



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL

COMPORTAMIENTO SISMICO DE ESTRUCTURAS EN EL INTERIOR DE CAVERNAS

MEMORIA PARA OPTAR AL TITULO DE INGENIERO CIVIL

SEBASTIAN ANDRES RAGGI JADUE

PROFESOR GUIA:

RAMON MONTECINOS CONCHA

MIEMBROS DE LA COMISION:

PATRICIO PINEDA NALLI

RAMON VERDUGO ALVARADO

SANTIAGO DE CHILE

NOVIEMBRE 2011

**RESUMEN DEL INFORME FINAL
PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
POR: SEBASTIÁN RAGGI JADUE
FECHA: NOVIEMBRE 2011
PROF.GUÍA: SR. RAMÓN MONTECINOS**

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS EN EL INTERIOR DE CAVERNAS

Las instalaciones subterráneas son parte importante de la actividad minera en cavernas y forman parte de diferentes etapas de proceso en la producción minera, operaciones con equipos de gran magnitud y peso, áreas de almacenamiento, sectores habitacionales de personas, etc. En Chile las instalaciones subterráneas están frecuentemente sometidas a actividad sísmica, registrándose tasas de daños menores que en instalaciones superficiales, es por esto que se hace importante conocer y comparar el comportamiento de las estructuras subterráneas respecto de las superficiales, con el fin de desarrollar los diseños acorde a las sollicitaciones sísmicas en niveles inferiores del terreno.

Este trabajo está orientado a determinar las diferencias que existen entre los fenómenos dinámicos que ocurren en superficie respecto de los subterráneos, haciendo un análisis teórico de propagación de ondas en suelos para luego trabajar con registros sísmicos, identificando los fenómenos de superficie y así calibrarlos en profundidad.

Siguiendo la metodología de autores anteriores se analizó el efecto de las ondas Rayleigh en un registro de aceleraciones superficiales del terremoto de 1985, en particular la estación de la UTFSM (roca), midiendo sus efectos en las aceleraciones peak y espectros de respuesta. De los resultados se concluyó que para este registro, los efectos de las ondas Rayleigh tienen nula influencia en la aceleración peak y los espectros de respuesta superficiales. Esto implica que el registro está controlado por ondas de cuerpo al igual que un ambiente subterráneo.

Luego se analizó la propagación de ondas de corte en un estrato semi-infinito para varios registros sísmicos y diferentes características del estrato. Analizando las aceleraciones en profundidad para estratos rocosos (1500 m/s velocidad onda de corte promedio), se observan atenuaciones del orden del 30% a los 60 metros de profundidad, manteniéndose constantes bajo esta profundidad. Este fenómeno es producido por las condiciones de borde del estrato, ya que el esfuerzo de corte es nulo en superficie.

Los resultados obtenidos en este trabajo muestran el comportamiento de un perfil de aceleraciones en profundidad, esto de manera teórica en base a modelos simplificados, por lo que más allá de entregar un valor concreto para diseño sísmico, se identifica un fenómeno a considerar en el diseño de cada proyecto. Por lo anterior es necesario un buen detallamiento y recopilación de antecedentes para el proyecto y así lograr un diseño acorde a las características y condiciones a las que se somete.

Contenido

Capítulo 1	Introducción	5
1.1	Alcances.....	5
1.2	Objetivos	6
1.3	Cavernas.....	6
1.4	Descripción del Funcionamiento de un Yacimiento Subterráneo y sus Estructuras.....	7
1.5	Diseño Actual de Estructuras Subterráneas.....	8
Capítulo 2	Teoría Básica	9
2.1	Introducción	9
2.2	Sismología	9
2.2.1	Ondas sísmicas	9
2.2.2	Tectónica de placas	10
2.2.3	Movimiento relativo de placas.....	11
2.3	Propagación de ondas.....	12
2.3.1	Propagación de ondas en una dimensión	12
2.3.2	Propagación de una onda tridimensional	16
2.3.3	Ondas en un medio semi-infinito.....	25
2.4	Amplificación dinámica de suelos	31
2.4.1	Modelo viscoelástico	31
2.4.2	Propagación unidimensional de ondas de corte	33
Capítulo 3	Comportamiento en Cavernas	44
3.1	Introducción	44
3.2	Análisis de fenómenos que afectan a las estructuras subterráneas.....	44
3.2.1	Diferencias entre sismos en superficie y subsuelo.....	44
3.2.2	Fenómenos dinámicos presentes en el subsuelo.....	46
3.3	Efectos de las ondas superficiales (Rayleigh).....	47
3.3.1	Terremoto Marzo 1985	47
3.3.2	Estación Acelerográfica	48
3.3.3	Ondas Rayleigh en los Acelerogramas	49
3.3.4	Identificación de Ondas.....	51
3.3.5	Filtrado de Ondas	52

3.3.6	Resultados	52
3.4	Efectos de la Amplificación dinámica.....	54
3.4.1	EERA	55
3.4.2	Estudio de la Amplificación Dinámica Experimental para Valparaíso El Almendral .	64
3.5	Análisis del espectro de superficie	65
3.5.1	Parámetros de diseño del espectro de superficie.....	65
3.5.2	Microzonificación	67
3.5.3	Fenómenos dinámicos considerados en el espectro de diseño.....	67
Capítulo 4	Recomendaciones de Diseño	72
4.1	Introducción	72
4.2	Características del diseño sísmico en cavernas.....	72
4.2.1	Definición del ambiente sísmico	72
4.2.2	Estudio determinístico de peligro sísmico	73
4.2.3	Estudio probabilístico de peligro sísmico.....	73
4.2.4	Criterio del terremoto de diseño	74
4.2.5	Parámetros del movimiento del suelo	75
4.3	Recomendaciones	78
Capítulo 5	Conclusiones.....	80
Capítulo 6	Anexos	82
6.1	Ejercicio Amplificación Dinámica	82
6.2	Respuesta de depósito de suelos con n estratos.....	88
6.3	Ondas Rayleigh en el registro de Valparaíso (UTFSM), terremoto Marzo 1985.....	92
6.4	Integración del registro de aceleraciones.....	94
6.5	Características de amplitud según el tipo de suelo.....	97
6.6	Amplificación Sísmica (Función de Transferencia).....	99
6.6.1	Rigidez Variable (V_s)	99
6.6.2	Espesor Variable.....	100
6.6.3	Amortiguamiento Variable.....	101
6.7	Razones de amplificación de suelo	103
Capítulo 7	Referencias.....	104

Capítulo 1 Introducción

1.1 Alcances

Las instalaciones subterráneas son parte importante de la actividad minera en cavernas y forman parte de diferentes etapas de proceso en la producción minera, operaciones con equipos de gran magnitud y peso, áreas de almacenamiento, sectores habitacionales para personas, etc. En Chile las instalaciones subterráneas están frecuentemente sometidas a actividad sísmica, registrándose tasas de daños menores que en instalaciones superficiales. Sin embargo, algunas estructuras subterráneas han sufrido daños importantes en los últimos terremotos de magnitudes importantes; Kobe (Japón) en 1995, Chi-Chi (Taiwán) en 1999 y Koceali (Turquía) en 1999. Es por esto que es importante conocer y evaluar el comportamiento de las estructuras subterráneas respecto de las superficiales, con el fin de desarrollar los diseños acorde a las solicitaciones sísmicas en niveles inferiores al terreno superficial.

Este trabajo está orientado a determinar las diferencias que existen entre los fenómenos dinámicos que ocurren en superficie respecto de los subterráneos, haciendo un análisis teórico de propagación de ondas en suelos e incorporando registros sísmicos, identificando los fenómenos de superficie y reducirlos según la profundidad de estudio.

Cabe mencionar que este trabajo solo involucra infraestructuras subterráneas, tales como, estructuras metálicas, de hormigón armado, fundaciones de equipos principales (molinos, chancadores, correas transportadoras etc.). El caso de obras tales como túneles o cavernas, que si bien su análisis es de gran importancia, queda fuera del alcance de este trabajo.

En el capítulo 2 se explica la teoría de propagación de ondas en un medio elástico, incluyendo en particular las ondas superficiales, considerando en su comportamiento aspectos de sismología

En el capítulo 3 se entrega una descripción de los fenómenos dinámicos que se presentan en el subsuelo y sus diferencias con los superficiales. Se analizan las bases del espectro de respuesta en superficie identificando los parámetros y fenómenos considerados, por último se hace una identificación de los fenómenos superficiales en un registro sísmico en roca dura, se le extraen los efectos propios de la transmisión de ondas en superficie (ondas Rayleigh) y se genera un nuevo espectro de respuesta filtrado (sin ondas Rayleigh) para analizar sus efectos.

En el capítulo 4 se entregan recomendaciones de diseño en base a los resultados obtenidos de la comparación de los espectros de respuesta y análisis de amplificación sísmica, por medio de la función de transferencia.

En el capítulo 5 se presentan las principales conclusiones y comentarios sobre este trabajo de título.

1.2 Objetivos

El objetivo final del trabajo es entregar recomendaciones de diseño sísmico para estructuras subterráneas, en base a las diferencias estudiadas del comportamiento dinámico subterráneo respecto al superficial.

Para generar estas recomendaciones se establecen objetivos más específicos, dentro de los cuales es analizar la metodología actual de diseño y revisar los parámetros y procedimientos considerados, así como determinar las diferencias del comportamiento subterráneo respecto al superficial y proponer parámetros de diseño en base a este análisis.

1.3 Cavernas

Respecto a las características del tamaño de una caverna, se toma como referencia la definición del “Manual de Túneles y Obras Subterráneas” (López Jimeno, 1997), el cual indica que una caverna es un recinto subterráneo que posee una sección superior a 100 m² o una luz mayor a 15m.

Respecto de las profundidades, es posible agrupar las estructuras subterráneas en tres grupos: las superficiales, las cuales están a una profundidad no mayor a 3 veces su diámetro (Hoek; Carranza; Corkum, 2002); las profundas, que están a profundidades mayores a los 100 metros (Sharma & Judd ,1991); y por último las intermedias, las cuales no quedan en ninguna de las categorías anteriores.

En Chile existen obras importantes en cavernas en la gran minería, actualmente en operación, tales como; Andina (Fase I y II), Mina Chuquicamata Subterránea, Nuevo Nivel Mina (El Teniente), todas propiedad de Codelco Chile.

Dentro de estas cavernas se operan equipos importantes dentro del proceso minero, tales como Molinos, Chancadores y otros.

Un proyecto emblemático de obras subterráneas es la Mina Chuquicamata Subterránea. En una presentación realizada por la VCP (Vicepresidencia Corporativa de Proyectos) de CODELCO el año 2009, se entregaron algunos datos y especificaciones sobre el proyecto. Las principales características de este proyecto son: extracción hasta los 787 metros de profundidad, 60.000 m² de construcción de barrios cívicos que incluyen oficinas, comedores, salas de control, plantas de hormigón, bombas de bencina, etc., 7 km de correas transportadoras y un refugio a 600 m de profundidad.

En este proyecto en particular se pueden encontrar espacios subterráneos de gran envergadura tales como cavernas de acopio de mineral de 11 m de diámetro y estaciones de transferencia de aproximadamente 17m × 17m × 58m. A la luz de estos antecedentes, las instalaciones del proyecto Chuquicamata Subterráneo se pueden calificar como cavernas de gran profundidad.

1.4 Descripción del Funcionamiento de un Yacimiento Subterráneo y sus Estructuras

Para mayor comprensión de este trabajo, es necesario conocer el tipo de estructuras y su función dentro del proceso minero, para mayor claridad respecto a sus dimensiones, características e importancia dentro del proceso.

El objetivo de la minería subterránea es extraer el mineral que se encuentra en la roca, para lo cual es necesario extraer la porción mineralizada desde el macizo rocoso. Esto se hace mediante la fragmentación de la roca de manera que pueda ser removida, cargada y transportada fuera de la mina para someterla a diferentes procesos y así obtener mineral de mejor calidad.

Para obtener el mineral en minas subterráneas, es necesario construir labores que permitan el acceso desde la superficie a las zonas mineralizadas. Estas pueden ser horizontales (túneles o galerías), verticales (piques) o inclinadas (rampas) y se ubican en diferentes niveles que permiten fragmentar, cargar y transportar el mineral desde el interior a la superficie.

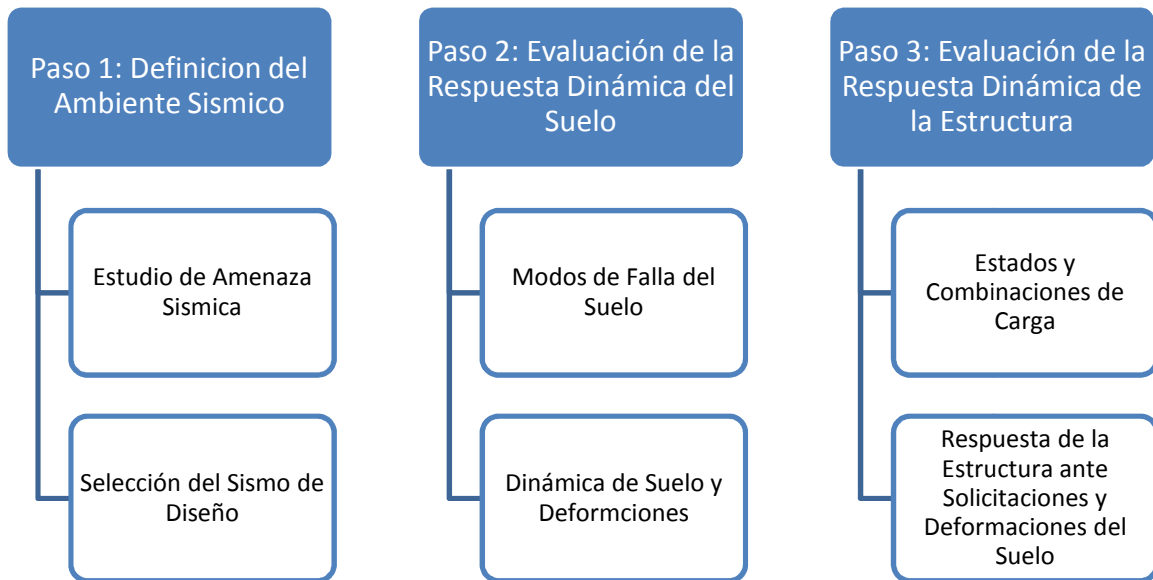
La función específica de estas labores es la producción, que incluye los niveles de transporte, producción, hundimiento, ventilación, piques de traspaso y carguío de mineral, además de servicios e infraestructura, en donde se encuentran los talleres de mantenimiento, bodegas, piques de transporte de personal, etc. En estos lugares se puede encontrar infraestructura y equipos de gran envergadura, siendo de gran importancia para la producción, como lo son por ejemplo las correas transportadoras o chancadores.

Para evitar los derrumbes, estas labores deben ser sostenidas en el tiempo para permitir el funcionamiento con seguridad dentro de estas. Estas fortificaciones se ejecutan según las características de las labores y pueden estar controladas según la función, las cargas que soportan o las características del terreno.

Las obras subterráneas están sometidas eventualmente a la acción sísmica, por lo cual es de suma importancia conocer su comportamiento y como afectan a las infraestructuras y equipos en su interior. Este trabajo tiene como objetivo determinar este fenómeno para poder dar recomendaciones de diseño para las infraestructuras que se encuentra en el interior de cavernas.

1.5 Diseño Actual de Estructuras Subterráneas

En el siguiente cuadro se muestran los pasos para hacer un análisis sísmico:



En Chile, actualmente no existe una norma que aborde el comportamiento de infraestructuras subterráneas, es por esto que frecuentemente los diseños estructurales se realizan con la norma NCh2369.Of2003. Esta norma entrega espectros de diseño que están calibrados en base a registros sísmicos de superficie, por lo tanto consideran efectos dinámicos de superficie y de sitio.

Capítulo 2 Teoría Básica

2.1 Introducción

En este capítulo se presentan las bases teóricas de los fenómenos dinámicos que se analizan posteriormente con el objeto de entender las diferencias en el comportamiento sísmico subterráneo y el superficial. Lo anterior es fundamental para evaluar los fenómenos dinámicos bajo diferentes condiciones. En primer lugar está la teoría relacionada con la sismología y tectónica de placas, utilizadas para entender de mejor manera la generación de sismos y luego la teoría de propagación de ondas y amplificación dinámica, ya que con esto se explican los fenómenos principales analizados en este trabajo.

2.2 Sismología

El estudio de la ingeniería sísmica requiere el análisis de varios procesos por los cuales ocurren los terremotos y sus efectos en la dinámica de suelos.

Los sismólogos típicamente clasifican los terremotos de acuerdo a uno de los cuatro tipos de modos de generación: tectónico, volcánico, colapso o explosión. Un terremoto tectónico, que es por lejos el más común, está asociado al desplazamiento relativo entre las placas tectónicas a través de las fallas. Este tipo de terremotos se explican con mayor detalle más adelante en este capítulo. Los terremotos volcánicos, como el nombre lo indica, acompañan a las erupciones volcánicas. Los terremotos por colapso se producen cuando grandes masas de tierra colapsan debido a deslizamientos y el rompimiento de cavernas subterráneas. Los terremotos debido a explosiones son producidos por el hombre, debido a la detonación de explosivos químicos o nucleares.

2.2.1 Ondas sísmicas

Cuando ocurre un terremoto, se generan diferentes tipos de ondas: las ondas de cuerpo y las ondas superficiales.

Dentro de las ondas de cuerpo están las ondas P que son de compresión, y las ondas S que son de corte, estas se pueden separar en las SH que son las horizontales y las Sv que son las verticales. La velocidad a la que viajan las ondas de cuerpo varía según la rigidez del material por el cual se desplaza. Ya que los materiales geológicos son rígidos a la compresión, las ondas P viajan más rápido que las demás y son las primeras en llegar a un sitio en particular.

Las ondas superficiales son resultado de la interacción entre las ondas de cuerpo y la superficie libre de la tierra. Estas viajan a través de la superficie con una amplitud que decrece exponencialmente con la profundidad. Debido a la naturaleza de la interacción requerida para que se produzcan, estas ondas son más prominentes a mayores distancias de la fuente del terremoto. A distancias mayores cercanas al doble del espesor de la corteza terrestre, estas ondas pueden producir los peaks del movimiento.

2.2.2 Tectónica de placas

Esta teoría fue propuesta a comienzos del siglo XX (Taylor, 1910; Wegener, 1915), pero no recibió mucha atención hasta alrededor de 1960, en donde una red mundial de sismógrafos pudo definir la ubicación de los terremotos de manera precisa y confirmar que las deformaciones de las placas estaban contenidas en angostas zonas entre bloques de corteza intactos.

La corteza terrestre está dividida en seis placas continentales (Africana, Antártica, Americana, Indo-Australiana, Euroasiática, Pacífico) y catorce placas subcontinentales (Nazca, Cocos, Filipina, etc.)

La deformación relativa entre placas ocurre solo en una angosta zona cercana a sus bordes. Esta deformación puede ocurrir lenta y continuamente, lo que se denomina deformación asísmica, o puede ocurrir de manera repentina en forma de un terremoto, lo que se denomina deformación sísmica. Como la deformación que ocurre en los bordes de las placas, es de esperar que los fenómenos sísmicos se concentren en los bordes de las placas, lo cual es validado por los registros.



Figura 2-1: Placas Tectónicas

2.2.3 Movimiento relativo de placas

Existen tres tipos de desplazamiento relativo entre placas, los cuales ayudan a entender de mejor manera el fenómeno de la tectónica de placas. La naturaleza de estos movimientos determina también la característica de los sismos asociados a estas deformaciones.

2.2.3.1 Extrusión (fronteras divergentes)

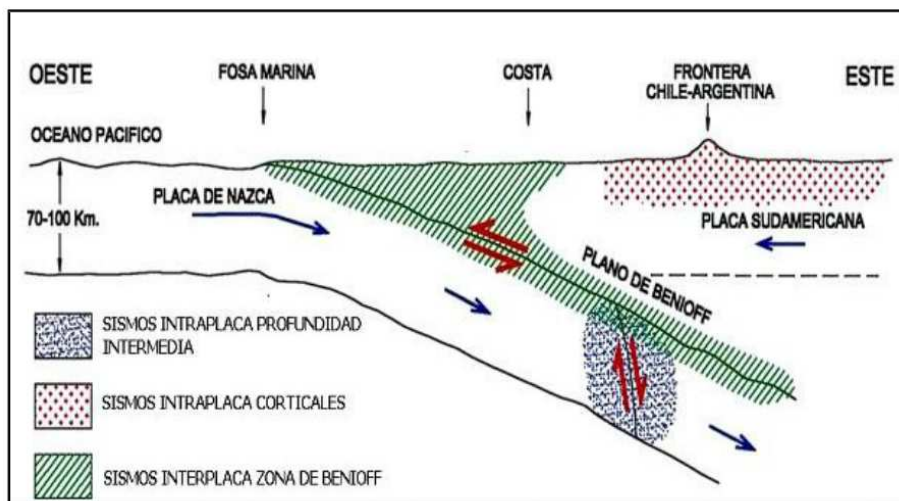
En ciertas regiones, las placas se mueven en sentido contrario alejándose la una de la otra. Este fenómeno genera que emerja magma desde el manto. Cuando este magma se enfría, pasa a formar parte de la corteza, generándose así nueva corteza constantemente.

2.2.3.2 Subducción (fronteras Convergentes)

En este caso, las placas también se mueven en sentidos contrarios, pero esta vez las placas se enfrentan entre ellas. Cuando sucede esto una de las placas se hunde o subducta bajo la otra.

Las zonas de subducción generalmente se encuentran en los límites de los continentes, ya que generalmente la placa oceánica es más densa y se hunde debido a su propio peso bajo la placa continental.

Existen tres tipos de terremotos generados en la subducción: Interplacas (zona de Benioff), intraplacas de profundidad intermedia y los intraplacas corticales. Los interplacas se producen en la zona central del contacto entre las placas (plano de Benioff) y son producidos por la fricción generada en este plano debido al avance de la placa. Los intraplacas de profundidad intermedia se producen a gran profundidad debido a la contracción brusca de los materiales que subducen. Los intraplacas corticales son producidos por la presión generada por el avance de la placa que generan fallas en la corteza o activa fallas existentes y son de baja profundidad



2-2: Sismos asociados a la subducción

La placa que subducta se vuelve menos frágil a medida que se hunde y eventualmente se vuelve dúctil por lo que es incapaz de generar terremotos.

2.2.3.3 *Transcurción (fronteras de transformación)*

Este ocurre cuando las placas se desplazan en diferente sentido, pero a diferencia de las anteriores, estas pasan una por el lado de la otra sin generar nueva corteza o haciendo que una pase por debajo de la otra.

En la siguiente figura es posible ver los mecanismos mencionados anteriormente:

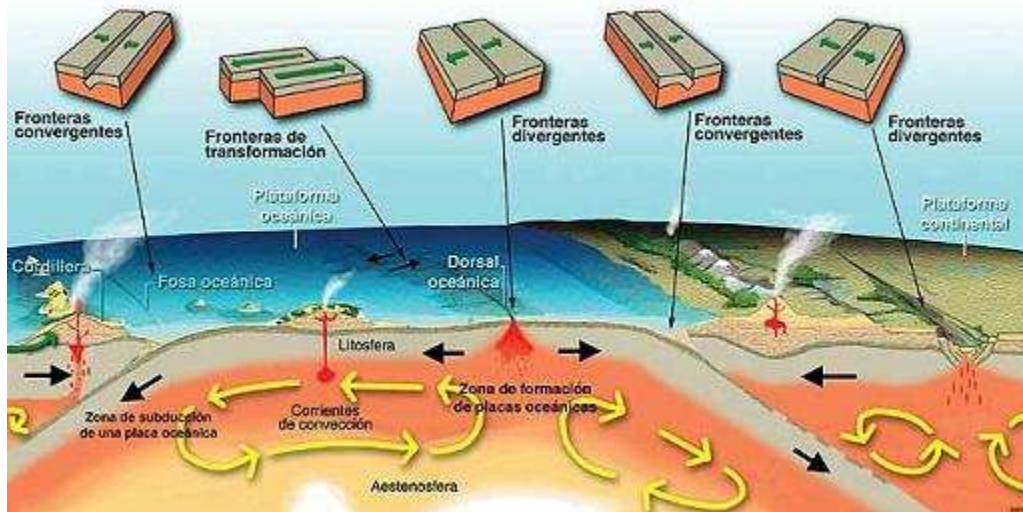


Figura 2-3: Movimiento de placas tectónicas

2.3 Propagación de ondas

Para entender mejor la propagación de esfuerzos, se considera un medio infinito, en donde la onda se puede propagar infinitamente en todas direcciones. Un caso simple de analizar es el caso de una dimensión, estudiando la propagación de una onda a través de una barra. Usando la compatibilidad de deformaciones, las ecuaciones de equilibrio y la relación tensión deformación es posible resolver la ecuación de la onda. Este proceso puede ser repetido para el caso tridimensional.

2.3.1 Propagación de ondas en una dimensión

Pueden existir 3 fenómenos vibratorios en una barra: vibración longitudinal en donde la barra se dilata y contrae en el eje de la barra sin desplazamiento lateral; vibración torsional en la cual la barra rota en su eje sin desplazamiento lateral; y la vibración flexural en donde la el eje de la barra se desplaza lateralmente. El problema de vibración flexural no tiene mucha importancia en la dinámica de suelos, es por esto que no se considera.

2.3.1.1 Ondas Longitudinales en una Barra

Considerando vibraciones libres de una barra infinita, linealmente elástica y confinada, con área A , modulo de Young E , modulo de Poisson ν , densidad ρ , como se muestra en la Figura 2-4. Si la barra está confinada lateralmente, el desplazamiento de las partículas debido a una onda longitudinal debe ser en el eje de la barra. Se asume que las secciones planas de la barra permanecen planas, y

que la tensión es homogénea a través de la sección. Como la onda viaja a través del eje de la barra y pasa por una pequeña sección de este como se muestra en la Figura 2-5, el esfuerzo axial en el elemento de la izquierda ($x = x_0$) es σ_{x_0} . En el borde derecho ($x = x_0 + dx$), el esfuerzo axial es $\sigma_{x_0} + (\partial\sigma_x/\partial x)dx$. Entonces la ecuación de equilibrio es la siguiente:

$$\left(\sigma_{x_n} + \frac{\partial\sigma_x}{\partial x} dx \right) A - \sigma_{x_n} A = \rho A dx \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (2.1)$$

En donde u es el desplazamiento en la dirección x . esta ecuación implica que las fuerzas que actúan en los lados del elemento, deben igualarse con la fuerza inercial inducida por la aceleración del elemento. Simplificando la ecuación de movimiento

$$\frac{\partial\sigma_x}{\partial x} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (2.2)$$

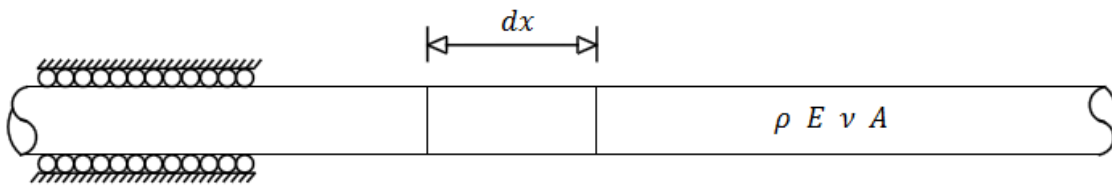


Figura 2-4: Barra infinita confinada

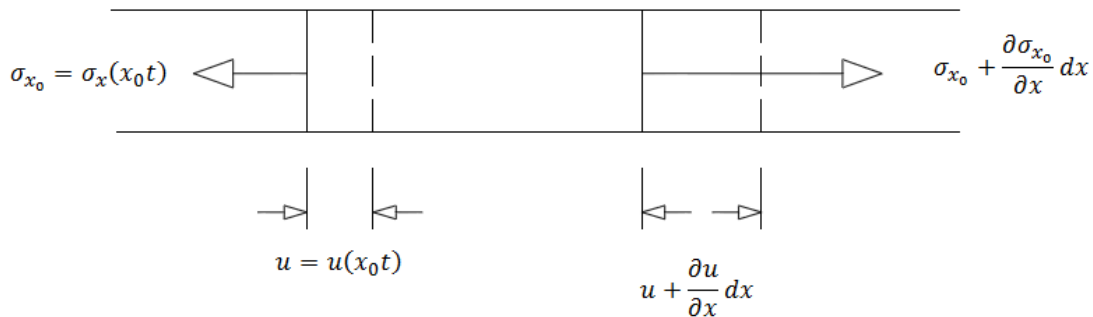


Figura 2-5: Esfuerzos y desplazamientos en un elemento dx de sección A

De esta forma la ecuación de movimiento es válida para cualquier relación tensión- deformación, pero no puede ser resuelta directamente debido a la mezcla de tensiones con deformaciones. Para simplificar la ecuación, es posible expresar el lado izquierdo de la ecuación en función de la relación tensión deformación, $\sigma_x = M \epsilon_x$ en donde $M = \{(1 - \nu)/[(1 + \nu)(1 - 2\nu)]\}E$, y la

relación tensión-deformación $\varepsilon_x = \partial u / \partial x$. Estas relaciones permiten escribir la ecuación de movimiento pueda ser escrita de una forma más familiar de la forma de una onda longitudinal

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{M}{\rho} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (2.3)$$

Alternativamente se puede escribir como

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = v_p^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (2.4)$$

En donde v_p es la velocidad de propagación de la onda, en este caso, la onda viaja a $v_p = \sqrt{M/\rho}$. Es claro ver que la velocidad de la onda depende solo de las propiedades del material y es independiente de la amplitud. La velocidad de la onda aumenta al disminuir la densidad y al aumentar la rigidez.

Hay que mencionar que la velocidad de propagación, es la velocidad a la que la onda de tensiones viaja a través de la barra. No es lo mismo que la velocidad de las partículas de la barra, que es la velocidad a la cual una partícula de la barra se mueve debido al paso de una onda. Conociendo que $\partial u = \varepsilon_x \partial x$, $\varepsilon_x = \sigma_x / M$ y que $\partial x = v_p \partial t$, la velocidad de la partícula se puede expresar como

$$\dot{u} = \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\varepsilon_x \partial x}{\partial t} = \frac{\sigma_x v_p \partial t}{M \partial t} = \frac{\sigma_x}{M} v_p = \frac{\sigma_x}{\rho v_p^2} v_p = \frac{\sigma_x}{\rho v_p} \quad (2.5)$$

La ecuación (2.5) muestra que la velocidad de la partícula es proporcional a la tensión axial en la barra. El coeficiente de proporcionalidad, ρV_p , es llamado *impedancia específica* del material.

2.3.1.2 Solución de la ecuación de movimiento en una dimensión

La ecuación de una onda en una dimensión es una ecuación de derivadas parciales de la forma

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = v^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (2.6)$$

En donde v representa la velocidad de propagación de onda correspondiente al tipo de onda de interés. La solución de la ecuación se puede escribir de la forma

$$u(x, t) = f(vt - x) + g(vt + x) \quad (2.7)$$

En donde f y g pueden ser funciones arbitrarias de $(vt - x)$ y $(vt + x)$ que satisfacen la ecuación (2.7). El argumento de f permanece constante cuando x aumenta en el tiempo (a velocidad v), y el argumento de g permanece constante cuando x disminuye en tiempo. Por lo tanto, la solución de la ecuación (2.8) describe una onda de desplazamiento $[f(vt - x)]$ viajando a velocidad v en la dirección positiva del eje x y otra $[g(vt + x)]$ viajando a la misma velocidad pero en sentido contrario. También supone que las formas de las ondas no varían con la posición o el tiempo.

Si la barra es sometida a una cierta tensión armónica $\sigma(t) = \sigma_0 \cos \omega t$ en donde σ_0 es la amplitud de tensión de la onda y $\bar{\omega}$ es la frecuencia circular de la carga aplicada, la solución puede ser expresada usando el número de onda, $k = \bar{\omega}/v$, en la forma

$$u(x, t) = A \cos(\bar{\omega}t - kx) + B \cos(\bar{\omega}t + kx) \quad (2.8)$$

El segundo término describe la onda armónica propagándose en las direcciones positiva y negativa respectivamente. El número de onda está relacionado con la longitud de onda, λ , del movimiento por

$$\lambda = v\bar{T} = \frac{v}{\bar{f}} = \frac{2\pi}{\bar{\omega}} v = \frac{2\pi}{k} \quad (2.9)$$

En donde \bar{T} es el periodo de la carga aplicada, y $\bar{f} = 1/\bar{T}$. a cierta frecuencia dada, la longitud de onda aumenta en conjunto con la velocidad de propagación. La ecuación (2.9) indica que el desplazamiento varía armónicamente con respecto al tiempo y posición como se muestra en la Figura 2-6(a). En la ecuación (2.10) y la Figura 2-6(b) se muestra que el número de onda es a la longitud de onda como la frecuencia circular es al periodo de vibración. Para una onda que se propaga en sentido positivo solamente ($B=0$), se deriva $u(x, t)$ 2 veces con respecto a la posición y al tiempo y reemplazando en la ecuación (2.7) queda

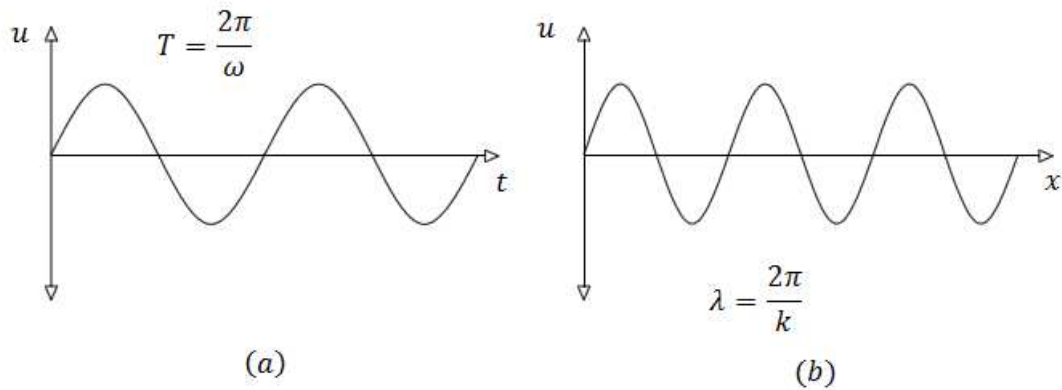


Figura 2-6: Movimiento de una partícula (a) función del tiempo, (b) función de la posición en la barra

$$-\bar{w}^2 A \cos(\bar{w}t - kx) = -v^2 k^2 A \cos(\bar{w}t - kx) \quad (2.10)$$

Lo que reduce a la identidad $\bar{w} = kv$, de tal modo se verifica que la ecuación (2.9) es una solución de la ecuación de movimiento. Expresando en notación compleja

$$u(x, t) = C e^{i(\bar{w}t - kx)} + D e^{i(\bar{w}t + kx)} \quad (2.11)$$

2.3.2 Propagación de una onda tridimensional

En desarrollo anterior ilustra los principios básicos de la propagación de onda, pero no es suficiente para el análisis de ondas sísmicas. Es necesario hacer un análisis tridimensional del fenómeno de propagación de ondas para acercarse al comportamiento dinámico del suelo.

Para esto, el proceder es similar al anterior, ya que se ocupan las ecuaciones de equilibrio y relaciones tensión-deformación. En el caso tridimensional es más complejo debido a la cantidad de relaciones. A continuación se hace una revisión de los conceptos de deformación y tensión en 3 dimensiones para luego plantear las ecuaciones de movimiento.

2.3.2.1 Tensión

La tensión en un punto del sólido se puede descomponer en un plano, siendo compuesta por la tensión normal a un plano y las tensiones de corte perpendiculares al plano. Considerando un elemento infinitesimal con el origen cartesiano en una de sus esquinas como en la Figura 2-7, se generan un total de 9 componentes que actúan en las caras del elemento. Esas tensiones son denominadas $\sigma_{xx}, \sigma_{xy}, \sigma_{xz}$, y así sucesivamente, en donde el primer y segundo subíndice

describen la dirección y el eje perpendicular al plano en donde está actuando. Las tensiones $\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}$, se denominan tensiones normales, y las demás 6 componentes tensiones de corte. La ecuación de equilibrio de momentos requiere:

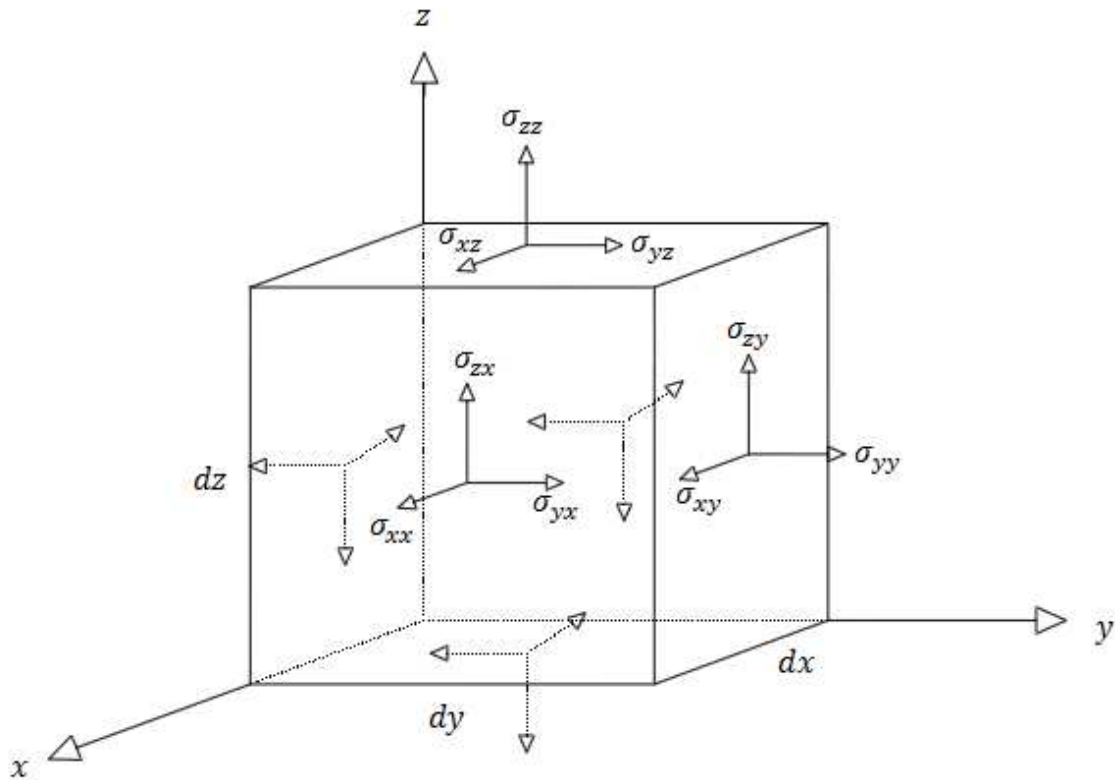


Figura 2-7: Notación de los esfuerzos

$$\sigma_{xy} = \sigma_{yx} \quad \sigma_{xz} = \sigma_{zx} \quad \sigma_{yz} = \sigma_{zy} \quad (2.12)$$

Lo que implica que solo hay 6 componentes independientes que se requieren para describir un elemento sometido a tensiones.

2.3.2.2 Deformación

Las deformaciones son fácilmente visibles considerando una deformación en 2 dimensiones en el plano x-y como se muestra en la Figura 2-8. El punto P, en las coordenadas (x_0, y_0) está en una de las esquinas del elemento infinitesimal PQRS el cual es de forma cuadrada antes de la deformación. Después de la deformación, el elemento adopta la forma P'Q'R'S'. De la Figura 2-8, $\tan \alpha_1 = dv/dx$ y $\tan \alpha_2 = du/dy$, en donde u y v representan el desplazamiento en las direcciones x- e y- respectivamente. La deformación por corte en el plano x-y es dado por

$\epsilon_{xy} = \alpha_1 + \alpha_2$. Para deformaciones pequeñas, los ángulos pueden ser aproximados a sus tangentes, entonces la relación de la deformación por corte puede ser tomada como $\epsilon_{xy} = dv/dx + du/dy$. La rotación del elemento en torno al eje z- está dada por $\Omega_z = (\alpha_1 - \alpha_2)/2$. Análogamente se desarrollan las expresiones para los diferentes planos. Para el caso tridimensional las deformaciones quedan definidas por:

$$\begin{aligned} \epsilon_{xx} &= \frac{du}{dx} & \epsilon_{yy} &= \frac{dv}{dy} & \epsilon_{zz} &= \frac{dw}{dz} \\ \epsilon_{xy} &= \frac{dv}{dx} + \frac{du}{dy} & \epsilon_{yz} &= \frac{dw}{dy} + \frac{dv}{dz} & \epsilon_{zx} &= \frac{du}{dz} + \frac{dw}{dx} \end{aligned} \quad (2.13)$$

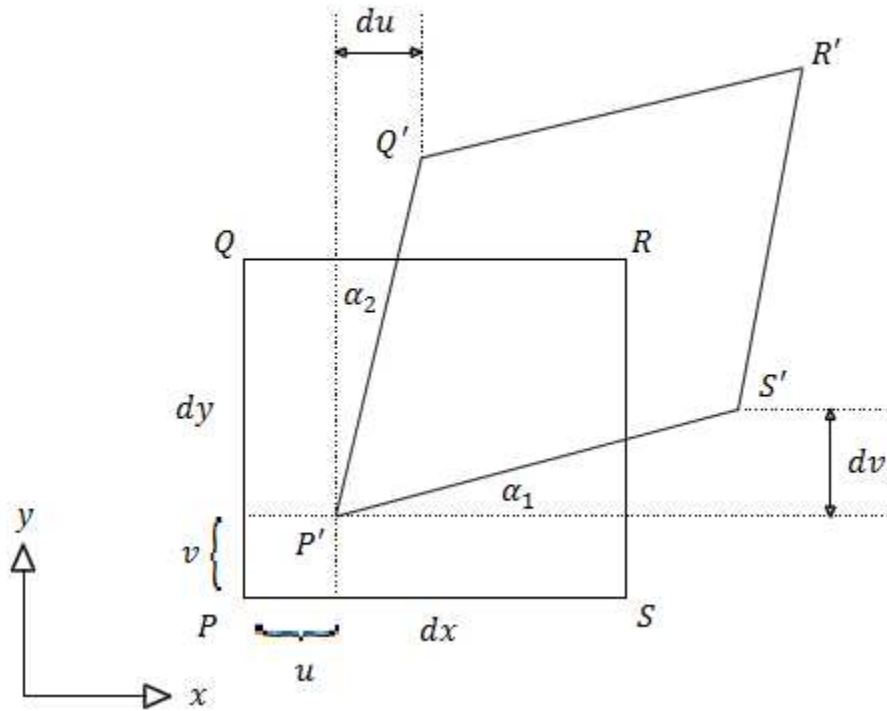


Figura 2-8: Deformaciones planas

Las rotaciones de cuerpo rígido en torno a los ejes x-,y- y z- están dadas en las expresiones de rotación-desplazamiento

$$\Omega_x = \frac{1}{2} \left(\frac{dw}{dy} - \frac{dv}{dz} \right) \quad \Omega_y = \frac{1}{2} \left(\frac{du}{dz} - \frac{dw}{dx} \right) \quad \Omega_z = \frac{1}{2} \left(\frac{dv}{dx} - \frac{du}{dy} \right) \quad (2.14)$$

2.3.2.3 Relaciones Tensión-Deformación

La tensión y deformación son proporcionales en un cuerpo linealmente elástico. La relación tensión-deformación puede ser descrita por la ley de Hooke, que escrita en su forma generalizada es de la forma

$$\begin{aligned}
 \sigma_{xx} &= C_{11}\varepsilon_{xx} + C_{12}\varepsilon_{yy} + C_{13}\varepsilon_{zz} + C_{14}\varepsilon_{xy} + C_{15}\varepsilon_{yz} + C_{16}\varepsilon_{zx} \\
 \sigma_{yy} &= C_{21}\varepsilon_{xx} + C_{22}\varepsilon_{yy} + C_{23}\varepsilon_{zz} + C_{24}\varepsilon_{xy} + C_{25}\varepsilon_{yz} + C_{26}\varepsilon_{zx} \\
 \sigma_{zz} &= C_{31}\varepsilon_{xx} + C_{32}\varepsilon_{yy} + C_{33}\varepsilon_{zz} + C_{34}\varepsilon_{xy} + C_{35}\varepsilon_{yz} + C_{36}\varepsilon_{zx} \\
 \sigma_{xy} &= C_{41}\varepsilon_{xx} + C_{42}\varepsilon_{yy} + C_{43}\varepsilon_{zz} + C_{44}\varepsilon_{xy} + C_{45}\varepsilon_{yz} + C_{46}\varepsilon_{zx} \\
 \sigma_{yz} &= C_{51}\varepsilon_{xx} + C_{52}\varepsilon_{yy} + C_{53}\varepsilon_{zz} + C_{54}\varepsilon_{xy} + C_{55}\varepsilon_{yz} + C_{56}\varepsilon_{zx} \\
 \sigma_{zx} &= C_{61}\varepsilon_{xx} + C_{62}\varepsilon_{yy} + C_{63}\varepsilon_{zz} + C_{64}\varepsilon_{xy} + C_{65}\varepsilon_{yz} + C_{66}\varepsilon_{zx}
 \end{aligned} \tag{2.15}$$

En donde los 36 coeficientes representan las constantes elásticas del material. El requerimiento de que la energía de la deformación elástica debe ser una única función (implica $c_{ij} = c_{ji}$ para todo i y j) reduce el número de coeficientes independientes a 21. Si el material es isotrópico, los coeficientes deben ser independientes de la dirección, entonces

$$\begin{aligned}
 C_{12} = C_{21} = C_{13} = C_{31} = C_{23} = C_{32} &= \lambda \\
 C_{44} = C_{55} = C_{66} &= \mu \\
 C_{11} = C_{22} = C_{33} &= \lambda + 2\mu
 \end{aligned} \tag{2.16}$$

Y todas las demás constantes cero. Por lo tanto, la ley de Hooke para un material isotrópico, lineal y elástico permite que todos los coeficientes de las relaciones tensión deformación sean expresados en término de 2 constantes de Lamé λ y μ :

$$\begin{aligned}
 \sigma_{xx} &= \lambda\bar{\varepsilon} + 2\mu\varepsilon_{xx} & \sigma_{xy} &= \mu\varepsilon_{xy} \\
 \sigma_{yy} &= \lambda\bar{\varepsilon} + 2\mu\varepsilon_{yy} & \sigma_{yz} &= \mu\varepsilon_{yz} \\
 \sigma_{zz} &= \lambda\bar{\varepsilon} + 2\mu\varepsilon_{zz} & \sigma_{zx} &= \mu\varepsilon_{zx}
 \end{aligned} \tag{2.17}$$

En donde la deformación volumétrica es $\bar{\varepsilon} = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz}$. Hay que notar que el símbolo λ se ocupa para expresar la constante de Lamé y la longitud de onda; el contexto en que se use indicara su significado.

Por conveniencia, otros parámetros son usualmente utilizados para describir las relaciones de tensión-deformación en un material lineal e isotrópico que están en función de las constantes de Lamé

$$E = \frac{\mu(3\lambda + 2\mu)}{\lambda + \mu} \tag{2.18a}$$

$$K = \lambda + \frac{2\mu}{3} \quad (2.18b)$$

$$G = \mu \quad (2.18c)$$

$$\nu = \frac{\lambda}{2(\lambda + \mu)} \quad (2.18d)$$

2.3.2.4 Ecuaciones de movimiento

Las ecuaciones de equilibrio en un elemento tridimensional son similares a las de la barra de 1 dimensión, solo que hay que asegurar el equilibrio en las 3 direcciones perpendiculares. Considerando la variación de tensión a través del elemento infinitesimal como se muestra en la Figura 2-9. Asumiendo que el promedio de tensión de cada cara del elemento está representado por la tensión en el centro de esta, las fuerzas resultantes en las direcciones x-,y- y z- pueden ser evaluadas. En la dirección x-, las fuerzas externas se balancean con la fuerza inercial en esa dirección, entonces

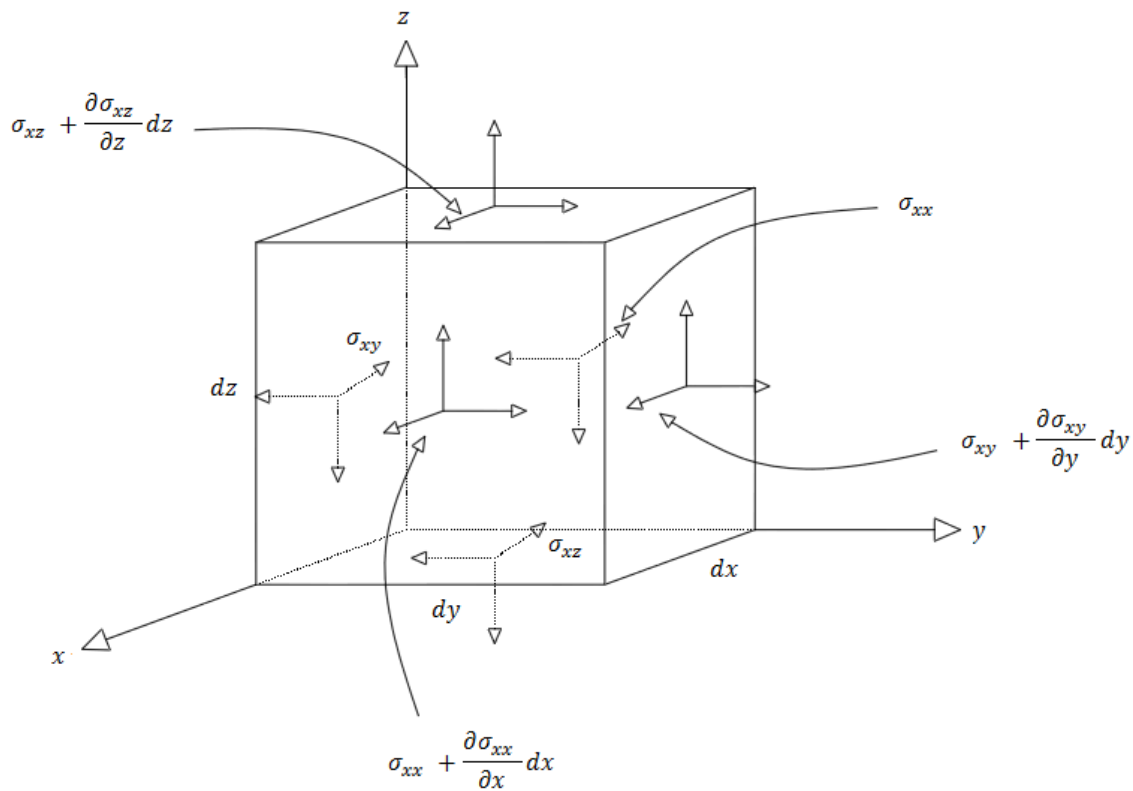


Figura 2-9: Esfuerzos en la dirección x

$$\begin{aligned}
\rho \, dx \, dy \, dz \, \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} &= \left(\sigma_{xx} + \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} dx \right) dy \, dz - \sigma_{xx} \, dy \, dz \\
&+ \left(\sigma_{xy} + \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial y} dy \right) dx \, dz - \sigma_{xy} \, dx \, dz \\
&+ \left(\sigma_{xz} + \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial z} dz \right) dx \, dy - \sigma_{xz} \, dx \, dy
\end{aligned} \tag{2.19}$$

Simplificando

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial z} \tag{2.20}$$

Repitiendo esto en las direcciones y- y z-

$$\rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = \frac{\partial \sigma_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial z} \tag{2.20b}$$

$$\rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = \frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} \tag{2.20c}$$

Las ecuaciones (2.20) representan las ecuaciones de movimiento de un sólido elástico tridimensional. Estas ecuaciones son generadas solamente de las condiciones de equilibrio. Para expresar estas ecuaciones en función de los desplazamientos, es necesario usar las relaciones tensión-deformación. Usando la ley de Hooke, la ecuación (2.20a) puede ser escrita en términos de deformaciones

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial}{\partial x} (\lambda \bar{\epsilon} + 2\mu \epsilon_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y} (\mu \epsilon_{xx}) + \frac{\partial}{\partial z} (\mu \epsilon_{xx}) \tag{2.21}$$

Reemplazando las relaciones de desplazamiento en la ecuación (2.21) produce la ecuación de movimiento en función de los desplazamientos

$$\epsilon_{xx} = \frac{du}{dx} \quad \epsilon_{xy} = \frac{dv}{dx} + \frac{du}{dy} \quad \epsilon_{xz} = \frac{dw}{dx} + \frac{du}{dz}$$

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = (\lambda + \mu) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial x} + \mu \nabla^2 u \quad (2.22)$$

En donde ∇^2 es el Laplaciano

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$$

Repetiendo esto en las demás direcciones

$$\rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = (\lambda + \mu) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial y} + \mu \nabla^2 v \quad (2.22b)$$

$$\rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = (\lambda + \mu) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial z} + \mu \nabla^2 w \quad (2.22c)$$

2.3.2.5 Solución de la ecuación de movimiento

Juntas, las ecuaciones (2.22) representan las ecuaciones de movimiento para un sólido isotrópico, elástico y lineal. Es posible manipular estas ecuaciones y obtener dos ecuaciones de onda. Por lo tanto, dos tipos de onda pueden viajar a través del sólido. Las características de cada tipo de onda son apreciables en sus ecuaciones

La solución del primer tipo de onda se obtiene derivando las ecuaciones (2.22) respecto de x, y, z , para luego sumarlas

$$\rho \left(\frac{\partial^2 \epsilon_{xx}}{\partial t^2} + \frac{\partial^2 \epsilon_{yy}}{\partial t^2} + \frac{\partial^2 \epsilon_{zz}}{\partial t^2} \right) = (\lambda + \mu) \left(\frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial z^2} \right) + \mu \left(\frac{\partial^2 \epsilon_{xx}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \epsilon_{yy}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \epsilon_{zz}}{\partial z^2} \right)$$

O de otra forma

$$\rho \frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial t^2} = (\lambda + \mu) \nabla^2 \bar{\epsilon} + \mu \nabla^2 \bar{\epsilon} \quad (2.23)$$

Ordenando la ecuación

$$\frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial t^2} = \frac{\lambda + 2\mu}{\rho} \nabla^2 \bar{\epsilon} \quad (2.24)$$

Siendo $\bar{\epsilon}$ la deformación volumétrica (describe deformaciones que no involucran corte o rotación), esta ecuación de onda describe una onda irrotacional. Indica que la onda de compresión se propagará con velocidad

$$v_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \quad (2.25)$$

Este tipo de onda es conocida como la onda P (onda primaria) y v_p es la velocidad de propagación en el material. En este tipo de onda, el desplazamiento de las partículas es paralelo a la dirección de propagación de la onda. Usando las ecuaciones (2.18c) y (2.18d), v_p puede ser escrita en términos del modulo de Poisson

$$v_p = \sqrt{\frac{G(2 - 2\nu)}{\rho(1 - 2\nu)}} \quad (2.26)$$

Material	Velocidad v_p [m/s]
Acero	5960
Goma	3100
Agua	1531

Tabla 2-1: Velocidad onda longitudinal

Cuando ν se aproxima a 0.5 (limite en el cual el material se vuelve incompresible), v_p se aproxima a infinito.

Material	Modulo ν
Bronce	0.36
Concreto	0.1-0.15
Acero	0.27
Granito	0.28

Tabla 2-2: Modulo de Poisson

Para obtener el segundo tipo de onda, $\bar{\epsilon}$ es eliminado diferenciando la ecuación (2.22b) respecto a z y la ecuación (2.22c) respecto a y , luego restándolas

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (2.27)$$

Luego con la definición de rotación [ecuación (2.15)], la ecuación (2.27) puede ser escrita en forma de una ecuación de onda

$$\frac{\partial^2 \Omega_x}{\partial t^2} = \frac{\mu}{\rho} \nabla^2 \Omega_x \quad (2.28)$$

Esta ecuación describe una onda distorsional en torno al eje x-. Expresiones similares pueden ser obtenidas de las rotaciones en y- y z-. La ecuación (2.28) muestra una onda distorsional que viaja a velocidad

$$v_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.29)$$

Este tipo de onda es comúnmente denominada onda S (u onda de corte) y v_s es su velocidad de propagación. En este tipo de onda, el desplazamiento de las partículas es perpendicular a la dirección de propagación de la onda, al contrario de las ondas P.

Las ondas S son comúnmente divididas en dos tipos. SH son las que producen el movimiento de las partículas en sentido horizontal. SV las que producen el desplazamiento de las partículas en sentido vertical. Por lo tanto cualquier onda S dada, tiene una descomposición en la suma de SH y SV.

En resumen, solo dos tipos de onda pueden existir en un sólido infinito tridimensional, conocidas como las ondas de cuerpo (P y S). Las ondas P no involucran rotación, y las S no involucran cambio de volumen. Las velocidades de las ondas van a depender de la rigidez del material respecto a las deformaciones que produzcan las ondas en este. Comparando las velocidades

$$\frac{v_p}{v_s} = \sqrt{\frac{2 - 2\nu}{1 - 2\nu}} \quad (2.30)$$

La velocidad de la onda P supera a la onda S en una cantidad que depende de la compresibilidad (reflejada como el modulo de Poisson) del material.

2.3.3 Ondas en un medio semi-infinito.

Para los problemas de ingeniería sísmica, es necesario idealizar la tierra como un medio semi-infinito, en donde la superficie no puede tener esfuerzos (superficie libre). Las condiciones de borde asociadas al medio, generan soluciones adicionales a la ecuación de movimiento. Estas soluciones describen ondas cuyo movimiento está concentrado en una zona muy cercana a la superficie libre, y estas se atenúan más lentamente con la distancia que las ondas de cuerpo. Desde que se comenzó a desarrollar la ingeniería sísmica, las ondas de superficie cobran una gran importancia.

Dos tipos de ondas superficiales son importantes en la ingeniería sísmica. Primero las ondas Rayleigh, las cuales se presentan en un medio elástico semi-infinito. Segundo, las ondas Love las cuales se presentan cuando existe una capa superficial de menor v_s que el material que estaba bajo esta capa. Existen otros tipos de ondas superficiales pero son de poca importancia para efectos de ingeniería sísmica, en particular para este trabajo, se consideraran solo las ondas Rayleigh.

2.3.3.1 Ondas Rayleigh

Estas ondas fueron investigadas por Rayleigh (1885), y por eso llevan su nombre. Para describir las ondas Rayleigh, se considera una onda plana (Figura 2-10) que viaja en la dirección x sin desplazamiento en la dirección y ($y=0$). La dirección z toma valor positivo hacia abajo, entonces el movimiento se hace en el plano x - z . Dos funciones potenciales, Φ y Ψ se definen para describir el desplazamiento en las direcciones y y z :

$$u = \frac{\partial \Phi}{\partial x} + \frac{\partial \Psi}{\partial z} \quad (2.31a)$$

$$w = \frac{\partial \Phi}{\partial z} - \frac{\partial \Psi}{\partial x} \quad (2.31b)$$

La deformación volumétrica, o dilatación $\bar{\epsilon}$, de la onda está dada por $\bar{\epsilon} = \epsilon_{xx} + \epsilon_{zz}$, o

$$\bar{\epsilon} = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial \Phi}{\partial x} + \frac{\partial \Psi}{\partial z} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial \Phi}{\partial z} - \frac{\partial \Psi}{\partial x} \right) = \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} = \nabla^2 \Phi \quad (2.32)$$

La rotación en el plano x - z está dada por

$$2\Omega_y = \frac{\partial u}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial \Phi}{\partial x} + \frac{\partial \Psi}{\partial z} \right) - \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial \Phi}{\partial z} - \frac{\partial \Psi}{\partial x} \right) = \frac{\partial^2 \Psi}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} = \nabla^2 \Psi \quad (2.33)$$

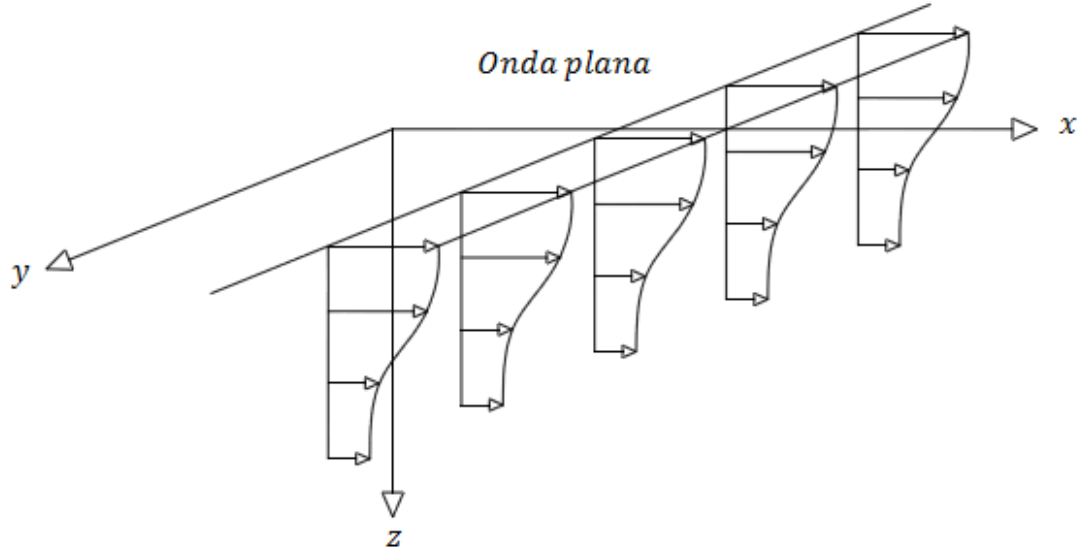


Figura 2-10: Movimiento inducido por una onda plana que se propaga en x

El uso de funciones potenciales permite separar los efectos de dilatación y rotación. Por lo tanto las ondas Rayleigh pueden ser pensadas como la combinación de ondas P y S que satisfacen condiciones de borde. Reemplazando de las expresiones para u y v en las ecuaciones de movimiento como en las ecuaciones (2.32) y (2.33)

$$\rho \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial^2 \Phi}{\partial t^2} \right) + \rho \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial^2 \Psi}{\partial t^2} \right) = (\lambda + 2\mu) \frac{\partial}{\partial x} (\nabla^2 \Phi) + \mu \frac{\partial}{\partial z} (\nabla^2 \Psi) \quad (2.34a)$$

$$\rho \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial^2 \Phi}{\partial t^2} \right) - \rho \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial^2 \Psi}{\partial t^2} \right) = (\lambda + 2\mu) \frac{\partial}{\partial z} (\nabla^2 \Phi) - \mu \frac{\partial}{\partial x} (\nabla^2 \Psi) \quad (2.34b)$$

Resolviendo las ecuaciones (2.34) simultáneamente para $\partial^2 \Phi / \partial t^2$ y $\partial^2 \Psi / \partial t^2$

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial t^2} = \frac{\lambda + 2\mu}{\rho} \nabla^2 \Phi = v_p^2 \nabla^2 \Phi \quad (2.35a)$$

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial t^2} = \frac{\mu}{\rho} \nabla^2 \Psi = v_s^2 \nabla^2 \Psi \quad (2.35b)$$

Si la onda es armónica con frecuencia ω y un número de onda k_r , tal que se propaga con velocidad $v_r = \omega/k_r$, las funciones potenciales pueden ser expresadas

$$\Phi = F(z)e^{i(\omega t - k_r x)} \quad (2.36a)$$

$$\Psi = G(z)e^{i(\omega t - k_r x)} \quad (2.36b)$$

En donde F y G son funciones que describen la manera en que la dilatación y la rotación que componen la onda Rayleigh varían con la profundidad. Reemplazando esas expresiones por Φ y Ψ en las ecuaciones (2.35)

$$-\frac{\omega^2}{v_p^2} F(z) = -k_r^2 F(z) + \frac{d^2 F(z)}{dz^2} \quad (2.37a)$$

$$-\frac{\omega^2}{v_s^2} G(z) = -k_r^2 G(z) + \frac{d^2 G(z)}{dz^2} \quad (2.37b)$$

Estas pueden ser ordenadas para formar ecuaciones con derivadas de segundo orden

$$\frac{d^2 F}{dz^2} - \left(k_r^2 - \frac{\omega^2}{v_p^2} \right) F = 0 \quad (2.38a)$$

$$\frac{d^2G}{dz^2} - \left(k_r^2 - \frac{w^2}{v_s^2} \right) G = 0 \quad (2.38b)$$

La solución general de estas ecuaciones se puede escribir de la siguiente manera

$$F(z) = A_1 e^{-qz} + B_1 e^{qz} \quad (2.39a)$$

$$G(z) = A_2 e^{-sz} + B_2 e^{sz} \quad (2.39b)$$

En donde

$$q^2 = k_r^2 - \frac{w^2}{v_p^2}$$

$$s^2 = k_r^2 - \frac{w^2}{v_s^2}$$

El segundo término de la ecuación (2.39) corresponde a una perturbación cuya amplitud de desplazamiento se aproxima a infinito a medida que aumenta la profundidad. Como este tipo de comportamiento no es real B_1 y B_2 deben ser cero, y las funciones potenciales finalmente se pueden escribir de la forma

$$\Phi = A_1 e^{-qz+i(\omega t - k_r x)} \quad (2.40a)$$

$$\Psi = A_2 e^{-sz+i(\omega t - k_r x)} \quad (2.40b)$$

Como ni el esfuerzo normal ni el de corte pueden existir en la superficie libre, entonces

$$\sigma_{zz} = \lambda \bar{\epsilon} + 2\mu \epsilon_{zz} = \lambda \bar{\epsilon} + 2\mu \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (2.41a)$$

$$\sigma_{xz} = \mu \epsilon_{xz} = \mu \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right) = 0 \quad (2.41b)$$

Usando la definición de las funciones potenciales de u y w [ecuaciones (2.31)] y la solución de las funciones potenciales [ecuaciones (2.40)], las condiciones de borde pueden ser escritas de la forma

$$\sigma_{zz}(z = 0) = A_1[(\lambda + 2\mu)q^2 - \lambda k_r^2] - 2iA_2\mu k_r s = 0 \quad (2.42a)$$

$$\sigma_{xz}(z = 0) = A_1 k_r q + A_2(s^2 + k_r^2) = 0 \quad (2.42b)$$

Ordenando

$$\frac{A_1}{A_2} \frac{(\lambda + 2\mu)q^2 - \lambda k_r^2}{2i\mu k_r s} - 1 = 0 \quad (2.43a)$$

$$\frac{A_1}{A_2} \frac{2iqk_r}{s^2 + k_r^2} + 1 = 0 \quad (2.43b)$$

Con estos resultados, se pueden determinar los patrones de desplazamiento de las ondas Rayleigh.

2.3.3.2 Amplitud de onda Rayleigh

Reemplazando las soluciones de las funciones potenciales Φ y Ψ [ecuaciones (2.40)] en las expresiones para u y w [ecuaciones (2.31)]

$$u = -A_1 k_r e^{-qz+i(wt-k_r x)} - A_2 s e^{-sz+i(wt-k_r x)} \quad (2.44a)$$

$$w = -A_1 q e^{-qz+i(wt-k_r x)} - A_2 i k_r e^{-sz+i(wt-k_r x)} \quad (2.44b)$$

De la ecuación (2.43)

$$A_2 = -\frac{2iqk_r}{s^2 + k_r^2} A_1$$

Reemplazando en la ecuación (2.44), resulta

$$u = A_1 \left(-ik_r e^{-qz} + \frac{2iqsk_r}{s^2 + k_r^2} e^{-sz} \right) e^{i(wt-k_r x)} \quad (2.45a)$$

$$w = A_1 \left(\frac{2qk_r}{s^2 + k_r^2} e^{-sz} - q e^{-qz} \right) e^{i(wt-k_r x)} \quad (2.45b)$$

Los términos en paréntesis describen la variación de la amplitud de u y w con la profundidad. En la Figura 2-11 se muestran valores de desplazamientos verticales y horizontales para varios módulos de Poisson.

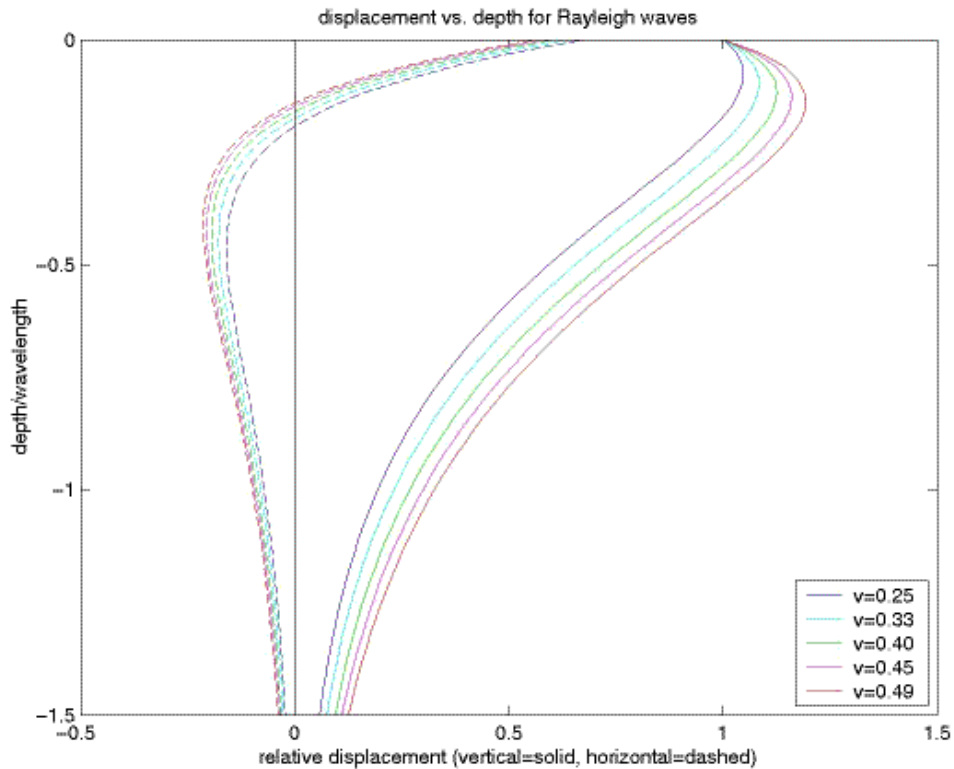


Figura 2-11: Desplazamientos horizontales y verticales producidos por una onda Rayleigh

La ecuación (2.45) indica que el desplazamiento vertical y el horizontal están fuera de fase en 90° , por lo que cuando es desplazamiento horizontal es cero cuando el vertical alcanza su máximo. El movimiento de la partícula cerca de la superficie tiene la forma de una elipse retrograda.

2.4 Amplificación dinámica de suelos

A continuación se presenta la teoría de amplificación de suelos, la cual es de suma importancia para explicar los fenómenos que se analizan en este trabajo. El desarrollo de las ecuaciones y figuras presentadas a continuación están sacadas del apunte del curso Dinámica de Suelos “Dinámica de Suelos- Amplificación Dinámica” de profesor Ramón Verdugo.

2.4.1 Modelo viscoelástico

Al igual que en la dinámica de estructuras, en suelos es de utilidad asumir que este se comporta de manera viscoelástica. Considerando esto, se tiene que bajo una sollicitación de esfuerzo de corte:

$$\tau = G\gamma + c\dot{\gamma}$$

De este supuesto es posible separar una componente elástica caracterizada por el modulo de corte G:

$$\tau_1 = G\gamma$$

Además es posible separar la componente de naturaleza viscoelástica caracterizada por el parámetro c:

$$\tau_2 = c\dot{\gamma} = c \frac{d\gamma}{dt}$$

Luego, si se aplica una sollicitación sinusoidal, se tiene la siguiente ecuación de equilibrio dinámico:

$$\tau_a \text{sen}(\Omega t) = G\gamma + c\dot{\gamma}$$

Para la cual, se tiene una solución en régimen permanente que está dada por:

$$\gamma = \gamma_a \text{sen}(\Omega t - \varphi)$$

con,

$$\text{tg } \varphi = \frac{c\Omega}{G}$$

y

$$\gamma_a = \frac{\tau_a}{G\sqrt{1 + \left(\frac{c\Omega}{G}\right)^2}}$$

Luego, la componente correspondiente al comportamiento viscoso se puede expresar como:

$$\tau_2 = c \Omega \gamma_a \cos(\Omega t - \varphi) = c\Omega \gamma_a \sqrt{1 - \left(\frac{\gamma}{\gamma_a}\right)^2}$$

Reordenando

$$\frac{\tau_2^2}{(c \Omega \gamma_a)^2} + \frac{\gamma^2}{\gamma_a^2} = 1$$

De estas ecuaciones es posible ver claramente los comportamientos de ambas componentes, la elástica y la viscosa, como se muestra en la siguiente Figura 2-12.

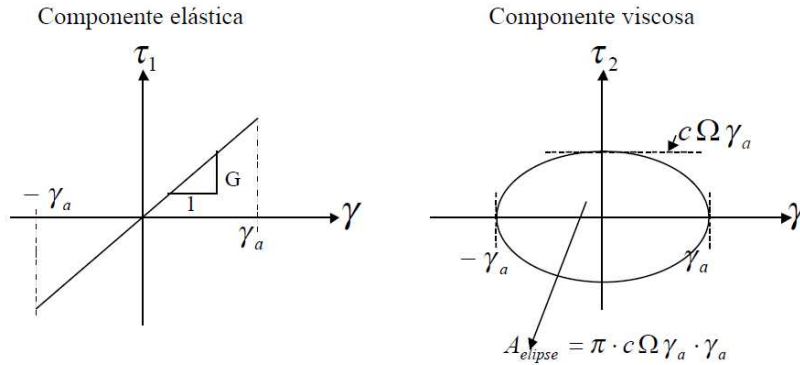


Figura 2-12: Componentes del modelo viscoelástico

La pérdida de energía que genera este modelo está dada por el área de la elipse, cuya expresión es la siguiente:

$$A_{elipse} = \pi c \Omega \gamma_a^2$$

Luego, para un ciclo de sollicitación, se define la razón de amortiguamiento, como la energía total disipada normalizada por la energía elástica que se le entrega al sistema y dividida por 4π , cuya expresión es la siguiente:

$$D = \frac{\pi c \Omega \gamma_a^2}{4\pi \left(\frac{1}{2} G \gamma_a\right) \gamma_a} = \frac{c \Omega}{2G}$$

Esta expresión implica que al modelarse el sistema con un amortiguamiento c constante, la disipación de energía sería directamente proporcional a la frecuencia de excitación. Esta relación no concuerda con lo observado en los suelos que presentan ciclos de carga y descarga independientes de la frecuencia de excitación, con un amortiguamiento histerético. Esta incompatibilidad entre lo observado con el modelo, se soluciona ocupando un amortiguamiento variable. Es por esto que la expresión utilizada para el amortiguamiento es la siguiente.

$$\frac{c \Omega}{G}$$

En la aplicación de este modelo viscoelástico se reemplaza este término por $2D$ (razón de amortiguamiento). La obtención del parámetro D , resulta una propiedad del material independiente de la frecuencia de excitación.

2.4.2 Propagación unidimensional de ondas de corte

2.4.2.1 Ecuación de onda

En la Figura 2-13 se esquematiza un depósito de suelo apoyado sobre un estrato rígido de roca basal. Para este depósito de suelo se consideran sus propiedades constantes, y sobre el cual se propagan las ondas de corte generadas en la roca basal.

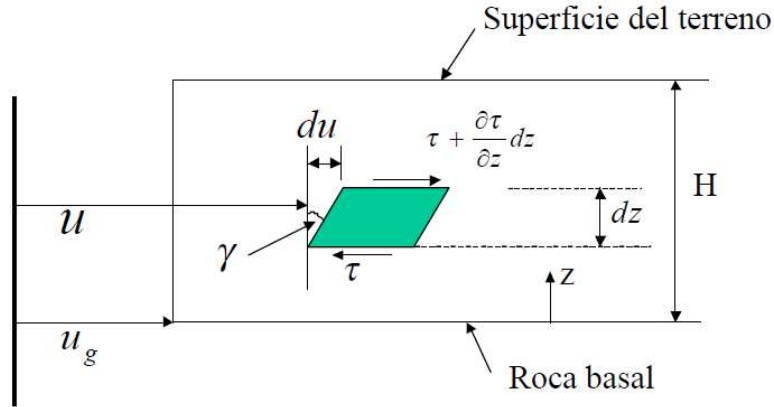


Figura 2-13: Depósito horizontal de suelos sometido a una perturbación de corte basal

Se considera que este frente de ondas de corte de propagación vertical que excita la base, tiene una forma sinusoidal, de tal manera que la aceleración en la base es del tipo:

$$\ddot{u}_g = a_b \text{sen}(\Omega t)$$

Al plantear el equilibrio dinámico de un elemento de suelo sometido a esta sollicitación de corte se tiene que:

$$\frac{\partial \tau}{\partial z} dz A_{hor} = \rho A_{hor} dz \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

En donde, ρ es la densidad de masa, y A_{hor} representa el área horizontal del elemento sobre la cual se está aplicando el esfuerzo de corte.

Si se considera que el suelo posee un comportamiento viscoelástico, se tiene que:

$$\tau = G\gamma + c\dot{\gamma}$$

En esta expresión G representa la rigidez al corte elástica del suelo (modulo de corte) y c la constante del amortiguador viscoso. Luego esta relación se puede escribir como:

$$\tau = G \frac{\partial u}{\partial z} + c \frac{\partial^2 u}{\partial t \partial z}$$

De la cual se obtiene:

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

Introduciendo la variable $y = u - u_g$, que corresponde al movimiento relativo del suelo respecto de la base, se tiene que:

$$G \frac{\partial^2 y}{\partial z^2} + c \frac{\partial^3 y}{\partial t \partial z^2} = \rho \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} + \rho \frac{d^2 u_g}{dt^2}$$

Luego para una excitación sinusoidal:

$$\ddot{u}_g = a_b e^{i\Omega t}$$

La ecuación de ondas se puede escribir de la siguiente manera:

$$G \frac{\partial^2 y}{\partial z^2} + c \frac{\partial^3 y}{\partial t \partial z^2} - \rho a_b e^{i\Omega t} = \rho \frac{\partial^2 y}{\partial t^2}$$

Antes de ver la solución completa de la ecuación, es interesante ver el comportamiento de la vibración libre de un depósito de suelo que no posee amortiguamiento. Para poder hacerlo, basta con hacer los parámetros $a_b = 0$ ($u_g = 0 \rightarrow y = u$) y $c = 0$, y con esto la ecuación queda:

$$G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} - \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0$$

La solución de esta ecuación:

$$u = f(z + vt) + g(z - vt)$$

En esta ecuación, v es una constante que se determina reemplazando esta solución en la ecuación anterior:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = f'' + g'' \quad y \quad \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = (f'' + g'')v^2$$

Luego el valor de la constante resulta:

$$G - \rho v^2 = 0 \quad \rightarrow \quad v = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

Si se analiza la parte:

$$u = f(z + vt)$$

y se estudia el tiempo y lugar en donde se produce un determinado movimiento u_0 , es posible deducir que:

$$u_0 = f(z + vt) \quad \Rightarrow \quad z + vt = cte = b$$

La representación gráfica de esta condición se presenta en la Figura 2-14, en donde se puede ver que el mismo corrimiento u_0 se va produciendo a medida que z disminuye. Esto se puede interpretar como una onda de corte que va viajando a través del suelo hacia abajo con una velocidad v . como el análisis considera la onda de corte, es la velocidad de propagación de una onda de corte V_s .

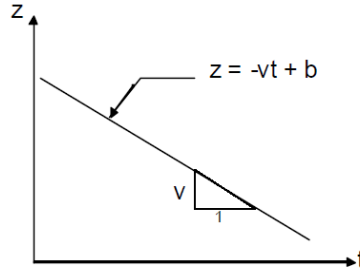


Figura 2-14: Condición espacio-tiempo asociada a un desplazamiento u_0

La velocidad se relaciona con las propiedades del suelo a través de la siguiente expresión.

$$V_s = v = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

De la misma manera si se analiza la segunda solución de la ecuación se obtiene la velocidad de una onda viajando en sentido vertical ascendente.

2.4.2.2 Amplitud del movimiento dentro del depósito y en superficie

La solución de la ecuación de onda permite obtener la amplitud del movimiento dentro del depósito y en la superficie. Esta solución está compuesta por dos partes, una que corresponde a la vibración libre del suelo, que cuando el suelo posee amortiguamiento, tiende a desaparecer, y la otra parte, que es la solución particular, corresponde a la vibración forzada que representa la respuesta del suelo en régimen permanente. La segunda parte de la solución es la que utiliza y se expresa de la siguiente manera:

$$y = U(z)e^{i\Omega t}$$

Derivando:

$$\frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = -\Omega^2 U e^{i\Omega t}$$

$$\frac{\partial^2 y}{\partial z^2} = \frac{dU^2}{dz^2} e^{i\Omega t}$$

$$\frac{\partial^3 y}{\partial t \partial z^2} = i\Omega \frac{dU^2}{dz^2} e^{i\Omega t}$$

Luego reemplazando en la ecuación de onda se obtiene:

$$G \frac{dU^2}{dz^2} e^{i\Omega t} + c \frac{dU^2}{dz^2} i\Omega e^{i\Omega t} - \rho a_b e^{i\Omega t} = \rho \Omega^2 U e^{i\Omega t}$$

Ordenando:

$$(G + i\Omega c) \frac{dU^2}{dz^2} + \rho\Omega^2 U = \rho a_b$$

La solución homogénea corresponde a:

$$(G + i\Omega c) \frac{dU^2}{dz^2} + \rho\Omega^2 U = 0$$

Reescribiendo:

$$\frac{dU^2}{dz^2} + \frac{\rho\Omega^2}{G + i\Omega c} U = 0$$

Definiendo la siguiente expresión:

$$p^2 = \frac{\rho\Omega^2}{G + i\Omega c}$$

Entonces:

$$\frac{dU^2}{dz^2} + p^2 U = 0$$

Luego, la solución homogénea es:

$$U_h = E e^{ipz} + F e^{-ipz}$$

Esta expresión puede ser escrita de la siguiente forma:

$$U_h = B_1 \cos(pz) + B_2 \operatorname{sen}(pz)$$

En donde B_1 y B_2 son constantes. Por otro lado, la solución particular de la ecuación es:

$$U_p = \frac{a_b}{\Omega^2}$$

Entonces la expresión de la solución completa es:

$$U = B_1 \cos(pz) + B_2 \operatorname{sen}(pz) + \frac{a_b}{\Omega^2}$$

Para obtener los valores de las constantes es necesario analizar las condiciones de borde:

- Roca Basal

$$u(z = 0) = u_g \quad \Rightarrow \quad y = 0 \quad \Rightarrow \quad U(0) = 0$$

- Superficie

$$\tau(z = H) = 0 \quad \Rightarrow \quad \gamma(z = H) = 0 \quad \Rightarrow \quad \left(\frac{\partial u}{\partial z}\right)_{z=H} = 0 \quad \Rightarrow \quad \left(\frac{\partial y}{\partial z}\right)_{z=H} = 0$$

Con estas condiciones se obtienen los valores de las constantes:

$$B_1 = -\frac{a_b}{\Omega^2} \quad B_2 = -\frac{a_b}{\Omega^2} \tan(pH)$$

Reemplazando en la solución:

$$U = -\frac{a_b}{\Omega^2} \cos(pz) - \frac{c}{\Omega^2} \tan(pH) \sin(pz) + \frac{a_b}{\Omega^2}$$

Luego, recordando que $u = y + u_g$, el movimiento absoluto se puede representar como:

$$U = -\frac{a_b}{\Omega^2} [\cos(pz) + \tan(pH) \sin(pz)] e^{i\Omega t}$$

Por lo tanto, la aceleración absoluta queda representada por:

$$\dot{U} = a_b [\cos(pz) + \tan(pH) \sin(pz)] e^{i\Omega t}$$

Luego, la aceleración absoluta en la superficie:

$$\ddot{u}(z = H) = \ddot{u}_{\text{sup}} = \frac{a_b}{\cos(pH)} e^{i\Omega t}$$

2.4.2.3 Amplificación roca basal - superficie del depósito de suelos

Es importante establecer la magnitud de la amplificación o atenuación que se pueda generar en la superficie del depósito de suelos. Una manera de hacerlo, es definiendo el factor de amplificación A_1 , como la razón entre la amplitud de la aceleración en superficie y la amplitud de la aceleración a nivel de roca basal, como se ilustra en la Figura 2-15:

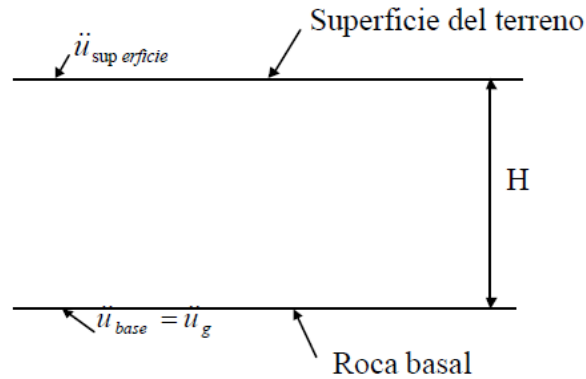


Figura 2-15: Amplitud de aceleración a nivel de roca basal y en superficie

La expresión que define al factor de amplificación es la siguiente:

$$A_1 = \frac{\ddot{u}_{sup}}{\ddot{u}_{base}}$$

Luego,

$$A_1 = \frac{1}{\cos(pH)}$$

Pero:

$$p^2 = \frac{\rho\Omega^2}{G + i\Omega c} = \frac{\rho\Omega^2}{G} \left[\frac{1}{1 + \frac{i\Omega c}{G}} \right] = \frac{\rho\Omega^2}{G} \times \frac{1 - \frac{c\Omega}{G}i}{1 + \left(\frac{c\Omega}{G}\right)^2}$$

Entonces:

$$\Rightarrow pH = \Omega H \sqrt{\frac{\rho}{G}} \frac{\sqrt{1 - \frac{c\Omega}{G}i}}{\sqrt{1 + \left(\frac{c\Omega}{G}\right)^2}}$$

Definiendo:

$$d = \frac{c\Omega}{G}$$

Con lo cual:

$$pH = \Omega H \sqrt{\frac{\rho}{G}} \frac{\sqrt{1 - di}}{\sqrt{1 + d^2}}$$

Recordando que:

$$a + bi = r[\cos\alpha + i\operatorname{sen}\alpha] \quad \text{con } r = \sqrt{a^2 + b^2}$$

$$\tan\alpha = \frac{b}{a}$$

$$(a + bi)^n = r^n[\cos n\alpha + i\operatorname{sen} n\alpha]$$

Entonces:

$$\sqrt{1 - di} = [\sqrt{1 + d^2}]^{1/2} \left[\cos \frac{\alpha}{2} + i \operatorname{sen} \frac{\alpha}{2} \right] = \sqrt{\sqrt{1 + d^2}} \left[\sqrt{\frac{1 + \cos\alpha}{2}} + i \sqrt{\frac{1 - \cos\alpha}{2}} \right]$$

Con

$$\tan \alpha = -d$$

$$\cos \frac{\alpha}{2} = \sqrt{\frac{1 + \cos\alpha}{2}}$$

$$\operatorname{sen} \frac{\alpha}{2} = \sqrt{\frac{1 - \cos\alpha}{2}}$$

Pero:

$$\tan \alpha = -d \Rightarrow \cos \alpha = \frac{1}{\sqrt{1 + d^2}}$$

$$\Rightarrow \sqrt{1 - di} = \sqrt{\sqrt{1 + d^2}} \left[\sqrt{\frac{1 + \frac{1}{\sqrt{1 + d^2}}}{2}} + i \sqrt{\frac{1 - \frac{1}{\sqrt{1 + d^2}}}{2}} \right]$$

$$= \sqrt{\frac{\sqrt{1 + d^2}}{2}} \left[\frac{\sqrt{\sqrt{1 + d^2} + 1}}{\sqrt{\sqrt{1 + d^2}}} + i \frac{\sqrt{\sqrt{1 + d^2} - 1}}{\sqrt{\sqrt{1 + d^2}}} \right]$$

$$= \frac{1}{\sqrt{2}} \left[\sqrt{\sqrt{1 + d^2} + 1} + i \sqrt{\sqrt{1 + d^2} - 1} \right]$$

$$\Rightarrow pH = \frac{\Omega H \sqrt{\rho/G}}{\sqrt{2} \sqrt{1 + d^2}} \left[\sqrt{\sqrt{1 + d^2} + 1} + i \sqrt{\sqrt{1 + d^2} - 1} \right]$$

Definiendo:

$$\alpha = \Omega H \sqrt{\frac{\rho}{2G}} \frac{\sqrt{\sqrt{1+d^2}+1}}{\sqrt{1+d^2}}$$

$$\beta = \Omega H \sqrt{\frac{\rho}{2G}} \frac{\sqrt{\sqrt{1+d^2}-1}}{\sqrt{1+d^2}}$$

Con esto queda:

$$\cos pH = \cos(\alpha + \beta i) = \cos \alpha \cos \beta i - \operatorname{sen} \alpha \operatorname{sen} \beta i$$

Pero:

$$\operatorname{senh} xi = \frac{e^{xi} - e^{-xi}}{2} = \frac{1}{2} [\cos x + i \operatorname{sen} x - \cos x + i \operatorname{sen} x] = i \operatorname{sen} x$$

$$\Rightarrow i \operatorname{sen} ix = \operatorname{senh}(-x) = -\operatorname{senh} x \rightarrow \operatorname{sen} ix = i \operatorname{senh}(x)$$

Además:

$$\cosh xi = \frac{e^{xi} + e^{-xi}}{2} = \frac{1}{2} [\cos x + i \operatorname{sen} x + \cos x - i \operatorname{sen} x]$$

$$\Rightarrow \cos xi = \cosh(-x) = \cosh(x)$$

Con esto se puede obtener:

$$\cos pH = \cos \alpha \cos \beta - i \operatorname{sen} \alpha \operatorname{senh} \beta$$

Con esto es posible obtener la siguiente expresión del factor de amplificación:

$$A_1(\Omega) = \frac{1}{\cos \alpha \cosh \beta - i \operatorname{sen} \alpha \operatorname{senh} \beta}$$

Lo más importante de esta expresión es su modulo, por lo que queda de la siguiente manera:

$$\|A_1(\Omega)\| = \frac{1}{\sqrt{\cos^2 \alpha \cosh^2 \beta + \operatorname{sen}^2 \alpha \operatorname{senh}^2 \beta}}$$

Como se hizo anteriormente, se analiza el caso para un suelo sin amortiguamiento ($D=0$), con lo que se obtiene.

$$\alpha = \Omega H \sqrt{\frac{\rho}{G}} = \frac{\Omega H}{V_s}$$

$$\beta = 0$$

Lo que da como resultado

$$\|A_1(\Omega)\| = \frac{1}{\cos \alpha} = \frac{1}{\cos\left(\frac{\Omega H}{V_s}\right)}$$

Se ve claramente que la máxima amplificación se manifiesta cuando $\cos(\alpha) = 0$, tendiendo en este caso a infinito (debido a la condición de nulo amortiguamiento). Esta condición se cumple cuando:

$$\cos\left(\frac{\Omega H}{V_s}\right) = 0 \rightarrow \frac{\Omega H}{V_s} = \frac{\pi}{2}, \frac{3\pi}{2}, \frac{5\pi}{2}, \frac{7\pi}{2} \dots$$

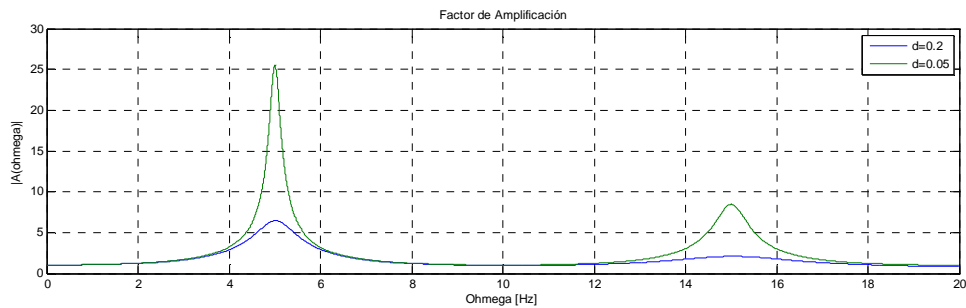
Esto muestra que existen frecuencias en las cuales la respuesta del suelo se magnifica. Estas pueden ser consideradas como frecuencias de resonancia, por ende coinciden con las frecuencias de vibración del suelo. Entonces, las frecuencias fundamentales de vibración de un estrato de suelo son:

$$\Omega = \frac{\pi V_s}{2H}, \frac{3\pi V_s}{2H}, \frac{5\pi V_s}{2H}, \frac{7\pi V_s}{2H} \dots$$

Y los periodos fundamentales de vibración son:

$$T = \frac{4H}{V_s}, \frac{4H}{3V_s}, \frac{4H}{5V_s}, \frac{4H}{7V_s} \dots$$

En la Figura 2-16 se presenta el factor de amplificación en función de la frecuencia de excitación para el estrato de suelo indicado. Se presentan dos tipos de amortiguamiento para también apreciar el efecto que este produce en la amplificación.



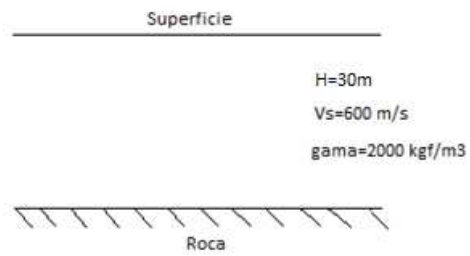


Figura 2-16: Factor de amplificación A1

En el gráfico de la función de transferencia se puede ver que los dos primeros periodos de oscilación del estrato son 5 y 15 Hz, y que dependiendo del amortiguamiento, los peaks son más altos para amortiguamientos menores.

En el Anexo 6.5 es posible ver la función de transferencia para estratos de diferentes características.

Capítulo 3 Comportamiento en Cavernas

3.1 Introducción

Con el objeto de lograr un diseño sísmico adecuado, es necesario determinar las solicitaciones dinámicas a las cuales estarán sometidas las estructuras y equipos. Debido a que los registros sísmicos están generados en superficie y que las normas están calibradas en base a estos registros, es necesario proyectar estas demandas a los espacios subterráneos en donde se emplazan las estructuras en el interior de cavernas.

Para lograr lo anterior, en este capítulo se analizan los efectos del fenómeno de amplificación dinámica de suelos y las ondas de superficie en los registros (fenómenos que fueron desarrollados teóricamente en el capítulo anterior) mediante sus influencias en los parámetros del movimiento del suelo como las aceleraciones máximas y la generación de espectros de respuesta, para lograr así determinar los parámetros en espacios subterráneos.

3.2 Análisis de fenómenos que afectan a las estructuras subterráneas

Como se menciona anteriormente la mayor parte de los registros sísmicos existentes han sido obtenidos en superficie, por lo tanto, es necesario conocer los fenómenos dinámicos presentes, determinar su influencia y analizar su evolución en profundidad para lograr determinar las demandas dinámicas en espacios subterráneos.

3.2.1 Diferencias entre sismos en superficie y subsuelo

Un evento sísmico registrado en superficie está compuesto principalmente por ondas de cuerpo (ondas P y S) y ondas de superficie que se generan debido a la condición de espacio semi-infinito (ondas Rayleigh y Love).

A su vez las ondas de cuerpo, al viajar a través de un estrato de suelo, están sujetas el fenómeno de amplificación dinámica, el cual dependiendo de la velocidad de propagación y altura del estrato, amplifica los parámetros del movimiento. Este fenómeno está siempre presente en la propagación de ondas de corte, por lo tanto, en los registros generados en superficie existe un grado de amplificación de los parámetros debido a este fenómeno.

Respecto de las ondas superficiales, estas decaen rápidamente en profundidad, como es posible ver en el capítulo 2. Esto implica que los espacios subterráneos serán afectados solamente por las ondas de cuerpo (Marchant and Weir, 2002).

Es por esto que se hace necesario el conocer las influencias de estos fenómenos en los registros de superficie para así poder proyectar las demandas dinámicas hacia los espacios subterráneos.

Por ejemplo, en un trabajo realizado por D.W. Sykora y Y. Moriwaki (1996), en donde midieron las aceleraciones y velocidades peak en profundidad para varias locaciones y varios eventos, se obtuvieron los siguientes resultados:

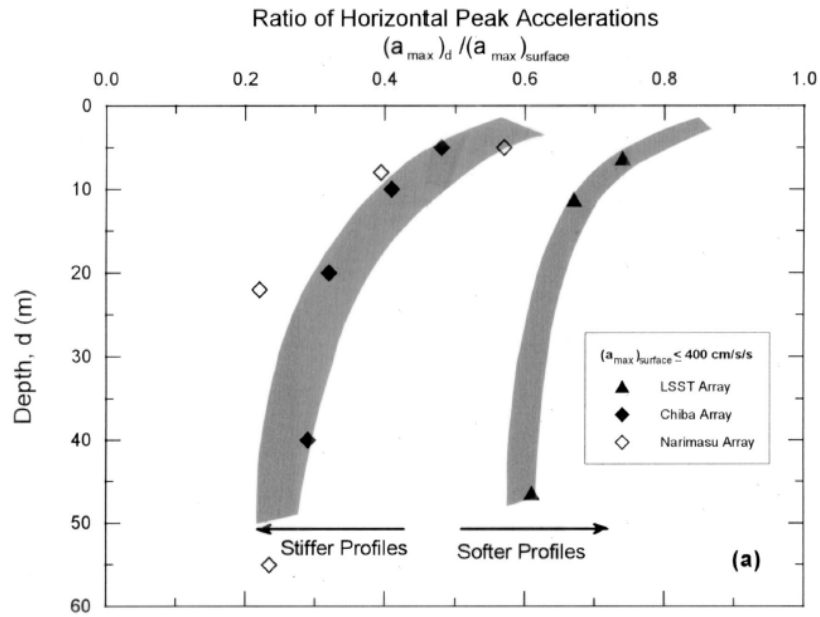


Figura 3-1: Decaimiento de aceleraciones en profundidad (D.W. Sykora y Y. Moriwaki,1996)

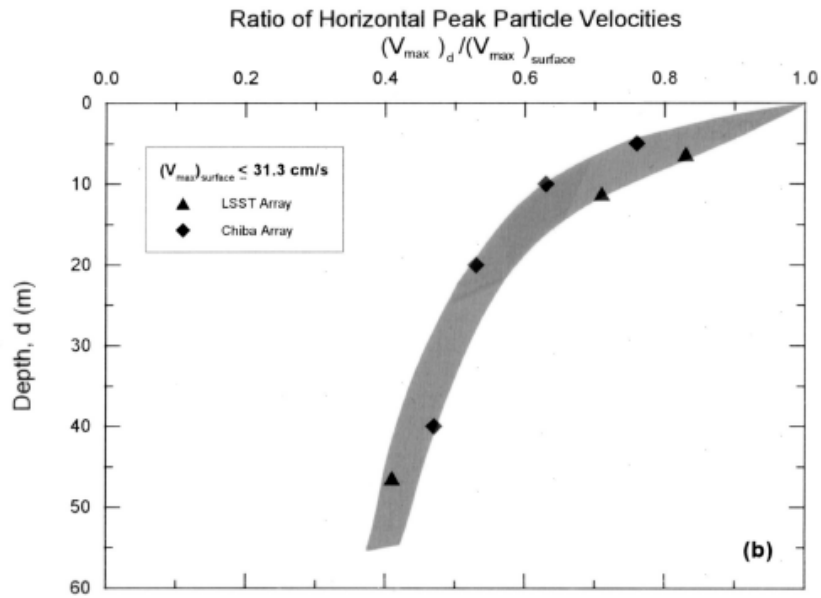


Figura 3-2: Decaimiento de velocidades en profundidad (D.W. Sykora y Y. Moriwaki,1996)

En el siguiente grafico se muestran las velocidades de corte de los diferentes estratos de cada estación:

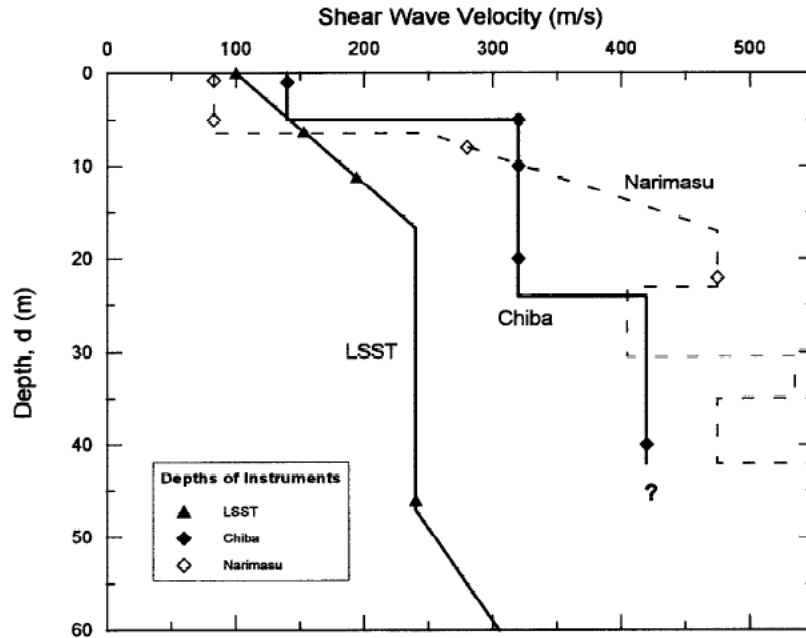


Figura 3-3: Perfil de velocidades de sitios instrumentados (D.W. Sykora y Y. Moriwaki,1996)

Los autores concluyen que las velocidades y aceleraciones peak decaen rápidamente con la profundidad, particularmente en los primeros 10 metros.

Si bien en ese trabajo no se analizan las causas que producen el decaimiento, se concluye que existe un decaimiento de las exigencias dinámicas a medida que aumenta la profundidad. Hay que notar también que los suelos de los terrenos en donde se hacen las mediciones, poseen velocidad de propagación de ondas de corte relativamente bajas, lo cual es indicio de que probablemente los fenómenos de amplificación dinámica y ondas de superficie sean bastante influyentes.

3.2.2 Fenómenos dinámicos presentes en el subsuelo

Los parámetros de movimiento de los espacios subterráneos están dominados por los efectos de las ondas de cuerpo (ondas P y ondas S), ya que como se mencionó anteriormente, las ondas de superficie decaen rápidamente en profundidad.

A esto hay que sumarle el efecto de amplificación dinámica, que dependiendo de las propiedades mecánicas y geométricas de los estratos, genera un aumento de los parámetros de movimiento en la superficie (aceleración, velocidad y desplazamiento).

Para lograr un diseño sísmico adecuado de las estructuras emplazadas en los espacios subterráneos, es necesario conocer de qué manera influye la transmisión de las ondas superficiales y amplificación dinámica en los registros sísmicos generados en superficie, ya que las normas de diseño (y metodologías) para calcular las demandas sísmicas de las estructuras están diseñados y/o calibrados para estos registros. Luego así poder proyectar estas demandas sísmicas a las estructuras en los espacios subterráneos.

A continuación se analizan estas influencias en un registro de la estación UTFSM del terremoto de Marzo de 1985.

3.3 Efectos de las ondas superficiales (Rayleigh)

Para cuantificar los efectos de las ondas superficiales en un registro sísmico, es posible extraer del registro los intervalos de tiempo de cada frecuencia en donde se manifiesten ondas superficiales.

En este trabajo se consideran solo las ondas Rayleigh y se toma como referencia el trabajo de Luppichini (2004), en donde se identifican los intervalos en donde se manifiestan las ondas Rayleigh para frecuencias desde 1 Hz hasta los 11 Hz.

A continuación se detalla el terremoto con el cual se trabaja y también la estación acelerográfica de la cual se extraen los registros.

3.3.1 Terremoto Marzo 1985

El domingo 3 de Marzo de 1985 a las 19:47 hora local (22:46:56:8 GMT), se produjo un terremoto de magnitud Richter 7.8, con epicentro en el mar entre Valparaíso y Algarrobo a uno 20 KM de la costa y uno 15Km de profundidad. El sismo se inserta dentro de los grandes terremotos ocurridos en la zona desde 1575 y que tienen un periodo de retorno medio de 83 ± 7 años (Comte y otros, 1985).

El movimiento fue percibido entre Copiapó (27° Latitud Sur) y Temuco (30° Latitud Sur) y según informaciones de la prensa, fue también percibido en localidades argentinas. La zona afectada por el sismo cubre un área que supera los 500km. en dirección norte-sur y a la latitud de Algarrobo alcanza más de 200km. de ancho. Es sismo afectó un área con una población de 6 millones de habitantes hasta ese entonces, produciendo la muerte de 147 personas y cerca de 2000 heridos.

Varios investigadores entregaron antecedentes que permiten establecer que el proceso de ruptura de la región comenzó con el sismo del 9 de Julio de 1971 (La Ligua) y continuó hacia el sur con sus replicas y un temblor mediano el 5 de Octubre de 1983(50km al sur de la ligua). Al parecer, una barrera impidió el paso del fallamiento hacia el sur, acumulándose así energía hasta ocasionar el terremoto de Marzo de 1985 (Barrientos y Kausel, 1993).

Por la ubicación geométrica del epicentro en relación a la superficie total de ruptura, se concluye que la ruptura se propagó principalmente de norte a sur unos 100 a130km., deteniéndose al llegar a una latitud de 34,4° Sur aproximadamente.

El evento del 3 de Marzo de 1985 presenta un sistema complejo de ruptura caracterizado por la emisión de ondas sísmicas desde diferentes puntos llamados asperezas. En el punto de inicio de la ruptura, aproximadamente en los 33.17° Sur – 71.98°Weste, se encontraría una aspereza dominante de 25x75km. (Barrientos y Kausel, 1993), no obstante esta no sería la única fuente de liberación de energía. Trabajos posteriores han propuesto nuevas asperezas para la zona central de Chile. Lobos (1999) propuso ,la existencia de tres fuentes principales de liberación de energía, luego Ruiz (2002) propone 4 nuevas fuentes, definiendo así un modelo físico basado en asperezas

con el cual se trata de explicar las altas aceleraciones que se registraron lejos del epicentro y en especial al interior del continente.

Una de las características importantes del terremoto del 3 de Marzo de 1985 es el alto contenido de frecuencias en los acelerogramas. Considerando que uno de los factores que determinan el potencial destructivo de un sismo es la cantidad de cruces por cero, la cual se relaciona directamente con el contenido de frecuencias, se puede decir que los bajos daños registrados durante el terremoto en relación a su magnitud, es atribuible en parte al alto contenido de frecuencias.

3.3.2 Estación Acelerográfica

Para este trabajo, se considera 1 de las 31 estaciones que registraron el sismo del 3 de marzo de 1985. La estación considerada es la estación de Valparaíso (UTFSM), esto debido al tipo de suelo en donde está emplazada.

Usando la clasificación de suelos hecha por Ruiz (2002), que basándose en la norma UBC, y comparándola con clasificaciones hechas por otros autores, concluye que el suelo de la estación de Valparaíso (UTFSM) es roca dura (Hard Rock [$V_s > 1500$ m/s]).

La norma chilena NCh 433 of.96 establece un mínimo de 10 m de prospección del terreno para establecer la clasificación de este. Es claro que lo anterior no proporciona un perfil adecuado del suelo. Araneda y Saragoni (1994) presentan estratigrafías para las estaciones, y la correspondiente a la de Valparaíso (UTFSM) es la siguiente:

Estación	1 ^{era} Capa		2 ^{da} Capa		Tipo de Edificio	Localización del instrumento
	Espesor [m]	V_s [m/s]	Espesor [m]	V_s [m/s]		
Valparaíso (UTFSM)	1.4	312	18	1720	1 Piso	Nivel Piso

Esta estación posee las tres componentes en el registro, dos horizontales y una vertical. Las direcciones horizontales son N70E y S20E.

Los registros obtenidos en esta estación para el terremoto de Marzo de 1985 son los siguientes:

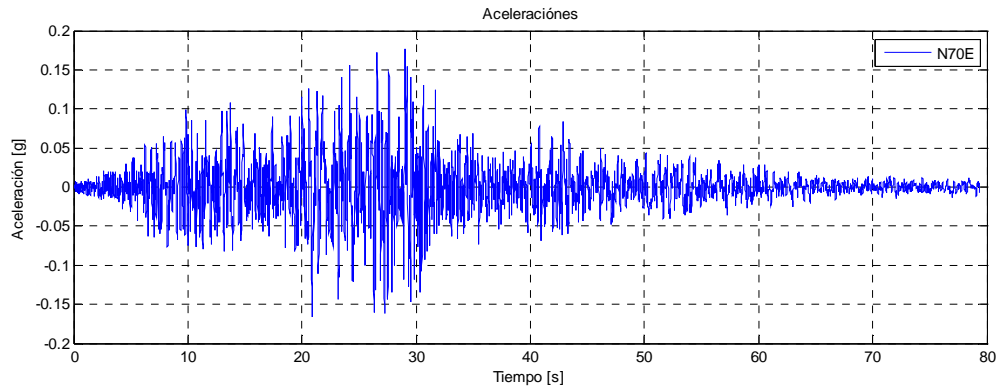


Figura 3-4: Registro de aceleraciones N70E

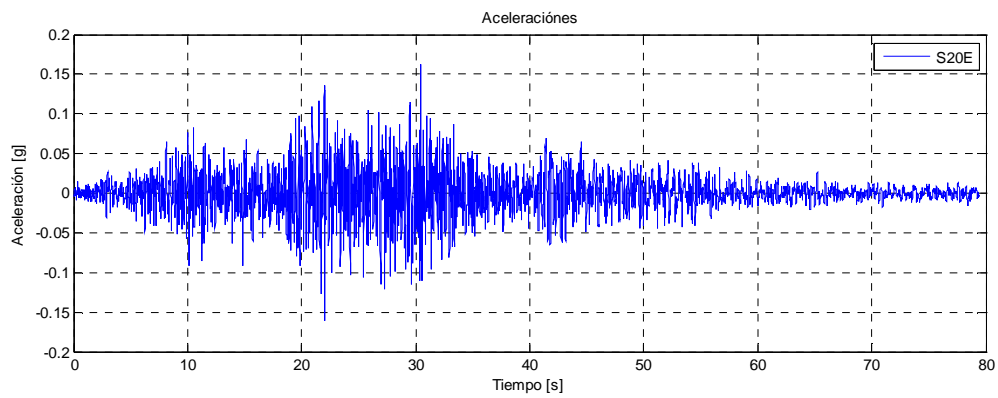


Figura 3-5: Registro de aceleraciones S20E

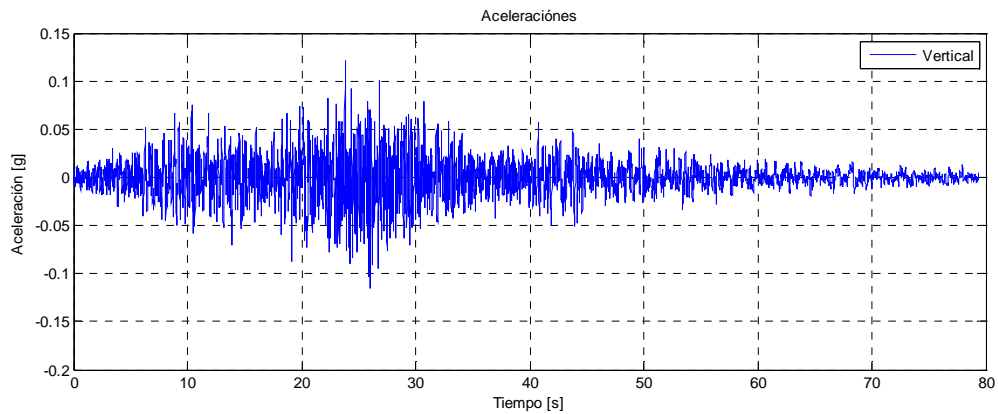


Figura 3-6: Registro de aceleraciones verticales

3.3.3 Ondas Rayleigh en los Acelerogramas

En los estudios hechos por Lobos (1999) sobre los acelerogramas del terremoto de 1985, al observar la existencia de acoplamiento en los registros de aceleraciones verticales y horizontales del terremoto, que al parecer se producirían por la existencia de ondas superficiales tipo Rayleigh, se concluyó que era necesario identificar estas ondas en los registros. Como resultado del estudio

de Lobos, se logró identificar ondas con las características de las ondas Rayleigh pero de no mucha claridad.

Al final se logró determinar la existencia de este tipo de ondas en los registros, pero no de una manera lo suficientemente clara en donde se pudieran apreciar sus características principales.

En el estudio de Lobos (1999) se utilizó la técnica de odorama para identificar las ondas Rayleigh. Esta técnica consiste en graficar simultáneamente los desplazamientos de las partículas en un plano horizontal y vertical simultáneamente como se muestra en la Figura 3-7. Con esta técnica es simple observar la presencia de las ondas tipo Rayleigh debido a su singular comportamiento, como se explica en el capítulo 2. Lobos usó esta técnica directamente a los registros, lo que llevó a la identificación de ondas que al parecer eran tipo Rayleigh, pero no cumplían exactamente con las características atribuibles a este tipo de ondas. El trabajo de Lobos no logró los resultados esperados que era identificar con claridad la presencia de ondas tipo Rayleigh en los registros estudiados.

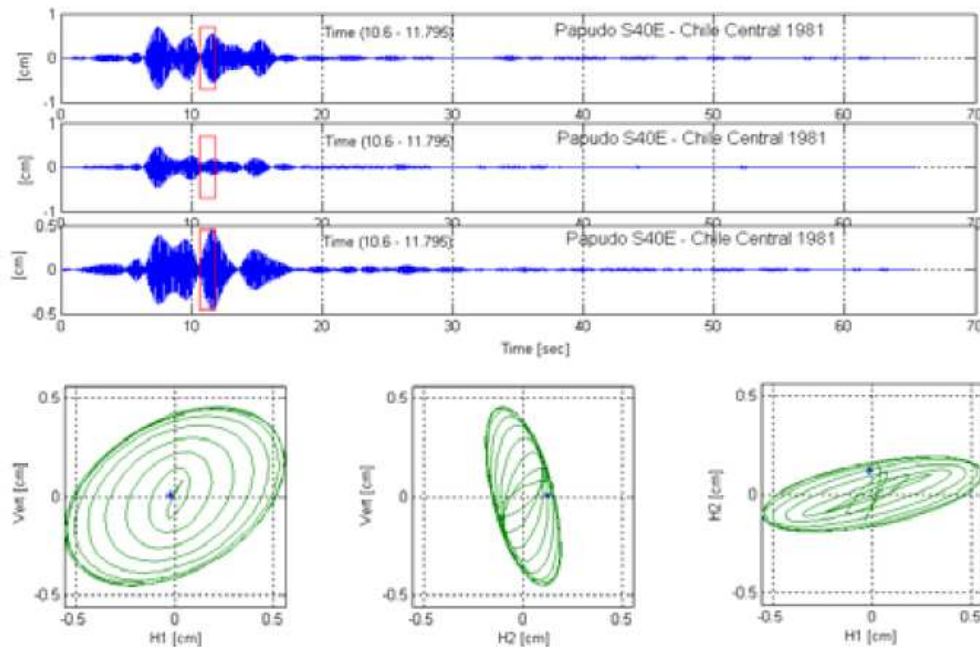


Figura 3-7: Ondas Rayleigh del terremoto de Chile 1981, Estación Papudo filtrada entre 6.8 y 7.8 [hz]

Luego se concluyó que la metodología ocupada por Lobos, en primera instancia y luego por otros autores, no fue la más adecuada para la identificación de este tipo de ondas, lo que generó resultados poco precisos.

A diferencia de Lobos, el trabajo de Luppichini (2004), al ocupar la técnica del odorama, se hace con el registro filtrado en rangos de frecuencias determinadas. Al hacer este filtrado, se encuentran ondas tipo Rayleigh mejor definidas en donde se pueden apreciar de mejor manera las características típicas de este tipo de ondas. Trabajo similar hizo Gómez Bernal (2002) para los

acelerogramas de la Ciudad de México, para el terremoto de México de 1985, Guerrero de 1984 y Ometepec de 1995.

3.3.4 Identificación de Ondas

La idea de filtrar el registro se basa en el hecho que una onda está compuesta por varios paquetes de ondas de distintas características físicas, de acoplamiento, así como también en frecuencias y amplitudes. Lo que implica que al aplicar un filtro que discrimine entre rangos determinados de frecuencias, es posible así obtener ondas en su forma más depurada. En la Figura 3-8 se muestra gráficamente una suma de ondas y sus respectivas frecuencias.

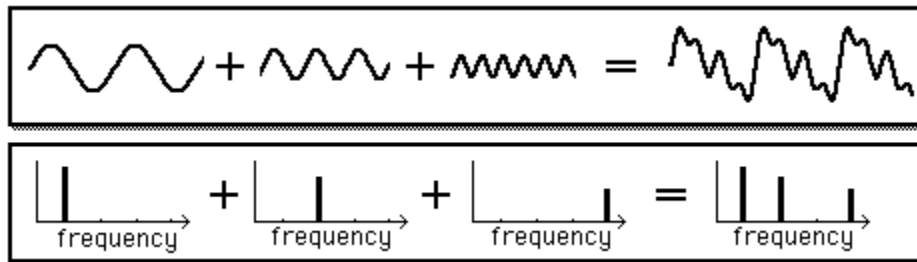


Figura 3-8: Suma de ondas

En el trabajo de Luppichini se utilizó un filtro Butterworth de cuarto orden con el fin de lograr la identificación de las ondas Rayleigh. Los registros de desplazamiento los obtiene mediante la integración de los registros de aceleraciones mediante una función programada en Matlab.

Luppichini filtra estos registros en intervalos de frecuencia de 1 Hz, comenzando desde el intervalo 1-2 Hz, hasta llegar al intervalo 10-11 Hz. El límite superior lo define en el proceso de identificación de ondas, argumentando que a medida que aumentaba la frecuencia, las amplitudes de las ondas que se manifestaban decaía considerablemente lo que implica poca relevancia para el estudio.

Esto lo hace para 31 estaciones que registraron el terremoto de Chile del 3 de Marzo de 1985, obteniendo resultados bastante interesantes al notar que casi todos los registros presentaban sobre un 20 % de ondas Rayleigh en el tiempo. Siendo el mayor el de la localidad de Lolleo con un porcentaje cercano al 52%.

Al existir altos porcentajes de ondas superficiales en los registros del terremoto de 1985, especialmente en la zona de movimiento fuerte, hace que la teoría de amplificación de suelos pierde validez, ya que esta se basa en la incidencia de ondas de corte.

Para este trabajo solo se consideran los resultados de la estación de Valparaíso (UTFSM), en cual posee sobre un 25% de manifestación de ondas Rayleigh.

En el Anexo 6.3 se presenta la tabla con las ondas identificadas en el registro de Valparaíso (UTFSM) con sus respectivos filtros e intervalo de tiempo en donde se manifiesta

3.3.5 Filtrado de Ondas

Para extraer los efectos de las ondas Rayleigh del registro, es necesario extraer los intervalos de tiempo en donde se manifiestan estas ondas de las diferentes frecuencias mostradas en el Anexo 6.3. Es necesario que se trabaje con los mismos procedimientos que desarrolló Lupichini (2004) para así extraer con precisión los intervalos de tiempo que correspondan.

Para obtener los registros de desplazamientos, se hacen mediante la integración del registro de aceleraciones y sus respectivas estabilizaciones, como se recomienda en el trabajo de Romo (2008).

La integración numérica se obtiene asumiendo que las líneas del acelerograma son rectas. Una de las condiciones que debe cumplir es que en tiempo cero, la aceleración es cero. El diagrama que se obtiene posee errores numéricos debido a que se supuso que el acelerograma está compuesto por una secuencia de líneas rectas. Este error se manifiesta de manera que el diagrama parece estar desplazado respecto del eje del tiempo. Para solucionar esto se utiliza una "función base", la cual es una regresión polinómica de segundo grado del diagrama, a la cual se le impone que debe pasar por cero y que el término se ajuste al del diagrama.

Luego esta "función base" reemplaza al eje ordenadas cero del diagrama original, y por las condiciones de borde, permite reajustar directamente las ordenadas de los puntos característicos del diagrama de velocidades.

Es importante mencionar que pese de que se han generado cambios locales del eje horizontal, las diferencias de velocidades en los intervalos de tiempo analizados prácticamente no han variado, con lo que las aceleraciones en cualquier intervalo de tiempo prácticamente se ajustan al acelerograma original.

Con el diagrama de velocidades ya corregido, es posible obtener el diagrama de desplazamientos mediante el mismo proceso con el cual se obtiene el de velocidades en base al de aceleraciones.

Con el registro de desplazamientos estabilizado, se procede a filtrarlos en las diferentes bandas para luego borrar los intervalos de tiempo en cada banda según corresponda. Luego se suman todas las bandas para formar un espectro de desplazamientos sin la participación de las ondas Rayleigh.

Este filtrado y posterior suma de las diferentes bandas se basa, como se explicaba anteriormente, en que la onda está compuesta por varios paquetes de ondas.

En el Anexo 6.4, se detallan los resultados y procedimientos realizados en la obtención de estos registros.

3.3.6 Resultados

Los resultados que se obtienen de extraer los intervalos en los cuales se manifiestan las ondas Rayleigh en cada rango de frecuencias, muestran que en este registro, el cual está generado en suelo considerado duro, las ondas Rayleigh no participan de forma importante. Al extraer las

ondas Rayleigh, las aceleraciones peak, las demandas de energía y los espectros de respuesta no sufren variaciones significativas. Las siguientes figuras muestran los resultados obtenidos del registro de desplazamientos original en comparación con el obtenido de extraerle los intervalos en donde se presentan las ondas Rayleigh, y los espectros generados en base a las aceleraciones con y son los intervalos analizados:

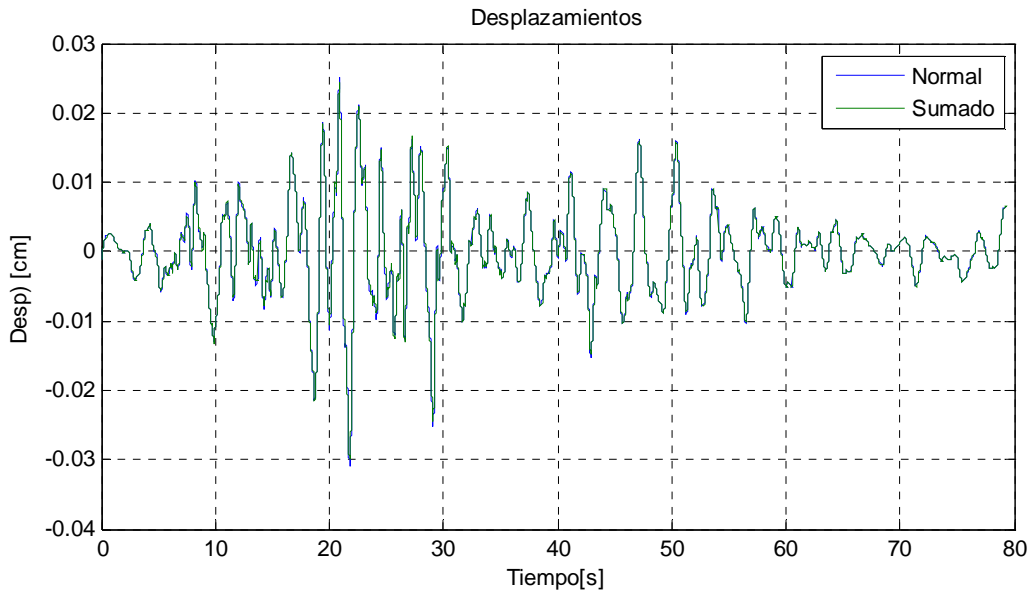


Figura 3-9 Desplazamiento UTFSM

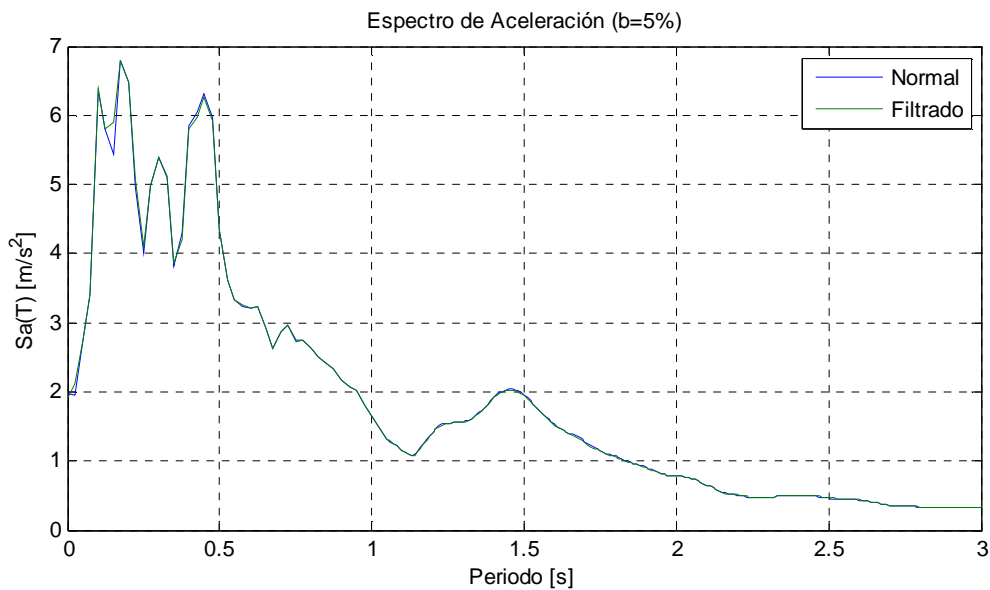


Figura 3-10 Espectro de Aceleraciones UTFSM

Es necesario hacer el análisis para registros hechos en suelos más blandos, ya que en este trabajo solo consideré el registro antes mencionado.

3.4 Efectos de la Amplificación dinámica

En primera instancia, para analizar la influencia de los parámetros del suelo como la rigidez, el espesor y amortiguamiento en la función de transferencia, se realizan varios modelos en los cuales se varía solo un parámetro, manteniendo los otros fijos. La función de transferencia de los modelos realizados se encuentran en el Anexo 6.5.

Como resultado de este proceso, la rigidez (V_a) y el espesor del estrato influyen en el número y frecuencia en la cual se producen los peak de la función de transferencia, mientras mayor rigidez, los peak se producen en frecuencias más altas. Comportamiento similar es el espesor del estrato, a menor espesor, los peaks se producen en frecuencias más altas.

Interesante es también notar el número de peaks registrados, ya que en los suelos menos rígidos y de mayor espesor, se da una mayor cantidad de peaks, al contrario de los estratos bajos y de mayor rigidez. Esto implica que es más probable que un registro sísmico contenga alguna de esas frecuencias predominantes.

Diferente es el caso del amortiguamiento, ya que este no interfiere en las frecuencias sino en las intensidades, a mayor amortiguamiento, menor es la intensidad de amplificación.

En las siguientes figuras se muestra el resultado de dos modelos los cuales poseen el mismo espesor pero diferentes V_s :

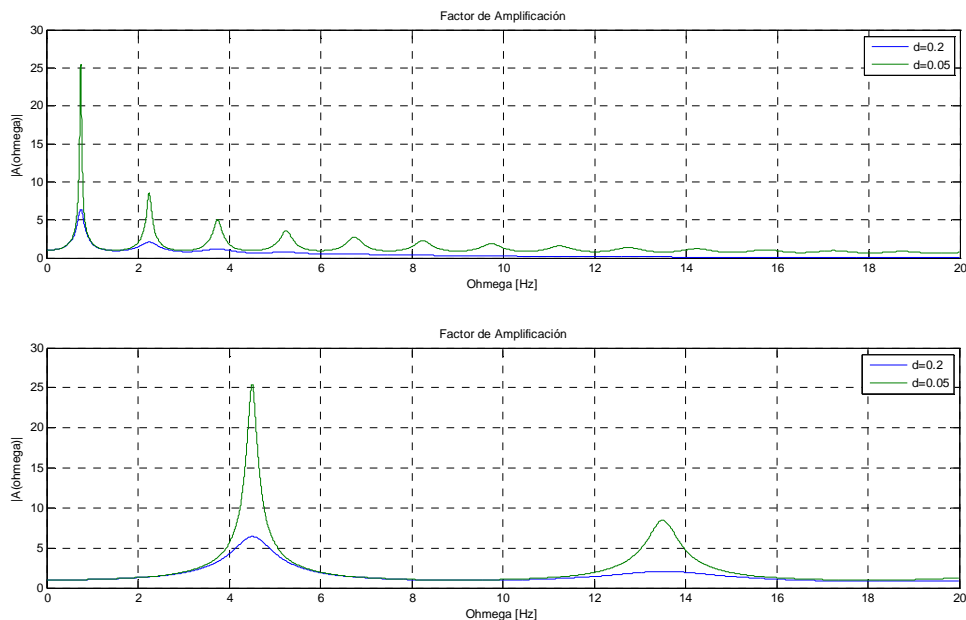


Figura 3-11: Función de transferencia para diferentes V_s

De esto se concluye que para estratos rocosos, los cuales son de alta rigidez y bajo amortiguamiento, se producen mayores amplificaciones que en un estrato blando, pero en un menor número de altas frecuencias.

Luego de hacer estos modelos, se recurre el programa EERA (Equivalent-linear Earthquake site Response Analysis), en el cual se introducen modelos similares a los anteriores, pero se le introducen registros de sismos reales y así ver su comportamiento.

3.4.1 EERA

Con el fin de analizar los efectos de la propagación de ondas en un estrato de suelo para un evento sísmico, existen varios algoritmos y programas computacionales que utilizan modelos unidimensionales y modelos tridimensionales de elementos finitos.

La elección del modelo que se utiliza depende del problema físico que se está abordando y de la calidad y cantidad de los datos que se poseen.

En particular para este trabajo se utiliza un programa desarrollado por el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de California, EERA (Equivalent-linear Earthquake site Response Analysis) el cual es una implementación moderna del concepto de un modelo equivalente lineal de la respuesta sísmica de un sitio, concepto que fue previamente implementado por el programa SHAKE (Schnabel et al., 1972; and Idriss and Sun, 1991).

Este programa considera una estructura de suelos compuesta por estratos horizontales, por los cuales se propaga una onda SH vertical ascendente a través de un sistema visco elástico lineal.

Al analizar la estructura de suelo en este programa, permite hacer una evaluación de las propiedades del suelo como su rigidez al corte G y el amortiguamiento de los estratos dado un nivel de deformaciones compatibles con el nivel de tensiones generadas por la excitación externa.

El modelo que se utiliza considera curvas que relacionan el modulo de rigidez y el amortiguamiento con el nivel de deformaciones angular del suelo dadas por H.Bolton Seed y J.M. Idriss, 1970.

3.4.1.1 Modelos considerados en el análisis

La totalidad de los modelos que se realizan en este trabajo están modelados en roca, es por esto que no se consideró degradación del material, generando así modelos de amortiguamiento (D) y rigidez (G) constantes para las diferentes deformaciones producidas por el sismo. El amortiguamiento utilizado para todos los modelos es del 2% (valor recomendado por el profesor Ramón Verdugo debido al bajo amortiguamiento y degradación de la roca). El valor de G depende de la profundidad, ya que se utiliza una relación entre la velocidad V_s y la presión de confinamiento: $V_s \propto \sigma_3$

A los diferentes modelos desarrollados, se impone que el registro en superficie siempre sea el mismo, esto con el fin de hacer comparables los resultados en profundidad de los modelos en base a una constante en superficie.

Para definir una geometría representativa, se construye un modelo con 2 alturas como se muestra en la siguiente figura:

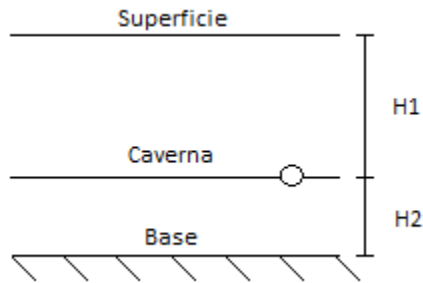


Figura 3-12: Esquema modelado en EERA

En donde los espesores H1 y H2 de hacen variar de la siguiente manera:

Modelo	H1 [m]	H2 [m]	Total [m]
1	60	10	70
2	60	20	80
3	80	10	90
4	80	20	100
5	100	10	110
6	100	20	120

Tabla 3-1: Modelos desarrollados en EERA

El objetivo de realizar estos seis modelos es poder determinar cuál es el más representativo de los efectos que produce la propagación de las ondas en el estrato y poder cuantificar los resultados de manera comparativa entre varios registros.

De los seis modelos, el que resulta ser más representativo es el modelo N°6, el cual posee un espesor de 120 metros, con la caverna a una profundidad de 100 metros.

En el desarrollo de los modelos se trabaja con los registros del terremoto de Marzo de 1985, en particular las estaciones de: Quintay, Rapel, Las Tórtolas y Valparaíso (UTFSM). En la siguiente tabla es posible ver los detalles de las estaciones acelerográficas:

Estación	1 ^{era} Capa		2 ^{da} Capa		Tipo de Edificio	Localización del instrumento
	Espesor [m]	V _s [m/s]	Espesor [m]	V _s [m/s]		
Valparaíso (UTFSM)	1.4	312	18	1720	1 Piso	Nivel Piso
Quintay	4.5	155	31	1190	-----	Campo Libre

Estación	1 ^{era} Capa		2 ^{da} Capa		Tipo de Edificio	Localización del instrumento
	Espesor [m]	V_s [m/s]	Espesor [m]	V_s [m/s]		
Las Tórtolas	1	520	13	1865	1 Piso	Sótano
Rapel	3	2130	9.5	3155	Túnel	Nivel Piso

Tabla 3-2: Características de las estaciones de los registros considerados

Luego que se define el modelo representativo, se realizan variantes del modelo, en donde las variables son:

- Velocidad de onda de corte (V_s) del estrato
- Registro de aceleraciones (estación acelerográfica)
- Aceleración peak del registro

En los siguientes esquemas se indican las diferentes variantes que se aplican al modelo para cada estación acelerográfica:

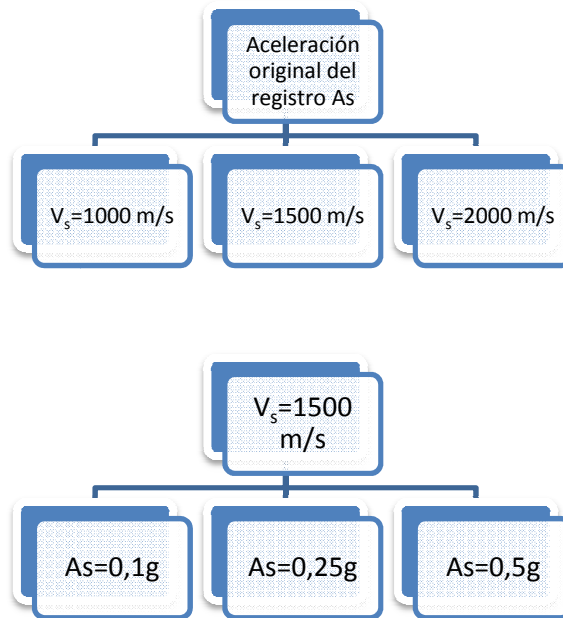


Figura 3-13: Variables de los diferentes modelos desarrollados

Los diferentes perfiles de velocidad que se utilizan en los modelos son los siguientes:

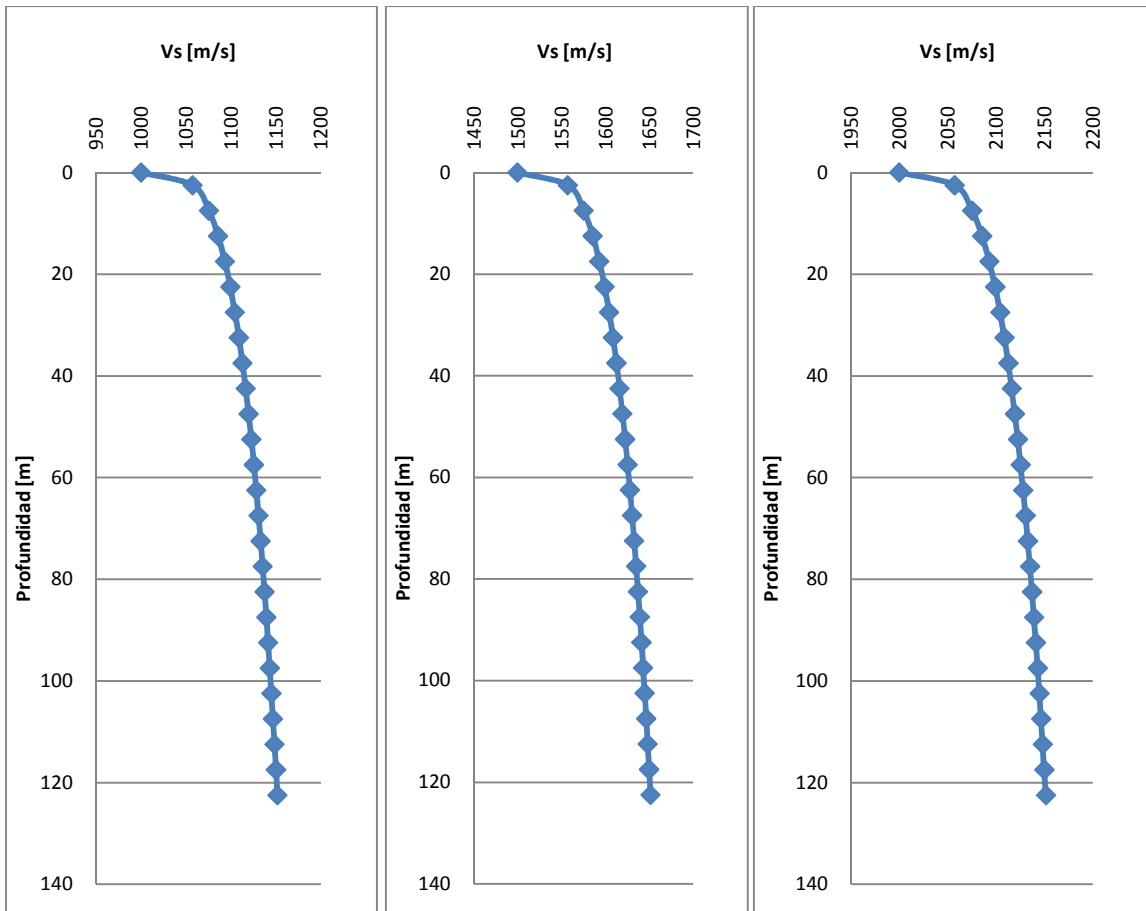
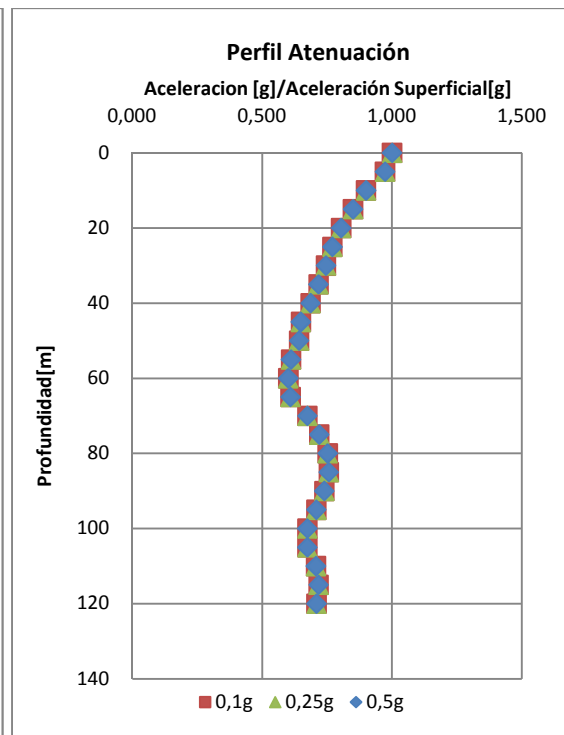
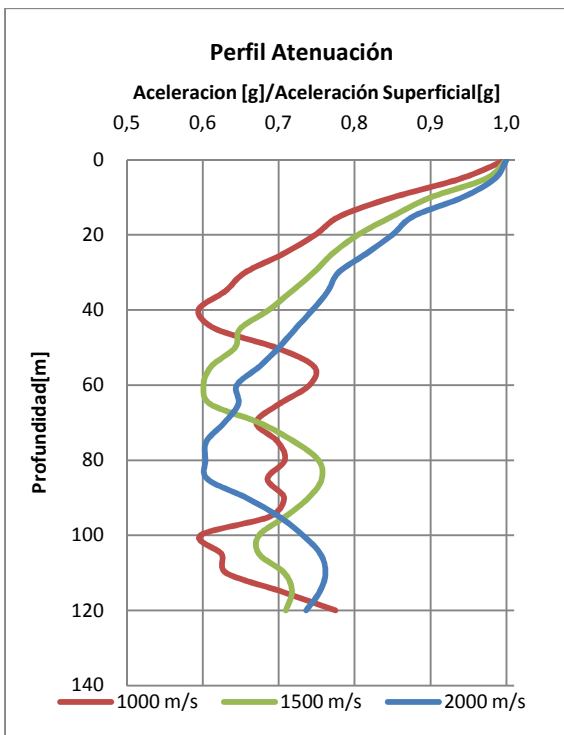
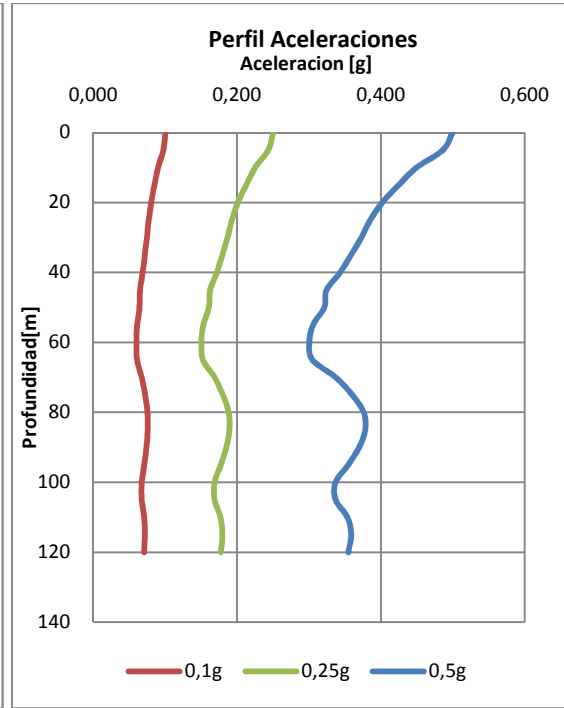
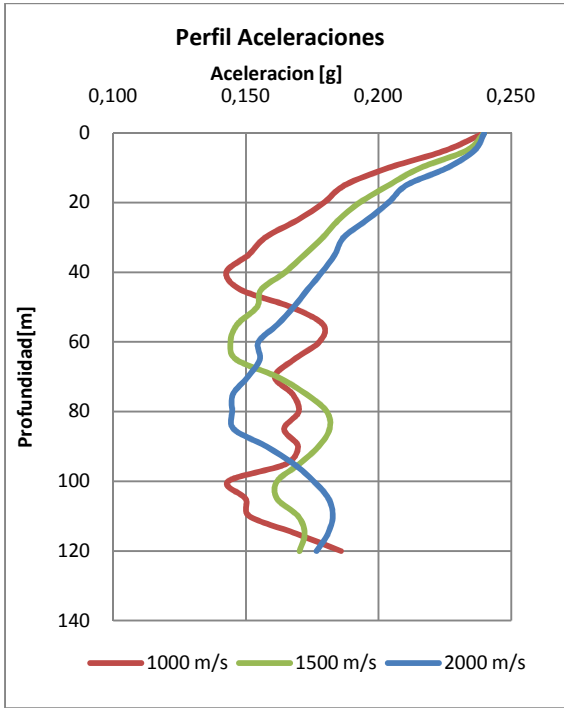


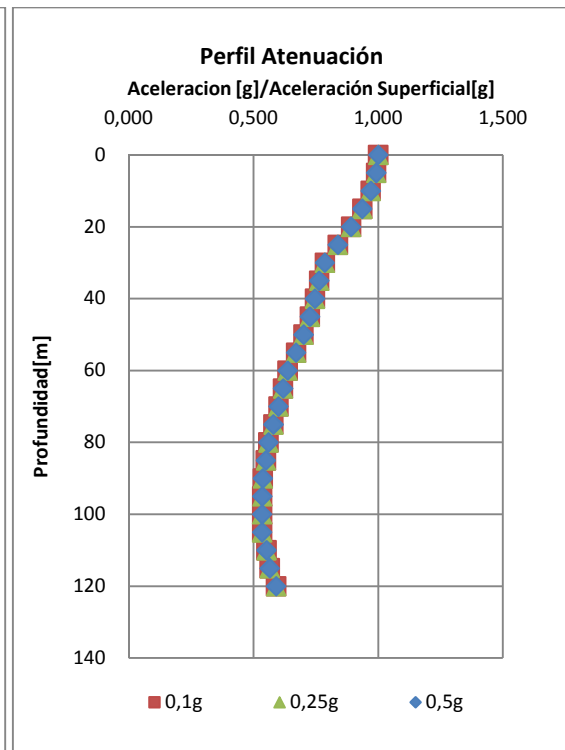
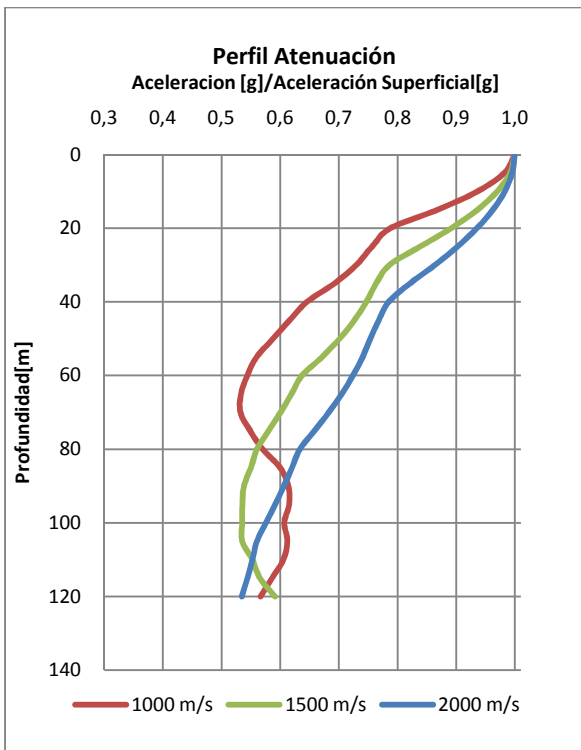
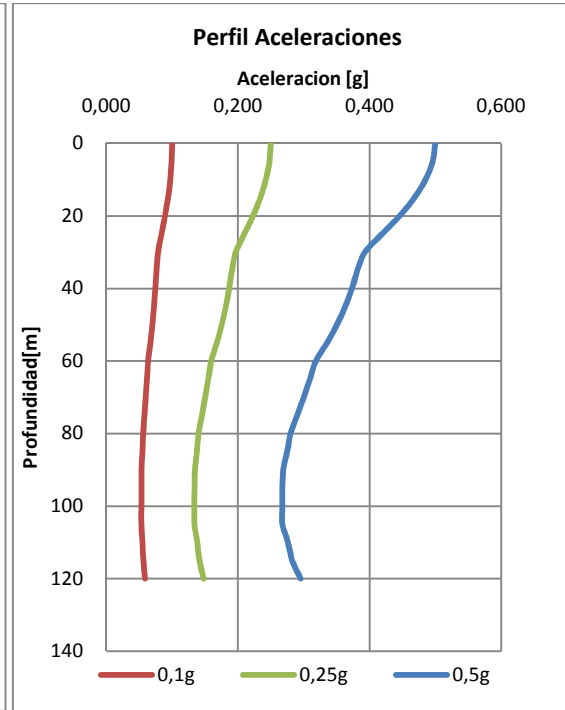
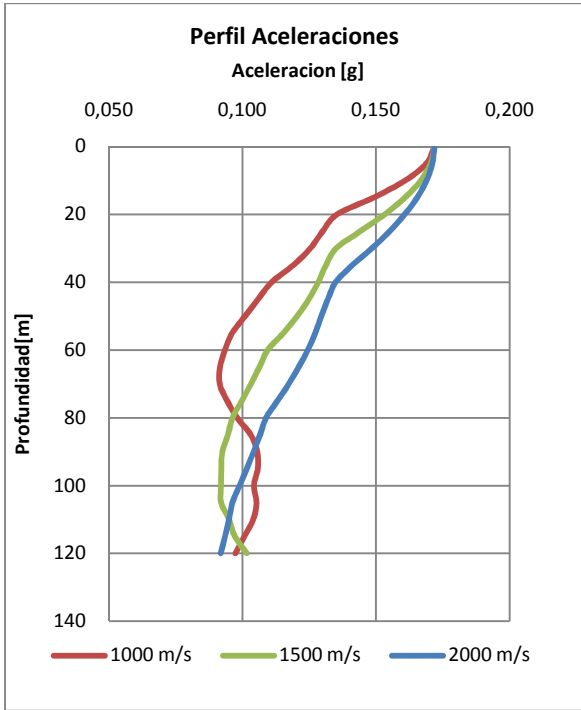
Figura 3-14: Perfil de velocidades Vs considerados para 1000, 1500 y 2000 m/s

El motivo de realizar estas variaciones del modelo es el verificar la dependencia de los resultados con respecto a las variables en cuestión, y verificar de esta manera que el fenómeno que se estudia sea un comportamiento común para varios registros y diferentes condiciones, y no solo un comportamiento particular.

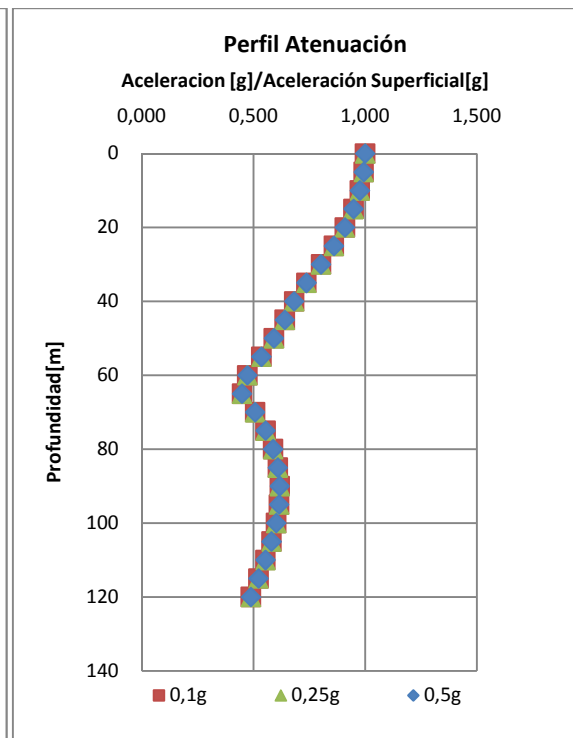
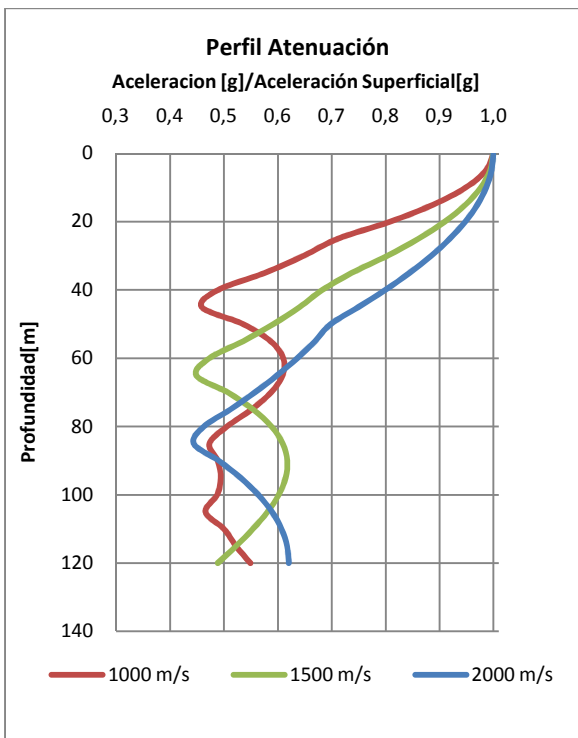
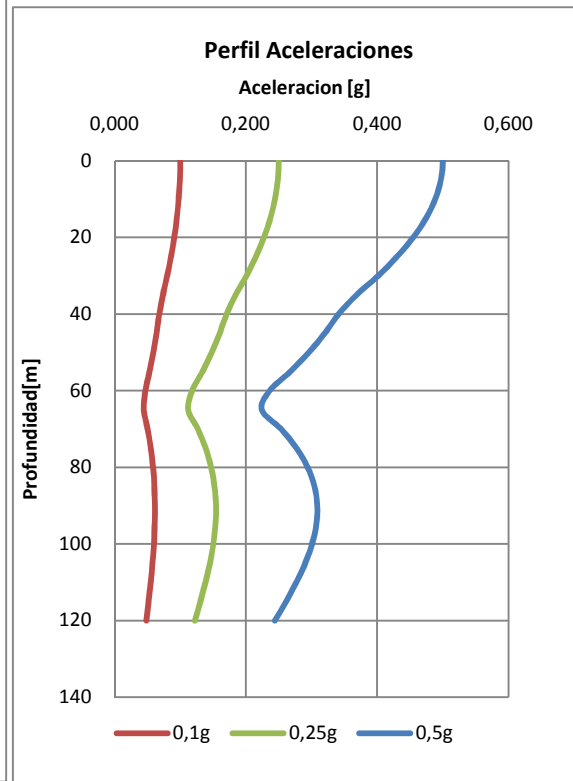
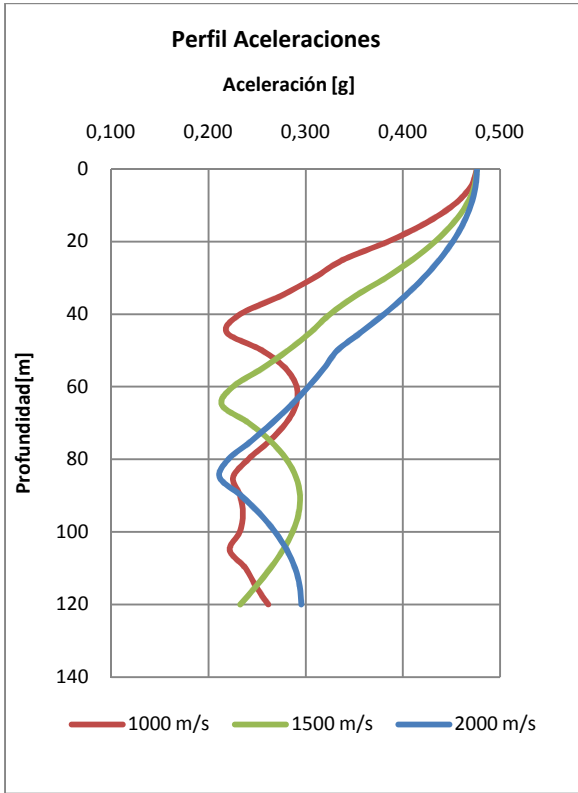
A continuación se muestran los resultados obtenidos de los modelos para las diferentes variables propuestas en el registro de Quintay:



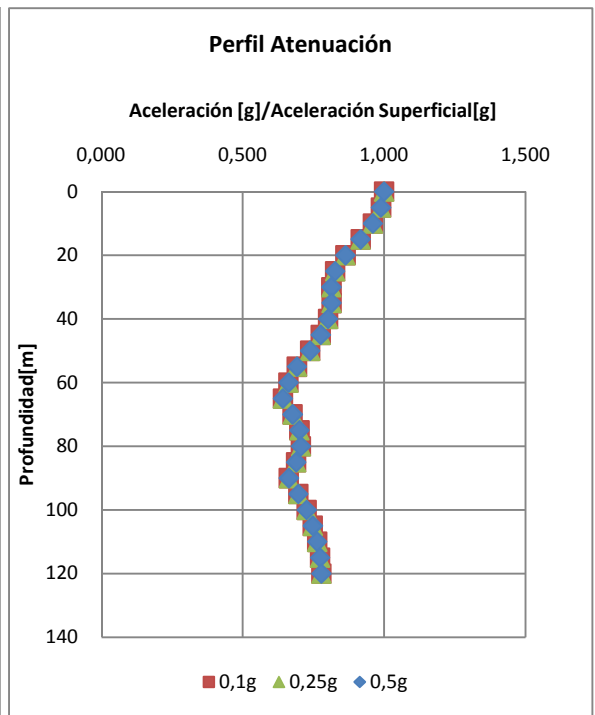
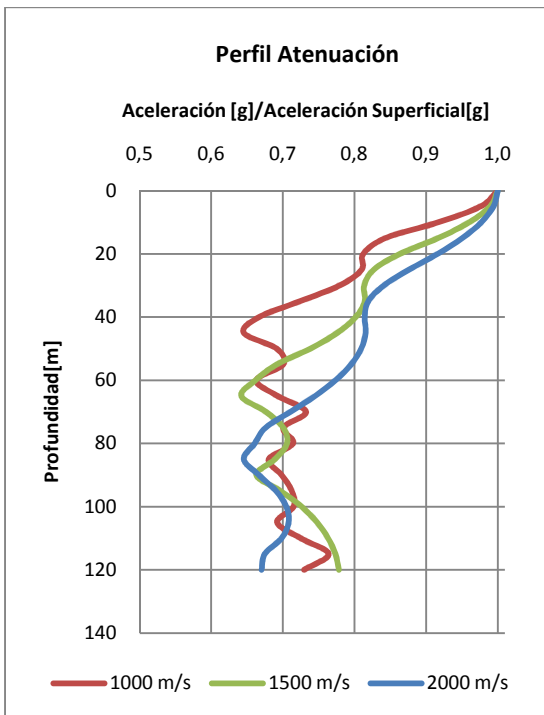
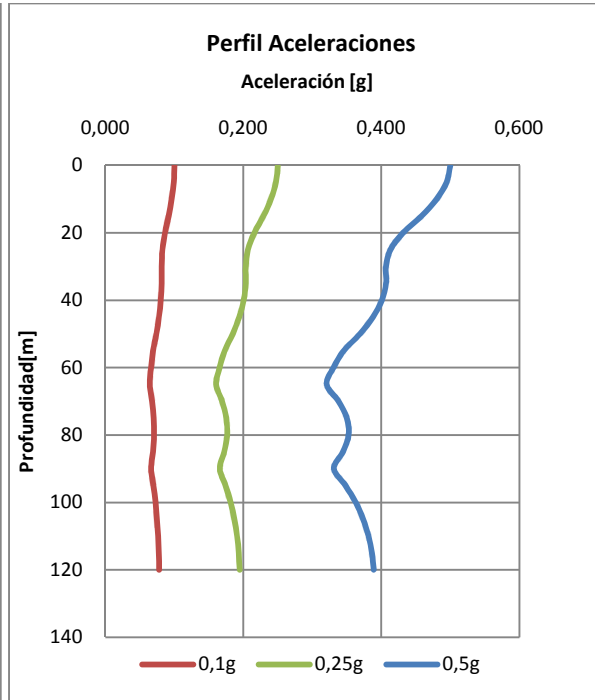
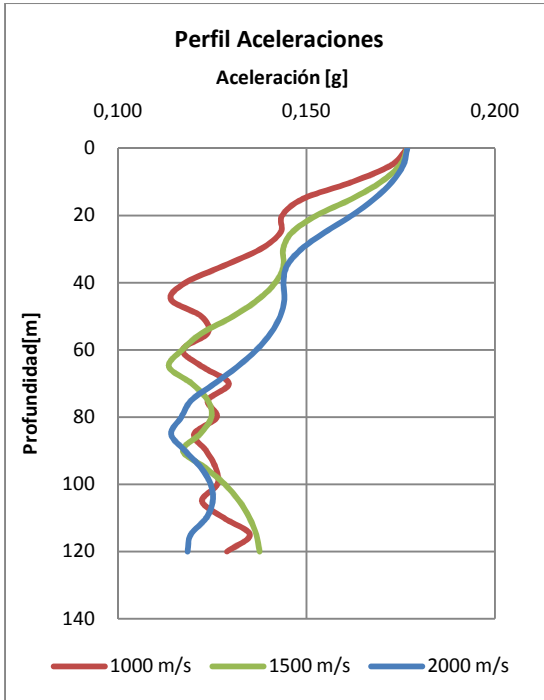
A continuación se muestran los resultados obtenidos de los modelos para las diferentes variables propuestas en el registro de Las Tortolas:



A continuación se muestran los resultados obtenidos de los modelos para las diferentes variables propuestas en el registro de Rapel:



A continuación se muestran los resultados obtenidos de los modelos para las diferentes variables propuestas en el registro de UTFSM:

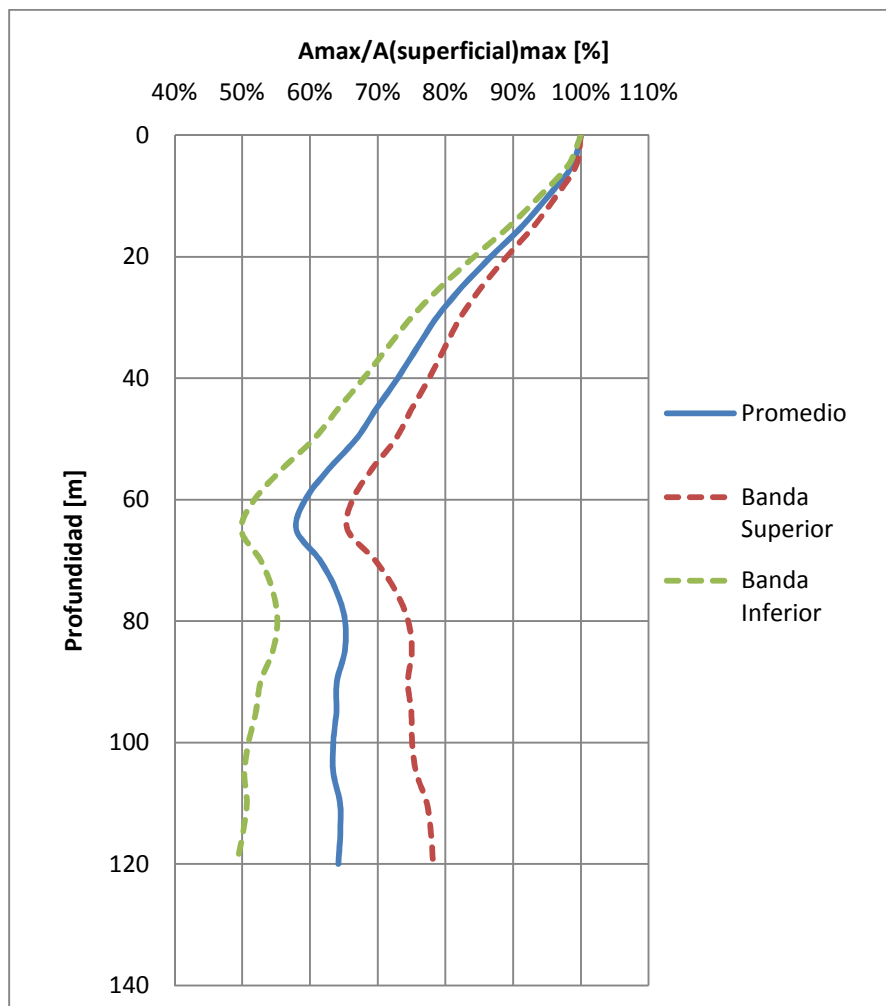


Se concluye que para los diferentes registros acelerográficos se obtienen resultados distintos en valor, pero no en comportamiento. En todos los casos la tendencia es a reducir las aceleraciones máximas en profundidad.

Con respecto a la variación de la velocidad V_s de los estratos, el comportamiento es similar, pero a medida que se aumenta la velocidad V_s del estrato, el decaimiento de las aceleraciones se hace de manera menos pronunciada, llegando a la misma reducción a mayor profundidad.

Al variar las aceleraciones peak del registro, el comportamiento del estrato es similar en todos los casos, ya que la variación porcentual de los modelos es básicamente la misma.

Esta reducción en cuanto a las aceleraciones peak, es cercana al 30%, como se ve en la siguiente figura que muestra el perfil de decaimiento promedio de todos los modelos realizados en EERA:



3-15: Promedio de Atenuaciones

Con estos resultados es posible concluir que la tendencia a reducir las aceleraciones peak es un fenómeno que está presente en todos los casos modelados y no es solo un comportamiento particular. Este fenómeno se atribuye a la condición de superficie libre del estrato, en donde la condición de borde implica que el esfuerzo de corte es cero en la superficie, además de considerar que la onda que llega a la superficie se refleja, lo que implica un aumento de las aceleraciones respecto de las obtenidas en un espacio confinado.

En una de los trabajos de Saragoni (2005), se analizan modelos de amplificación dinámica en conjunto con registros sísmicos, encontrándose con discrepancias. Estas diferencias se atribuyen a que la teoría de amplificación solo considera las ondas de corte, dejando de lado las ondas de superficie. Es por esto que al proyectar los parámetros de movimiento con amplificación dinámica, se llega a valores menores que los registrados por los instrumentos.

3.4.2 Estudio de la Amplificación Dinámica Experimental para Valparaíso El Almendral

En el trabajo realizado por Carvajal y Saragoni (1989) se hizo un estudio de la influencia de la respuesta del suelo en los registros que se obtuvieron en el barrio El Almendral, en suelo de relleno y los que se obtuvieron en la UTFSM en roca. En este trabajo se usó un modelo unidimensional del suelo para determinar los periodos fundamentales de vibración del suelo. Se usó un modelo unidimensional de una capa y el de varias capas. Analizando los resultados experimentales que se obtuvieron para la influencia del suelo en los registros obtenidos en la zona epicentral de un terremoto fuerte, concluyeron:

- i. Se observó una buena coincidencia entre los periodos predominantes medidos de los tres primeros modos, con los periodos teóricos
- ii. La razón de amplificación dinámica depende del tamaño del terremoto
- iii. En los casos en que detectó un periodo predominante, su efecto se incrementó con el aumento del tamaño del terremoto
- iv. El periodo característico de los acelerogramas obtenidos en suelo no es consecuencia de un efecto de amplificación dinámica del suelo, por lo que se infiere que este período característico está relacionado con el mecanismo del terremoto
- v. En los registros de aceleraciones obtenidos en la zona epicentral de terremotos importantes, como el 1985, las frecuencias características son una consecuencia simultánea de la amplificación del suelo y del mecanismo del terremoto. Por ello estudios basados en temblores leves no pueden reproducir el efecto combinado del mecanismo del terremoto y de la amplificación dinámica al no medir el efecto del mecanismo
- vi. La amplificación dinámica del suelo medida es mayor que la prevista por los modelos teóricos

3.5 Análisis del espectro de superficie

Los espectros de respuesta fueron inicialmente propuestos por Biot en el año 1932 y luego desarrollados por Housner, Newmark y muchos otros investigadores. Hoy en día, los espectros de respuesta son una herramienta importante de la dinámica estructural, de gran utilidad en el área del diseño sísmico.

Debido a que son una herramienta de gran utilidad se han generado varios tipos de espectro, los tres espectros más comunes (Crisafulli & Villafañe, 2002) son los siguientes:

- Espectros de respuesta elástica: representan valores máximos para un terremoto determinado y usualmente incluyen varias curvas que consideran distintos tipos de amortiguamiento. Estos espectros se utilizan principalmente para estudiar las características de un terremoto y sus efectos sobre las estructuras. Estos espectros presentan variaciones bruscas, con numerosos picos y valles, que resultan de la complejidad del registro de aceleraciones del terremoto.
- Espectros de respuesta inelástica: son similares a los anteriores pero en este caso se supone que el oscilador de un grado de libertad posee un comportamiento no-lineal, es decir, la estructura puede experimentar deformaciones en rango plástico por acción del terremoto. Este tipo de espectro es muy importante para el diseño sísmico, ya que por razones prácticas y económicas la mayoría de las estructuras se diseñan bajo la hipótesis de que incursionaran en el rango inelástico bajo la acción de un terremoto.
- Espectros de diseño: las estructuras no pueden diseñarse para soportar un terremoto dado en una zona determinada, puesto que el próximo evento probablemente presentara características diferentes. Es por esto que los espectros de respuesta e inelásticos no pueden utilizarse para el diseño sísmico. Por esta razón, el diseño o verificación de las estructuras sismoresistentes se realiza a partir de espectros que son suavizados (no tienen variaciones bruscas) y que consideran el efecto de varios terremotos, es decir que representan una envolvente de los espectros de respuesta de varios terremotos típicos de una zona. Es tos espectros se obtienen mediante procesos estadísticos.

3.5.1 Parámetros de diseño del espectro de superficie

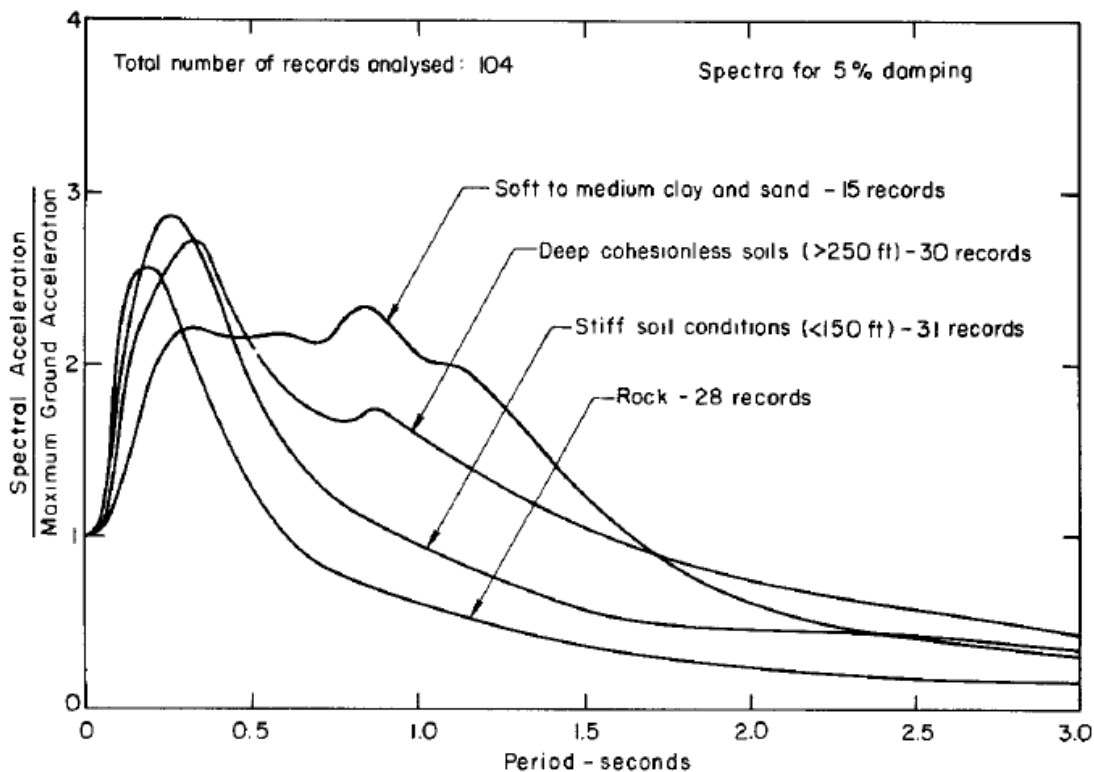
Uno de los parámetros más importantes que consideran los espectros es el efecto que generan los suelos.

Una técnica que permite analizar la acción del sismo sobre un perfil de suelo, consiste en registrar el sismo con varios instrumentos cercanos, obteniendo algún registro en un afloramiento rocoso.

Los estudios realizados por Seed (1976) son de gran importancia para conocer los comportamientos de los suelos. Estos estudio registran sismos en diferentes suelos en particular posee 28 registros en roca, 31 registros en suelo duro con espesor inferior a 60 metros y 15 registros para arcillas medias o arenas.

Este estudio muestra que la respuesta espectral de la roca posee su valor máximo en periodos del orden de 0.2 [s]; en la roca se producen ampliaciones espectrales para este máximo del orden del 250%. Los suelos conformados por arcillas y arenas, llevan a espectros con ampliaciones del 210%, pero el rango de periodos en los cuales domina esta ampliación se encuentra entre los 0.3 [s] y 1[s]. Los suelos duros de espesor menor a 60 metros, tienen un espectro similar a la roca con una ampliación del 280% en un periodo de 0.4[s]. El espectro correspondiente a suelos no cohesivos se asemeja a una mezcla entre los suelos blandos y suelos duros de espesor menor a 60 metros.

De estos resultados se puede decir que los suelos que cubren un amplio rango de capacidad destructiva son los suelos que corresponden a arcillas medias o arenas, que coincidentemente también corresponden a suelos en donde frecuentemente existe población. Sin embargo, este mismo tipo de suelos es el que amplifica menos, por lo tanto el potencial destructivo debido al rango de frecuencias es aliviado con una menor ampliación en comparación con otros suelos. Los suelos con mayor ampliación son los duros con gran espesor; sin embargo, la banda de periodos en donde esta ampliación se presenta es reducida.



3-16: Amplificaciones espectrales (Seed & Idriss,1976)

3.5.2 Microzonificación

La zonificación sísmica es la determinación de un país o región de las zonas con diferentes niveles de peligro sísmico según las características locales (distancia a fallas activas, peligro sísmico asociados, efectos locales de suelo, etc.). De esto, se puede definir un peligro a partir de una aceleración, generalmente horizontal, la que se denomina aceleración de diseño. Cuando la zonificación se realiza con un alto detallamiento, se llama microzonificación.

Por lo general, los valores del peligro y riesgo sísmico, reflejados en la zonificación o microzonificación se consideran invariantes en el tiempo; lo que hace que sean apropiados como base para tomar medidas preventivas permanentes y como códigos de construcción.

En la norma chilena NCh2369 Of.2003, se considera una zonificación sísmica que divide al país en 3 zonas, dentro de las cuales la zona 3, la más cercana a la costa se le asigna un mayor peligro sísmico, al contrario la zona 1 que se encuentra más cercana a la cordillera, es la de menor peligro sísmico, quedando así la zona 2, en un rango intermedio entre las zonas antes mencionadas.

Sin embargo se ha comprobado que la zonificación no refleja con precisión las aceleraciones registradas en los grandes eventos. Esto se sucedió en el terremoto de Marzo de 1985, en donde se observaron que las aceleraciones estimadas con las leyes de atenuación fueron sobrepasadas por las que se registraron instrumentalmente, incluso se registraron aceleraciones mayores en estaciones más alejadas del epicentro.

Un factor importante en los acelerogramas es el efecto del suelo, el cual se puede considerar mediante una microzonificación que incluya su efecto. No obstante, para realizar una microzonificación, es necesario contar con gran cantidad de datos detallados de la zona, ya sean acelerogramas, estudios de suelo, etc., que en la mayoría de los casos no existen.

Al realizar una buena zonificación sísmica es posible determinar el peligro sísmico y los parámetros de diseños más representativos de la zona en cuestión.

3.5.3 Fenómenos dinámicos considerados en el espectro de diseño

En la mayoría de las normas de diseño se considera un espectro de diseño con un peak que depende del tipo de suelo, esto ya que toman en cuenta los efectos del suelo en las demandas sísmicas, como se vio en los resultados de la investigación de Seed (1976).

En la norma chilena de diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales NCh2369 Of.2003, el efecto del suelo se considera de la siguiente forma:

$$S_a = \frac{2,75 A_o I}{R} \left(\frac{T'}{T} \right)^n \left(\frac{0,05}{\xi} \right)^{0,4}$$

En donde:

A_o =aceleración efectiva máxima definida según la zonificación sísmica.

T', n =parámetros relativos el tipo de suelo de fundación

I =coeficiente de importancia

ξ =razón de amortiguamiento

R =factor de modificación de la respuesta

Los parámetros propuestos por la norma se muestran en las siguientes tablas:

Zona sísmica	A_o
1	0,20 g
2	0,30 g
3	0,40 g

Tipo de suelo	T'	n
I	0,20	1,00
II	0,35	1,33
III	0,62	1,80
IV	1,35	1,80

El valor máximo del espectro de diseño no puede ser mayor que la siguiente expresión:

$$IC_{max} \times g$$

El valor de C_{max} se determina de la siguiente tabla:

R	C_{max}		
	$\xi = 0,02$	$\xi = 0,03$	$\xi = 0,05$
1	0,79	0,68	0,55
2	0,60	0,49	0,42
3	0,40	0,34	0,28
4	0,32	0,27	0,22
5	0,26	0,23	0,18

NOTA - Los valores indicados son validos para la zona sísmica 3. Para las zonas sísmicas 2 y 1, los valores de esta tabla se deben multiplicar por 0,75 y 0,5, respectivamente

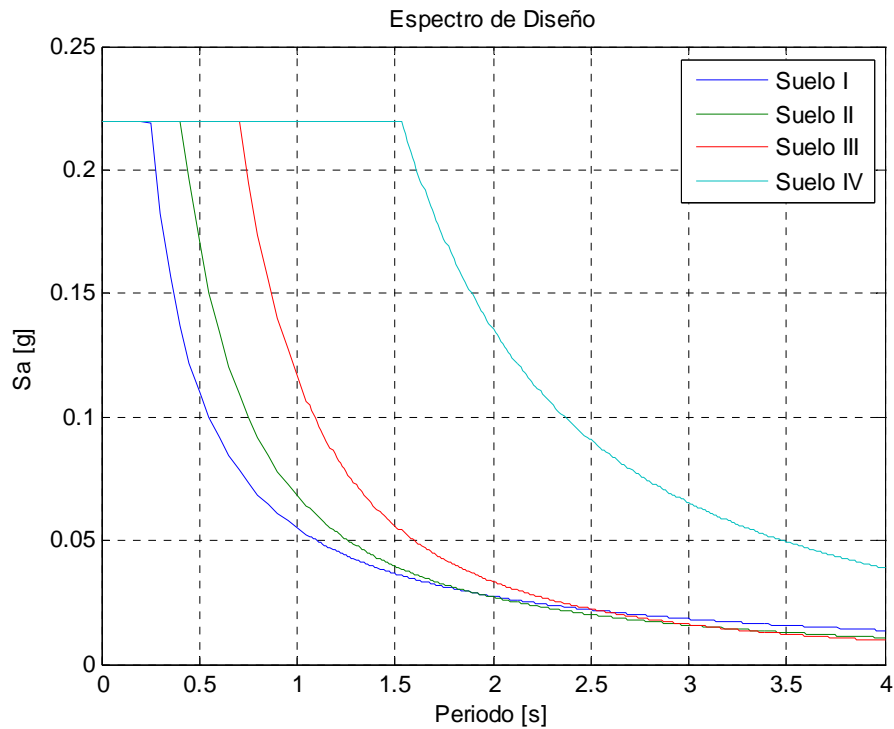
El siguiente gráfico muestra los valores de S_a para los distintos tipos de suelo considerando los siguientes parámetros:

$A_o = 0,30$ g (zona sísmica 2)

$I=1$

$\xi=0,05$

$R=3$



La definición que hace la norma de los suelos va desde los suelos más duros (tipo I), hasta los más blandos (tipo IV). Del gráfico es claro ver que todos los suelos están controlados por el valor que controla el C_{max} , pero a medida que los suelos se hacen más blandos, las exigencias se mantienen en el máximo por un tramo más amplio de periodos para luego decaer, lo cual concuerda con la amplitud de la demanda que se observa empíricamente.

Si bien en la norma existe una condición de diseño para roca (suelo I), estos parámetros están calibrados para una estructura en superficie, por lo tanto no están considerando la reducción de las aceleraciones en profundidad como se observa en los modelos desarrollados en este trabajo.

La norma NCh2369 Of.2003 permite hacer análisis específicos para un proyecto como se detalla a continuación:

5.8 Análisis especiales

5.8.1 Análisis espectrales

5.8.1.1 se pueden desarrollar espectros especiales aplicables a un determinado proyecto, tales que tomen en consideración las características e importancia de las obras a construir, las

condiciones geotécnicas del sitio, la distancia a las fuentes sismogénicas, sus características y los factores locales de amplificación o reducción de la intensidad del movimiento del suelo en función de la topografía del lugar, de los eventuales efectos de direccionalidad de las ondas, o de la configuración y constitución del subsuelo.

Con este fin se pueden definir parámetros tales como los valores máximos de la aceleración, de la velocidad y del desplazamiento del suelo y a través de ellos configurar los espectros especiales para los niveles de amortiguamiento viscoso de Tabla 5.5, o definir otros que permitan formulaciones semejantes a la contenida en la NCh433.Of96.

5.8.1.2 *para fines de diseño, la definición de los valores máximos de la aceleración. Velocidad y desplazamientos deberá tener presente los antecedentes históricos o determinísticos que se puedan aplicar o relacionar con el sitio en estudio, los que se pueden complementar con valores probabilísticos obtenidos del análisis de riesgo sísmico desarrollados para sismos con un periodo de retorno de 100 años. En el análisis de riesgo las formulas de atenuación usadas corresponderán a las de valores esperados de la aceleración, velocidad o desplazamiento, correspondientes a las características de las fuentes sismogénicas consideradas en el estudio.*

5.8.1.3 *Los esfuerzos de corte basales obtenidos con el espectro definido mediante este análisis especial no deben ser menores que el 75% ni necesitan ser mayores que el 125% de los obtenidos con los métodos en 5.4.*

5.8.2 Análisis tiempo-historia

5.8.2.1 *Para los análisis tiempo-historia se deben usar a lo menos tres registros reales, representativos de las zonas sismogénicas consideradas, escalados de modo que el espectro resultante de combinar los espectros de cada registro, mediante la raíz cuadrada del promedio de los cuadrados de los valores individuales escalados, no quede en ningún punto fuera del rango de frecuencias de interés por debajo del espectro de diseño definido en 5.8.1.*

5.8.2.2 *Alternativamente, se puede utilizar un registro sintético cuyo espectro arroje valores mayores que el definido en 5.8.1 para todo rango de frecuencias de interés.*

5.8.2.3 *Cuando se usen tres registros diferentes, se adoptaran para el diseño los valores máximos del parámetro de interés, obtenidos de aplicar cada uno de ellos. En esta definición se entiende por parámetro de interés la sollicitación, fuerza axial, corte, momento de flexión o la deformación obtenida para cada miembro en particular o para la estructura considerada globalmente.*

5.8.2.4 *Cuando en análisis tiempo-historia sea lineal los esfuerzos resultantes en los miembros se pueden dividir por los factores R indicados en la Tabla 5.6, siempre que los desplazamientos calculados sean compatibles con los límites impuestos en 6.3.*

5.8.2.5 *Los análisis tiempo-historia se deben hacer considerando cada vez movimientos en una sola de las direcciones principales de la estructura, actuando simultáneamente con la excitación vertical.*

5.8.2.6 *En los análisis tiempo-historia, el amortiguamiento se debe tomar de Tabla 5.5 y la duración del registro debe ser igual o mayor que 120s, a menos que un estudio de riesgo sísmico fundamente el uso de una duración diferente.*

En el párrafo 5.8.1.3 se expresa que los esfuerzos de corte no pueden ser inferiores a los generados por el método 5.4 de la norma, el cual considera los espectros propuestos por la norma. Por lo anterior se hace necesario que las atenuaciones calculadas consideren siempre esta disposición de la norma, ya que puede que al aplicarlas, estas generen esfuerzos que no cumplan con el mínimo de la norma.

Capítulo 4 Recomendaciones de Diseño

4.1 Introducción

Para obtener parámetros de diseño que sean apropiados para una estructura en particular, hay que tener en consideración varios factores propios de ésta y su ubicación. Es necesario definir el ambiente sísmico en la cual se encuentra la estructura, sus cercanías a fallas activas y la sismicidad del emplazamiento, así como también es necesario definir la seguridad y las condiciones de funcionamiento que tenga la estructura para definir el grado de daño que esta puede sufrir en diferentes escenarios.

En este capítulo se muestran diferentes métodos y procedimientos con los cuales es posible definir parámetros de diseño sísmico para diferentes escenarios y características de una estructura.

4.2 Características del diseño sísmico en cavernas

En una primera instancia, el diseño es idéntico al de una estructura superficial, ya que es necesario recopilar información de sismicidad y obtener parámetros de diseño sísmico superficial para así luego analizarlos según el comportamiento en profundidad. A continuación se presentan las etapas para el diseño sísmico.

4.2.1 Definición del ambiente sísmico

El objetivo del diseño sísmico de estructuras subterráneas es desarrollar diseños estructurales que resistan las solicitaciones sísmicas considerando el efecto de sitio y por lo tanto el efecto de amplificación efectivo. El nivel de solicitaciones es normalmente definido por un sismo de diseño, el cual es caracterizado por amplitudes y características específicas de sismos esperados y sus respectivos periodos de retorno. Un estudio de amenaza sísmica es utilizado para definir el sismo de diseño y las solicitaciones que este genera en la estructura, a través de la generación de espectros de diseño específico para la zona en estudio.

Un estudio de peligro sísmico caracteriza el potencial sismo mediante el análisis de fallas activas en una región y/o zonas subductivas, sus potenciales desplazamientos y la frecuencia con la que estas fuentes liberan la energía. En algunos lugares este análisis se hace complicado debido a la poca información existente sobre la sismicidad del lugar. Chile posee una gran cantidad de registros sísmicos útiles para realizar los estudios de sismicidad. Existen dos métodos para realizar el estudio de peligro sísmico: (a) El análisis determinístico y (b) en análisis probabilístico. Un estudio determinístico considera los sismos de mayor magnitud en la zona, conociendo el período de retorno por acumulación de energía, leyes de atenuación para cada mecanismo de falla y caracterización del sismo de diseño. Un estudio probabilístico considera toda la sismicidad de la zona, tasa de recurrencia (Ley de Gutenberg y Richter), lo anterior asociado con las leyes de atenuación de los mecanismos de falla, se realiza un análisis que incluye estos parámetros para determinar el peso probabilístico de cada uno y determinar el sismo de diseño. Este método es más recomendable para zonas de baja sismicidad o información registrada.

4.2.2 Estudio determinístico de peligro sísmico

Un estudio determinístico de peligro sísmico involucra el desarrollo de un ambiente sísmico que resume las características del peligro asociado a ese lugar. Esto requiere un periodo de ocurrencia para una intensidad del sismo en una locación en particular. Reiter(1990) ordena este método en 4 pasos:

1. Identificación y caracterización de las fuentes sísmicas capaces de producir movimientos de magnitud considerable en el sitio, incluyendo la geometría y el potencial sísmico de cada una de las fuentes. Las características típicas que definen una zona sísmica son la presencia de fallas y/o zonas de subducción. Sin embargo, la mera presencia de una falla no significa necesariamente un potencial de peligro sísmico, ya que se requiere que esta falla esté activa. Ha habido desacuerdos en la definición si una falla está activa o no.
2. Selección de una distancia fuente-sitio para cada fuente, típicamente la distancia epicentral/hipocentral mas corta o la distancia más cercana a la ruptura de la falla.
3. Selección de un terremoto de diseño (el que genera mayores sollicitaciones en el sitio), generalmente expresado en términos de parámetros de desplazamiento en el sitio. Formulas de atenuación son usadas para determinar estos parámetros de datos registrados en locaciones cercanas. Varios estudios han intentado relacionar las magnitudes de los sismos con las deformaciones observadas en las fallas, tales como la longitud y área de la ruptura, y han encontrado correlaciones bastante fuertes. Sin embargo, la falta de mediciones de las deformaciones de las fallas o desplazamiento de las placas, limita la habilidad de correlacionar estos datos. Otra manera más simple de estudiar la sismicidad es estudiar los registros históricos del lugar. Estos registros permiten al ingeniero identificar y definir las fallas y sus correspondientes potenciales sísmicos. Adicionalmente al estudio de los registros históricos, es posible utilizar un estudio de registros geológicos de sismicidad pasada llamado paleo-sismología el cual puede ser utilizados para determinar la ocurrencia y magnitud de los sismos en la zona.
4. Definición formal del peligro sísmico del sitio en términos de aceleraciones peak, velocidades y desplazamientos, espectros de respuesta y diagrama tiempo-historia del terremoto máximo creíble.

El estudio determinístico de peligro sísmico provee un marco simple para la evaluación de los peores escenarios en el sitio. Sin embargo, no provee información sobre la probabilidad o frecuencia de ocurrencia del sismo que controla. Si esa información es requerida, se debe desarrollar un estudio con un enfoque probabilístico para cuantificar el peligro.

4.2.3 Estudio probabilístico de peligro sísmico

El estudio probabilístico de peligro sísmico provee un marco en donde se puede identificar incertezas en la magnitud, ubicación y recurrencia de los terremotos. Estas incertezas se pueden cuantificar y combinar de manera racional. Este tipo de análisis provee a los diseñadores una descripción más completa del escenario de peligro sísmico del sitio, en donde las variaciones de los parámetros del sismo pueden ser considerados explícitamente. Para este tipo de análisis, los futuros eventos sísmicos son considerados espacial y temporalmente independientes. Reiter (1990) resume este método en 4 grandes etapas:

1. Identificación y caracterización de las fuentes sísmicas, incluyendo la distribución de probabilidades de las zonas de ruptura dentro de la zona en consideración estas distribuciones son combinadas con la geometría de las fuentes sísmicas para así obtener una distribución de probabilidades de las distancias fuente-sitio. En muchas regiones, zonas de fallas activas no pueden ser identificadas, en esos casos, la sismicidad histórica y consideraciones geológicas son de vital importancia para el análisis de peligro.
2. Caracterización de la sismicidad o distribución temporal de la recurrencia de los sismos en el lugar. Información obtenida de los registros históricos del lugar y estudios de paleosismología pueden ayudar a describir la relación de recurrencia que describe la tasa promedio a la cual un terremoto de cierta magnitud sea excedido.
3. Determinación del movimiento del suelo producido en el sitio por un sismo de cualquier magnitud ocurriendo en cualquier fuente usando las formulas de atenuación. La incertidumbre inherente en la relación predictiva también es considerada.
4. Combinación de esas incertidumbres para obtener la probabilidad de que un cierto parámetro de movimiento del suelo sea excedido durante un periodo de tiempo dado.

El enfoque probabilístico incorpora las incertidumbres en la distancia fuente-sitio, magnitud, tasa de recurrencia y la variación de los parámetros del movimiento del suelo en el análisis.

4.2.4 Criterio del terremoto de diseño

Una vez que el peligro sísmico está caracterizado para el sitio, el nivel del sismo de diseño o sismicidad debe ser definido. Por ejemplo, en el enfoque probabilístico, el diseñador debe seleccionar la probabilidad de excedencia para los parámetros del movimiento del suelo. La filosofía actual para instalaciones críticas requiere doble criterio de diseño, con un terremoto de diseño más grande pensando en la seguridad de las personas y un terremoto de diseño más bajo pensando en la economía del proyecto. Estos dos niveles de diseño se definen como “terremoto máximo” y “terremoto operacional”.

4.2.4.1 Sismo de operación (funcional/frecuente)

También denominado “Sismo de Servicio” corresponde a un sismo de alta probabilidad de ocurrencia durante la vida útil de una obra. Las estructuras no deben experimentar daños estructurales y no-estructurales y deben mantenerse operativas, al igual que equipos e instalaciones en general. Este sismo se define como aquel asociado a una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, la que corresponde a un periodo de retorno medio de aproximadamente 500 años.

4.2.4.2 Sismo de diseño

Corresponde a un sismo de baja probabilidad de ocurrencia durante la vida útil de las obras. Las instalaciones pueden sufrir daños, pero deben estar operativas en un corto plazo. Este sismo tiene una probabilidad de excedencia de 5% en 50 años, correspondiente a un periodo de retorno medio de aproximadamente 1000 años.

4.2.4.3 Sismo máximo creíble

Las infraestructuras no deben colapsar, pudiendo sufrir daños que afecten su operatividad, pero permitiendo una evacuación segura. Es el caso de infraestructuras cuyo daño puede tener graves consecuencias para las instalaciones o para el entorno inmediato en las cuales operan, como

depósitos de lastre de gran envergadura de alta cordillera, depósitos de relaves, etc. Este sismo tiene una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años y un período de retorno medio de aproximadamente 2500 años.

4.2.4.4 Criterio de diseño sísmico para infraestructuras especiales

Son el caso de infraestructuras especiales tales como plantas nucleares, estanques de gas licuado, etc. Las infraestructuras no deben colapsar. Este sismo tiene una probabilidad de excedencia de 1 a 0.5% en 50 años, con un período de retorno medio de aproximadamente 5.000 a 10.000 años respectivamente. Se aplica a obras de gran envergadura cuya falla puede tener consecuencias catastróficas para la población o el medio ambiente.

4.2.5 Parámetros del movimiento del suelo

Una vez que el sismo de diseño y operacional están definidos, establecer los parámetros del movimiento del suelo es necesario para caracterizar los eventos de diseño. La elección de estos parámetros está relacionada al tipo de análisis utilizado. En un punto particular del suelo o de la estructura, los movimientos del suelo pueden ser descritos por tres componentes traslacionales y tres componentes rotacionales, usualmente las rotacionales son ignoradas. Una componente del movimiento es caracterizada por un diagrama tiempo-historia de aceleración, velocidad o desplazamiento con tres parámetros principales: amplitud; contenido de frecuencias; y duración del movimiento.

4.2.5.1 Amplitudes de aceleración, velocidad y desplazamiento

Los valores máximos del movimiento del suelo, tales como los peaks de aceleración, velocidad y desplazamiento son comúnmente usados en la definición del MDE y ODE desarrollados en el análisis de peligro sísmico. Sin embargo, la experiencia ha demostrado que, en lugar de los peaks, los parámetros efectivos son mejores indicadores de la respuesta estructural. EL daño que producen los terremotos a las estructuras subterráneas se correlaciona de mejor manera con con la velocidad y desplazamiento de las partículas que con la aceleración. Las leyes de atenuación son generalmente utilizadas para estimar las aceleraciones peak en superficie, pero también es posible utilizarlas para estimar los peaks de velocidad y desplazamiento. La Tabla 4-1 y Tabla 4-2 pueden ser utilizadas para estimar los peaks de velocidad y desplazamiento respectivamente, esto si es que no existen datos específicos del sitio.

Magnitud momento (M_w)	Relación entre el peak de velocidad (cm/s) y el peak de aceleración (g)		
	Distancia de la fuente al sitio (km)		
	0-20	20-50	50-100
Roca ^a			
6.5	66	76	86
7.5	97	109	97
8.5	127	140	152

Magnitud momento (M _w)	Relación entre el peak de velocidad (cm/s) y el peak de aceleración (g)		
	Distancia de la fuente al sitio (km)		
	0-20	20-50	50-100
Suelo duro^a			
6.5	94	102	109
7.5	140	127	155
8.5	180	188	193
Suelo blando^a			
6.5	140	132	142
7.5	208	165	201
8.5	269	244	251

^aEn esta tabla, las categorías del suelo representan los siguientes rangos de velocidades de corte: roca ≥ 750 m/s; suelo duro 200-750 m/s; suelo blando < 200 m/s. La relación entre el peak de aceleración y el de velocidad es menos fiel en suelos blandos

Tabla 4-1: Relación de velocidad con la aceleración peak (Power, 1996)

Magnitud momento (M _w)	Relación entre el peak de desplazamiento (cm/s) y el peak de aceleración (g)		
	Distancia de la fuente al sitio (km)		
	0-20	20-50	50-100
Roca^a			
6.5	18	23	30
7.5	43	56	69
8.5	81	99	119
Suelo duro^a			
6.5	35	41	48
7.5	89	99	112
8.5	165	178	191
Suelo blando^a			
6.5	71	74	76
7.5	178	178	178
8.5	330	320	305

^aEn esta tabla, las categorías del suelo representan los siguientes rangos de velocidades de corte: roca ≥ 750 m/s; suelo duro 200-750 m/s; suelo blando < 200 m/s. La relación entre el peak de aceleración y el de desplazamiento es menos fiel en suelos blandos

Tabla 4-2: Relación del desplazamiento con la aceleración peak (Power, 1996)

4.2.5.2 Espectro de respuesta y análisis tiempo-historia

La manera más común de expresar los parámetros de diseño, es a través de un espectro de respuesta de aceleraciones, el cual representa la respuesta máxima de un sistema amortiguado de un grado de libertad sometido a la acción de un sismo. Una vez que se escoge el espectro de respuesta, uno o más diagramas de tiempo-historia pueden ser desarrollados para que concuerden con el espectro escogido. Estos diagramas pueden ser sintéticos o registros reales de sismos en la zona.

El espectro es una herramienta útil para el diseño, pero no debe ser utilizado si (1) la interacción suelo-estructura es altamente no lineal, o (2) la estructura es suficientemente larga tal que los movimientos varíen en amplitud y fase a través de la estructura.

4.2.5.3 Incoherencia espacial de movimiento

Para muchas estructuras, la dimensión de esta es relativamente pequeña respecto del movimiento del suelo, es decir que el movimiento en un extremo de la estructura es prácticamente el mismo en el otro. Sin embargo existen estructuras como puentes o túneles, en donde es posible encontrar diferentes movimientos en diferentes partes. Esta incoherencia espacial tiene un impacto significativo en el comportamiento de la estructura. Hay cuatro factores que determinan esta incoherencia: (1) el efecto del paso de la onda (2) el efecto de fuente sísmica extendida; el efecto ray-path debido a que el medio no es homogéneo; y (4) efectos locales de sitio. Registros de eventos sísmicos han revelado que la coherencia espacial decrece al aumentar la distancia y frecuencia (Kramer, 1996). La generación de diagramas tiempo-historia con una incoherencia espacial adecuada es de vital importancia a la hora de calcular las diferencias en los esfuerzos generados a través de las estructuras de gran longitud. Hashash (1998) mostró que al usar diagramas tiempo-historia con incoherencia espacial afecta la estimación de las fuerzas axiales en un túnel y puede llevar a efectos de push-pull y otros efectos.

4.2.5.4 Propagación de ondas y respuesta específica de sitio

Investigaciones han demostrado que ondas de corte transversales transmiten gran parte de la energía de un terremoto, y las amplitudes han sido estimadas en la mitad o dos tercios que las del plano horizontal. Sin embargo, en terremotos recientes como el de Northridge y Kobe, las aceleraciones verticales medidas fueron iguales o incluso mayores que las que las horizontales. La componente vertical se ha convertido en un tema importante en el diseño sísmico.

Muchos de los registros de eventos sísmicos no están a la profundidad en donde se encuentran las estructuras subterráneas, es por esto que el diseño en profundidad requiere de la incorporación de una atenuación que dependa de la profundidad. Métodos típicos usan un método de una dimensión para la respuesta del sitio, pero estos métodos consideran solo los efectos de la propagación de ondas verticales de cuerpo. Un método discutido por Schnabel (1972), aplica un procedimiento de desconvolución para un movimiento en superficie y así evaluar el movimiento en profundidad. Un segundo método involucra la aplicación de movimiento a varias profundidades y así lograr una escala para el movimiento introducido. Estos métodos están reproducidos para varios tipos de suelos y profundidades (St. John and Zahrah, 1987). Además métodos lineales y no

lineales de propagación de ondas de una dimensión son comúnmente usados para el análisis en suelos blandos. El movimiento del suelo decrece en profundidad (Chang, 1986). El desarrollar un análisis de propagación de ondas es necesario, y con esto entender como el periodo y amplitud del movimiento cambian a medida que las ondas de corte viajan a través del suelo. Debido a la ausencia de métodos exactos o datos, Power (1996) propone el uso de unos factores de atenuación en profundidad que se muestran en la Tabla 4-3.

Profundidad del túnel (m)	Relación entre el movimiento del suelo a la profundidad del túnel y la superficie
≤ 6	1.0
6-15	0.9
15-30	0.8
> 30	0.7

Tabla 4-3: Atenuación en Profundidad (Power,1996)

4.3 Recomendaciones

Para lograr un diseño sísmico adecuado de la infraestructura subterránea es necesario caracterizar correctamente el estrato de suelo y/o roca que se encuentra sobre la caverna, así como también la sismicidad y características propias del lugar del emplazamiento.

Se deben realizar los estudios necesarios para identificar la composición del material geotécnico y/o macizo rocoso para lograr una caracterización y modelación ajustada del sitio. Esta caracterización debe considerar desde la superficie hasta la caverna en donde se emplaza la estructura.

Los parámetros necesarios para desarrollar el modelo de propagación de ondas del estrato de suelo y/o roca son el amortiguamiento, el peso específico y rigidez del terreno, la cual debe ser expresada en función de la velocidad de onda de corte V_s o el modulo de corte G . Hay que notar que estos parámetros varían en función de la profundidad, por lo que se deben obtener para diferentes profundidades con el fin de caracterizar correctamente el perfil del sitio.

Se deben identificar las fallas geológicas o alteraciones presentes en el macizo rocoso para evaluar los efectos que estos producen en la respuesta del estrato y así considerar las condiciones que correspondan en el desarrollo del modelo de propagación de ondas.

Una vez determinadas las propiedades del estrato, es necesario conocer las características sísmicas en superficie del sitio, para esto se debe realizar el estudio de peligro sísmico del lugar en donde se ubica el proyecto, obteniendo de este la aceleración superficial máxima. Luego se debe adecuar esta aceleración en base al comportamiento estudiado de las aceleraciones en profundidad, obtenidas según las atenuaciones correspondientes.

Estas atenuaciones deben ser calculadas mediante el análisis de propagación de ondas tal como se hace en este trabajo. Es posible utilizar diferentes métodos, ya sea en una dimensión o más, pero lo importante es realizar varios modelos a los cuales se les ingresen diferentes registros de la zona en estudio para lograr así resultados más representativos. Como se mencionó anteriormente, estos registros deben ser obtenidos en roca para eliminar los efectos locales. Con esta aceleración reducida, se logra un diseño más adecuado a las demandas existentes en profundidad.

En este trabajo, tomando en consideración los registros y condiciones antes mencionadas, se llegó a reducciones promedio de un 30% bajo los 60 metros de profundidad.

Se debe considerar que las reducciones calculadas pueden estar restringidas por la norma de diseño sísmico debido a que la norma establece parámetros mínimos en base a una reducción de un espectro propuesto por la misma. Es necesario verificar que las aceleraciones estimadas para el proyecto mediante el método propuesto de reducción de las aceleraciones en base a la atenuación en profundidad, no estén por debajo de las exigencias mínimas de la norma de diseño sísmico.

Si bien los resultados obtenidos en este trabajo se realizan con registros reales, el desarrollo y análisis son teóricos, por lo que es necesario validar este fenómeno de reducción en base a registros reales entre superficie y subsuelo, pudiendo así comparar resultados. Este desafío queda propuesto como línea de investigación, ya que proyectando el desarrollo futuro de la minería, el desarrollo de infraestructura subterránea irá en aumento, siendo de utilidad el conocer y entender el comportamiento en estas condiciones.

Capítulo 5 Conclusiones

En este trabajo se identificaron factores que influyen en la reducción de las aceleraciones en profundidad, para ello se filtraron las ondas Rayleigh de alta frecuencia y se hizo un análisis de la propagación de ondas en un estrato rocoso.

De ambos fenómenos estudiados, el que produjo reducciones más considerables fue el análisis de la propagación de ondas en un medio semi-infinito, pudiendo llegar a reducciones del orden del 30% del total registrado en superficie. Este efecto es generado por las condiciones de borde en la superficie, ya que en esta el esfuerzo de corte es nulo, y a esto hay que agregar que las ondas se reflejan en la superficie, lo que genera mayores aceleraciones respecto de los puntos que tienen mayor confinamiento en profundidad (Richart & Woods, 1970).

En primera instancia se estudia la función de transferencia haciendo varios modelos con diferentes características como velocidades de onda de corte V_s , espesores de estrato y amortiguamiento, llegando a determinar que los suelos de mayor rigidez las frecuencias naturales son más altas y que los suelos de menor amortiguamiento registran mayores aumentos que los de amortiguamientos altos.

Luego se realiza en el programa EERA (Equivalent-linear Earthquake site Response Analysis), considerando un estrato rocoso, un modelo lineal en donde no existe degradación de los parámetros de rigidez ni amortiguamiento en función de la deformación angular.

Se observó que los valores de las aceleraciones en profundidad variaban según el registro estudiado pero el comportamiento es el mismo ya que en todos la aceleración decae en profundidad, además que en términos de atenuación de aceleraciones, pasados los 60 metros de profundidad las aceleraciones se mantienen variaciones menores, por lo que se considera como un fenómeno general y no particular de un registro o característica de un estrato. Se concluye que en promedio, esta reducción de las aceleraciones es cercana al 30% respecto de la aceleración superficial bajo los 80m de profundidad.

Luego, con el comportamiento observado de la propagación de las ondas en profundidad, es posible señalar que las demandas sísmicas decaen en profundidad por efecto del confinamiento, por lo tanto el diseño sísmico de la infraestructura subterránea puede ser menos conservador que el impuesto en superficie.

Este análisis de propagación de ondas en un estrato de superficie libre, es ampliamente utilizado en el diseño de estructuras subterráneas para el análisis de las atenuaciones del movimiento en profundidad (C.M.St John and T.F. Zahrah, 1987).

Hay que tener en cuenta que la norma chilena NCh2369 Of.2003 en el párrafo 5.8.1, si bien no está orientado al diseño de estructuras en espacios subterráneos, permite realizar un estudio espectral para el diseño sísmico, en donde este resultado no puede ser menor que un 75% del estipulado por los espectros de diseño de la misma norma, los cuales fueron presentados previamente. Es por esto que en el estudio de peligro sísmico, incluida la atenuación de las

aceleraciones en profundidad, podrá reducir como máximo un 25% del espectro de diseño propuesto por la norma.

Respecto a las ondas Rayleigh, según la metodología utilizada, se determinó que la influencia de estas ondas en el registro estudiado es baja en lo que se refiere a la aceleración peak y el espectro de respuesta generado con el registro. No es posible generalizar este resultado debido a que solo se realizó para un registro en particular, lo que no implica que otros registros de diferentes características se comporten de la misma manera.

Los resultados obtenidos en este trabajo muestran el comportamiento de un perfil de aceleraciones en profundidad, esto de manera teórica en base a modelos simplificados, por lo que más allá de entregar un valor concreto para diseño sísmico, se identifica un fenómeno a considerar en el diseño de cada proyecto. Por lo anterior es necesario un buen detallamiento y recopilación de antecedentes para el proyecto y así lograr un diseño acorde a las características y condiciones a las que se somete.

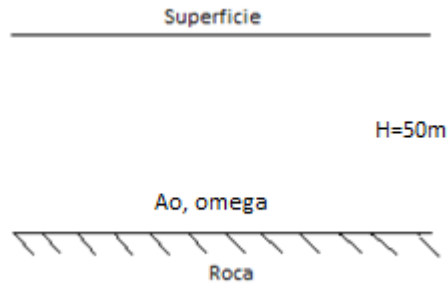
Hay que destacar que estas estructuras están sometidas a otros efectos dinámicos, como por ejemplo vibraciones de operación y detonaciones, solicitaciones que pueden ser más demandantes que un sismo, por lo tanto el sismo puede ser un factor que no controle el diseño de la estructura. Estos efectos quedan fuera del alcance de este trabajo.

Este trabajo está enfocado en el comportamiento de las infraestructuras subterráneas y no de las obras subterráneas, como lo son los túneles o cavernas, ya que el diseño de estas estructuras tiene factores geotécnicos más complejos, en donde el diseño está caracterizado por las deformaciones y esfuerzos que impone el suelo que rodea a la estructura. También debe considerar fallas existentes, inestabilidad del suelo, u otros factores geotécnicos.

Capítulo 6 Anexos

6.1 Ejercicio Amplificación Dinámica

A continuación se desarrolla un ejercicio de amplificación dinámica para explicar el uso y desarrollo de las formulas antes presentadas:

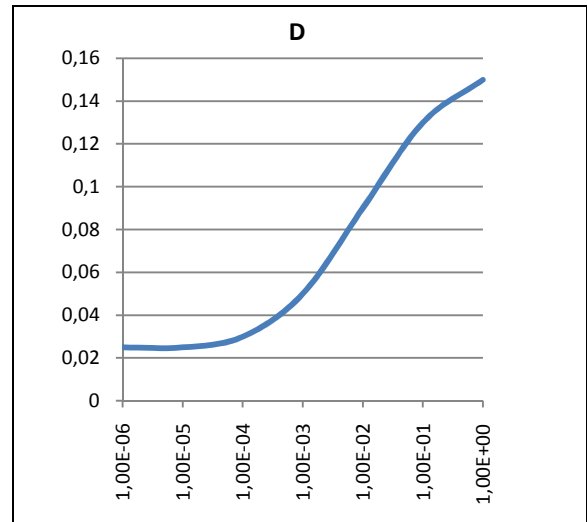
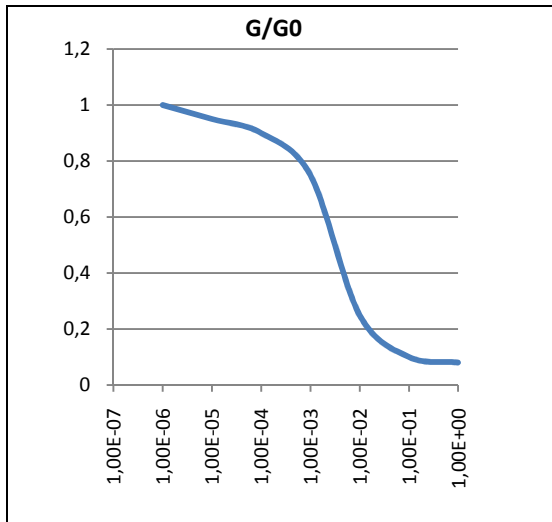


Datos:

$$a_b = 0.1g = 0.98 [m/s^2]$$

$$\Omega = 16.5[rad/s]$$

$$\rho = \gamma t / g = 0.173[ts^2/m^4]$$



Ecuaciones de movimiento

$$U = -\frac{a_b}{\Omega^2} [\cos(pz) + \tan(pH) \operatorname{sen}(pz)] e^{i\Omega t}$$

$$\ddot{U} = a_b [\cos(pz) + \tan(pH) \operatorname{sen}(pz)] e^{i\Omega t}$$

En donde:

$$p^2 = \frac{\rho\Omega^2}{G + i\Omega c}$$

Luego, pH se puede expresar de la siguiente forma:

$$pH = a + ib$$

$$a = \Omega H \sqrt{\frac{\rho}{2G}} \frac{\sqrt{\sqrt{1+d^2} + 1}}{\sqrt{1+d^2}}$$

$$b = \Omega H \sqrt{\frac{\rho}{2G}} \frac{\sqrt{\sqrt{1+d^2} - 1}}{\sqrt{1+d^2}}$$

Con lo anterior pz se puede expresar de forma similar

$$pz = a' + ib'$$

$$a' = \frac{a}{H} z$$

$$b' = \frac{b}{H} z$$

Con esto, la expresión del desplazamiento U se puede desarrollar de la siguiente manera

$$\operatorname{sen}(pz) = \operatorname{sen}(a' + ib') = \operatorname{sen}(a') \cdot \cos(ib') + \cos(a') \cdot \operatorname{sen}(ib')$$

$$\cos(pz) = \cos(a' + ib') = \cos(a') \cdot \cos(ib') - \operatorname{sen}(a') \cdot \operatorname{sen}(ib')$$

$$\tan(pH) = \tan(a + ib) = \frac{\tan(a) + \tan(ib)}{1 - \tan(a) \cdot \tan(ib)}$$

Recordando las relaciones trigonométricas

$$\cos(ib) = \cosh(b)$$

$$\text{sen}(ib) = i\text{senh}(b)$$

$$\tan(ib) = i\tanh(b)$$

$$\cosh^2(b) - \sinh^2(b) = 1$$

Se forman las siguientes expresiones

$$\tan(pH) = \frac{\tan(a) + i\tanh(b)}{1 - \tan(a) \cdot i\tanh(b)} \cdot \frac{1 + i\tan(a) \cdot \tanh(b)}{1 + i\tan(a) \cdot \tanh(b)}$$

$$\tan(pH) = \frac{\tan(a) + i\tan^2(a) \cdot \tanh(b) + i\tanh(b) - \tan(a) \cdot \tanh^2(b)}{1 + \tan^2(a) \cdot \tanh^2(b)}$$

$$\tan(pH) = \frac{\tan(a) \cdot \text{sech}^2(b) + i\text{sec}^2(a) \cdot \tanh(b)}{1 + \tan^2(a) \cdot \tanh^2(b)}$$

Agrupando y renombrando

$$\tan(pH) = X_1 + iY_1$$

$$X_1 = \frac{\tan(a) \cdot \text{sech}^2(b)}{1 + \tan^2(a) \cdot \tanh^2(b)}$$

$$Y_1 = \frac{\text{sec}^2(a) \cdot \tanh(b)}{1 + \tan^2(a) \cdot \tanh^2(b)}$$

Se hace el desarrollo de la misma manera para el coseno y el seno

$$\cos(pz) = \cos(a') \cdot \cosh(b') - i\text{sen}(a') \cdot \text{senh}(b')$$

$$\cos(pz) = X_2 + iY_2$$

$$X_2 = \cos(a') \cdot \cosh(b')$$

$$Y_2 = \text{sen}(a') \cdot \sinh(b')$$

$$\text{sen}(pz) = \sin(a') \cdot \cosh(b') + i\cos(a') \cdot \text{senh}(b')$$

$$\text{sen}(pz) = X_3 + iY_3$$

$$X_3 = \text{sen}(a') \cdot \cosh(b')$$

$$Y_3 = \cos(a') \cdot \text{senh}(b')$$

La expresión del desplazamiento U está en función del tiempo y la profundidad, es por esto que para determinar el desplazamiento máximo se aplica la función modulo, recordando la siguiente propiedad

$$\|a \cdot b\| \leq \|a\| \cdot \|b\|$$

Por lo tanto, el desplazamiento máximo se puede expresar de la siguiente forma

$$\|U_{(z,t)}\| = \frac{a_b}{\Omega^2} [\cos(pz) + \tan(ph) \cdot \sin(pz)]$$

$$\|U_{(z,t)}\| = \frac{a_b}{\Omega^2} [X_2 - iY_2 + (X_1 + iY_1)(X_3 + iY_3)]$$

$$\|U_{(z,t)}\| = \frac{a_b}{\Omega^2} [X_2 - iY_2 + X_1X_3 + iX_1Y_3 + iX_3Y_1 - Y_1Y_3]$$

$$U_{(z,t)} = \frac{a_b}{\Omega^2} [X_d + iY_d]$$

$$X_d = X_2 + X_1X_3 - Y_1Y_3$$

$$Y_d = X_3Y_1 + X_1Y_3 - Y_2$$

$$\|U_{(z,t)}\| = \frac{a_b}{\Omega^2} \sqrt{X_d^2 + Y_d^2}$$

Haciendo lo mismo para la expresión de la aceleración se llega a lo siguiente:

$$\|\ddot{U}_{(z,t)}\| = a_b \sqrt{X_d^2 + Y_d^2}$$

Como el modulo de corte G y el amortiguamiento D dependen de la deformación de corte γ , es necesario obtener $\gamma(z, t)$ de manera similar que el desplazamiento

$$\gamma_{(z,t)} = \frac{\partial U}{\partial z} = -\frac{a_b}{\Omega^2} [-\text{sen}(pz)p + \tan(pH) \cos(pz)p] e^{i\Omega t}$$

$$\gamma_{(z,t)} = -\frac{a_b p}{\Omega^2} [-\text{sen}(pz) + \tan(pH) \cos(pz)] e^{i\Omega t}$$

Ocupando las mismas relaciones anteriores

$$\|\gamma_{(z,t)}\| = \frac{a_b p}{\Omega^2} [-\text{sen}(pz) + \tan(pH) \cos(pz)]$$

$$\|\gamma_{(z,t)}\| = \frac{a_b p}{\Omega^2} [(X_3 + iY_3) - (X_1 + iY_1)(X_2 - iY_2)]$$

$$\|\gamma_{(z,t)}\| = \frac{a_b p}{\Omega^2} [X_3 + iY_3 - X_1X_2 + iX_1Y_2 - iX_2Y_1 - Y_1Y_2]$$

$$\|\gamma_{(z,t)}\| = \frac{a_b p}{\Omega^2} [(X_3 - X_1X_2 - Y_1Y_2) + i(Y_3 + X_1Y_2 - X_2Y_1)]$$

$$\|\gamma_{(z,t)}\| = \frac{a_b p}{\Omega^2} [X_Y + iY_Y]$$

$$X_Y = X_3 - X_1 X_2 - Y_1 Y_2$$

$$Y_Y = Y_3 + X_1 Y_2 - X_2 Y_1$$

Por otro lado

$$pH = a + ib$$

Luego

$$\|\gamma_{(z,t)}\| = \frac{a_b p}{\Omega^2 H} (a + ib)(X_Y + iY_Y)$$

$$\|\gamma_{(z,t)}\| = \frac{a_b p}{\Omega^2 H} (aX_Y + iaY_Y + ibX_Y - bY_Y)$$

$$\|\gamma_{(z,t)}\| = \frac{a_b p}{\Omega^2 H} \sqrt{(aX_Y - bY_Y)^2 + (aY_Y + bX_Y)^2}$$

Con estas ecuaciones, se comienza la iteración:

Z=0 mt

Considerando $\gamma = 1 \times 10^{-4}$

$$\rightarrow G/G_0 = 0.94$$

$$D = 0.028 \rightarrow d = 0.056 \rightarrow \gamma = 2.2 \times 10^{-3}$$

$$\gamma = 1 \times 10^{-4}$$

$$\rightarrow G/G_0 = 0.82$$

$$D = 0.034 \rightarrow d = 0.07 \rightarrow \gamma = 9.09 \times 10^{-4}$$

$$\gamma = 7 \times 10^{-4}$$

$$\rightarrow G/G_0 = 0.78$$

$$D = 0.05 \rightarrow d = 0.1 \rightarrow \gamma = 7.23 \times 10^{-4}$$

$$\Rightarrow desp_{z=0} = 0.36 \text{ cm}$$

Z=10 mt

Considerando $\gamma = 7 \times 10^{-4}$

$$\rightarrow G/G_0 = 0.78$$

$$D = 0.05 \rightarrow d = 0.1 \rightarrow \gamma = 7.15 \times 10^{-4}$$

$$\Rightarrow \text{desp}_{z=10} = 0.41 \text{ cm}$$

Z=20 mt

Considerando $\gamma = 3 \times 10^{-4}$

$$\rightarrow G/G_0 = 0.82$$

$$D = 0.035 \rightarrow d = 0.07 \rightarrow \gamma = 7 \times 10^{-4}$$

$$\gamma = 6 \times 10^{-4}$$

$$\rightarrow G/G_0 = 0.8$$

$$D = 0.045 \rightarrow d = 0.09 \rightarrow \gamma = 6.24 \times 10^{-4}$$

$$\Rightarrow \text{desp}_{z=20} = 1.19 \text{ cm}$$

Z=30 mt

Considerando $\gamma = 6 \times 10^{-4}$

$$\rightarrow G/G_0 = 0.8$$

$$D = 0.045 \rightarrow d = 0.09 \rightarrow \gamma = 3.44 \times 10^{-4}$$

$$\gamma = 3 \times 10^{-4}$$

$$\rightarrow G/G_0 = 0.82$$

$$D = 0.035 \rightarrow d = 0.07 \rightarrow \gamma = 3.85 \times 10^{-4}$$

$$\gamma = 3.5 \times 10^{-4}$$

$$\rightarrow G/G_0 = 0.81$$

$$D = 0.037 \rightarrow d = 0.074 \rightarrow \gamma = 3.66 \times 10^{-4}$$

$$\Rightarrow \text{desp}_{z=30} = 1.81 \text{ cm}$$

Z=40 mt

Considerando $\gamma = 1 \times 10^{-4}$

$$\rightarrow G/G_0 = 0.94$$

$$D = 0.025 \rightarrow d = 0.05 \rightarrow \gamma = 1 \times 10^{-20}$$

$$\gamma = 1 \times 10^{-6}$$

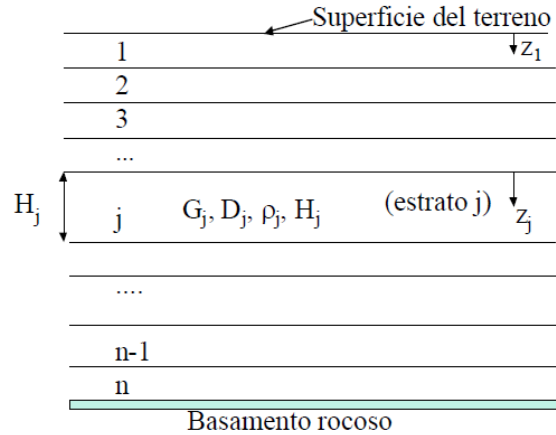
$$\rightarrow G/G_0 = 1$$

$$D = 0.025 \rightarrow d = 0.05 \rightarrow \gamma = 1 \times 10^{-20}$$

$$\Rightarrow \text{desp}_{z=40} = 9.16 \text{ cm}$$

6.2 Respuesta de depósito de suelos con n estratos

Es muy común que los depósitos de suelos estén formados por una secuencia de estratos de diferentes propiedades. En la Figura 6-1 se muestra un esquema de un depósito de n estratos. . El desarrollo de las ecuaciones y figuras presentadas a continuación están sacadas del apunte del curso Dinámica de Suelos “*Dinámica de Suelos- Amplificación Dinamica*” de profesor Ramón Verdugo.



6-1: Deposito de n estratos

Con objeto de analizar este caso, es necesario expresar las ecuaciones de ondas como:

$$u = y + u_g = [E e^{ipz} + F e^{-ipz}] e^{i\Omega t}$$

$$u = E e^{i(pz+\Omega t)} + F e^{-i(pz-\Omega t)}$$

Para establecer las condiciones de borde se considera un sistema coordenado local en cada estrato desde su parte superior hacia abajo. Con esta consideración, para el estrato superior del depósito ($z_1=0$) se cumple que:

$$\tau = 0 \Rightarrow \gamma = 0 \Rightarrow \frac{\partial u}{\partial z} = 0$$

$$\left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)_{z_1=0} = 0 \Rightarrow (E_1 ip - F_1 ip) e^{i\Omega t} = 0$$

$$\Rightarrow E_1 = F_1$$

$$\Rightarrow u = E_1 [e^{i(pz+\Omega t)} + e^{-i(pz-\Omega t)}]$$

Luego, con esto se tiene que en la superficie del primer estrato se cumple que:

$$u_{sup} = 2E_1 e^{i\Omega t}$$

También es necesario que la ecuación de ondas se cumpla para cada estrato, por lo tanto:

$$u_j = E_j e^{i(p_j z_j + \Omega t)} + F_j e^{-i(p_j z_j - \Omega t)}$$

Luego, para los contactos en los estratos j y $(j+1)$ se dan las siguientes condiciones de borde:

$$u_j(z_j = H_j) = u_{j+1}(z_{j+1} = 0)$$

$$\tau_j(z_j = H_j) = \tau_{j+1}(z_{j+1} = 0)$$

De la primera condición se obtiene que:

$$E_{j+1} + F_{j+1} = E_j e^{ip_j H_j} + F_j e^{-ip_j H_j} \quad (**)$$

Por otra parte, se tiene que:

$$\tau_j = G \left(\frac{\partial u_j}{\partial z_j} \right) + c_j \left(\frac{\partial^2 u_j}{\partial t \partial z} \right) = (G_j + ic_j \Omega) \frac{\partial u_j}{\partial z_j}$$

$$\tau_j = (G_j + ic_j \Omega) (E_j e^{ip_j H_j} - F_j e^{-ip_j H_j}) ip_j e^{i\Omega t}$$

Aplicando esta expresión a la segunda condición de borde se tiene que:

$$(G_j + ic_j \Omega) (E_j e^{ip_j H_j} - F_j e^{-ip_j H_j}) p_j = (G_{j+1} + ic_{j+1} \Omega) (E_{j+1} - F_{j+1}) p_{j+1}$$

$$\Rightarrow E_{j+1} - F_{j+1} = \frac{(G_j + ic_j \Omega) p_j}{(G_{j+1} + ic_{j+1} \Omega) p_{j+1}} (E_j e^{ip_j H_j} - F_j e^{-ip_j H_j})$$

Sea:

$$\Delta_j = \frac{(G_j + ic_j \Omega) p_j}{(G_{j+1} + ic_{j+1} \Omega) p_{j+1}} = \frac{\sqrt{\rho_j G_j \left(1 + i \frac{c_j \Omega}{G_j}\right)}}{\sqrt{\rho_{j+1} G_{j+1} \left(1 + i \frac{c_{j+1} \Omega}{G_{j+1}}\right)}}$$

$$\Delta_j = \sqrt{\frac{\rho_j G_j}{\rho_{j+1} G_{j+1}}} \frac{\sqrt{1 + d_j i}}{\sqrt{1 + d_{j+1} i}}$$

Luego la segunda condición de borde queda:

$$E_{j+1} - F_{j+1} = \Delta_j (E_j e^{ip_j H_j} - F_j e^{-ip_j H_j}) \quad (***)$$

De (**) y (***):

$$E_{j+1} = \frac{1}{2} [E_j (1 + \Delta_j) e^{ip_j H_j} + F_j (1 - \Delta_j) e^{-ip_j H_j}]$$

$$F_{j+1} = \frac{1}{2} [E_j (1 - \Delta_j) e^{ip_j H_j} + F_j (1 + \Delta_j) e^{-ip_j H_j}]$$

Recordando que $E_1 = F_1$, es posible establecer los valores de E_2 y F_2 en función de E_1 :

$$E_2 = \frac{1}{2} [(1 + \Delta_j) e^{ip_j H_j} + (1 - \Delta_j) e^{-ip_j H_j}] E_1$$

$$F_2 = \frac{1}{2} [(1 - \Delta_j) e^{ip_j H_j} + (1 + \Delta_j) e^{-ip_j H_j}] E_1$$

Continuado con estas expresiones sucesivas, es posible establecer los valores de E_3 y F_3 en función de E_1 y así sucesivamente. Debido a esto, es posible entonces establecer para el estrato de roca que:

$$E_{roca} = M E_1$$

$$F_{roca} = N E_1$$

Luego es posible entonces evaluar el factor de amplificación base rocosa-superficie del terreno:

$$A_1 = \frac{u_1(z_1 = 0)}{u_{roca}(z_{roca} = 0)} = \frac{2E_1 e^{i\Omega t}}{(E_{n+1} + F_{n+1}) e^{i\Omega t}}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{2E_1}{M E_1 + N E_1} = \frac{2}{M + N}$$

Análogamente, es posible establecer el factor de amplificación respecto de un afloramiento rocoso:

$$A_2 = \frac{u_1(z_1 = 0)}{u_{afloramiento}(z_{afloramiento} = 0)} = \frac{2E_1 e^{i\Omega t}}{2E_{afloramiento} e^{i\Omega t}}$$

$$\Rightarrow A_2 = \frac{1}{M}$$

Además es posible relacionar el movimiento en un estrato con el que ocurre en el otro:

$$A_2(\Omega) = \frac{u_i}{u_j} = \frac{M_i + N_i}{M_j + N_j}$$

El factor de amplificación también puede ser visto como una función de transferencia entre los estratos i y j .

6.3 Ondas Rayleigh en el registro de Valparaíso (UTFSM), terremoto Marzo 1985

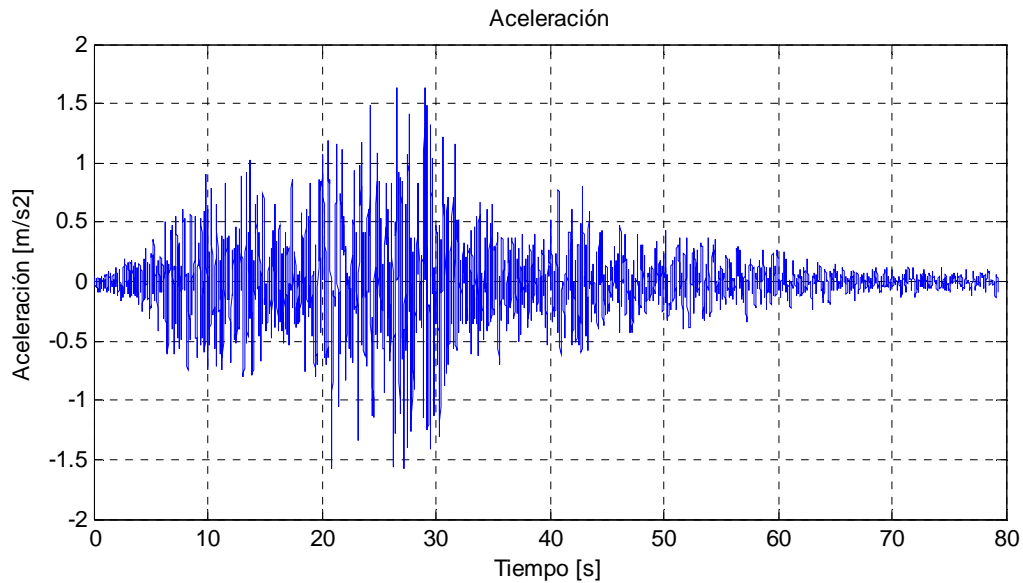
En la siguiente tabla se presentan las ondas identificadas en el registro de Valparaíso (UTFSM) con sus respectivos filtros e intervalo de tiempo en donde se manifiesta:

Filtro(frecuencia Hz)	T1	T2	dt	Hz prom	Nº Ondas aprox
2-3	43,3	44,295	0,995	2,5	2,5
3-4	1,9	2,695	0,795	3,5	2,8
3-4	33,5	34,295	0,795	3,5	2,8
3-4	55,5	56,295	0,795	3,5	2,8
4-5	34	34,995	0,995	4,5	4,5
4-5	70,9	71,395	0,495	4,5	2,2
5-6	0,7	1,395	0,695	5,5	3,8
5-6	4,7	5,395	0,695	5,5	3,8
5-6	19,7	20,195	0,495	5,5	2,7
5-6	25,8	26,295	0,495	5,5	2,7
5-6	44	44,395	0,395	5,5	2,2
5-6	45,9	46,495	0,595	5,5	3,3
5-6	77,2	77,695	0,495	5,5	2,7
6-7	3,1	3,895	0,795	6,5	5,2
6-7	13,1	13,595	0,495	6,5	3,2
6-7	43,1	43,595	0,495	6,5	3,2
6-7	67,8	68,195	0,395	6,5	2,6
6-7	72,9	73,295	0,395	6,5	2,6
7-8	7	7,295	0,295	7,5	2,2
7-8	22,3	22,595	0,295	7,5	2,2
7-8	36	36,295	0,295	7,5	2,2
7-8	41	41,495	0,495	7,5	3,7
7-8	44,2	44,695	0,495	7,5	3,7
7-8	49,9	50,395	0,495	7,5	3,7
7-8	50,9	51,395	0,495	7,5	3,7
7-8	61,2	61,495	0,295	7,5	2,2
8-9	3,9	4,145	0,245	8,5	2,1
8-9	6,2	6,445	0,245	8,5	2,1
8-9	9,1	9,345	0,245	8,5	2,1
8-9	12,3	12,595	0,295	8,5	2,5
8-9	16,2	16,495	0,295	8,5	2,5
8-9	23,8	23,995	0,195	8,5	1,7
8-9	35,8	36,195	0,395	8,5	3,4
8-9	39,9	40,695	0,795	8,5	6,8
8-9	43,6	43,795	0,195	8,5	1,7

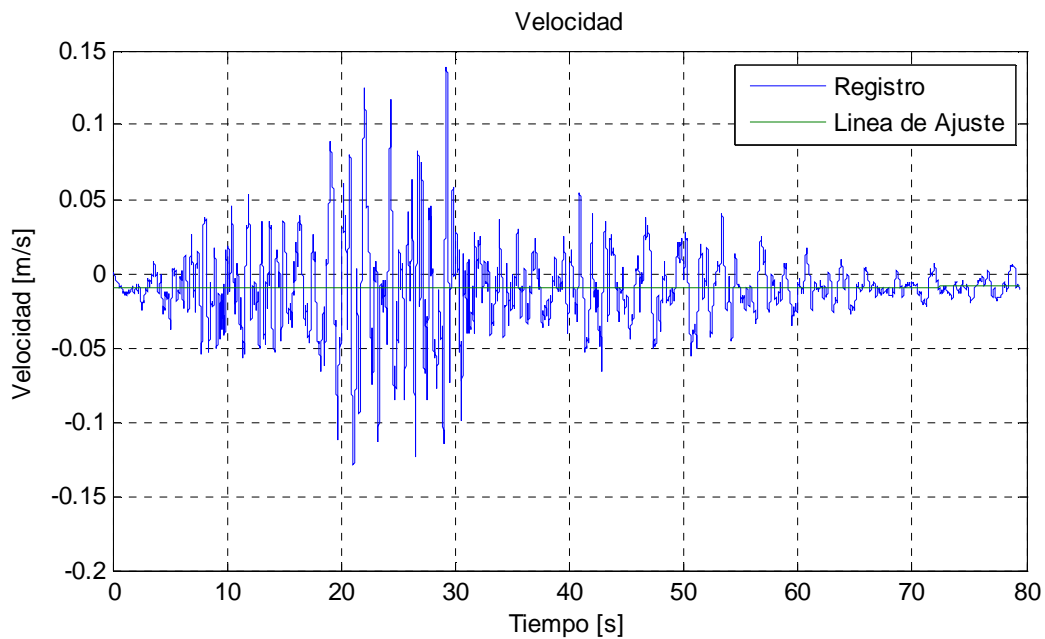
Filtro(frecuencia Hz)	T1	T2	dt	Hz prom	Nº Ondas aprox
8-9	53,1	53,495	0,395	8,5	3,4
8-9	67,8	68,045	0,245	8,5	2,1
8-9	74,3	74,795	0,495	8,5	4,2
9-10	33,4	33,694	0,294	9,5	2,8
9-10	41,1	41,495	0,395	9,5	3,8
9-10	49	49,295	0,295	9,5	2,8
9-10	61,5	61,995	0,495	9,5	4,7
9-10	63	63,395	0,395	9,5	3,8
9-10	69,1	69,495	0,395	9,5	3,8
9-10	77,4	77,795	0,395	9,5	3,8
10-11	12,5	12,695	0,195	10,5	2,0
10-11	42,6	42,895	0,295	10,5	3,1
10-11	53,5	53,795	0,295	10,5	3,1
10-11	57	57,295	0,295	10,5	3,1
10-11	58,5	58,795	0,295	10,5	3,1
10-11	59,5	59,795	0,295	10,5	3,1

6.4 Integración del registro de aceleraciones

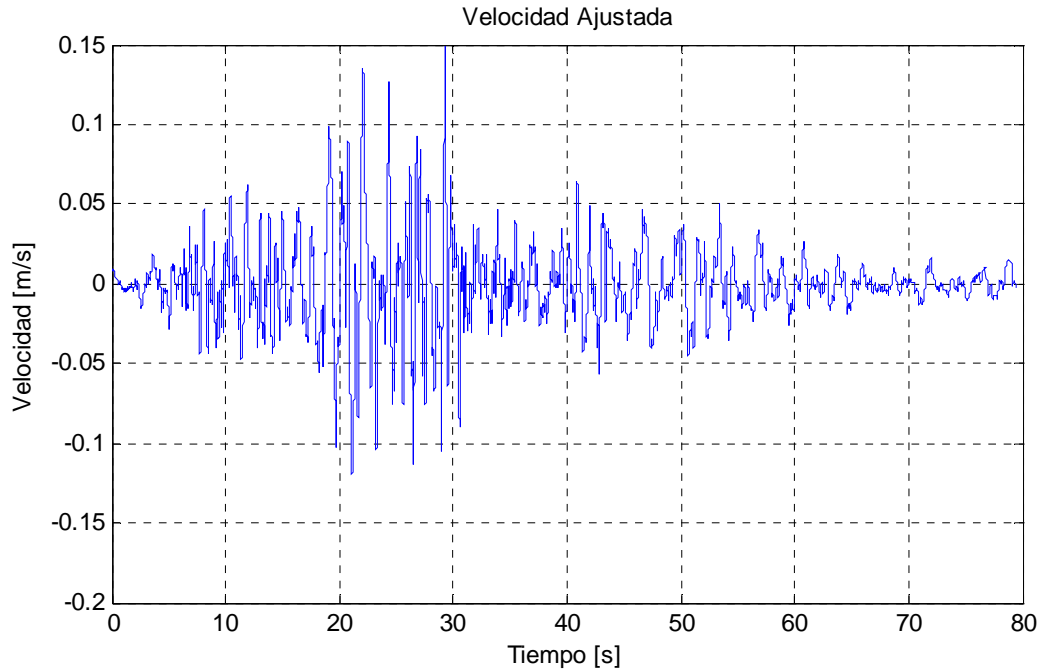
Para integrar el registro, se crea un registro auxiliar que posee el doble de datos. Para esto se crea un dato interpolado entre dos existentes, esto con el fin de suavizar la integración necesaria para obtener las velocidades. En resumen, se pasa de un registro con 200 datos por segundo a uno con 400.



Luego se integra el registro para obtener la velocidad, y a este vector se le hace una regresión polinómica de segundo grado para obtener la línea base

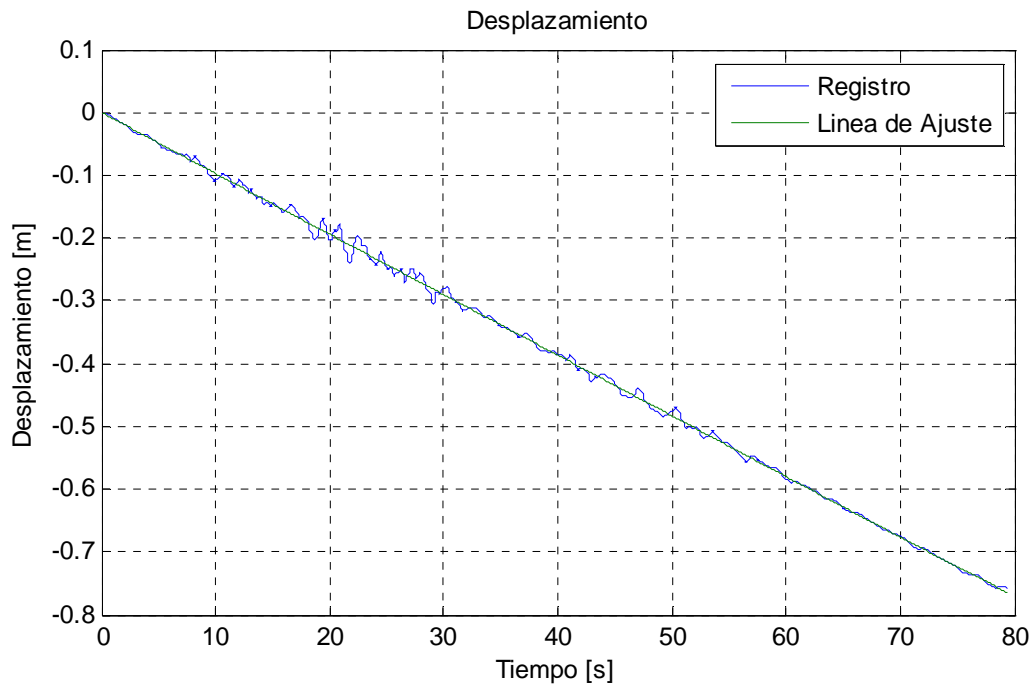


Ajustando las velocidades al polinomio

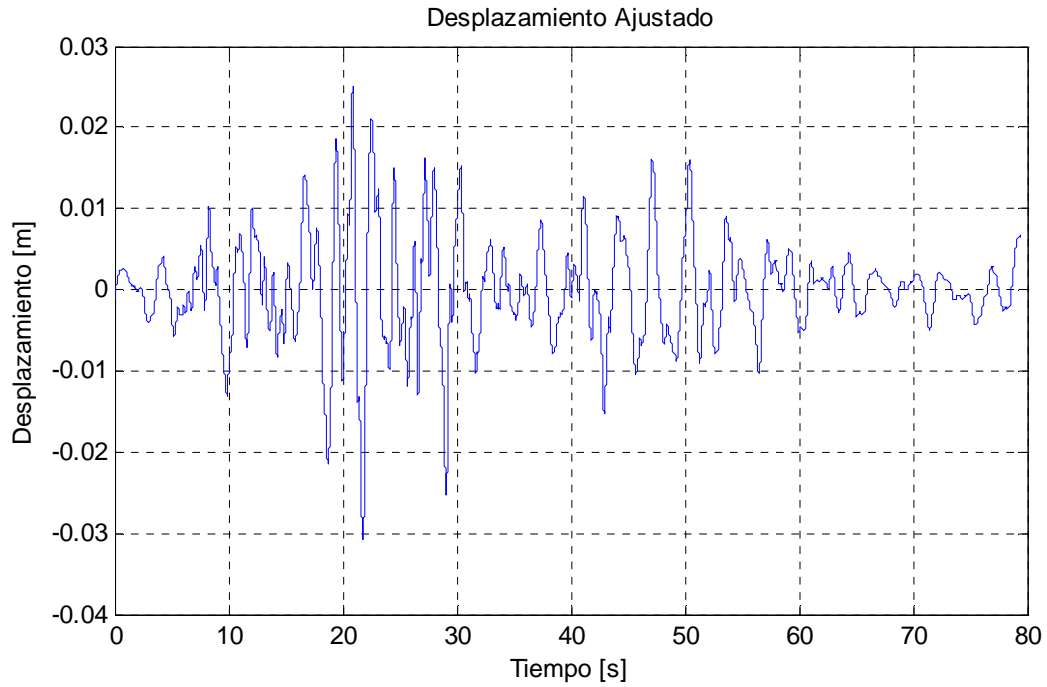


Luego se hace el mismo proceso de generar el doble de datos en el vector, es decir, para este caso de 400 muestras por segundo se pasa a 800. Esto insertando un dato interpolado entre dos existentes.

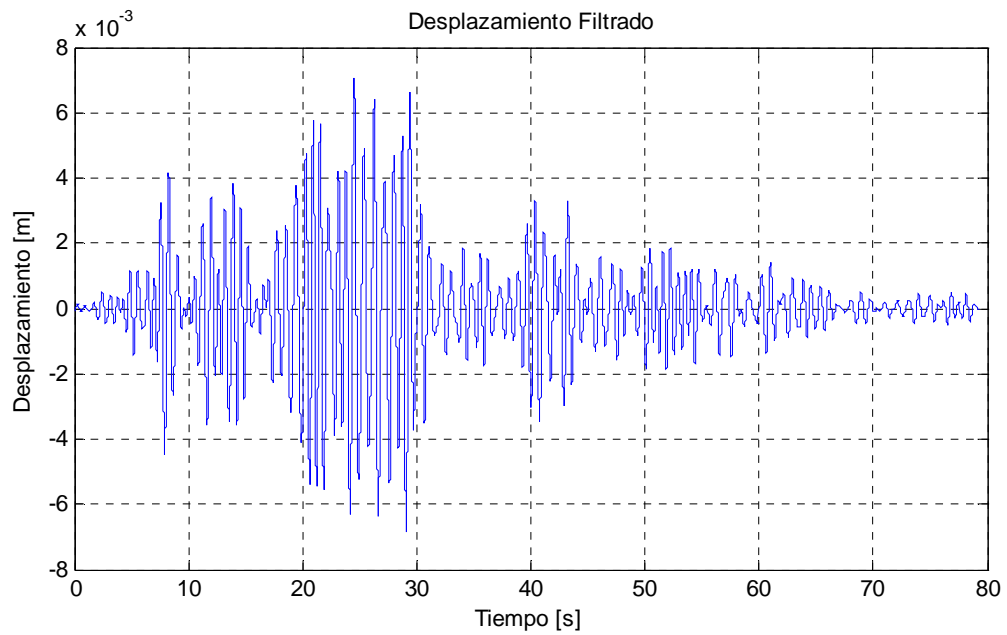
Luego se integra obteniendo los desplazamientos



Haciendo el mismo proceso que con la velocidad y su regresión polinómica



Para efectos del trabajo se necesita trabajar con este registro filtrado entre intervalos de 1Hz, en la siguiente figura se muestra a modo de ejemplo el registro filtrado entre 1 y 2 Hz



6.5 Características de amplitud según el tipo de suelo

Se entiende por amplificación la relación entre la aceleración en superficie y la aceleración en la base rocosa. En términos espectrales, la amplificación va a depender de la frecuencia, y está expresada como la diferencia de aceleración espectral de superficie y de base rocosa para cada frecuencia. En este caso, la relación indicada se convierte en un espectro de amplificación.

Es necesario mencionar si es que realmente se produce amplificación en todos los casos o, por el contrario, existen condiciones para que se produzca una reducción entre la amplitud de la aceleración en superficie respecto de la aceleración basal. Acorde a la teoría de propagación, mientras el tren de ondas posea frecuencias similares a las dominantes que posee el suelo, se producirá amplificación. Existen casos en donde las frecuencias dominantes del proceso ondulatorio son muy elevadas en relación a las frecuencias dominantes presentes en el suelo en donde es posible que se reduzcan los parámetros de movimiento en la superficie.

Las dentro de las principales variables que influyen en el fenómeno de amplificación dinámica están las siguientes (Sarría A., 1990):

I. Dependientes del subsuelo mismo

- Relación de esfuerzo-deformación angular. Esta relación determina la rigidez del sistema mecánico en movimiento ondulatorio. A mayor rigidez de suelo, menor es el periodo de vibración para una geometría determinada. Entre más lineal es la relación esfuerzo-deformación, existen más probabilidades de amplificación.
- Resistencia del suelo al esfuerzo cortante. Entre mayor sea la resistencia al corte, el material tolera mayores niveles de aceleración, y por lo tanto, existe un mayor potencial de amplificación.
- Capacidad de amortiguamiento del suelo. A mayor amortiguamiento por ciclo, menores probabilidades de amplificación.
- Capacidad de deformación. Debe recordarse que a mayor deformación angular, menor la rigidez y mayor capacidad de amortiguamiento. Por lo tanto, en general pero no siempre, a altas deformaciones como las que produce un sismo de gran intensidad, mayor la capacidad de amortiguamiento, puesto que el suelo responde con mayores deformaciones.
- Estratificación y profundidad del subsuelo. La profundidad del subsuelo y su estratificación desempeñan un rol importante, principalmente en la parte más superficial del estrato. Al parecer, estratos de gran espesor pierden capacidad de amplificación; no hay proporcionalidad conocida entre el aumento del periodo de vibración y la profundidad, aunque en la teoría unidimensional se supone que si la hay. Esta observación quiere decir que espesores de suelos blandos de más de cincuenta a cien metros, probablemente no contribuyan al incremento de los periodos de vibración dominantes, en especial cuando las capas inferiores son más rígidas que las superficiales. Son las capas más superficiales las de máxima contribución.

II. Dependientes del acelerograma

- Mecanismo de ruptura y camino recorrido por el tren de ondas. Los desplazamientos del movimiento ondulatorio, se caracterizan por los denominados campos cercano, intermedio y lejano. El campo cercano está fuertemente influenciado por las características de ruptura, las cuales dependes de las asperezas del campo y en parte del mecanismo de ruptura. El campo intermedio está influenciado por el mecanismo de ruptura y las características del camino recorrido por el tren de ondas. El campo lejano está influenciado principalmente por el camino recorrido por las ondas. En esas circunstancias, el contenido de frecuencias y las amplitudes de movimiento intervienen directamente en el mecanismo de la amplificación dinámica.
- Contenido de frecuencias y duración del evento sísmico. La máxima amplificación dada para un estrato debido a las ondas que llegan desde la roca basal, se genera cuando el contenido de frecuencias del evento coinciden con las del suelo. En este caso se produce la llamada resonancia. No obstante, para ello se debe tener presente que no sólo se requiere la concordancia de frecuencias entre el evento y el suelo, sino que también es necesario una duración mínima del evento en el rango de las frecuencias concordantes. En vista de que la duración incide en la amplificación, la magnitud también lo hace, puesto que la magnitud es también proporcional de alguna manera con la duración.

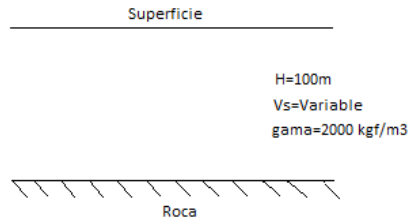
III. De carácter regional

- Tipos de ondas y comportamiento tridimensional del medio transmisor. Las variables de carácter regional son mucho más complejas que las antes mencionadas. Dentro de lo anterior se debe tener presente que el tren de ondas llega a una cuenca con características definitivamente tridimensionales, con ondas superficiales locales generadas por las ondas de cuerpo. Esta característica índice movimientos de gran complejidad en la masa de la cuenca sobre la cual esta depositado el suelo. De esta situación pueden resultar componentes rotacionales en la superficie del estrato, que por ahora han sido despreciadas en los estudios de daños producidos por sismos de gran intensidad.
- Análisis de la amplificación. En la mayoría de los casos el análisis unidimensional, que solo considera ondas de corte desplazándose verticalmente, resulta apropiado para estimar el espectro de amplificación, y por lo tanto puede emplearse para estudios de microzonificación, en el supuesto que se pueda contar con los resultados de laboratorio necesarios para ello. No obstante, es presumible que esta metodología sea inapropiada o incompleta para cuencas de geometría complicada.

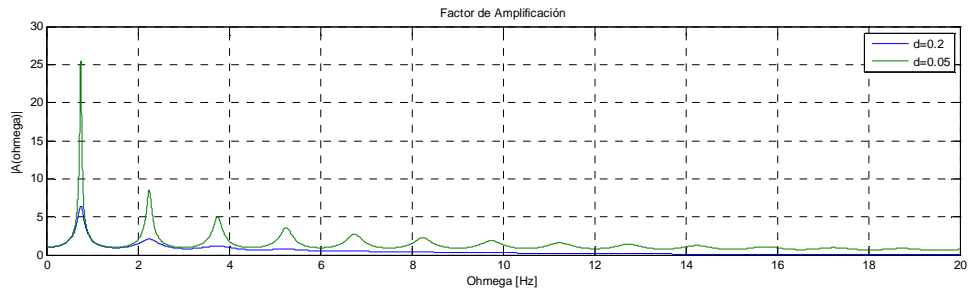
6.6 Amplificación Sísmica (Función de Transferencia)

A continuación se presentan los resultados de la función de transferencia para varios modelos, esto con el fin de mostrar la influencia de las variables como el amortiguamiento, rigidez y profundidad en el valor de función de transferencia.

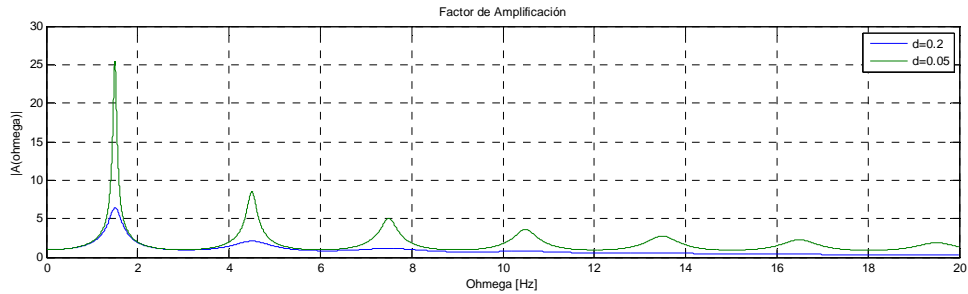
6.6.1 Rigidez Variable (V_s)



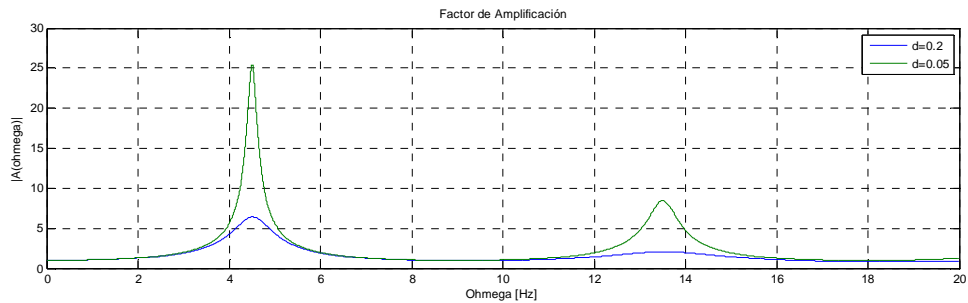
6.6.1.1 1) $V_s=300 \text{ m/s}$



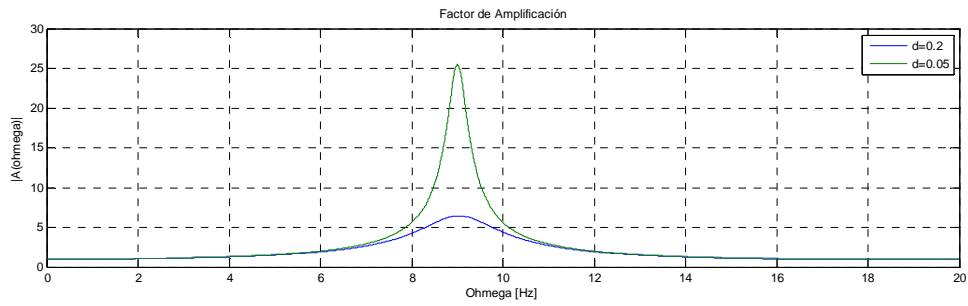
6.6.1.2 2) $V_s= 600 \text{ m/s}$



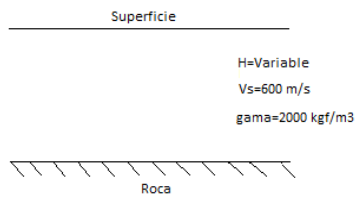
6.6.1.3 3) $V_s= 1800 \text{ m/s}$



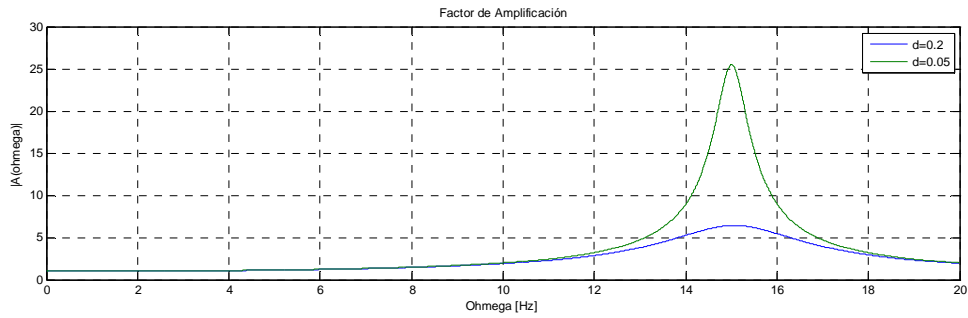
6.6.1.4 4) $V_s = 3000 \text{ m/s}$



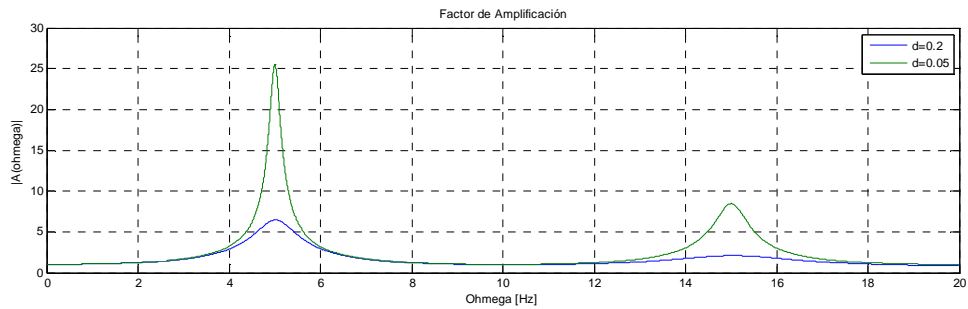
6.6.2 Espesor Variable



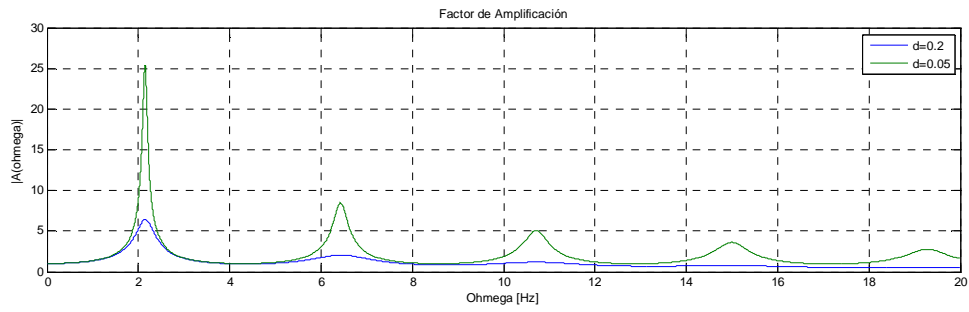
6.6.2.1 1) $H=10\text{m}$



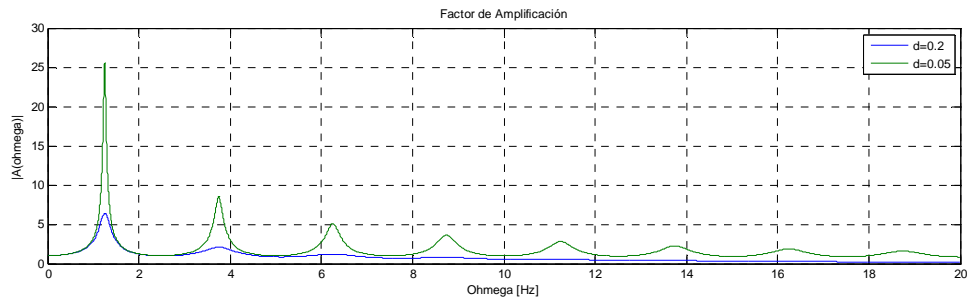
6.6.2.2 2) $H=30\text{m}$



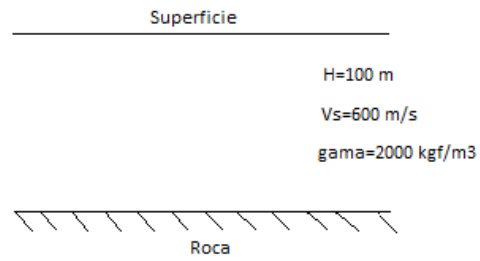
6.6.2.3 3) $H=70m$

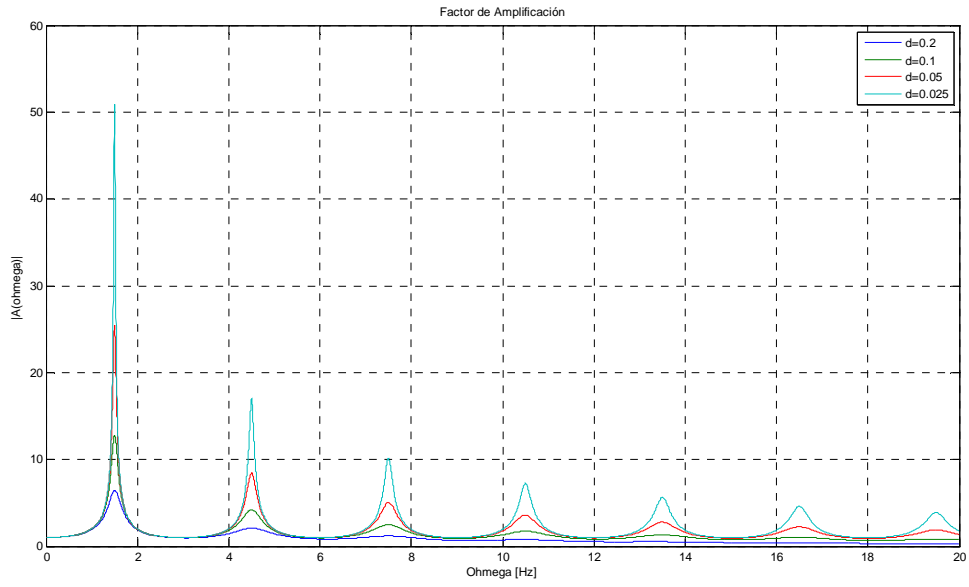


6.6.2.4 4) $H=120m$



6.6.3 Amortiguamiento Variable





6.7 Razones de amplificación de suelo

Se denomina como razón de amplificación al módulo de la función de transferencia. Se utiliza el módulo, ya que esta función da un valor complejo.

En un análisis elástico y lineal, la función de transferencia solo depende de las propiedades del suelo y no de la excitación externa a la cual se somete la estructura de suelo.

Para el caso en que las propiedades de suelo (G y β) dependen de la deformación angular de este, la función de transferencia se ve afectada por la excitación externa a la cual se somete la estructura de suelo.

El programa EERA da la posibilidad e incorporar la no linealidad de los módulos de corte y razón de amortiguamiento como funciones de las deformaciones a través de las propiedades del suelo lineales y equivalentes (Seed y Idriss, 1970) usando un procedimiento iterativo para obtener valores en módulos y amortiguamientos compatibles con las tensiones efectivas en cada estrato.

El programa calcula las tensiones y deformaciones máximas en la mitad de cada estrato para obtener nuevos valores para módulos y amortiguamiento compatibles con un porcentaje específico de la deformación máxima. Las curvas de atenuación que se utilizan son las dadas por H. Bolton Seed y I.M. Idriss.

Con respecto a la definición de los parámetros, existe una gran incertidumbre en la definición de las curvas de atenuación, en particular la de amortiguamiento. Para la correcta definición de las curvas de atenuación del módulo de rigidez y amortiguamiento en relación a la deformación angular del suelo, se necesita conocer con gran detalle la mecánica de suelo, como por ejemplo:

- Cohesión y relaciones esfuerzo-deformación para las arcillas
- Densidad relativa para las arenas
- Establecer correlaciones entre los niveles de consolidación de las gravas en estudio con las curvas de atenuación entregadas por el programa y la literatura.

Para que el programa EERA funcione de manera estable, es necesario introducirle un input de aceleraciones del orden de 8000 datos. Para lograr esto con los registros que se tienen del sismo de Marzo de 1985, es necesario tomar datos intermedios, pasando de una tasa de muestreo de 0.005 [s] a una de 0.02 [s].

La eliminación de estos puntos intermedios del registro, suaviza la curva eliminando el contenido de frecuencias más altas, lo que no tiene mayores efectos sobre los resultados de amplificación en los estratos.

Capítulo 7 Referencias

- Araneda M. y Saragoni R.,1994, *Project of geological survey of strong-motion site in central Chile*, Sección de Ingeniería Estructural, departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, report for Kajima Institute of Construction Technology of Tokio, Santiago, Chile.
- Aravena D., 1997, *Estudio de la localización de eventos sísmicos y determinación de la velocidad de propagación de las ondas sísmicas de compresión y corte en la mina El Teniente*, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- Bardet J.P., Ichii K. and Lin C.H., 2000, *EERA: A Computer Program for Equivalent-linear Earthquake sire Response Analyses of Layered Soil Deposits*, Department of Civil Engineering, University of Southern California.
- Barrientos S. y Kausel E., 1993, *Principales características sísmicas del terremoto del 3 de marzo de 1985*, Capítulo 3 del libro “Ingeniería sísmica. El caso del sismo del 3 de marzo de 1985” Flores R.(editor), Hachette, Santiago.
- Beck D.A., Brady B.H.G., 2002, *Evaluation and application of controlling parameters for seismic events in hard-rock mines*, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 39 633-642.
- Blas O., 2003, *Estudio de amplificación de suelos superficiales y su correlación con registros de acelerogramas del sismo de marzo de 1985 en las zonas de: Illapel, Los Vilos, Iloca, Talca, Cauquenes y Chillan*, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- Bolton Seed H., Idriss I.M., 1970, *Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses*, College of Engineering, University of California, Berkeley, California.
- Bolton Seed H., Ugas C. and Lysmer J. ,1976, *Site-Dependent Spectra for Earthquake-Resistant Design*, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.66, N°1, pp. 221-243.
- Carvajal A.y Saragoni R., 1989, *Estudio comparativo de los terremotos de Valparaíso de 1906 y 1985*, 5^{tas} Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica,Santiago, Chile .
- Chang C.Y., Power M.S., Idriss I.M., Somerville P.G., Silva W., Chen P.C., 1986, *Engineering characterization of ground motion – task II: observational data on spatial variations of earthquake ground motion*, Report no.NUREG/CR-3805, US Nuclear Regulatory Commission, vol 3.
- Chopra, R. W. y Penzien., 1993, *Dynamics of Structures*, MC Graw Hill Inc.
- Comte D., Lorca E., Eisenberg A.,Pardo M., Ponce L., Saragoni R., Singh S.K. and Suarez G., *The central Chile earthquake of 3 march 1985; A repeat of the the great Valparaíso earthquake of 1906*, Science, Vol.233, pp 449-483.
- Crisafulli F., Villafañe E., 2002, *Espectros de respuesta y de diseño*, Universidad Nacional de Cuyo, Facultad de Ingeniería.
- Ghosh A.K. and Kushwaha H.S., 2003, *Development of Uniform Hazard Response Spectra for a Site*, Reactor Safety Division, Bhabha Atomic Research Centre, Mumbai, India.

- Gómez Bernal A., 2002, *Interpretación de los efectos del suelo en el valle de México empleando la red acelerográfica de alta densidad*, Tesis de Doctorado, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Hashash, Y.M.A. and Hook, J.J. and Schmith, B. and Yao, J.I., 2001, *Seismic design and analysis of underground structures*, Tunn.Undergr. Sp. Tech., 16, pp 247-293.
- Hoek E., Carranza-Torres C., Corkum B., 2002, *Hoek-Brown Failure Criterion*.
- Kramer, S., 1996, *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall
- Lanzano G., Bilotta E., Russo G. 2002, *Tunnels under seismic loadings: a review of damage case histories and protection methods*, Department of Hydraulic, Geotechnical and Environmental Engineering (DIGA) University of Naples Federico II, Italy.
- Lobos C., 1999, *Efecto del mecanismo de las ondas superficiales y del suelo en los acelerogramas del terremoto de Chile del 3 de marzo de 1985*, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- Lopez J., 1997, *Manual de Túneles y Obras Subterránea*, Entorno Gráfico, Madrid.
- Luppichini N., 2004, *Interpretación de los acelerogramas del terremoto de Chile central del 3 de marzo de 1985 considerando ondas sísmicas de alta frecuencia*, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- Marchant T., Weir G. 2002, *Earthquake Damage in Underground Roadways*, School of Mathematics and Applied Statistics, University of Wollongong, New Zealand.
- Nasser-Moghaddam A. et al, 2007, *Effects of underground cavities on Rayleigh waves – Field and numerical experiments*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 27 pp. 300-313.
- Navarro C., 1992, *Seismic analysis of underground structures*, Escuela de Ingeniería de Caminos, Ciudad Universitaria, Madrid, España.
- Newmark, N. M. and Hall, W. J. 1982. *Earthquake spectra and design*. EERI Monograph Series, Berkeley, CA.
- Norma Chilena Oficial NCh 2369.of2003, *Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*, INN, Chile.
- Norma Chilena Oficial NCh 433.of1996, *Diseño sísmico de edificios*, INN, Chile.
- Power M., Rosidi D., Kaneshiro J., 1996, *Vol III Strawman: screening, evaluation and retrofit design of tunnels*, Report draft. National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York.
- Reiter L., 1990, *Earthquake Hazard Analysis – Issues and Insights*, Columbia University Press, New York.
- Richart F. et al.1970. *Vibrations of Soils and Foundations*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall
- Romo M., 2008, *Técnica para la generación de diagramas de velocidades y diagramas de desplazamientos a partir de acelerogramas sísmicos*, Centro de investigaciones científicas, Escuela Politécnica del Ejército.

- Ruiz S., 2002, *Formulas de atenuación para la subducción de Chile considerando los dos mecanismos principales de sismogénesis y efectos del suelo y las asperezas*, Memoria de Título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
- Saragoni R., 2005, *Large Earthquake Soil Response*, Heidelberg Conversation.
- Sarria A., *ingeniería Sísmica*, Ediciones Uniades, Universidad de los Andes, Colombia, Cap. 5.0.
- Sharma S.W.R., Judd, 1991, *Underground opening damage from earthquakes*, Engineering Geology, vol. 30, pp. 263-276
- St. John C.M. and Zahrah T.F., 1987, *Aseismic Design of Underground Structures*. Tunnelling and Underground Space Technology, Vol.2, N°2, pp. 165-197.
- Stiros S.C., Kontogianni V.A., 2009, *Coulomb stress changes: From earthquakes to underground excavation failures*, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 46, pp. 182-187.
- Sun X., Philip J., 1997, *A Study on Experimental Modal Analysis for Seismic Response Assessments of Underground Facilities*, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 34:3-4, paper N°307.
- Syckora D.W., Moriwaki Y., Barneich J.A., 1996, *Measured Variation of Peak Acceleration and Peak Particle Velocity With Depth at Soil Sites*, Paper N° 1573, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering.
- Urbancic T., Trifu C., 1997, *Seismic Monitoring of Mine Environments*, Fourth Decennial International Conference on Mineral Exploration, pp. 941-950.
- Verdugo R., *Dinámica de Suelos-Amplificación Sísmica*, Apuntes Dinámica de Suelos.
- Wang Jaw-Nam, 1993, *Seismic Design of Tunnels – A Simple State-of-the-Art Design Approach*, Parsons Brinckerhoff Inc. One Penn Plaza, New York.
- Yue Q.X. and Li J., 2008, *Dynamic Response Of Utility Tunnel During The Passage Of Rayleigh Waves*, 14th World Conference On Earthquake Engineering, Beijing, China.