

**EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA EN EL ESTRATO DE SUELO DEL
EDIFICIO 350 DE LA UNIVERSIDAD DEL VALLE**



JUAN SEBASTIAN PERALTA

UNIVERSIDAD DEL VALLE

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GEOMÁTICA

SANTIAGO DE CALI, AGOSTO 2015

EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA EN EL ESTRATO DE SUELO DEL
EDIFICIO 350 DE LA UNIVERSIDAD DEL VALLE

JUAN SEBASTIAN PERALTA

Tesis presentada a la Escuela de Ingeniería Civil y Geomática para la obtención
del Título de

Magíster en:

Ingeniería Civil

Dirigido por:

Alejandro Cruz Escobar

Eimar Andrés Sandoval

UNIVERSIDAD DEL VALLE

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GEOMÁTICA

SANTIAGO DE CALI, AGOSTO 2015

Resumen

En la presente investigación se evaluó la respuesta sísmica local de los suelos bajo el Edificio 350 de la Universidad del Valle, teniendo como marco conceptual el Estudio de Microzonificación Sísmica de Santiago de Cali y el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente vigente (NSR-10).

El análisis realizado se llevó a cabo mediante la implementación de metodologías de tipo dinámico no lineal, en particular los métodos de Series de Volterra y Lineal Equivalente, tanto para el caso unidimensional como bidimensional. Estas metodologías fueron evaluadas ante diferentes rangos de deformación cortante, y comparadas experimentalmente con ensayos realizados a una caja cortante sujeta a una mesa sísmica. Los resultados muestran que la metodología Lineal Equivalente presenta un mejor comportamiento para el rango de deformaciones esperadas en la ciudad de Cali.

Los resultados de la investigación muestran una clara amplificación de las aceleraciones en superficie con respecto al estrato de suelo duro encontrado a 30 metros de profundidad, pasando de 0.2 g en el basamento rocoso a 0.93 g en la superficie para periodos cortos ($T < 0.8$ segundos). Por último, se propone un espectro de diseño armonizado con la NSR-10 para la zona del Edificio 350.

CONTENIDO

	Pág.
1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 ANTECEDENTES GENERALES	1
1.1.1 Respuesta de sitio	2
1.1.2 Geología y sismicidad local	6
1.1.3 Estado del arte	13
1.2 OBJETIVOS Y ALCANCES	15
1.3 LIMITACIONES.....	15
1.4 ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO.....	16
2 COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE LOS SUELOS.....	18
2.1 ESTADOS DE ESFUERZOS SOBRE UNA MASA DE SUELO.....	19
2.1.1 Estado de tensiones en sitio.....	19
2.1.2 Estado de tensiones estático.....	21
2.1.3 Estado tensional dinámico.....	23
2.2 PROPIEDADES DINÁMICAS	29
2.2.1 Comportamiento del suelo ante carga cíclica.....	31
2.2.2 Modelo hiperbólico	34
2.3 MÉTODOS DE ANALISIS.....	36
2.3.1 Series de Volterra.....	36
2.3.2 Método lineal equivalente.....	42
3 PRUEBAS EXPERIMENTALES Y CONCEPTUALES.....	44
3.1 ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE UN SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD	44

3.1.1 Modelación numérica mediante elementos finitos del sistema caja-suelo	47
3.1.2 Comparación entre las respuestas de los modelos unidimensionales y bidimensionales con la respuesta experimental	50
3.2 APROXIMACIÓN NÚMERICA A LAS CURVAS DE COMPORTAMIENTO DE LAS PROPIEADES DINÁMICAS DEL SUELO	52
3.2.1 Análisis de sensibilidad de las series de Volterra	54
3.3 SISTEMA DE 2 y 4 GRADOS DE LIBERTAD ANTE IMPULSO SINUSOIDAL	59
4 SISTEMA DINÁMICO ANALIZADO	61
4.1 EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO	61
4.1.1 Investigación en campo	61
4.1.2 Ensayos de laboratorio	61
4.2 MODELO DEL SUELO	63
4.3 RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO LINEAL	64
4.3.1 Obtención del módulo cortante lineal para el sistema de 5 capas	65
4.4 REGISTROS SÍSMICOS UTILIZADOS	72
4.5 PRUEBA TEÓRICA DE DEFORMACIÓN	73
5 ESPECTROS DE RESPUESTA Y DE DISEÑO	75
5.1 ESPECTROS DE RESPUESTA	75
5.1.1 Espectro de diseño mediante EUA	77
5.1.2 Espectros de diseño mediante la metodología propuesta por Newmark y Hall	80
5.2 COMPARACIÓN DE LOS ESPECTROS DE DISEÑO	85

5.2.1 Metodología EUA	85
5.2.2 Metodología Newmark.....	86
5.3 ESPECTRO ARMONIZADO CON LA NSR-10	88
5.3.1 Espectro armonizado para la metodología EUA.....	88
5.3.2 Espectro armonizado para la metodología propuesta por Newmark	89
5.3.3 Espectro de diseño para el Edificio 350	90
6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	92
6.1 ESTUDIOS LOCALES	92
6.2 COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE LOS SUELO	92
6.3 MÉTODOS DE ANÁLISIS.....	93
6.4 SISTEMA DINÁMICO ANALIZADO	95
6.5 ESPECTROS DE RESPUESTA Y DE DISEÑO	95
BIBLIOGRAFÍA	97
ANEXO A – PERFORACIÓN DE CAMPO	102
ANEXO B – RESULTADOS PRUEBAS DE LABORATORIO	105
ANEXO C – RESPUESTAS CAJA CORTANTE	109
ANEXO D – CURVAS DE PROPIEDADES DINÁMICAS.....	115

LISTA DE TABLAS

	Pág.
TABLA 2-1. Método de cálculo para cargas estáticas más comunes.....	22
TABLA 2-2. Tipo de ondas sísmicas- imágenes adaptadas de (Bolt, 1976).	23
TABLA 2-3. Valores típicos de V_p Y V_s – Fuente (Das, 2010).	26
TABLA 2-4. Cuatro teorías de vigas – adaptada (SEON ET AL, 1999).....	27
TABLA 2-5. Porcentaje de diferencia con respecto a un modelo teórico obtenido por Trail y Collar (1953).....	28
TABLA 2-6. Comportamiento del modelo de Kelvin-Voigt.....	31
TABLA 2-7. Valores típicos para $Gm\dot{A}x$ – Fuente (Das et al, 2006)	32
TABLA 2-8. Parámetros del modelo hiperbólico extendido para varios tipos de suelos de cali – Fuente (MZSC, Informe 5.2; Pág. 50).....	35
TABLA 3-1. Frecuencia natural amortiguada de la caja cortante con arena	47
TABLA 3-2. Propiedades teóricas de la caja cortante	48
TABLA 3-3. Módulo cortante de la arena del río cauca.....	50
TABLA 3-4. Coeficientes de correlación entre los modelos teóricos y el análisis experimental.....	51
TABLA 3-5. Respuesta de los 3 métodos considerados para los sistemas (a) y (b).....	60
TABLA 4-1. Resumen ensayos de laboratorio	62
TABLA 4-2. Porcentajes de amortiguamiento lineal para el sistema del suelo bajo el Edificio 350	65

TABLA 4-3. Propiedades iniciales dadas por el modelo hiperbólico extendido	66
TABLA 4-4. Número de capas necesarias por estrato para un ERS del 1%.....	69
TABLA 4-5. Módulo cortante de referencia	70
TABLA 4-6. Resumen parámetros iniciales para el algoritmo de optimización	70
TABLA 4-7. Resultados proceso de optimización	71
TABLA 4-8. Resumen de las propiedades del modelo del suelo bajo el edificio 350	71
TABLA 4-9. Registros sísmicos usados para obtener la respuesta sísmica del perfil de suelo bajo el Edificio 350	73
TABLA 5-1. Parámetros para la construcción del espectro de diseño mediante la metodología EUA	80
TABLA 5-2. Factores de amplificación: espectro elástico de diseño – Fuente (Chopra, 2012, pág 233)	82
TABLA 5-3. Parámetros para el espectro de diseño para la formulación unidimensional	84
TABLA 5-4 Parámetros para el espectro de diseño para la formulación bidimensional	84
TABLA 5-5. Parámetros para el espectro de diseño según la mzsc	85
TABLA 5-6. Coeficientes de diseño para la zona 4D armonizados con el Reglamento NSR-10. adapta de (Decreto 411.0.20.0158, Cali marzo 2014).....	88
TABLA 5-7. Coeficientes de diseño para el Edificio 350 - EUA armonizados con el Reglamento NSR-10	89
TABLA 5-8. Coeficientes de diseño para el Edificio 350 – Newmark armonizados con el Reglamento NSR-10.....	90

TABLA A-1. Resultados de barridos frecuenciales aplicados a la caja cortante .	109
TABLA A-2. Resultados del análisis teórico a la caja cortante vacía.	110
TABLA A-3. Resultados de barridos frecuenciales con diferente amplitud aplicados a la caja cortante con arena.....	111
TABLA A-4. Resultados de pruebas de vibración libre aplicadas a la caja cortante llena.....	113
TABLA A-5. Simulación de caja a cortante con arena para diferentes niveles de amplitudes.....	114

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
FIGURA 1-1. Esquema de filtro lineal	3
FIGURA 1-2. Efecto de sitio debido al depósito de suelo – adaptada de (Filiatrault, André, et al., 2013)	4
FIGURA 1-3. Sensores para la toma de registros sísmicos, (a) esquema básico de ubicación, (b) sismómetro 3d sinus, (c) borehole cmg-40t.....	5
FIGURA 1-4. Metodología frecuenciales de análisis – adaptada (De Martin, 2010)	6
FIGURA 1-5. Distribución de sismos en Colombia – Fuente (Escobar, 2012)	7
FIGURA 1-6. Mapa topográfico del Valle del Cauca - Fuente (Dr Brains, 2012).....	8
FIGURA 1-7. Mapa geológico del valle del cauca (Arango, 2007)	8
FIGURA 1-8. Mapa neotectónico regional – Adaptado de (MZSC – N2)	9
FIGURA 1-9. Mapa microzonificación sísmica – Adaptada de (MZSC, 2002).....	11
FIGURA 1-10. Resumen de la estratificación del edificio 350, según registro de campo	12
FIGURA 1-11. Organización esquemática del trabajo.....	17
FIGURA 2-1. Clasificación de problemas dinámicos - Adaptada (Ishihara, 1996)	18
FIGURA 2-2. Elemento de suelo bajo nivel freático a una profundidad z.....	19
FIGURA 2-3. Variación de χ de un limo según el grado de saturación – Adaptada de (Budhu, 2008)	21
FIGURA 2-4. Elemento diferencial de esfuerzo.....	24
FIGURA 2-5. Modelo de viga a cortante – Fuente (Elgamal, 2013)	28

FIGURA 2-6. Comportamiento del suelo según su nivel de deformación – Fuente (Alarcón, Álvarez, 1989).....	29
FIGURA 2-7. Modelo de Kelvin-Voigt.....	30
FIGURA 2-8. Comportamiento esfuerzo-deformación ante carga cíclica (a) experimental, (b) respuesta del modelo de Kelvin-Voigt	32
FIGURA 2-9. Comportamiento de un limo de alta plasticidad	34
FIGURA 2-10. Esquema de solución mediante series de Volterra.....	36
FIGURA 2-11. Variación de g mediante el método lineal equivalente.....	42
FIGURA 2-12. Diagrama de flujo del método lineal equivalente - Fuente (Santana, 1999)	43
FIGURA 3-1. Mesa cortante usada, a) foto de la caja, b) vista en planta, c) vista lateral	45
FIGURA 3-2. Instrumentación de la caja cortante	45
FIGURA 3-3. Resultado análisis experimental de un barrido frecuencial entre 12 a 28 Hz en la caja vacía	46
FIGURA 3-4. Contenido frecuencial de la caja cortante ante diferentes amplitudes.....	47
FIGURA 3-5. Modelación en elementos finitos de la caja cortante	48
FIGURA 3-6. Primer modo de la caja vacía, dado por un análisis modal en elementos finitos	49
FIGURA 3-7. Criterio de falla Mohr - Coulomb.....	49
FIGURA 3-8. Respuesta temporal del modelo unidimensional vs respuesta experimental.....	51
FIGURA 3-9. Determinación del R^2 para el modelo unidimensional a una entrada de 0.1g	52

FIGURA 3-10. Estratigrafías utilizadas, (a) sistema de 2 GDL con propiedades iguales, (b) sistema de 4 GDL.....	53
FIGURA 3-11. Impulso semi-sinusoidal	54
FIGURA 3-12. Comparación entre el modelo hiperbólico y la aproximación en series de Taylor.....	55
FIGURA 3-13. Comparación entre el modelo hiperbólico extendido y las series de Taylor para el suelo del Edificio 350	56
FIGURA 3-14. Respuesta total (incluido hasta el 3° grado de no linealidad)	57
FIGURA 3-15. Respuesta lineal y no lineal de la capa 1 para una amplitud de 0.1 G	58
FIGURA 3-16. Respuesta lineal y no lineal de la capa 2 para una amplitud de 0.1 G	58
FIGURA 3-17. Deformación cortante producida debido a la amplitud de la entrada sinusoidal	59
FIGURA 3-18. Diferencia entre deformaciones máximas de la respuesta total y lineal.....	59
FIGURA 3-19. respuesta temporal de la capa superficial para el modelo (a) de 2 GDL.....	60
FIGURA 3-20. Respuesta temporal de la capa superficial para el sistema (b) de 4 GDL.....	60
FIGURA 4-1. Esquema ensayo Bender Elements – Adaptado de (Nihei, 1992)...	63
FIGURA 4-2. Modelo del suelo considerado para el Edificio 350.....	64
FIGURA 4-3. Modelo dinámico de masas concentradas de la columna de suelo bajo el Edificio 350	68
FIGURA 4-4. Gráfica n vs t_1 para considerar porcentaje de error debido a la concentración de masas	68

FIGURA 4-5. Curva de módulo cortante y relación de amortiguamiento.....	72
FIGURA 4-6. Entrada teórica usada en el análisis preliminar del estrato de suelo del 350	74
FIGURA 4-7. Deformaciones esperadas del estrato de suelo del 350 ante una aceleración de 0.2G	74
FIGURA 5-1. Espectro de respuesta para un amortiguamiento del 5 %, mediante formulación unidimensional.....	76
FIGURA 5-2. Comparación del promedio de los espectros de respuesta para un amortiguamiento del 5 %, obtenidos mediante las formulaciones unidimensional y bidimensional	76
FIGURA 5-3. Espectro de amenaza uniforme en roca para la ciudad de Cali.....	77
FIGURA 5-4. Relación espectral para el Edificio 350.....	77
FIGURA 5-5. Espectro de amenaza uniforme en superficie para la ciudad de Cali	78
FIGURA 5-6. Espectro de diseño propuesto mediante el EUA superficial para una formulación unidimensional.....	78
FIGURA 5-7. Espectro de diseño propuesto mediante el EUA superficial para una formulación bidimensional.....	79
FIGURA 5-8. Comparación de los espectros de diseño propuestos mediante las formulaciones unidimensional y bidimensional	79
FIGURA 5-9. Gráfico tripartita mediante la formulación unidimensional	81
FIGURA 5-10. Espectro suavizado para los percentiles del 50% y 84.1% mediante la formulación unidimensional	82
FIGURA 5-11. Espectro de diseño para formulación unidimensional.....	83
FIGURA 5-12. Espectro de diseño para formulación bidimensional.....	83

FIGURA 5-13. Espectro de diseño mediante la metodología EUA.....	86
FIGURA 5-14. Espectros de diseño mínimos (50° percentil) mediante la metodología de Newmark.	87
FIGURA 5-15. Espectros de diseño máximos (84.1° percentil) mediante la metodología de Newmark.	87
FIGURA 5-16. Espectro de diseño para el edificio 350 – EUA armonizado según el Reglamento NSR-10.....	89
FIGURA 5-17. Espectro de diseño para el edificio 350 – Newmark armonizado según el Reglamento NSR-10.....	90
FIGURA 5-18. Espectro de diseño armonizado con el Reglamento NSR-10 para los suelos del Edificio 350	91

GLOSARIO

Acrónimos

$\ddot{x}_b(t)$	Aceleración en base
$\ddot{x}_r(t)$	Aceleración en roca
$\ddot{x}_{ff}(t)$	Aceleración en superficie libre
K_0	Coefficiente de presión lateral de reposos
γ_{rn}	Deformación cortante de referencia para la capa n
σ'_3	Esfuerzo horizontal efectivo
σ'_1	Esfuerzo vertical efectivo
χ	Factor de Bishop dependiente del grado de saturación
$\ddot{y}(t)$	Función aceleración
ω	Frecuencia circular
f_{na}	Frecuencia natural amortiguada
f_n	Frecuencia natural cíclica
ϕ'	Fricción interna
$[H^n(\omega)]$	Kernel de Volterra para un grado de no linealidad n
$[M]$	Matriz de masa acoplada
$[K^*]$	Matriz de rigidez compleja global
$[I]$	Matriz identidad
G_n	Módulo cortante para la capa n
G_0	Módulo cortante para régimen lineal
$G_{m\acute{a}x}$	Módulo cortante para régimen lineal
E	Módulo de elasticidad o de Young

γ	Peso específico
γ_w	Peso específico del agua
γ_{sat}	Peso específico saturado
γ'	Peso específico sumergido
$T_{1(i)}$	Periodo asociado al estrato i
u_a	Presión del aire
u	Presión intersticial
ξ_n	Relación de amortiguamiento para la capa n
ξ_{min}	Relación de amortiguamiento para régimen lineal
μ	Relación de Poisson
$y_t(t)$	Respuesta total del sistema
$\mathcal{F}[t]$	Transformada de Fourier
$\mathcal{L}[t]$	Transformada de Laplace
τ_f	Esfuerzo cortante de falla según modelo de Mohr-Coulomb

Abreviaturas

<i>PGA</i>	Aceleración pico efectiva
<i>DAGMA</i>	Departamento Administrativo De Gestión Del Medio Ambiente
<i>ERS</i>	Error por concentración de masas
<i>EUA</i>	Espectro uniforme de amenaza
<i>MZSC</i>	Estudio De Microzonificación Sísmica de Santiago de Cali
<i>GDL</i>	Grado de libertad
<i>MDF</i>	Método de las Diferencias Finitas

<i>MEF</i>	Método de los Elementos Finitos
<i>MGL</i>	Múltiples grados de libertad
<i>SPT</i>	Prueba de Penetración Estándar
<i>NSR – 10</i>	Reglamento Colombiano De Construcción Sismo Resistente
<i>OCR</i>	Relación de sobreconsolidación
<i>SGC</i>	Servicio Geológico Colombiano

1 INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES GENERALES

Los diferentes estudios de los efectos locales sobre el comportamiento dinámico del suelo y las propiedades de las señales sísmicas realizadas en la geología regional, han demostrado la gran influencia de la estratificación local en las fuerzas que una estructura cimentada en el sitio pueda experimentar. Entre los autores que han reportado este fenómeno se encuentran Alfaro, et al. (2005); Bergamaschi, et al. (2011) y Caserta, et al. (2013). Teniendo esto en cuenta, actualmente se ha generado un cierto grado de incertidumbre sobre las cargas sísmicas que actuarán en el Edificio 350 de Ingeniería Civil de la Universidad del Valle. Debido a que al momento de su diseño y construcción (1971) no se contaba con una información geotécnica detallada para la evaluación dinámica, ni con un espectro de diseño que tuviera en cuenta los parámetros dinámicos del sitio en específico.

Al ser el Edificio 350 una estructura pública y educativa ubicada en una zona de alta amenaza sísmica, cobra relevancia el estudio de los posibles efectos de sitio, los cuales pueden amplificar (caso no deseado) o atenuar (caso deseado) las señales sísmicas. Este análisis local está contemplado por el Reglamento Colombiano De Construcción Sismo Resistente (NRS-10) en su Título A, en particular el artículo A.2.9 – Estudios de microzonificación sísmica, el cual plantea la necesidad de hacer estudios más específicos en las diferentes regiones del país.

En el 2002 el Servicio Geológico Colombiano (SGC) en compañía con el Departamento Administrativo de Gestión del Medio Ambiente (DAGMA) realizaron en la ciudad de Santiago de Cali, un trabajo titulado Estudio De Microzonificación Sísmica de Santiago de Cali (MZSC), en el cual se dividió la ciudad en 10 micro zonas con respuesta dinámica diferente. A pesar de que cada micro zona presenta un pasado geológico igual y periodos de vibración parecidos, estas resultan ser muy grandes desde un punto de vista local, debido a que la respuesta dinámica del suelo depende de factores tan variados como el nivel de consolidación, la distribución granulométrica a través de toda la estratificación, la variación de las propiedades dinámicas con la deformación cortante, entre otros (Filiatrault, et al. 2013). Por lo tanto un estudio más detallado disminuiría la posible incertidumbre de considerar zonas tan amplias

Por las razones anteriormente expuestas, en este trabajo se evaluó desde un punto de vista teórico, la influencia de la estratificación del sitio en la respuesta sísmica. Con esta información, se propuso un espectro de diseño local, el cual representa de una manera más confiable las verdaderas cargas sísmicas a las cuales el Edificio 350 se podría ver sometido, debido a que este espectro se obtuvo con datos geotécnicos en sitio y con los sismos esperados de la región.

1.1.1 Respuesta de sitio

Efectos de sitio

Los efectos de sitio son un fenómeno local que se caracteriza por modificar la amplitud, la frecuencia y la duración de las ondas sísmicas que se transmiten a través de un medio heterogéneo como el suelo. Las características del sitio como la geología, la geomorfología y las propiedades del terreno son las responsables de que una señal de entrada en la base $\ddot{x}_r(t)$ modifique sus propiedades a medida que las ondas sísmicas atraviesan el suelo, llegando a la superficie libre como una señal $\ddot{x}_{ff}(t)$ diferente.

Una de las principales causas de los efectos de sitio es la topografía local, la cual genera un cambio en las amplitudes y una modificación en la trayectoria de la onda. Distintas investigaciones como las realizadas por Taborda (2012), Panzera (2013), Shiann-Jong (2009) entre otros, han demostrado que las amplificaciones por efectos topográficos son propias de las crestas y formas convexas, mientras que la atenuación se da en geometrías cóncavas. Comúnmente estos efectos se producen en zonas montañosas donde se pueden encontrar topografías con cambios agudos de pendientes, generando una amplificación topográfica debido a los fenómenos de refracción, difracción y reflexión de onda. Este efecto de amplificación puede producir grandes deslizamiento de taludes y puede presentar en general las siguientes características (Sepúlveda, 2011):

- Aceleraciones varias veces mayores a las de campo libre sin influencia topográfica.
- La amplificación en general es mayor en ondas S.
- Los efectos tridimensionales por presencia de cordones montañosos vecinos pueden producir mayores amplificaciones que en laderas aisladas (Geli & Bard. 1988).
- El efecto topográfico es mayor para ondas que viajan en sentido de la cara del talud y para ondas inclinadas (Ashford & Sitar, 1997).

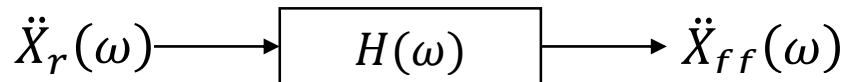
Debido a la alta complejidad del análisis, este tipo de problemas se estudian mediante métodos numéricos como el Método de Elementos Finitos (MEF) cuyo fin es evaluar de manera tridimensional los posibles efectos que tienen la refracción, difracción y reflexión en la amplitud, frecuencia y duración de la onda.

Otra de las principales causas de los efectos de sitio es el cambio en las propiedades de los suelos estratificados (base del presente estudio), cuya importancia radica en que la mayoría de las estructuras se encuentran cimentadas sobre terrenos con estratificaciones heterogéneas. Con el fin de simplificar el

problema, se puede asumir que las ondas sísmicas se transmiten por un medio elástico estratificado de manera horizontal cuyas propiedades varían verticalmente (caso unidimensional). Este tipo de medio por lo general presenta las siguientes propiedades: (I) aumento de la rigidez a medida que la profundidad se hace mayor, debido a que los suelos presentan un nivel de confinamiento superior; (II) variación de la relación de amortiguamiento y del módulo cortante entre capas de suelos, propiedades esenciales para la disipación de energía mecánica y la capacidad de deformación; y (III) un contraste de impedancias entre las diferentes capas en contacto, generando mayor amplificación en materiales jóvenes poco consolidados que suprayacen estratos rocosos (Trigo, 2007).

Una de las consecuencias directas de los efectos producidos por los suelos estratificados es la amplificación dinámica, la cual es generada por el cambio frecuencial que experimentan las ondas sísmicas a través de su viaje hacia la superficie, originando un posible fenómeno de resonancia si la frecuencia del movimiento sísmico es muy cercano a la frecuencia natural del suelo. Para explicar esto se puede considerar el suelo como un filtro que atenúa las frecuencias altas y amplifica las bajas, dependiendo del tipo de material y su distribución. Este proceso se puede esquematizar como se muestra en la **Figura 1-1**, donde al depósito de suelo se le asigna una función $H(\omega)$, que representa el medio por el cual existe un cambio de la señal de entrada con respecto a la señal de salida (en el capítulo 2 se ampliará esta definición).

Figura 1-1. Esquema de filtro lineal

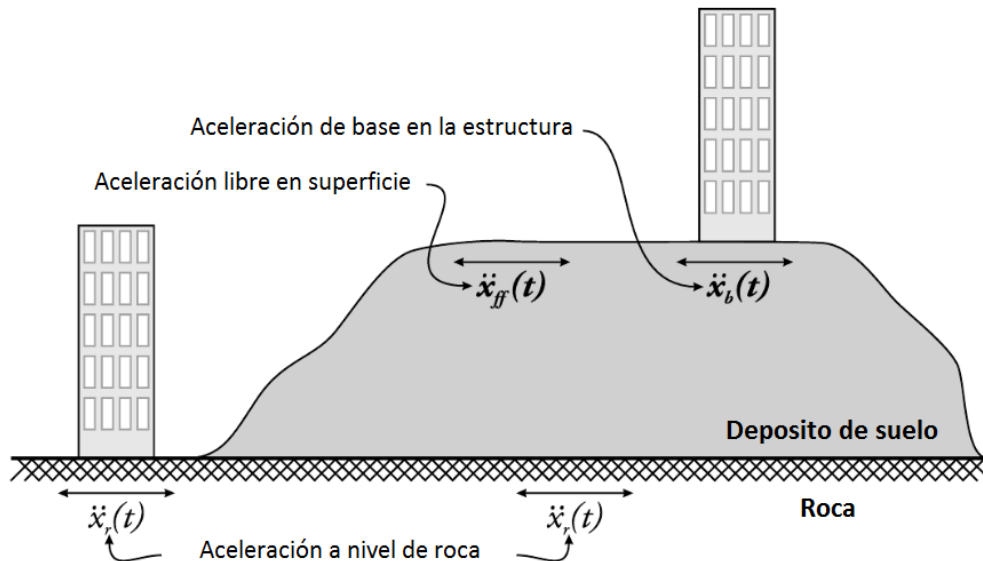


Desde el punto de vista dinámico, el cual considera tanto las fuerzas inerciales como las fuerzas externas aplicadas y la capacidad de disipación de energía como propiedades fundamentales en la respuesta de un sistema dinámico, se puede concluir que los factores más influyentes para que se genere el fenómeno de efectos de sitio son:

- Profundidad del basamento rocoso: influye directamente en las fuerzas inerciales consideradas en el análisis dinámico.
- Propiedades dinámicas del suelo: están relacionadas con la capacidad de disipar energía (razón de amortiguamiento, ξ) y con el nivel de deformación cortante (módulo cortante, G).
- Tipo de fuentes sísmicas y características del basamento rocoso: estas dos características controlan directamente las fuerzas externas que son aplicadas en la base del sistema.

El fenómeno de los efectos de sitio se puede apreciar en la **Figura 1-2**, mediante la representación de dos estructuras que experimentan la misma aceleración en roca ($\ddot{x}_r(t)$) pero cada una soporta una señal sísmica diferente. La estructura de la izquierda se ve sometida a una aceleración de base $\ddot{x}_r(t)$, mientras que la estructura de la derecha soporta una aceleración de base $\ddot{x}_b(t)$, la cual puede ser diferente a la aceleración libre superficial $\ddot{x}_{ff}(t)$ dependiendo de la interacción suelo-estructura (ISE) presente en el sitio. Sin ánimo de perder generalidad y de acuerdo con los alcances del presente trabajo (1.2) se considerará $\ddot{x}_b(t) = \ddot{x}_{ff}(t)$ debido a que no se tendrá en cuenta la interacción de la cimentación del Edificio 350 con el suelo. Este cambio en la señal sísmica de $\ddot{x}_r(t)$ a $\ddot{x}_b(t)$, se debe a la unión de procesos físicos tales como efectos termodinámicos, hidráulicos y mecánicos, los cuales son la verdadera causa de la variación en las características de la onda y la respuesta dinámica del estrato de suelo (Ishihara, 1996).

Figura 1-2. Efecto de sitio debido al depósito de suelo – Adaptada (Filiatrault, et al., 2013)



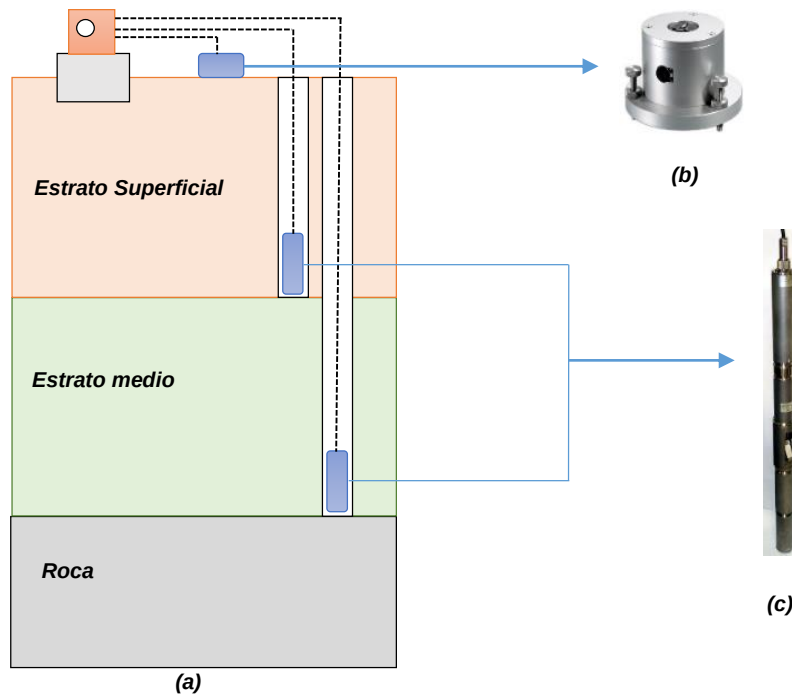
Medición y evaluación de los efectos de sitio

La evaluación de los efectos de sitio se puede realizar mediante el uso de técnicas directas e indirectas:

(i) Entre las técnicas indirectas se encuentran los análisis de refracción sísmica y de amenaza por posibles fallas inducidas (Sepúlveda, 2011). Debido a limitaciones técnicas dadas por la NSR-10 en su título H sobre estudios geotécnicos, los resultados de este tipo de técnicas deben ser muy bien analizados por una persona que tenga el criterio necesario para evaluar posibles inconsistencias en los resultados.

(ii) Con relación a las técnicas directas la metodología más usada, en grandes proyectos de ingeniería y en diferentes investigaciones, ha sido el uso de sensores sísmicos ubicados tanto en superficie como en profundidad (**Figura 1-3**) con el propósito de conocer a partir de datos reales el posible cambio en la amplitud o frecuencia de la señal a medida que ésta atraviesa la estratificación local. Por lo general, se utilizan dos sensores para este análisis; el primero conocido por su nombre en inglés *Borehole* se ubica en la parte más profunda (si es posible en roca) y registra las aceleraciones de entrada, y el segundo se encuentra ubicado de manera superficial para registrar las aceleraciones en la superficie libre. A partir de las señales registradas con dichos sensores es posible caracterizar el sitio desde un punto de vista dinámico, asignando desplazamientos, velocidades y aceleraciones pico al sitio, parámetros fundamentales para cualquier diseño estructural.

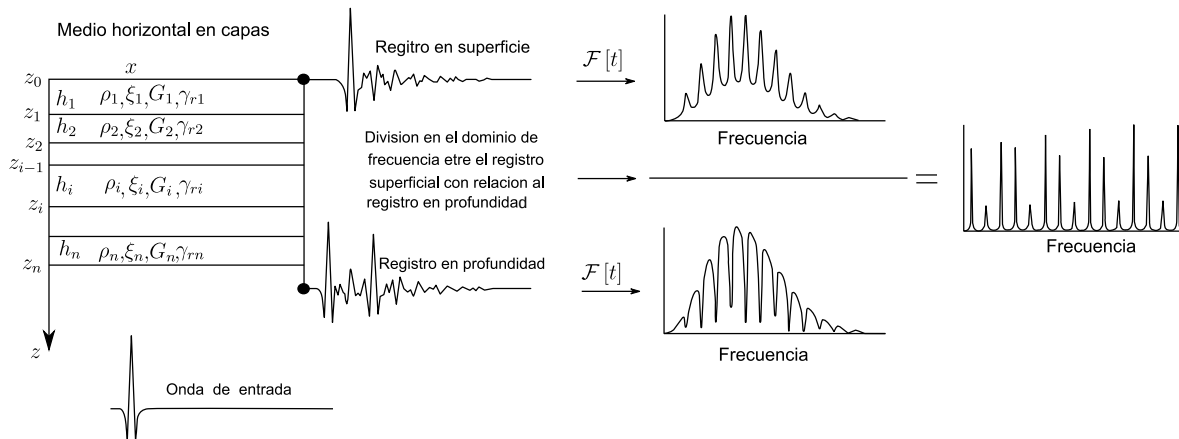
Figura 1-3. Sensores para la toma de registros sísmicos, (a) esquema básico de ubicación, (b) sismómetro 3D SINUS, (c) Borehole CMG-40T



En la actualidad existen diversas técnicas para evaluar los resultados obtenidos de manera experimental, estos datos le permiten al ingeniero mediante un análisis teórico conocer tanto las características dinámicas del depósito de suelo como el cambio real en la onda sísmica. En general las distintas técnicas de análisis se pueden agrupar en dos grandes metodologías presentadas de manera introductoria a continuación y explicadas y ampliadas en el Capítulo 2 :

- a. Métodos temporales: estos métodos son usados para tener en cuenta la no linealidad presente en el régimen plástico de los suelos. La metodología para abordar este tipo de casos, se centra en la utilización de métodos numéricos que permitan en cada instante de tiempo evaluar tanto el cambio de las propiedades de los suelos como encontrar la respuesta en desplazamientos. Las técnicas que mejor comportamiento han demostrado tener en la práctica, son el Método de las Diferencias Finitas (MDF) y el MEF (Kramer, 1996).
- b. Métodos frecuenciales: estas metodologías son muy utilizadas en la práctica debido a que permiten conocer de manera simple las frecuencias en las que el suelo amplifica o atenúa una señal sísmica. Uno de los métodos más usados actualmente es el de la división en frecuencia entre el registro superficial y el de profundidad, lo que permite obtener una función de amplificación llamada “función de transferencia empírica”, la cual depende única y exclusivamente de las propiedades del sistema considerado. El proceso para obtener esta función se esquematiza en la **Figura 1-4**, donde se muestra como inicialmente una onda de entrada excita al suelo compuesto por capas horizontales, esta señal es registrada en profundidad (no necesariamente en roca) por un sensor borehole y superficialmente mediante un sismómetro. Las señales son transformadas de un espacio temporal a uno frecuencial mediante la transformada de Fourier, permitiendo así la división punto a punto entre el registros superficial sobre el de profundidad (De Martin y Florent, 2010).

Figura 1-4. Metodología frecuenciales de análisis – adaptada de (De Martin, 2010)



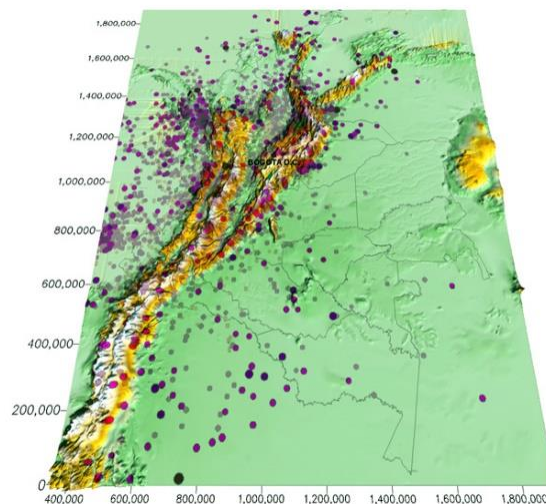
1.1.2 Geología y sismicidad local

El sitio de estudio se encuentra ubicado en la ciudad de Santiago de Cali, al sur del Departamento del Valle del Cauca y en la Región Pacífica colombiana. Esta región hace parte del llamado Cinturón de fuego del Pacífico, la cual se caracteriza por concentrar algunas de las zonas de subducción más importantes del mundo en las que se generan los sismos de magnitudes más altas registrados a nivel mundial. La

Región Pacífica colombiana se encuentra dentro del llamado bloque Norandino, una zona de convergencia entre las placas de Nazca (oceánica) y la Sudamericana (continental) que se desplazan a una velocidad relativa de aproximadamente 9 centímetros por año, generando una alta amenaza sísmica en toda la Región Occidental de Colombia. Adicional a esto se debe tener en cuenta que esta región posee una gran cantidad de micro fallas continentales y limita con la falla del Romeral que junto a la falla del Piedemonte Llanero constituyen las dos principales fuentes de amenaza sísmica en Colombia.

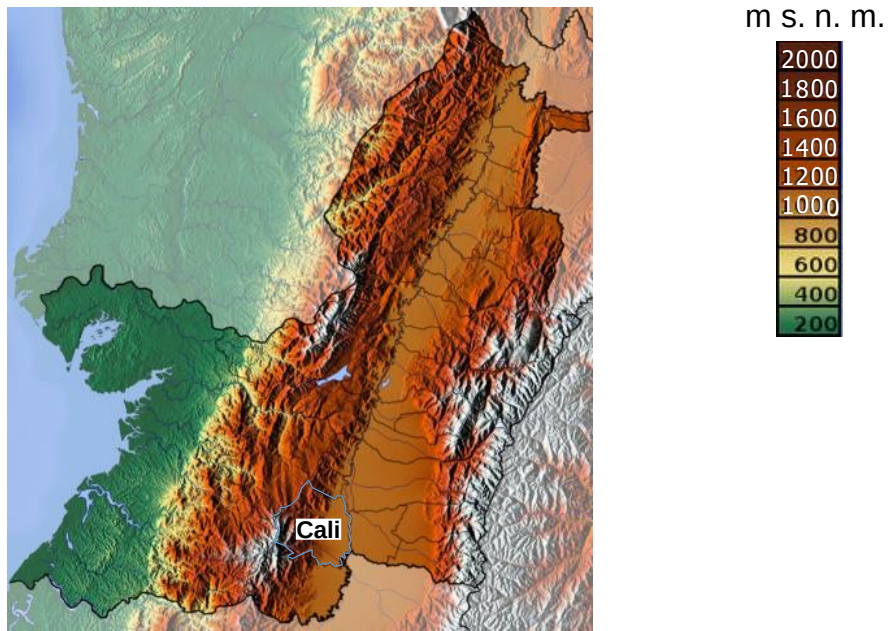
La **Figura 1-5** muestra mediante puntos morados de diferentes tamaños e intensidad de color la distribución histórica de los sismos en Colombia. En ella se puede notar como la mayoría de los sismos registrados se encuentran al occidente de la cordillera de los Andes justo en la zona de subducción entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana, confirmando la alta sismicidad de la región Pacífica Colombiana.

Figura 1-5. *Distribución de sismos en Colombia – Fuente (Escobar, 2012)*



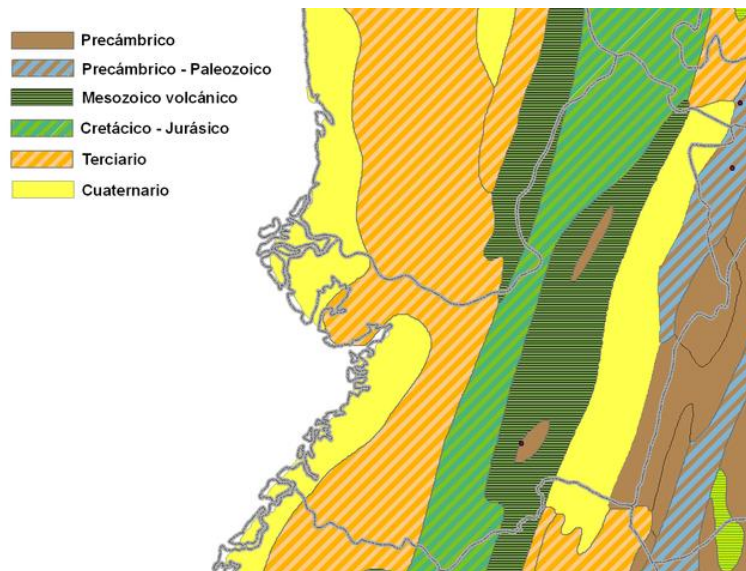
El mapa topográfico del Valle del Cauca (**Figura 1-6**) muestra claramente dos zonas no montañosas separadas por la cordillera Occidental, las cuales desde un punto de vista geológico son relativamente jóvenes. Hacia la región pacífica se localiza la Llanura Costera del Pacífico, que limita tanto con la Cordillera Occidental como con el mar Pacífico, y se caracteriza por tener suelos originados en el cuaternario y terciarios (**Figura 1-7**) de origen cenozoico.

Figura 1-6. Mapa topográfico del Valle del Cauca - Fuente (Dr Brains, 2012)



Al oriente de la cordillera Occidental se encuentra un hundimiento conocido como la depresión interandina de los ríos Cauca y Patía, el cual se extiende hasta la cordillera Central. Está compuesto en su base por rocas ígneas volcánicas sobre las cuales se sitúan algunas rocas sedimentarias terciarias y a nivel superficial está compuesto por un grueso y heterogéneo relleno aluvial perteneciente al período cuaternario (Ingeominas, Dagma. 2002).

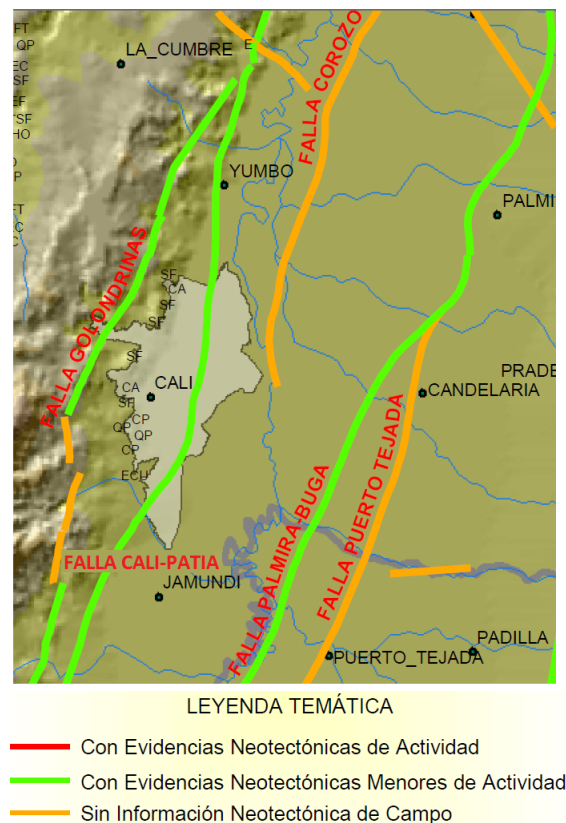
Figura 1-7. Mapa geológico del Valle del Cauca (Arango, 2007)



Al pie de la cordillera Occidental y ubicada relativamente al sur del departamento se encuentra la ciudad de Santiago de Cali, en la que es posible encontrar predominantemente dos zonas caracterizadas por su formación geológica y composición actual. La primera, corresponde a la zona montañosa que se encuentra al occidente de Cali, donde predominan rocas volcánicas suprayacidas por rocas sedimentarias. La segunda, ubicada al oriente de la formación montañosa, se caracteriza por ser una llanura compuesta por depósitos Cuaternarios recientes cubierta parcialmente por abanicos aluviales (MZSC, informe No. 2-1).

Según la MZSC existen 23 fallas de interés para el municipio de Cali, la más representativa por su ubicación y cercanía es la falla Cali-Patía que atraviesa toda la ciudad y tiene como falla asociada geográficamente a la falla Golondrinas, ubicada bajo la cordillera Occidental. Este sistema de micro fallas en el cual la ciudad de Santiago de Cali se encuentra asentada (**Figura 1-8**), constituyen una amenaza sísmica real, por lo que es catalogada como “zona de amenaza sísmica alta” por el Reglamento NRS-10.

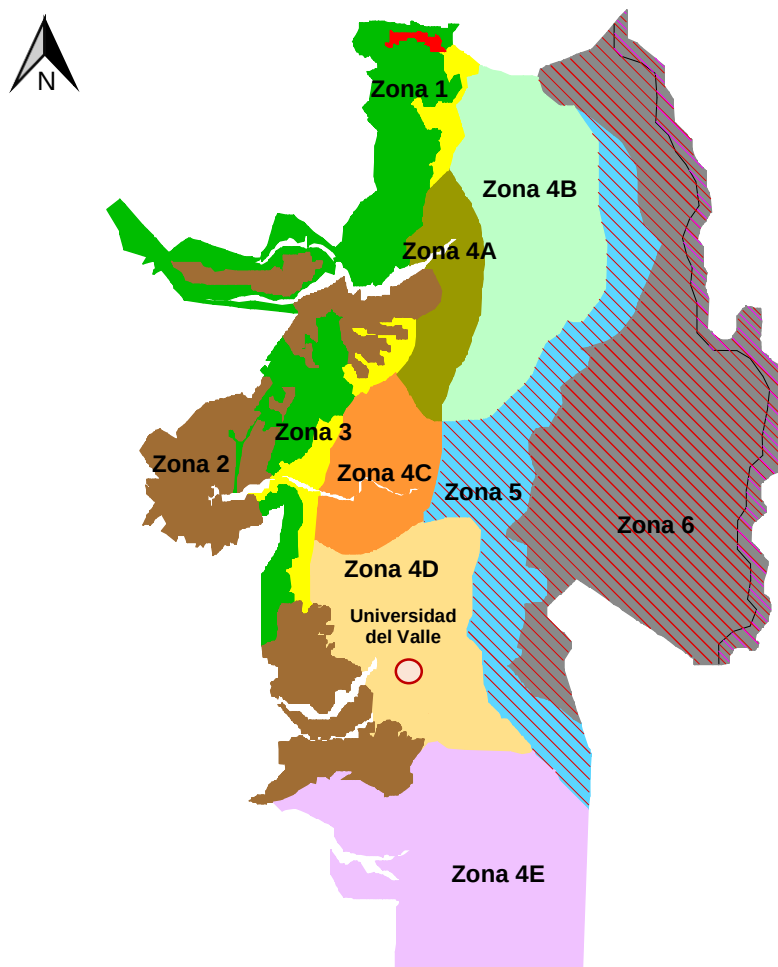
Figura 1-8. Mapa Neotectónico regional – Adaptado de (MZSC – N2)



Considerando la respuesta sísmica que tienen los suelos de la ciudad ante los posibles eventos sísmicos esperados, se pueden encontrar 10 zonas con comportamiento dinámico diferente como se muestra en la **Figura 1-9**. Específicamente el sitio de estudio se encuentra ubicado en la Zona 4D correspondiente al Abanico de Meléndez y Lili representada en la **Figura 1-9** con el color naranja claro. Esta zona se caracteriza por la presencia de una capa superficial de materiales limosos de consistencia dura, bajo la cual se encuentran estratos granulares con cantos, gravas y bloques de rocas diabásicas, con períodos fundamentales dentro de un rango de 0.5 a 1.3 segundos (Ingeominas, Dagmá. 2005).

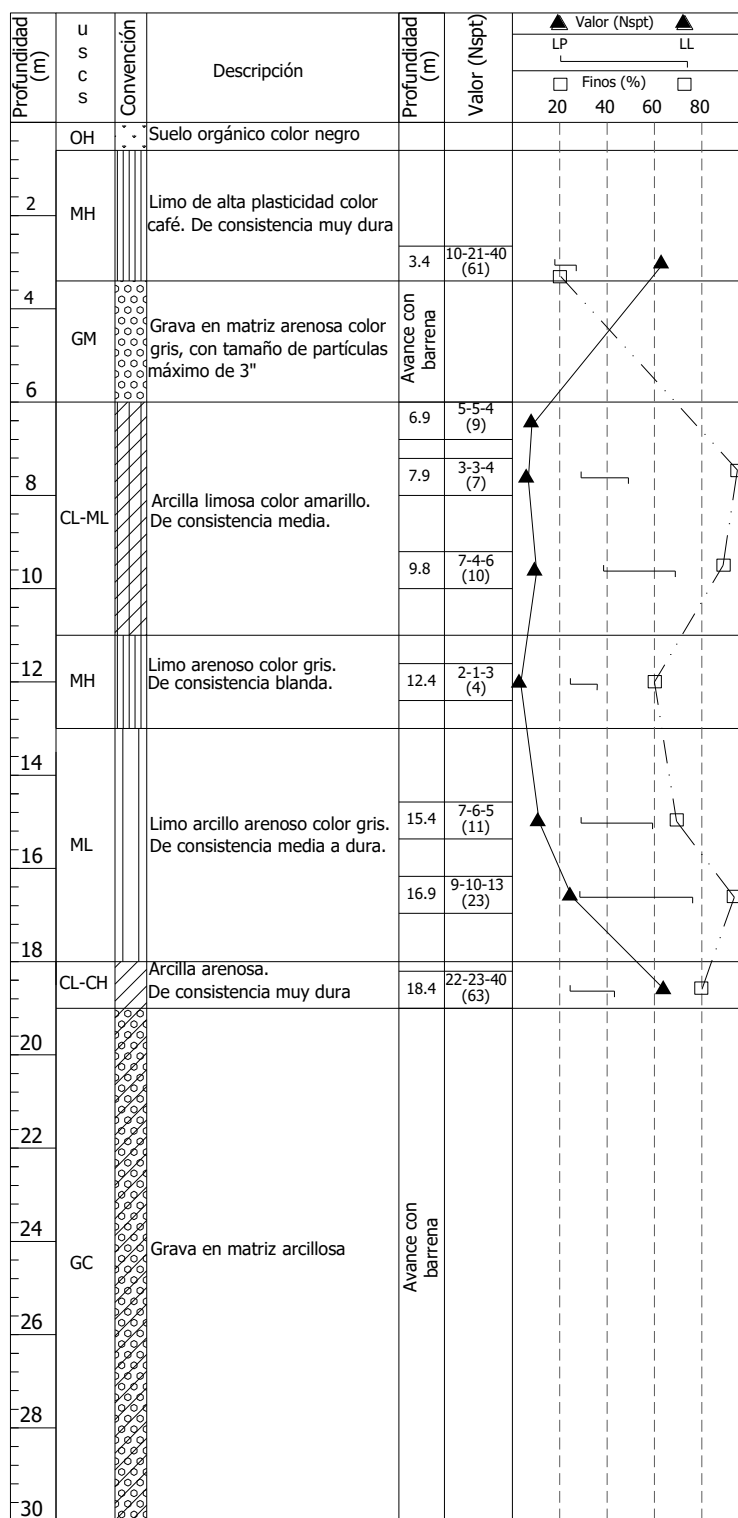
Bajo este contexto geológico y sísmico de la región, se encuentra el Edificio 350 de la Universidad del Valle, una edificación pública que cuenta en su interior con varios tipos de laboratorios, salones de clase, auditorios y oficinas administrativas. La estratigrafía sobre la cual está cimentada dicha edificación (**Figura 1-10**) es coherente con lo descrito en la MZSC para esta zona, y básicamente está conformada por suelo orgánico y relleno heterogéneo con un espesor de 0.6 m, debajo de esta capa se localiza un estrato de limo de alta plasticidad color café amarillento muy duro con resultados de prueba de Penetración Estándar (SPT) de 61 golpes/pie, de condición húmeda y con humedad natural cercana al límite plástico, la profundidad de esta capa llega hasta la cota – 3.5 m; subyaciendo la capa anterior y con cotas comprendidas entre – 3.5 a - 6.0 m se ubica un depósito de piedras y gravas con presencia de arena en considerable porcentaje con tamaños máximos reportados durante la exploración de campo de hasta tres pulgadas, de color gris y cantos redondeados. Entre las cotas – 6.0 a -18.6 m, se presentan estratos de suelo fino que varía entre colores gris claro –oscuro con presencia de vetas cafés y café amarillentas. La clasificación de estos materiales varía entre limos de baja y alta plasticidad, con humedades naturales superiores al límite plástico y resultados de Penetración Estándar que varían entre 11 y 23 golpes/pie para profundidades superiores a 17 metros y 63 golpes/pie para la capa de transición del siguiente estrato que corresponde a gravas y arenas en matriz arcillosa de compacidad densa y tamaños máximos de dos pulgadas.

Figura 1-9. Mapa microzonificación sísmica – Adaptada de (MZSC, 2002)



Convenciones			
	Zona 1. Cerros		Zona 4D. Abanico de Meléndez y Lili
	Zona 2. Flujos y Suelo Residual		Zona 4E. Abanico de Pance
	Zona 3. Piedemonte		Zona 5. Transición Abanicos - Llanura
	Zona 4A. Abanico Medio de Cali		Zona 6. Llanura Aluvial
	Zona 4B. Abanico distal de Cali Menga		Susceptible a licuación
	Zona 4C. Abanico Cañaveralejo		Susceptible a corrimiento lateral

Figura 1-10. Resumen de la estratificación del Edificio 350, según registro de campo



1.1.3 Estado del arte

Entre los estudios más destacados en Colombia sobre efectos de sitio se tiene:

- Otálvaro et al (2005): en este trabajo los autores analizan la respuesta dinámica de sitio en la zona 12 de la Microzonificación Sísmica de Medellín, la cual se caracteriza por tener dos subzonas claras cuyo perfil de suelos está conformado por una capa de grabo (roca ígnea de grano grueso) de espesores de 30 metros, para la primera, y 32 para la segunda zona. En este estudio los autores concluyen que “Las amplificaciones máximas, para período cero (período correspondiente a roca), debidas a la presencia de suelo no exceden el valor de 1.4, similar a las encontradas en la calibración efectuada por el GSM (Grupo de Sismología de Medellín) en 1999 para la zona homogénea 12 verificada en registros reales de pequeña amplitud.”
- Ingeominas, Dagma (2005): el objetivo general de la MZSC, fue proporcionar un concepto técnico preliminar de la respuesta sísmica local del subsuelo en la Ciudad de Santiago de Cali. Entre los objetivos específicos más relevantes del estudio se encuentran los siguientes:
 - Identificar las características geofísicas y geotécnicas del subsuelo en la ciudad.
 - Evaluar la respuesta sísmica del subsuelo en el área urbana, de expansión y de régimen diferido, además, de los efectos de amplificación por condiciones estratigráficas y topográficas.

El resultado de este estudio fue la zonificación de la ciudad en 10 zonas cuya respuesta sísmica, características geotécnicas y tipo de respuesta espectral es similar.

- Alfaro et al (2002): en este estudio los autores realizaron la microzonificación sísmica del campus de la Universidad Javeriana Sede Bogotá, a partir de la comparación de un espectro de amenaza uniforme de aceleraciones en roca con un espectro de amenaza no uniforme. Adicionalmente, para la caracterización dinámica del suelo se realizaron ensayos triaxiales cíclicos, lo cual permitió hacer una modelación unidimensional de la trayectoria de la onda, obteniendo amplificaciones del orden de 2.5 a 3.5 veces para períodos naturales que varían entre 0.15 y 0.25 segundos.

En el ámbito internacional, se encuentran muchos estudios realizados a zonas que han sufrido grandes catástrofes como consecuencia de la amplificación de las ondas, entre los cuales se pueden destacar:

- Bergamaschi et al (2011): para este estudio se utilizaron 33 estaciones sísmicas temporales ubicadas en la zona del valle Aterne en Italia para el sismo de L'Aquila (centro de Italia) con un momento de magnitud de Mw 6.1. El estudio consistió en el análisis de la razón entre el espectro horizontal y vertical para cada sitio (HVSr) y se referenció con respecto a un espectro horizontal (SSR) para una estación de referencia. Los resultados fueron comparados con datos geológicos y geofísicos para explicar las condiciones de frecuencias en resonancia y por consiguiente los niveles de amplificación en superficie.
- Chavez (2011): en este trabajo el autor reflexiona sobre el estado actual del conocimiento referente a los efectos de sitio. Presentando un recuento sobre las formas de medición tradicionales para diferentes casos de amplificación de onda (efectos topográficos y propiedades del suelo), referenciando los inconvenientes y ventajas de cada uno. Además de las mediciones tradicionales concluye que métodos modernos, como modelos numéricos de propagación irregular de las ondas sísmicas, han tomado una gran relevancia en los estudios de los efectos de sitio ya que permiten incluir las propiedades del subsuelo donde la estructura reposa.

Con relación a los efectos no lineales sobre el comportamiento dinámico de suelos existen varios estudios y diferentes enfoques para el problema. El enfoque utilizado en este proyecto de investigación se basa en la discretización de la masa de suelo, para obtener un sistema finito de grados de libertad que se analiza, mediante la ecuación de movimiento. Dentro de este enfoque podemos encontrar las siguientes investigaciones:

- Wen et al (2012): en este artículo los autores estudian el comportamiento de la serie de Volterra ante vibraciones aleatorias, proponiendo expresiones analíticas mediante la razón del espectro de densidad de potencia (PSD) de la salida con el PSD de la entrada. Para su comprobación realizaron diferentes pruebas experimentales las cuales compararon con un modelo no lineal de rigidez polinomial de segundo orden. Este tipo de estudios permiten entender mejor el comportamiento de las series de Volterra ante cargas no armónicas como lo son las señales sísmicas.
- Arroyo (2000): el artículo presenta el estudio del comportamiento dinámico no lineal de un suelo mediante el uso de series de Volterra y la comparación de las respuestas teniendo en cuenta factores como: el tipo de amortiguamiento (Viscoso y histerético), y el tipo de análisis (Lineal equivalente, no lineal). El autor encuentra que la diferencia entre un método y otro no es tan grande. Se debe tener en cuenta que en esta investigación se trabajó con niveles muy bajos de aceleración, lo que puede inducir un comportamiento no lineal muy débil.

1.2 OBJETIVOS Y ALCANCES

El objetivo principal del presente trabajo es evaluar la respuesta dinámica que tiene el suelo bajo el Edificio 350, ante los eventos sísmicos esperados en la región. Para tal fin se utiliza la combinación de varias metodologías tanto prácticas como teóricas; se evalúan y se comparan diferentes métodos para obtener la respuesta dinámica de los suelos; y se obtiene un espectro de diseño para el sitio en específico. Entre los métodos usados se destacan:

- Microtrepidaciones: de esta forma se obtiene la frecuencia y período fundamental del suelo, datos esenciales para obtener las propiedades dinámicas.
- Análisis unidimensional: mediante el método Lineal Equivalente y por series de Volterra, se realiza el cálculo de la respuesta en superficie para obtener datos tanto de aceleraciones como de desplazamientos.

Como objetivos secundarios se plantea:

- Determinar el período fundamental del suelo bajo el edificio 350.
- Obtener las propiedades índice y dinámicas del suelo del edificio 350.
- Establecer la respuesta analítica de un sistema de múltiples grados de libertad teniendo en cuenta la no linealidad del suelo.
- Simular mediante el método de los elementos finitos (MEF), el comportamiento dinámico de la estratificación propuesta para los suelos del Edificio 350
- Validar los modelos de elementos finitos mediante la caracterización dinámica de un estrato de suelo en una caja a cortante sobre una mesa sísmica.
- Determinar analíticamente la respuesta sísmica en profundidad y superficie.

1.3 LIMITACIONES

Cabe destacar que el presente trabajo no pretende establecer valores de diseño con los espectros propuestos, ni realizar una comparación crítica con los valores dados en la MZSC. Además, se debe tener en cuenta que la gran mayoría de propiedades dinámicas utilizadas para el análisis fueron obtenidas de manera teórica por lo cual puede existir un cierto grado de incertidumbre.

Otra limitación que se tuvo para la realización del presente trabajo, es con relación a los registros sísmicos en roca utilizados por la MZSC, específicamente los sismos de Italia 1997, México 1985 y Perú 1974. Estos registros no se reportan en las diferentes bases de datos consultadas, por lo que se utilizaron variaciones teniendo

en cuenta los parámetros dados por el informe No 1.5 de la MZSC. Las propiedades de los sismos utilizados son presentadas en el capítulo 4.4.

Por último, se debe aclarar que actualmente se está implementando en la Universidad del Valle un sistema de monitoreo con sensores sísmicos a 30 metros de profundidad y a nivel superficial. Este sistema proporcionará información experimental de los suelos bajo el Edificio 350 con la que se pueda comparar los datos teóricos obtenidos en este trabajo.

1.4 ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO

El presente trabajo se ha dividido en seis capítulos, los cuales pueden agruparse de la siguiente forma: los Capítulos 1 y 2 presentan el marco teórico tanto geológico como matemático, los Capítulos 3 y 4 muestran el procedimiento para definir la metodología de análisis y para obtener las propiedades del sitio, y por último, en los Capítulos 5 y 6 se presentan los resultados del trabajo, así como las respectivas conclusiones y recomendaciones.

A continuación se hará un breve resumen de cada capítulo:

- Capítulo 1: se expone las condiciones generales de la zona estudiada como riesgos geológicos y sísmicos, además se realiza recuento de las investigaciones sobre efectos de sitio. Por último, se presentan los objetivos y alcances del presente trabajo.
- Capítulo 2: se trata de un resumen general sobre el comportamiento dinámico de los suelos, en el cual se tocan los temas básicos como los estados tensionales y el modelo visco elástico utilizado en la formulación del problema dinámico. Adicionalmente, se presenta las bases teóricas de los dos modelos utilizados para emular el comportamiento no lineal de los suelos ante carga sísmica.
- Capítulo 3: se presenta una comparación entre un análisis experimental realizado mediante una caja cortante sobre una mesa sísmica con dos modelos teóricos usados para encontrar la respuesta dinámica de los suelos bajo el Edificio 350. Adicionalmente, se muestran dos métodos de análisis dinámico los cuales tienen en cuenta las curvas de comportamiento de las propiedades dinámicas del suelo.
- Capítulo 4: se determina el sistema dinámico analizado mediante la definición de: (I) grados de libertad, con el uso de datos de campo; (II) propiedades dinámicas y estáticas, utilizando tanto ecuaciones del modelo hiperbólico extendido como mediante algoritmos de optimización (III) sismos probables, obtenidos del estudio de MZSC.
- Capítulo 5: con los datos obtenidos en los capítulos anteriores, se calculan los espectros de respuesta y de diseño para el suelo bajo el Edificio 350.

Estos espectros son comparados con los propuestos por la MZSC tanto para el caso unidimensional como bidimensional.

- Capítulo 6: se presentan las conclusiones generales y se dan ciertas recomendaciones adicionales para poder aumentar el conocimiento del comportamiento dinámico del suelo bajo el Edificio 350.

Figura 1-11. Organización esquemática del trabajo



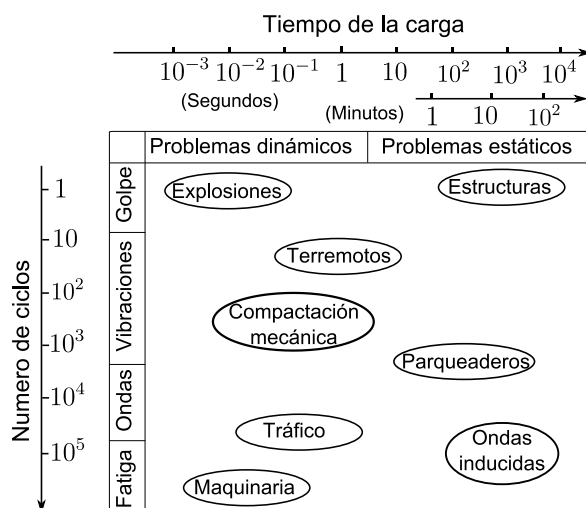
2 COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE LOS SUELOS

La dinámica de suelos es un área que estudia el comportamiento del suelo ante cargas temporales como sismos, vibraciones inducida (maquinaria, tráfico, explosiones), efectos ambientales, etc. Entre los efectos más representativos debido a las cargas dinámicas se encuentran (Sánchez, 2009):

- Pérdida de resistencia o de la capacidad portante del suelo (licuación).
- Cambios de volumen en el suelo (densificación).
- Cambios en el estado de esfuerzos de las masas de suelos.
- Amplificación dinámica y resonancia en suelos blandos.

Existen dos factores fundamentales en el análisis dinámico del suelo, uno es el tipo de carga, el cual se puede clasificar según su duración y modo de repetición como lo muestra la **Figura 2-1**. El otro factor es el tipo de suelo y sus propiedades.

Figura 2-1. Clasificación de problemas dinámicos - Adaptada de (Ishihara, 1996)



En este capítulo se presentarán los conceptos básicos de la dinámica de suelos, dividiendo su estudio en dos partes fundamentales que corresponden a los principales factores que afectan el comportamiento del suelo. La primera parte corresponde a las cargas que los suelos soportan y como dependiendo de su naturaleza el análisis cambia, en la segunda parte se estudiará la influencia de las propiedades dinámicas y como estas varían dependiendo de la carga.

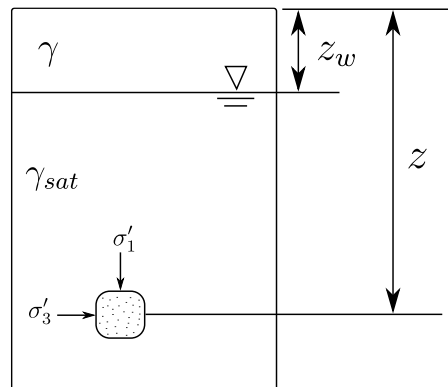
2.1 ESTADOS DE ESFUERZOS SOBRE UNA MASA DE SUELO

Uno de los temas principales de la geotecnia en general es determinar las deformaciones producidas por un estado de tensiones aplicado en el suelo, debido a que la relación entre esfuerzos y deformaciones permite conocer el comportamiento del suelo y el modo en que reacciona ante las diferentes cargas. Los estados tensionales que se considerarán son tres, el primero es un estado estático de tensiones el cual controla las propiedades iniciales y da una idea de las cargas que ha soportado el suelo; los otros dos son incrementos de tensiones estáticos y dinámicos, que pueden en un momento dado presentarse de manera simultánea y su forma de análisis depende del modelo que se escoja.

2.1.1 Estado de tensiones en sitio

El estado tensional estático se encuentra en función del peso específico, la presencia de nivel freático, la profundidad de análisis y el historial de carga. La **Figura 2-2** muestra un elemento diferencial de suelo bajo nivel freático que se encuentra en un estado natural o inicial, es decir, no presenta carga externa y las condiciones se toman como estáticas.

Figura 2-2. Elemento de suelo bajo nivel freático a una profundidad z .



Al calcular las tensiones a las que el suelo se ve sometido de manera natural, es necesario considerar un estado anisótropo, en el cual el esfuerzo vertical efectivo σ'_1 es diferente al esfuerzo horizontal σ'_3 , y su relación viene dada por el coeficiente de presión lateral en condición de reposo K_0 de la siguiente forma:

$$K_0 = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} \quad (2-1)$$

Cabe destacar que la ecuación (2-1) es válida solo para esfuerzos efectivos, ya que son estos, y no los esfuerzos totales, los que controlan el comportamiento del suelo. Por lo general el cálculo de σ'_1 no tiene mayor inconveniente y se calcula de acuerdo con el modelo propuesto por Terzaghi en 1920, el cual considera un equilibrio

estático entre las fuerzas hidrostáticas dadas por la presión de agua u y las fuerzas externas aplicadas o esfuerzos totales σ_1 . Esta ecuación de equilibrio es

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u \quad (2-2)$$

Donde

$$\sigma'_1 = \gamma z_w + \gamma'(z - z_w) \quad (2-3)$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (2-4)$$

Para el cálculo de K_0 se debe tener en cuenta el grado de sobreconsolidación presente en el suelo, además de parámetros básicos de resistencia como el ángulo de fricción interna ϕ' . Para suelos normalmente consolidados, el coeficiente K_0 se puede tomar como:

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi' \quad (2-5)$$

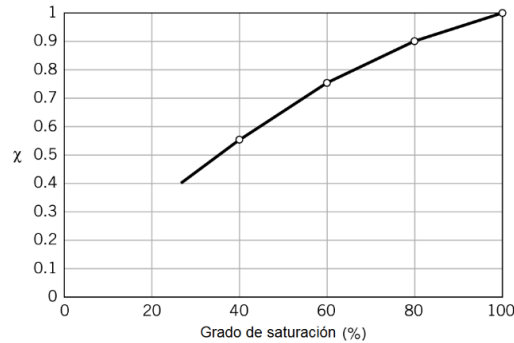
Para suelos sobreconsolidados, puede asumirse que K_0 varía en función de la relación de sobreconsolidación (OCR), y puede calcularse como:

$$K_0 = (1 - \text{sen } \phi') (OCR)^{\text{sen } \phi'} \quad (2-6)$$

Las ecuaciones (2-2) y (2-3) son válidas para suelos finos saturados donde el agua ocupa todos los espacios vacíos y la presión generada por el aire es nula. Para considerar el hecho de que en la gran mayoría de los casos, el suelo no se encuentra saturado y existen presiones de poros negativas, diferentes investigadores han propuestos modelos que aproximan la respuesta de un suelo no saturado el cual se ve sometido a presiones de succión. Entre los modelos más conocidos, se destaca el propuesto por Bishop en 1960, dado por la ecuación (2-7). El principal aporte es la inclusión tanto de la presión del aire u_a como de un factor χ que depende del grado de saturación, donde $\chi = 0$ indica un suelo seco y $\chi = 1$ un suelo totalmente saturado, la variación de este parámetro es como se muestra en la **Figura 2-3**.

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u_a + \chi(u_a - u) \quad (2-7)$$

Figura 2-3. Variación de χ de un limo según el grado de saturación – Adaptada de (Budhu, Muni, 2008)



2.1.2 Estado de tensiones estático

La forma más común (pero no la única) de evaluar el estado tensional de un elemento de suelo sometido a diferentes cargas estáticas en su superficie, es mediante la aproximación realizada por el modelo de Boussinesq (1885). Dicho modelo, considera al suelo como un material homogéneo, elástico lineal, isótropo y semi-infinito (es decir, limitado por una superficie horizontal y extendido al infinito verticalmente hacia abajo y horizontalmente en todas direcciones), cuyas deformaciones son directamente proporcionales a los esfuerzos aplicados.

En la **Tabla 2-1** se muestra un resumen muy general del estado tensional estático y su forma teórica de cálculo según el modelo de Boussinesq. Se debe tener en cuenta que para un cálculo práctico de diseño, existen numerosos métodos tanto numéricos como analíticos, los cuales varían según el caso de carga superficial. Un método muy usado en la práctica para encontrar los esfuerzos debido a cargas rectangulares (cimentación tipo zapata), es el uso de los factores de influencia que simplifican el cálculo y permiten reescribir la ecuación de carga rectangular de la siguiente forma:

$$\Delta\sigma_z = qI_z \quad (2-8)$$

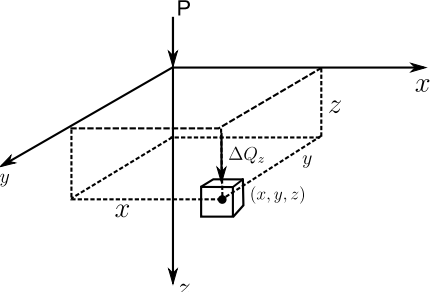
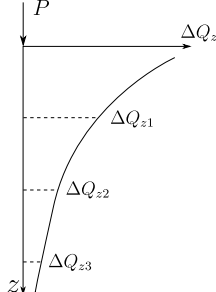
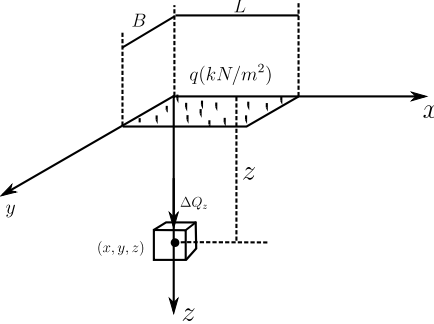
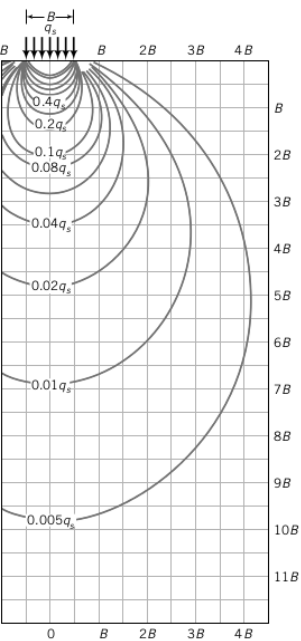
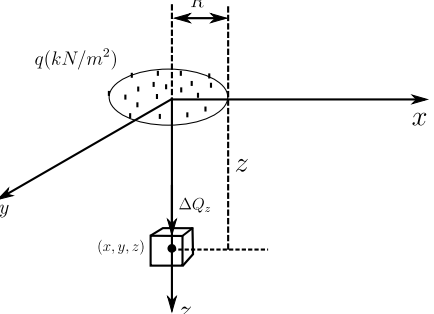
Donde I_z se puede obtener mediante la ecuación (2-9) propuesta por Newmark en 1935, o mediante el uso de diferentes tablas dadas en la literatura como las expuestas en el libro Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (Das, 2001, págs. 132-139).

$$I_z = \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2n^2 + 1} \left(\frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} \right) + \tan^{-1} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2n^2 + 1} \right) \right] \quad (2-9)$$

Donde

$$m = B/z, \quad n = L/z$$

Tabla 2-1. Método de cálculo para cargas estáticas más comunes

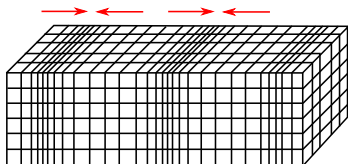
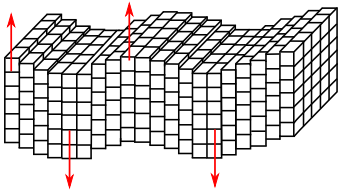
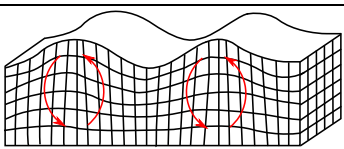
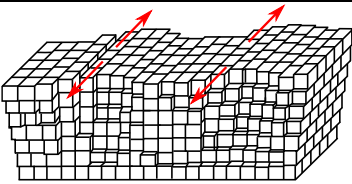
Tipo de carga	Ecuación	Modelo considerado	Distribución de esfuerzos
Puntual (Boussinesq, 1885)	$\Delta\sigma_z = \frac{3Pz^3}{2\pi[x^2 + y^2 + z^2]^{5/2}}$		
Carga de área rectangular (Newmark, 1935)	$\Delta\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\tan^{-1} \frac{LB}{zR_3} + \frac{LBz}{R_3} \left(\frac{1}{R_1^2} + \frac{1}{R_2^2} \right) \right]$ Donde $R_1^2 = (L^2 + z^2), R_2^2 = (B^2 + z^2)$ $R_3^2 = (L^2 + z^2 + B^2)$		
Carga de área circular (Palmer, 1939)	$\Delta\sigma_z = q \left\{ 1 - \left(\frac{1}{1 + (R/z)^2} \right)^{3/2} \right\}$		

2.1.3 Estado tensional dinámico

Para conocer estado tensional dinámico sobre un elemento diferencial de suelo, se debe estudiar el fenómeno de propagación de onda, cuyo análisis se divide en medios infinitos y semi-infinitos. Al medio en consideración se le asigna un elemento diferencial de área, y bajo la premisa de que es un medio continuo y deformable, se establece un campo tensorial que posee esfuerzos axiales, cortantes y torsionales.

Los esfuerzos cortantes presentes en un elemento generan un estado de deformación cortante, el cual es considerado en los suelos como una de las principales causas de falla. Estos esfuerzos son producidos principalmente por las ondas S (ondas de corte). Cabe aclarar que a un movimiento sísmico se le asocian 4 tipos de ondas, dos de cuerpo y dos superficiales como lo muestra la **Tabla 2-2**.

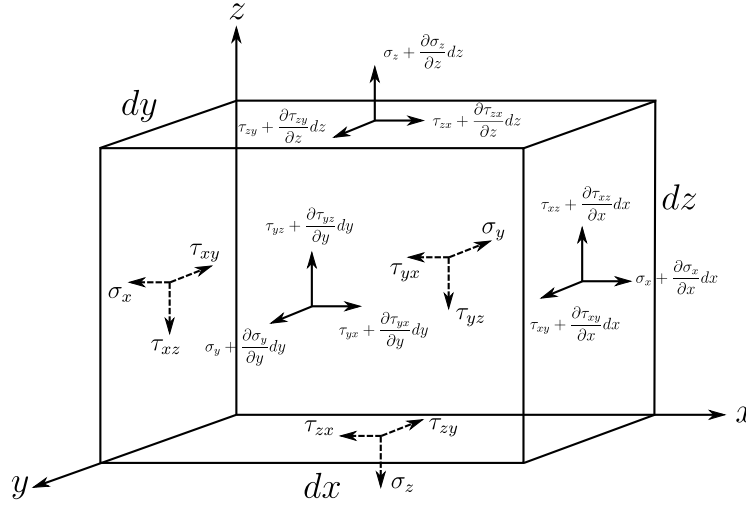
Tabla 2-2. Tipo de ondas sísmicas- Imágenes adaptadas de (Bolt, 1976).

Tipo	Forma	Característica
Onda P (Cuerpo)		Movimiento longitudinal con tendencia a la compresión y dilatación, con velocidad media de 0.3 a 5.5 km/s.
Onda S (Cuerpo)		Movimiento transversal con tendencia de corte y velocidad media de 0.1 a 3.2 km/s
Onda Rayleigh (Superficie)		Movimiento elíptico retrogrado en la superficie libre, con una velocidad media de 1 a 4 km/s.
Onda Love (Superficie)		Movimiento de cizalla, que oscilan solo en el plano horizontal, con una velocidad media de 1 a 4.5 km/s.

Propagación de onda

Para un elemento diferencial elástico, homogéneo e isótropo como el mostrado en la **Figura 2-4**, donde σ indica esfuerzo normal y τ esfuerzo cortante, se puede establecer un campo de deformaciones donde existen deformaciones normales ϵ , deformaciones cortantes (angular) γ' y deformaciones torsionales $\bar{w}$.

Figura 2-4. Elemento diferencial de esfuerzo



Teniendo en cuenta las relaciones dadas por la Ley de Hooke, que considera al esfuerzo un parámetro directamente proporcional a las deformaciones mediante una constante de proporcionalidad, se obtiene:

$$\epsilon_{ij} = \frac{\sigma_{ij}}{E} (1 + \nu) - \frac{\nu \delta_{ij} \sigma_{kk}}{E} \quad (2-10)$$

$$\sigma_{ij} = 2\mu \epsilon_{ij} + \delta_{ij} \lambda \epsilon_{kk} \quad (2-11)$$

Donde

$$\epsilon_{ij} = \begin{bmatrix} \epsilon_x & \gamma'_{xy} & \gamma'_{xz} \\ \gamma'_{yx} & \epsilon_y & \gamma'_{yz} \\ \gamma'_{zx} & \gamma'_{zy} & \epsilon_z \end{bmatrix} = \boldsymbol{\epsilon}$$

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix} = \boldsymbol{\sigma}$$

$$\delta_{ij} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Estas ecuaciones proveen un marco conceptual sobre el cual se basa el análisis de la propagación de onda por un medio elástico. Se debe resaltar que las variables μ y λ son denominadas como las constantes de Lamé y son los parámetros de proporcionalidad entre los esfuerzos y las deformaciones, dados por:

$$\mu = \frac{E}{2(1 + \nu)} = G \quad (2-12)$$

$$\lambda = \frac{E\nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (2-13)$$

A continuación se expondrán las ecuaciones que aproximan el comportamiento de un medio elástico cuando es sometido a las ondas de cuerpo generadas por un sismo, para esto se partirá de la segunda ley de Newton $\sum \mathbf{F} = m\mathbf{a}$ obteniendo la denominada ecuación de movimiento (2-14), que depende de un campo de desplazamientos $\mathbf{u}$, del campo tensorial $\boldsymbol{\sigma}$ y de las fuerzas másicas $\mathbf{F}$.

$$\nabla \cdot \boldsymbol{\sigma} + \mathbf{F} = \rho \ddot{\mathbf{u}} \quad (2-14)$$

Donde

$$\ddot{\mathbf{u}} = \frac{\partial^2}{\partial t^2} u_i$$

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

- **Onda longitudinal o de compresión (Onda P)**

Produce principalmente esfuerzos y deformaciones normales, y su aproximación matemática es:

$$(\mu + \lambda)\nabla(\nabla \cdot \mathbf{u}) + \mu\nabla^2 \mathbf{u} = \rho \ddot{\mathbf{u}} \quad (2-15)$$

- **Onda de distorsión o de cortante (Onda S)**

Produce principalmente esfuerzos y deformaciones cortantes o angulares, y su aproximación matemática es:

$$\mu \nabla^2 \bar{\mathbf{w}} = \rho \ddot{\bar{\mathbf{w}}} \quad (2-16)$$

Al diferenciar las ecuaciones (2-15) y (2-16) con respecto a x , y , z y teniendo en cuenta las relaciones dadas por las constantes de Lamé, se obtiene que:

$$\text{Velocidad de onda P : } V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E(1 - \nu)}{\rho(1 + \nu)(1 - 2\nu)}} \quad (2-17)$$

$$\text{Velocidad de onda S : } V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2(1 + \nu)\rho}} \quad (2-18)$$

$$\text{Relación entre ondas : } \frac{V_p}{V_s} = \sqrt{\frac{2(1 - \nu)}{(1 - 2\nu)}} \quad (2-19)$$

Estas propiedades son características de cada suelo y constituyen uno de los parámetros dinámicos más importantes en el momento de analizar un comportamiento de los suelos ante cargas cíclicas. En la **Tabla 2-3** se muestra valores típicos de velocidades de onda P y S para algunos tipos de suelos, los cuales pueden cambiar según las propiedades en sitio que estos posean.

Tabla 2-3. Valores típicos de V_p y V_s – Fuente (Das, 2010).

Tipo de suelo	Velocidad de onda a compresión o V_p (m/s)	Velocidad de onda a cortante o V_s (m/s)
Arena fina	300	90 – 150
Arena densa	460	230
Grava	762	180 - 215
Arcilla húmeda	1220 - 1370	150
Arenisca	1370 - 3960	610 - 2130
Granito	3960 - 5490	2130 - 3350

Modelo de viga

La respuesta dinámica de una columna en vibración lateral se puede aproximar de una manera muy confiable a través de un modelo unidimensional como lo muestra la Figura 2-5. La gran mayoría de autores recomiendan esta simplificación (Kramer, 1996; Arroyo, 1999; Elgamal, 2013; entre otros) debido a la sencillez, los buenos resultados y la reducción en capacidad computacional dados por este método. Las suposiciones básicas de un modelo unidimensional representado por una viga son (Seon & Wie., 1999):

- Una dimensión (dirección axial) es mucho mayor que las otras dos.
- El material es lineal elástico (Hookeano).
- La relación de Poisson es despreciada.
- El área transversal es simétrica.
- Los planos perpendiculares al eje neutro permanecen perpendiculares después de la deformación.
- El ángulo de rotación es pequeño.

En la **Tabla 2-4** se muestra un resumen general de los cuatro tipos de modelos más utilizados, cada uno de ellos posee una formulación diferente y el grado de aproximación a la respuesta real se verá influenciado por el tipo de carga al que esté sometido y por la geometría considerada (Seon, Benaroya, & Wie, 1999).

Tabla 2-4. Cuatro teorías de vigas – Adaptada (Seon et al, 1999)

Modelo de viga	Momento flector	Desplazamiento lateral	Deformación cortante
Euler - Bernoulli	✓	✓	×
Rayleigh	✓	✓	×
Cortante	✓	✓	✓
Timoshenko	✓	✓	✓

Otra comparación importante en cuanto a la respuesta dinámica, es la realizada por Traill-Nash y Collar en 1953, los resultados resumidos en la **Tabla 2-5** son un compendio de los estudios de seis vigas con diferentes condiciones de borde, las cuales fueron analizadas teóricamente para su posterior comparación con resultados experimentales. La metodología que los autores siguieron no es única, ya que posteriormente otros autores de manera independiente han trabajado en la misma temática.

Tabla 2-5. Porcentaje de diferencia con respecto a un modelo teórico obtenido por Trail y Collar (1953)

Modelo de viga	Primera frecuencia natural	Segunda frecuencia natural
Euler - Bernoulli	+14% α + 26%	+78% α + 133%
Cortante	0% α + 3%	-1% α + 6%
Timoshenko	-1% α + 2%	-1% α + 6%

Viga a cortante

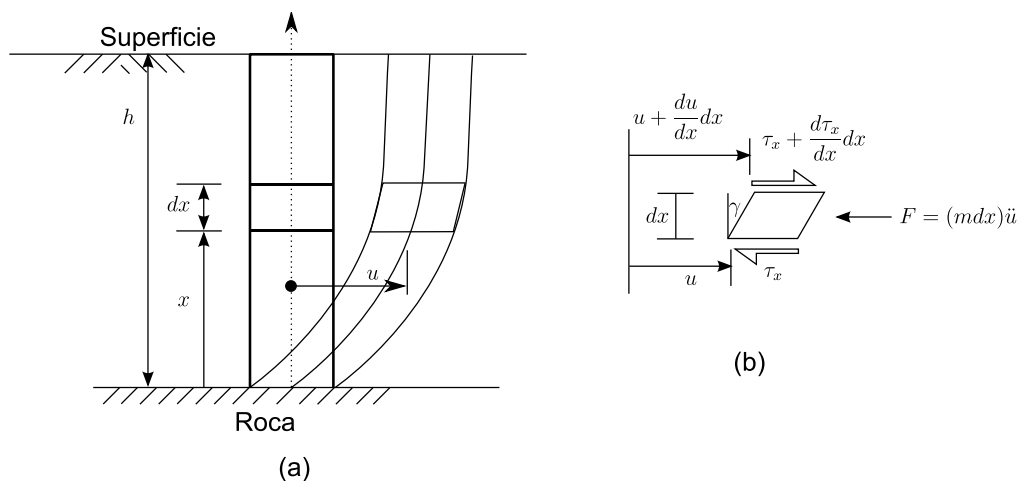
El modelo más utilizado para los problemas geotécnicos es la viga a cortante, debido a que representa de una forma muy coherente, las condiciones a la que una columna de suelo se ve sometida ante carga dinámica. A partir de las simplificaciones realizadas por este modelo, la ecuación de movimiento asociada a la columna de suelo bajo una onda cortante es

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = V_s^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (2-20)$$

Donde

$$V_s^2 = \frac{G}{\rho} \quad (2-21)$$

Figura 2-5. Modelo de viga a cortante – Fuente (Elgamal, 2013)



2.2 PROPIEDADES DINÁMICAS

El estudio de las propiedades dinámicas de los suelos esta intrínsecamente vinculado con el modelo constitutivo que relaciona los esfuerzos con las deformaciones. La elección de un modelo u otro, dependerá del nivel de deformación esperado y del tipo de carga a la que se verá sometido el suelo como lo muestra la **Figura 2-6**.

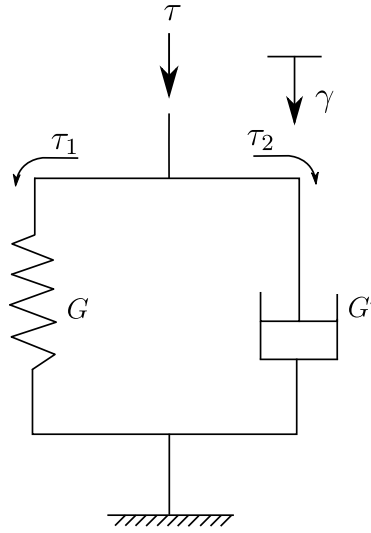
Figura 2-6. Comportamiento del suelo según su nivel de deformación – Fuente (Alarcón, 1989)

γ	10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}
Método de cálculo	LINEAL		LINEAL EQUIVALENTE	INTEGRACION PASO A PASO		
LEY DE COMPORT.	MODELO ELÁSTICO LINEAL		MODELO VISCOELÁSTICO LINEAL MODELOS HISTERÉTICOS		LEYES INCREMENTALES (RABERG-OSGOOD,ETC)	
PROPIEDAD TIPO	RIGIDEZ G_0 ← RIGIDEZ G_0 DISIPACIÓN ζ → DEFORMACIONES PERMANENTES					
FENOMENOS TÍPICOS	VIBRACIONES PROVOCADAS POR MAQUINAS		TERREMOTOS		EXPLOSIONES	

Modelo de Kelvin-Voigt

Considerando como principal fuente de excitación a las cargas sísmicas, se estudiará un modelo visco elástico lineal que tenga en cuenta la disipación de energía. Comúnmente el modelo más simple y más usado en los suelos, ha sido el propuesto por Kelvin-Voigt, el cual consiste en un amortiguador viscoso (Newtoniano) y un resorte elástico (Hookeano) conectados en paralelo como lo muestra la **Figura 2-7**, donde G es el módulo de rigidez y G' indica una constante de amortiguamiento

Figura 2-7. Modelo de Kelvin-Voigt



En el modelo de Kelvin-Voigt se cumple que $\gamma = \gamma_1 = \gamma_2$ y $\tau = \tau_1 + \tau_2$, por lo tanto se pueden relacionar los esfuerzos y las deformaciones de la siguiente manera:

$$\tau = G\gamma + G' \frac{d\gamma}{dt} \quad (2-22)$$

La ecuación (2-22) representa el fundamento teórico para encontrar la respuesta dinámica de los suelos, y su significado físico puede entenderse de manera simple considerando dos ensayos habituales en la práctica. El primer ensayo es denominado prueba de Creep y consiste en aplicar un esfuerzo constante en un tiempo determinado para observar su deformación, y el segundo es llamado prueba de relajación y en ella el material se somete a una deformación instantánea para observar la variación del esfuerzo en función del tiempo.

Los resultados de estos dos ensayos, mostrados en la **Tabla 2-6** pueden ser obtenidos de manera teórica aplicando la transformada de Laplace ($\mathcal{L}$) a (2-22) y resolviendo sobre el dominio s , donde:

$$u(t) = \begin{cases} 0, & t < 0 \\ 1, & t \geq 0 \end{cases} \quad (2-23)$$

$$\delta(t) = \begin{cases} \infty, & t = t_1 \\ 0, & t \neq t_1 \end{cases} \quad (2-24)$$

Tabla 2-6. Comportamiento del modelo de Kelvin-Voigt

Prueba	Forma en dominio s	Respuesta teórica	Representación grafica
Creep	Esfuerzo constante $\mathcal{L}(\tau(t)) = \frac{\tau_0}{s}$	$\gamma(t) = \frac{\tau_0}{G} \left(u(t) - e^{-\frac{t}{t_1}} u(t) \right)$	
Relajación	Deformación instantánea $\mathcal{L}(\varepsilon(t)) = \frac{\varepsilon_0}{s}$	$\tau(t) = \gamma_0 (Gu(t) + G'\delta(t))$	

Con relación a la prueba de Creep se puede notar como en el tiempo $t(0)$ no existen deformaciones, debido a que el amortiguador se comporta como un cuerpo rígido, ante una carga instantánea, relajándose a medida que el tiempo aumenta hasta llegar a un equilibrio con el resorte. En la prueba de relajación, se puede observar como el esfuerzo permanece constante ante la aplicación de una deformación instantánea en $t(0)$, lo cual coincide con la gráfica hallada en la prueba de Creep.

2.2.1 Comportamiento del suelo ante carga cíclica

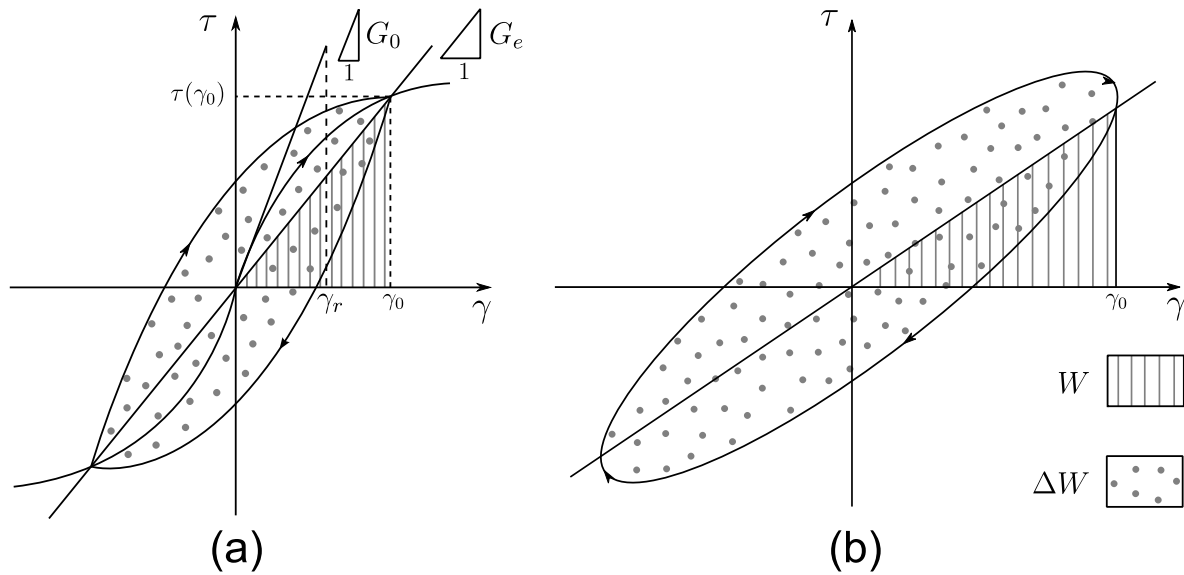
Al someter el suelo a un ensayo de carga y descarga, su comportamiento esfuerzo-deformación será como el mostrado en la **Figura 2-8** (a), en la cual se puede notar la variación tanto del módulo cortante como de la energía elástica total del sistema que puede almacenar. Con relación a este comportamiento, a continuación se analizará cada parámetro en particular, teniendo en cuenta que el modelo constitutivo elegido para representar este fenómeno es el propuesto por Kelvin-Voigt.

Módulo cortante

El módulo cortante en el rango elástico es conocido como $G_{m\acute{a}x}$ o G_0 y corresponde al valor más alto de la pendiente en la curva esfuerzo-deformación, que por lo general se obtiene en un rango de 10^{-6} a 10^{-4} para γ , y su valor se puede asociar a la velocidad de onda S mediante la siguiente ecuación:

$$G_{m\acute{a}x} = \rho V_s^2 \quad (2-25)$$

Figura 2-8. Comportamiento esfuerzo-deformación ante carga cíclica (a) Experimental, (b) Respuesta del modelo de Kelvin-Voigt



Una vez se sobrepasa este rango la pendiente comienza a disminuir y se entra en un régimen no lineal, para estos caso se utiliza una aproximación denominada módulo secante G_e , el cual se puede interpretar como un módulo elástico aparente o promedio.

Tabla 2-7. Valores típicos para $G_{m\acute{a}x}$ – Fuente (Das et al, 2006)

Tipo de suelo	Módulo cortante elástico, $G_{m\acute{a}x}$ (MPa)
Arcillas blandas	3.0 – 14.0
Arcillas duras	7.0 – 35.0
Arena limosa	28.0 – 138.0
Arenas densas y Gravas	69.0 – 345.0

Amortiguamiento histerético

El aumento de la capacidad de disipación de energía en un régimen cíclico, puede ser considerado por el modelo de Kelvin-Voigt mediante la aplicación de un comportamiento armónico a un modelo de viga a cortante de la siguiente forma:

$$\tau_{xy} = \tau_0 e^{i\omega t} \quad (2-26)$$

$$\gamma_{xy} = \gamma_0 e^{i\omega t} \quad (2-27)$$

Donde

τ_0, γ_0 : Amplitud de la armónica

Reemplazando (2-26) y (2-27) en (2-22) se obtiene:

$$\tau_0 = \gamma_0 (G + G' \omega i) \quad (2-28)$$

La ecuación (2-28) muestra la relación existente entre el esfuerzo y la deformación cortante mediante un módulo elástico G y un módulo complejo $G' \omega i$. Este módulo complejo se puede reescribir teniendo en cuenta la aproximación que hace el modelo de Kelvin-Voigt al ciclo histerético mostrado en la **Figura 2-8** (a). El modelo propone que la energía disipada por ciclo en una unidad de volumen se puede calcular como el área de la elipse mostrada en la **Figura 2-8** (b) de la siguiente manera:

$$\Delta W = \pi G' \gamma_0^2 \quad (2-29)$$

Se define también la máxima energía por unidad de volumen como:

$$W = \frac{1}{2\pi} G \gamma_0^2 \quad (2-30)$$

Como medida característica del amortiguamiento se suele asumir el factor de pérdida, el cual se define como:

$$\eta = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{W} = \frac{G' \omega}{G} \quad (2-31)$$

Ahora si se supone un coeficiente de amortiguamiento constante se puede obtener la razón de amortiguamiento como:

$$\xi = \frac{\eta}{2} \quad (2-32)$$

Reemplazando (2-31) y (2-32) en (2-28) se llega a la siguiente ecuación:

$$\tau_0 = \gamma_0 G (1 + i2\xi) \quad (2-33)$$

Donde al factor $G(1 + i2\xi)$ se le conoce como módulo de rigidez complejo G^* .

2.2.2 Modelo hiperbólico

La variación del módulo cortante y del amortiguamiento se pueden ver de manera clara si dichas propiedades se grafican con respecto a la deformación cortante, tal como se presenta en la **Figura 2-9**. En esta figura se nota una degradación del módulo cortante y un aumento de la relación de amortiguamiento a medida que la deformación cortante aumenta. La forma en que estas propiedades cambian en función de la deformación cortante es similar para todos los suelos, y la manera más común de emular su comportamiento es mediante el modelo hiperbólico donde su formulación básica viene dada por:

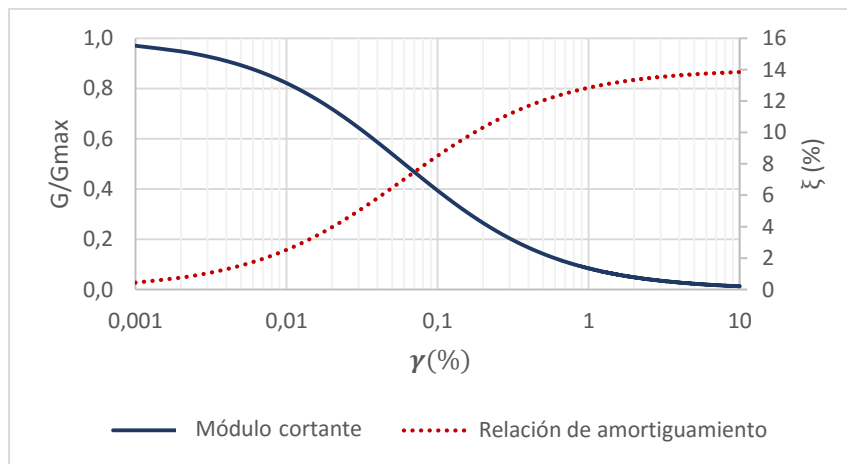
$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (2-34)$$

$$\xi = \frac{4}{\pi} \left[1 + \frac{1}{\frac{\gamma}{\gamma_r}} \right] \left[1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{\gamma}{\gamma_r} \right)}{\frac{\gamma}{\gamma_r}} \right] - \frac{2}{\pi} \quad (2-35)$$

Donde γ_r se conoce como la deformación cortante de referencia e indica el límite teórico de deformación lineal, por lo que a partir de este valor, el módulo cortante comienza a variar en función de la deformación cortante. Esta deformación de referencia se define como:

$$\gamma_r = \frac{\tau_{máx}}{G_0}$$

Figura 2-9. Comportamiento de un limo de alta plasticidad



Modelo hiperbólico extendido

Una forma de tener en cuenta la condición tensional del suelo es mediante la variación propuesta por Matasovic en 1983 mediante las siguientes expresiones:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \beta \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^s} \quad (2-36)$$

$$\xi_{min} = \frac{c}{(\sigma')^d} \quad (2-37)$$

Donde

$$\gamma_r = a \left(\frac{\sigma'}{\sigma_{ref}} \right)^b$$

σ_{ref} : Presión de confinamiento de referencia, 0.101 MPa.

β, s, a, b, c, d : Parámetros de ajuste.

Los parámetros de ajuste por lo general se obtienen mediante una aproximación exponencial y deben ser calculados para cada zona de estudio en particular. Para Santiago de Cali estos parámetros fueron obtenidos en el proyecto de MZSC para cuatro tipos de suelos presentes en la ciudad, y sus valores se indican en la **Tabla 2-8**.

Tabla 2-8. Parámetros del modelo hiperbólico extendido para varios tipos de suelos de Cali
- Fuente (MZSC, Informe 5.2; pág. 50)

Material	β	s	$a(\%)$	b	c	d
Gravas	1	0.7	0.039	0.41	1.5	0.3
Gravas finas	1	0.85	0.033	0.94	3.77	0.29
Arenas	1	0.85	0.09	0.75	2.66	0.25
Finos	1	0.85	0.18	0.52	3.9	0.42

2.3 MÉTODOS DE ANALISIS

2.3.1 Series de Volterra

Esta metodología considera la respuesta de un sistema no lineal como la suma de un componente lineal y distintos aportes no lineales. Lo anterior se puede representar gráficamente como lo muestra la **Figura 2-10** y matemáticamente de la siguiente forma:

$$y_t(t) = y_1(t) + y_2(t) + \cdots + y_n(t) + \cdots + \epsilon = \sum_{i=1}^{\infty} y_i(t) + \epsilon \quad (2-38)$$

Donde

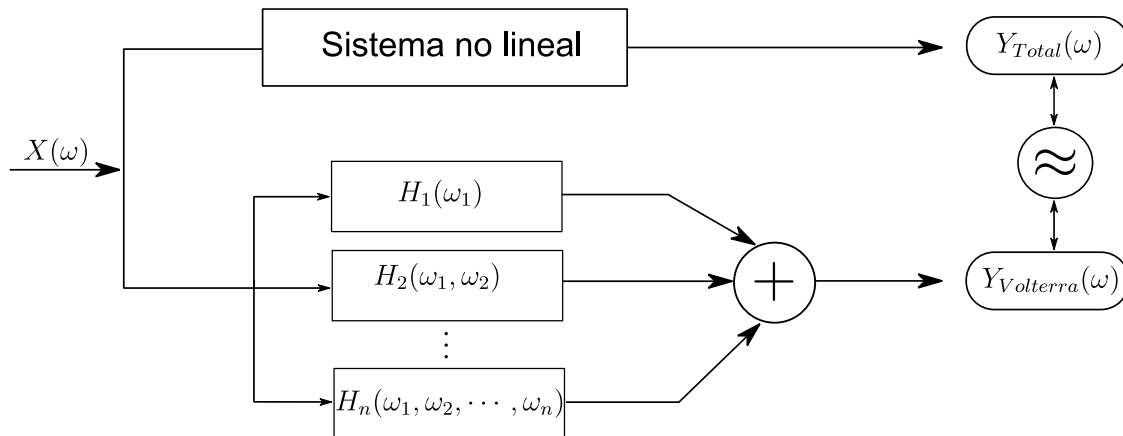
$y_t(t)$: Respuesta total del sistema

$y_1(t)$: Respuesta lineal

$y_i(t)$: Aporte no lineal, para $i \geq 2$

El término ϵ representa el error asociado al considerar que en un régimen no lineal el principio de superposición no se cumple. Este error tiende a disminuir con el aumento de términos no lineales y en la práctica se considera que con dos o tres términos es suficiente para despreciarlo.

Figura 2-10. Esquema de solución mediante series de Volterra



Ecuación de movimiento

Una de las formas más comunes de abordar el problema de la dinámica de los sistemas es mediante el empleo de la ecuación de movimiento dada para sistemas en general, como se muestra a continuación:

$$my''(t) + c(y(t))y'(t) + k(y(t))y(t) = x(t) \quad (2-39)$$

Donde

$c(y(t))$: variable viscosa no lineal

$k(y(t))$: variable de rigidez no lineal

La ecuación (2-39) puede tomar varias formas según el modelo utilizado para representar las propiedades del sistema. Esta ecuación se puede reescribir de la siguiente forma si se toma una aproximación polinomial del amortiguamiento y la rigidez (Storer, 1991):

$$my''(t) + \sum_{i=1}^n [c_i(y'(t))^n + k_i(y(t))^n] = x(t) \quad (2-40)$$

Por facilidad en los cálculos y recomendaciones de diferentes autores que han desarrollado el tema como Lin (1990), Store (1991) y Gondhalekar (2009). La mejor manera de considerar el aporte no lineal de las propiedades para trabajar con series de Volterra, es mediante una aproximación en serie de Taylor. En este trabajo se utilizan las series propuestas por Arroyo en 2000 mostradas a continuación

$$G = G_0 \left(1 - \frac{\gamma}{\gamma_r} + \frac{\gamma^2}{\gamma_r^2} - \frac{\gamma^3}{\gamma_r^3} \right) \quad (2-41)$$

$$G^{\frac{1}{2}} = G_0^{\frac{1}{2}} \left(1 - \frac{\gamma}{2\gamma_r} + \frac{3\gamma^2}{8\gamma_r^2} - \frac{5\gamma^3}{16\gamma_r^3} \right) \quad (2-42)$$

$$\xi = \xi_0 + \frac{2\gamma}{3\pi\gamma_r} - \frac{\gamma^2}{3\pi\gamma_r^2} + \frac{\gamma^3}{5\pi\gamma_r^3} \quad (2-43)$$

Formulación frecuencial de las series de Volterra

La ecuación (2-38) puede ser reformulada mediante el uso de series de Volterra, suponiendo una salida lineal mediante una integral de convolución de la siguiente manera:

$$\begin{aligned}
y_t(t_1, t_2, \dots, t_n) &= \int_0^\infty h_1(\zeta_1) x(t - \zeta_1) d\zeta_1 \\
&+ \int_0^\infty \int_0^\infty h_2(\zeta_1, \zeta_2) x(t - \zeta_1) x(t - \zeta_2) d\zeta_1 d\zeta_2 + \dots \\
&+ \int_0^\infty \dots \int_0^\infty h_n(\zeta_1, \zeta_2, \dots, \zeta_n) \prod_{i=1}^n x(t - \zeta_i) d\zeta_1 d\zeta_2 \dots d\zeta_n
\end{aligned} \tag{2-44}$$

A la formulación presentada en (2-44) se le conoce como Serie de Volterra, y su manejo matemático se ve facilitado debido a que depende de operadores lineales. El término $h_n(\zeta_1, \zeta_2, \dots, \zeta_n)$ es denominado el Kernel de Volterra y su representación frecuencial viene dada por la siguiente expresión:

$$\begin{aligned}
H_n(\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_n) \\
= \int_{-\infty}^\infty \dots \int_{-\infty}^\infty h_n(\zeta_1, \zeta_2, \dots, \zeta_n) e^{-i(\omega_1 \zeta_1 + \omega_2 \zeta_2 + \dots + \omega_n \zeta_n)} d\zeta_1 d\zeta_2 \dots d\zeta_n
\end{aligned} \tag{2-45}$$

Aplicando la transformada de Fourier a (2-44) y teniendo en cuenta (2-45), se puede llegar a obtener una respuesta en el dominio frecuencial, como se muestra a continuación:

$$\begin{aligned}
Y_n(\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_n) \\
= \int_{-\infty}^\infty \dots \int_{-\infty}^\infty \int_{-\infty}^\infty \dots \int_{-\infty}^\infty h_n(\zeta_1, \zeta_2, \dots, \zeta_n) \\
\times \prod_{i=1}^n x(t - \zeta_i) e^{-i(\omega_1 t_1 + \omega_2 t_2 + \dots + \omega_n t_n)} \times d\zeta_1 d\zeta_2 \dots d\zeta_n
\end{aligned}$$

Separando convenientemente las integrales y definiendo $t_n = \zeta_n + \bar{\zeta}_n$ se tiene que

$$\begin{aligned}
Y_n(\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_n) \\
= \int_{-\infty}^\infty \dots \int_{-\infty}^\infty h_n(\zeta_1, \zeta_2, \dots, \zeta_n) e^{-i(\omega_1 t_1 + \omega_2 t_2 + \dots + \omega_n t_n)} d\zeta_1 d\zeta_2 \dots d\zeta_n \\
\times \int_{-\infty}^\infty x(\bar{\zeta}_1) e^{-i\omega_1 \bar{\zeta}_1} \int_{-\infty}^\infty x(\bar{\zeta}_2) e^{-i\omega_2 \bar{\zeta}_2} \int_{-\infty}^\infty x(\bar{\zeta}_n) e^{-i\omega_n \bar{\zeta}_n}
\end{aligned} \tag{2-46}$$

La formulación presentada en (2-46) puede ser resumida en una ecuación simple que relaciona la respuesta del sistema en el dominio frecuencial, con la convolución entre el Kernel de Volterra y la entrada en frecuencia. Esta ecuación es:

$$Y_n(\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_n) = H_n(\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_n) \times \prod_{i=1}^n X(\omega_i) \quad (2-47)$$

Función de respuesta frecuencial

Teniendo en cuenta el modelo presentado en 2.1.3, Arroyo en su tesis doctoral presentada en 1999, obtuvo los tres primeros Kernels para un sistema de múltiples grados de libertad ante la acción de una carga armónica. Para ello siguió un modelo de discretización por medio de elementos finitos, obteniendo las siguientes matrices locales:

$$[K_j^*] = \frac{G_j^*}{h_j} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (2-48)$$

$$[M_j] = \frac{\rho_j h_j}{6} \begin{bmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{bmatrix} \quad (2-49)$$

Donde

ρ_j : Densidad de la capa j

h_j : Espesor de la capa j

G_j^* : Rigidez compleja de la capa j , definida como $G_j^* = G_j(1 + i2\xi_j)$

Función de respuesta frecuencial de primer orden (Lineal)

$$[H_1(\omega)] = [-\omega^2[M] + [K^*]]^{-1} \quad (2-50)$$

Función de respuesta frecuencial de segundo orden (No lineal)

$$[H_2(\omega_1 + \omega_2)] = [H_1(\omega_1 + \omega_2)][\alpha] \quad (2-51)$$

Donde

$$[\alpha] = \begin{bmatrix} \alpha_{1,1} & \alpha_{1,2} & \cdots & -\alpha_{(n-1),1} + \alpha_{1,n} \\ -\alpha_{1,1} + \alpha_{2,1} & -\alpha_{1,2} + \alpha_{2,2} & \cdots & -\alpha_{(n-1),1} + \alpha_{2,n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ -\alpha_{(n-1),1} + \alpha_{n,1} & -\alpha_{(n-1),1} + \alpha_{n,2} & \cdots & -\alpha_{(n-1),1} + \alpha_{n,n} \end{bmatrix}$$

$$\alpha_{j,m} = \hat{S}_j \{ H_1^{j,m}(\omega_1) H_1^{j,m}(\omega_2) - H_1^{j,m}(\omega_1) H_1^{j+1,m}(\omega_2) \\ - H_1^{j+1,m}(\omega_1) H_1^{j,m}(\omega_2) \\ + H_1^{j+1,m}(\omega_1) H_1^{j+1,m}(\omega_2) \} \quad 1 \leq j \leq n-1$$

$$\alpha_{j,m} = \hat{S}_j \{ H_1^{j,m}(\omega_1) H_1^{j,m}(\omega_2) \} \quad j = n$$

$$\hat{S}_j = \frac{G_{0j}}{h_j^2 \gamma_{rj}} \left(1 + 2\xi_{0j}i - \frac{4}{3\pi} \right)$$

Función de respuesta frecuencial de tercer orden (No lineal)

$$[H_3(\omega_1 + \omega_2 + \omega_3)] = [H_1(\omega_1 + \omega_2 + \omega_3)][\Psi] \quad (2-52)$$

Donde

$$[\Psi] = \begin{bmatrix} \Psi_{1,1} & \Psi_{1,2} & \cdots & -\Psi_{(n-1),1} + \Psi_{1,n} \\ -\Psi_{1,1} + \Psi_{2,1} & -\Psi_{1,2} + \Psi_{2,2} & \cdots & -\Psi_{(n-1),1} + \Psi_{2,n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ -\Psi_{(n-1),1} + \Psi_{n,1} & -\Psi_{(n-1),1} + \Psi_{n,2} & \cdots & -\Psi_{(n-1),1} + \Psi_{n,n} \end{bmatrix}$$

$$\Psi_{j,m} = [L_j - iP_j]A_{jm} - [M_j + iQ_j]B_{jm} \quad 1 \leq j \leq n-1$$

$$\Psi_{j,m} = [L_j - iP_j]D_{jm} - [M_j + iQ_j]E_{jm} \quad j = n$$

$$L_j = \frac{2G_{0j}}{3h_j^2\gamma_{rj}} \quad M_j = \frac{G_{0j}}{h_j^3\gamma_{rj}}$$

$$Q_j = \frac{2G_{0j}}{\pi h_j^3\gamma_{rj}^2} \quad P_j = \frac{4}{3h_j} \left[\frac{2G_{0j}}{3h_j\gamma_{rj}} - \frac{G_{0j}\xi_{0j}}{h_j\gamma_{rj}} \right]$$

$$\begin{aligned} A_{jm} = & H_1^{j,m}(\omega_1) H_2^{j,m}(\omega_2, \omega_3) + H_1^{j,m}(\omega_2) H_2^{j,p}(\omega_1, \omega_3) \\ & + H_1^{j,m}(\omega_3) H_2^{j,p}(\omega_1, \omega_2) - H_1^{j,m}(\omega_1) H_2^{j+1,p}(\omega_2, \omega_3) \\ & - H_1^{j,m}(\omega_2) H_2^{j+1,p}(\omega_1, \omega_3) - H_1^{j,m}(\omega_3) H_2^{j+1,p}(\omega_1, \omega_2) \\ & - H_1^{j+1,m}(\omega_1) H_2^{j,m}(\omega_2, \omega_3) - H_1^{j+1,m}(\omega_2) H_2^{j,p}(\omega_1, \omega_3) \\ & - H_1^{j+1,m}(\omega_3) H_2^{j,p}(\omega_1, \omega_2) + H_1^{j+1,m}(\omega_1) H_2^{j+1,p}(\omega_2, \omega_3) \\ & + H_1^{j+1,m}(\omega_2) H_2^{j+1,p}(\omega_1, \omega_3) \times H_1^{j+1,m}(\omega_3) H_2^{j+1,p}(\omega_1, \omega_2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B_{jm} = & H_1^{j,m}(\omega_1) H_1^{j,m}(\omega_2) H_1^{j,m}(\omega_3) - H_1^{j,m}(\omega_1) H_1^{j,m}(\omega_2) H_1^{j+1,m}(\omega_3) \\ & - H_1^{j,m}(\omega_1) H_1^{j,m}(\omega_3) H_1^{j+1,m}(\omega_2) \\ & - H_1^{j,m}(\omega_2) H_1^{j,m}(\omega_3) H_1^{j+1,m}(\omega_1) \\ & + H_1^{j+1,m}(\omega_1) H_1^{j+1,m}(\omega_2) H_1^{j,m}(\omega_3) \\ & + H_1^{j+1,m}(\omega_1) H_1^{j+1,m}(\omega_3) H_1^{j,m}(\omega_2) \\ & + H_1^{j+1,m}(\omega_2) H_1^{j+1,m}(\omega_3) H_1^{j,m}(\omega_1) \\ & - H_1^{j+1,m}(\omega_1) H_1^{j+1,m}(\omega_2) H_1^{j+1,m}(\omega_3) \end{aligned}$$

$$E_{jm} = H_1^{j,m}(\omega_1) H_1^{j,m}(\omega_2) H_1^{j,m}(\omega_3)$$

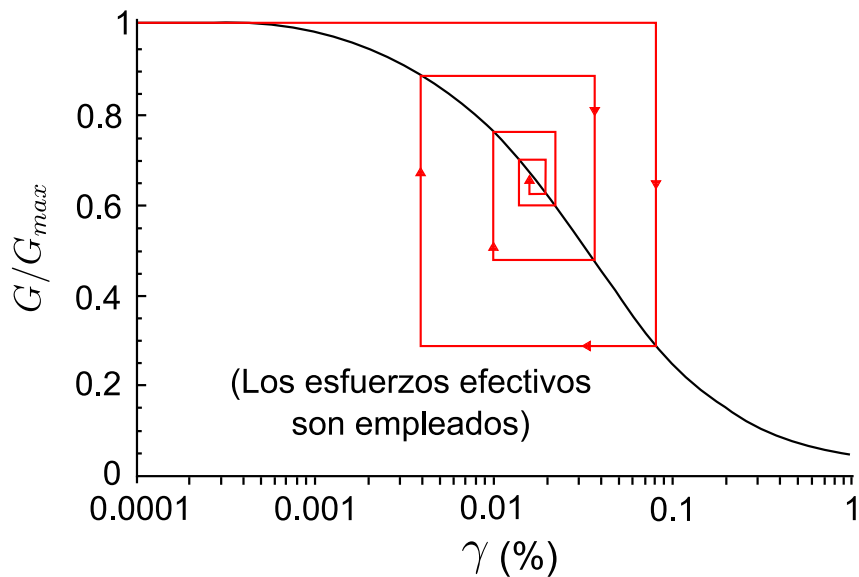
$$\begin{aligned} D_{jm} = & H_1^{j,m}(\omega_1) H_2^{j,m}(\omega_1, \omega_2) + H_1^{j,m}(\omega_2) H_2^{j,m}(\omega_1, \omega_3) \\ & + H_1^{j,m}(\omega_3) H_2^{j,m}(\omega_2, \omega_3) \end{aligned}$$

2.3.2 Método lineal equivalente

Este método resuelve la ecuación de movimiento de manera lineal (coeficientes constantes) con propiedades del suelo que se ajustan iterativamente teniendo en cuenta los niveles de deformación cortante inducidos en el suelo. En la primera iteración del análisis se utilizan valores del módulo cortante y la relación de amortiguamiento estimados inicialmente para el suelo en consideración. Estas propiedades son tomadas dentro del rango elástico y se recomienda que estén cercanas a una deformación cortante del 0.001% (Caturla, 2001).

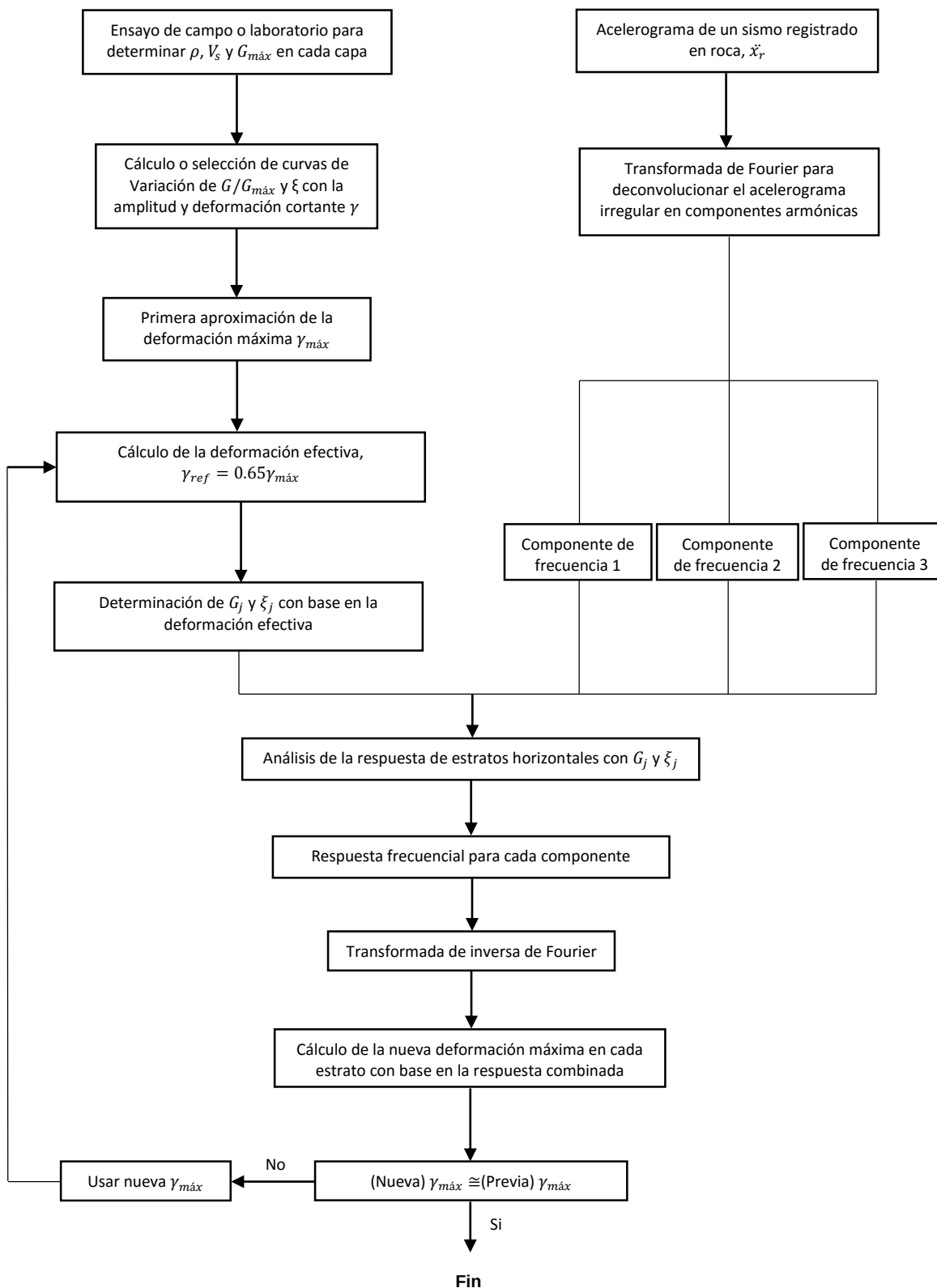
A partir de la primera iteración, las propiedades varían de acuerdo con la curva de comportamiento dinámica establecida para el suelo, cambiando su valor según la deformación cortante establecida en el análisis actual. A medida que el análisis avanza, se realiza una comparación entre el valor de la propiedad usada y el valor de la propiedad para el nivel de deformación actual, hasta llegar un valor de convergencia como lo muestra la **Figura 2-11**.

Figura 2-11. Variación de G mediante el método Lineal Equivalente



Este procedimiento se repite hasta que la diferencia sea menor que cierto porcentaje de error o el proceso exceda un número máximo de iteraciones dadas por el usuario. El algoritmo usado para la implementación del método lineal equivalente es mostrado en la **Figura 2-12** mediante un diagrama de flujo.

Figura 2-12. Diagrama de flujo del método Lineal Equivalente - Fuente (Santana, 1999)



3 PRUEBAS EXPERIMENTALES Y CONCEPTUALES

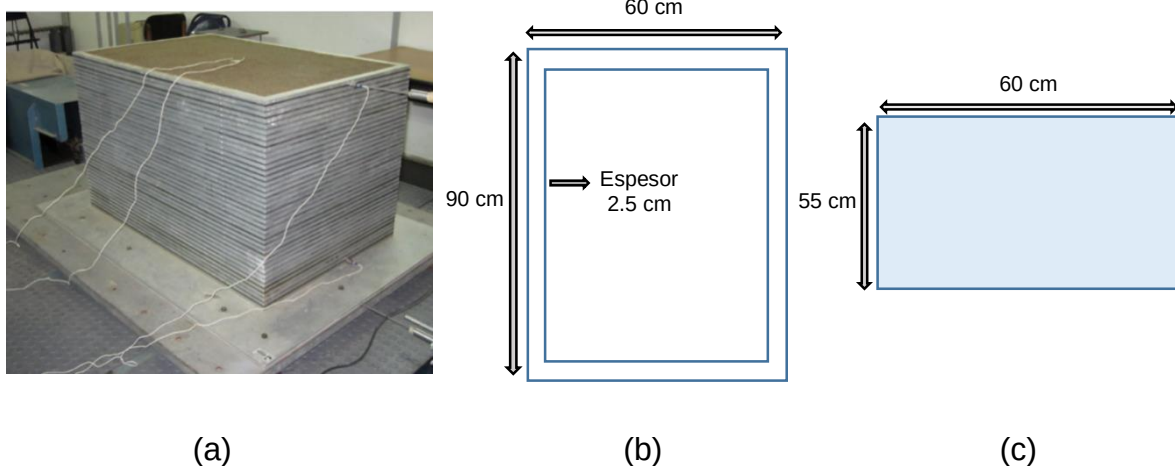
En este capítulo se presentarán dos pruebas realizadas con el fin de mejorar el entendimiento de los métodos de análisis propuestos en el presente trabajo. La primera prueba consistió en comparar las respuestas obtenidas por un ensayo experimental compuesto por una mesa sísmica conectada a una caja cortante llena de arena del río Cauca, la caja fue instrumentada mediante acelerómetros ubicados interna y externamente. Los registros obtenidos experimentalmente fueron comparados con las respuestas teóricas tanto de un modelo unidimensional como de uno bidimensional. Para la evaluación del modelo unidimensional se utilizó el programa Efesio desarrollado por el grupo de investigación G-7 perteneciente a la Universidad del Valle, mientras que para el modelo bidimensional, se realizó el análisis mediante el programa comercial GeoStudio 2007 con su módulo Quake/w, el cual incluye el método de los elementos finitos para el análisis dinámico de los suelos.

La segunda prueba consistió en el estudio mediante la comparación de las respuestas dadas por las metodologías de análisis de Series de Volterra y lineal equivalente, cuyo fin es tener en cuenta la variación de las propiedades dinámicas del suelo ante una carga cíclica que cause una deformación cortante. Para realizar este análisis teórico se trabajó con modelos de dos y cuatro grados de libertad, donde cada grado libertad se encuentra asociado a una masa equivalente para cada estrato y su movimiento se presenta horizontalmente.

3.1 ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE UN SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD

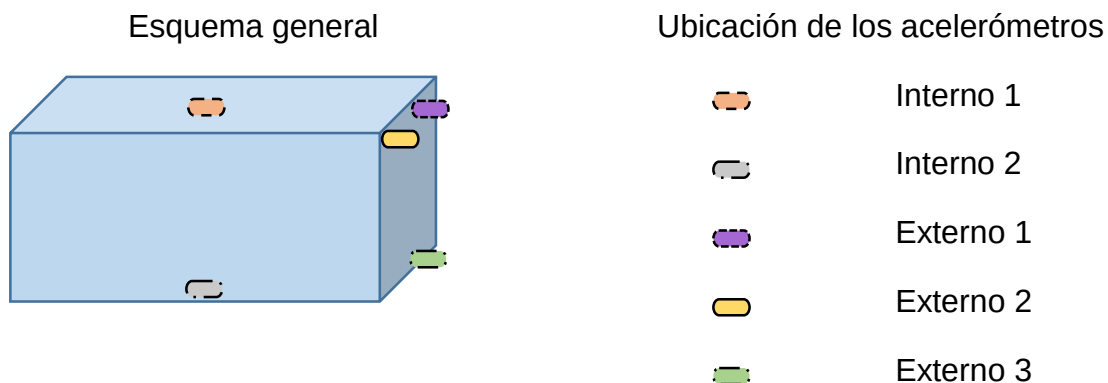
Con el objetivo de obtener valores experimentales con los cuales se puedan comparar las respuestas dadas por los modelos unidimensional y bidimensional para un sistema de un grado de libertad, se realizó una serie de pruebas a una caja cortante llena de arena del río Cauca, como se muestra en la **Figura 3-1**. La caja se compone de una serie de láminas de aluminio de 8 milímetros de espesor y de neopreno de 5 milímetros de espesor intercaladas verticalmente, las cuales se encuentran apoyadas sobre una base de aluminio de 120cm x 90cm y un centímetro de espesor.

Figura 3-1. Mesa cortante usada, a) Foto de la caja, b) Vista en planta, c) Vista lateral



La instrumentación de la caja se realizó mediante cinco acelerómetros ubicados de manera paralela al movimiento de la mesa sísmica (**Figura 3-2**), tres de ellos en la cara exterior de la caja y dos en la mitad localizados tanto en la base como en la superficie.

Figura 3-2. Instrumentación de la caja cortante

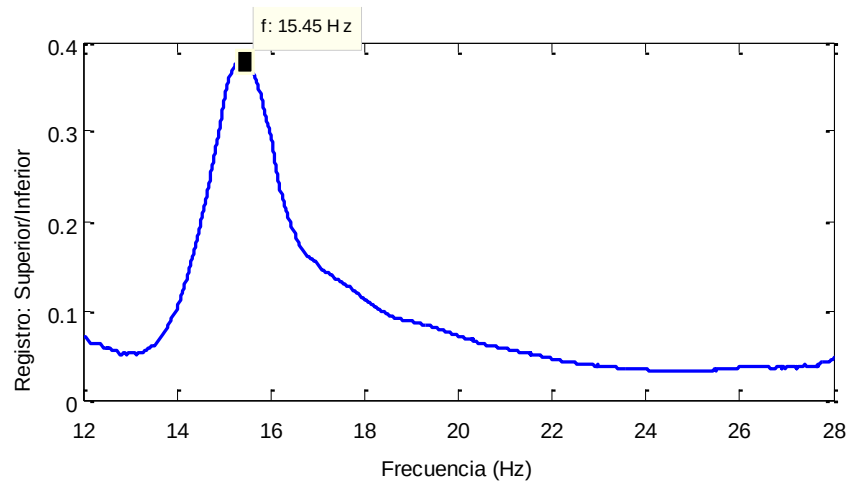


A continuación se presentan las pruebas realizadas con la caja cortante. Estas pruebas se realizaron con el objetivo de obtener tanto el registro de aceleraciones como el comportamiento frecuencial para diferentes amplitudes.

Frecuencia natural de la caja cortante vacía

Se realizaron tres barridos frecuenciales con diferentes rangos y a una misma amplitud para encontrar el punto de resonancia de la caja. Los resultados de estas pruebas son resumidos en el anexo C y muestran una frecuencia natural promedio de 15.4 Hz. A manera de ejemplo la **Figura 3-3** muestra el registro frecuencial obtenido para la prueba 1.

Figura 3-3. Resultado análisis experimental de un barrido frecuencial entre 12 a 28 Hz en la caja vacía



Frecuencias naturales de la caja cortante con arena del río Cauca

Una vez caracterizada frecuencialmente la caja cortante vacía, se procedió a llenarla de arena proveniente del río Cauca. Seguidamente se realizaron tres pruebas de vibración libre y seis barridos frecuenciales a los cuales se les varió tanto el rango como la amplitud. Los resultados de estas pruebas indican una frecuencia natural amortiguada promedio entre un rango de 15.9 a 31.4 Hz. El resumen de las pruebas se presenta en el Anexo C.

La **Figura 3-4** y la **Tabla 3-1** muestran como a medida que la amplitud aumenta, la frecuencia natural amortiguada (f_{na}) del sistema caja-arena disminuye. Este fenómeno puede ser explicado mediante la ecuación 3-1 (Chopra, 2012, pág. 73), en la que se nota una relación directamente proporcional entre f_{na} y la expresión $\sqrt{1 - \xi^2}$, cuyo valor disminuye a medida que el amortiguamiento (ξ) aumenta.

$$f_{na} = f_n \sqrt{1 - \xi^2} \quad (3-1)$$

Figura 3-4. Contenido frecuencial de la caja cortante ante diferentes amplitudes

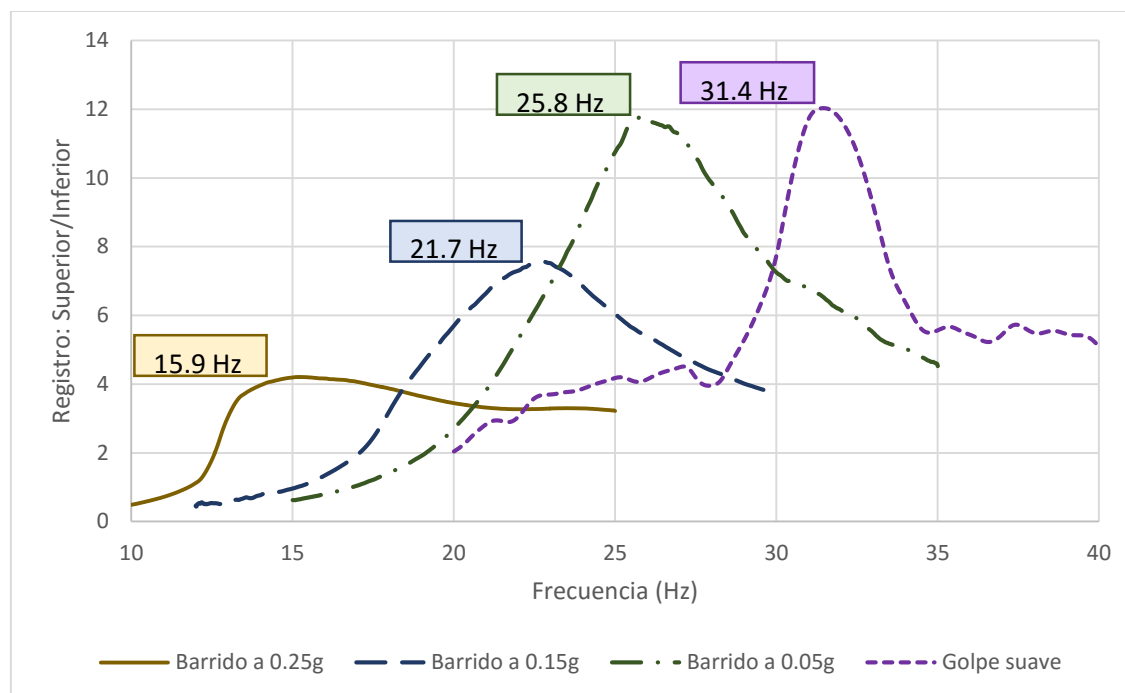


Tabla 3-1. Frecuencia natural amortiguada de la caja cortante con arena

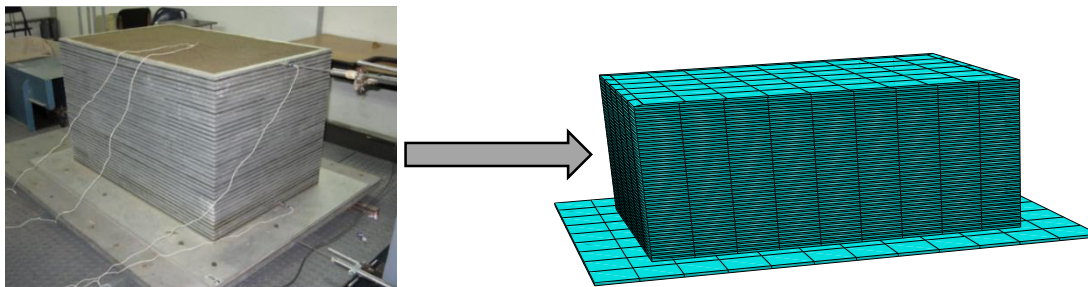
Tipo	Amplitud (g)	Frecuencia natural amortiguada promedio (Hz)
Vibración libre	-	31.4
Barrido frecuencial	0.05	25.8
Barrido frecuencial	0.15	21.7
Barrido frecuencial	0.25	15.9

3.1.1 Modelación numérica mediante elementos finitos del sistema caja-suelo

Siguiendo con el análisis de la caja cortante, se procedió a encontrar tanto el módulo elástico (E_s) del aluminio y del neopreno, así como el módulo cortante de la arena. Para ello se construyó un modelo en elementos finitos (**Figura 3-5**) cuyo objetivo fue obtener las propiedades de los materiales usados en el análisis experimental, mediante un análisis modal realizado en el programa Abaqus 6.12-1. Con este análisis modal se encontró la frecuencia natural del modelo y con ella se procedió a

calibrar los diferentes módulos elásticos para que coincidieran con la frecuencia natural obtenida de manera experimental

Figura 3-5. Modelación en elementos finitos de la caja cortante



Modelo de la caja cortante vacía

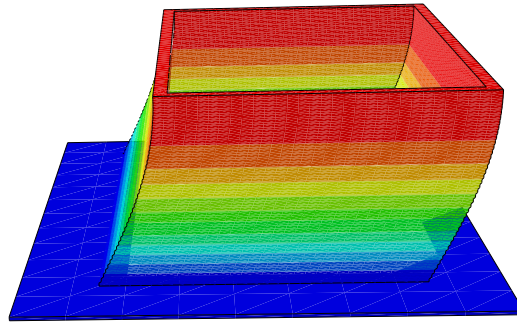
El primer modelo realizado fue con la caja vacía, por lo que los únicos materiales que influyen en la respuesta son el aluminio y el neopreno cuyos, rangos de variación para el E_s son de 68 GPa a 73 GPa y de 0.01 GPa a 0.1 GPa respectivamente. El proceso de búsqueda fue una operación iterativa en la cual se variaban los materiales hasta que la frecuencia natural del modelo se ajustara con la experimental.

Las propiedades encontradas se resumen en la **Tabla 3-2**, y a manera de ejemplo en la **Figura 3-6** se muestra el primer modo encontrado en el análisis por elementos finitos.

Tabla 3-2. Propiedades teóricas de la caja cortante

Material	Módulo elástico (GPa)	Coeficiente de Poisson	Densidad (kg/m ³)
Aluminio	70	0.33	2698
Neopreno	0.025	0.49	1430

Figura 3-6. Primer modo de la caja vacía, dado por un análisis modal en elementos finitos



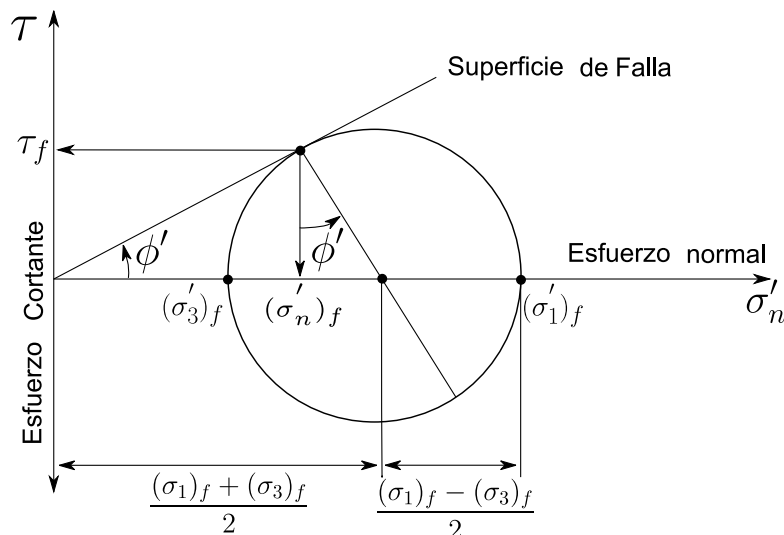
Modelo de la caja llena de arena del río Cauca

Una vez determinados los materiales de la caja vacía se procedió a modelar la arena mediante el modelo de Mohr-Coulomb, 1776. caracterizado por tener un comportamiento elástico perfectamente plástico. Este modelo asume que un material llega a su condición de falla debido a una combinación específica de esfuerzo normal $(\sigma'_n)_f$ y esfuerzo cortante (τ_f) , proponiendo así una relación lineal entre estos dos parámetros descritos por la siguiente ecuación:

$$\tau_f = c + (\sigma'_n)_f \tan(\phi') \quad (3-2)$$

La ecuación (3-2) representa una envolvente de falla que indica el límite teórico para el cual el material se comporta de manera lineal, como se muestra en la **Figura 3-7**

Figura 3-7. Criterio de falla Mohr - Coulomb



Para este análisis se trabajó con los resultados de las diferentes amplitudes mostradas en la **Tabla 3-1**, debido al evidente comportamiento no lineal de las propiedades de la arena. El procedimiento para encontrar el módulo cortante máximo fue el mismo que se usó para la caja vacía (variación iterativa de las propiedades) y los resultados son resumidos en la **Tabla 3-3**. En esta tabla se aprecia que el módulo cortante máximo de 83.5 MPa.

Cabe aclarar que en el modelo usado el valor de la relación de amortiguamiento se mantuvo fijo durante las diferentes pruebas, y su valor fue del 8%. Este valor es típico para un análisis lineal con una deformación cortante del 0.1%. Lo cual puede considerarse como una limitación.

Tabla 3-3. Módulo cortante de la arena del río Cauca

Amplitud (g)	Módulo cortante secante (MPa)	Frecuencia natural del modelo (Hz)	Diferencia con respecto a la frecuencia experimental (%)
Golpe	83.5	31.5	0.09
0.05	48.3	25.8	0.01
0.1	33.3	21.8	0.28
0.2	16.0	15.9	0.38

3.1.2 Comparación entre las respuestas de los modelos unidimensionales y bidimensionales con la respuesta experimental

Una vez obtenido el módulo cortante máximo de la arena usada en el análisis experimental, se procedió a hacer una comparación con los dos modelos utilizados en este trabajo (unidimensional y bidimensional). Para esto se emplearon dos entradas sinusoidales con una amplitud máxima de 0.1g y 0.2g registrando las aceleraciones de entrada (base) y salida (superficie) mediante la misma disposición de acelerómetros mostrada en la **Figura 3-2**. Adicionalmente, se construyeron las curvas de comportamiento dinámico de las propiedades para los modelos teóricos mediante la formulación propuesta por Seed & Idriss (1991) para suelo granulares y se evaluaron mediante la metodología Lineal Equivalente.

La comparación entre las aceleraciones superficiales obtenidas mediante los modelos teóricos unidimensionales y bidimensionales con la registrada por la caja, fue realizada por medio del coeficiente de determinación (R^2). A partir de dicho coeficiente se pudo obtener una medida indicativa de la calidad de los modelos para

describir. Los resultados son resumidos en la **Tabla 3-4**, y muestran valores de R^2 relativamente bajos para una amplitud de 0.1g y muy bajos para amplitudes de 0.2g.

Tabla 3-4. Coeficientes de correlación entre los modelos teóricos y el análisis experimental

Amplitud de la entrada (g)	Unidimensional (R^2)	Bidimensional (R^2)
0.1 g	0.61	0.67
0.2 g	0.32	0.34

Los resultados obtenidos de R^2 pueden ser clasificados como bajos, dado que como máximo el 67% de la variación de los datos experimentales pueden ser explicados con los modelos realizados. Esto se debe principalmente a las condiciones de borde de la caja cortante, tanto por la rigidez presentada por los materiales como por las dimensiones, especialmente la paralela al movimiento de la mesa sísmica. Lo anterior conlleva a que no se cumpla la suposición de fronteras semi-infinitas lo cual es un principio básico en el análisis de una viga cortante bajo propagación de onda unidimensional, este hecho ha sido estudiado por autores como Cheun, et al. (2013), Chunxia, et al. y Chen, et al. (2004).

A modo de ejemplo en la **Figura 3-8** se muestra la comparación entre las respuestas temporales del registro experimental y las obtenidas mediante el modelo unidimensional para una entrada de 0.1g, notándose una leve amplificación en la respuesta teórica y un pequeño desfase entre las dos señales. Adicionalmente, en la **Figura 3-9** se puede notar la gran dispersión de los datos dados por el modelo teórico en comparación con el experimental y el valor de R^2 obtenido.

Figura 3-8. Respuesta temporal del modelo unidimensional vs respuesta experimental

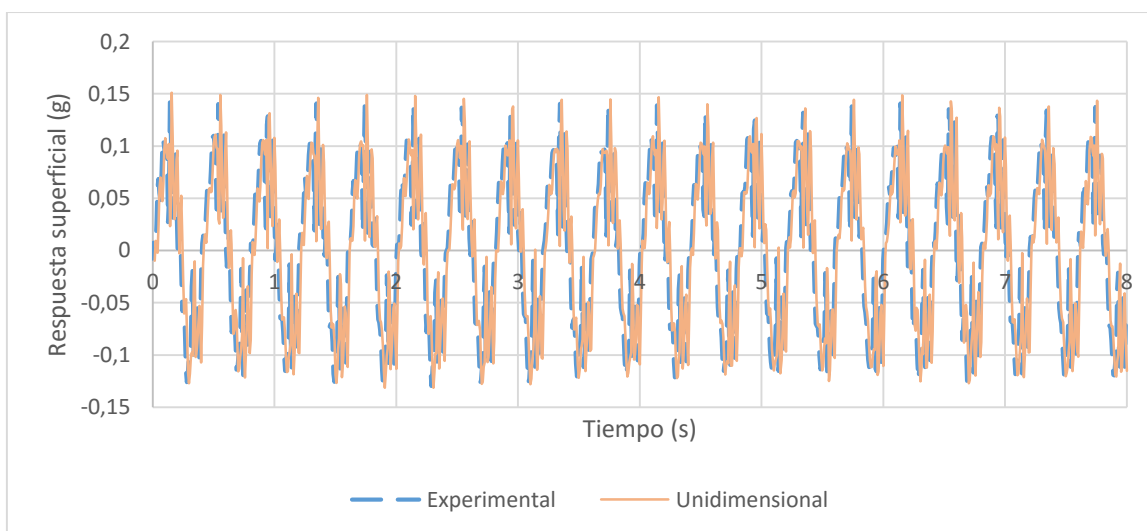
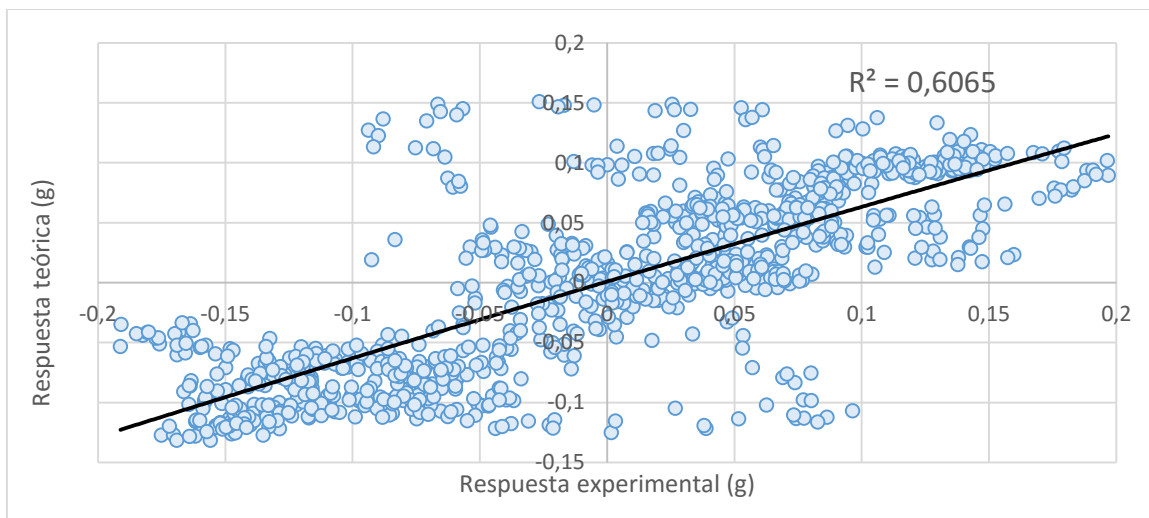


Figura 3-9. Determinación del R^2 para el modelo unidimensional a una entrada de 0.1g



3.2 APROXIMACIÓN NÚMERICA A LAS CURVAS DE COMPORTAMIENTO DE LAS PROPIEADES DINÁMICAS DEL SUELO

El comportamiento de las propiedades dinámicas del suelo fue analizado haciendo uso de las Series de Volterra e implementando el método Lineal Equivalente. La selección de estas dos metodologías se realizó teniendo en cuenta los cambios en la frecuencia natural en función de la amplitud, observados durante las pruebas experimentales y teóricas.

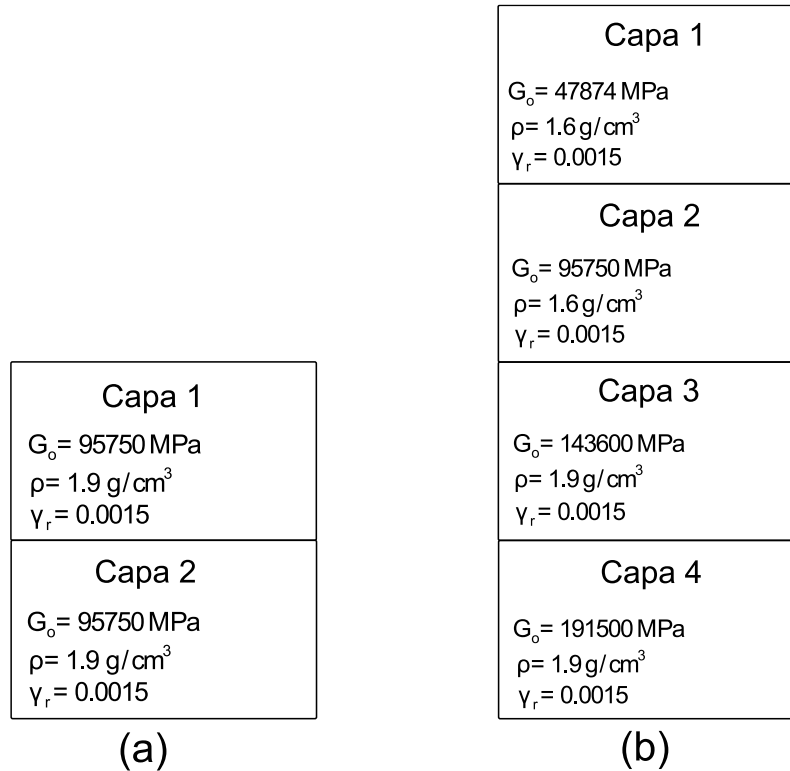
En primer lugar, se analizó las Series de Volterra en cuanto a su comportamiento para bajas y medianas deformaciones cortantes, cabe recordar que esta metodología teórica obtiene una respuesta única a la ecuación de movimiento como se mostró en el numeral 2.3.1, y en ella se aproximan las curvas de comportamiento dinámico de los suelos mediante Series de Taylor.

Un segundo análisis incluyó la comparación de las respuestas temporales obtenidas usando las técnicas de Series de Volterra y Lineal equivalente para dos sistemas de múltiples grados de libertad. Teniendo en cuenta la generalidad que permite el método lineal equivalente, se evaluó esta metodología tanto para el caso unidimensional como para el bidimensional. En cuanto a las series de Volterra se trabajó solo para la representación unidimensional debido a la formulación propia de la metodología.

Para realizar el análisis comparativo de las respuestas dinámicas, se definieron dos columnas de suelo de 2 GDL y 4 GDL como lo muestra la **Figura 3-10**. Los estratos considerados fueron tomados y adaptados de Arroyo (1999), cuyas respuestas

fueron comparadas para tener certeza de la implementación del método de series de Volterra.

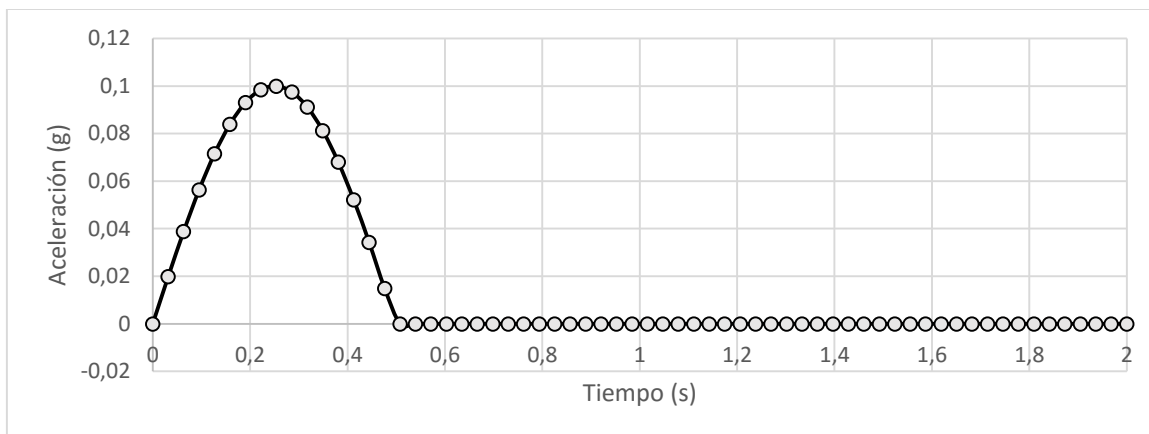
Figura 3-10. Estratigrafías utilizadas, (a) Sistema de 2 GDL con propiedades iguales, (b) Sistema de 4 GDL.



A estas columnas de suelo se les aplicó una excitación controlada tipo impulso semi-sinusoidal con una amplitud de 0.1g (variable según el análisis en consideración) y una duración de 0.5 segundos siguiendo la siguiente expresión:

$$\ddot{y}(t) = Ag * \sin(2\pi t), \quad \begin{cases} Ag = 0.1 \text{ g}, & t \leq 0.5 \text{ s} \\ Ag = 0 \text{ g}, & t > 0.5 \text{ s} \end{cases} \quad (3-3)$$

Figura 3-11. Impulso semi-sinusoidal



3.2.1 Análisis de sensibilidad de las series de Volterra

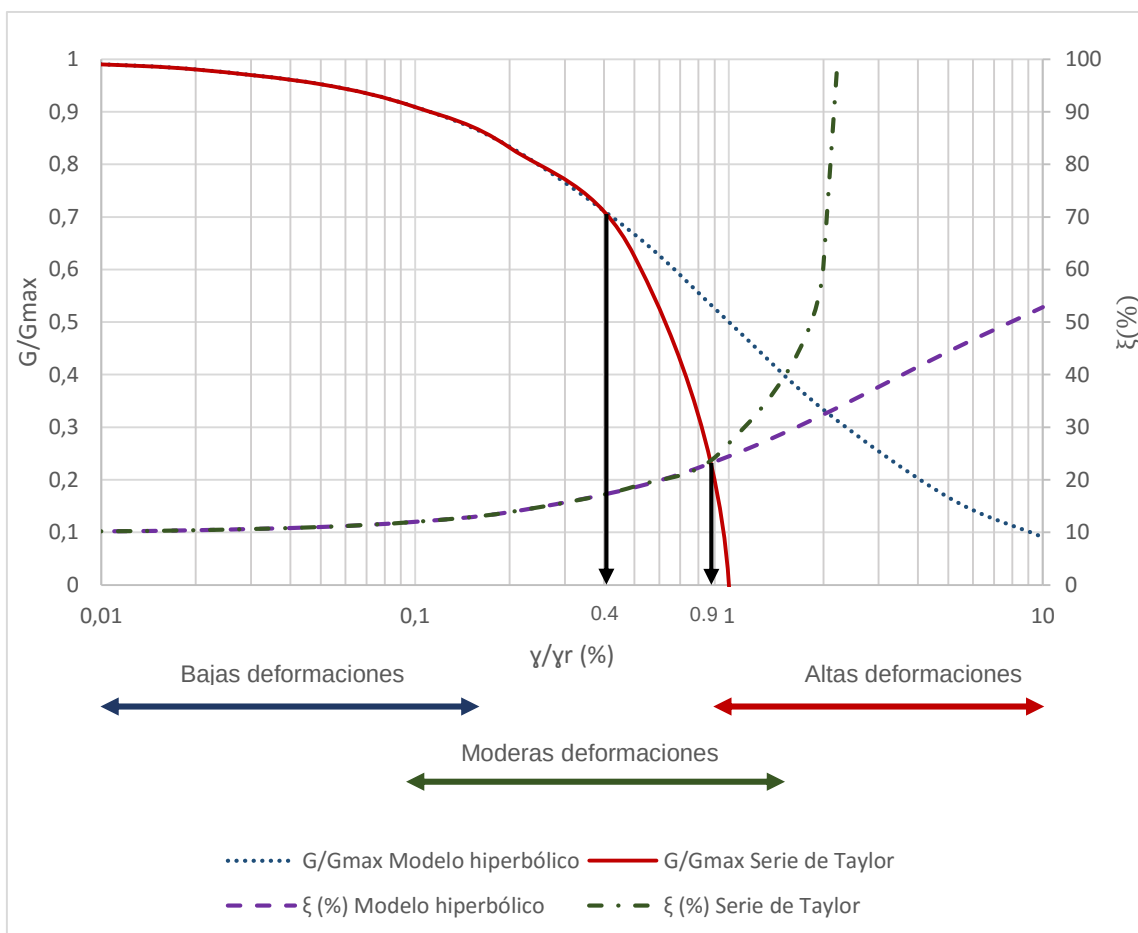
Como primer paso en el análisis propuesto, se aborda la metodología de series de Volterra mediante un análisis de sensibilidad, mostrando dos limitaciones importantes de la técnica: 1) No es compatible con el modelo hiperbólico extendido (usado en este trabajo para crear las curvas de comportamiento del suelo) y 2) Para deformaciones en el rango medio alto, la técnica deja de ser válida.

Así como lo plantea Arroyo (1999) y Storer (1991) las series de Volterra están definidas y son válidas para niveles moderados de no linealidad. Una de las principales razones para tener esta limitación viene dada por la aproximación teórica a las curvas de comportamiento de los suelos mediante series de Taylor, como lo muestran las ecuaciones (2-41), (2-42) y (2-43). Por tal motivo se realizaron dos tipos de análisis: (i) el primero comprende la comparación del modelo hiperbólico y el hiperbólico extendido con la representación en series de Taylor, y (ii) el segundo análisis realizado, se basó en la respuesta temporal de los estratos mostrados en la **Figura 3-10** ante un impulso semi-sinusoidal.

(1) Modelos de aproximación a curvas de propiedades dinámicas

Específicamente la representación mediante series de Taylor de orden no mayor al tercer grado da una buena aproximación a los datos dados por el modelo hiperbólico (Hardin & Drnevich, 1972) hasta un porcentaje de deformación cortante de 0.4 % para la degradación del módulo cortante y de 0.9% para la el aumento de la relación de amortiguamiento como lo muestra la Figura 3-12. A partir de estos valores, las curvas creadas a través de las series de Taylor tienden a tener un comportamiento exponencial creciente para ξ y decreciente para la relación $G/G_{m\acute{a}x}$, dejando de ser válido cualquier tipo de aproximación al modelo hiperbólico.

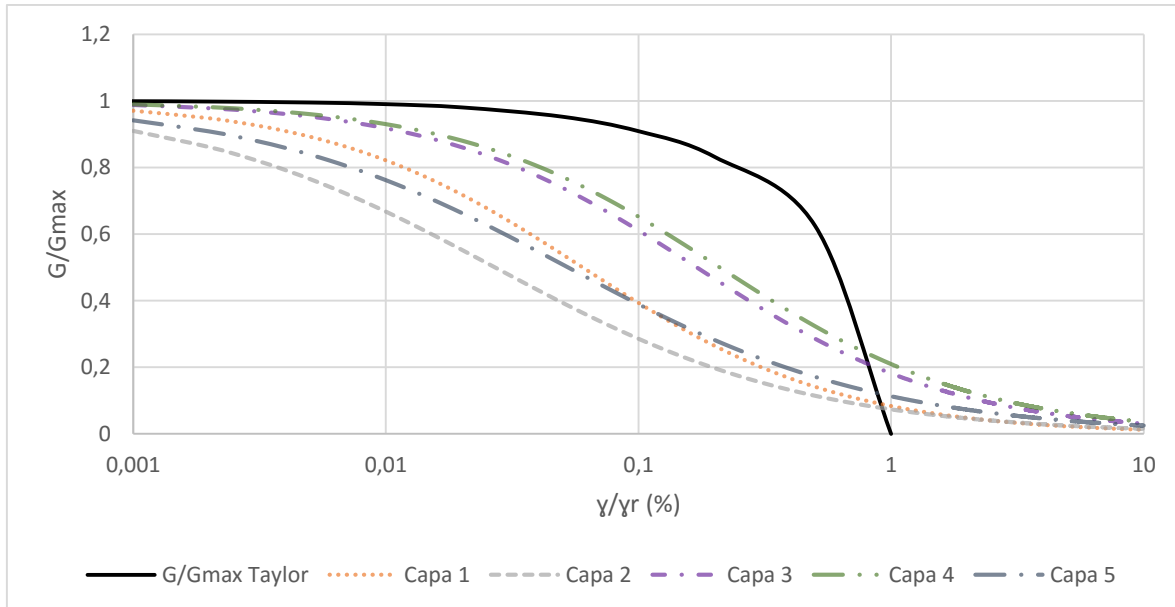
Figura 3-12. Comparación entre el modelo hiperbólico y la aproximación en Series de Taylor



Para analizar las diferencias entre el modelo hiperbólico extendido y las series de Taylor, se compararán las curvas calculadas para el edificio 350, presentadas más adelante en el numeral 4.3.1, con una curva construida mediante series de Taylor teniendo en cuenta los tres primeros términos de la serie.

Los resultados ilustrados en la **Figura 3-13** muestran grandes diferencias entre la serie de Taylor y el modelo hiperbólico extendido. Esta diferencia viene dada por los factores de ajuste propios para cada zona y por la inclusión del esfuerzo de confinamiento en las ecuaciones del modelo hiperbólico.

Figura 3-13. Comparación entre el modelo hiperbólico extendido y las series de Taylor para el suelo del edificio 350

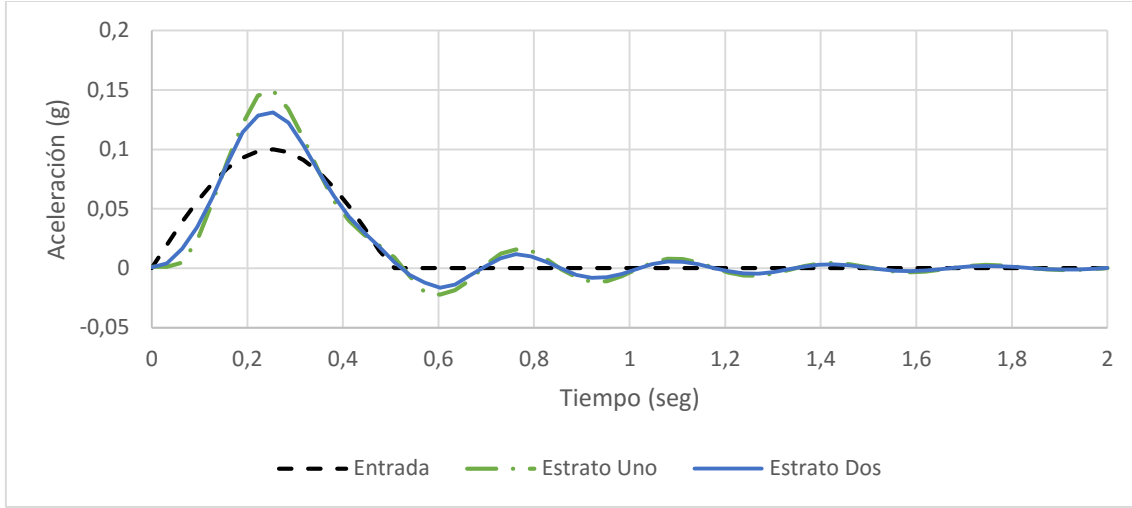


(2) Aporte no lineal de un sistema de 2 GDL

La **Figura 3-14** muestra la respuesta no lineal del sistema (a) ante un impulso semi-sinusoidal, y en ella se observa una amplificación de 0.049g y 0.031g para la capa 1 y la capa 2 respectivamente, valores que representan un porcentaje de amplificación de 49% y 31% con respecto a la entrada.

Se debe tener en cuenta que esta respuesta representa la suma de la respuesta lineal más el aporte de los dos grados de no linealidad acorde a la expresión (3-5), por lo que en teoría existe un error despreciable según Store (1991), Arroyo (1999), debido a que se utilizan tres términos de la serie de Taylor para representar el cambio de las propiedades en función de la deformación cortante.

Figura 3-14. Respuesta total (Incluido hasta el 3° grado de no linealidad)



Una vez se tiene la respuesta total del sistema, se procede a comparar el aporte del 2° y 3° grado de no linealidad. Para esto se suma independientemente la respuesta lineal con su respectivo aporte no lineal de la siguiente manera:

$$\ddot{y}_{no\ lineal\ 2^\circ} = \ddot{y}_{lineal} + \ddot{y}_{2^\circ} \quad (3-4)$$

$$\ddot{y}_{no\ lineal\ 3^\circ} = \ddot{y}_{lineal} + \ddot{y}_{2^\circ} + \ddot{y}_{3^\circ} \quad (3-5)$$

Los resultados mostrados en la **Figura 3-15** y **Figura 3-16**, evidencian un claro aporte no lineal a la respuesta total del sistema. Este aporte dependerá necesariamente de la amplitud de la entrada y las deformaciones cortantes presentes al momento del movimiento dinámico del estrato de suelo.

Con el objetivo de analizar la influencia de la deformación cortante en la respuesta no lineal de un sistema analizado mediante la formulación de Volterra, se realizó una prueba al modelo de dos grados de libertad, variando la amplitud máxima del impulso semi-sinusoidal dentro de un rango de $0.005\ g \leq Ag \leq 1\ g$, y obteniendo así deformaciones cortantes relativas máximas de la capa 1 con respecto a la capa 2 de $1.4E - 2 \leq \frac{\gamma_{max}}{\gamma_r} \leq 2$ como se muestra en la **Figura 3-17**. En la **Figura 3-18** se puede observar como a medida que la deformación cortante aumenta, la diferencia relativa entre picos máximos de la respuesta lineal con relación a la respuesta no lineal de tercer se vuelve excesivamente grande. Este resultado se puede explicar si se tiene en cuenta que la formulación mediante series de Taylor no representa el comportamiento del suelo para grandes deformaciones, llegando a niveles de rigidez cortante mínimos cerca al 1% de la deformación cortante.

Figura 3-15. Respuesta lineal y no lineal de la capa 1 para una amplitud de 0.1 g

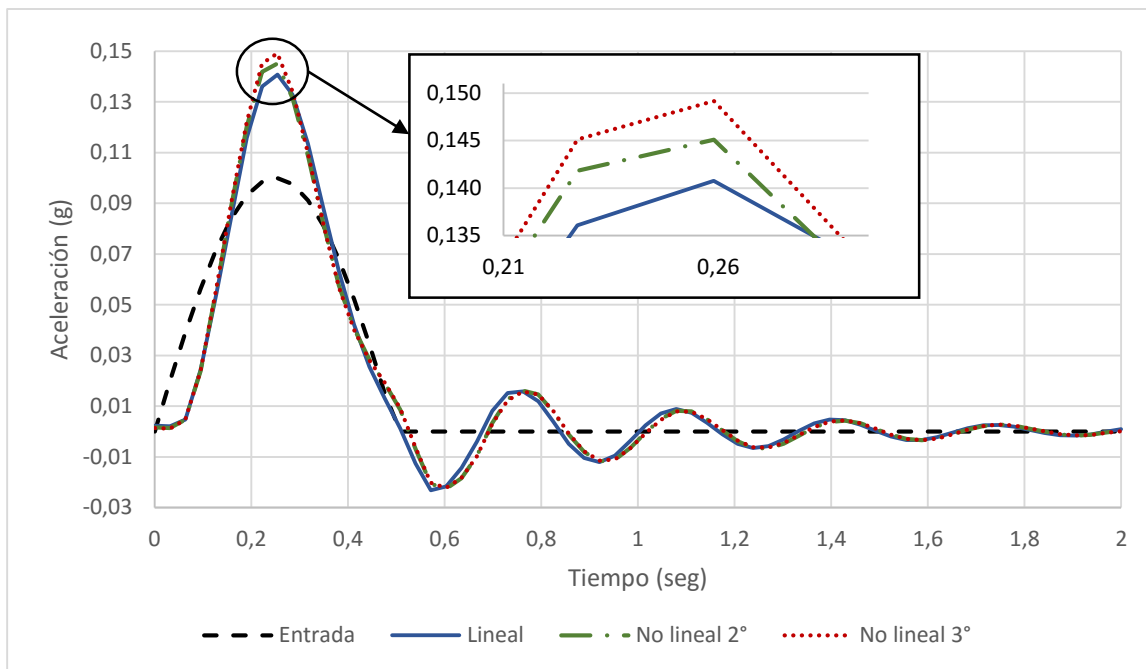


Figura 3-16. Respuesta lineal y no lineal de la capa 2 para una amplitud de 0.1 g

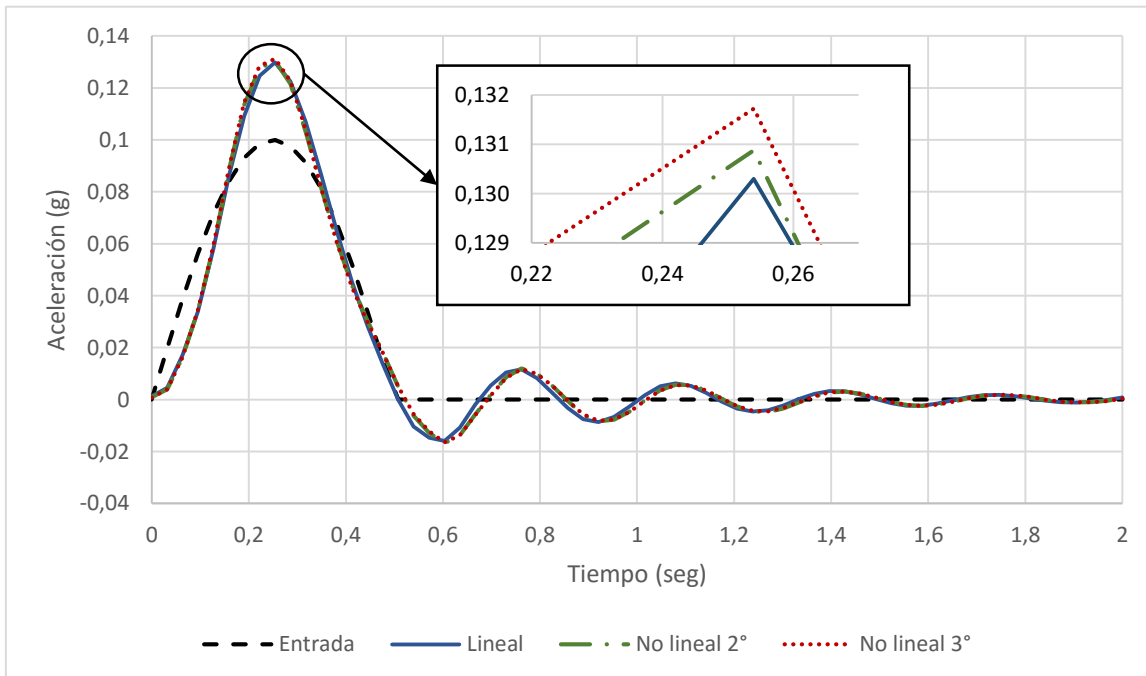


Figura 3-17. Deformación cortante producida debido a la amplitud de la entrada sinusoidal

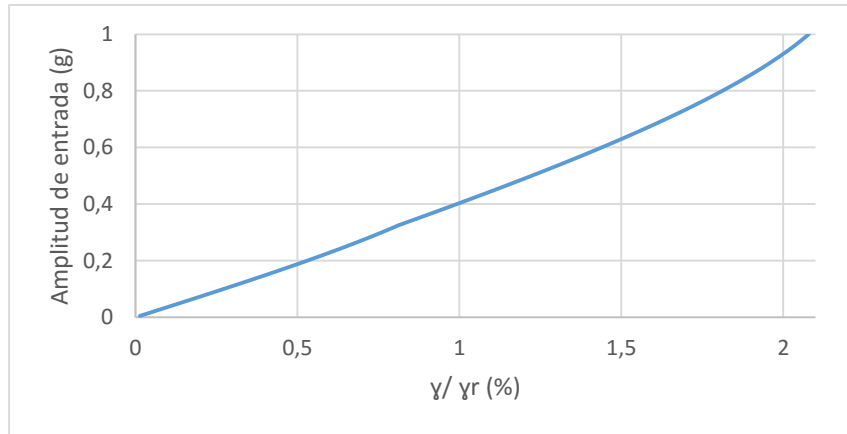
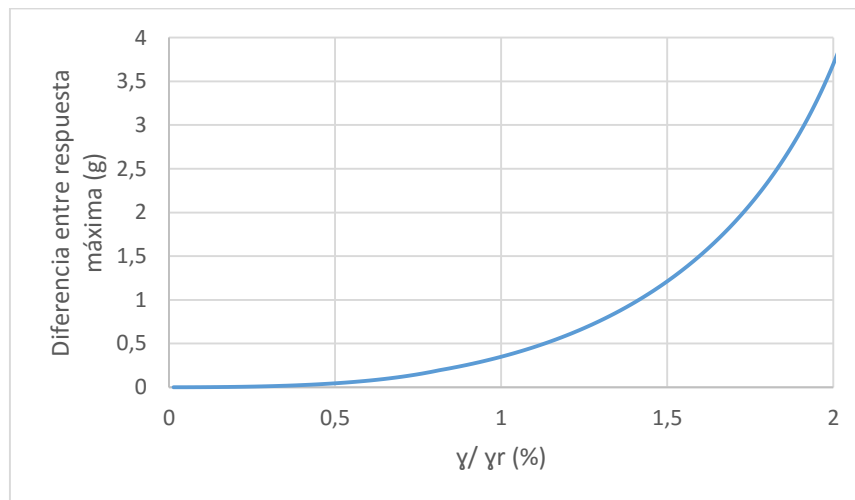


Figura 3-18. Diferencia entre deformaciones máximas de la respuesta total y lineal



3.3 SISTEMA DE 2 y 4 GRADOS DE LIBERTAD ANTE IMPULSO SINUSOIDAL

Una vez se tiene clara las limitaciones propias de las series de Volterra, se procedió a realizar un análisis de respuesta dinámica para los estratos (a) y (b) mostrados en la Figura 3-10. Este análisis como se indicó anteriormente se realiza con una amplitud constante de 0.1g para el impulso sinusoidal y la comparación es realizada en términos de la amplificación máxima dada por cada método. Como lo muestra la **Tabla 3-5**, las mayores amplificaciones se presentan mediante el método de serie de Volterra, lo cual es debido a los componentes no lineales que se le suman a la respuesta total.

Otro resultado interesante es la similitud que existe entre las respuestas unidimensional y bidimensional, hecho ampliamente documentado por diferentes autores como Kramer (1996), Larkin (1991), Martin (2000), entre otros. Estos autores consideran directa o indirectamente que la respuesta para estratos distribuidos horizontalmente no presentan variación considerable entre el análisis unidimensional y el bidimensional, debido a que la onda se propaga sin ningún tipo de interferencia geométrica y el único efecto real sobre ella viene dada por el cambio en las propiedades de cada estrato horizontal por donde la onda se transmite.

Tabla 3-5. Respuesta de los 3 métodos considerados para los sistemas (a) y (b)

Sistema	Series de Volterra	Lineal equivalente (Unidimensional)	Lineal equivalente (Bidimensional)
2 GDL	0.149 g	0.145 g	0.144 g
4 GDL	0.215 g	0.206 g	0.204 g

Figura 3-19. Respuesta temporal de la capa superficial para el modelo (a) de 2 GDL

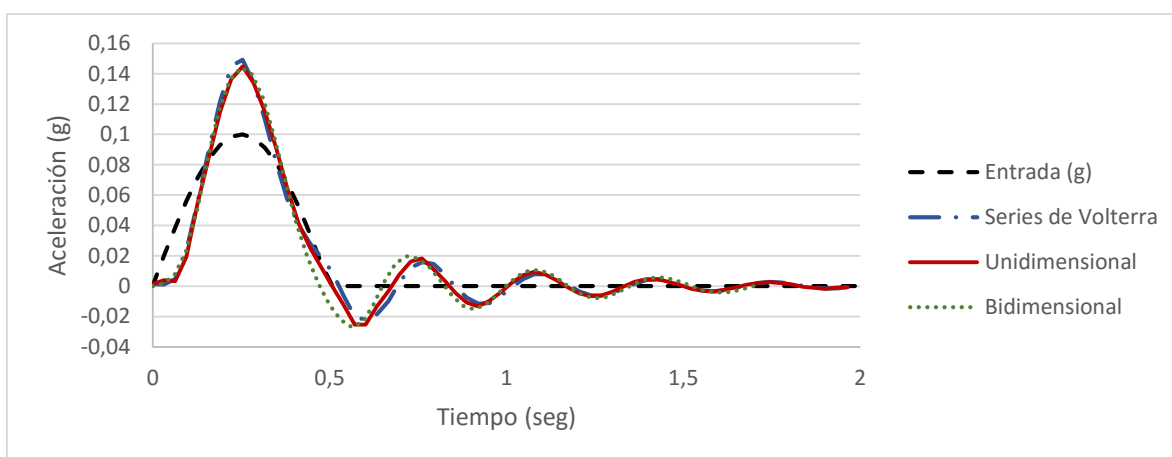
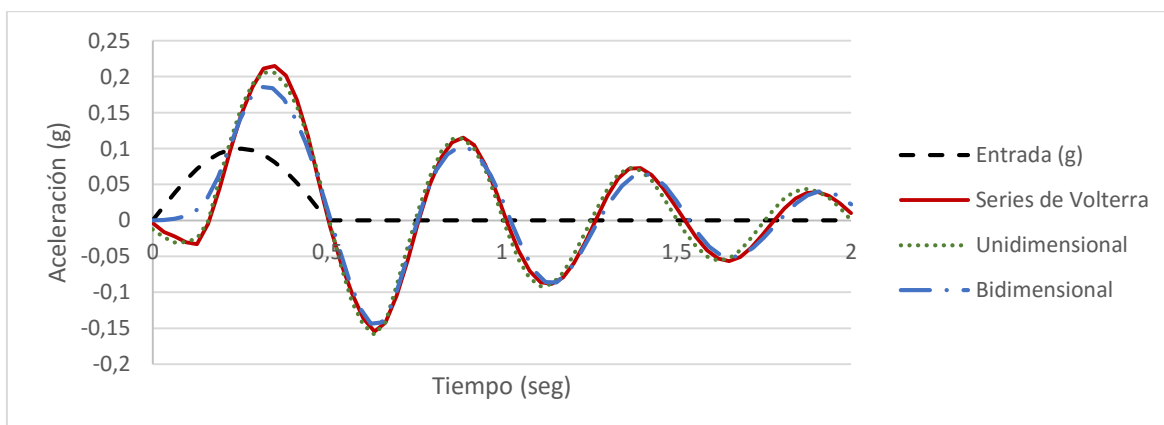


Figura 3-20. Respuesta temporal de la capa superficial para el sistema (b) de 4 GDL



4 SISTEMA DINÁMICO ANALIZADO

En este capítulo se define el sistema dinámico utilizado para representar las condiciones del suelo bajo el Edificio 350. Para tal objetivo se determinaron tanto las propiedades dinámicas del sistema, como las diferentes excitaciones probables según las condiciones sísmicas locales. Las propiedades dinámicas fueron estimadas mediante el uso de modelos teóricos y técnicas de optimización descritas en este capítulo.

Específicamente el valor del amortiguamiento mínimo $\xi_{\min}$ se calculó según el modelo hiperbólico extendido, mientras que los valores del módulo cortante lineal $G_{\max}$ se obtuvieron mediante el uso de un algoritmo de optimización por búsqueda heurística. El valor de referencia usado en el proceso de optimización fue la frecuencia natural cíclica f_n de la columna de suelo bajo el Edificio 350, cuyo valor es de 1.23 Hz (Carabali, 2014). Se debe tener en cuenta que este valor se obtuvo mediante la técnica de microtrepidaciones, por lo que las amplitudes y, por consiguiente, la deformación cortante se pueden considerar dentro del rango elástico.

Por último, los sismos seleccionados como fuentes de entrada al sistema, fueron obtenidos teniendo en cuenta las propiedades sismológicas propuestas por el estudio de MZSC para la ciudad de Cali.

4.1 EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

4.1.1 Investigación en campo

Con el objetivo de conocer la estratigrafía, las propiedades físicas y mecánicas de los suelos que componen la zona de estudio, se realizó un sondeo mediante el método de rotación y lavado, siguiendo los procedimientos establecidos en la norma ASTM D1586-11. El sondeo fue realizado hasta una profundidad máxima de 30 metros, reportando nivel freático a dos metros de profundidad. Se recuperaron muestras alteradas e inalteradas, donde fue posible, con el objetivo de realizar ensayos de laboratorio.

4.1.2 Ensayos de laboratorio

Las muestras recuperadas (naturalmente alteradas) se clasificaron de forma visual según la ASTM D-2488 (Procedimiento visual-manual para la descripción e identificación de muestras de suelos), se seleccionaron algunas de ellas para ser sometidas a ensayos de laboratorio de dos tipos: (I) de clasificación tales como granulometrías y límites de Atterberg y (II) de comportamiento dinámico mediante el ensayo bender elements.

La cantidad de ensayos, la norma correspondiente a cada uno y los resultados obtenidos, se muestra a continuación en la **Tabla 4-1**.

Tabla 4-1. Resumen ensayos de laboratorio

Prof. (m)	Granulometría (ASTM D422-63)			Límites de Atterberg (ASTM D4318)		Bender Elements
	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	LP (%)	LL (%)	Vs (m/s ²)
3.0 - 3.4	42	38,6	19,4	19,6	26,6	307
7,5 - 7,95	0	1	99	30,9	47,0	-
9,4 - 9,89	0,3	13,4	86,3	39,1	67,2	173
12,0 - 12,45	8,8	30,3	60,9	25,5	36,5	-
15,0 - 15,45	0,3	30	69,7	30,9	59,3	-
16,5 - 16,95	0	7,1	92,9	33,7	77,0	-
18,0 - 18,45	4,3	17,1	78,6	25,2	43,8	-

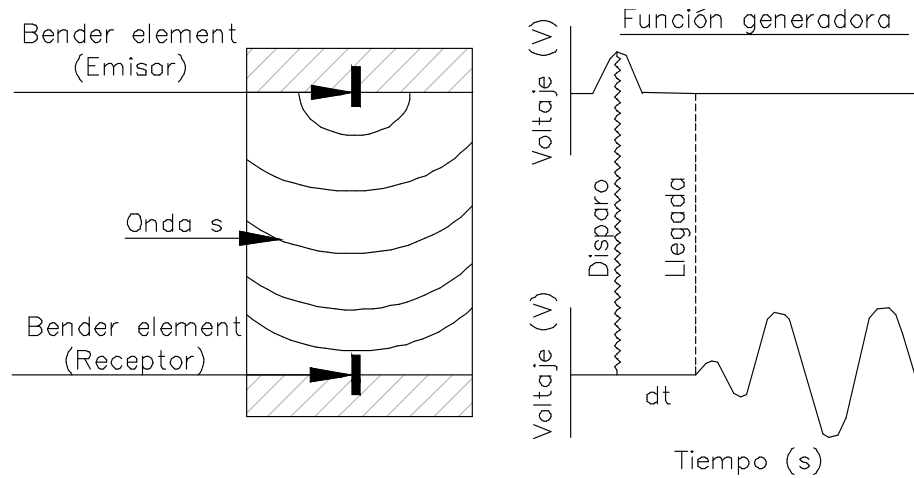
Bender elements

El objetivo de este ensayo es determinar de manera directa la velocidad de onda cortante (Vs) mediante el uso de un excitador y un receptor piezoeléctrico como se muestra en la Figura 4-1. Estos dispositivos se instalan en los extremos de la muestra y son los encargados tanto de producir como de recibir las ondas transmitidas a través de la muestra de suelo.

Para el cálculo de Vs, se debe tener en cuenta el tiempo transcurrido (dt) entre el disparo de la señal de entrada y la recepción de la onda cortante por parte del receptor. Una vez se tiene definido el tiempo de llegada se calcula Vs mediante la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{\text{Longitud de la muestra}}{\text{Tiempo entre Disparo y Llegada}} = \frac{L_m}{dt}$$

Figura 4-1. Esquema ensayo Bender Elements – Adaptado de (Nihei, 1992)



4.2 MODELO DEL SUELO

Para la identificación de las propiedades dinámicas se propuso una estratigrafía de cinco capas claramente definidas como se muestra en la **Figura 4-2**, que permitiera reducir los grados de libertad, el número de variables y el tiempo de procesamiento computacional. Este perfil de suelos propuesto bajo el Edificio 350, está basado en las exploraciones de campo y los ensayos de laboratorio indicados en la **Figura 1-10** y en la **Tabla 4-1** respectivamente, y está conformado de la siguiente forma:

- Superficialmente por una capa de limo de alta plasticidad (MH), de consistencia dura y con espesor de 2.9 metros.
- Subyaciendo esta primera capa se encuentra un estrato de grava limosa (GM) entre 3.5 a 6 metros de profundidad.
- Entre los 6 y 15 metros de profundidad se halla un estrato constituido por limos arcillosos y limos arcillo arenosos, clasificados según las pruebas de laboratorio como ML - MH de consistencia media a dura.
- Bajo esta capa de limos y entre las profundidades de 15 a 19 metros, se localiza un pequeño estrato de arcillas limosas de consistencia dura.
- Por último, se encuentra un estrato de gravas arcillosas (GC) de compacidad densa.

Figura 4-2. *Modelo del suelo considerado para el Edificio 350*

Prof m.	Tipo de suelo
3.5	MH
6	GM
15	ML , MH
19	CH , CL
30	GC
Roca infinitamente rígida	

4.3 RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO LINEAL

La relación de amortiguamiento lineal se calculó para cada estrato de suelo mostrado en la **Figura 4-2**, haciendo uso de la ecuación 2-37, correspondiente al amortiguamiento mínimo para el modelo hiperbólico extendido propuesto por Matasovic, y teniendo como base los parámetros de ajuste dados por la MZSC (**Tabla 2-8**). Los valores de relación de amortiguamiento son mostrados en la **Tabla 4-2**.

Tabla 4-2. Porcentajes de amortiguamiento lineal para el sistema del suelo bajo el Edificio 350

Capa	Relación de amortiguamiento lineal ξ_{min} (%)
1	1.36
2	0.49
3	0.59
4	0.50
5	0.30

4.3.1 Obtención del módulo cortante lineal para el sistema de 5 capas

Para obtener el módulo cortante se empleó la función de optimización heurística llamada Fmincon, presente en el Toolbox de Optimización de Matlab y definida de la siguiente forma (Coleman et al, 1999):

$$\min f(x) \text{ tal que } \begin{cases} c(x) \leq 0 \\ ceq(x) = 0 \end{cases} \left\{ \begin{array}{l} \text{restricciones no lineales} \\ \\ \text{restricciones lineales} \\ \\ \text{límites de la función} \end{array} \right. \begin{cases} A \cdot x \leq b \\ Aeq \cdot x = beq \\ lb \leq x \leq ub \end{cases}$$

Donde

$c(x), ceq(x)$: funciones no lineales de restricción de desigualdad y igualdad respectivamente

A, b : corresponde a las restricciones de desigualdad, siendo el primero la matriz y el segundo el vector del lado derecho del sistema de inecuaciones $A \cdot x \leq b$.

Aeq, beq : corresponde a las restricciones de igualdad, siendo el primero la matriz y el segundo el vector del lado derecho del sistema de ecuaciones $Aeq \cdot x = beq$.

lb, ub : son, respectivamente, los límites inferior y superior de la región donde se espera que se encuentre el punto óptimo

El propósito de esta rutina es encontrar el mínimo valor escalar de una función no lineal sujeta a restricciones, mediante el uso de una función objetivo y uno o más parámetros de referencia.

A continuación se enumeran los pasos seguidos para realizar la optimización mediante el uso del programa Matlab y su rutina Fmincon:

I. Propiedades iniciales

En la **Tabla 4-3**, se resumen las condiciones iniciales con que se abordó el problema de optimización. Estas condiciones son basadas en la descripción de campo y los resultados de los ensayos de laboratorio.

Tabla 4-3. *Propiedades iniciales dadas por el modelo hiperbólico extendido*

Estrato	Prof. (m)	Espesor (m) *	Tipo de suelo *	Peso unitario (kN/m ³) *	σ' vertical (kPa)	Def ref. (γ_r) ⁺	ξ (%) mín. ⁺	ξ (%) máx. ^g
1	0 - 3	3	MH	18	12.3	0.0060	1.360	14
2	3 - 6	3	GM	21	41.3	0.00027	0.491	24
3	6- 15	9	ML , MH	17	90.5	0.00170	0.588	8
4	15 - 19	4	CH , CL	16	135.2	0.00209	0.497	20
5	19 - 30	11	GM	21	209.1	0.00053	0.302	30

* Obtenidos experimentalmente

+ Obtenidos teóricamente

g

Tomada de MZSC (Anexo 2 Informe 5.2)
" Valores según el IP"

II. Modelo dinámico propuesto

Para encontrar la frecuencia natural de la columna de suelo, se planteó un modelo de masas concentradas como se muestra en la **Figura 4-3**, al cual se le asocia la siguiente ecuación

$$[K]\{\phi_n\} = \omega_n^2[M]\{\phi_n\} \quad (4-1)$$

Donde

ω_n : Frecuencia natural circular asociada al modo n

ϕ_n : Valores modales asociados al modo n

$[K]$: Matriz de rigidez

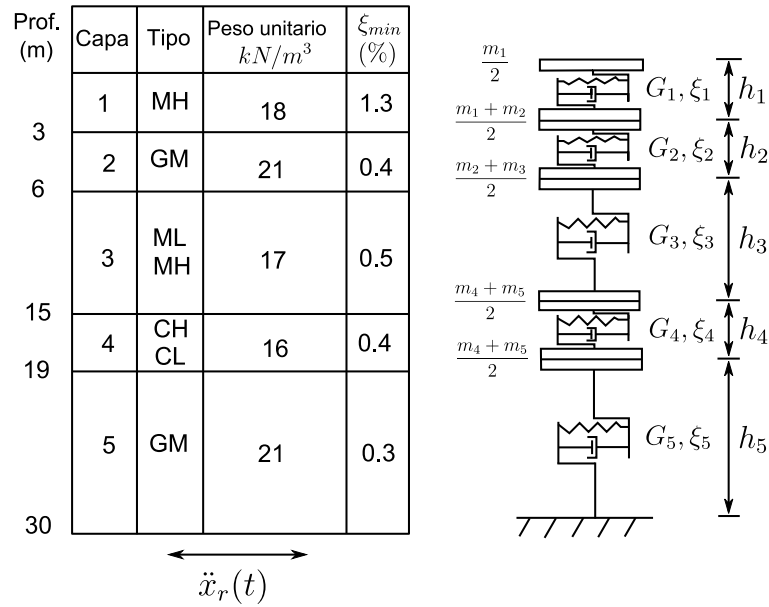
$$[K] = \begin{bmatrix} \frac{G_1}{h_1} & -\frac{G_1}{h_1} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{G_1}{h_1} & \frac{G_1}{h_1} + \frac{G_2}{h_2} & -\frac{G_2}{h_2} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{G_2}{h_2} & \frac{G_2}{h_2} + \frac{G_3}{h_3} & -\frac{G_3}{h_3} & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{G_3}{h_3} & \frac{G_3}{h_3} + \frac{G_4}{h_4} & -\frac{G_4}{h_4} \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{G_4}{h_4} & \frac{G_4}{h_4} + \frac{G_5}{h_5} \end{bmatrix}$$

$[M]$: Matriz de masa

$$[M] = \begin{bmatrix} \frac{m_1}{2} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{m_1 + m_2}{2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{m_2 + m_3}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{m_3 + m_4}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{m_4 + m_5}{2} \end{bmatrix}$$

Esta ecuación se resume como un problema de valores y vectores propios, donde la matriz $[K]$ se construye de tal forma sus valores permitan que ω_n sea lo más aproximado a la frecuencia obtenida de manera experimental (Cabe recordar que $f_n = \omega_n/2\pi$).

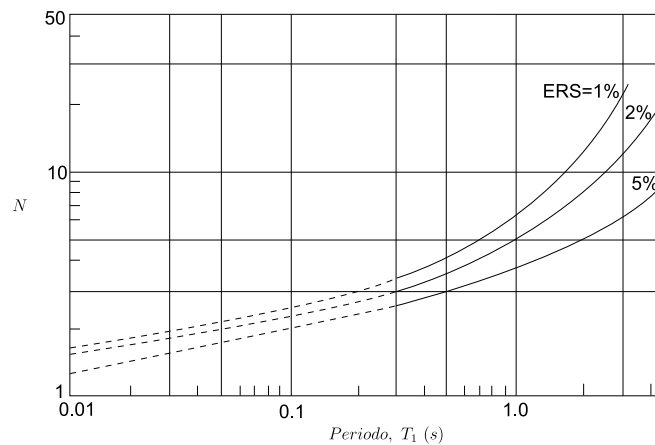
Figura 4-3. Modelo dinámico de masas concentradas de la columna de suelo bajo el Edificio 350



III. Corrección por error en concentración de masas

Aunque la metodología de concentrar masas es muy usada ya que la matriz de masas resulta ser una diagonal, esta aproximación tiene ciertas fallas al considerar una columna de suelo. Este error debido al modelo de concentración de masas fue estudiado por Idriss & Seed (1968), los cuales propusieron la **Figura 4-4** para seleccionar el número de capas dependiendo del porcentaje de error admisible.

Figura 4-4. Gráfica N vs T_1 para considerar porcentaje de error debido a la concentración de masas



El objetivo de utilizar la **Figura 4-4** es encontrar el número de capas N en las que se debe dividir cada estrato para tener un porcentaje de error por masa concentrada (ERS). Para esto se debe encontrar el período de cada estrato mediante la siguiente ecuación:

$$T_{1(i)} = \frac{2\pi}{\omega_{1(i)}} = \frac{4H_i}{\sqrt{G_i g / \gamma_i}} \quad (4-2)$$

Teniendo esto en cuenta se calculó el número de capas necesarias para tener un ERS del 1%. Los resultados obtenidos se presentan en la **Tabla 4-4**.

Tabla 4-4. *Número de capas necesarias por estrato para un ERS del 1%*

Estrato	Tipo de suelo	Período T_1 (s)	Número de capas necesarias*	Espesor por capa
1	MH	0.039	2	1.5
2	GM	0.043	2	1.5
3	ML , MH	0.206	2	4.5
4	CH , CL	0.057	2	2.0
5	GM	0.138	3	3.7

* Los valores se aproximan a la cifra mayor

IV. Parámetros iniciales del algoritmo

Con el objetivo de acotar el rango de búsqueda se propuso un valor de referencia para G_{max} , teniendo en cuenta datos experimentales. Estos parámetros fueron obtenidos de dos formas diferentes:

- Mediante ensayos de laboratorio para obtener las velocidades de onda s y el módulo de cortante máximo teniendo en cuenta la ecuación (2-25), estos valores fueron obtenidos a 2.5 metros y 8.5 metros correspondientes a los estratos 1 y 3 respectivamente. Para lo cual se realizaron dos ensayos Bender Elements.
- Teniendo en cuenta la información dada por la MZSC en su anexo GT4, donde presentan los perfiles geotécnicos y las velocidades de onda s (V_s) en función de la profundidad.

Tabla 4-5. Módulo cortante de referencia

Estrato	Tipo de suelo	Gmax ref. (MPa)	Fuente
1	MH	173	Bender elements
2	GM	165	Promedio MZSC Anexo GT4
3	ML , MH	52	Bender elements
4	CH , CL	128	Promedio MZSC Anexo GT4
5	GM	219	Promedio MZSC Anexo GT4

Otro factor importante a la hora de acotar el espacio solución es la asignación de los límites inferiores y superiores de variación para cada capa en consideración. Para ello se tomó un parámetro de variación positivo y negativo del 25% del valor de referencia.

Tabla 4-6. Resumen parámetros iniciales para el algoritmo de optimización

Capa	Valores semilla (MPa)	Límite inferior (MPa)	Límite superior (MPa)
1	173	130	217
2	165	124	206
3	52	39	66
4	128	96	160
5	219	164	274

V. Proceso y respuesta de optimización

Para introducir aleatoriedad al proceso se realizaron 1000 iteraciones de optimización divididas de la siguiente forma: 100 iteraciones partieron del valor semilla dado en la **Tabla 4-6**, y a las 900 restantes se les asignó un valor aleatorio de inicio cuyos límites están dentro de los rangos especificados. Con estos valores se obtuvo el promedio de todas las respuestas con un error aproximado de 0.4 %. Los resultados se muestran en la **Tabla 4-7**.

Tabla 4-7. Resultados proceso de optimización

Capa	Tipo de suelo	Gmax (MPa)
1	MH	175
2	GM	167
3	ML , MH	61
4	CH , CL	98
5	GM	269

VI. Propiedades definitivas

En la **Tabla 4-8** se muestra un resumen con las propiedades de las capas que conforman el perfil de suelos del edificio 350. Estas propiedades fueron la base para la evaluación de la respuesta dinámica en superficie de los depósitos de suelo cuando éstos son sometidos a los diferentes sismos esperados en la región.

Tabla 4-8. Resumen de las propiedades del modelo del suelo bajo el Edificio 350

Capa	Prof. (m)	Espesor (m)*	Tipo de suelo*	Peso unitario (kN/m ³)*	σ' vertical (kPa)	Def ref. (γ_r) ⁺	ξ (%) mínimo ⁺	Gmax (Mpa) ^{''}	ξ (%) máx. ^º
1	0 - 3	3	MH	18	12.3	0.00060	1.360	175	14
2	3 - 6	3	GM	21	41.3	0.00027	0.491	167	24
3	6 - 15	9	ML , MH	17	90.5	0.00170	0.588	61	8
4	15 - 19	4	CH , CL	16	135.2	0.00209	0.497	98	20
5	19 - 30	11	GM	21	209.1	0.00053	0.302	270	30

* Obtenidos experimentalmente

+ Obtenidos teóricamente

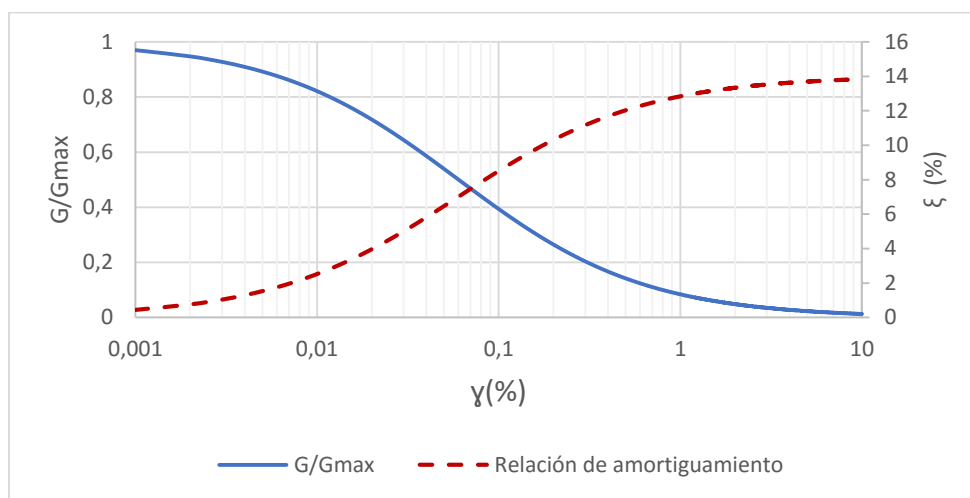
'' Obtenida mediante optimización

º MZSC (Anexo 2 Informe 5.2)

Una vez definidas las propiedades dinámicas del suelo bajo el Edificio 350, se procedió a generar las curvas de degradación del módulo cortante y del aumento del amortiguamiento mediante el modelo hiperbólico extendido propuesto por

Matasovic. Los resultados se exponen en el anexo D y a modo de ejemplo, la **Figura 4-5** muestra la curva de comportamiento dinámico de las propiedades de la primera capa del perfil de suelos descrito previamente.

Figura 4-5. Curva de módulo cortante y relación de amortiguamiento - capa 1



4.4 REGISTROS SÍSMICOS UTILIZADOS

Los 10 registros sísmicos usados en el análisis tienen características similares a los usados en la MZSC (mostrados en la **tabla 5.4** del informe 5.2 de la MZSC) en relación a la profundidad epicentral, aceleración pico efectiva (PGA) y magnitud de momento (M_w). Estas señales fueron divididas según su distancia epicentral en 4 corticales, 3 de subducción superficial y 3 de subducción profunda, y sus características se presentan en la **Tabla 4-9**.

Tabla 4-9. Registros sísmicos usados para obtener la respuesta sísmica del perfil de suelo bajo el Edificio 350

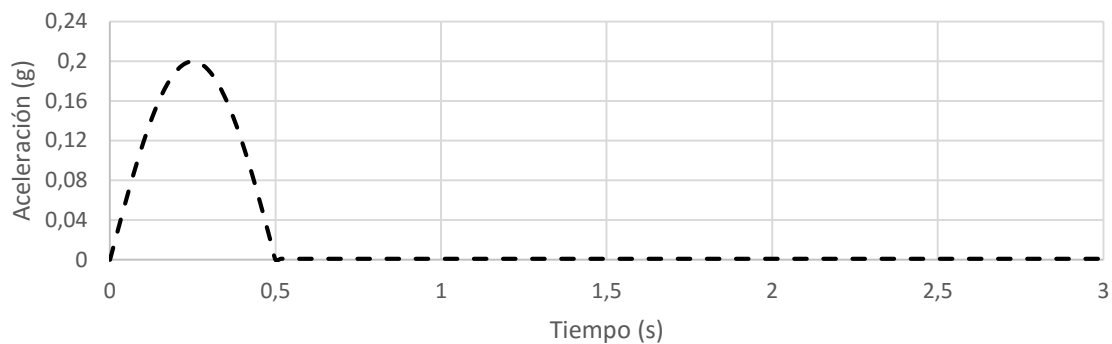
Nombre	Fecha	Fuente	Profundidad (Km)	PGA (g)	Mw
Irán	22/6/2002	Cortical	15	0.164	6.5
Hollister	26/09/1997	Cortical	4.7	0.172	4.3
Japón	20/3/2005	Cortical	12	0.251	6.5
Nueva Zelanda	28/1/1991	Cortical	15	0.167	5.8
Alum Rock	30/10/2007	Subducción superficial	21.6	0.151	5.4
Inglewood	17/5/2009	Subducción superficial	20.5	0.218	4.7
Nueva Zelanda	03/09/2010	Subducción superficial	34.5	0.111	7.1
Chile	13/06/2005	Subducción profunda	117	0.222	7.9
Japón	26/5/2003	Subducción profunda	61	0.175	7
Landers	11/05/1995	Subducción profunda	92.5	0.14	7.3

Una vez escogidos los sismos para la modelación de la respuesta sísmica de los suelos bajo el Edificio 350, se procedió a escalarlos a la aceleración en roca esperada para la ciudad, la cual es de 0.2 g, acorde con lo descrito en el Informe 1.9 - Amenaza sísmica - del estudio de MZSC.

4.5 PRUEBA TEÓRICA DE DEFORMACIÓN

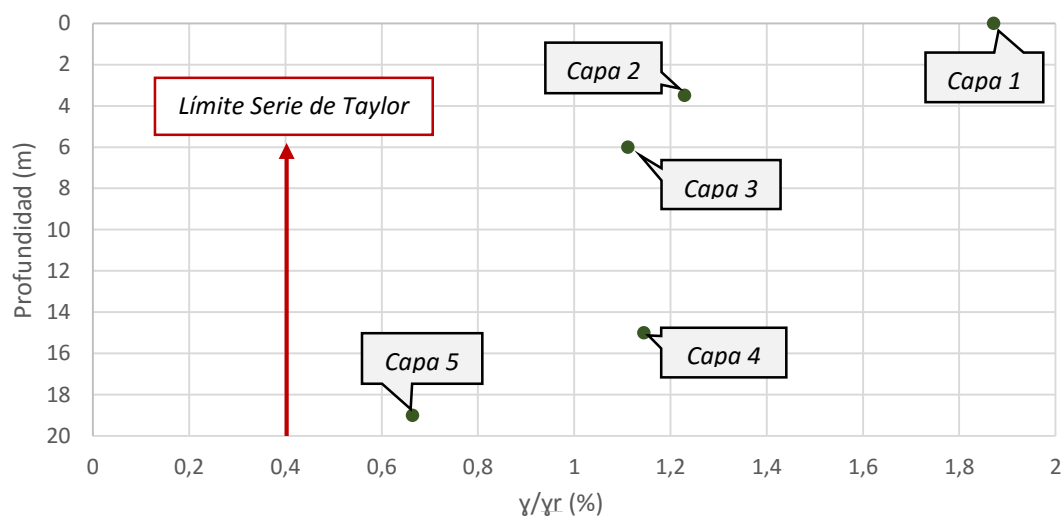
Con el objetivo de conocer el comportamiento de la columna de suelo y determinar los niveles de deformaciones a los cuales se verá sometido, se realizó un análisis unidimensional mediante el software DeepSoil. En este análisis se modeló el perfil de suelo obtenido en este capítulo ante una entrada tipo impulso semi-sinusoidal con una amplitud máxima de 0.2g (**Figura 4-6**), la cual corresponde a la magnitud de la aceleración esperada a nivel de roca en la ciudad.

Figura 4-6. *Entrada teórica usada en el análisis preliminar del estrato de suelo del 350*



La **Figura 4-7** muestra las deformaciones obtenidas para cada capa en consideración. Estas deformaciones pueden considerarse dentro del rango medio a alto, y son superiores al límite teórico de la metodología de Series de Volterra como se muestra en la figura. Debido a esto, y a las limitaciones expuestas en el Capítulo 3, los análisis finales de este trabajo se realizaron mediante la metodología Lineal Equivalente.

Figura 4-7. *Deformaciones esperadas del estrato de suelo del 350 ante una aceleración de 0.2g*



5 ESPECTROS DE RESPUESTA Y DE DISEÑO

En este capítulo se obtendrán los espectros de diseño para el Edificio 350 a partir de las propiedades dinámicas determinadas en el capítulo 4, para esto se empleó la metodología lineal equivalente tanto para modelos unidimensionales como bidimensionales.

Para la construcción de los espectros de diseño, se siguieron dos metodologías descritas a continuación:

- (I) La primera se basa en la obtención del Espectro de Amenaza Uniforme (EUA) en superficie. Para ello se calcula la relación espectral propia de la estratigrafía local y se multiplica por el EUA en roca para Cali el cual es obtenido como se muestra en el Informe 1.9 de la MZSC.
- (II) La segunda metodología se basa en el método desarrollado por Newmark y Hall en 1982, el cual multiplica las máximas respuestas (Aceleración, velocidad y desplazamiento) por unos factores de amplificación; este procedimiento está ampliamente documentado en Chopra (2012), en donde se muestran los valores de los factores de amplificación.

Por último, en la sección 5.2 se muestra la comparación entre los espectros de diseño máximos y mínimos propuestos en la MZSC, el espectro dado por la NSR-10 y los espectros obtenidos en este trabajo mediante las metodologías unidimensional y bidimensional.

5.1 ESPECTROS DE RESPUESTA

Los espectros de respuesta de los estratos de suelo encontrados bajo el edificio 350 se construyeron mediante una formulación unidimensional y bidimensional. Con la primera de dichas formulaciones se obtuvo el espectro de la **Figura 5-1**. En dicho espectro se resaltan los promedios para los sismos tipo TC y TL al igual que para el promedio general, y se muestra la respuesta máxima en pseudoaceleración para un período de 0.77 segundos de 0.75 g. Este período se encuentra dentro del intervalo de confianza de 0.64 segundos a 1.00 segundos reportado por Carabali (2014).

La **Figura 5-2** muestra la comparación entre los promedios de los espectros unidimensional y bidimensional. En ella se observa una diferencia entre picos máximos de 0.08 g, lo que corresponde a un porcentaje de diferencia del 10%, y además, se puede notar que las gráficas mantienen la misma forma pero con un pequeño desfase.

Figura 5-1. Espectro de respuesta para un ξ del 5 %, mediante formulación unidimensional

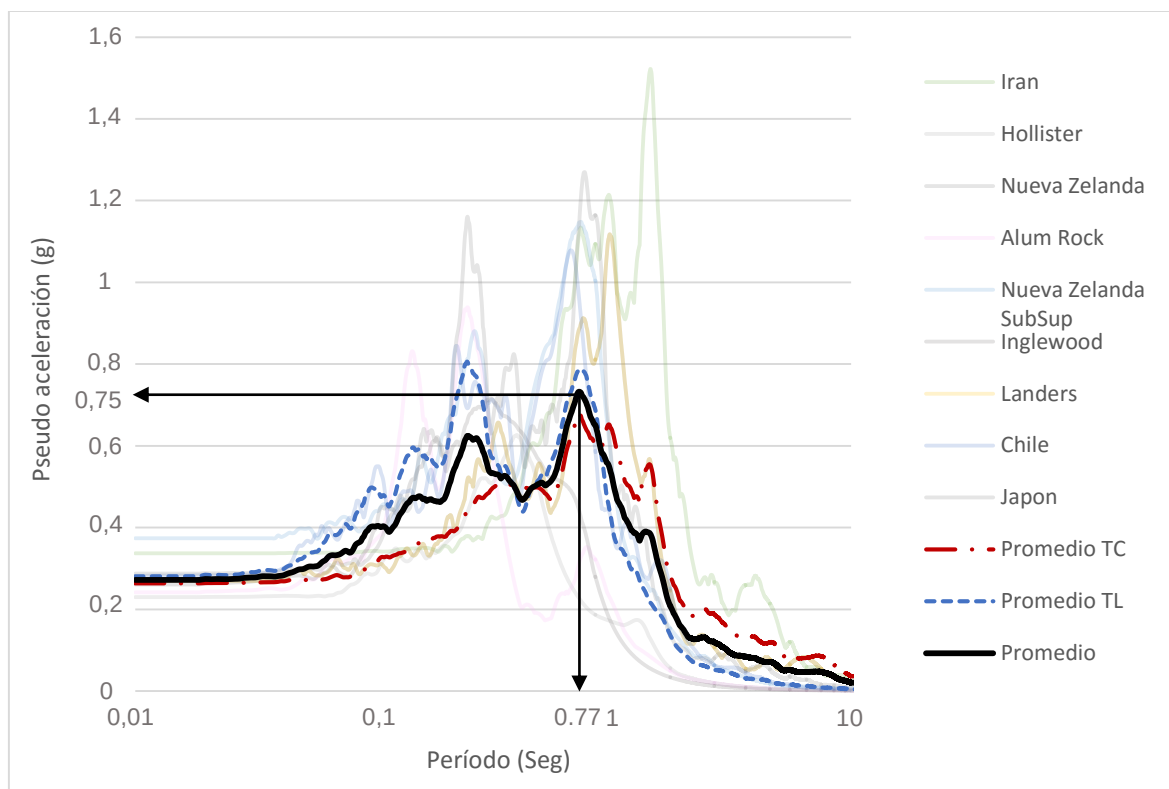
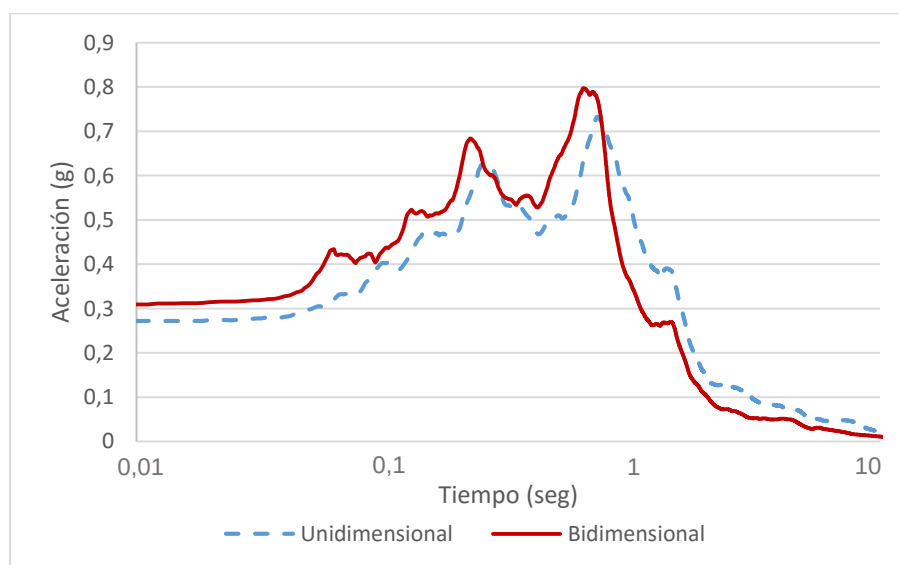


Figura 5-2. Comparación del promedio de los espectros de respuesta para un ξ del 5 %, obtenidos mediante las formulaciones unidimensional y bidimensional

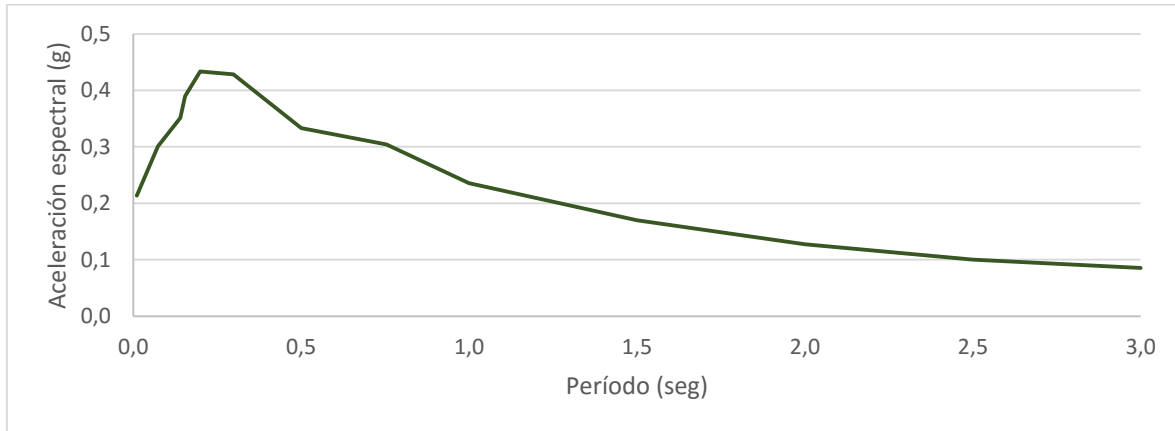


5.1.1 Espectro de diseño mediante EUA

La construcción del espectro de diseño mediante el EUA se basa en tres pasos:

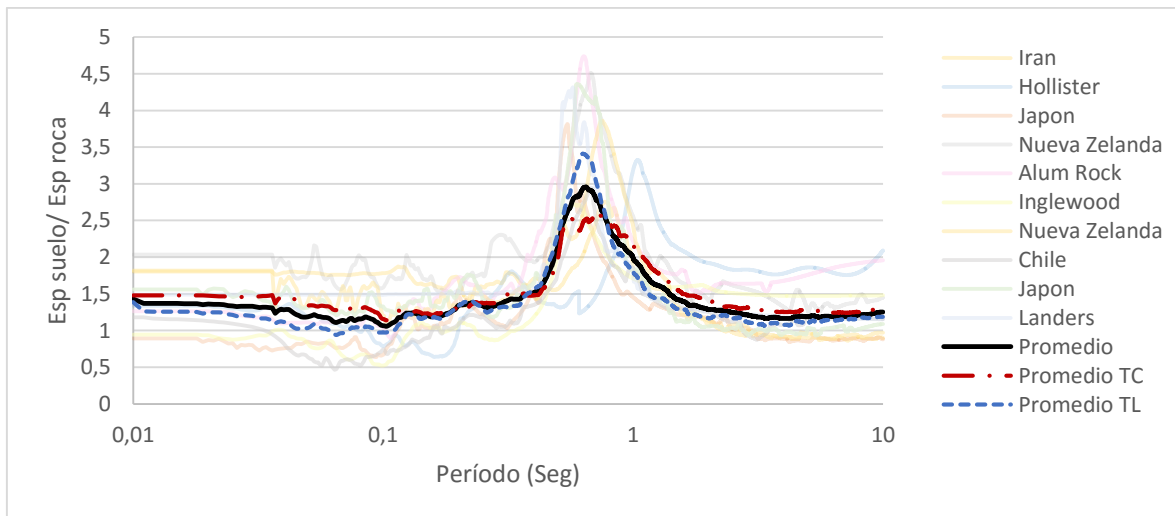
1. Construcción del EUA roca: el espectro mostrado en la **Figura 5-3** fue tomado de la MZSC y representa la envolvente de varios EUA calculados para la ciudad mediante diferentes ecuaciones de atenuación.

Figura 5-3. Espectro de amenaza uniforme en roca para la ciudad de Cali



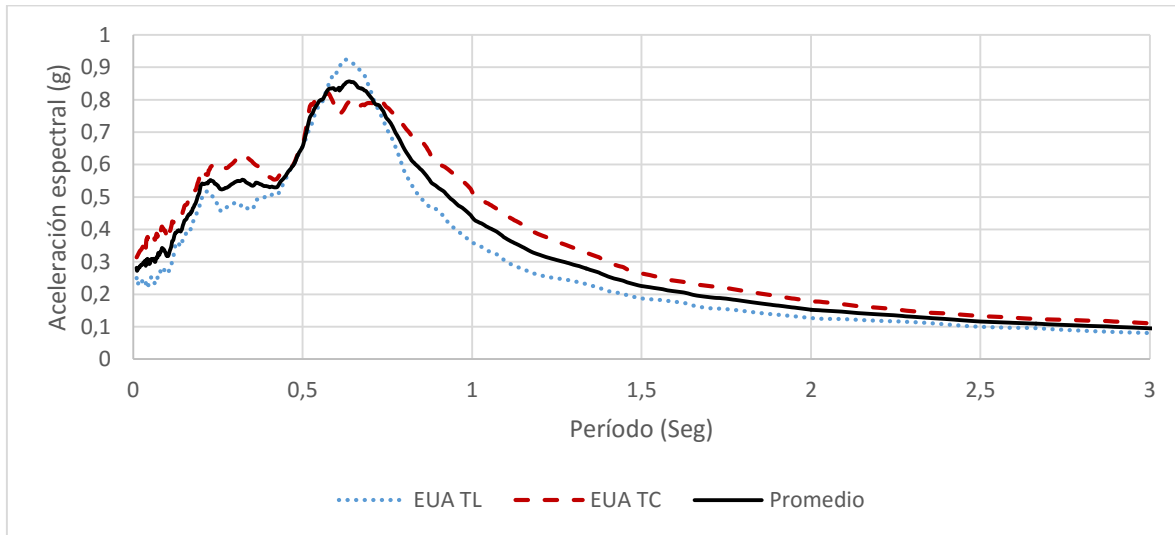
2. Relación espectral: mediante la división punto a punto de los espectros de respuesta en superficie con respecto a los espectros de respuestas en roca, se obtuvo la relación espectral mostrada en la **Figura 5-4**. En ella se observa amplificaciones promedio de 2.9 veces a 0.72 segundos para los diferentes sismos de análisis.

Figura 5-4. Relación espectral para el edificio 350



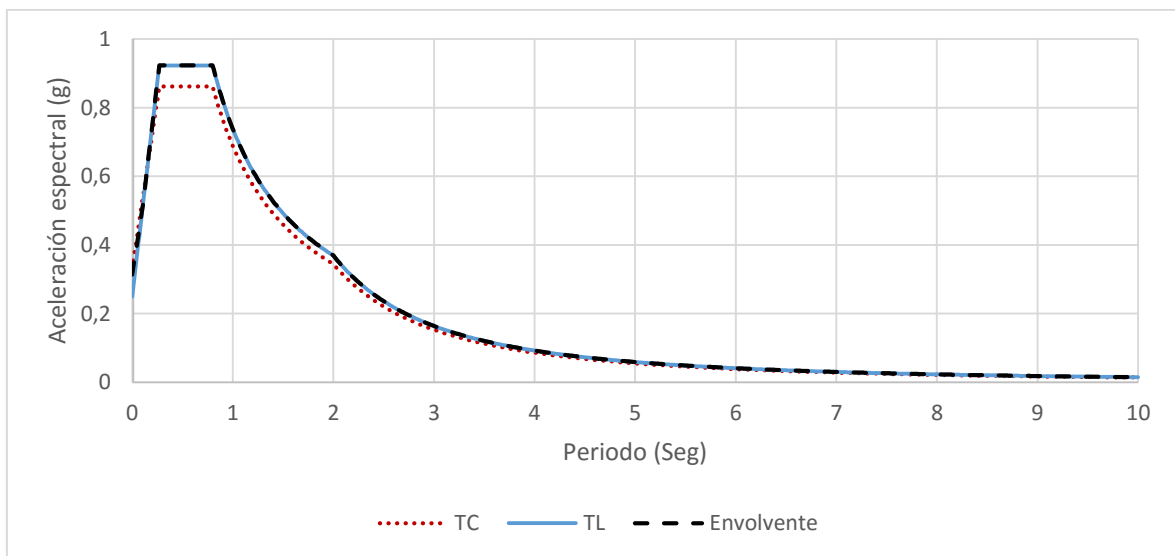
- Obtención del EAU superficial: Mediante la multiplicación del EAU en roca con la relación espectral para el Edificio 350 se obtiene el EAU superficial el cual es la base para la construcción del espectro de diseño.

Figura 5-5. Espectro de amenaza uniforme en superficie para la ciudad de Cali



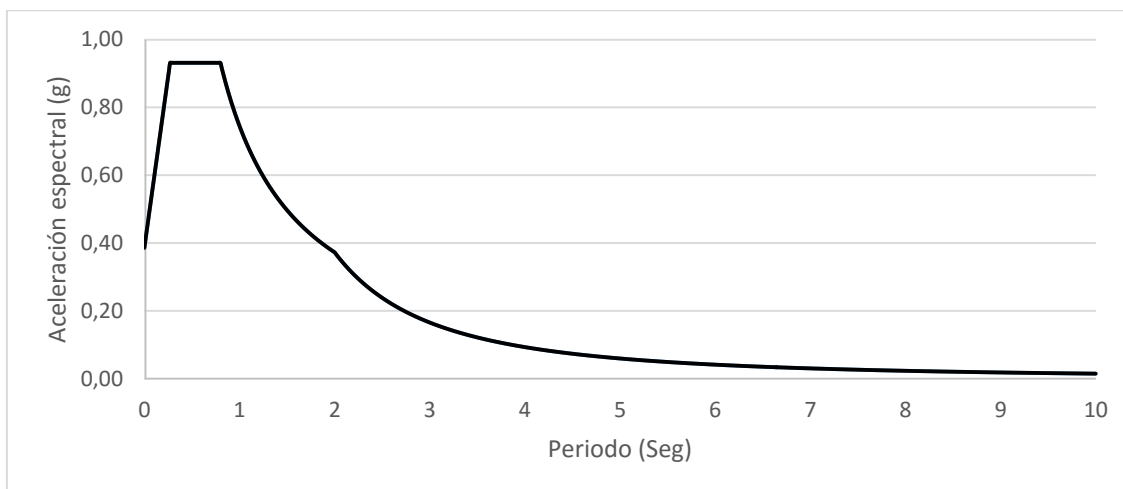
- Espectro de diseño: Una vez obtenido el EAU superficial, se procedió a calcular el espectro de diseño teniendo en cuenta la formulación presentada en la figura 5.1 del informe 5.2 de la MZSC. El espectro de diseño obtenido a partir de la formulación unidimensional se presenta en la **Figura 5-6** y corresponde a la envolvente de los espectros TC y TL.

Figura 5-6. Espectro de diseño propuesto mediante el EUA superficial para una formulación unidimensional



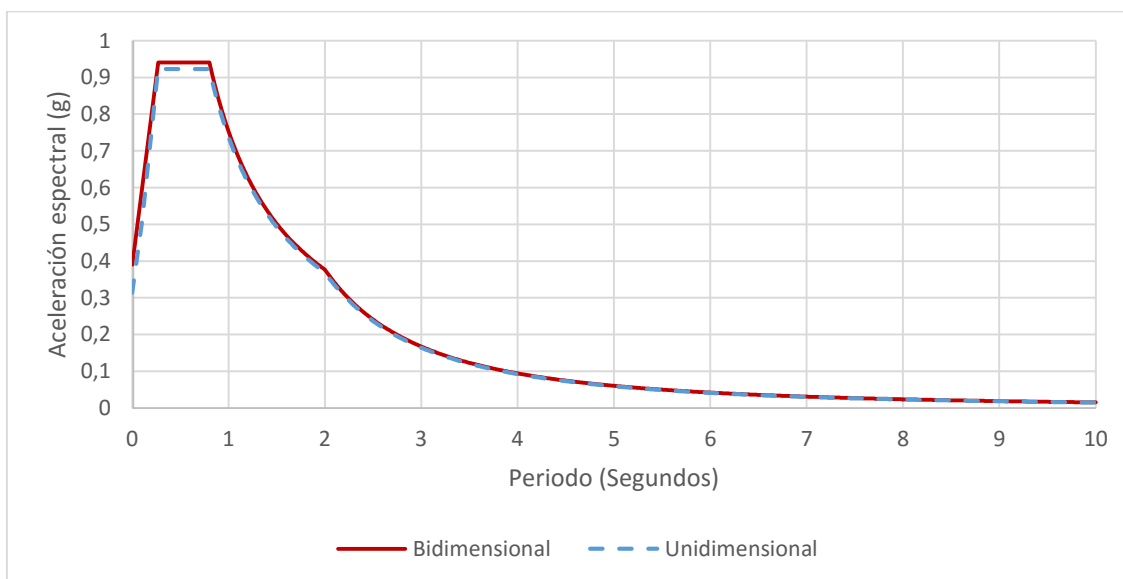
Siguiendo la metodología expuesta, se procedió a construir el espectro de respuesta teniendo en cuenta los resultados de la formulación bidimensional. Este espectro es mostrado en la **Figura 5-7**.

Figura 5-7. Espectro de diseño propuesto mediante el EUA superficial para una formulación bidimensional



La comparación de los dos espectros de diseño obtenidos se presenta en la **Figura 5-8**. En ella se puede notar una leve ampliación en la zona de la meseta, donde los valores de S_a para la formulación unidimensional y bidimensional son de 0,92g y 0,94g respectivamente.

Figura 5-8. Comparación de los espectros de diseño propuestos mediante las formulaciones unidimensional y bidimensional



A continuación se resumen en la **Tabla 5-1** los parámetros usados para la construcción de los espectros mostrados en la **Figura 5-8**.

Tabla 5-1. *Parámetros para la construcción del espectro de diseño mediante la metodología EUA*

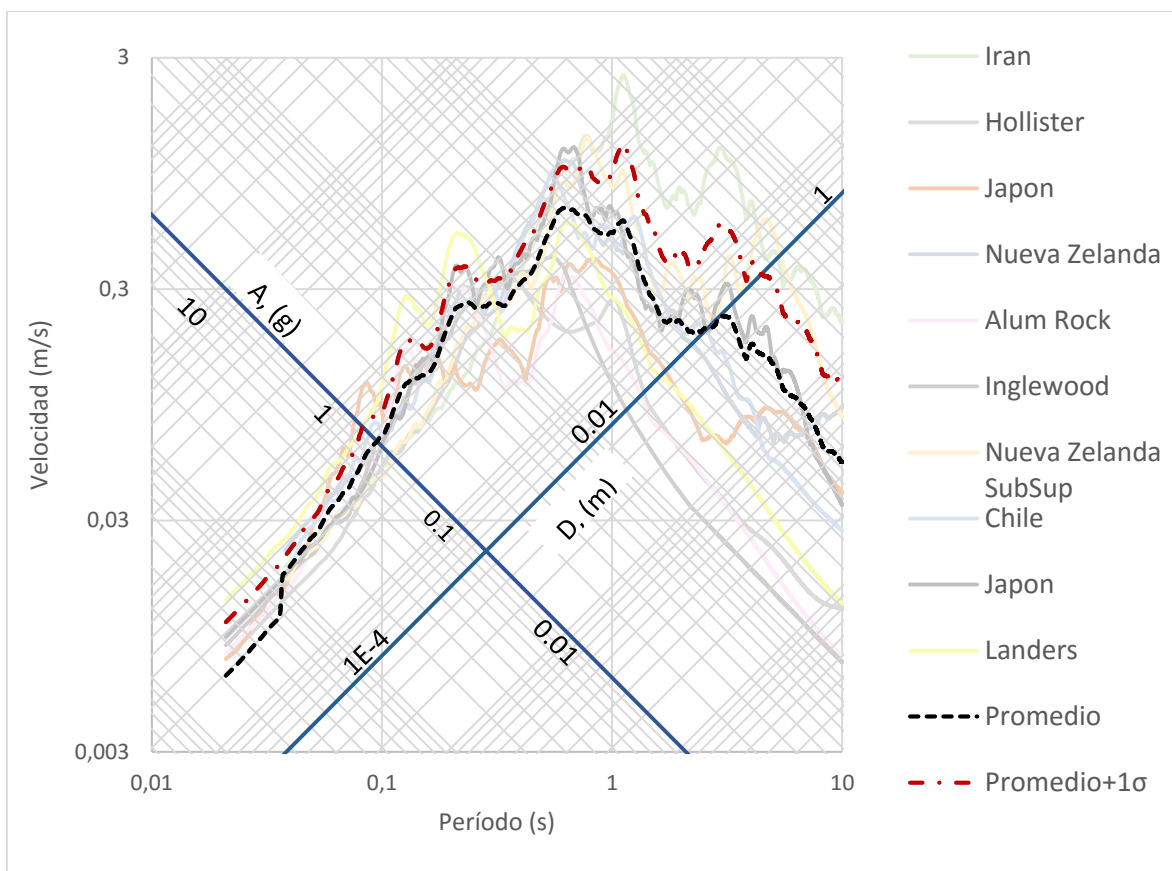
Unidimensional		Bidimensional	
Am	0.31	Am	0.39
Sm	0.92	Sm	0.94
To	0.27	To	0.27
Tc	1.03	Tc	1.43
T _L	2.96	T _L	4.28

5.1.2 Espectros de diseño mediante la metodología propuesta por Newmark y Hall

La segunda metodología utilizada para obtener los espectros de diseño tiene en cuenta la aceleración pico (PGA), velocidad pico (PGV) y desplazamiento pico (PGD) de cada registro sísmico. El procedimiento para obtenerlo se describe a continuación:

1. Gráfico tripartita: Este tipo de gráfico muestra la relación intrínseca de las respuestas en deformación, seudo-velocidad y seudo-aceleración de un sistema dinámico. La **Figura 5-9** muestra las respuestas del suelo bajo el Edificio 350.

Figura 5-9. Gráfico tripartita mediante la formulación unidimensional

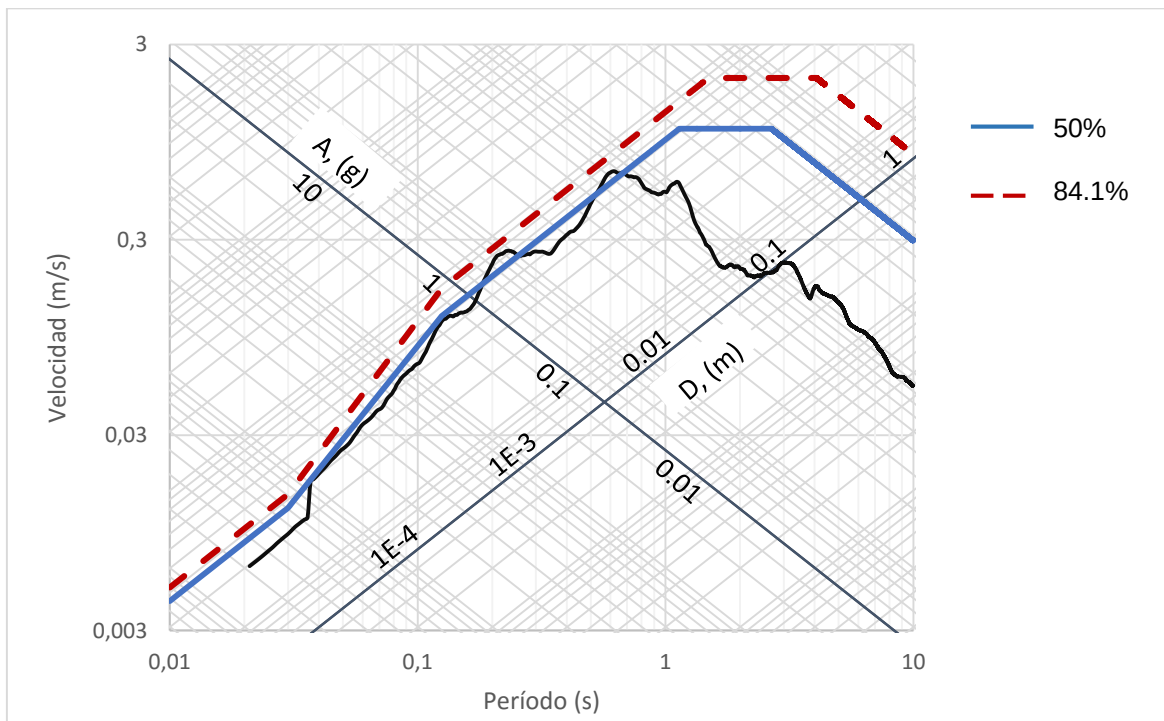


2. Espectro suavizado: Este espectro se calcula tomando como base el espectro tripartita de respuesta, y teniendo en cuenta los factores de amplificación dados por Newmark & Hall (1982). Estos factores se muestran en la **Tabla 5-2**. Cabe resaltar que todos los espectros mostrados en este trabajo son calculados para una relación de amortiguamiento (ξ) del 5 %.

Tabla 5-2. Factores de amplificación: Espectro elástico de diseño – Fuente (Chopra, 2012, pág 233)

ξ (%)	Media (Percentil 50°)			Una desviación (84.1°)		
	α_A	α_V	α_D	α_A	α_V	α_D
1	3.21	2.31	1.82	4.38	3.38	2.73
2	2.74	2.03	1.63	3.66	2.92	2.42
5	2.12	1.65	1.39	2.71	2.30	2.01
10	1.64	1.37	1.2	1.99	1.84	1.69

Figura 5-10. Espectro suavizado para los percentiles del 50% y 84.1% mediante la formulación unidimensional



- Espectro de diseño: Una vez se tiene el espectro tripartita de diseño se organizan los datos dependiendo del uso e interés particular. En este caso se presentan los espectros de diseño de aceleraciones para los casos unidimensional (Figura 5-11) y bidimensional (Figura 5-12), calculados para

50° percentil y del 84.1° percentil correspondientes a la media y a la media más una desviación estándar, respectivamente. Estos valores son resumidos en la **Tabla 5-3** y **Tabla 5-4** .

Figura 5-11. *Espectro de diseño para formulación unidimensional*

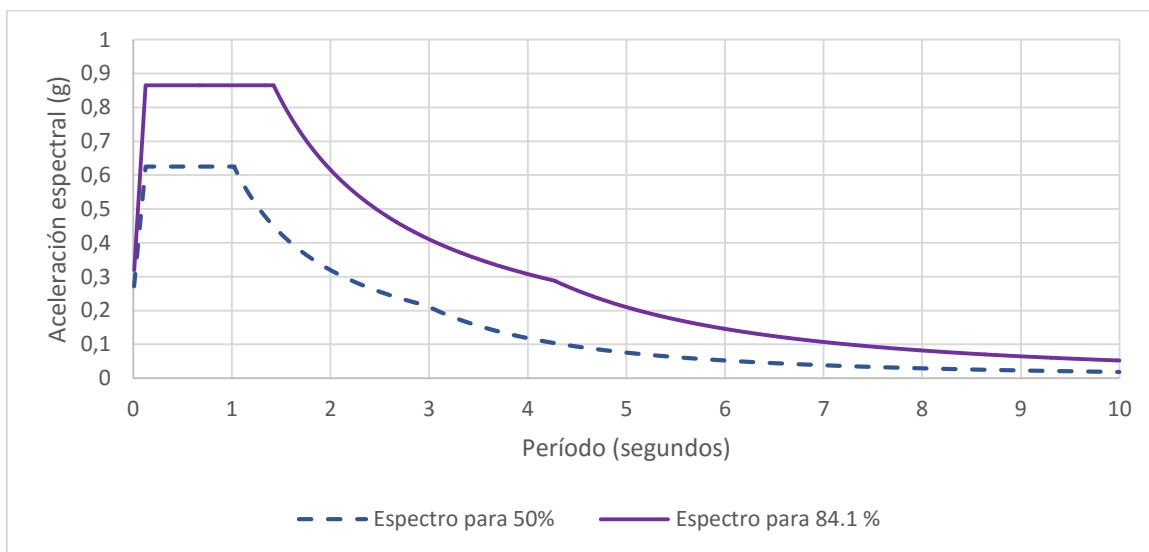


Figura 5-12. *Espectro de diseño para formulación bidimensional*

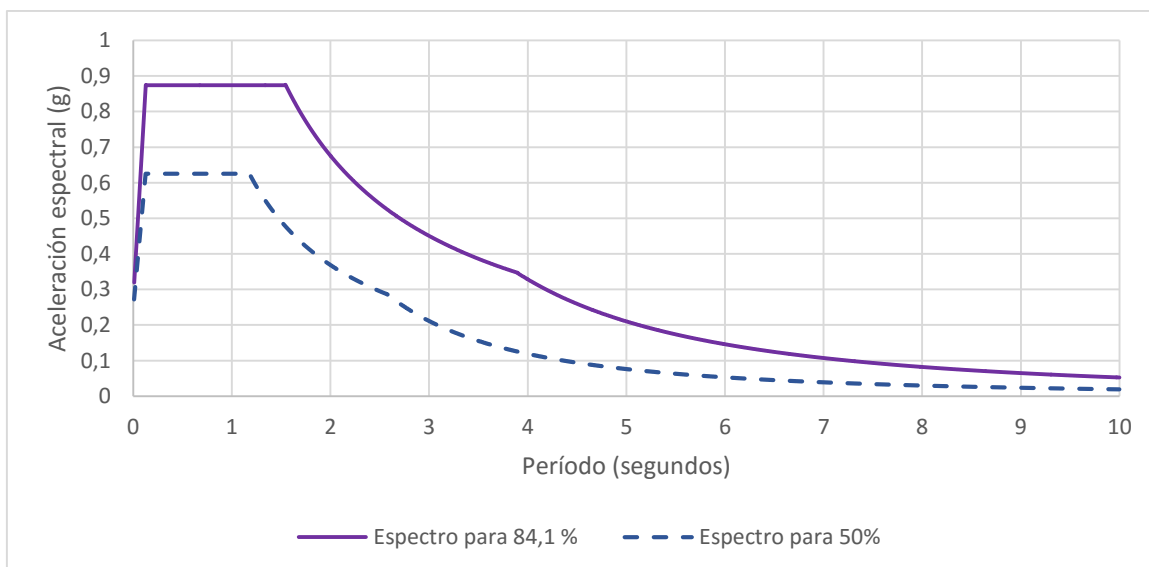


Tabla 5-3. *Parámetros para el espectro de diseño para la formulación unidimensional*

Mínimo (50° percentil)		Máximo (84.1° percentil)	
Am	0.27	Am	0.32
Sm	0.62	Sm	0.86
To	0.125	To	0.125
Tc	1.03	Tc	1.43
T _L	2.96	T _L	4.28

Tabla 5-4 *Parámetros para el espectro de diseño para la formulación bidimensional*

Mínimo (50° percentil)		Máximo (84.1° percentil)	
Am	0.32	Am	0.35
Sm	0.62	Sm	0.87
To	0.127	To	1.25
Tc	1.2	Tc	1.58
T _L	2.6	T _L	3.84

5.2 COMPARACIÓN DE LOS ESPECTROS DE DISEÑO

A continuación se presenta una comparación entre los espectros de diseño para: (I) la ciudad de Cali según la norma NSR-10, (II) la Microzona 4d según la MZSC cuyos valores fueron obtenidos de **Tabla 5-5** (Valores máximos), y (III) el Edificio 350 obtenido en el presente trabajo.

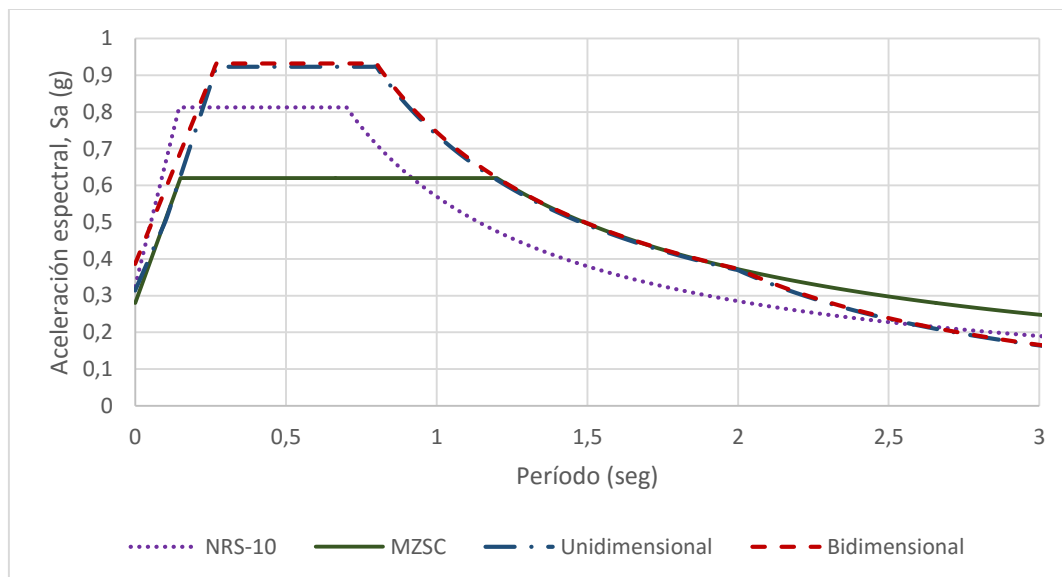
Tabla 5-5. *Parámetros para el espectro de diseño según la MZSC*

Mínimo		Máximo	
Am	0.22	Am	0.28
Sm	0.57	Sm	0.62
To	0.27	To	0.15
Tc	0.8	Tc	1.2
TL	8.3	TL	10.6

5.2.1 Metodología EUA

La primera comparación mostrada en la **Figura 5-13**, tienen en cuenta los espectros obtenido mediante la metodología EUA. En ella se observa como para períodos cortos ($T < 1$ segundo) los valores de aceleración máxima para los suelos del edificio 350, presentan un incremento de aproximadamente 33% (0.3 g) con respecto a los obtenidos en la MZSC y del 11% (0.1 g) respecto al Reglamento NSR-10. A partir de un periodo de 1.2 segundo, los valores entre los espectros de la MZSC y los obtenidos para el Edificio 350 son prácticamente iguales y superan a los dados por la NSR-10. Por último se puede notar como para períodos largos ($T > 2$ segundos) los valores presentan una diferencia menor que para períodos cortos.

Figura 5-13. Espectro de diseño mediante la metodología EUA



5.2.2 Metodología Newmark

La **Figura 5-14** y **Figura 5-15** muestra una comparación entre los espectros de diseño obtenidos para el suelo del Edificio 350 para un percentil del 50° y 84.1° percentil, el propuesto por la MZSC para zona 4D y el propuesto por el Reglamento NRS-10 para la zona 5.

Con respecto a los espectros calculados para un 50° percentil, se observa un valor máximo en la meseta de 0.62 g para los espectros del Edificio 350, lo cual concuerda con los valores dados por la MZSC, pero es mucho menor que lo obtenido por el Reglamento NRS-10. Un aspecto que cabe resaltar en esta comparación es el valor de T_c el cual es menor para el análisis unidimensional, lo que indicaría que la zona que controla las aceleraciones es menor en el análisis unidimensional que en los propuestos por la MZSC y el análisis bidimensional.

La otra comparación realizada fue hecha para el 84.1° percentil. Este espectro de diseño es el recomendado en la literatura, debido a que posee cierto rango de seguridad al aumentarlo en una media aritmética. En esta comparación (**Figura 5-15**) se nota una clara diferencia en todas las zonas del espectro, tanto en las controladas por la aceleración como en las controladas por la velocidad, obteniendo una diferencia en la meseta de 0.25 g y un aumento máximo en el valor T_c de 0.38 segundos. Los resultados muestran que los espectros calculados para los suelos bajo el Edificio 350, poseen aceleraciones mayores en comparación a los espectros normativos vigentes (MZSC y NRS-10).

Figura 5-14. Espectros de diseño mínimos (50° percentil) mediante la metodología de Newmark.

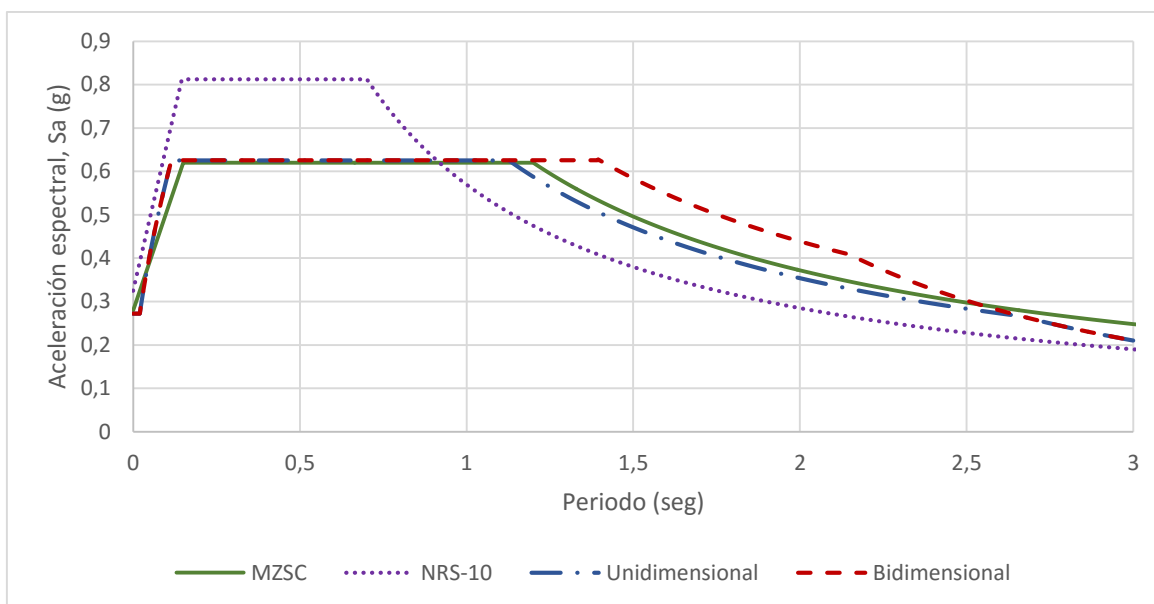
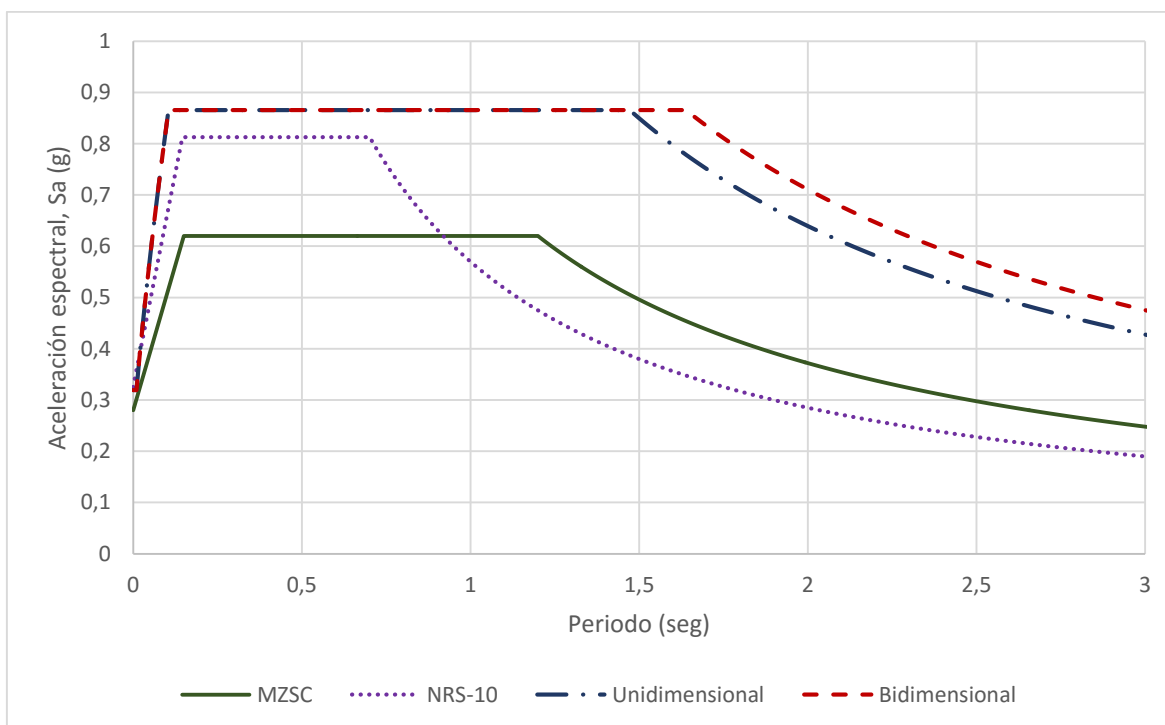


Figura 5-15. Espectros de diseño máximos (84.1° percentil) mediante la metodología de Newmark.



5.3 ESPECTRO ARMONIZADO CON LA NSR-10

Con el objetivo de dar parámetros de diseño para la Microzona del Edificio 350, que puedan ser utilizados con las ecuaciones dadas en el Título A de la NSR-10. se presentan a continuación los espectros de diseño armonizados con el Reglamento NSR-10 tanto para la zona 4d de la MZSC, como para el Edificio 350.

La construcción del espectro armonizado para la zona 4d, se basó en la Tabla 2 del Decreto 411.0.20.0158 de 2014, por el cual se adopta la Microzonificación Sísmica de Cali. Esta tabla es mostrada a continuación:

Tabla 5-6. Coeficientes de diseño para la zona 4d armonizados con el Reglamento NSR-10. Adapta de (Decreto 411.0.20.0158, Cali Marzo 2014)

Microzona	$A_a = 0.25$		$A_v = 0.25$	
	T_c	F_a	T_L	F_v
4d	1.20	0.99	2.00	2.48

Los espectros de diseño para el Edificio 350 mostrados a continuación, fueron calculados para la metodología EUA con los resultados del análisis bidimensional. Así mismo, se usaron los datos del análisis bidimensional para un 84.1° percentil obtenidos según la metodología propuesta por Newmark.

5.3.1 Espectro armonizado para la metodología EUA

Como se muestra en la **Figura 5-16** el espectro armonizado para el Edificio 350 con base en la metodología EUA, presenta las siguientes características:

- Períodos cortos ($0 \text{ seg} < T < 1 \text{ seg}$): existe una diferencia en aceleración máxima de 0.32 g con el espectro de la MZSC y de 0.12 g con el espectro de la NSR10.
- Períodos medios y largos ($T > 1 \text{ seg}$): los espectros presentan un comportamiento similar, llegando a ser igual que el de la MZSC y presentando una diferencia aproximada de 0.07 g con respecto al espectro de la NSR-10.

Por último, los parámetros de diseño usados en la construcción de este espectro se resumen en la **Tabla 5-7**.

Figura 5-16. Espectro de diseño para el Edificio 350 – EUA armonizado según el Reglamento NSR-10

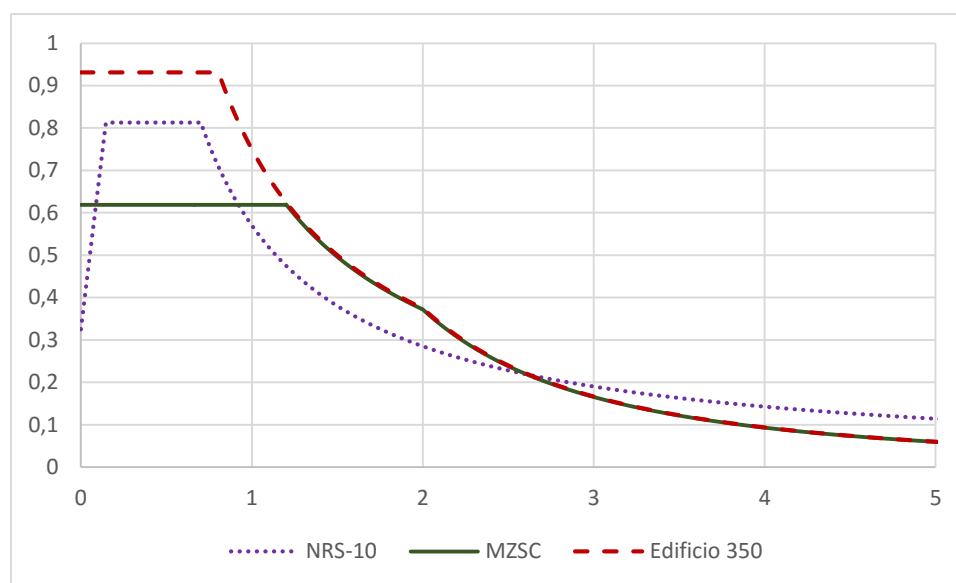


Tabla 5-7. Coeficientes de diseño para el Edificio 350 - EUA armonizados con el Reglamento NSR-10

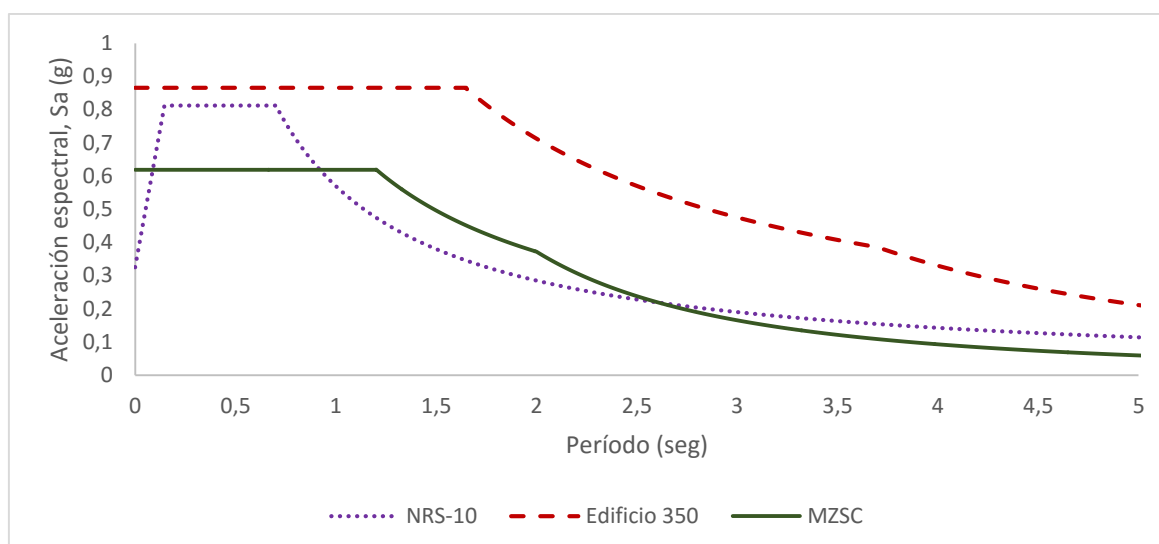
Microzona	$A_a = 0.25$		$A_v = 0.25$	
	T_c	F_a	T_L	F_v
Edf. 350 - EUA	0.8	1.49	2.00	2.5

5.3.2 Espectro armonizado para la metodología propuesta por Newmark

Como se muestra en la **Figura 5-17** el espectro armonizado para el Edificio 350 con base en la metodología propuesta por Newmark, presenta las siguientes características:

- Períodos cortos ($0 \text{ seg} < T < 1 \text{ seg}$): existe una diferencia en aceleración máxima de 0.25 g con el espectro de la MZSC y de 0.05 g con el espectro de la NSR10.
- Períodos medios y largos ($T > 1 \text{ seg}$): los períodos T_c y T_L presentan una diferencia de 0.37 segundos y de 1.7 segundos respectivamente en comparación con el espectro de diseño propuesto por a MZSC. Adicionalmente se obtuvo una amplificación en aceleraciones de aproximadamente 0.3 g.

Figura 5-17. Espectro de diseño para el Edificio 350 – Newmark armonizado según el Reglamento NSR-10



Los parámetros de diseño usados en la construcción de este espectro se resumen en la **Tabla 5-8**. Cabe resaltar que el valor obtenido de F_v es superior al máximo propuesto por el Reglamento NSR-10, lo cual puede deberse o a las propiedades obtenidas del suelo bajo el Edificio 350 o a los resultados dados por la metodología de Newmark.

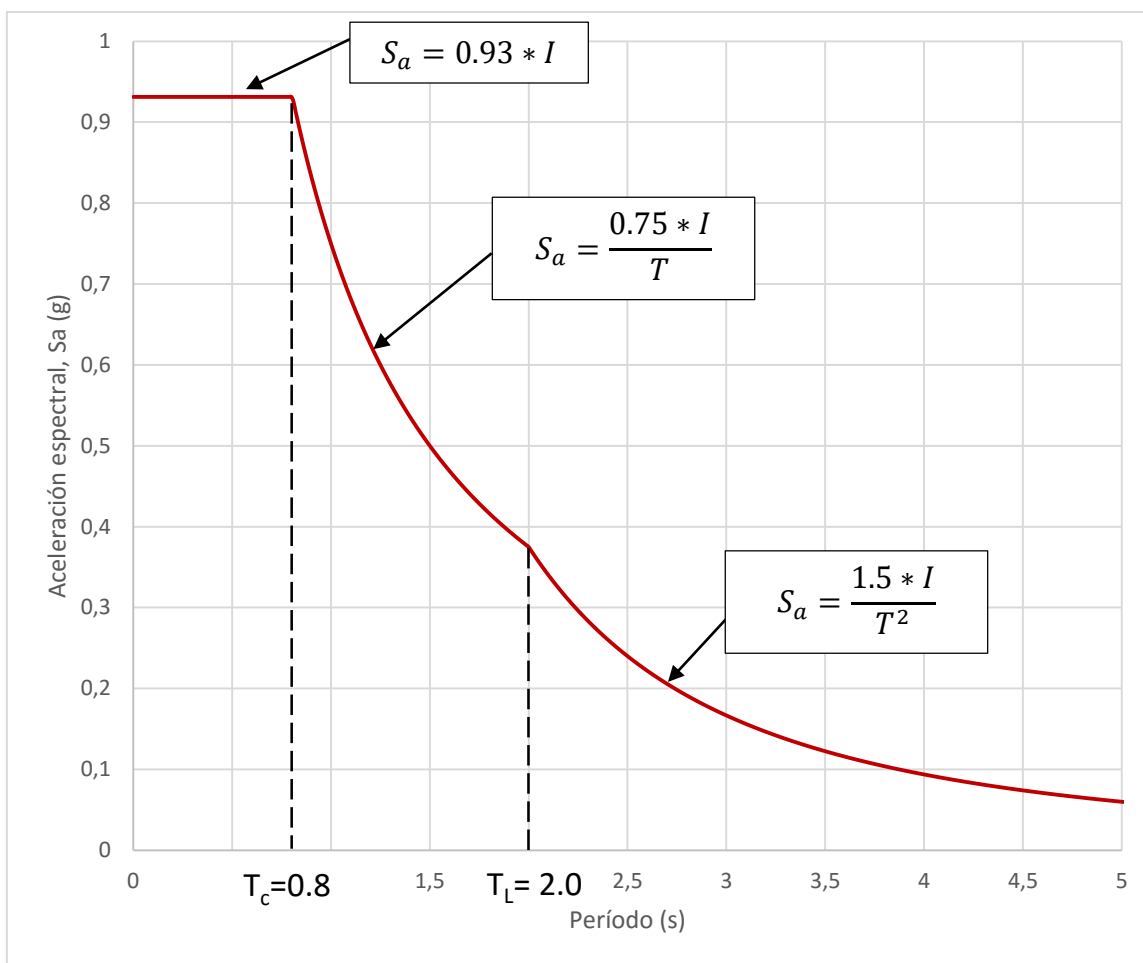
Tabla 5-8. Coeficientes de diseño para el Edificio 350 – Newmark armonizados con el Reglamento NSR-10

Microzona	$A_a = 0.25$		$A_v = 0.25$	
	T_c	F_a	T_L	F_v
Edf. 350 - Newmark	1.58	1.38	3.7	4.75

5.3.3 Espectro de diseño para el Edificio 350

Teniendo en cuenta los resultados anteriores, a continuación se presenta el espectro de diseño armonizado con el Reglamento NSR-10 para los suelos del Edificio 350 propuesto por esta investigación (Figura 5-18).

Figura 5-18. Espectro de diseño armonizado con el Reglamento NSR-10 para los suelos del Edificio 350



6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este capítulo se presentaran las conclusiones de manera individual para cada fase del trabajo, además de las posibles recomendaciones para mejorar y ampliar la presente investigación. También se hará un recuento de los resultados generales, teniendo en cuenta los datos obtenidos y los análisis realizados en cada capítulo por separado.

6.1 ESTUDIOS LOCALES

- Debido a que la región geográfica bajo estudio presenta un alto riesgo sísmico, es necesario realizar más pruebas cuyo objetivo sea la caracterización dinámica específica del sitio de interés, y no de grandes zonas cuyo comportamiento se generalice. Se debe aclarar que debido a la imposibilidad de realizar un estudio tan detallado como el propuesto en este trabajo para toda una ciudad, es recomendable exigir estudios específicos de respuesta de sitio en zonas vulnerables, como el Abanico de Cañaveralejo (zona 4C) donde los factores de aceleración según la MZSC llegan a superar el 1g.
- Los métodos con que actualmente se cuenta para la predicción de la respuesta dinámica de columnas de suelo estratificadas de manera horizontal, como el método Lineal Equivalente, el análisis unidimensional mediante la solución de la ecuación de onda, el método de los Elementos Finitos, entre otros, han demostrado un buen comportamiento tanto a nivel práctico como teórico, adicionalmente presentan un mejoramiento continuo mediante la inclusión de nuevo modelos cuantitativos y metodológicos. Por tal motivo hoy en día es primordial realizar investigaciones cuyo fin sea una mejor caracterización de los suelos, es decir, realizar más ensayos de campo y laboratorio con el fin de obtener las propiedades dinámicas de los suelos.

6.2 COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE LOS SUELO

- El correcto funcionamiento del modelo hiperbólico extendido depende en gran medida de los factores de ajuste utilizados para cada sitio en particular. A pesar de que en el presente trabajo se utilizaron los parámetros recomendados por la MZSC, se debe ampliar este estudio proponiendo factores propios para la zona del Edificio 350.

- La formulación mediante Series de Volterra como método para obtener la respuesta dinámica no lineal de una estratificación de suelo presenta tres inconvenientes principales:
 - Modelación mediante Series de Taylor: este tipo de representación matemática de la degradación del módulo cortante y el aumento de la razón de amortiguamiento en función de la deformación cortante no permite su trabajo para grandes deformaciones, donde el comportamiento no lineal tiende a ser grande, limitando su uso a análisis con amplificaciones bajas a moderadas. Otro punto a tener en cuenta es el aumento de la complejidad del método a partir del segundo término de la expresión, llegando a ser poco practica tanto matemática como computacionalmente por encima de los tres términos.
 - Reconstrucción de los kernels superiores a dos dimensiones: debido a la formulación propia del método, se deben reconstruir los kernels para realizar una correcta convolución en el dominio frecuencial, esta reconstrucción de transformadas de Fourier de números complejos presenta inconvenientes para ciertas regiones donde los datos no son simétricos, por lo tanto se debe recurrir a la simetrización del kernel como forma alterna de reconstrucción.
 - Limitación en contenido frecuencial: dado que, a partir del segundo kernel, se trabaja con más de una dimensión en el contenido frecuencial, las matrices multidimensionales generadas en el análisis contienen una gran cantidad de datos que aumentan exponencialmente con los grados de libertad considerados y la frecuencia fundamental de la entrada sísmica, por lo que se debe usar filtros frecuenciales y remuestreo de las señales para poder trabajar con un contenido frecuencial que permita realizar los diferentes procesos del método.
 - Trabajo con matrices multidimensionales: En el proceso práctico de implementar las Series de Volterra, se debe considerar la formulación de matrices multidimensionales para trabajar con los diferentes grados de libertad y las dimensiones frecuenciales expresadas en matrices. Este punto se expresa como un inconveniente debido a la poca información con que se cuenta con respecto a esta rama de la matemática.

6.3 MÉTODOS DE ANÁLISIS

- La caracterización del material mediante el modelo en elementos finitos muestra que a muy pequeñas deformaciones, el módulo cortante máximo tiene un valor aproximado de 83.5 MPa para este tipo de material.

- A pesar de que la caracterización de los materiales se realizó con un valor experimental como la frecuencia fundamental, es recomendable tener más datos experimentales como ensayos que determinen las propiedades dinámicas de los suelos y/o registros de aceleraciones ya sea en profundidad o a nivel superficial, con los cuales disminuir la incertidumbre de los resultados.
- El modelo en elementos finitos realizado en Abaqus, permite tener certeza en cuanto a la caracterización de la caja cortante como un sistema compuesto por aluminio y neopreno cuyo comportamiento esencialmente es lineal, con valores de módulo de elasticidad de 70 GPa y 2.5 MPa. Con respecto al sistema caja-arena, la modelación presenta ciertos inconvenientes tanto a nivel de ecuación constitutiva como en la variación de las propiedades dinámicas en función de la deformación cortante, reflejándose en la respuesta teórica final en comparación con la experimental, dando un R^2 de 0.67. Esto indica que no existe una buena correlación entre los resultados obtenidos por medio del modelo en elementos finitos, y por lo que se recomienda usar un modelo en el cual se pueda ingresar la variación de las propiedades dinámicas del suelo en función de la deformación cortante.
- El estudio realizado muestra que el método de Series de Volterra presenta grandes inconsistencias cuando las deformaciones cortantes son altas, debido a que se ingresa en un régimen de alta no linealidad cuyo comportamiento no es bien representado por esta metodología.
- Para deformaciones medias a bajas, se mostró que usar Series de Volterra resulta recomendable debido a que es un método teórico no lineal que tiene en cuenta la variación de las propiedades dinámicas del suelo mediante funciones matemáticas continuas. Otra forma de tener en cuenta este comportamiento es mediante la metodología lineal equivalente que a pesar de que no llega a representar un 100% las condiciones dinámicas no lineales, aumenta el grado de confiabilidad en la respuesta obtenida.
- Cuando se trabaja con estratigrafías de suelo cuya distribución se caracteriza por tener capas horizontales, trabajar con una formulación unidimensional o bidimensional mediante elementos finitos, no presenta diferencias considerables, por lo que es recomendable el uso de la formulación unidimensional para disminuir complejidad al problema.

6.4 SISTEMA DINÁMICO ANALIZADO

- La búsqueda heurística de las propiedades del estrato bajo el edificio 350, muestra errores del orden de 0.4%, por lo que se puede afirmar que las propiedades obtenidas del proceso de optimización reflejan el comportamiento dinámico con respecto al período natural. A pesar de que el proceso de optimización muestra buenos resultados, es necesario tener una función objetivo más representativa del sistema analizado y no solo un dato dinámico como lo es el período fundamental, para lo cual se recomienda el uso de registros de aceleraciones en profundidad y superficie, pruebas del contenido frecuencial a grandes deformaciones y rangos de las propiedades de variación basado en pruebas indirectas como líneas sísmicas.
- La simplificación de la estratigrafía del suelo bajo el Edificio 350 se puede resumir de la siguiente manera, una capa superficial blanda de limos de alta plasticidad, bajo la cual se encuentra un sistema con dos capas semirrígidas de gravas mal gradadas con un centro blando compuestos por limos y arcillas. Esta distribución de las capas muestra un sistema tipo emparedado en la cual las capas de gravas con alta rigidez confinan el estrato de limo y arcillas cuya rigidez es mucho menor, generando un sistema local en el cual las deformaciones cortantes según el modelo de viga cortante pueden llegar a ser muy grandes en un evento sísmico.
- Se debe recalcar que tanto en este trabajo como en la MZSC se utilizaron sismos de otras regiones del mundo. A pesar de que estos son escogidos mediante procedimientos rigurosos que aseguran una correcta semejanza a las fuentes sismo tectónicas localizadas en la región, es recomendable usar registros obtenidos en la ciudad de Cali con el fin de caracterizar mejor la respuesta real de los suelos.

6.5 ESPECTROS DE RESPUESTA Y DE DISEÑO

- Los resultados muestran que las aceleraciones de diseño para el Edificio 350, deben ser entre 0.8 g a 0.9 g, estos valores consideran para su obtención la promedio de la respuestas de los diferentes sismos analizados más una desviación estándar.
- Las comparaciones realizadas con la MZSC dan como resultado una semejanza con los datos obtenidos solo teniendo en cuenta el promedio de los resultados del espectro de respuesta. Se debe aclarar que para efectos de diseño, los coeficientes A_m y S_m deben ser calculados mediante la suma

del promedio más una desviación estándar, por lo tanto los factores finales presentados en este trabajo difieren en 0.3g de los presentados en la MZSC.

- Tanto la metodología utilizando el EUA y la formulas propuestas por la MZSC como la metodología propuesta por Newmark, dan resultados similares teniendo en cuenta un percentil del 84.1º, por lo que se recomienda por facilidad en el procedimiento de cálculo, usar la metodología EUA siempre y cuando se cuente con el EUA en roca.

Resumiendo los resultados de este trabajo y teniendo en cuenta lo dicho en este capítulo, las conclusiones y recomendaciones más importantes sobre un estudio de efecto local son las siguientes:

- ✓ Actualmente el principal aporte de un estudio de investigación de efectos de sitio, es la caracterización dinámica del suelo.
- ✓ Si las condiciones de la zona bajo estudio no presentan posibles efectos topográficos, es decir, la estratificación local se halla distribuida en capas horizontales, la forma más práctica y con la cual se obtiene mejores resultados, es una formulación unidimensional analizada mediante el método Lineal Equivalente.
- ✓ Para realizar un espectro de diseño, se recomienda el uso del EUA superficial, debido a su sencillez en la práctica.

BIBLIOGRAFÍA

- Alarcón, A. (1989). *Respuesta dinámica de suelos*. Madrid., Física de la Tierra, Vol 1, 309-356.
- Alfaro, A., Giraldo, V., Ramos, M y García, D. (Septiembre de 2002). Microzonificación sísmica del campus de la Pontificia Universidad Javeriana sede Bogotá. *Caracterización Geotécnica del Campus Universitario*.
- Alfaro, A., Giraldo, V., Ramos, M y García, D. (Octubre 2005). *Estimación de Efectos Locales en el Campus de la Universidad Javeriana Mediante Modelación Numérica Pontificia Universidad Javeriana*. Bogotá.
- Arango, C. (Octubre de 2007). *Valle del Cauca*. Obtenido de http://es.wikipedia.org/w/index.php?title=Valle_del_Cauca&oldid=73033191.
- Arroyo, J. (1999). *Nonlinear Seismic Response of Stratified Soil Deposits Using Higher Order Frequency Response Functions in the Frequency Domain*. Universidad de Mayagüez.
- Arroyo, J. (2000). Response of a single horizontal soil layer using the Volterra series in the frequency domain. *International Journal of Computational Engineering Science*(Vol. 1, No. 2, 235–255), 235-255.
- Ashford, S. & Sitar, N. (1997). Analysis of topographic amplification of inclined shear waves in a steep. *Bulletin of the Seismological Society of America*,.
- Bergamaschi, F., Cultreeta, G., Luzi, L., Azzara, R., Ameri, G., Augliera, P. (2011). Evaluation of site effects in the Aterno river valley (Central Italy) from aftershocks of the 2009 L'Aquila earthquak. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 697-715.
- Bolt, D. (1976). Nuclear Explosions and Earthquakes. *Freeman and Company*.
- Brains, D. (9 de Junio de 2012). *Wikimedia*. Obtenido de http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Valle_del_Cauca_Topographic_2.png
- Budhu, M. (2008). *Soil Mechanics and Foundations*. JOHN WILEY & SONS, INC.
- Caserta, A., Boore, D., Rovelli, A., Govoni, A., Marra, F., Boschi, E. (2013). Ground Motions Recorded in Rome during the April 2009 L'Aquila Seismic Sequence: Site Response and Comparison with Ground-Motion Predictions Based on a Global Dataset. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 103(3), 1860-1874.

- Caturla, J. J. (2001). *Sismicidad y riesgo sísmico en la CAV*. Alicante: Editorial Club Universitario.
- Chavez, F. (2011). Site effects due to topography and to soft soil layers: Progress made and pending issues. *5th International conference on earthquake geotechnical engineering*. Santiago de Chile.
- Chen, C., Ueng, T., Lee, W. (2004). Large scale biaxial shear box tests on shaking table.
- Cheun, W., Chouw, N., Larkin, T, Orense, R. (2013). Experimental and numerical study of soil response in a laminar box. *Proceeding of 2013 NZSEE Conference*.
- Chopra, A. (2012). Dynamics of structures, theory and applications to earthquake engineering. New Jersey: Prentice Hall.
- Chunxia, H., Hongru, Z., Guoxing, C., & Zhilong, S. (s.f.). Design and performance of a large-scale soil laminar shear box in shaking table test.
- Coleman, T; Branch, M; Grace, A. (1999). *Optimization Toolbox for Use with MATLAB: User's Guide, Version 2*. Math Works, Incorporated.
- Das, B, & Ramana G. V. (2010). *Principles of soil dynamics*. Cengage Learning.
- Das, B. Z. (2006). *Principios de ingeniería de cimentaciones*. Thomson.
- Datta, T. K. (2010). *Seismic analysis of structures*. John Wiley & Sons.
- De Martin, F. (2010). *Influence of the Nolinear Behavior of Soils on Strong Ground Motions*. (Doctoral dissertation, Ecole Centrale Paris).
- Elgamal, A. (2013). *Site Investigation and Dynamic Soil Properties*. Chicago.
- Elnashai, A., & Di Sarno, L. (2008). *Fundamental of earthquake engineering*. John Wiley & Sons.
- Escobar, F. L. (29 de Agosto de 2012). *Universidad Nacional de Colombia*. Obtenido de agenciadenoticias: <http://www.agenciadenoticias.unal.edu.co/nc/ndetalle/pag/8/article/en-segundos-podra-conocerse-magnitud-y-distancia-de-un-sismo.html>
- Filiatrault, A., Tremblay, R., Christopoulos, C. Folz, B., Pettinga, D. (2013). *Elements of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Presses inter Polytechnique.

- Fredlund, D. & Vanapalli, S. (2002). Shear Strength of Unsaturated Soils. *Agronomy Soil Testing Manual, Agronomy Society of America*, 329 - 361.
- Fredlund, D., Morgenster, N. & Widger, R. (1978). Shear Strength of Unsaturated soils. *Can. Geotech*, 15:313-321.
- Geli, L. B. (1988). The effects of topography on earthquake ground motion. A review and new results. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 78:1, 42-63.
- Gondhalekar, R., & Jones, C. (2009). Model predictive control of linear periodic systems-A unified framework including control of multirate and multiplexed systems. *Decision and Control hld jointly with the 2009 28th Chinese Control*, 6351-6358.
- Gutiérrez, M & Franco, S. (s.f.). *Análisis del efecto de sitio en Ciudad Guzman, Jalisco*. Recuperado el 4 de Agosto de 2013, de Fundación Venezolana de investigaciones sismológicas: <http://www.funvisis.gob.ve/archivos/www/terremoto/Papers/Doc001/doc001.htm#TopOfPage>
- Hardin, B. & Drnevich, V. (1972). Shear modulus an damping in soils:design equations and. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, VOL.98 No. SM7, pag 667-692.
- Helwany, S. (2007). *Applied soil Mechanics with ABAQUS applications*. New Jersey: JOHN WILEY & SONS, INC.
- Ingeominas, DAGMA. (2002). Investigaciones Geológicas y Geomorfológicas. En *Estudio de MicroZonificación Sísmica de Santiago de Cali*.
- Ingeominas, DAGMA. (2005). *Estudio de Microzonificación Sísmica de Santiago de Cali*. Cali, Colombia.
- Ishihara, K. (1996). *Soil Behavior in Earthquake Geotechnics*. Oxford Science Publications.
- Kramer, S. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Pearson Education.
- Larkin, T. & Marsh, J. (1991). *Two dimensional nolinear site response analyses*. Nueva Zelanda.
- Lin, J. N., & Unbehauen, R. (1990). Adaptive nonlinear digital filter with canonical piecewise-linear structure. *Circuits and Systems, IEEE Transactions on*, 347-353.

- Martin, G., & Qiu, P. (2000). *Seismic design of bridges: The influence of two dimensional site response*. Auckland: 12th World Conference on Earthquake Engineering.
- Newmark, N. M. (1935). *Simplified computation of vertical pressures in elastic foundations*. University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Newmark, N. M., & Hall, W. J. (1982). Earthquake Spectra and Design. *Earthquake Engineering Research Institute*, 35-36.
- Nihei, K. T. (1992). Micromechanics of seismic wave propagation in granular rocks.
- Ojeda, A. (1997). *Evaluación de efectos de sitio para la Microzonificación Sísmica de Pereira*. Recuperado el 8 de Junio de 2013, de Servicio Geológico Colombiano:. Obtenido de http://seisan.ingeminas.gov.co/RNAC/images/stories/rnac/pdfs/Efectos_Sitio/efectos_sitio_pereira.pdf.
- Otálvaro, I. (2013). Estabilidad de Taludes y Laderas. *Presentacion*. Cali, Colombia.
- Otálvaro, I., Herrera, M., Nanclores, F. (2005). *Caracterización de la respuesta dinámica de sitio en el gabro de Medellín SITIO EN EL GABRO DE MEDELLÍN*. Medellín.
- Palmer, L. A. (1939). Stresses Under Circular Loaded Areas. *Highway Research Board*, 397-408.
- Panzer, F., Lombardo, G., S. D'amico & Galea, P. (2013). Speedy Techniques to Evaluate Seismic Site Effects in Particular Geomorphologic Conditions: Faults, Cavities, Landslides and Topographic Irregularities. *Geotechnical and Structural Earthquake Engineering*.
- Rodríguez, S. M. (2005). *Caracterización de la Respuesta Sísmica de los Suelos. Aplicación a la ciudad de Barcelona [PhD Thesis]*. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Sánchez, J. (2009). *Métodos de ensayos para la determinación de las principales propiedades dinámicas de los suelos de el Salvador*. San Salvador: UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR.
- Santana, G. (1999). *Evaluación del Impacto Ingenieril de un Terremoto en la Península de Nicoya*. Universidad de Costa Rica.
- Seon, H; Benaroya, H; Wie, T. (1999). *Dynamics of transversely vibrating beams using four engineering theories*. the State University of New Jersey.

- Sepúlveda, S. (2011). *Reconocimiento de efectos de amplificación topográfica via análisis de deslizamientos en laderas rocosas*. Universidad de Concepción.
- Shiann-Jong, L., Dimitri, K., Bor-Shouh, H., & Jeron T. (2009). Effects of Topography on Seismic-Wave Propagation: An Example from Northern Taiwan. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 314-325.
- Store, D. (1991). *Dynamic analysis of non-linear structures using higher order frequency response functions*. Manchester City.
- Storer, D. (1991). *Dynamic Analysus of Non-Linear Structures Using Higher Order Frequency Response functions*. University of Manchester.
- Taborda, R., Bielak, J. & Restrepo, D. (2012). Earthquake ground-motion simulation including nonlinear soil effects under idealized conditions with application to two case studies. *Seismological Research Letters*, 1047-1060.
- Trigo, S., Tania A. (2007). *Influencia de la amplificación local de las ondas sísmicas y la interacción suelo-fundación en el puente MARGA-MARGA*. Santiago de Chile.
- Wen, Z; Xin, J., Zhi, P., Guang, M., Fu, L. (2012). Parametric characteristic of the ranom vibration response of nonlinear systems. *The Chinese Society of Theoretical and Applied Mechanics and Springer-Verlag Berlin Heidelberg*.
- Yan, X. (2012). *Soil-structure interaction under multi-directional*. Hong Kong.

ANEXO A – PERFORACIÓN DE CAMPO

PROYECTO: *Instalación de equipos de medición geotécnica*
 LOCALIZACIÓN: *Universidad del Valle, sede Meléndez*

HOJA No: 1 DE 3
 FECHA: *Junio 18-19 de 2013*
 SONDEO: 1
 COTA SUPERFICIE:
 EQUIPO: *Acker ACEN5W2*

PROF. m.	MUESTRA			ESTRATO	DESCRIPCIÓN	OBSERVACIONES
	No.	PROF. m.	SPT MUESTRA			
-				0.20	<i>Suelo orgánico, color negro, con raíces.</i>	
-			Avance con Tricono	0.60	<i>Relleno, escombros, piedras y arena fina.</i>	
1.00						
-		1.50				
-	1		Shelby			
-		1.90				
2.00				N.A.F.		
-			Avance con tricono			
-		3.00				
-	2		SPT 10-21-40			
-		3.45				
-			Avance con tricono	3.50		
4.00		4.00				
-						
-	3		Avance con Barrena NQ			
-		5.00				
-	4		Avance con Barrena NQ			
-		6.00				
6.00		6.00		6.20		
-		6.50				
-	5		SPT 5-5-4			
-		6.95				
7.00			Avance con tricono			
-		7.50				
-	6		SPT 3-3-4			
-		7.95				
8.00			Avance con tricono			
-		9.00				
-						
9.00		9.00				
-			Shelby			
-		9.40				
-	7		SPT 7-4-6			
-		9.85				
10.00			Avance con tricono			
-						
-						

Continúa ...

PROYECTO: *Instalación de equipos de medición geotécnica*
 LOCALIZACIÓN: *Universidad del Valle, sede Meléndez*

HOJA No: 2 DE 3
 FECHA: *Junio 20-21 de 2013*
 SONDEO: 1
 COTA SUPERFICIE:
 EQUIPO: *Acker ACEN5W2*

PROF. m.	MUESTRA			ESTRATO	DESCRIPCIÓN	OBSERVACIONES
	No.	PROF. m.	SPT MUESTRA			
-			Avance con tricono	10.50		
-	8	10.50	Shelby			
-		10.90				
11.00			Avance con tricono		Limo arenoso, color gris oscuro, de grano fino a medio. Consistencia blanda.	
-						
-						
12.00		12.00				
-	9	12.45	SPT 2-1-3	12.80	Limo arenoso, de color gris oscuro, con presencia de piedritas habanas, de grano fino a medio.	
-			Avance con tricono			
13.00						
-		13.50				
-	10	13.90	Shelby		Limo arenoso, de color gris claro, de grano fino. Consistencia dura.	
14.00			Avance con tricono			
-						
-		15.00				
15.00		15.00				
-	11	15.45	SPT 7-6-5		Limo arcillo arenoso gris claro, de consistencia media, con vetas cafés, amarillas y partículas granulares muy meteorizadas de color gris azulado.	
-			Avance con tricono			
16.00		16.50				
-	12	16.95	SPT 9-10-13	17.30		
-			Avance con tricono			
17.00						
-		18.00				
18.00		18.00			Arcilla arenosa, de color café amarilloso, de grano fino a medio, con presencia de gravas de 1 cm a 3 cm.	
-	13	18.45	SPT 22-23-40	18.60		
-			Avance con Barrena NQ		Grava y arena en matriz arcillosa gris de Compacidad densa. Tamaño máximo de partículas = 5 cm	
19.00						
-						
-						
20.00						Continúa ...
-						
-						

PROYECTO: *Instalación de equipos de medición geotécnica*
 LOCALIZACIÓN: *Universidad del Valle, sede Meléndez*

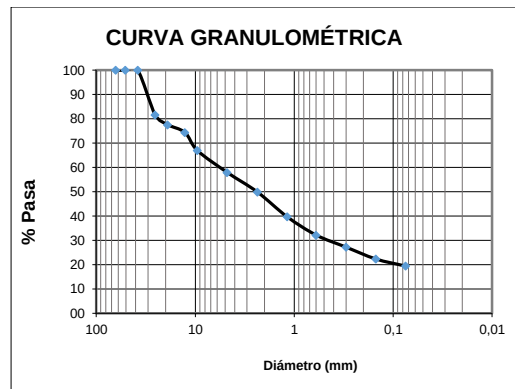
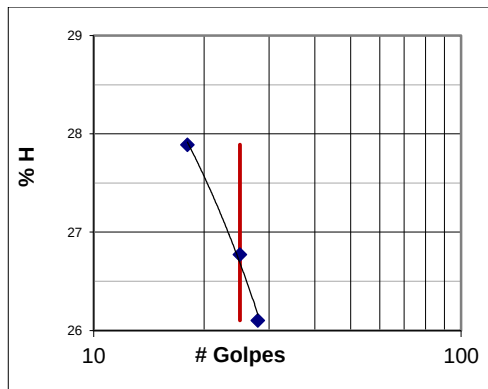
HOJA No: 3 DE 3
 FECHA: *Junio 22-24 de 2013*
 SONDEO: 1
 COTA SUPERFICIE:
 EQUIPO: *Acker ACEN5W2*

PROF. m.	MUESTRA			ESTRATO	DESCRIPCIÓN	OBSERVACIONES
	No.	PROF. m.	SPT MUESTRA			
-						
-						
-						
21.00			Avance con Barrena NQ		Grava y arena en matriz arcillosa gris de Compacidad densa. Tamaño máximo de partículas = 5 cm	
-						
-						
22.00						
-						
-						
23.00			Avance con Barrena NQ		Grava y arena en matriz arcillosa gris de Compacidad densa. Tamaño máximo de partículas = 5 cm	
-						
-						
24.00						
-						
-						
25.00			Avance con Barrena NQ		Grava y arena en matriz arcillosa gris de Compacidad densa. Tamaño máximo de partículas = 5 cm	
-						
-						
26.00						
-						
-						
27.00			Avance con Barrena NQ		Grava y arena en matriz arcillosa gris de Compacidad densa. Tamaño máximo de partículas = 5 cm	
-						
-						
28.00						
-						
-						
29.00			Avance con Barrena NQ		Grava y arena en matriz arcillosa gris de Compacidad densa. Tamaño máximo de partículas = 5 cm	
-						
-						
30.00						Fin de perforación a 30.0 m de profundidad.
-						
-						

ANEXO B – RESULTADOS PRUEBAS DE LABORATORIO

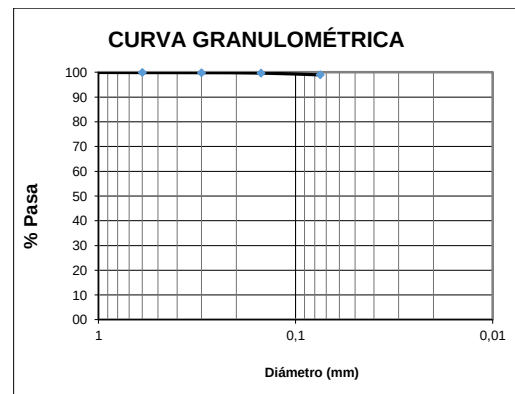
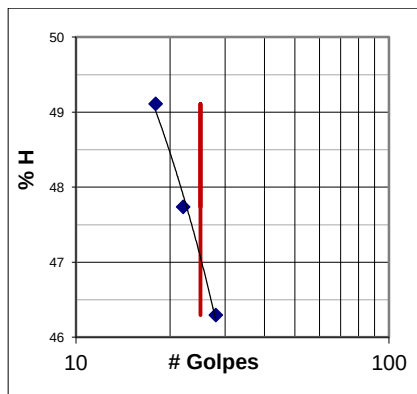
- Muestra # 1, profundidad (m) 3.00 a 3.45

Limite Liquido %	26.6
Limite Plástico %	19.6
Índice de Plasticidad %	7.0
Clasificación	G M



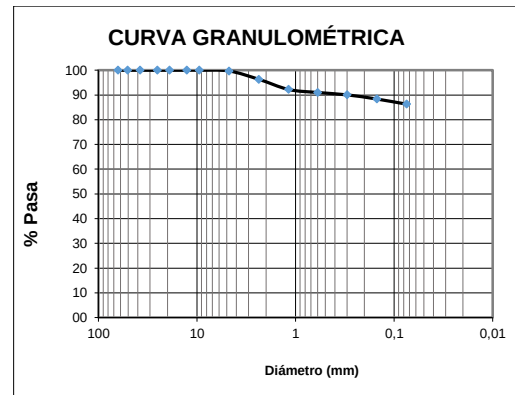
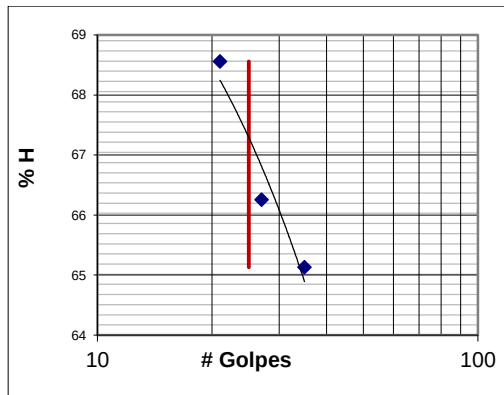
- Muestra # 2, profundidad (m) 7.50 a 7.95

Limite Liquido %	47.0
Limite Plástico %	30.9
Índice de Plasticidad %	16.1
Clasificación	M L



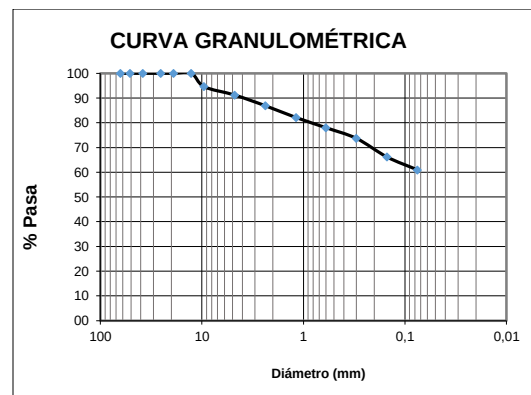
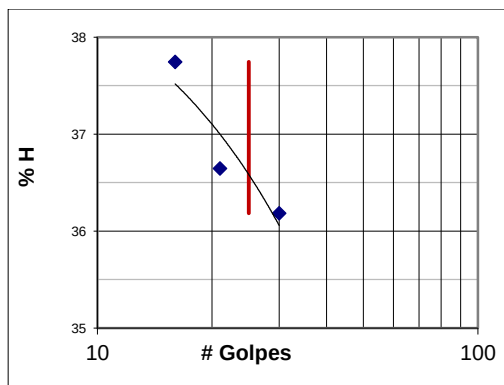
- Muestra # 3, profundidad (m) 9.40 a 9.89

Limite Liquido %	67.2
Limite Plástico %	39.1
Índice de Plasticidad %	28.1
Clasificación	M H



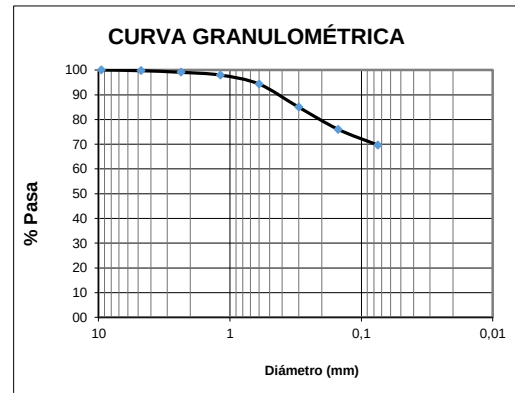
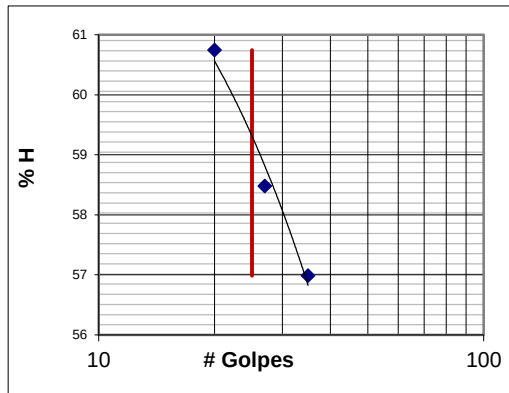
- Muestra # 4, profundidad (m) 12.00 a 12.45

Limite Liquido %	36.5
Limite Plástico %	25.5
Índice de Plasticidad %	11.0
Clasificación	M L



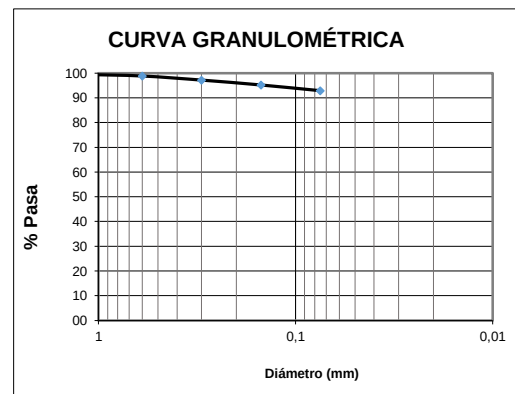
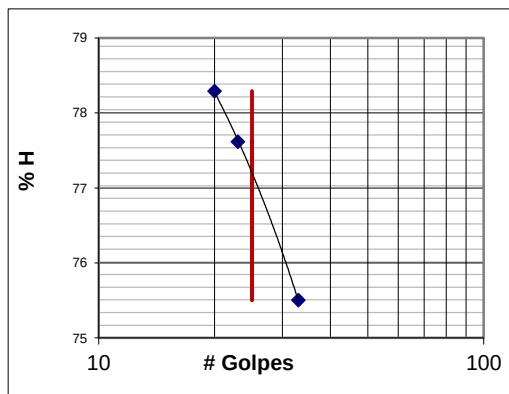
- Muestra # 5, profundidad (m) 15.00 a 15.45

Limite Liquido %	59.3
Limite Plástico %	30.9
Índice de Plasticidad %	28.4
Clasificación	M H



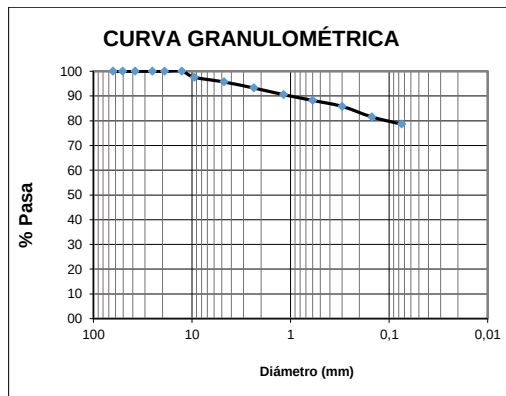
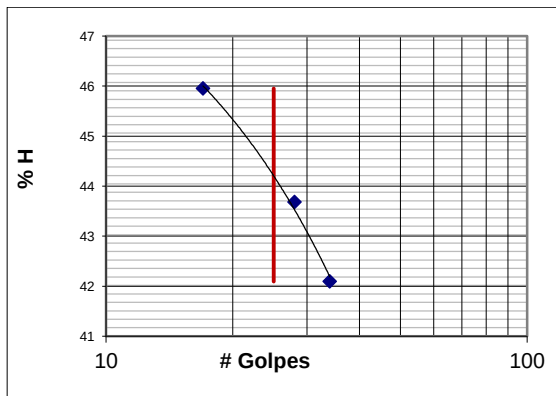
- Muestra # 6, profundidad (m) 16.50 a 16.95

Limite Liquido %	77.0
Limite Plástico %	33.7
Índice de Plasticidad %	43.3
Clasificación	C H



- Muestra # 7, profundidad (m) 18.00 a 18.45

Limite Liquido %	43.8
Limite Plástico %	25.2
Índice de Plasticidad %	18.6
Clasificación	C L



ANEXO C – RESPUESTAS CAJA CORTANTE

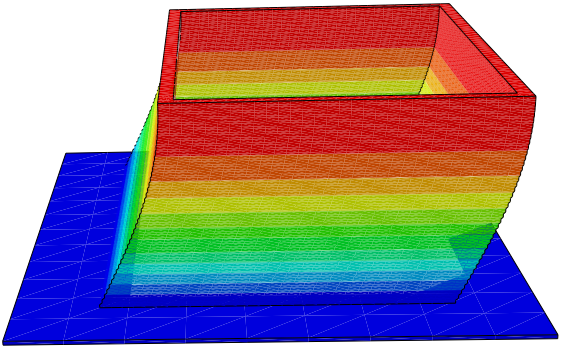
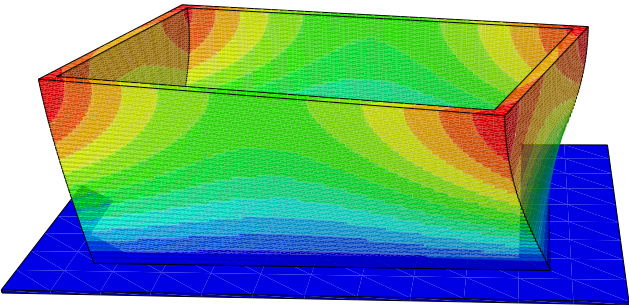
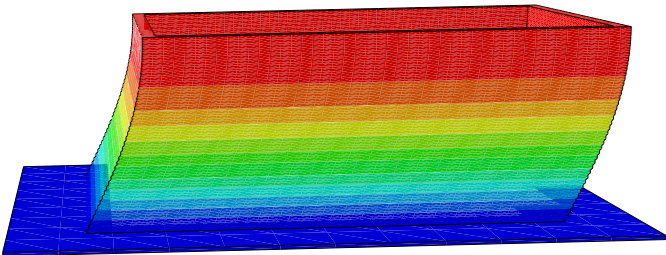
Análisis experimental de la caja cortante vacía

Tabla A-1. Resultados de barridos frecuenciales aplicados a la caja cortante

Prueba	Rango (Hz)	Resultado
1	10 a 30	Gráfico de la respuesta en frecuencia para la prueba 1. El eje horizontal es Frecuencia (Hz) de 12 a 28. El eje vertical es Registro: Superior/Inferior de 0 a 0.4. La curva muestra un pico a 15.45 Hz.
2	10 a 25	Gráfico de la respuesta en frecuencia para la prueba 2. El eje horizontal es Frecuencia (Hz) de 13 a 23. El eje vertical es Registro: Superior/Inferior de 0 a 0.4. La curva muestra un pico a 15.48 Hz.
3	12 a 20	Gráfico de la respuesta en frecuencia para la prueba 3. El eje horizontal es Frecuencia (Hz) de 14 a 18. El eje vertical es Registro: Superior/Inferior de 0 a 0.4. La curva muestra un pico a 15.44 Hz.

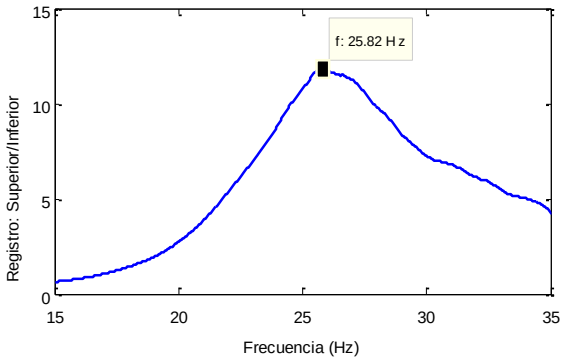
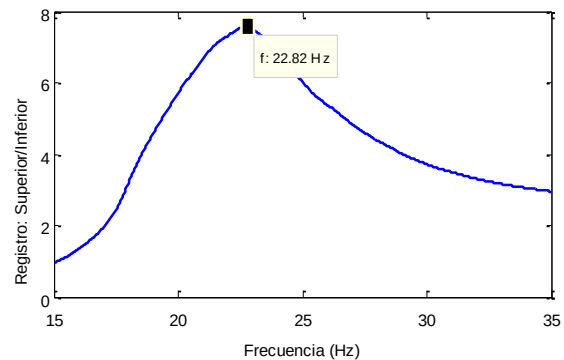
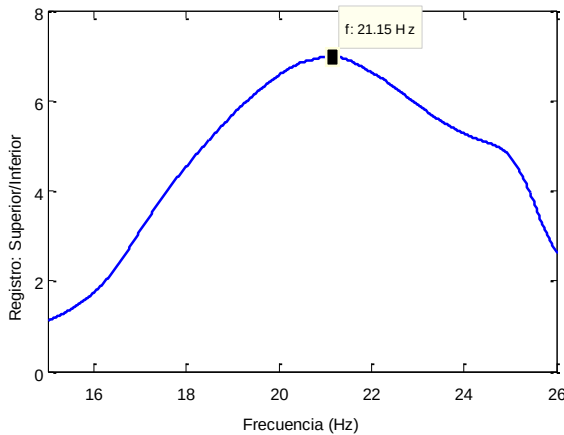
Análisis teórico de la caja cortante vacía

Tabla A-2. Resultados del análisis teórico a la caja cortante vacía.

Modo	Frecuencia (Hz)	Resultado
1	15.45	 Step: Step-1 Mode 1: Value = 9430.9 Freq = 15.456 (cycles/time) Primary Var: U, Magnitude Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +1.2e-01
2	15.45	 Step: Step-1 Mode 2: Value = 9431.0 Freq = 15.456 (cycles/time) Primary Var: U, Magnitude Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +8.0e-02
3	15.46	 Step: Step-1 Mode 3: Value = 9437.6 Freq = 15.461 (cycles/time) Primary Var: U, Magnitude Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +1.2e-01

Análisis experimental de la caja cortante con arena del río Cauca

Tabla A-3. Resultados de barridos frecuenciales con diferente amplitud aplicados a la caja cortante con arena

Prueba	Rango (Hz)	Amplitud (g)	Resultado
1	10 a 35	0.18	 Gráfico de Registro Superior/Inferior vs Frecuencia (Hz) para la prueba 1. La curva muestra un pico máximo a 25.82 Hz.
2	10 a 35	0.33	 Gráfico de Registro Superior/Inferior vs Frecuencia (Hz) para la prueba 2. La curva muestra un pico máximo a 22.82 Hz.
3	15 a 25	0.33	 Gráfico de Registro Superior/Inferior vs Frecuencia (Hz) para la prueba 3. La curva muestra un pico máximo a 21.15 Hz.

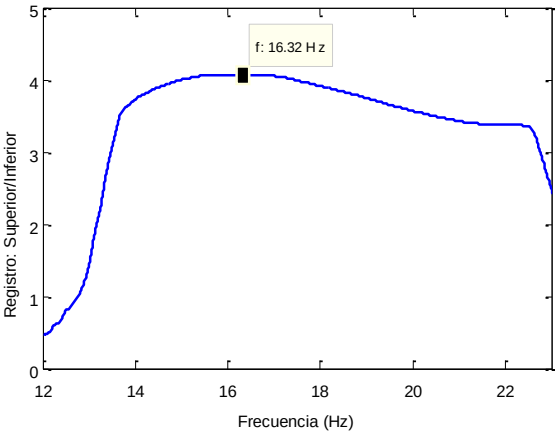
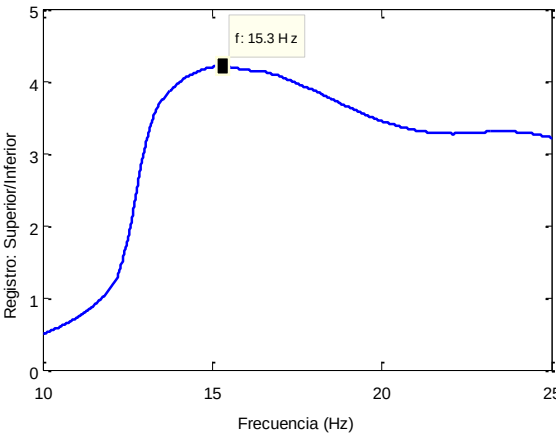
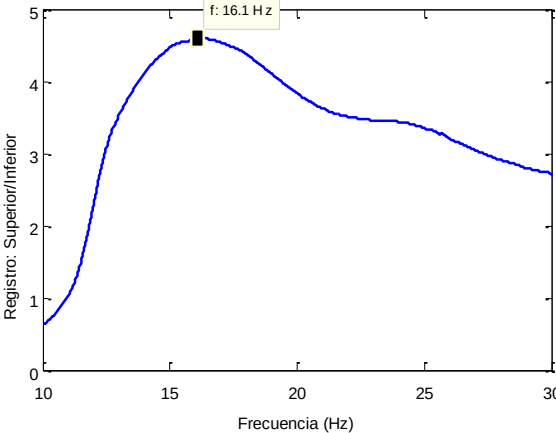
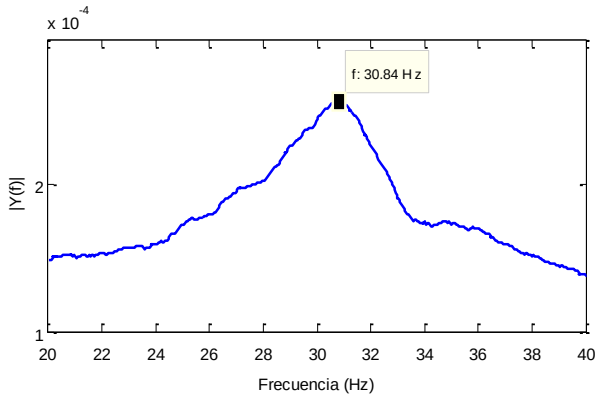
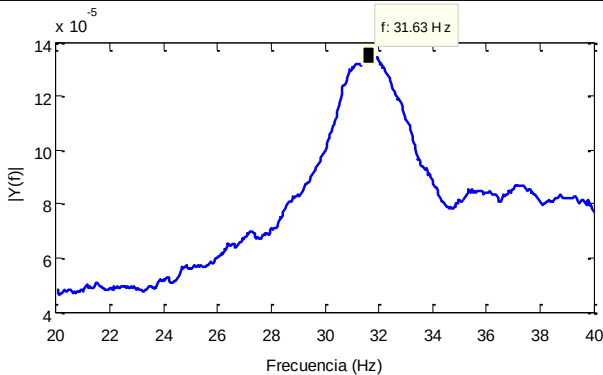
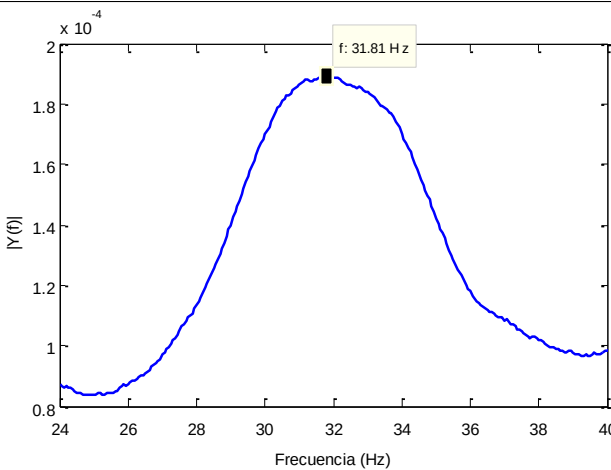
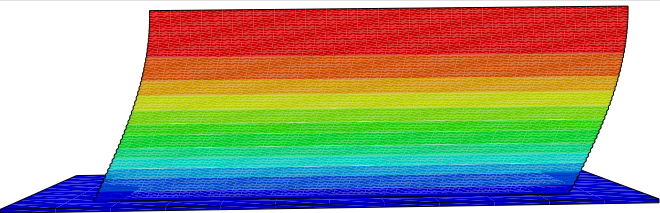
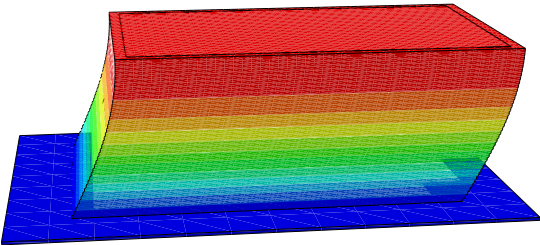
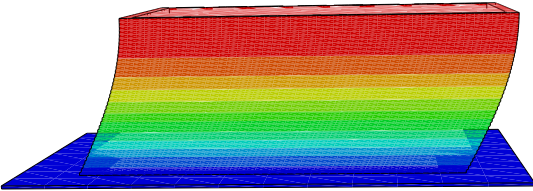
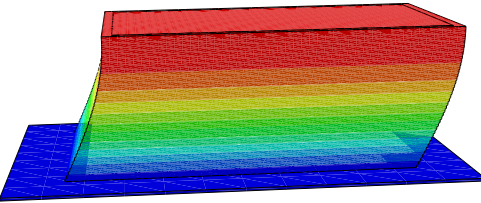
4	13 a 23	0.64	 Graph showing Registro Superior/Inferior (Y-axis, 0 to 5) versus Frecuencia (Hz) (X-axis, 12 to 22). The curve peaks at 16.32 Hz with a value of approximately 4.1.
5	10 a 25	0.64	 Graph showing Registro Superior/Inferior (Y-axis, 0 to 5) versus Frecuencia (Hz) (X-axis, 10 to 25). The curve peaks at 15.3 Hz with a value of approximately 4.3.
6	30 a 10	0.64	 Graph showing Registro Superior/Inferior (Y-axis, 0 to 5) versus Frecuencia (Hz) (X-axis, 10 to 30). The curve peaks at 16.1 Hz with a value of approximately 4.6.

Tabla A-4. Resultados de pruebas de vibración libre aplicadas a la caja cortante llena

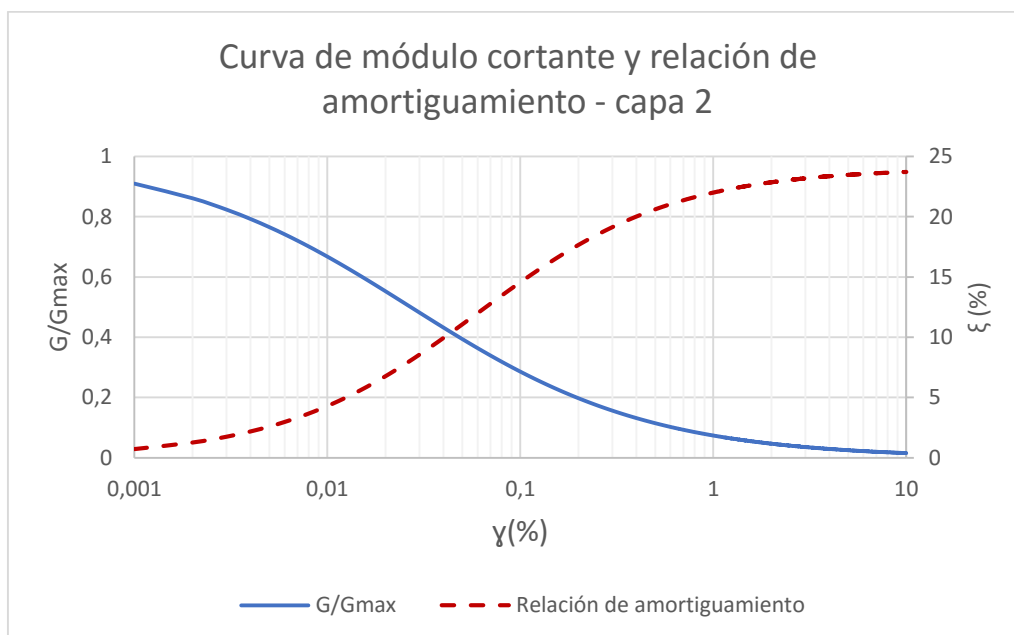
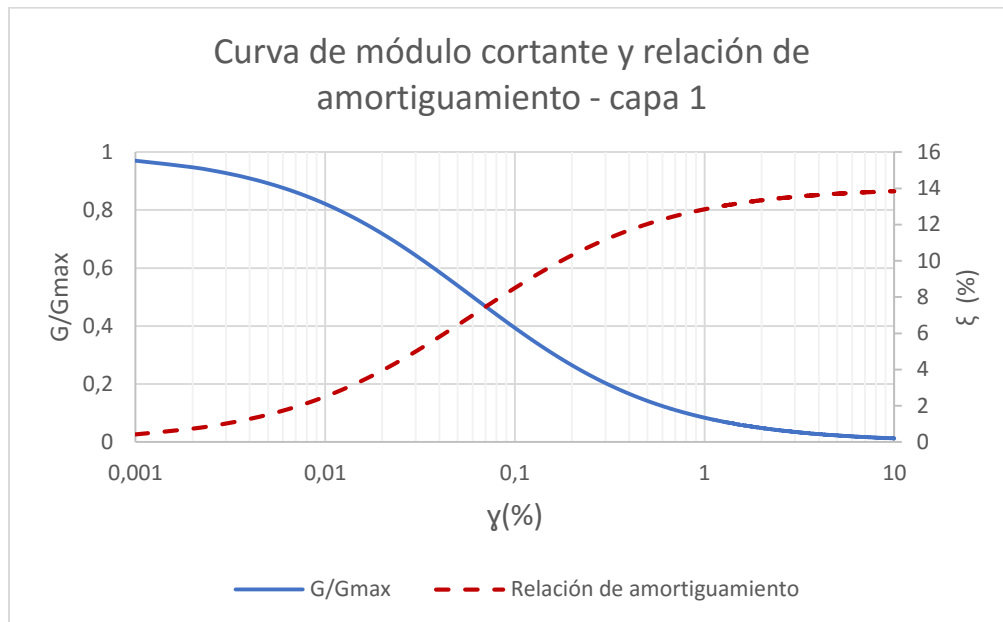
Prueba	Resultado
Vibración libre 1	 Graph showing the magnitude spectrum $Y(f)$ versus Frequency (Hz) for Vibración libre 1. The y-axis is scaled by 10^{-4}. The x-axis ranges from 20 to 40 Hz. A peak is marked at $f: 30.84 \text{ Hz}$.
Vibración libre 2	 Graph showing the magnitude spectrum $Y(f)$ versus Frequency (Hz) for Vibración libre 2. The y-axis is scaled by 10^{-5}. The x-axis ranges from 20 to 40 Hz. A peak is marked at $f: 31.63 \text{ Hz}$.
Vibración libre 3	 Graph showing the magnitude spectrum $Y(f)$ versus Frequency (Hz) for Vibración libre 3. The y-axis is scaled by 10^{-4}. The x-axis ranges from 24 to 40 Hz. A peak is marked at $f: 31.81 \text{ Hz}$.

Análisis teórico de la caja cortante con arena del río Cauca

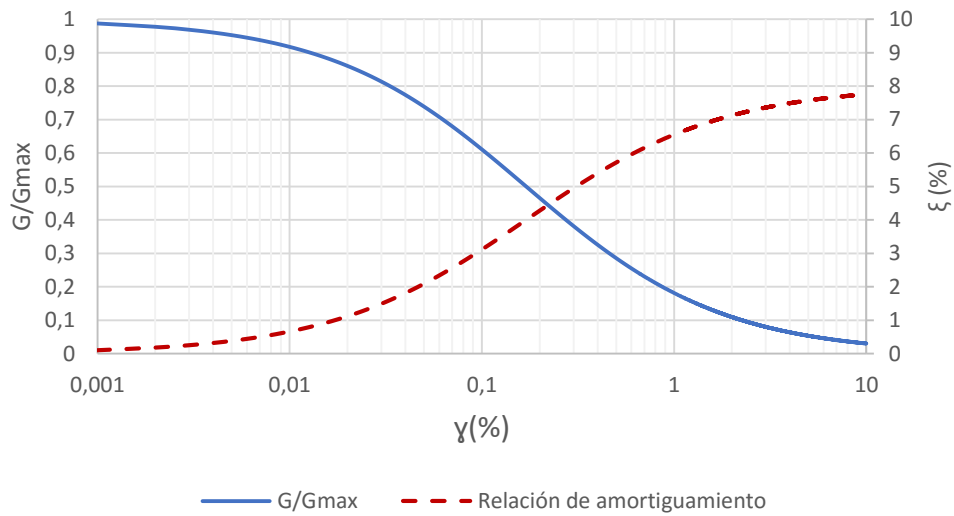
Tabla A-5. Simulación de caja a cortante con arena para diferentes niveles de amplitudes

Amplitud	Módulo cortante secante (MPa)	Resultado
Vibración libre (Golpe)	83.5	 Step: Step-1 Mode 3: Value = 39080, Freq = 31.463 (cycles/time) Primary Var: U, Magnitude Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +1.200e-01
0.05	48.3	 Step: Step-1 Mode 3: Value = 26303, Freq = 25.812 (cycles/time) Primary Var: U, Magnitude Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +1.200e-01
0.1	33.3	 Step: Step-1 Mode 3: Value = 18739, Freq = 21.787 (cycles/time) Primary Var: U, Magnitude Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +1.200e-01
0.2	16.0	 Step: Step-1 Mode 3: Value = 9935.1, Freq = 15.864 (cycles/time) Primary Var: U, Magnitude Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +1.200e-01

ANEXO D – CURVAS DE PROPIEDADES DINÁMICAS



Curva de módulo cortante y relación de amortiguamiento - capa 3



Curva de módulo cortante y relación de amortiguamiento - capa 4

