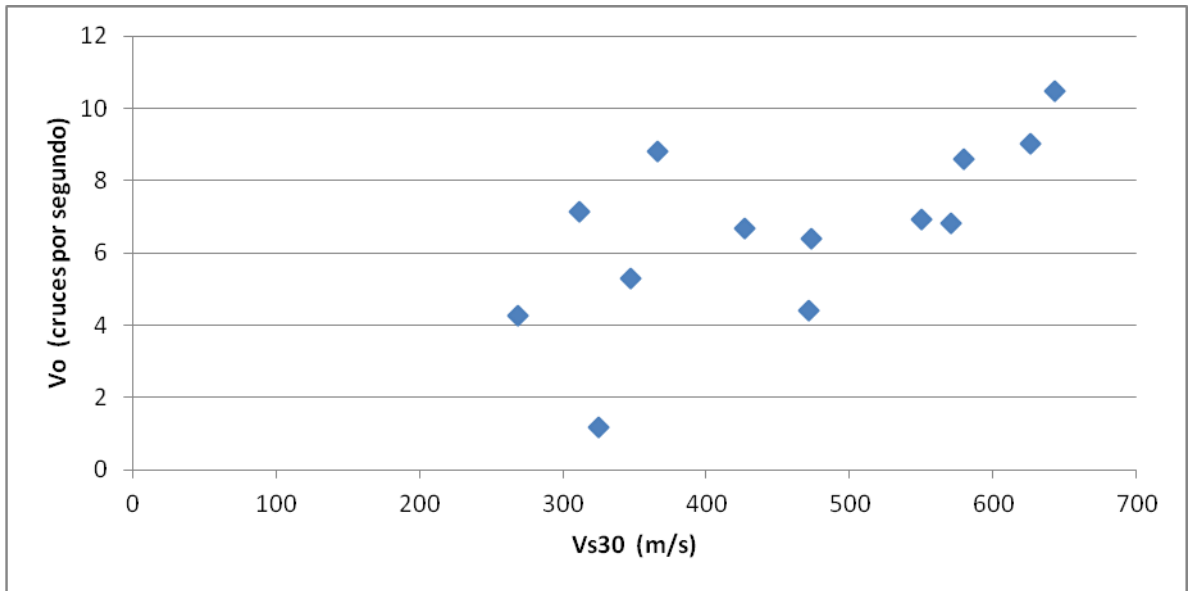
**Figura 6.8.12: Relación Pd vs. Vs<sub>30</sub>.**

En la Figura 6.8.13 se muestra la relación entre el Vs<sub>30</sub> con la máxima amplificación de cada sitio. Similar al caso anterior, el Vs<sub>30</sub> guarda correlación con la máxima amplificación, aunque con excepciones. En este caso los puntos que se aíslan son exactamente los que tienen menores profundidades del basamento rocoso. Esto tiene sentido físico, ya que a igual Vs<sub>30</sub>, la profundidad de suelo que exista bajo los 30 metros irá en directa relación con una mayor energía disipada por el viaje de la onda a través de suelo en vez de roca, reduciendo la amplificación.

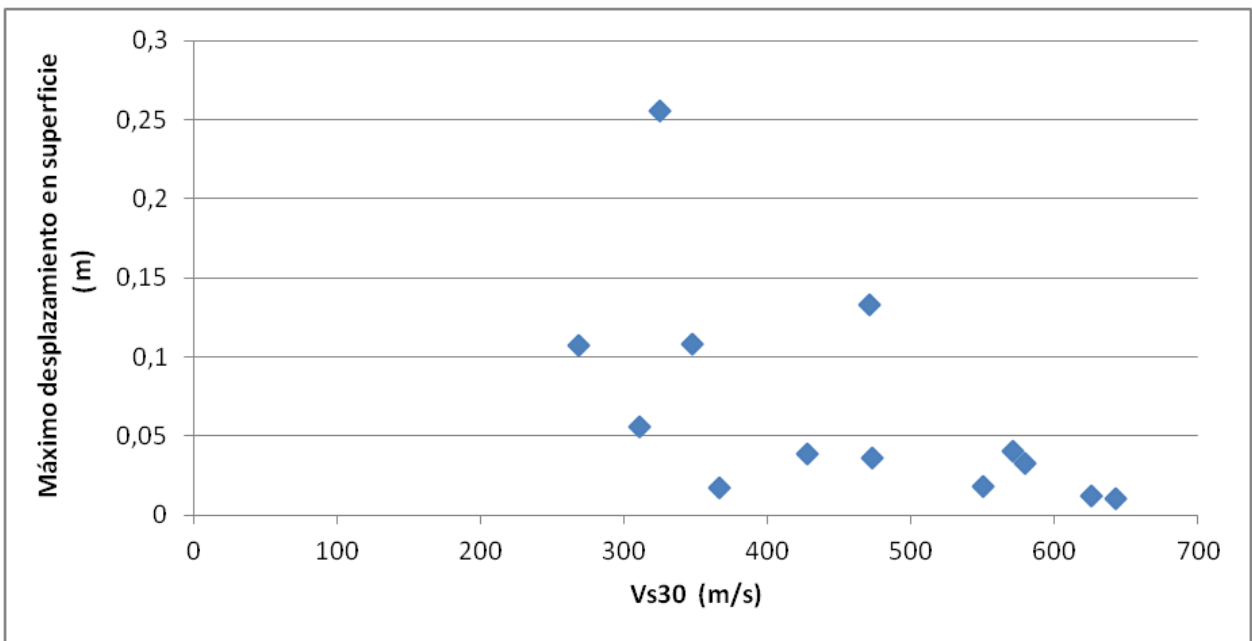


**Figura 6.8.13: Relación Máxima amplificación vs Vs<sub>30</sub>.**

En la Figura 6.8.14 se muestra la relación entre el Vs<sub>30</sub> con la intensidad de cruces por cero de cada sitio. Se observa una significativa dispersión. Esto también se observa en la Figura 6.8.15, donde se aprecia una dispersión relevante en la relación entre Vs<sub>30</sub> y el máximo desplazamiento en superficie. Lo anterior pone en duda la idoneidad del parámetro Vs<sub>30</sub> para identificar sitios con condiciones que amenacen mayormente a edificios altos, cuyo nivel de daño, como se ha mencionado con anterioridad en este capítulo, se asocia a altos valores de desplazamiento en superficie.



**Figura 6.8.14: Vo vs Vs<sub>30</sub>**



**Figura 6.8.15: Máximo desplazamiento en superficie vs Vs<sub>30</sub>**

### 6.8.3 Relación de parámetro $V_{s30} * H^{0.5} - 1150 * T_0^2$ con Pd

A partir de lo observado en la Figura 6.8.12, se deduce que el parámetro  $V_{s30}$  podría ser mejorado, referente a su correlación con Pd, con la inclusión de la información de la profundidad del basamento rocoso y el periodo fundamental. Específicamente se observa que H bajo aporta a un mayor Pd, así como un  $T_0$  alto aporta a un mayor Pd. No obstante, H y  $T_0$  son directamente proporcionales, por lo que se presenta una contrapartida entre H y  $T_0$  para observar un aumento de Pd.

Se puede definir un parámetro que capture los argumentos anteriores, junto con preservar la buena correlación de Pd con  $V_{s30}$  en gran parte de los datos. Este parámetro se puede expresar como  $V_{s30} * H^a - B * T_0^c$ , donde a, B y c son constantes a calibrar.

En la Figura 6.8.16 se muestra la relación entre el parámetro  $V_{s30} * H^{0.5} - 1150 * T_0^2$  con el Pd de cada sitio. Se observa que el parámetro definido se correlaciona con los Pd de los 13 sitios modelados.

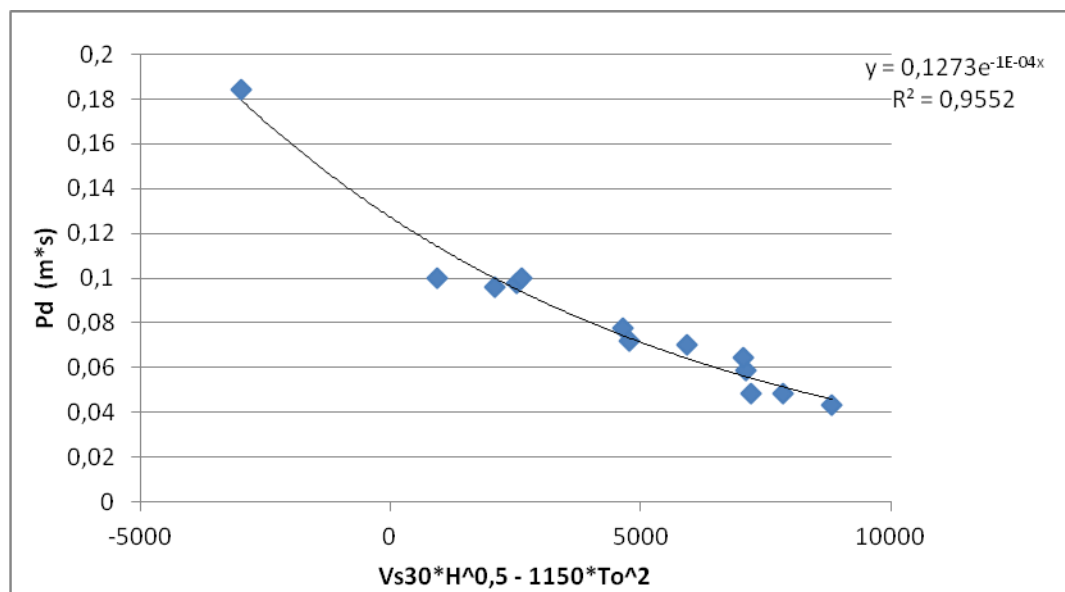
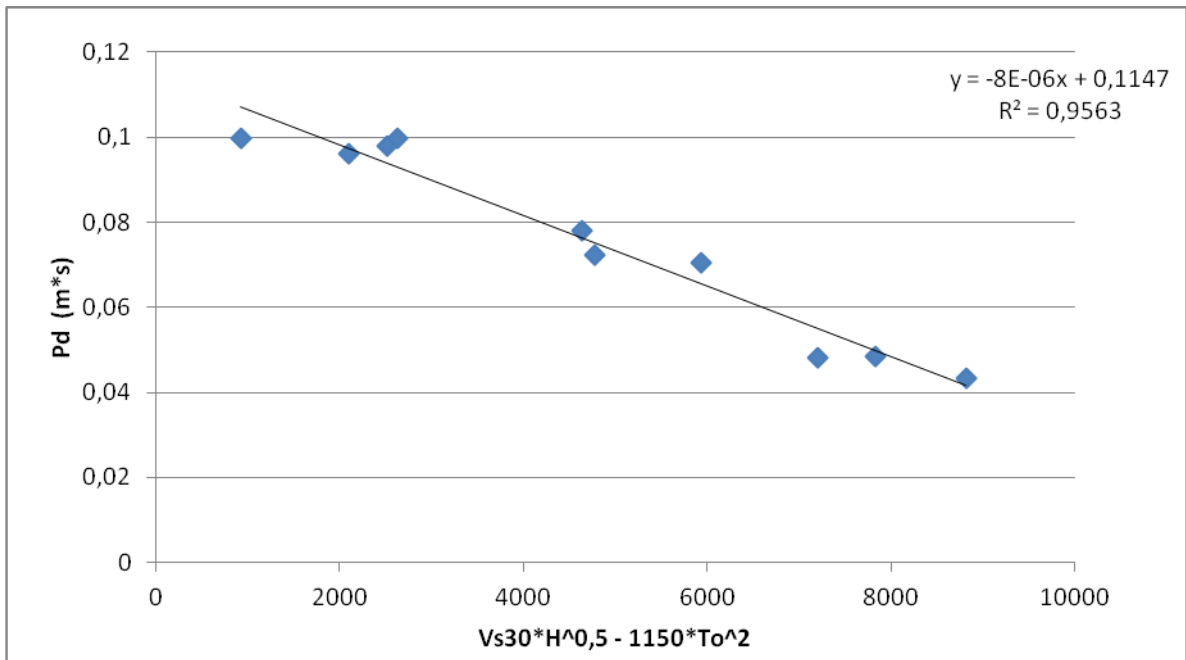


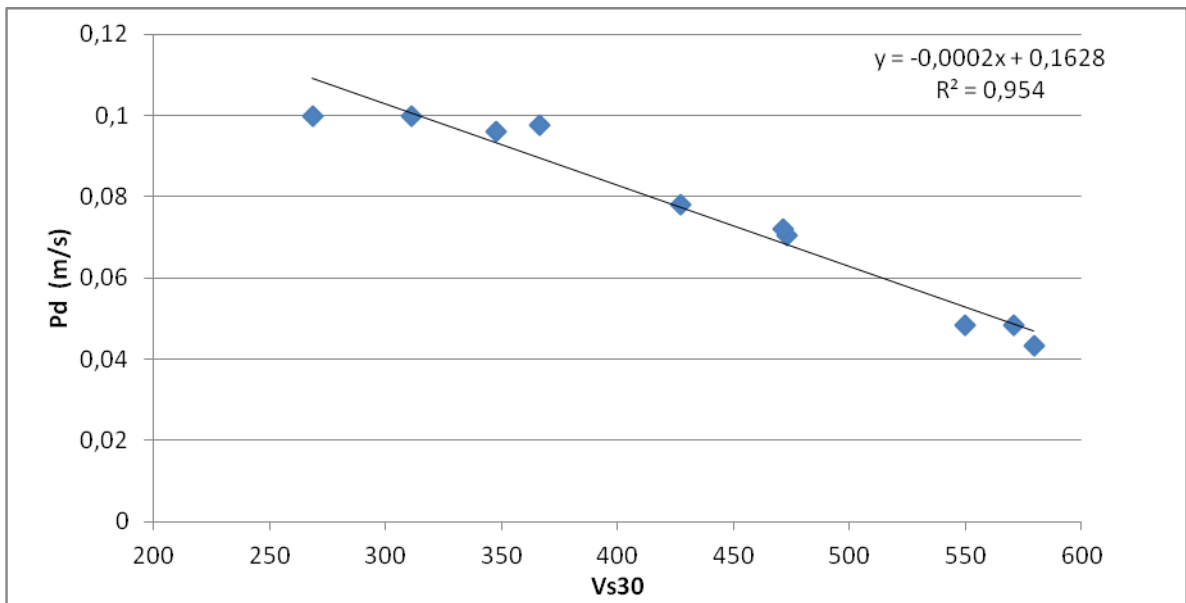
Figura 6.8.16: Relación Pd vs.  $V_{s30} * H^{0.5} - 1150 * T_0^2$

En la Figura 6.8.17 se muestra la relación entre el parámetro  $V_{s30} * H^{0.5} + 1150 * T_0^2$  con el Pd de los sitios, exceptuando los puntos que originalmente se alejaban de la tendencia en la correlación de  $V_{s30}$  con Pd (G4, G5 y G6). Luego, al observar también en la Figura 6.8.18 la correlación de  $V_{s30}$  y Pd excluyendo los puntos que G4, G5 y G6, se puede

inferir que la buena correlación observada con el parámetro  $V_{s30}$  puede ser vista como un caso particular de la buena correlación del parámetro  $V_{s30} * H^{0.5} + 1150 * T_0^2$ , el cual incluye al  $V_{s30}$ .



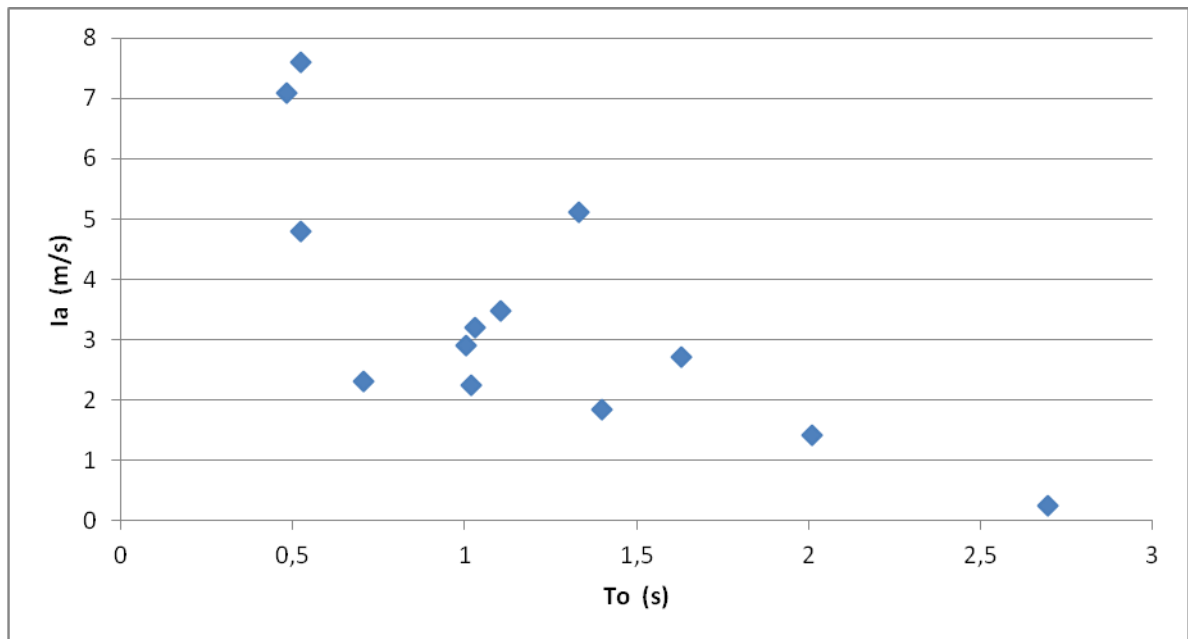
**Figura 6.8.17: Pd vs  $V_{s30} * H^{0.5} + 1150 * T_0^2$  para sitios con perfil de velocidades mayoritariamente monótono en profundidad**



**Figura 6.8.18: Pd vs  $V_{s30}$  para sitios con perfil de velocidades mayoritariamente monótono en profundidad**

#### 6.8.4 Relación de $T_0$ con la respuesta en superficie

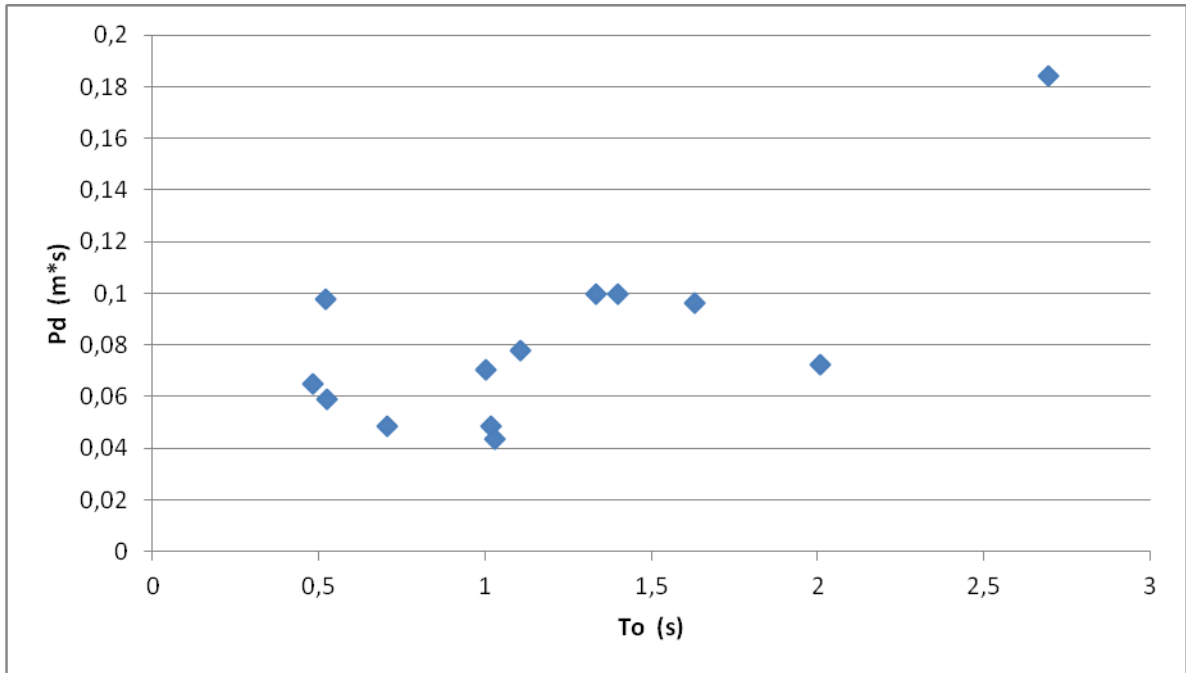
En la Figura 6.8.19 se muestra la relación de  $T_0$  con la intensidad de Arias. Se observa una tendencia decreciente de la intensidad de Arias con respecto a  $T_0$ , aunque con bastante dispersión.



**Figura 6.8.19: Relación  $I_a$  vs.  $T_0$**

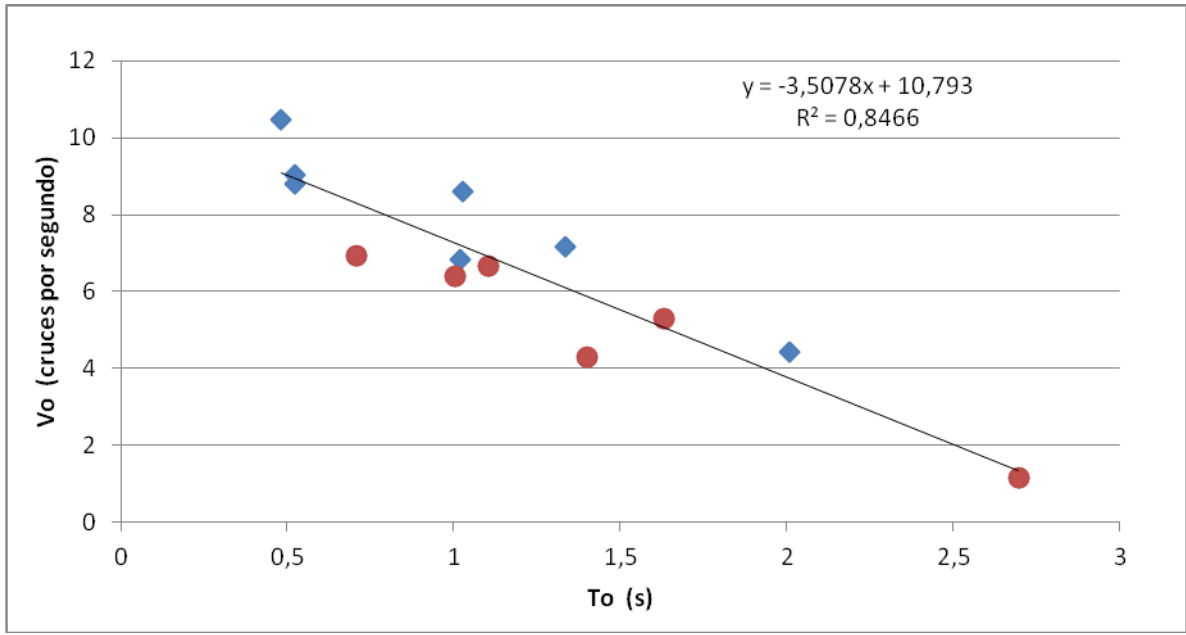
En la Figura 6.8.20 se muestra la relación de  $T_0$  con  $P_d$ , observándose una significativa dispersión de los datos.





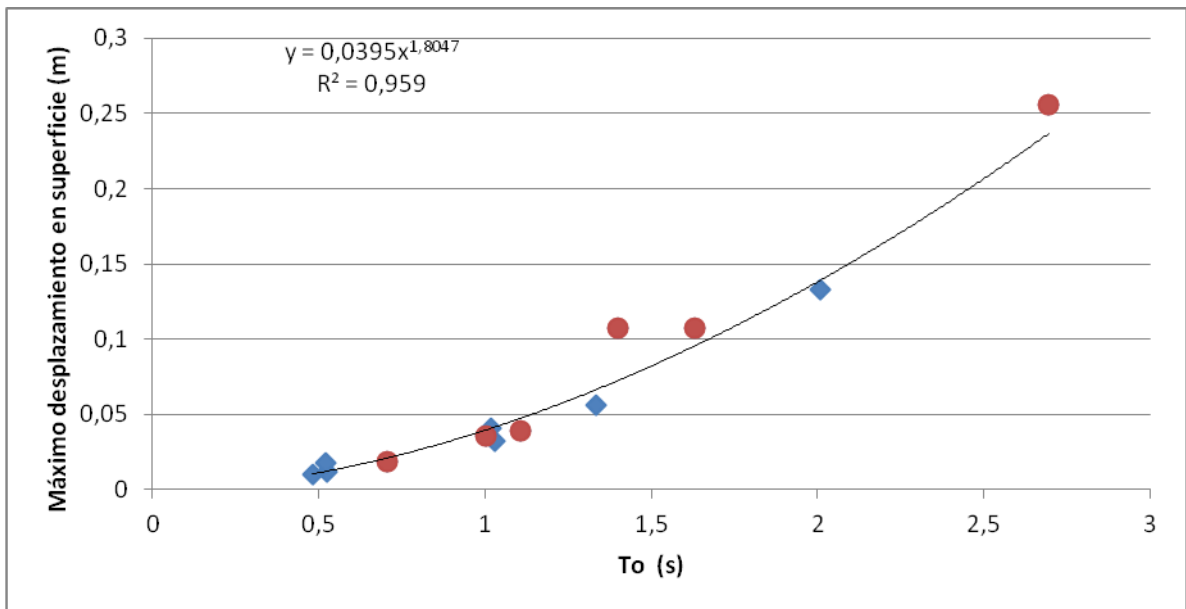
**Figura 6.8.20: Relación Pd vs. T<sub>0</sub>**

En la Figura 6.8.21 se muestra la relación de T<sub>0</sub> con la intensidad de cruces por cero. Se observa un grado razonable de correlación entre ambas variables, aunque se pueden distinguir puntos que están por debajo de la tendencia, los cuales predominantemente coinciden con los perfiles de velocidad de onda de corte que presentan la aparición significativas de inversiones de velocidad en profundidad (estratos blandos entre estratos más rígidos). Estos sitios corresponden a los sitios G1, G2, G3, G6, F1 y F2.



**Figura 6.8.21: Relación  $V_0$  vs.  $T_0$**

En la Figura 6.8.22 se muestra la relación de  $T_0$  con el máximo desplazamiento de cada sitio. Se observa una muy buena correlación, en la cual los puntos que se alejan un poco de la tendencia, presentando mayores desplazamientos, pertenecen al conjunto de perfiles de velocidad significativamente no monótonamente crecientes en profundidad.



**Figura 6.8.22: Relación máximo desplazamiento en superficie vs  $T_0$**

### 6.8.5 Relación de parámetro $V_{s30} \cdot T_0$ con la respuesta en superficie

Cadet et al., 2008, proponen relacionar el potencial amplificador de un sitio mediante el uso conjunto de  $T_0$  y  $V_{s30}$ . Su manera de demostrar la coherencia de este planteamiento con la respuesta de cada sitio es formular una expresión que relaciona ambos parámetros,  $T_0$  y  $V_{s30}$ , con la amplificación. Este razonamiento se explica en el capítulo 5.

No obstante, en este trabajo de título se opta por investigar la existencia de un parámetro unidimensional que involucre  $T_0$  y  $V_{s30}$ .

En la discusión de la sección de revisión de parámetros, se hace notar que de las ecuaciones de onda se deduce que la magnitud de la amplificación 1D depende solo del contraste de impedancia entre estratos y el amortiguamiento.

Ante este hecho, un buen parámetro debería reflejar el contraste de impedancias entre estratos superficiales y profundos, además del amortiguamiento del estrato.

Resulta razonable proponer que una medida del contraste de impedancias entre estratos superficiales y profundos en un medio estratificado, que a grandes rasgos se rigidiza en profundidad (debido al confinamiento), puede ser:

$$\frac{V_{s30}}{V_{sH}}$$

Entre mayor sea la expresión anterior, menor es el contraste de impedancia ( $V_{sH}$ : velocidad equivalente del depósito hasta la roca).

Luego, cuando se quiere identificar el amortiguamiento del depósito de suelo, surge la pregunta acerca de qué amortiguamiento se está hablando, ya que éste depende de la deformación. Ante esto, sea cual sea la curva de amortiguamiento versus deformación, entre más flexible sea el depósito de suelo, mayor deformación se tendrá y por lo tanto se alcanzarán mayores valores de amortiguamiento, los cuales reducirán la respuesta.

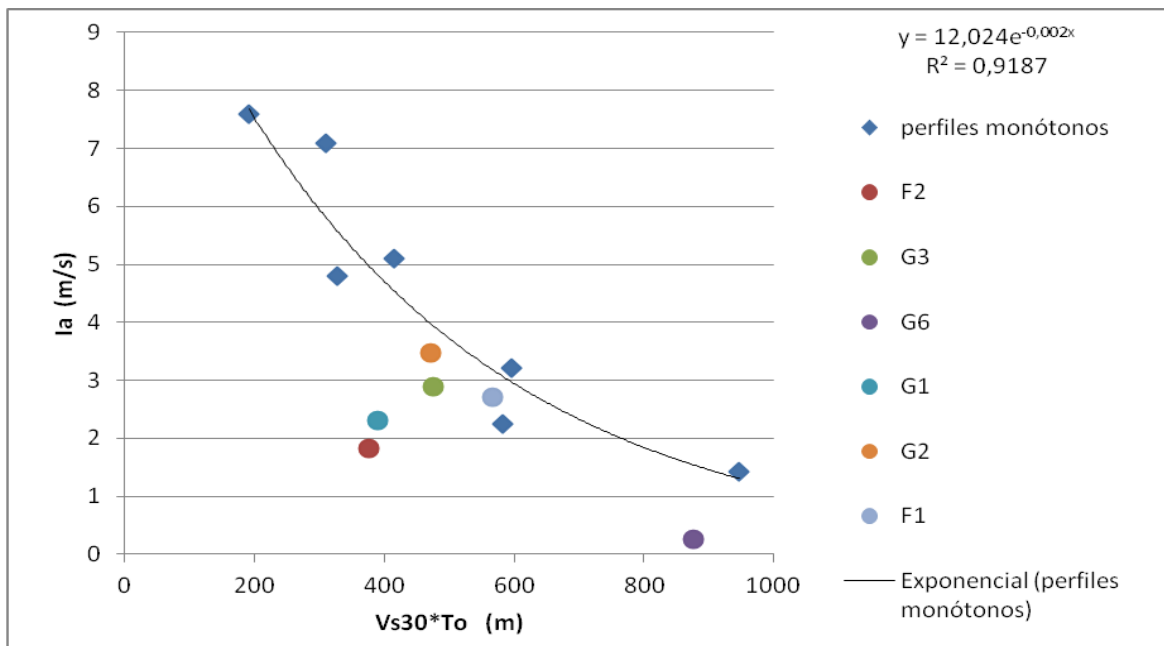
Un buen indicador de la flexibilidad del depósito de suelo puede ser su espesor completo,  $H$ . Además, se tiene que entre mayor sea el espesor del depósito, mayor distancia viajará la onda por el medio más disipativo, que en este caso es el suelo, y menor energía tendrá para liberar en superficie.

A partir del razonamiento anterior, entre mayor sea  $\frac{V_{s30}}{V_{sH}}$  y mayor sea  $H$ , menor será la máxima respuesta de un sitio. Es decir, entre mayor sea el parámetro  $\frac{V_{s30}}{V_{sH}} * H$  menor será la amplificación.

Este parámetro, necesita la velocidad promedio de todo el estrato  $V_{sH}$  y el conocimiento de la profundidad de la roca. Sin embargo, puede ser estimado solo por  $T_0$  y  $V_{s30}$ , ya que se tiene lo siguiente:

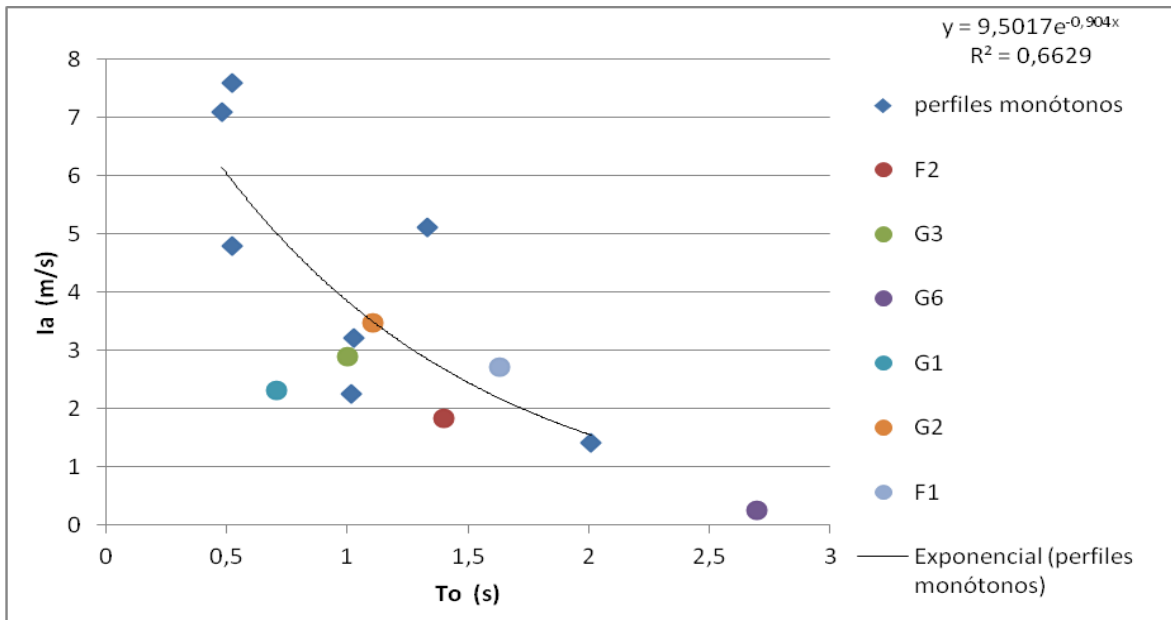
$$\frac{Vs_{30}}{Vs_H} * H = \frac{Vs_{30}}{\frac{(Vs_H)}{H}} \propto \frac{Vs_{30}}{\frac{(Vs_H)}{4H}} = Vs_{30} * T_0$$

Luego, al evaluar el parámetro  $T_0 * Vs_{30}$  en la simulación realizada, se obtiene que se correlaciona muy bien con la intensidad de Arias, para sitios con perfil de velocidades monótonamente creciente, como se observa en la Figura 6.8.23. Además, se observa que los sitios que presentan significativas inversiones de velocidad quedan por debajo de la tendencia encontrada para los sitios con perfiles significativamente monótonamente crecientes. Esta característica es relevante ya que  $T_0 * Vs_{30}$  muestra ser un estimador de la intensidad de Arias conservador, en el sentido que los datos que se escapan de la tendencia lo hacen hacia valores inferiores de intensidad de Arias.

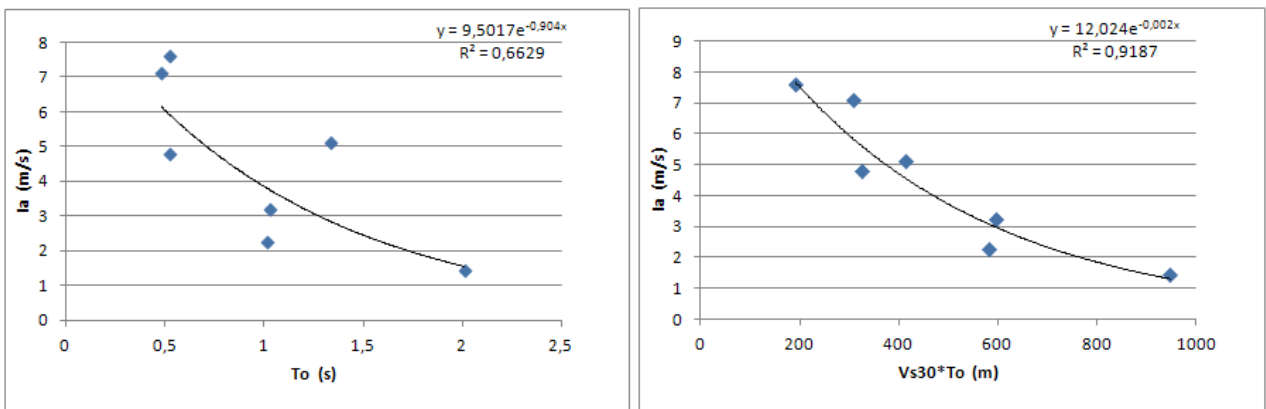


**Figura 6.8.23: Relación Ia vs.  $Vs_{30} * T_0$**

En la Figura 6.8.24 se muestra la relación de  $T_0$  con la intensidad de Arias, señalando los perfiles que presentan inversiones de velocidad significativas en profundidad, además de una curva de tendencia para los perfiles significativamente monótonos. Se observa un comportamiento similar al de  $T_0 * Vs_{30}$  pero con más dispersión y una excepción en que el sitio F1 queda sobre la tendencia. De esta forma se evidencia que el  $Vs_{30}$  mejora la relación que tiene por sí solo el parámetro  $T_0$  con la intensidad de Arias, lo que se muestra más claramente en la Figura 6.8.25 donde se grafican solo los sitios con perfiles significativamente monótonos.



**Figura 6.8.24: Relación  $I_a$  vs  $T_0$**



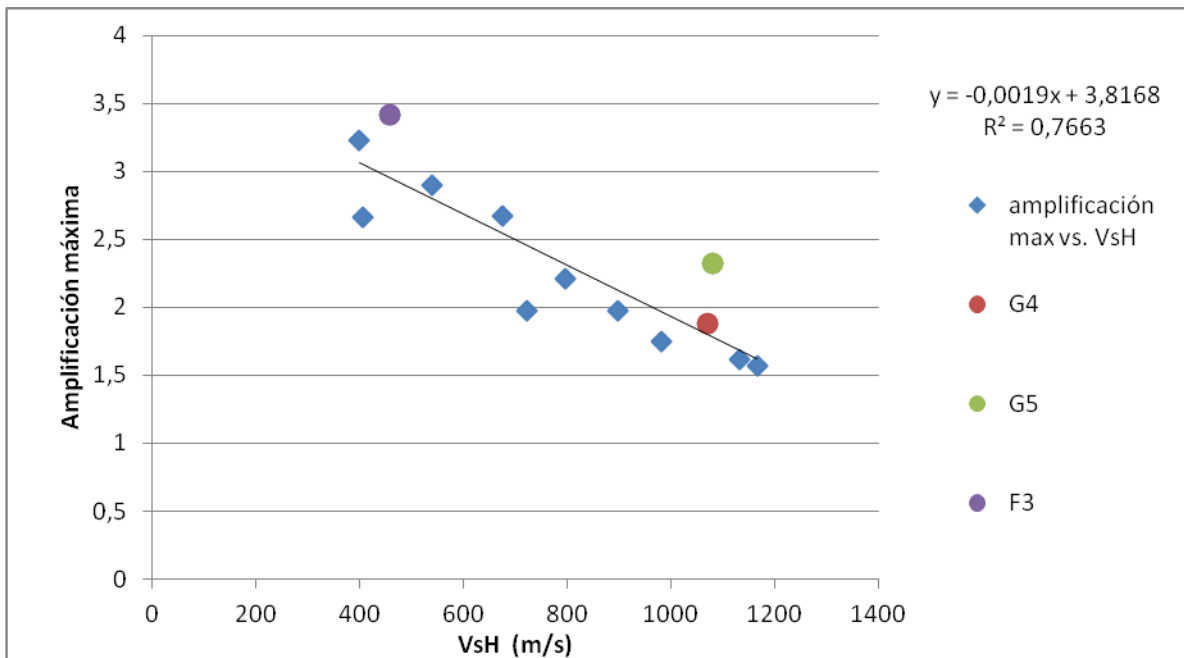
**Figura 6.8.25: Relaciones solo para sitios con perfil de velocidades mayoritariamente monótono en profundidad. Derecha:  $I_a$  vs  $T_0$ . Izquierda:  $I_a$  vs  $V_{S30} * T_0$**

Los argumentos y resultados anteriores, indican que la condición de un sitio más amenazante, en cuanto a liberación de energía durante un sismo (intensidad de Arias), es un sitio con un fuerte contraste de impedancia entre los estratos más blandos en la parte superior del depósito y los más duros en la parte inferior, el cual además, se produzca a baja profundidad.

### 6.8.6 Relación de parámetro $V_{sH}$ con la respuesta en superficie

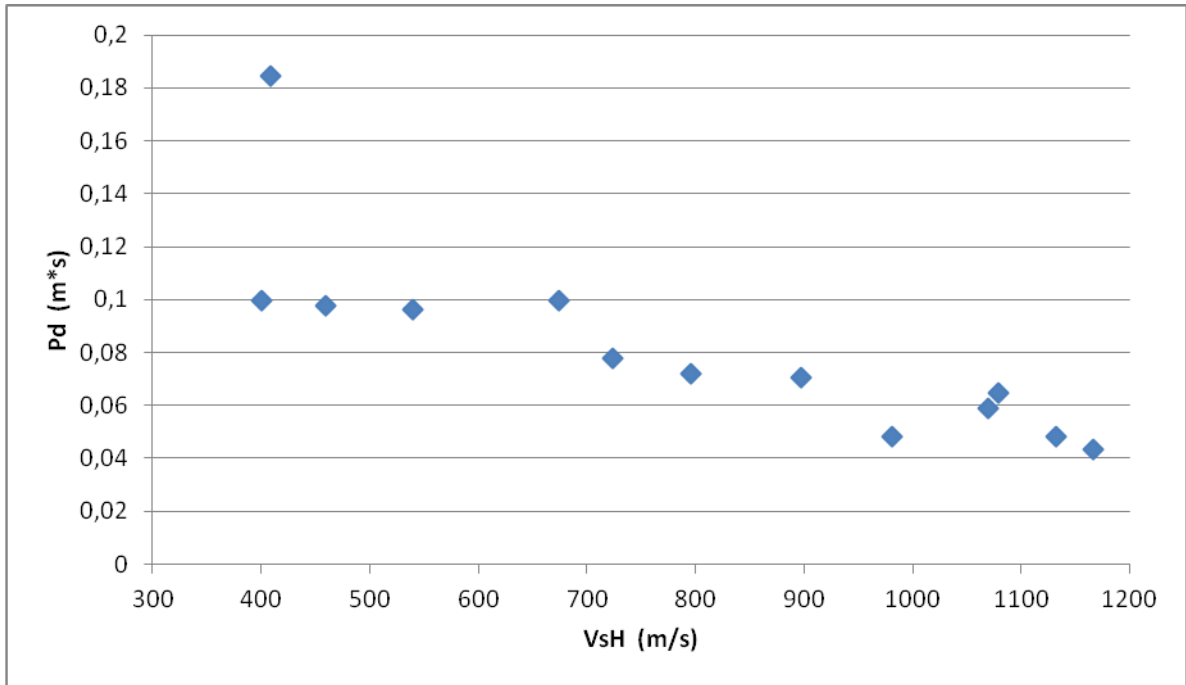
Kokusho et al. (2008), como se vio en el capítulo 5, proponen el parámetro  $V_{sH}$  (o  $\overline{V_s}$ ) como indicador de la máxima amplificación que un sitio puede presentar ante un sismo determinado.

En la Figura 6.8.26 se muestra la relación  $V_{sH}$  con la amplificación máxima de cada sitio. Se observa una mejora significativa en la correlación, respecto a lo visto con  $V_{s30}$ , tal como observaron Kokusho et al. (2008) en su investigación con mediciones reales en la red Kik-net de Japón. Incluso se observa que los sitios que se alejaban presumiblemente por tener menor H en el caso de  $V_{s30}$ , se acercan a la tendencia para el caso de  $V_{sH}$ . Esto se puede explicar por el hecho de que entre depósitos de un mismo tipo de suelo, entre menor sea H, menor será también el  $V_{sH}$ , ya que se tendrán menores confinamientos también, por lo que  $V_{sH}$  estaría captando en parte el efecto de H sobre la máxima amplificación.



**Figura 6.8.26: Amplificación máxima vs  $V_{sH}$**

En la Figura 6.8.27 se muestra la relación  $V_{sH}$  con  $P_d$  de cada sitio. Se observa que los puntos que se aislaban por efecto de H en la relación con  $V_{s30}$ , ya no se aíslan, y solo se aísla el punto cuyo alejamiento de la tendencia se debía al alto valor de  $T_0$ .

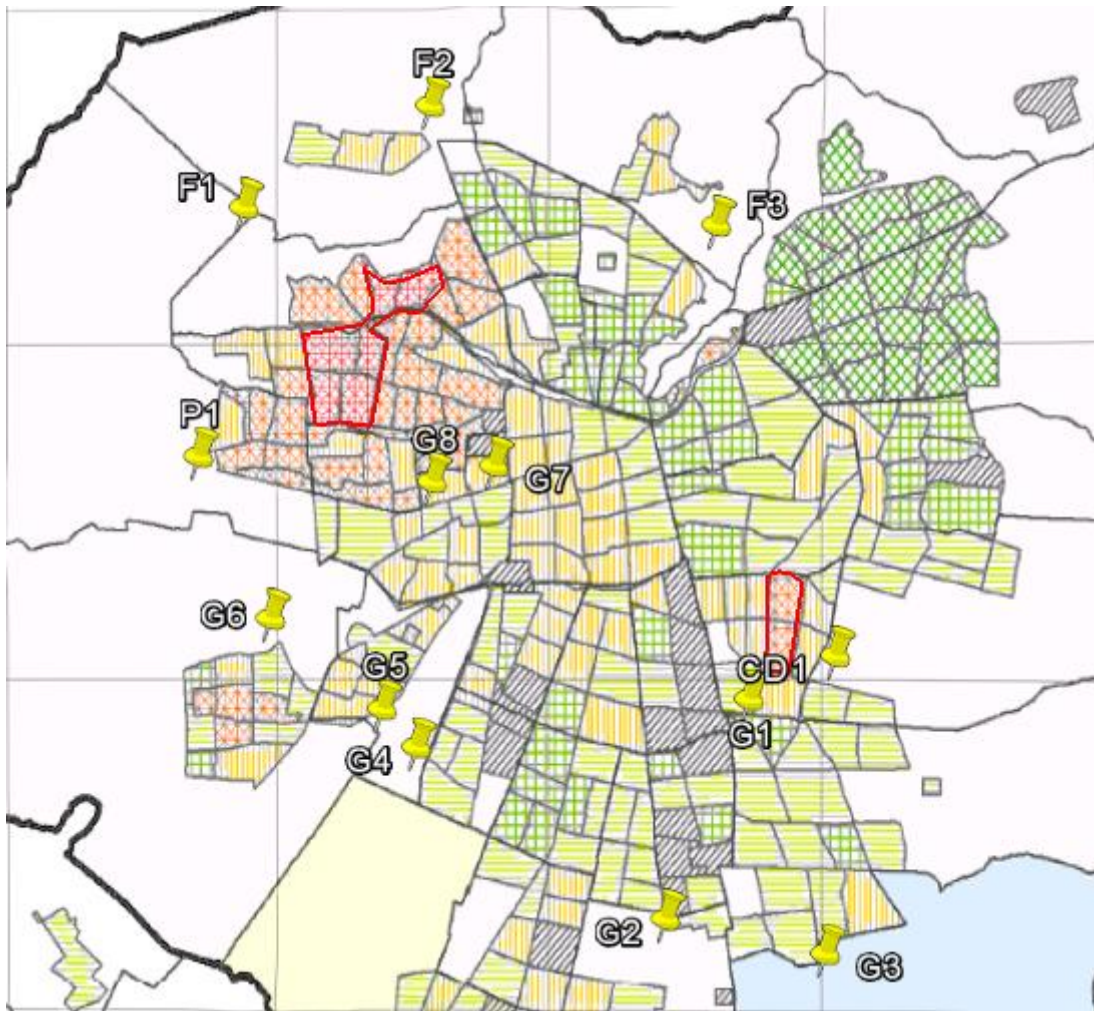


**Figura 6.8.27: Pd vs Vs<sub>H</sub>**

### **6.9 Relación de parámetros del suelo con algunos daños observados durante los terremotos de 1985 y 2010 en Santiago**

Para comparar parte de los argumentos que se desprenden del análisis numérico con lo observado en terremotos reales en Santiago, se revisan los mapas de intensidades sísmicas de los terremotos de 1985 (Menéndez, 1991) y del 2010 (Molina, 2011), basados en daños observados en viviendas de 1 a 2 pisos, junto con la información de los periodos fundamentales de la cuenca de Santiago (Pasten, 2008) y las zonas geológicas (Valenzuela, 1978).

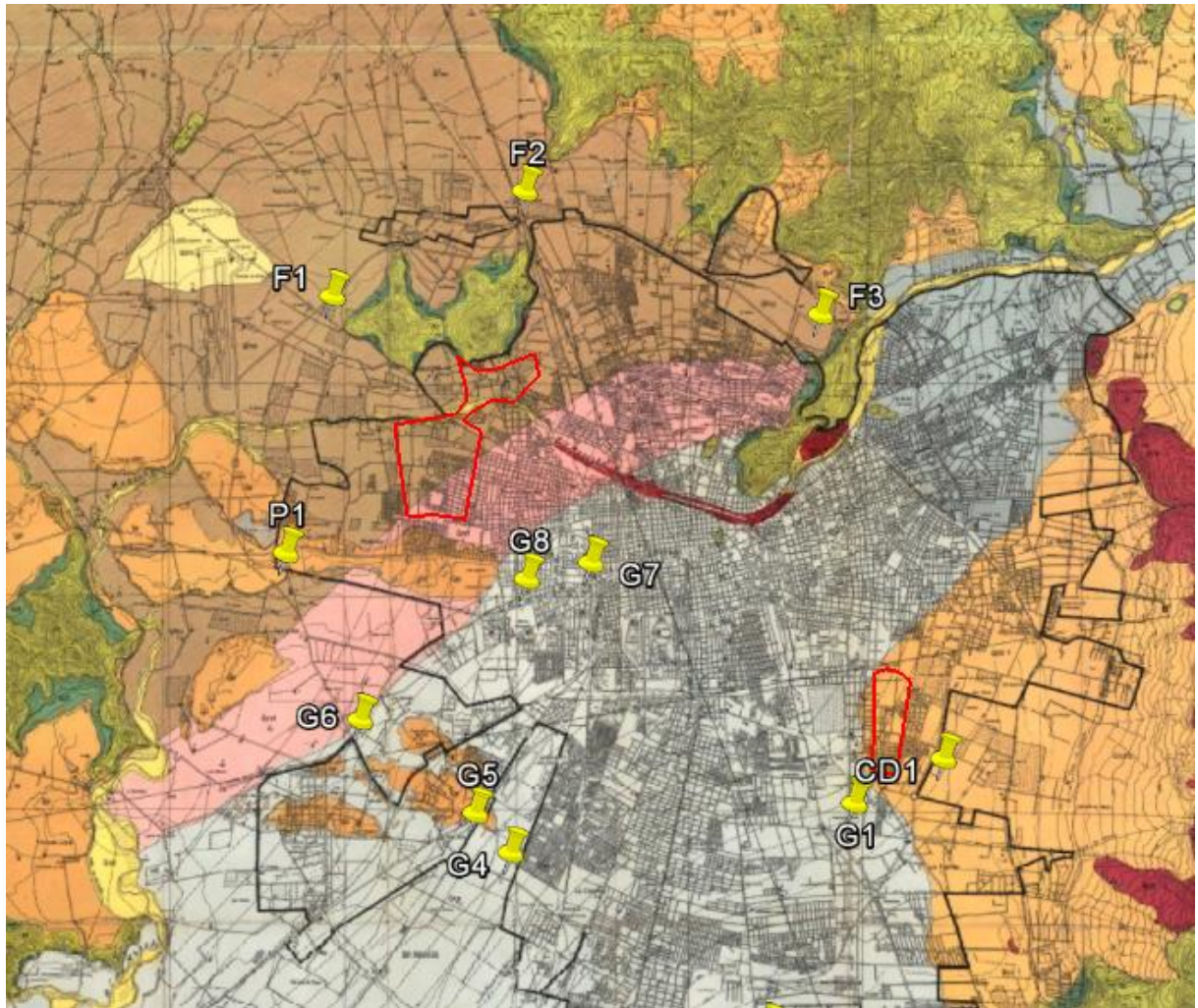
Para el caso del terremoto de 1985 que afectó Santiago, se identifican dos de las zonas más dañadas en la Figura 6.9.1



**Figura 6.9.1: Mapa de intensidades sísmicas del terremoto de 1985 en Santiago (Mapa intensidades: Menéndez, 1991)**

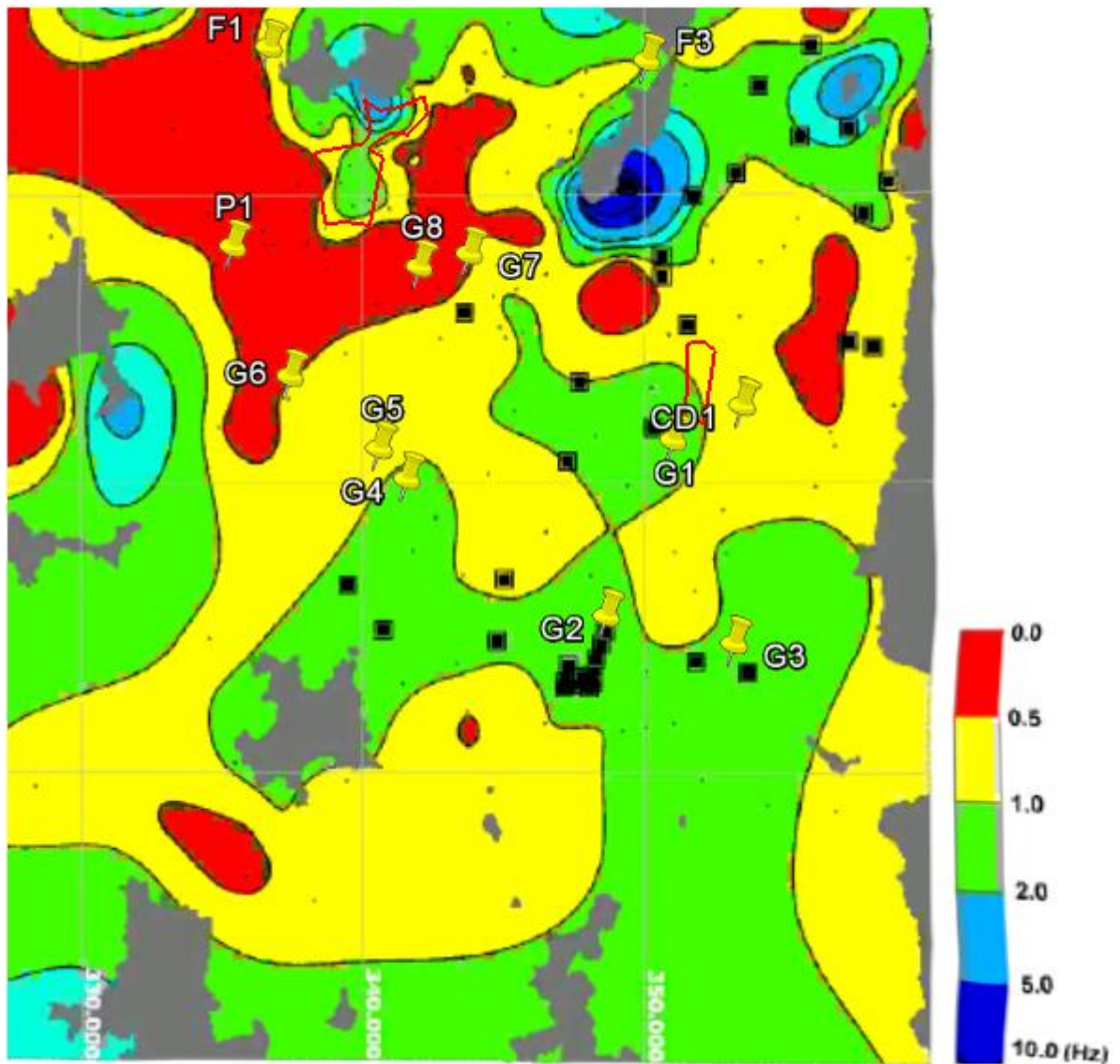
Luego, se puede observar que estas zonas están en las unidades geológicas de finos y conos de deyección, en la Figura 6.9.2, las cuales podrían ser asociadas a bajos  $V_{s30}$ .





**Figura 6.9.2: Geología de Santiago, con 2 lugares de más daño en 1985 señalados (Mapa geología: Valenzuela, 1978)**

Adicionalmente, el hecho de que dentro de cada una de las unidades geológicas mencionadas, sólo haya daño significativo en los sectores señalados con línea roja, se puede explicar con el mapa de periodos fundamentales mostrado en la Figura 6.9.3. Dicho mapa señala a estos sectores con el  $T_0$  más bajo de su determinada unidad geológica. Esto podría explicar el daño en estructuras de 1 y 2 pisos, asociándolo a altos niveles de intensidad de Arias, por tener  $V_{s30} * T_0$  bajo, y a altas intensidades de cruces por cero al tener  $T_0$  también bajo.



**Figura 6.9.3: Periodos fundamentales en Santiago, con 2 lugares de más daño en 1985 señalados. Cuadrados negros son lugares donde se obtuvo H/V plano (Mapa periodos fundamentales: Pasten, 2007)**

Para el caso del terremoto del 2010, se observa que el sector ubicado en la zona de finos, sigue presentando mayores daños, Figura 6.9.4, y adicionalmente se puede observar que desafortunadamente la mayoría de los sitios modelados en el presente capítulo, con propiedades en parte supuestas, no tienen medición de intensidad del daño en el terremoto del 2010.



**Figura 6.9.4 Mapa de intensidades sísmicas del terremoto de 2010 en Santiago, considerando movilidad de clase, con 2 lugares de más daño en 1985 señalados (Mapa intensidades: Molina, 2011)**

### **6.10 Verificación de resultados numéricos con información adicional de registros sísmicos del terremoto del Maule 2010**

A partir de los registros de cuatro estaciones en Santiago (Terremotos de Chile, Red de acelerógrafos de la Universidad de Chile, <http://terremotos.ing.uchile.cl>), se pueden determinar las intensidades de Arias, Pd e intensidad de cruces por cero que ocurrieron en esos sitios durante el terremoto del Maule 2010. Además, recientemente, se ha efectuado una caracterización geotécnica de varias estaciones de acelerógrafos, contándose con estratigrafías, ensayos down-hole y mediciones con el método de Nakamura, entre otros ensayos (Boroschek et. al, 2012). Lo anterior, permite realizar una evaluación aproximada de los argumentos que se desprenden del análisis numérico, debido que las caracterizaciones geotécnicas realizadas en Santiago no llegan hasta la roca.

### 6.10.1 Resultados referentes a estaciones de acelerógrafos

Para el caso de Santiago, dos sitios de estaciones de acelerógrafos en suelo fueron caracterizados, Peñalolén (CD1) y Maipú (Boroschek et. al, 2012).

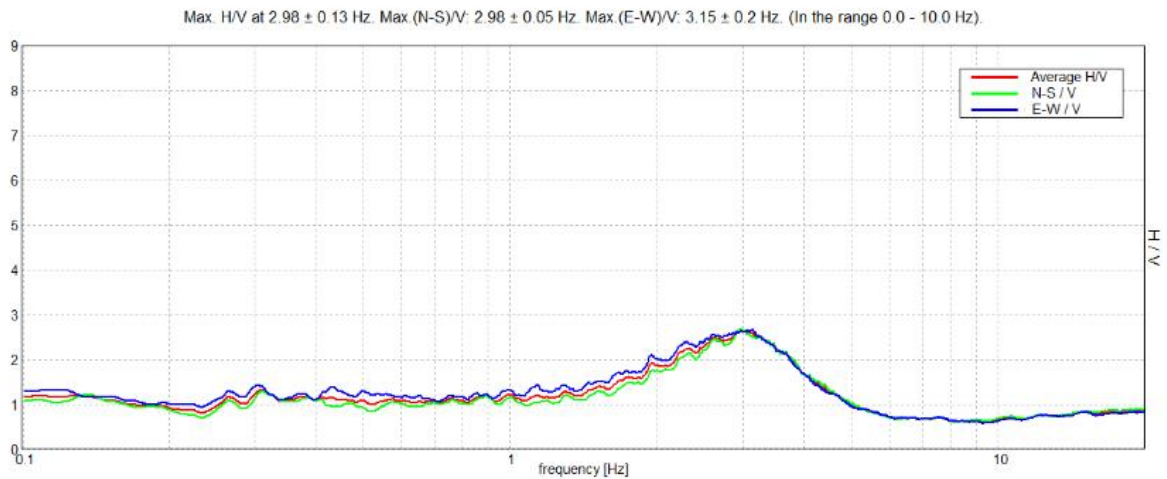
Para el caso de Maipú (M) los estudios alcanzaron los 30 m de profundidad (aproximadamente) encontrándose mayormente grava al principio (hasta los 8,4 m) y luego pumicita. El  $V_{s30}$  determinado fue de 449 m/s y el periodo predominante determinado con el método de Nakamura fue de 0,34 s, el cual se puede ver en la Figura 6.10.1. El caso de Maipú es especial porque se registraron las mayores aceleraciones registradas por la red de acelerógrafos de la Universidad de Chile en Santiago durante el terremoto del Maule, con un valor de 0,561 g (Boroschek R, P. Soto, R. León., 2010).

Es relevante notar que el sitio de Maipú tiene una profundidad estimada de 200 m (Gravimetría Araneda et al, 2000), por lo que un periodo fundamental de 0,34 s requeriría elevados valores de  $V_s$  en profundidad, ya que usando la aproximación  $T_0=4H/V_{sH}$  la velocidad equivalente de todo el estrato debería ser 2353 m/s. Además, si se considera que el  $V_{s30}$  del sitio es 449 m/s, el periodo predominante de los primeros 30 metros sería aproximadamente de 0,27 s, valor cercano a 0,34 s. Esto indica que el periodo detectado con el método de Nakamura podría corresponder a un contraste de impedancia superficial y no representar el  $T_0$  del depósito completo, o bien, ser el periodo fundamental del depósito completo que presente un suelo bajo los 30 metros con una rigidización sostenida muy significativa, de tal forma de lograr gran rigidez sin provocar bruscos contrastes de impedancias, ya que el H/V medido no da cuenta de fuertes contrastes de impedancia en profundidad debido a su baja amplitud.



## Estimación Experimental de Frecuencia Predominante

Maipú CRS: 2.98 +/- 0.13 Hz



**Figura 6.10.1: Método de Nakamura en sitio acelerógrafo Maipú (Boroschek et. al, 2012)**

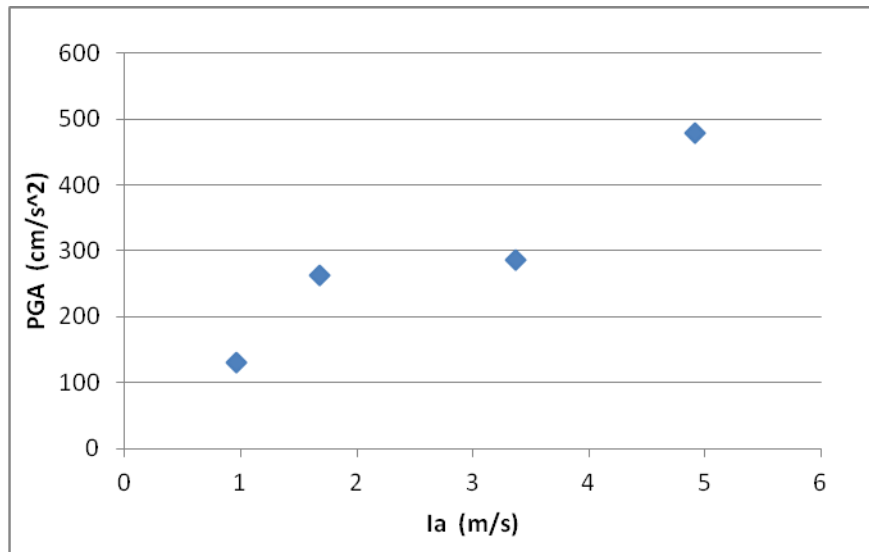
Para el caso de Peñalolén se determinó un  $V_{s30}$  de 275 m/s y una curva de H/V plana (Boroschek et. al, 2012).

En la Figura 6.10.2 se muestran los resultados de las mediciones down-hole en Maipú y Peñalolén (Boroschek et. al, 2012), SASW Puente Alto y mirador (Pinilla, 2012), método de Nakamura en Maipú (Boroschek et. al, 2012), además de información complementaria (supuesta) sobre  $T_0$  extractada de la modelación en EERA calibrada (sitios G1, G3 y CD1) y gravimetría (Araneda et al, 2000). Los datos mencionados, se muestran junto con los parámetros representativos del potencial destructivo como intensidad de Arias,  $P_d$  y  $V_o$ , calculados a partir de la señal medida por los acelerógrafos en esos sitios el 27 de Febrero del 2010. Cabe mencionar que no se ha tenido acceso al registro en Antumapu y solo se conoció su espectro.

Sitio	vs30	T0	la	vo	Pd	H	To*vs30
CD1, peñalolen	<b>275</b>	1,33	3,37	10,34	0,032	225	367
G3, puente alto	472	1,00	1,67	12,78	0,010	200	474
maipu	<b>449</b>	<b>0,34</b>	4,91	9,84	0,051	200	151
G1, mirador	549	0,71	0,96	11,13	0,008	200	388

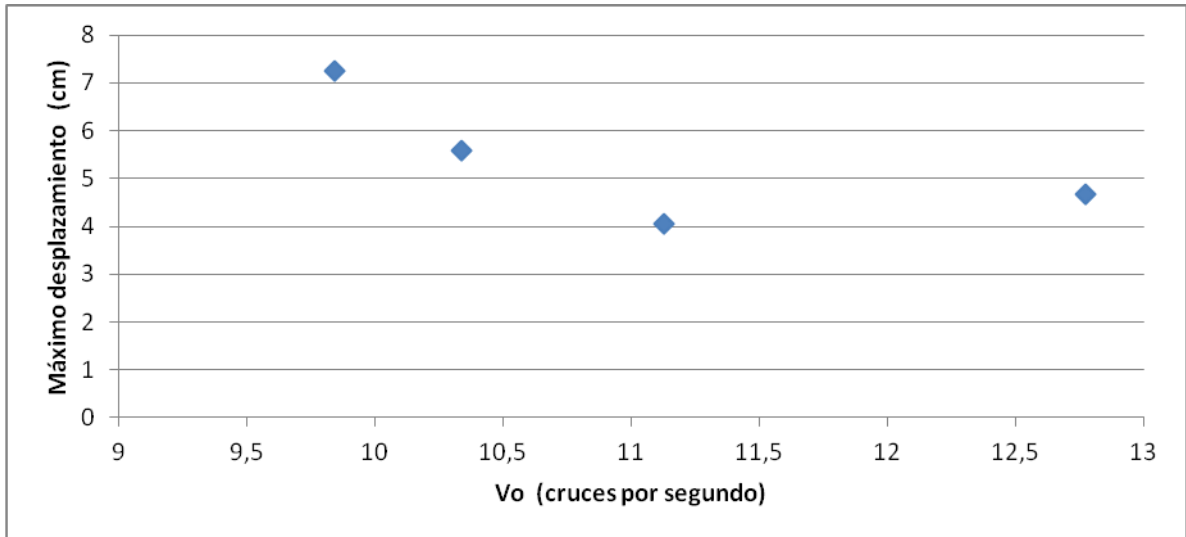
**Figura 6.10.2: Tabla con resultados de mediciones de acelerógrafos durante el terremoto del 2010 y características de los depósitos de suelo de las estaciones de las acelerógrafos de Santiago consideradas (valores en negrita son mediciones down-hole o Nakamura), junto a información estimada (ver texto). Las unidades de los datos están en MKS.**

En la Figura 6.10.3 se muestra la relación entre la intensidad de Arias y el PGA de los 4 acelerógrafos considerados. Se observa una tendencia similar a la encontrada en el análisis numérico.



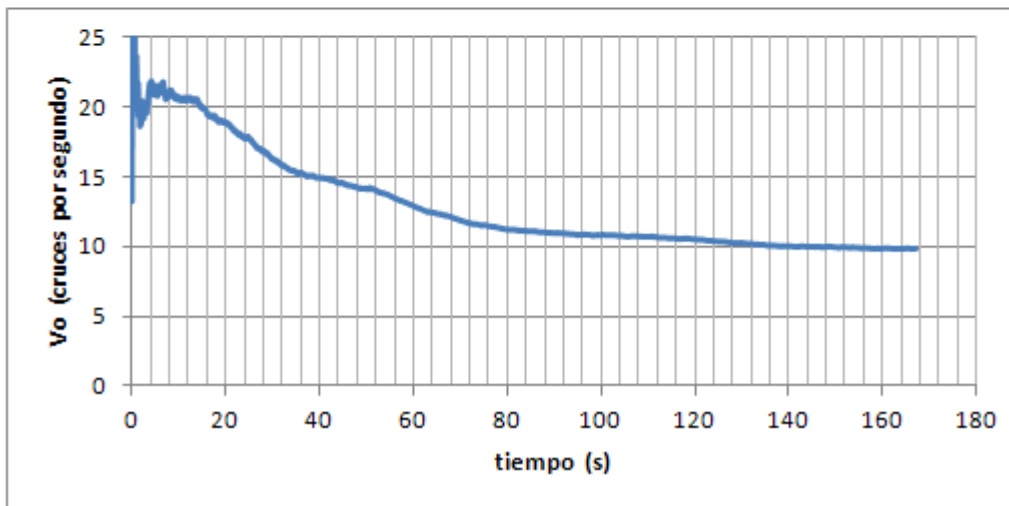
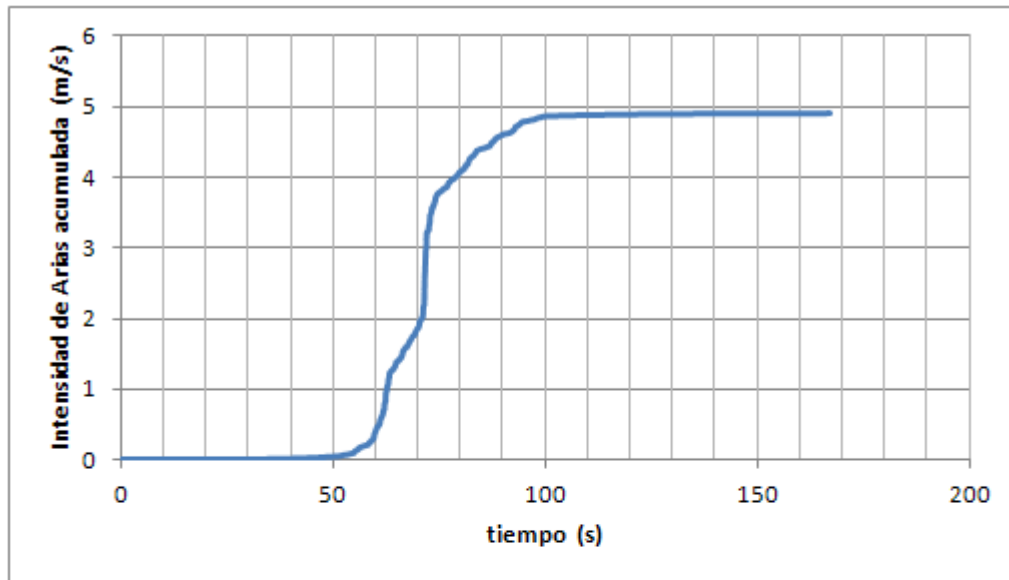
**Figura 6.10.3: PGA vs la**

En la Figura 6.10.4 se muestra la relación entre la intensidad de cruces por cero y el máximo desplazamiento de los 4 acelerógrafos considerados. Se observa que la tendencia encontrada en el análisis numérico no se presenta de manera completa, solo se presenta para 3 sitios.



**Figura 6.10.4: Máximo desplazamiento en superficie vs Vo**

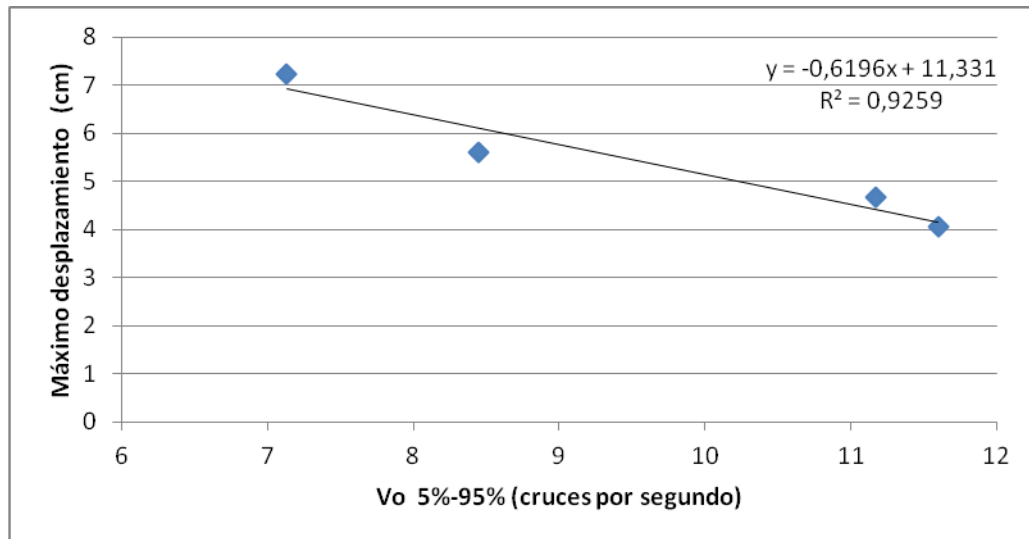
Sin embargo, a partir del análisis visto en Pastén (2007), se observa que en los sismos más frecuentes en Chile existe un lapso de tiempo en que se libera la mayor cantidad de energía (intensidad de Arias), lo que se puede observar un gráfico de intensidad de Arias acumulada vs tiempo. Teniendo presente este argumento, podría ser relevante saber cuál es la intensidad de cruces por cero durante dicho lapso de tiempo. En la Figura 6.10.5 se muestra la intensidad de Arias acumulada y la intensidad de cruces por cero representativa de la señal en función del tiempo para la estación Maipú, a modo de ejemplo.



**Figura 6.10.5: Evolución en el tiempo de la intensidad de Arias (arriba) y de la intensidad de cruces por cero (abajo) en la estación Maipú.**

Dado que se observa que el  $V_o$  representativo de la señal varía con el tiempo, y que existe un lapso bien definido donde el movimiento es más severo, se considera la intensidad de cruces por cero representativa del lapso comprendido a partir del tiempo en que se alcanza un 5% de la intensidad de Arias final, hasta el tiempo en que se alcanza el 95% de la misma. Esta intensidad de cruces por cero ( $V_o_{5\%-95\%}$ ) se grafica junto al desplazamiento máximo registrado (Figura 6.10.6), encontrándose una mejor correlación y una tendencia estrictamente decreciente de los datos.





**Figura 6.10.6: Máximo desplazamiento en superficie vs Vo 5%-95%**

### 6.10.2 Calibración particular sitio acelerógrafo Maipú

En el sitio correspondiente al acelerógrafo de Maipú, dada la información geotécnica disponible, se intentó calibrar en EERA el espectro observado en superficie de la misma forma que en los sitios G1, G2, G3 y CD1, sin embargo, con la rigidización caracterizada a partir del modelo de Janbu y las curvas de degradación del EPRI, no fue posible reproducir el elevado nivel de pseudo-aceleraciones observado en el espectro de Maipú para el terremoto del Maule 2010.

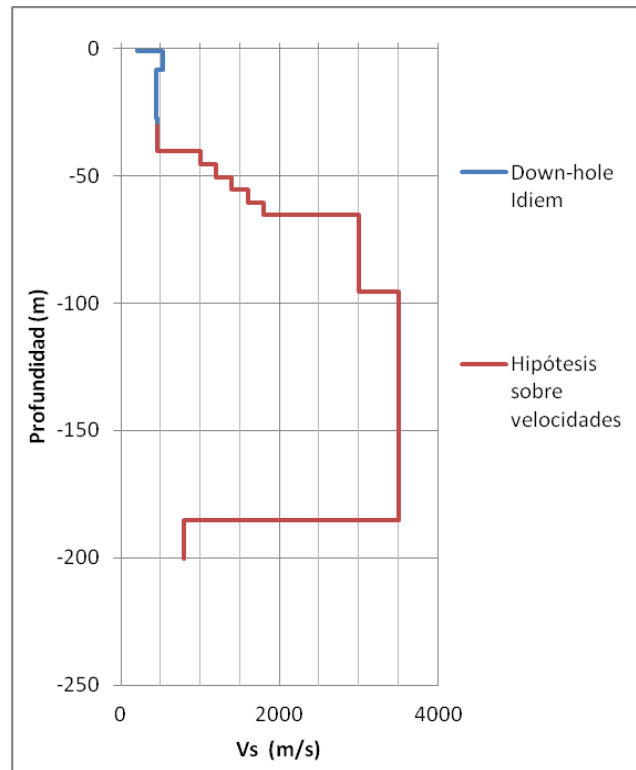
Ante la imposibilidad encontrada de calibrar el espectro en Maipú con las hipótesis presentadas a lo largo de este capítulo, se buscan criterios e hipótesis adicionales con el fin de intentar reproducir numéricamente las tendencias de la respuesta en superficie vistas en Maipú.

Considerando la información de la medición del método de Nakamura, se puede plantear la hipótesis de que el suelo bajo los 40 metros (de esta forma se logra un  $T_0$  superficial de 0,34 s), comienza una sostenida y significativa rigidización con velocidades que inducen un  $V_s$  equivalente de todo el estrato de 2353 m/s (a partir de  $T_0=4H/V_{sH}$ ). Adicionalmente, considerando curvas de degradación del módulo de corte y amortiguamiento con muy bajos niveles de degradación del módulo de corte y muy bajo amortiguamiento, es posible reproducir en la modelación con EERA, aproximadamente, las altas pseudo-aceleraciones espectrales medidas en Maipú.

Sin embargo, la modelación en EERA mencionada arroja valores de intensidad de cruces por cero mucho mayores a los obtenidos en las modelaciones de los sitios G1, G2 y CD1, lo que no se condice con lo medido por los acelerógrafos (Figura 6.10.2), ya

que Maipú presenta la intensidad de cruces por cero más baja de las medidas en los 4 sitios considerados.

Una hipótesis que captura numéricamente en EERA la alta pseudo-aceleración espectral junto con la baja intensidad de cruces por cero, es la inclusión de un estrato blando en profundidad. El perfil de velocidades hipotético en Maipú, que recupera las características de la señal medida, se presenta en la Figura 6.10.7. La velocidad de onda de corte en la roca utilizada es 4000 m/s (Notar que una roca inalterada puede llegar hasta los 3500 m/s aproximadamente, por lo que este valor resulta un poco excesivo).



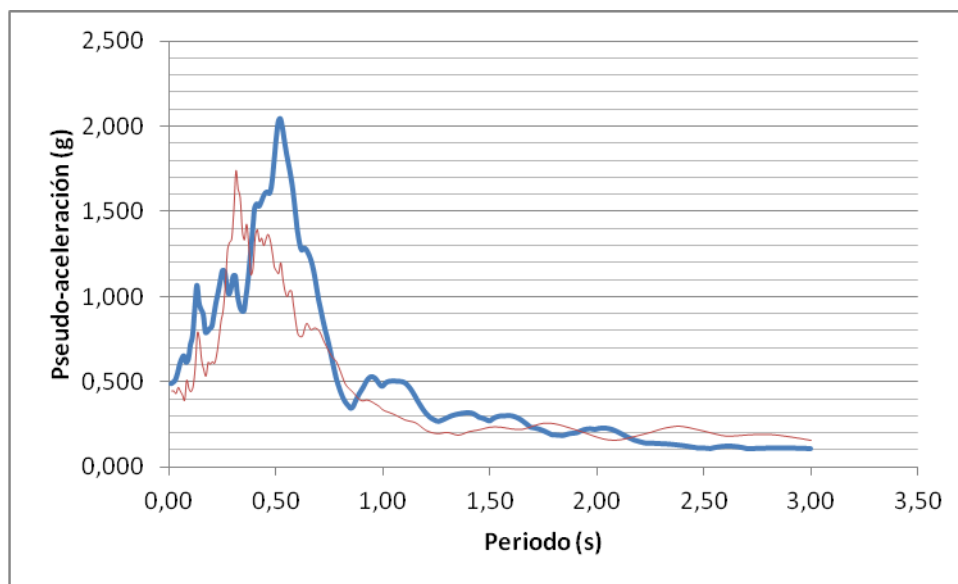
**Figura 6.10.7: Perfil de velocidades de onda de corte Maipú usado en modelación EERA, primeros 30 metros de perfil resultado de un ensayo down-hole y los siguientes metros supuestos.**

Es interesante notar que aproximadamente a 1 Km al Oeste del sitio del acelerógrafo en Maipú, se ubica uno de los pozos considerados por Valenzuela (1978) de 78 m de profundidad (Figura 6.10.8), el cual muestra una tendencia compatible con el perfil hipotético considerado en Maipú, en el sentido de que geológicamente es posible encontrar suelos más duros bajo la pumicita, que tengan estratos blandos bajo ellos para ese sector de Santiago. Se observa en dicho pozo pumicita en los primeros 36 m y más en profundidad ripio o arena con intercalaciones de arcilla.

Profundidad (m)	
0,00- 36,00	Arena, pumicita.
36,00- 38,00	Arcilla.
38,00- 39,00	Ripio.
39,00- 45,00	Arcilla.
45,00- 50,00	Arena, bolones.
50,00- 54,00	Arena, arcilla.
54,00- 61,00	Arena gruesa.
61,00- 78,00	Arcilla, arena.

**Figura 6.10.8: Pozo B5-1 Valenzuela (1978)**

La comparación del espectro obtenido en EERA y el calculado a partir de la señal medida en Maipú se presenta en la Figura 6.10.9



**Figura 6.10.9: Comparación entre espectro calculado a partir de señal medida y espectro EERA sitio acelerógrafo Maipú.**

### 6.10.3 Verificación relaciones entre parámetros propios del suelo y la señal en superficie

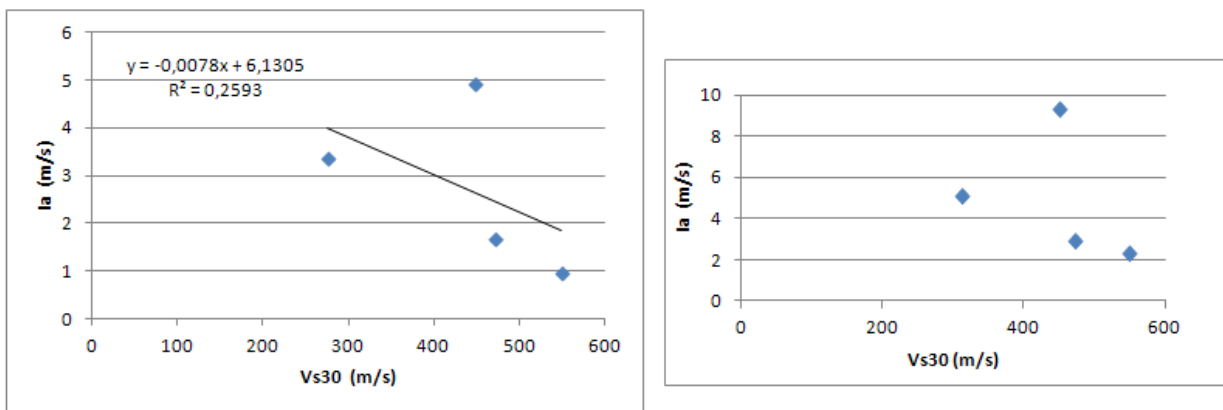
En este punto se presenta la relación del parámetro  $V_{s30}$  con la Intensidad de Arias,  $P_d$ ,  $V_o$ ,  $V_o_{5\%-95\%}$  y el máximo desplazamiento en superficie obtenidos a partir de los registros de los acelerógrafos ubicados sitios Maipú, CD1, G1 y G2 el 27 de Febrero del 2010. El  $V_{s30}$  de dichos sitios fue obtenido a partir de mediciones down-hole para el

caso de Maipú y CD1 (Boroschek et. al, 2012), y mediciones SASW para el caso de G1 y G2 (Pinilla, 2012),

Adicionalmente, a partir de la medición del método de Nakamura en Maipú, la estimación de  $T_0$  para los sitios G1, G2 y CD1 a partir de los perfiles de velocidad del depósito completo calibrados en el punto 6.6 y la gravimetría de Araneda et al. (2000), se relacionan la Intensidad de Arias,  $P_d$ ,  $V_o$ ,  $V_o_{5\%-95\%}$  y el máximo desplazamiento en superficie con parámetros como el  $T_0$ ,  $V_{s30} * T_0$  y  $V_{s30} * H^{0.5} - 1150 * T_0^2$ , estimados para cada sitio.

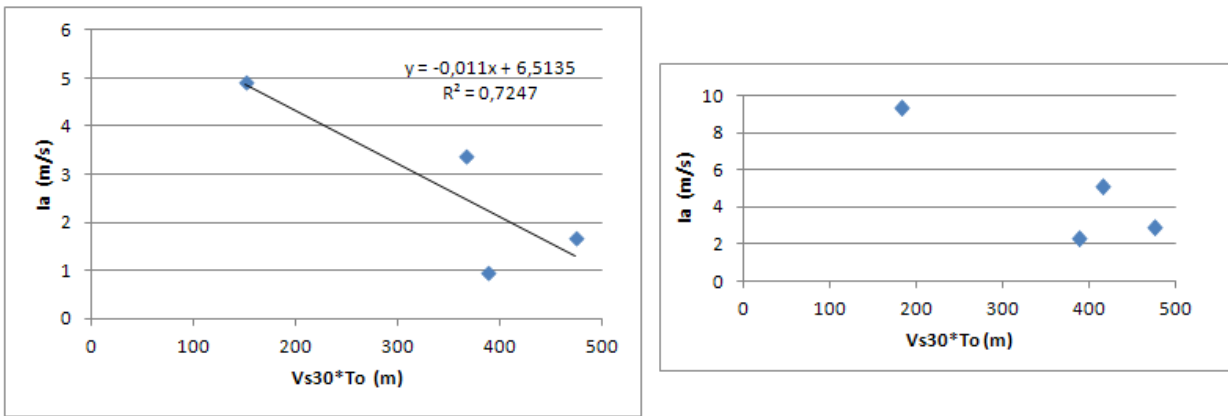
Junto con estos resultados, se presentan también los resultados de la modelación con EERA de los sitios calibrados, G1, G2 y CD1, además del resultado de la modelación con EERA para el sitio del acelerógrafo de Maipú, que fue necesario calibrar de forma singular, con mayor cantidad de supuestos y rangos de valores más extremos.

En la Figura 6.10.10 se muestra la relación de la Intensidad de Arias con el  $V_{s30}$ , a partir de datos medidos (registros de acelerógrafos) y también a partir de la modelación en EERA. Se puede observar que la tendencia de los datos medidos (gráfico izquierda) se asemeja a la de los datos obtenidos del modelo EERA (gráfico derecha), constatándose que el parámetro  $V_{s30}$  no explica totalmente la intensidad de Arias, aunque se correlaciona bien en 3 de los 4 sitios.



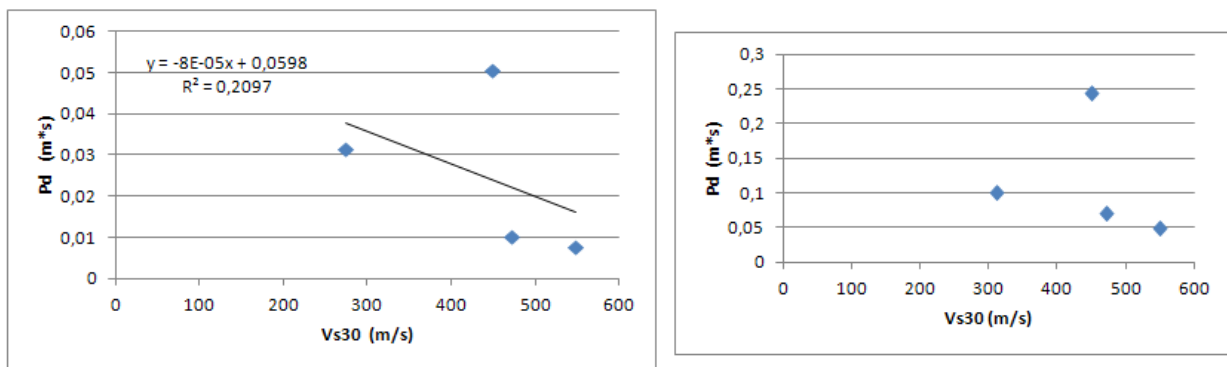
**Figura 6.10.10: Intensidad de Arias vs  $V_{s30}$ . Izquierda la medida. Derecha la modelada.**

En la Figura 6.10.11 se muestra la relación de la Intensidad de Arias con el  $V_{s30} * T_0$ , a partir de datos medidos y a partir de la modelación en EERA. Se puede observar que la tendencia de los datos medidos (gráfico izquierda) se asemeja a la de los datos obtenidos del modelo EERA (gráfico derecha), constatándose que el parámetro  $V_{s30} * T_0$  tiene la capacidad de correlacionarse aproximadamente con la intensidad de Arias en los 4 sitios.



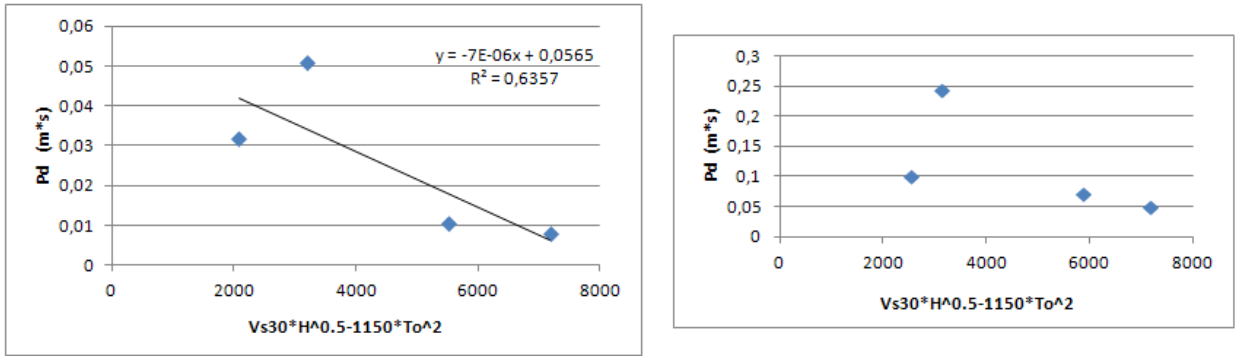
**Figura 6.10.11: Intensidad de Arias vs  $V_{s30} \cdot T_0$ . Izquierda la medida. Derecha la modelada.**

En la Figura 6.10.12 se muestra la relación del Pd con el  $V_{s30}$ , a partir de datos medidos y también a partir de la modelación en EERA. Se puede observar que la tendencia de los datos medidos (gráfico izquierda) se asemeja a la de los datos obtenidos del modelo EERA (gráfico derecha), constatándose que el parámetro  $V_{s30}$  no explica totalmente la el Pd, aunque se correlaciona bien en 3 de los 4 sitios.



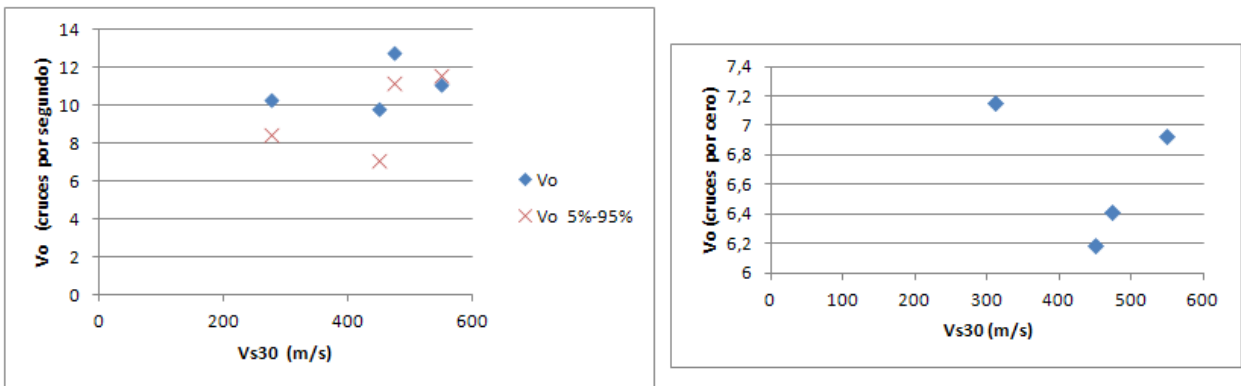
**Figura 6.10.12: Pd vs  $V_{s30}$ . Izquierda, Pd medido. Derecha, Pd modelado.**

En la Figura 6.10.13 se muestra la relación del Pd con el parámetro  $V_{s30} \cdot H^{0,5} - 1150 \cdot T_0^2$ , a partir de datos medidos y a partir de la modelación en EERA. Cabe señalar que para el sitio de Maipú se considerará  $H=55$  m porque en el perfil de velocidades calibrado de alcanza un  $V_s=1600$  m/s a esa profundidad, y los H de los demás sitios consideran una roca de  $V_s$  parecido a 1600 m/s. También cabe señalar que el  $T_0$  de Maipú, para el caso numérico, se calculó considerando las características del perfil hipotético hasta los 55 m de profundidad, dando un valor de 0,4 s. Se puede observar que la tendencia de los datos medidos (gráfico izquierda) se asemeja a la de los datos obtenidos del modelo EERA (gráfico derecha), constatándose que el parámetro  $V_{s30} \cdot H^{0,5} - 1150 \cdot T_0^2$  tiene la capacidad de correlacionarse aproximadamente con el Pd en los 4 sitios.



**Figura 6.10.13: Pd vs  $Vs_{30} * H^{0.5} - 1150 * T_0^2$ . Izquierda, Pd medido. Derecha, Pd modelado.**

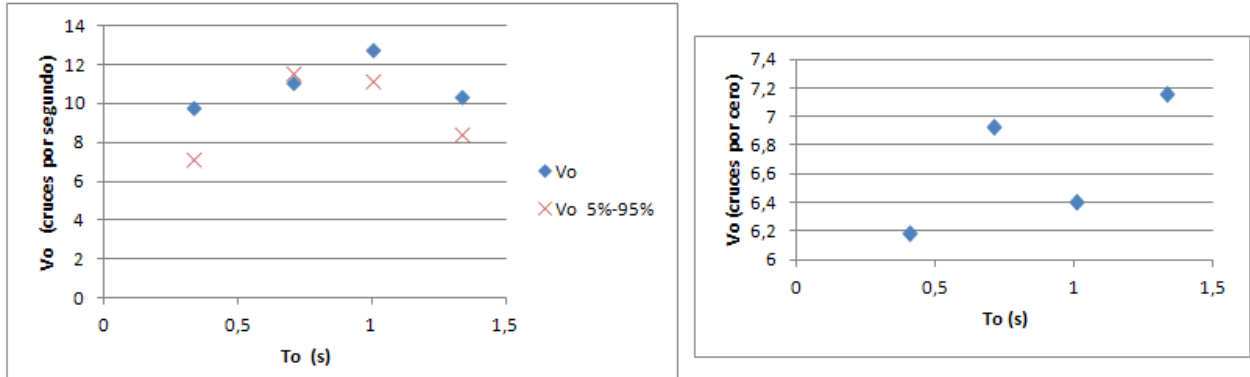
En la Figura 6.10.14 se muestra la relación de  $V_o$  y  $V_o$  5%-95% con el  $Vs_{30}$ , a partir de datos medidos y también a partir de la modelación en EERA. Se puede observar que la tendencia de los datos medidos (gráfico izquierda) se asemeja más a la de los datos obtenidos del modelo EERA (gráfico derecha) para el caso de  $V_o$  5%-95%, constatándose que el parámetro  $Vs_{30}$  no explica totalmente el  $V_o$ . La correlación observada en el gráfico de la derecha en 3 de los sitios es sólo un caso particular, debido a que para esos 3 sitios el  $Vs_{30}$  se correlaciona con el  $T_0$ , que es el parámetro que se correlaciona con  $V_o$  en el análisis numérico (ver Figura 6.8.21)



**Figura 6.10.14:  $V_o$  y  $V_o$  5%-95% vs  $Vs_{30}$ . Izquierda,  $V_o$  y  $V_o$  5%-95% medidas. Derecha,  $V_o$  modelada.**

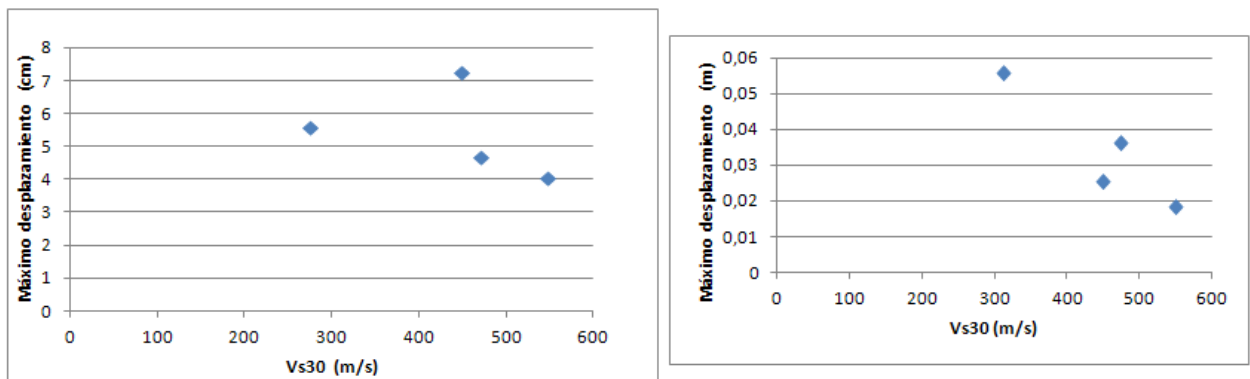
En la Figura 6.10.15 se muestra la relación de  $V_o$  y  $V_o$  5%-95% con el parámetro  $T_0$ , a partir de datos medidos y a partir de la modelación en EERA. Cabe señalar que el  $T_0$  de Maipú, para el caso numérico, se calculó considerando las características del perfil hipotético hasta los 55 m de profundidad, dando un valor de 0,4 s. Se puede observar que la tendencia de los datos medidos (gráfico izquierda) no se asemeja bien a la de los datos obtenidos del modelo EERA (gráfico derecha), sin embargo se observa en el caso medido, que  $V_o$  5%-95% muestra una tendencia decreciente con  $T_0$  para 3 de los sitios. Basándose en el análisis numérico, la razón de por qué el sitio Maipú presenta el  $V_o$

más bajo a pesar de tener el  $T_0$  más bajo también, podría ser la presencia de un estrato blando en profundidad.



**Figura 6.10.15:  $V_0$  y  $V_0$  5%-95% vs  $T_0$ . Izquierda,  $V_0$  y  $V_0$  5%-95% medidas. Derecha,  $V_0$  modelada.**

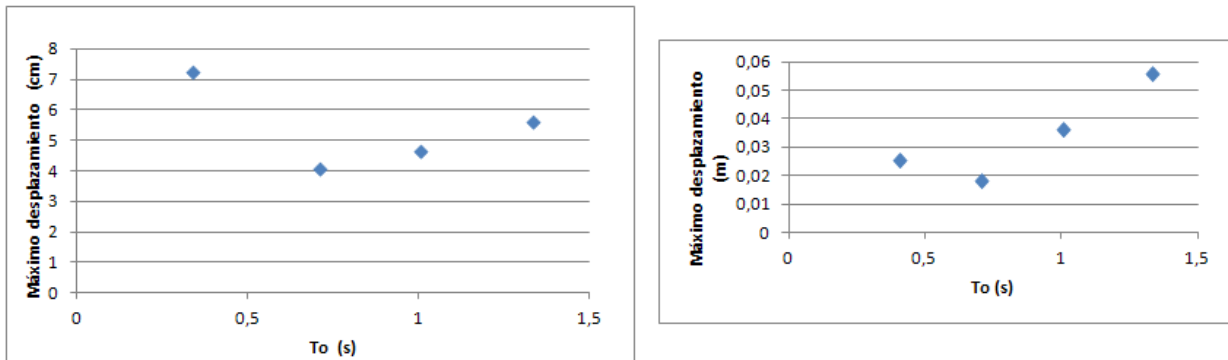
En la Figura 6.10.16 se muestra la relación del desplazamiento máximo en superficie con el  $V_{s30}$ , a partir de datos medidos y también a partir de la modelación en EERA. Se puede observar que la tendencia de los datos medidos (gráfico izquierda) se asemeja a la de los datos obtenidos del modelo EERA (gráfico derecha), constatándose que el parámetro  $V_{s30}$  no explica totalmente el desplazamiento máximo en superficie. Es importante señalar que la correlación de  $V_{s30}$  con el máximo desplazamiento en 3 de los 4 sitios, podría corresponder al hecho particular de que el  $V_{s30}$  está correlacionado con  $T_0$  para esos sitios (Figura 6.10.2) y no porque  $V_{s30}$  se correlacione con el máximo desplazamiento en general, ya que en el análisis numérico se encontró que  $T_0$ , y no  $V_{s30}$ , se relaciona bien con el máximo desplazamiento.



**Figura 6.10.16: Máximo desplazamiento vs  $V_{s30}$ . Izquierda, máximo desplazamiento medido. Derecha, máximo desplazamiento modelado.**

En la Figura 6.10.17 se muestra la relación del desplazamiento máximo en superficie con el parámetro  $T_0$ , a partir de datos medidos y a partir de la modelación en EERA. Se

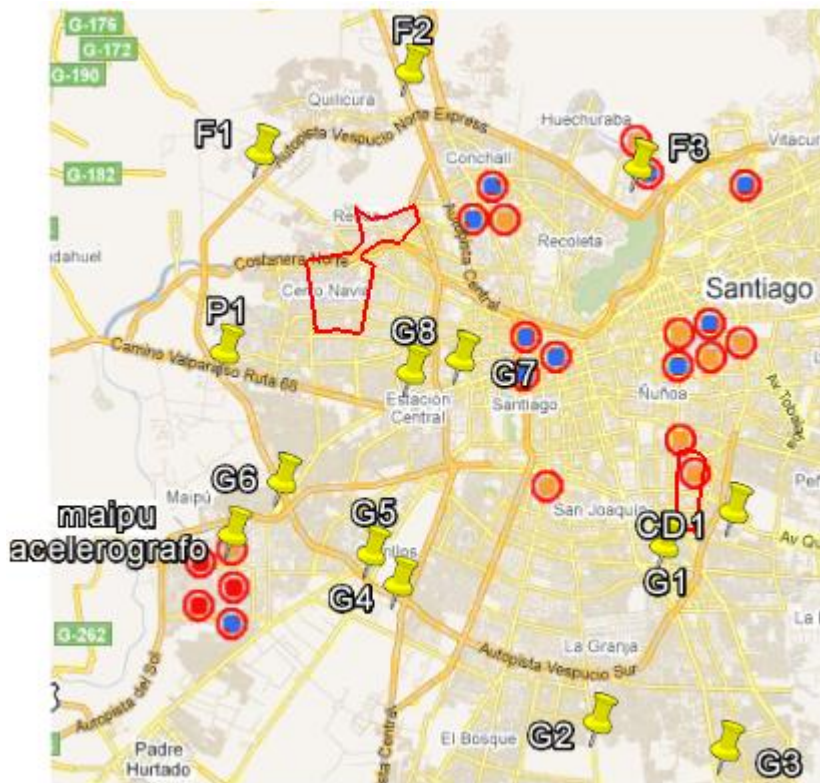
puede observar que la tendencia de los datos medidos (gráfico izquierda) se asemeja a la de los datos obtenidos del modelo EERA (gráfico derecha). Se observa que el máximo desplazamiento en superficie muestra una tendencia decreciente con  $T_0$  para 3 de los sitios. Basándose en el análisis numérico, la razón de por qué el sitio Maipú presenta el desplazamiento más alto, a pesar de tener el  $T_0$  más bajo también, podría ser la presencia de un estrato blando en profundidad.



**Figura 6.10.17: Máximo desplazamiento vs  $T_0$ . Izquierda, máximo desplazamiento medido. Derecha, máximo desplazamiento modelado.**

Finalmente, es interesante notar que el alto nivel de Pd presentado en la estación del acelerógrafo de Maipú, se condice con una concentración importante de daño en edificios de 4 pisos principalmente, Figura 6.10.18.





**Figura 6.10.18: Edificios en Santiago con daños graves, círculos rojos representan edificios con orden de demolición, círculos naranjos edificios inhabitables y círculos azules edificios en reparación (ciperchile.cl, edificios dañados terremoto 2010)**

# CAPÍTULO 7

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A partir del análisis numérico con EERA realizado con información parcial de las características dinámicas 1D de los depósitos de suelo presentes en Santiago, que captura la variabilidad de los tipos de depósitos presentes en la ciudad y cuyas características desconocidas fueron calibradas en 4 sitios que contaron con registros del terremoto del 27 de Febrero del 2010, se puede concluir lo siguiente:

- Se encuentra que existen propiedades específicas de los depósitos de suelo que modifican la Intensidad de Arias y la intensidad de cruces por cero del registro de aceleraciones en superficie.  
Esto es relevante porque como explican Saragoni et al. (2005), la Intensidad de Arias conjuntamente con la intensidad de cruces por cero, son los índices que mejor explican los daños que pueden sufrir las estructuras dependiendo de su rigidez
- Se encuentra que un parámetro definido como  $V_{s30} * T_0$  se correlaciona bien con la Intensidad de Arias y que el periodo fundamental del depósito ( $T_0$ ), definido como  $T_0 = 4H/V_s$  con  $V_s$  como la velocidad equivalente del depósito completo, se correlaciona bien con la intensidad de cruces por cero del registro de aceleraciones en superficie. Estos dos parámetros,  $V_{s30} * T_0$  y  $T_0$ , tienen características que los podrían hacer buenos indicadores de sitios más desfavorables para estructuras de periodo bajo, como viviendas de 1 o 2 pisos.

En primer lugar, estos parámetros pueden llegar a ser medidos de manera rápida y económica con métodos como SASW, MASW y Nakamura, sobre los cuales se tiene experiencia en Santiago (Pinilla, 2012; Pastén, 2007)

Además, la correlación de la Intensidad de Arias con el  $V_{s30} * T_0$  mostró estar por el lado seguro, en cuanto a que depósitos de suelos con irregularidades como intercalaciones de estratos blandos en profundidad, se alejan de la tendencia hacia valores menores de Intensidad de Arias.

Así mismo, la correlación de la intensidad de cruces por cero de la señal con  $T_0$ , también mostró estar por el lado seguro, en el sentido de que ante excepciones como la señalada anteriormente, la intensidad de cruces por cero de aleja de la tendencia hacia valores más bajos, lo que afecta menos a estructuras más rígidas.

De este modo se podrían usar mapas de  $V_{s30} * T_0$  y  $T_0$  para identificar zonas que presenten bajos valores en ambos parámetros, como zonas donde se esperaría mayor daño en estructuras de bajo periodo como viviendas de 1 o 2 pisos. Este

planteamiento muestra ser consistente con algunos de los daños vistos en Santiago a raíz del terremoto de Valparaíso en 1985.

- Se encuentra que el periodo fundamental,  $T_0$ , se correlaciona bien con el máximo desplazamiento en superficie. Esto hace que el  $T_0$  pueda llegar a ser un buen parámetro que identifique zonas más desfavorables para el emplazamiento de edificios altos, cuyo nivel de daño, como explican Saragoni et al. (2005), está determinado principalmente por el máximo desplazamiento en superficie.

Sin embargo, en este caso, la correlación del máximo desplazamiento en superficie con  $T_0$  está por el lado inseguro. Esto se debe a que irregularidades como presencia de estratos blandos en profundidad bajo estratos más rígidos, hacen que el máximo desplazamiento en superficie se aleje de la tendencia hacia valores más altos.

- Se encuentra que el potencial destructivo de Araya Saragoni, el cual presenta las mejores correlaciones con intensidades de Mercalli Modificada mediadas en terremotos (Saragoni et al. 2005), se correlaciona bien con un parámetro definido como  $V_{s30} * H^{0.5} - 1150 * T_0^2$ .

Lo anterior indica que los efectos de sitio pueden no estar bien representados por el  $V_{s30}$ , el  $T_0$  o la profundidad del depósito (H) en forma separada.

- Respecto al parámetro  $V_{s30}$ , que es el principal parámetro de la actual clasificación sísmica de suelos en el país, se encuentra que en una buena parte de los sitios se correlaciona con la amplificación máxima y con el potencial destructivo de Araya Saragoni (Pd).

Sin embargo, no se obtiene una correlación con la totalidad de los casos, presentándose amplificaciones y Pd significativamente mayores para algunos sitios respecto a la tendencia observada en la mayoría de los ellos. La falta de correlación con la máxima amplificación se observó en sitios con variabilidad respecto a la profundidad del depósito completo, es decir, a similar  $V_{s30}$  el H modificó significativamente la máxima amplificación. Para el caso de las excepciones en la correlación con el Pd, se observó que éstas se indujeron por la variabilidad combinada de H y  $T_0$  en los sitios.

El  $V_{s30}$  presentó una falta de correlación significativa con la Intensidad de Arias, la cual a su vez, se encontró que está fuertemente relacionada con el PGA y la máxima pseudo-aceleración espectral. Debido a esto, se puede decir que el  $V_{s30}$  no se correlaciona ni con el PGA, ni con la máxima pseudo-aceleración espectral en los sitios analizados.

- Una de las falencias más relevantes del  $V_{s30}$  como parámetro fundamental para clasificar sísmicamente los suelos, se encontró en la falta de correlación de dicho parámetro con la intensidad de cruces por cero y con el máximo desplazamiento

en superficie. Si el parámetro  $V_{s30}$  no se correlaciona con el máximo desplazamiento en superficie, que es la variable más relevante en la demanda sísmica de edificios altos, el hecho de asignar un espectro de pseudo-aceleraciones o desplazamientos apropiado para diseñar este tipo de estructuras mediante la clasificación de suelos hecha en base a  $V_{s30}$ , queda fuertemente en duda.

A partir de los registros del terremoto del 27 de Febrero del 2007, en estaciones de acelerógrafos en Santiago con una reciente caracterización geotécnica (Boroschek et al. 2012) se encuentra que las correlaciones y argumentos encontrados a partir del análisis numérico se observan también en los datos medidos.

Aunque el registro de Maipú requirió de hipótesis extremas para ser explicado, en el sentido de que su alto valor de intensidad de Arias se podría explicar por una rigidización muy significativa bajo los 30 metros, condición que no se conoce porque los sondajes llegaron hasta los 30 m aproximadamente, pero que se ajusta al periodo predominante determinado con el método de Nakamura (Boroschek et al. 2012) que se realizó en ese sitio. Luego, el alto valor del máximo desplazamiento, junto con el bajo valor de la intensidad de cruces por cero de la señal, se podría explicar por un estrato blando en profundidad bajo el estrato que presentó la rigidización muy significativa señalada anteriormente.

Una fuerte limitación para la determinación de parámetros que incluyan el  $T_0$  es que el método de Nakamura presenta limitaciones en determinadas condiciones para entregar el  $T_0$  de un sitio.

Específicamente, si no se tiene un contraste de impedancias significativo entre el depósito y la roca, el método puede no entregar confiablemente el periodo fundamental. Adicionalmente, si en un depósito de suelo hay más de un contraste de impedancias el método entregará posiblemente más de un valor de periodo predominante, y lo más desfavorable es que en casos como el descrito, si el único contraste de impedancia significativo correspondiera a un estrato superficial, el único  $T_0$  mostrado por el método no sería el fundamental, si no que uno superficial.

El método de Nakamura puede cubrir grandes áreas con mediciones de periodo predominante y en lugares donde el método no entregue resultados utilizables una alternativa para determinar el  $T_0$  podría ser el uso de SPAC o MMSPAC, que han mostrado ser capaces de determinar correctamente la velocidad promedio de depósitos de suelo de hasta 400 m, y de identificar correctamente la profundidad de la roca.

Adicionalmente, se puede decir que la detección de estratos blandos en profundidad bajo estratos más rígidos, no está suficientemente demostrada por parte de los métodos SPAC o MMSPAC, ni ninguno de los métodos no invasivos, incluso se vió en (Asten y Boore, 2004) que entre más profundo este el estrato blando, más improbable es detectarlo. Esto se debe a que el problema de inversión se complejiza significativamente al considerar la posibilidad de perfiles de velocidad no

monótonamente crecientes. Esto induce a que no hallan a la fecha métodos que permitan detectar de manera económica estratos blandos en profundidad, los cuales como se vio en el análisis numérico, incrementan la amenaza para estructuras de periodo alto.

A partir de lo visto en las experiencias a nivel mundial, los tipos de microzonificación se podrían clasificar en dos grandes grupos, las que se podrían llamar “directas” e “indirectas”.

La “directas” son las más complejas, en cuanto a la magnitud y diversidad del proyecto, ya que estas tienen la característica de buscar medir y reproducir, completamente, la cadena de fenómenos involucrados en un evento sísmico, desde la zona de ruptura hasta la superficie.

Necesariamente, este tipo de microzonificaciones tienen un fuerte componente multidisciplinario, ya que requiere de información sismológica, de la corteza terrestre, geología y geotecnia. El resultado de este tipo de microzonificaciones es muy ambicioso y consiste en determinar un espectro de respuesta para cada sitio, que englobe toda la amenaza sísmica.

Las dificultades observadas en este tipo de microzonificaciones son, en primer lugar, obtener señales representativas de todos los tipos de falla en la región y funciones de atenuación para cada una de estas. Esto es parte del área de la sismología. En segundo lugar, las dificultades a las que se enfrentan este tipo de microzonificaciones, son obtener perfiles de velocidad hasta la roca, tener las curvas de degradación del módulo de corte y el amortiguamiento y considerar efectos 2D y 3D.

La manera de atacar la dificultad de conseguir los perfiles de velocidad hasta la roca, ha encontrado respaldo significativo en los métodos de medición superficial del ruido ambiental.

Sin estos métodos basados en la medición del ruido ambiental, la única manera de alcanzar profundidades mayores a 100 m e incluso hasta 800 m, es vía sondajes profundos o excitaciones en la superficie por fuertes explosiones o caídas de pesos con gran energía. Dichas alternativas son consideradas inapropiadas para ser aplicadas en un ambiente urbano, además de ser bastante costosas.

El ruido ambiental, contiene un amplio rango de frecuencias de manera natural, que al suponer que son ondas superficiales y que se mueven de manera no correlacionada en la superficie y a lo largo del tiempo, permiten determinar la curva de dispersión de las ondas superficiales, las cuales corresponden a cierto perfil de suelo que hay que determinar por medio de un problema de inversión. De esta forma el bajo costo, la

rapidez y la característica no invasiva de estos métodos, se contrasta con la dificultad de tener que invertir la curva de dispersión, proceso complejo que tiene buenos resultados solo cuando se aplican potentes algoritmos y la estratigrafía no es tan compleja. La manera de encontrar el equilibrio entre estos dos aspectos es utilizar la información de sondajes profundos para acotar las variables de la inversión, como son la profundidad de la roca o el tipo de estratigrafía. En dicho caso los perfiles provenientes de la inversión son extremadamente confiables.

El problema referente a la determinación de las curvas de degradación, no tiene solución no invasiva hasta la fecha, dado que el comportamiento a grandes deformaciones del suelo no puede ser deducido a partir de micro-vibraciones, lo que obliga a realizar sondajes para tomar muestras para ensayar en el laboratorio. Cabe señalar que estas características de degradación del módulo de corte y el amortiguamiento son muy influyentes en la respuesta sísmica en superficie.

El problema 2D y 3D es resuelto con análisis más complejos de elementos finitos o diferencias finitas, que se aplican selectivamente en cada lugar con cambios topográficos bruscos. También estos métodos se aplican para la respuesta 3D de la cuenca como un todo.

Estos análisis en general, arrojan fuertes dependencias con la gran mayoría de las variables, desde el mecanismo focal del sismo, hasta el ángulo de inclinación de las laderas.

El segundo tipo de microzonificación, “las indirectas”, buscan esquivar todas las dificultades propias de la fuente sísmica y el camino de la onda, al concentrarse solo en las propiedades geotécnico-dinámicas del suelo. Además, se limitan a reflejar las características de los estratos, no por características directas, como profundidad o perfil de velocidades, sino que por parámetros que mejor se correlacionen con las variables “reales” y que cumplan con la vital característica de ser económicos y rápidos de medir.

En este sentido, las técnicas basadas mediciones de ondas superficiales, tanto pasivas como activas, son la base para obtener parámetros propios del suelo de manera rápida y económica, que puedan ser indicadores de un mayor potencial de amplificar las señales sísmicas.

El análisis numérico realizado, junto con lo visto en las discusiones de los capítulos 4 y 5, le dan sustento a las microzonificaciones del tipo “indirectas” en cuanto a la capacidad de distinguir zonas de mayor amenaza sísmica, aunque la amenaza para estructuras de periodo alto no queda caracterizada conservadoramente debido a que no se cuenta con métodos no invasivos que detecten lentes de estratos blandos en profundidad.

Finalmente se observa que el distinto nivel de demanda sísmica al que se enfrentan las distintas estructuras en una ciudad, en lo que se refiere a la variabilidad de los depósitos de suelo, depende de las características de todo el depósito hasta la roca. La determinación de estas características difícilmente podría ser exigible a cada obra por un código de diseño, sin embargo, se ha observado que existen metodologías de microzonificación que pueden dar información más completa sobre las características dinámicas de los sitios en una ciudad, en forma económica, mediante mediciones no invasivas, que tienen la característica de que deben ser hechas por expertos, viendo la ciudad integralmente en su marco geológico y con múltiples cruces de información.

# BIBLIOGRAFÍA

1. **Aki, K.** "Space and time spectra of stationary stochastic waves, with special reference to microtremors", Bull. Earthquake Res. Inst. 35, 415–457. 1957
2. **Albarello, D. et al.** "Providing NEHRP Soil Classification from the Direct Interpretation of Effective Rayleigh Wave Dispersion Curves" 2010.
3. **Ampuero, A., Van Sint Jan, M.** "Velocidades de onda medidas en Santiago con el ensayo de refracción sísmica". V Congreso chileno de ingeniería geotécnica, universidad de chile, Santiago, Chile. 2004.
4. **Anastasiadis, Raptakis and Pitilakis.** "Thessaloniki's detailed microzoning: Subsurface structure as basis for site response analysis". 2001.
5. **Anbazhagan, P. et al.** "Site classification and estimation of surface level seismic hazard using geophysical data and probabilistic approach". Journal of Applied Geophysics 68 (2009) 219–230. 2009
6. **Anbazhagan, P. et al.** "Seismic microzonation of Bangalore, India". 2008
7. **Arai, H. and Tokimatsu, K.** "S wave velocity profiling by joint inversion of microtremor dispersion curve and horizontal to vertical (H/V) spectrum. 2005.
8. **Araneda, M., Avendaño, M., Merlo, C.** "Modelo gravimétrico de la cuenca de Santiago, etapa III final". IX Congreso Geológico de Chile, Puerto Varas, Chile, 2, 404-408. 2000.
9. **Araya, R. y Saragoni, G. R.** "Capacidad de los Movimientos Sísmicos de Producir Daño Estructural", Publicación SES I 7/80 (156), Sección Ingeniería Estructural, Departamento de Obras Civiles, Facultad De Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Santiago. Chile, Agosto 1980.
10. **Asten, M and D. Boore.** "Blind comparisons of shearwave velocities at closely spaced sites in san jose, california". 2004.
11. **Asten, M. et al.** "Optimized array design for microtremor array studies applied to site classification; observations, results and future use". Proceedings of the 13th world conference of earthquake engineering, Vancouver, August, 2004.
12. **Asten, M.W. and Dhu, T.** "Enhanced interpretation of microtremor spectral ratios using multimode Rayleigh-wave particle-motion computations", Procs. Australian Earthquake Engineering Soc. Conf, Adelaide, Paper 8. 2002.
13. **Bonnefoy-Claudet, S. et al.** "Effects of Love Waves on Microtremor H/V Ratio". 2008.
14. **Bonnefoy-Claudet, S., F. Cotton, and P.-Y. Bard.** "The nature of theseismic noise wave field and its implication for site effects studies: A literature review", Earth Sci. Rev. 79, nos. 3–4, 205–227. 2006.
15. **Borcherdt, R.** "Estimates of site dependent response spectra for design (methodology and justification)". Earthquake Spectra 10, 617–653. 1994.



16. **Borcherdt, R.** "Effects of the site conditions on strong ground shaking in the San Francisco Bay region during the 1989 Loma Prieta earthquake". 1996
17. **Boroschek R, P. Soto, R. León.** "Registros del terremoto del Maule Mw=8.8 27 Febrero de 2010", RENADIC. 2010.
18. **Boroschek R. et al.** "Resumen caracterización geotécnica estaciones de acelerógrafos de la universidad de chile". 2012.
19. **Cadet, H. et al.** "Rayleigh wave dispersion curve: a proxy for site effect estimation?". 2011.
20. **Cadet, H., P.Y. Bard and A.M. Duval.** "A new proposal for site classification based on ambient vibration measurements and the kiknet strong motion data set". 2008.
21. **Castellaro, S. et al.** "Vs30: Proxy for Seismic Amplification?". 2008.
22. **Ciperchile.cl**, <[http://ciperchile.cl/wp-content/uploads/multimedia/mapa\\_edificiosdanados/portada\\_mapaedificios.html](http://ciperchile.cl/wp-content/uploads/multimedia/mapa_edificiosdanados/portada_mapaedificios.html)>
23. **Cultrera G., V. De Rubeis, N. Theodoulidis, P. Bard, H. Cadet .** "Statistical investigation of site effects with emphasis on sedimentary basins, using earthquake and ambient noise recordings", SH4/We/O3. European Seismological Commission 32nd General Assembly, Sept 6-10 2010, Montpellier, France. 2010.
24. **De Rubeis, V. et al.** "Statistical estimation of earthquake site response from noise recordings". 2011
25. **Electric power research institute (EPRI).** "Guidelines for determining design basis ground motions," final report, EPRI tr-102293, palo alto, ca, november. 1993c.
26. **Eurocode 8.** "Design of structures for earthquake resistance—Part 1:General rules, seismic actions and rules for buildings", EN 1998 Brussels: European Committee for Standardization. 1998.
27. **FOPAE, Fondo de Prevención y Atención de Emergencias, Alcaldía Mayor de Bogotá D.C.** "Zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones 2010". <<http://www.fopae.gov.co/portal/page/portal/sire/gestionRiesgo/Sismo/ZRS>> <<http://www.fopae.gov.co/portal/page/portal/sire/gestionRiesgo/Sismo/ZRS/docs/informe%20final%20Zonificacion%20de%20la%20respuesta%20sismica%20de%20Bo.pdf>>
28. **Idriss I M and Boulanger R W.** "Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes"; Proc. 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, and 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (eds) D Doolin et al, Stallion Press, 1 32–56. 2004.
29. **Janbu N.,** "Soil compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests" Proc. ECSMFE, Vol.1, Wiesbaden, 83-87. 1963.

30. **Kind, P.** "Development of microzonation methods: application to Basle, Switzerland". 2002.
31. **Kokusho, T and Sato, K.** "Site amplification formula for seismic zonation based on downhole array records during strong earthquakes". 2008
32. **Kramer, S.** "Earthquake and Soil Dynamics". 1996.
33. **Laboratorio ingeniería sísmica de Costa Rica.**  
<<http://www.lis.ucr.ac.cr/index.php?id=14>>
34. **Mehmet Baris Darendeli.** "Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves". 2001.
35. **Menéndez, P.** "Atenuación de las intensidades del sismo del 3 de marzo de 1985 en función de la distancia a la zona de ruptura y del tipo de suelo". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Santiago, Chile. 1991.
36. **Mihalic, S.** "Seismic microzonation: A review of principles and practice". 2011
37. **Molina, J.** "Intensidades sísmicas del terremoto del 27 de febrero del 2010 en las 34 comunas del gran santiago". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Santiago, Chile. 2011.
38. **Mucciarelli et.al.** "Comparison between vs30 and other estimates of site amplification in italy", first european conference on earthquake engineering and seismology (a joint event of the 13th ecee & 30th general assembly of the esc) geneva, switzerland, 3-8 september 2006 paper number: 270. 2006
39. **Nakamura, Y.** "A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface". Quarterly reports of the railway technical research institute, 30, 25–33. 1989.
40. **NEHRP.** "NEHRP Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures, Part 1, Provisions", FEMA 368, Washington, D. C.: Federal Emergency Management Agency. 2000.
41. **NHERP.** "Selecting and scaling earthquake ground motions for performing response history analyses". 2011.
42. **Ohuri, M., A. Nobata, and K. Wakamatsu.** "A comparison of ESAC and FK methods of estimating phase velocity using arbitrarily shaped microtremor arrays", Bull. Seismol. Soc. Am. 92, no. 6, 2323–2332. 2002
43. **Pastén, C.** "Respuesta sísmica de la cuenca de Santiago" Tesis para optar al grado de magister en ciencias de la Ingeniería, mención ingeniería geotécnica y Memoria para optar al título de ingeniero civil. Facultad De Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Santiago. Chile, 2007.
44. **Pinilla, C.** "Correlación entre el perfil de velocidad de propagación de ondas de corte y el espectro de respuesta en suelos". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y

- Matemáticas. Santiago, Chile. 2012.
45. **Pitilakis, K.** "Site effects, Chapter 5, Recent Advances in Earthquake Geotechnical Engineering and Microzonation" edited by Ansal, A, Kluwer Academic Publishers. Printed in the Netherlands. pp 139-197. 2004
  46. **Saragoni, R. et al.** "Relación entre la alta frecuencia característica o cruces por cero de los terremotos chilenos y el daño observado". Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica IX Jornadas, 16-19 de Noviembre de 2005, Concepción – Chile. 2005.
  47. **Schnabel, P B.** "Effects of Local Geology and Distance from Source on Earthquake Ground Motion;" Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley, California. 1973.
  48. **Seed H B and Idriss I M.** "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses"; Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, Rep. No. EERC-70/10. 1970.
  49. **SESAME Project.** < <http://SESAME-fp5.obs.ujf-grenoble.fr/index.htm> >
  50. **Siebert, E. et al.** "Respuesta sísmica y caracterización geologic-geotécnica de sitios donde estan instaladas estaciones sismológicas en santiago". Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica IX Jornadas, 16-19 de Noviembre de 2005, Concepción - Chile
  51. **Sitharam, T.G.** "Seismic Microzonation of Bangalore". 2007
  52. **Strollo, A.** "Development of techniques for earthquake microzonation studies in different urban environment". <<http://opus.kobv.de/ubp/volltexte/2011/5380/>> Universidad de Potsdam. 2010.
  53. **Terremotos de Chile, Red de acelerógrafos de la Universidad de Chile,** <<http://terremotos.ing.uchile.cl>>
  54. **Tokimatsu, K., S. Tamura, and H. Kojima.** "Effects of multiple modes on Rayleigh wave dispersion characteristics". 1992.
  55. **Toledo, P.** "Sobre los estados resonantes de la cuenca de Santiago", Tesis para optar al grado de magíster en ciencias Mención geofísica. Facultad De Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Santiago. Chile, 2008.
  56. **USGS, U. S. Geological Survey.** <<http://pubs.usgs.gov/of/1996/ofr-96-0263/localeff.htm>>
  57. **Valenzuela, G.** "Suelo de Fundación de Santiago". Instituto de Investigaciones Geológicas, Boletín N°33, 21p, 1978.
  58. **Vucetic, M and R. Dobry.** "Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response". 1991.
  59. **Wathelet, M.** "Array recordings of ambient vibrations: Surface wave inversion". 2007.
  60. **Zhang J., Andrus R. and Juang H.** "Normalized Shear Modulus and Material Damping Ratio Relationships". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol 131, No. 4, pp 453-464. 2005.

