1203

Libertad y Orden

INSTITUTO COLOMBIANO DE GEOLOGIA Y MINERIA
INGEOMINAS

DAGMA

DEPARTAMENTO ADMINISTRATIVO
DE GESTIÓN DEL MEDIO AMBIENTE
DAGMA

INGEOMINAS
SUBDIRECCIÓN DE AMENAZAS GEOLÓGICAS Y ENTORNO AMBIENTAL

ESTUDIO DE MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE SANTIAGO DE CALI

Convenio No.02 de 2002

SUBPROYECTO DE RESPUESTA SÍSMICA

Informe No.5-2
Análisis y Modelación de la Respuesta Sísmica Local del Subsuelo en Santiago de Cali

Bogotá, Diciembre de 2005

República de Colombia
MINISTERIO DE MINAS Y ENERGÍA
INSTITUTO COLOMBIANO DE GEOLOGIA Y MINERÍA - INGEOMINAS

INSTITUTO COLOMBIANO
DE GEOLOGIA Y MINERIA
INGEOMINAS

DEPARTAMENTO ADMINISTRATIVO
DE GESTIÓN DEL MEDIO AMBIENTE
DAGMA

JULIAN VILLARRUEL TORO
DIRECTOR GENERAL INGEOMINAS

INES F. CAICEDO HERNANDEZ
DIRECTORA DAGMA

ALBERTO NUÑEZ TELLO, DIRECTOR TECNICO SERVICIO GEOLOGICO, INGEOMINAS

MARTA L. CALVACHE VELASCO, SUBDIRECTORA AMENAZAS GEOLOGICAS, INGEOMINAS

CARLOS E. ALVARADO FLOREZ, JEFE DE PROYECTO, INGEOMINAS

GRUPO TECNICO INGEOMINAS

JESUS GARCIA, LIDER TEMATICO

CARLOS ALVARADO
FERNANDO DIAZ
MAURICIO PALACIOS
CARLOS VALERO

Apoyo Técnico: Aníbal Ojeda, Consorcio Sismico

EDICION FINAL

ANA I. ALVARADO
JESUS SANDOVAL
ROSA DAZA

TABLA DE CONTENIDO

CAPITULO 1 1

INTRODUCCIÓN 1

1.1 ANTECEDENTES 1
1.2 OBJETIVOS 2
1.3.ALCANCES Y LIMITACIONES 3
1.4 METODOLOGÍA 3

CAPITULO 2 5

MODELOS DE ANÁLISIS PARA EVALUAR LA RESPUESTA SÍSMICA 5

2.1 INTRODUCCIÓN 5
2.2 FORMULACIÓN DESACOPLADA EN TENSIONES TOTALES 5
2.2.1 Método Lineal Equivalente 5
2.2.2 Método Lineal Equivalente con Generación / Disipación de presión de poros 5
2.3 FORMULACIÓN SEMI-ACOPLADA 6
2.4 FORMULACIÓN ACOPLADA 7

CAPITULO 3 10

MODELOS CONSTITUTIVOS PARA EVALUAR LA RESPUESTA SÍSMICA 10

3.1 ANTECEDENTES 10
3.2 LINEAL EQUIVALENTE 11
3.2.1 Modelo Hiperbólico 12
3.2.2 Modelo Ishibashi y Zhang 13
3.2.3 Modelo Hiperbólico Extendido 14
3.3. MODELO DE BYRNE 16
3.4 MODELO ELASTO-PLÁSTICO DE NISHI 17

CAPITULO 4 19

CARACTERIZACIÓN DINÁMICA DEL SUBSUELO 19

4.1 EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO Y MATERIALES TÍPICOS 19
4.2 CURVAS DE DEGRADACIÓN Y AMORTIGUAMIENTO 29
4.2.1 Modelo Hiperbólico 29
4.2.2 Modelo Hiperbólico Extendido 39
4.3 PERIODO FUNDAMENTAL DE LOS DEPÓSITOS 40
4.4 VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE 40
4.5 PERFILES Y SECCIONES PROMEDIOS PARA MODELACIÓN DE LA RESPUESTA 46

CAPITULO 5 53

EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA LOCAL 53

5.1 SEÑALES SISMICAS 53
5.1.1 Señales de calibración 53
5.1.2 Señales de diseño 54
5.2 MODELOS UNIDIMENSIONALES 54
5.2.1 Calibración de los modelos 54
5.2.1.1 Modelo de basamento sísmico 56
5.2.1.2 Modelo de basamento rocoso 57

5.2.1.3 Resultados de la calibración 58
5.2.2 Evaluación de la respuesta de sitio 62
5.3 MODELOS BIDIMENSIONALES 69
5.3.1 Efectos locales topográficos debidos a eventos sísmicos 69
5.3.1.1 Amplificación por geometría del talud 69
5.3.1.2 Amplificación por forma de los valles entre laderas 71
5.3.2 Análisis de la respuesta dinámica bidimensional 71
5.3.3 Efectos bidimensionales en la respuesta sísmica 73
5.3.4 Recomendaciones para la evaluación de Efectos Topográficos 73

CAPITULO 6 76

EVALUACIÓN DE LICUACIÓN Y CORRIMIENTO LATERAL 76

6.1 ANTECEDENTES 76
6.2 EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN 78
6.2.1 Métodos Semi-empíricos 78
6.2.2 Métodos Numéricos 85
6.3 ANÁLISIS DEL FENÓMENO DE CORRIMIENTO LATERAL 88
6.3.1 Antecedentes 88
6.3.2 Métodos de Análisis. 93
6.3.2.1 Métodos Semi-empíricos 93
6.3.2.2.Métodos numéricos 101
6.4 MEDIDAS PREVENTIVAS Y DE MITIGACIÓN 107
6.4.1 Mejoramiento de suelos licuables 109
6.4.2 Técnicas de mejoramiento 109
6.4.2.1 Compactación dinámica o de Impacto 110
6.4.2.2 Vibrocompactación 110
6.4.2.3 Vibroflotación 110
6.4.2.4 Vibrodesplazamiento 110
6.4.2.5 Drenes verticales 112
6.4.2.6. Inyección de mezclas (Jet Grout) 112
6.4.2.7 Explosivos 112
6.4.2.8 Precarga 112
6.4.2.9 Reemplazo 113

CAPITULO 7 114

MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA 114

7.1 ESPECTROS DE ZONAS DE RESPUESTA SÍSMICA 114
7.1.1. Zona 1: Cerros 114
7.1.2 Zona 2: Flujos y Suelo Residual 118
7.1.3 Zona 3: Piedemonte 119
7.1.4 Zona 4A: Abanico medio de Cali 120
7.1.5 Zona 4B: Abanico distal de Cali y Menga 121
7.1.6 Zona 4C: Abanico de Cañaveralejo 123
7.1.7 Zona 4D: Abanico de Meléndez y Lili 124
7.1.8 Zona 4E: Abanico de Pance 125
7.1.9 Zona 5: Transición Abanicos – Llanura 126
7.1.10 Zona 6: Llanura Aluvial 127
7.2 ESPECTROS DE DISEÑO 127
7.2.1 Espectros de diseño 128
7.2.2 Espectros mínimos de diseño 132
7.3 CONSIDERACIONES ESPECIALES 133
7.4 USO DE ACELEROGRAMAS DE DISEÑO PARA ANÁLISIS ESTRUCTURAL 137

CAPITULO 8 ..... **139**

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES **139**

8.1 CONCLUSIONES 139
8.2 RECOMENDACIONES 142

REFERENCIAS **145**

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Proceso metodológico general para la Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Santiago de Cali (INGEOMINAS, 2003 - 2005).....4

Figura 3.1. Histéresis Esfuerzo-Deformación para diferentes amplitudes de deformación.....11

Figura 3.2. Curva de degradación del modulo de corte y amortiguamiento.....13

Figura 3.3. Ajuste exponencial de la deformación de referencia en función del confinamiento. 15

Figura 3.4. Ajuste exponencial del amortiguamiento mínimo en función del confinamiento.....16

Figura 4.1. Localización de Trabajos de Exploración Geotécnica en la Ciudad de Cali. 20

Figura 4.2. Zonificación Geotécnica de la Ciudad de Cali. 28

Figura 4.3. Cálculo de la degradación del módulo de corte y amortiguamiento.....30

Figura 4.4. Comparación de curvas de degradación del modulo de corte de materiales finos 37

Figura 4.5. Comparación de curvas de amortiguamiento de materiales finos 37

Figura 4.6. Comparación de curvas de degradación del modulo de corte de materiales granulares....38

Figura 4.7. Comparación de curvas de amortiguamiento de materiales granulares.....38

Figura 4.8. Parámetros del modelo hiperbólico extendido para las Arenas de la Llanura Aluvial en Cali 39

Figura 4.9. Curvas de degradación del modulo de corte y amortiguamiento calculadas a partir del modelo hiperbólico extendido para materiales arenosos.....41

Figura 4.10. Curvas de degradación del modulo de corte y amortiguamiento calculadas a partir del modelo hiperbólico extendido para materiales finos 42

Figura 4.11. Mapa de Isoperiodos a partir de Microtrepidaciones 43

Figura 4.12. Histograma de Velocidad de onda medida en campo por Down Hole por tipo de suelo. .44

Figura 4.13. Relaciones entre el módulo de corte máximo de laboratorio (Go) e in situ (Gmax). 46

Figura 4.14. Variación de la relación de módulos de corte con la velocidad de onda de corte: **a)**resultados del estudio, **b)** reportados por Stokoe et al (2004).....47

Figura 4.15. Localización de perfiles promedio para la modelación de la respuesta sísmica.....48

Figura 4.16. Sección de análisis de Piedemonte (Chipichape) 51

Figura 4.17. Sección de análisis del Jarillón (Navarro) 52

Figura 5.1. Representación esquemática para la construcción de espectros suavizados. 54

Figura 5.2. Esquema del proceso de determinación del basamento sísmico. 57

Figura 5.3. Espectros de Aceleración Registrados y Modelados en Parque del Amor. 58

Figura 5.4. Espectros de Aceleración Registrados y Modelados en Vivero.....59

Figura 5.5. Espectros de Aceleración Registrados y Modelados en INGEOMINAS. 59

Figura 5.6. Espectros de Aceleración Registrados y Modelados en Velódromo. 60

Figura 5.7. Espectros de Aceleración Registrados y Modelados en Panamericanas. 60

Figura 5.8. Espectros de Aceleración Registrados y Modelados en INEM. 61

Figura 5.9. Espectros de Aceleración Registrados y Modelados en Planta Puerto Mallarino. 61

Figura 5.9a. Espectros de Aceleración Registrados y Modelados en Navarro. 62

Figura 5.10. Espectros de Respuesta en Canchas Panamericanas. 64

Figura 5.11. Espectros de Respuesta en INGEOMINAS. 64

Figura 5.12. Relación Espectral para Canchas Panamericanas. 65

Figura 5.13. Relación Espectral para INGEOMINAS. 65

Figura 5.14. Espectros Uniformes de Amenaza en Roca para diferentes ecuaciones de atenuación. Obsérvese la envolvente propuesta de trabajo. 66

Figura 5.15. Espectros de respuesta y propuesto para Canchas Panamericanas **a)** Periodo Corto (TC), **b)** Periodo largo (TL), **c)** Periodo corto y largo, **d)** Uniformes de Amenaza en Roca (UHS-R) y Suelo (UHS-S) 67

Figura 5.16. Espectros de respuesta y propuesto para INGEOMINAS **a)** Periodo Corto (TC), **b)** Periodo largo (TL), **c)** Periodo corto y largo, **d)**Uniformes de Amenaza en Roca (UHS-R) y Suelo (UHS-S). 68

Figura 5.17. Casos típicos de amplificación por efectos topográficos 70

Figura 5.18. Modelo bidimensional de elementos finitos sección San Fernando 72

Figura 5.19. Respuesta Dinámica del modelo bidimensional de la sección San Fernando 74

Figura 5.20. Relación espectral en los nodos de análisis bidimensional sección San Fernando 75

Figura 6.1. Proceso de licuación: **a)** Ensamblaje de un depósito de suelo antes de un terremoto; **b)** Presión de poros baja y altas fuerzas de contacto entre partículas; **c)** Disminución de las fuerzas de contacto entre las partículas a causa del aumento de la presión de poros, permitiendo la ocurrencia de la licuación 76

Figura 6.2 Mecanismos de falla originados por la licuación. **a)** Costa de Alaska EEUU, 1964. **b)** Flujo por licuación, en el conjunto de Apartamentos Kawagishi-Cho cerca del Río Shinano, Niigata, 1964. **c)** Colapso de la Autopista de Hashin, Kobe, Japón, 1995 77

Figura 6.3. Mapa de espesor de la capa de arcilla superficial y susceptibilidad de licuación en la llanura aluvial 80

Figura 6.4. Curvas para identificación de daños en superficie inducidos por licuación. (Ishihara, 1985) 81

Figura 6.5. Mapa de isoespesores de la capa de arcilla limosa superior en el sector de Navarro 82

Figura 6.6. Espesor del estrato de arena licuable en el sector de Navarro 83

Figura 6.7. Distribución de las zonas inestables por licuación en el sector de Navarro 84

Figura 6.8. Efectos en superficie graficados con relación a la geometría del subsuelo para Marina, South of Market, and Misión Creek (O´Rourke and Pease, 1995): **a)** 1989 Marina; **b)** 1989 South of Market and Mision Creek; **c)** 1906 South of Market and Misión Creek 86

Figura 6.9. Discretización espacial de las diferentes capas y estructura para el caso típico sector de Navarro 87

Figura 6.10. Distribución de esfuerzos generados por la carga transmitida por la estructura para el caso típico sector de Navarro 89

Figura 6.11. Variación de la presión de pozos con el tiempo (elemento 40) 89

Figura 6.12. Variación de la presión de poros con el tiempo (elemento 48) 90

Figura 6.13. Variación de la presión de poros con el tiempo (elemento 54) 90

Figura 6.14. Variación de la presión de poros normalizada con la presión media de consolidación (elemento 54) 91

Figura 6.15. Deformaciones del modelo a los 10 segundos de aplicado el sismo de Italia para el caso típico sector de Navarro 92

Figura 6.16. Falla por capacidad portante inducida por la licuación del sismo de Niigata de 1964. 92

Figura 6.17. Representación esquemática de corrimiento lateral originado por la licuación de un deposito arenoso (Varnes, 1978) 93

Figura 6.18. Parámetros que describen la cara libre del talud. 94

Figura 6.19. Perfil topográfico, perforaciones, sondeos y materiales involucrados (Sección de Navarro) 96

Figura 6.21. Perfil topográfico, perforaciones, sondeos y materiales involucrados (Sección Decepaz). 97

Figura 6.22. Diagrama de flujo del modelo EPOLLS para el cálculo del desplazamiento horizontal promedio (Avg-Hor) en metros (Rauch y Martin, 2000) 99

Figura 6.23. Discretización de la malla de elementos finitos sección Decepaz 102

Figura 6.24. Distribución de presión de poros para tiempo t = 24seg del sismo de México en la sección Decepaz 103

Figura 6.25. Variación de la presión de poros con el tiempo para el sismo de Italia en algunos elementos de la sección Decepaz 104

Figura 6.26. Distribución de la magnitud y dirección de los desplazamientos para t = 24seg del sismo de México en la sección Decepaz 104

Figura 6.27. Discretización de la malla de elementos finitos sección de Navarro 106

Figura 6.28. Variación de la presión de poros con el tiempo para el sismo de Chile en algunos elementos de la sección de Navarro 106

Figura 6.29. Variación de los desplazamientos con el tiempo para el sismo de Chile en algunos elementos de la sección de Navarro 107

Figura 6.30. Daño en las vías de Seatle, sismo en la costa Noroeste. Febrero 28 de 2001. Magnitud 6.8 108

Figura 6.31. Daños registrados por el sismo de Izmit en Turquía (1999) 108

Figura 6.32. Esquema de la técnica de vibrocompactación 111

Figura 6.33. Esquema de la técnica de vibroflotación 111

Figura 6.34. Esquema de la técnica de vibrodesplazamiento. 112

Figura 6.35. Técnica del "Jet Grout" 113

Figura 7.1. Zonificación de respuesta sísmica de la Ciudad de Cali 116

Figura 7.2. Espectros uniformes de amenaza en roca y espectro de diseño establecido para la microzona 1 117

Figura 7.3. Espectros calculados por los modelos y espectro de diseño establecido para la microzona2 119

Figura 7.4. Espectros calculados por los modelos y espectro de diseño establecido para la microzona3 120

Figura 7.5. Espectros calculados por los modelos y espectro de diseño establecido para la microzona4A 121

Figura 7.6. Espectros calculados por los modelos y espectro de diseño establecido para la microzona4B 122

Figura 7.7. Espectros calculados por los modelos y espectro de diseño establecido para la microzona4C 123

Figura 7.8. Espectros calculados por los modelos y espectro de diseño establecido para la microzona4D 124

Figura 7.9. Espectros calculados por los modelos y espectro de diseño establecido para la microzona4E 125

Figura 7.10. Espectros calculados por los modelos y espectro de diseño establecido para la microzona 5. 126

Figura 7.11. Espectros calculados por los modelos y espectro de diseño establecido para la microzona 6. 128

Figura 7.12. Representación esquemática para la construcción del espectro de diseño. 129

Figura 7.13. Espectros tripartitas de diseño para las microzonas establecidas 130

Figura 7.14. Espectros tripartitas de diseño para las microzonas establecidas (Continuación) 131

Figura 7.15. Espectros de diseño en términos de aceleración espectral 132

Figura 7.16. Espectros tripartitas de diseño mínimos para las microzonas establecidas 134

Figura 7.17. Espectros tripartitas de diseño mínimos para las microzonas establecidas (Continuación) 135

Figura 7.18. Espectros de diseño mínimos en términos de aceleración espectral 136

Nota: Figura No. 6.20 anexa

LISTA DE TABLAS

Tabla 4.1. Características de las Perforaciones realizadas en Cali. 21
Tabla 4.2. Relación de Sondeos con Piezocono realizados en Cali. 22
Tabla 4.3. Relación de Pruebas de Down Hole realizadas en Cali. 23
Tabla 4.4. Materiales Típicos Arcillosos....23
Tabla 4.5. Propiedades promedio de los materiales arcillosos....24
Tabla 4.6. Materiales Típicos Limosos....24
Tabla 4.7. Propiedades promedio de los materiales limosos....25
Tabla 4.8. Materiales Tipicos Arenosos....25
Tabla 4.9. Propiedades promedio de los materiales arenosos....25
Tabla 4.10. Materiales Típicos Gravosos....26
Tabla 4.11. Propiedades promedio de los materiales gravosos....26
Tabla 4.12. Material Típico Orgánico....26
Tabla 4.13. Propiedades promedio de los materiales orgánicos....26
Tabla 4.14. Características generales de las Zonas Geotécnicas....27
Tabla 4.15. Parámetros hiperbólicos para materiales Finos....31
Tabla 4.16. Parámetros hiperbólicos para materiales Granulares....32
Tabla 4.17. Valores de degradación del Módulo para materiales Finos....33
Tabla 4.18. Valores de Amortiguamiento para materiales Finos....34
Tabla 4.19. Valores de degradación del Módulo para materiales Granulares....35
Tabla 4.20. Valores de Amortiguamiento para materiales Granulares....36
Tabla 4.21. Parámetros del modelo hiperbólico extendido para varios tipos de suelos de Cali....39
Tabla 4.22. Valores Estadísticos de la Velocidad de Onda Cortante Vs en m/s para Arcillas....44
Tabla 4.23. Valores Estadísticos de la Velocidad de Onda Cortante Vs en m/s para Limos....45
Tabla 4.24. Valores Estadísticos de la Velocidad de Onda Cortante Vs en m/s para Arenas....45
Tabla 4.25. Valores Estadísticos de la Velocidad de Onda Cortante Vs en m/s para Gravas....45
Tabla 4.26. Características de los perfiles promedio seleccionados para la modelación de la respuesta sísmica....50
Tabla 5.1. Señales consideradas para propósitos de Calibración de los Modelos....55
Tabla 5.2. Señales de Diseño seleccionadas para propósitos de Modelación....56
Tabla 5.3. Sitios donde se realizó calibración de modelos unidimensionales de respuesta sísmica....56
Tabla 5.4. Señales de diseño seleccionadas para las modelaciones de respuesta sísmica. 63
Tabla 5.5. Estimación de la amplificaciónlos causadas por obstáculos topográficos....69
Tabla 6.1. Estimación de daños por licuación (agrietamientos) en el sector de Navarro....85

Tabla 6.2. Parámetros según el modelo de Nishi para la evaluación de licuación de un caso típico en el sector de Navarro....87

Tabla 6.3. Rango de valores del modelo de Barlett y Youd (1992)....95

Tabla 6.4. Fuentes utilizadas para el análisis semi-empírico de corrimiento lateral....96

Tabla 6.5. Desplazamientos horizontales del terreno en la sección de Navarro calculado por el método de Youd y Bartlett (2002)....98

Tabla 6.6. Desplazamientos horizontales del terreno en la sección Decepaz calculados por el método de Youd y Bartlett (2002)....98

Tabla 6.7. Resultados de desplazamiento promedio (m) en la sección de Navarro por el método EPOLLS....100

Tabla 6.8. Resultados de desplazamiento promedio (m) en la sección Decepaz por el método EPOLLS....100

Tabla 7.1. Microzonas de respuesta sísmica identificadas en la Ciudad de Cali....115

Tabla 7.2. Parámetros de control para la construcción de los espectros de diseño establecidos....129

Tabla 7.3. Parámetros de control para la construcción de los espectros de diseño mínimos....133

Tabla 8.1. Correlación entre zonas de respuesta sísmica, zonas geotécnicas y unidades geológicas superficiales....140

LISTA DE ANEXOS

ANEXO 1. Daños por sismos históricos.

ANEXO 2. Curvas de degradación y amortiguamiento.

ANEXO 3. Modelos de respuesta.

ANEXO 4. Espectros de respuesta.

CAPITULO 1

INTRODUCCIÓN

La microzonificación sísmica permite dividir el territorio de la ciudad en zonas caracterizadas por un comportamiento dinámico específico, definiendo para cada una de ellas el espectro de respuesta, los parámetros espectrales y las condiciones especiales presentes que deben considerarse para el diseño y construcción de obras civiles sismo resistentes. Es indudable que los espectros de diseño recomendados en el presente estudio tendrán grandes repercusiones sociales, económicas y técnicas en las construcciones futuras de la ciudad de Cali. Teniendo esto presente, INGEOMINAS no escatimó esfuerzos en investigar en profundidad aspectos neotectónicos, geológicos, geofísicos, sísmicos y geotécnicos, entre otros, con el fin de establecer espectros de diseño acordes con las condiciones sismotectónicas regionales y las características locales del subsuelo bajo la ciudad.

Este informe, realizado para el Proyecto Microzonificación Sísmica de Santiago de Cali (MZSCali) en el marco del Convenio INGEOMINAS - DAGMA, presenta las labores y los análisis realizados para la evaluación de la respuesta sísmica local, así como los aspectos conceptuales y metodológicos empleados para definir la microzonificación sísmica de la ciudad, constituyéndose en un avance importante en el conocimiento sísmico de la ciudad, sin embargo, la gran envergadura y limitaciones de un proyecto de esta naturaleza no permite conocer en su totalidad los aspectos antes mencionados, abriendo nuevos horizontes de investigación necesarios de continuar.

Al final del informe se dan una serie de recomendaciones tendientes a mejorar dicho conocimiento y que se encuentran fuera de los alcances del presente estudio, no obstante el grupo técnico de INGEOMINAS abordó puntualmente con el fin de intentar predecir el comportamiento de los suelos de la llanura aluvial y el fenómeno de corrimiento lateral, entre otros.

1.1 ANTECEDENTES

La Región del Suroccidente Colombiano es considerada en el ámbito global como altamente propensa a la actividad sísmica, por cuanto está afectada por un complejo sistema de fuerzas derivadas de la interacción de las placas tectónicas. De acuerdo con el "Estudio General de la Amenaza Sísmica de Colombia" realizado por la Asociación de Ingeniería Sísmica (AIS), Universidad de los Andes e INGEOMINAS, la ciudad de Cali se localiza en una zona de amenaza sísmica alta. Adicionalmente a lo anterior, las características geológicas y geotécnicas del subsuelo sobre el cual se ha construido, hacen que el comportamiento del suelo ante la posible ocurrencia de un sismo sea complejo, causando daños a la infraestructura e invaluables efectos en la comunidad.

A manera de ilustrar dicha actividad sísmica y sus efectos sobre la ciudad, se han integrado los resultados de las investigaciones de sismicidad histórica, realizada por la Universidad del Valle, en cuanto a la documentación de efectos en la ciudad (ver informe No.1.4, Subproyecto de Sismotectónica, Proyecto MZSCali, 2005), con la información del crecimiento histórico urbano de la misma (ver informe No.2.3, Subproyecto de Geología, Proyecto

MZSCali, 2005). Así, la localización de los reportes de daños históricos para cada uno de los sismos considerados, fue interpretada y llevada cuidadosamente a la cartografía básica implementada por el Proyecto MZSCali (Fuente: Planeación Municipal - CVC, 2000; ver informe No.6.2, Subproyecto de Cartografía, Proyecto MZSCali, 2005), la cual fue cruzada mediante el SIG con el perímetro urbano histórico más cercano a la fecha del evento. Este ejercicio se realizó para los sismos en que se documentó daños en la ciudad de Cali, estos son:

- Sismo de Marzo de 1566
- Sismo de Julio 9 de 1766
- Sismo de Mayo 15 de 1885
- Sismo de Enero 31 de 1906
- Sismo de Enero 19 de 1958
- Sismo de Julio 30 de 1962
- Sismo de Febrero 9 de 1967
- Sismo de Noviembre 23 de 1979
- Sismo de Noviembre 19 de 1991
- Sismo de Febrero 8 de 1995

Igualmente, los perímetros urbanos correspondientes a periodos de tiempo histórico fueron documentados, interpretados y georreferenciados por medio del SIG dentro de la base cartográfica implementada. Los perímetros considerados son (ver informe No.2.3, Subproyecto de Geología, Proyecto MZSCali, 2005):

- Perímetro 1536 - 1780
- Perímetro 1870 - 1884
- Perímetro 1884 - 1910
- Perímetro 1900 - 1940
- Perímetro 1940 - 1950
- Perímetro 1950 - 1960
- Perímetro 1960 - 1970
- Perímetro 1980
- Perímetro 2000

Lo anterior permite visualizar, con respecto a la cartografía básica utilizada en este estudio (Fuente: Planeación Municipal - CVC, 2000), algunos sectores en la ciudad que han sufrido daños recurrentes, como en el sector medio del abanico del río Cali en su costado oriental, en el sector de Cañaveralejo, en zonas aledañas a la Planta de Puerto Mallarino y en el centro histórico de la ciudad, entre otros (Anexo1).

1.2 OBJETIVOS

Con base en los resultados de las Investigaciones de los Subproyectos de Sismotectónica, Geología, Geofísica y Geotecnia, así como de los resultados de las mediciones de microtremores y de la Red de Acelerógrafos de Cali (RAC), los objetivos del presente informe son los siguientes:

- Definir y caracterizar las microzonas sísmicas presentes en la ciudad de Cali.
- Establecer los parámetros y espectros de diseño sismorresistente.

- Evaluar los efectos locales que podrían presentarse debidos a la respuesta sísmica del suelo (potencial de licuación, efectos topográficos, amplificaciones).
- Estimar de forma indicativa y preliminar la posible ocurrencia del corrimiento lateral hacia el río Cauca en sectores aledaños al jarillón.

1.3 ALCANCES Y LIMITACIONES

El alcance del estudio está estrechamente relacionado con el objetivo general propuesto por el Proyecto de MZSCali, la escala de trabajo y las áreas de estudio, que corresponden a 121 Km^2 de perímetro urbano, 18 Km^2 de áreas de expansión y 17.5 Km^2 de régimen diferido. Lo anterior implica una aproximación semidetallada de los aspectos geotécnicos que caracterizan el subsuelo de la ciudad de Cali, la cual está limitada a la información disponible de estudios de suelos realizados en la ciudad (su distribución, cantidad y calidad de exploración), de la exploración del subsuelo realizada por el Proyecto (Geología, Geofísica, Geotecnia) y de los resultados de los ensayos de campo y laboratorio ejecutados. Por lo tanto, se enfatiza que el alcance del mapa de microzonificación sísmica es entregar los espectros de diseño para las diferentes zonas identificadas, base para reglamentar su aplicación en el diseño y construcción de obras civiles.

1.4 METODOLOGÍA

Como es de conocimiento general, las condiciones locales se ven fuertemente influenciadas por importantes características tales como: la amplitud, contenido frecuencial y duración del movimiento fuerte. Este comportamiento dependerá también de la geometría y propiedades mecánicas de los materiales subsuperficiales. El efecto local es la última etapa donde se realizan los análisis y modelamiento de la respuesta dinámica de los depósitos de suelo ante uno o varios eventos sísmicos. Este documento trata los aspectos metodológicos, conceptuales y resultados obtenidos de la microzonificación sísmica, referida en este caso en particular a la ciudad de Cali.

La metodología utilizada se ilustra en la **Figura 1.1**, donde se observa que este informe corresponde al resultado integral y multidisciplinario de los diferentes aportes logrados en cada una de las temáticas desarrolladas en el proyecto.

El fin de las investigaciones locales es concebir un modelo geológico – geofísico – geotécnico de los materiales (Rocas y Suelos) presentes bajo el área de estudio, el cual es de gran utilidad en los análisis y modelamientos de respuesta sísmica y de efectos locales, ya que incorpora de manera implícita aspectos como estratigrafía, tipos de materiales, geometría, profundidad del depósito, características geológicas, periodos de vibración, anomalías residuales, características geofísicas, propiedades geomecánicas y dinámicas de los suelos, entre otros.

Así, se construyeron perfiles estratigráficos y secciones geotécnicas utilizados para realizar modelos uni y bidimensionales generalizados, con los cuales se establece el comportamiento de la respuesta sísmica del subsuelo cuando éste es sometido a un tren de ondas definido.

Para definir de manera confiable los espectros de diseño fue necesario utilizar distintos métodos de análisis debido a la complejidad del área de estudio. Finalmente, para concebir el objetivo propuesto se realizaron las siguientes actividades:

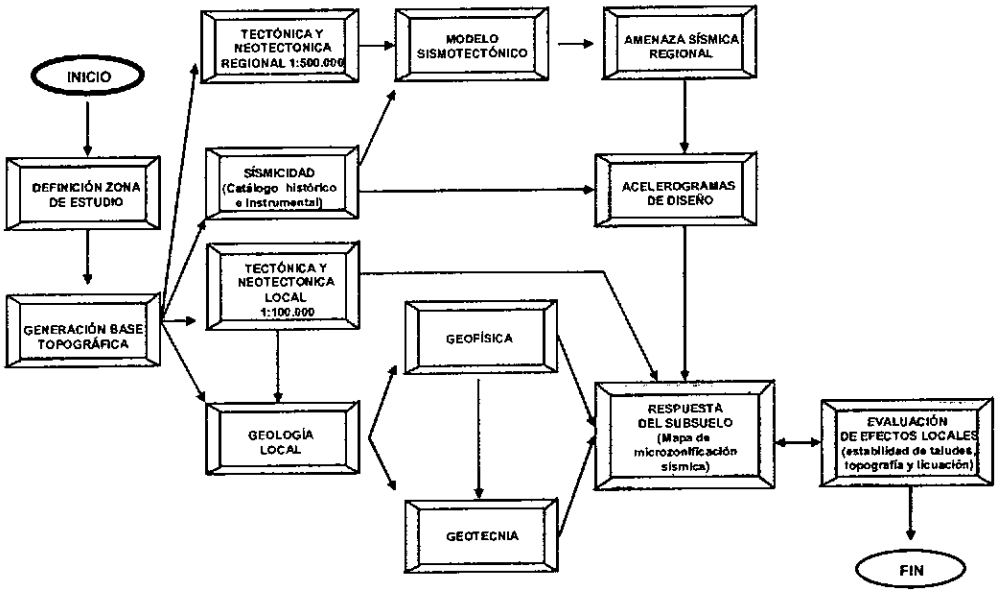


Figura 1.1. Proceso metodológico general para la Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Santiago de Cali (INGEOMINAS, 2003 - 2005)

a) Selección de métodos de análisis de respuesta sísmica
b) Estudio de modelos constitutivos mas apropiados para dichos métodos
c) Caracterización dinámica de los depósitos y elaboración de perfiles de análisis
d) Calibración de los modelos con base en registros reales
e) Modelación unidimensional y bidimensional
f) Evaluación de efectos locales (licuación, topografía y corrimiento lateral)
g) Síntesis de resultados (Mapa de Microzonificación Sísmica)

CAPITULO 2

MODELOS DE ANÁLISIS PARA EVALUAR LA RESPUESTA SÍSMICA

2.1 INTRODUCCIÓN

Existen básicamente tres formulaciones para analizar la respuesta de sitio, las cuales según Ledesma and Lloret, 1997, se pueden categorizar como:

a) Formulación desacoplada en tensiones totales:

   Método lineal equivalente - tensiones totales.

   Método lineal equivalente - generación y disipación de presiones de poros.

b) Formulación semi-acoplada en tensiones efectivas.

c) Formulación acoplada en tensiones efectivas.

A continuación se presenta una breve descripción de cada una de estas.

2.2 FORMULACIÓN DESACOPLADA EN TENSIONES TOTALES

Dentro de la formulación desacoplada se distinguen dos formulaciones, en primer lugar el método lineal equivalente, y en segundo lugar el método lineal equivalente con generación y disipación de presiones de poros.

2.2.1 Método Lineal Equivalente

Este método de análisis ha sido ampliamente utilizado en programas tales como el SHAKE, QUAD-4, LUSH y FLUSH. La hipótesis fundamental del método lineal equivalente, es que la respuesta no lineal puede ser aproximada de manera satisfactoria por un modelo lineal elástico amortiguado si las propiedades del modelo son escogidas apropiadamente. Las propiedades esfuerzo-deformación, son definidas por un par de curvas que representan la degradación del módulo de corte secante con la deformación y la variación del amortiguamiento con la deformación.

Debido a que al inicio de los cálculos el nivel de deformaciones no es conocido, se acostumbra utilizar un nivel de deformaciones correspondiente al 60% del máximo valor.

2.2.2 Método Lineal Equivalente con Generación / Disipación de presión de poros

Debido a que el método lineal equivalente no es directamente aplicable a suelos saturados, se acostumbra acoplar los cálculos numéricos con los resultados de ensayos triaxiales cíclicos no drenados donde se presentó licuación (Seed and Idriss, 1982a). El procedimiento consiste básicamente en determinar la historia de tensiones de corte en el tiempo, para

diferentes puntos del sistema, asumiendo para ello una condición no drenada. Posteriormente, la historia de tensiones de corte en un punto determinado del sistema es convertida a un número equivalente de tensiones de corte cíclicas (Neq); y comparada con las tensiones de corte cíclicas requerida para causar licuación en muestras de laboratorio, esto para las mismas condiciones de tensiones iniciales encontrada en el campo. Estos resultados son utilizados para considerar la estabilidad de taludes y presas, o para encontrar la susceptibilidad a la licuación de un depósito arenoso.

Desafortunadamente, la técnica propuesta por Seed presenta las siguientes incertidumbres, las cuales deberán ser tenidas en cuenta al utilizar esta metodología:

a) En primer lugar el método trabaja en tensiones totales y los parámetros de laboratorio se obtienen en términos de tensiones efectivas; por tanto, una escogencia del módulo en condición drenada, puede conducir a falsas trayectorias de tensiones en la masa de suelo, y por tanto, la historia de tensiones de corte no será válida. Esto desde luego afectará la obtención del número de ciclos equivalentes requeridos para causar licuación.
b) En segundo lugar, la anterior limitación conduce a que este método no está en capacidad de predecir adecuadamente las deformaciones que experimentará el terreno.

2.3 FORMULACIÓN SEMI-ACOPLADA

Esta formulación es bastante similar a la formulación desacoplada. El método parte de las siguientes hipótesis:

Ecuación de equilibrio:

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + b_i = \rho \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} + c \frac{\partial u_i}{\partial t}$$

Ley constitutiva:

$$d\sigma' = D d\varepsilon$$

Generación de presiones intersticiales:

$$dP_w = f(\sigma, \varepsilon)$$

DESRA y TARA son los más representativos códigos de elementos finitos que se han desarrollado en la formulación semi-acoplada. Se diferencia del modelo anterior, en el uso de una ecuación constitutiva no lineal, variando el módulo Bulk y el módulo de Corte en cada incremento de carga, obteniéndose de esta manera resultados aceptables. La principal mejora en esta formulación es el acoplamiento entre el incremento de presiones intersticiales a las ecuaciones no lineales del movimiento.

Tanto DESRA como TARA incluyen un modelo semi empírico para la generación de presiones intersticiales, el cual relaciona la presión intersticial con los cambios volumétricos en condición no drenada. En esta formulación la deformación volumétrica es calculada a partir tanto de la deformación volumétrica total como de la deformación de corte aplicada.

El modelo permite calcular el incremento en las presiones intersticiales, para lo cual incorpora siete parámetros, que son obtenidos a partir de ensayos de corte cíclico simple y ensayos de consolidación. El incremento en presión de poros generada durante cada incremento de carga, es utilizada para calcular la tensión efectiva, la cual a su vez es utilizada en la siguiente iteración para actualizar el módulo elástico; con el fin de poder modelar el proceso de disipación de presión de poros, después del sismo los programas utilizan un mecanismo de difusión unidimensional.

Otro programa semi-acoplado similar es el FEAP-CS, el cual está basado en el método de las deformaciones residuales (RSM - residual strain method), descrito por Stamatopoulos (Stamatopoulos et al., 1991), y propuesto inicialmente por Bouckovalas (Bouckovalas et al., 1986), con el fin de analizar el comportamiento de plataformas marinas cimentadas en arenas. El método utiliza las deformaciones residuales (RSM), para predecirlas deformaciones permanentes del terreno, así como la presión de poros durante un sismo; la hipótesis básica del modelo es que las deformaciones residuales pueden ser divididas en dos componentes: una deformación causada por una redistribución promedio de tensiones y aquella causada por la carga cíclica alrededor de una tensión constante promedio.

En conclusión, la formulación semi-acoplada es muy similar a la formulación desacoplada en tensiones totales, pero utilizan una ecuación constitutiva no lineal, las cuales son acopladas indirectamente con mecanismos que permiten calcular la generación y disipación de presión de poros. Esta formulación presenta las siguientes limitaciones:

a) En primer lugar, el procedimiento para escoger el modelo de generación de presión de poros, no se realiza de una manera consistente, sino que se realiza por tanteos (prueba y error), lo cual demanda tener un gran conocimiento en el uso del modelo.

b) En segundo lugar, la metodología es basada en análisis elásticos no lineales, el cual no contiene suficiente disipación histerética durante los procesos de carga y descarga.

c) En tercer lugar, debido a que la formulación semi-acoplada son acoplados a nivel global, pero no a nivel de las ecuaciones diferenciales, esta formulación es incapaz de simular la correcta tendencia de la disipación de presión de poros a pesar de utilizar un mecanismo de difusión unidimensional.

d) En cuarto lugar, debido a que la simulación de la disipación del exceso de presión de poros es pobre, la historia temporal de desplazamientos también es incorrecta, especialmente en lo concerniente a los desplazamientos verticales.

e) Finalmente, debido a que el módulo de corte depende de la tensión de confinamiento y es por tanto variable durante el análisis, el carecer de una correcta disipación de presión de poros, puede originar un retraso en la recuperación de la tensión efectiva, lo cual puede afectar la historia de aceleraciones.

2.4 FORMULACIÓN ACOPLADA

Esta formulación se basa en la solución de las ecuaciones de Biot, sobre propagación de ondas en un medio elástico saturado. La primera formulación numérica de las ecuaciones de

Biot, fué propuesta por Ghaboussi (Ghabousi and Wilson, 1972), cuya forma algebraica tenía la siguiente forma:

$$\begin{bmatrix} M_s & M_c \\ M_c^T & M_f \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{w} \end{bmatrix}+\begin{bmatrix} D & 0 \\ 0 & H \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \dot{u} \\ \dot{w} \end{bmatrix}+\begin{bmatrix} K & C \\ C^T & E \end{bmatrix}\begin{bmatrix} u \\ w \end{bmatrix}=\begin{bmatrix} F \\ G \end{bmatrix}$$

Siendo u, w los desplazamientos de las partículas sólidas y del fluido; K, E las matrices de rigidez de las partículas sólidas y del fluido; C es una matriz de acoplamiento; M_s, M_f representan las matrices de masa del sólido y del fluido; mientras que M_c corresponde a la matriz de masa de acoplamiento. Las matrices de amortiguamiento viscoso son D y H, mientras que F y G son las fuerzas aplicadas al sólido y fluido respectivamente.

Posteriormente, Zienkiewicz (Zienkiewicz and Shiomi, 1984), introduce una modificación de las variables dada por:

$$U = u + \frac{w}{n}$$

Donde n es la porosidad del material. A partir de esta modificación Zienkiewicz propone la conocida formulación u-p-U, en la que p corresponde a la presión de poros, presentando la siguiente forma:

$$\begin{bmatrix} M_s & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & M_f \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{p} \\ \ddot{U} \end{bmatrix}+\begin{bmatrix} C_1 & 0 & -C_2 \\ 0 & 0 & 0 \\ -C_2^T & 0 & C_3 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \dot{u} \\ \dot{p} \\ \dot{U} \end{bmatrix}+\begin{bmatrix} K & -G_1 & 0 \\ -G_1^T & p & -G_2^T \\ 0 & -G_2 & 0 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} u \\ p \\ U \end{bmatrix}=\begin{bmatrix} f_s \\ f_p \\ f_f \end{bmatrix}$$

A la anterior formulación, Zienkiewicz (Zienkiewicz and Shiomi, 1984), propone despreciar la aceleración del fluido, obteniendo de esta forma la formulación u-p, la cual está dado por la siguiente expresión:

$$\begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{p} \end{bmatrix}+\begin{bmatrix} C & 0 \\ 0 & S \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \dot{u} \\ \dot{p} \end{bmatrix}+\begin{bmatrix} K & -Q^T \\ 0 & H \end{bmatrix}\begin{bmatrix} u \\ p \end{bmatrix}=\begin{bmatrix} f_s \\ f_p \end{bmatrix}$$

En esta formulación es que están basadas las simulaciones que se realizarán para la Microzonificación Sísmica de Cali, para lo cual se utilizará el programa de elementos finitos Soldyna (Soil Dynamic Analisys), desarrollado por García (García Núñez, 2005).

Finalmente, si se asume la incompresibilidad del fluido y eliminando p, de la formulación u-p-U, se obtiene la formulación u-U, la que se puede representar de dos formas:

En primer lugar la propuesta por Prevost (Prevost, 1985), la cual tiene la siguiente expresión:

$$\begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_w \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{U} \end{bmatrix}+\begin{bmatrix} Z & -Z \\ Z^T & Z \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \dot{u} \\ \dot{U} \end{bmatrix}+\begin{bmatrix} K & -Q^T \\ 0 & H \end{bmatrix}\begin{bmatrix} u \\ U \end{bmatrix}=\begin{bmatrix} f_s \\ f_U \end{bmatrix}$$

En segundo lugar, la propuesta de Zienkiewicz (Zienkiewicz and Shiomi, 1984):

$$\begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_f \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{U} \end{bmatrix}+\begin{bmatrix} C_1+K_1 & -C_2+K_2 \\ -C_2^T+K_2^T & C_3+K_3 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \dot{u} \\ \dot{U} \end{bmatrix}+\begin{bmatrix} K & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} u \\ U \end{bmatrix}=\begin{bmatrix} f_u \\ f_U \end{bmatrix}$$

Un resumen interesante de las anteriores formulaciones, en la que se analizan aspectos tales como la estrategia de solución, tipo de elemento, ecuación constitutiva, integración de la ecuación constitutiva, hipótesis de la matriz de masa y amortiguamiento externo, es presentada por Smith (Smith, 1994), en el Proyecto VELACS.

Finalmente, es importante destacar los resultados obtenidos por Arulanandan (Arulanandan et al., 1997), en la cual el autor realiza una comparación entre DYSAC2 (tensiones efectivas - acoplado) y el SHAKE (tensiones totales), a raíz del sísmo de Loma Prieta, que ocasiono daños importantes en el Distrito de Marina (San Fransisco). El autor concluye que la pérdida de rigidez ocasionada por el incremento en la presión de poros no se considera directamente en el SHAKE, por lo que su aplicación es limitada a sistemas donde no se generen presiones de poros significativas durante el movimiento sísmico. Finalmente, los autores encuentran que en los diferentes sitios analizados para el Distrito de Marina las aceleraciones espectrales máximas calculadas mediante el SHAKE son mayores a las medidas y obtenidas mediante DYSAC2. Además, los periodos para los cuales el SHAKE define las aceleraciones espectrales máximas no coinciden con lo observado en campo.

CAPITULO 3

MODELOS CONSTITUTIVOS PARA EVALUAR LA RESPUESTA SÍSMICA

3.1 ANTECEDENTES

Existe en la actualidad una gran variedad de modelos, que han sido propuestos recientemente para caracterizar las propiedades esfuerzo - deformación de los suelos. Todos estos modelos presentan ciertas ventajas y limitaciones que los orientan a aplicaciones particulares. Es por esto, que la ley de Hooke ha sido utilizada sucesivamente en mecánica de suelos para describir las propiedades generales de los suelos en condiciones de carga lejos de rotura, mientras que la ley de Mohr-Coulomb, da una buena predicción del comportamiento del suelo en condiciones cercanas a la resistencia última. Esto se debe a que el flujo plástico para este nivel de cargas últimas domina el comportamiento, mientras que las propiedades elásticas son relativamente de menor importancia.

En general, el criterio para evaluar un modelo deber ser siempre el de considerar el balance entre los requerimientos de rigor desde el punto de vista de la mecánica del continuo, los requerimientos reales de representar las propiedades del suelo desde el punto de vista experimental, así como los requerimientos de simplicidad en la aplicación desde el punto de vista computacional.

Dentro de estos modelos, se caracterizan por su carácter histórico y pionero, los trabajos de Drucker y Prager (1952), quienes intentaron modelar el comportamiento plástico de los suelos en el marco de la plasticidad clásica. Posteriormente, el grupo de Cambridge (Roscoe, 1958), desarrolla la teoría de estado crítico la cual provee las bases para entender y modelar el comportamiento de suelos granulares y suelos blandos en condiciones drenadas y no drenadas y destierra finalmente la afirmación de Terzaghi y Hvorslev acerca de la existencia de cohesión verdadera en suelos sobreconsolidados. Desafortunadamente los modelos del estado crítico desarrollados por el grupo de Cambridge (Roscoe, 1958), (Roscoe, 1968) no pueden simular las presiones de poros y las deformaciones permanentes generadas por la carga cíclica (Carter, 1982).

En las dos últimas décadas se ha producido un avance importante en el desarrollo de modelos elasto-plásticos cada vez más complejos con la capacidad de modelar el efecto de la carga cíclica, manteniendo algunas de las características de la plasticidad clásica. Una descripción detallada del desarrollo de estos modelos se encuentra en un reporte de Pande & Zienkiewicz en 1982, sobre ecuaciones constitutivas preparada para la XI Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. Posteriormente, se desarrollan nuevos eventos como el Simposio Internacional sobre Modelos Numéricos en Geomecánica, y la Segunda Conferencia Internacional sobre Leyes Constitutivas para Materiales de Ingeniería, en la que se presentan nuevas ecuaciones constitutivas.

En las secciones siguientes, se presentará una breve descripción de los principales modelos constitutivos utilizados en los análisis de efectos locales y licuación.

3.2 LINEAL EQUIVALENTE

Uno de los modelos constitutivos más sencillos y ampliamente utilizados en los métodos de modelación desacoplada es el Lineal Equivalente. En este la respuesta dinámica del suelo producida por las acciones sísmicas se puede evaluar mediante dos parámetros: el módulo de corte y la relación de amortiguamiento, los cuales son dependientes de la deformación cortante cíclica, γ.

El modulo de corte es normalmente definido como la pendiente de la línea secante que conecta el punto extremo del ciclo de histéresis para una deformación cortante, como se muestra en la **Figura 3.1**.

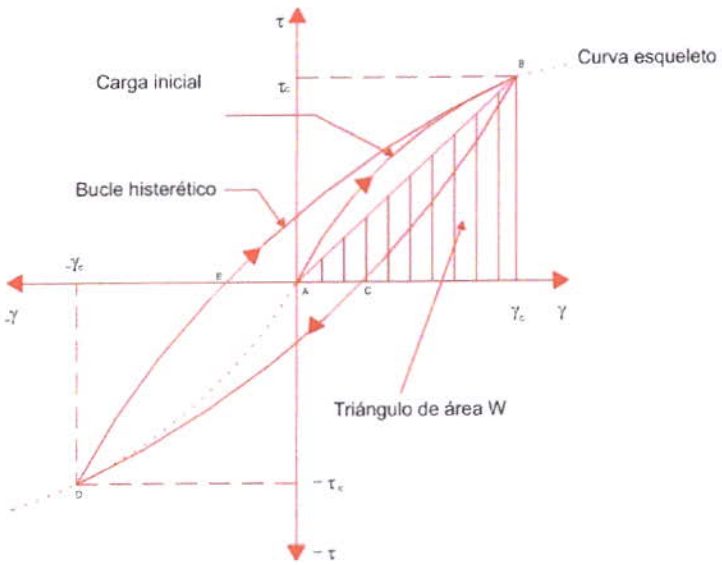


Figura 3.1. Histéresis Esfuerzo-Deformación para diferentes amplitudes de deformación.

La relación de amortiguamiento D, es calculada a partir de la energía disipada, W_D, versus la energía de deformación elástica, W_S, y puede ser calculada con la siguiente ecuación:

$$D = \frac{W_D}{4\pi W_S} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{A_{Loop}}{G\gamma^2}$$

Donde A_{Loop} es el área interior del ciclo de histéresis y W_S es el área del triangulo achurado de la **Figura 3.1**. A medida que la amplitud de la deformación cortante se incrementa, la relación de amortiguamiento aumenta.

Para obtener estos parámetros se realizan pruebas Triaxiales Cíclicas, donde el ciclo histerético es similar al de la **Figura 3.1**, pero en términos del esfuerzo desviador, σ_d, versus la deformación axial, ε. La pendiente de la línea secante que conecta el punto extremo del ciclo de histéresis es el modulo de elasticidad, E, el cual esta dado por la siguiente expresión:

$$E = \frac{\sigma_d}{\varepsilon}$$

Luego el modulo de corte y la deformación cortante se pueden calcular como:

$$\gamma = (1+\mu)\cdot\varepsilon \qquad G = \frac{E}{2\cdot(1+\mu)}$$

Donde μ es la relación de Poisson, que se asume como 0.5 que corresponde al caso incompresible, válido en muestras saturadas en condición no drenada.

Para los niveles muy bajos de deformación cortante (menores de 10^{-4}%), el modulo de corte y la relación de amortiguamiento se mantienen constantes, y el modulo cortante corresponde al máximo valor G_{max}. La mejor manera para determinar el G_{max} es mediante pruebas in situ en la que se mide la velocidad de onda de corte Vs, luego el modulo puede ser calculado de la siguiente manera:

$$G_{\max} = \rho \cdot V_S^2$$

Donde ρ es la densidad del material.

La manera de representar este modelo constitutivo es mediante las llamadas curvas de degradación del módulo de corte y amortiguamiento tal como se ilustra en la **Figura 3.2**. A continuación se presenta una descripción general de los tres modelos empleados para ajustar las curvas obtenidas de los ensayos de laboratorio realizados en el presente estudio (ver informe No.4, Subproyecto de Geotecnia, Proyecto MZSCali, 2005):

3.2.1 Modelo Hiperbólico

El modelo hiperbólico definido por Hardin and Drnevich, (1972) ajusta la curva esqueleto (ver **Figura 3.1**) a una expresión de forma hiperbólica, cuyos parámetros que la definan se obtienen a partir de los resultados de laboratorio, según la siguiente expresión:

$$G = \frac{G_o}{1+\gamma/\gamma_r}$$

Donde

$$\gamma_r = \frac{\tau_{\max}}{G_o}$$

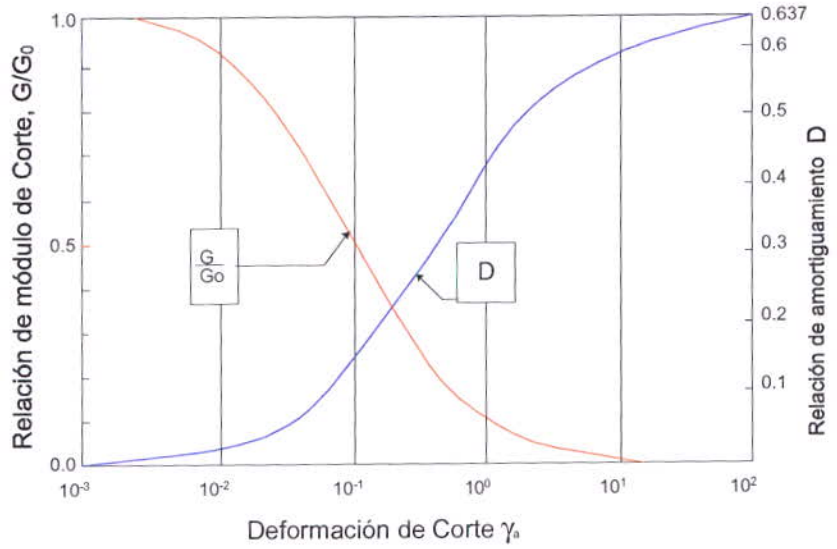


Figura 3.2. Curva de degradación del modulo de corte y amortiguamiento.

El modulo máximo cortante de la muestra (G_o) y el esfuerzo cortante máximo (τ_{max}) se obtienen por regresión de los datos del diagrama transformado τ/γ Vs γ.

El amortiguamiento se define mediante la siguiente expresión:

$$D = D\max\left[1-\left(\frac{G}{Go}\right)\right]$$

Donde Dmax corresponde al amortiguamiento máximo para una deformación cortante del 1% en ensayos triaxiales cíclicos.

3.2.2 Modelo Ishibashi y Zhang

Las ecuaciones empíricas, propuestas por Ishibashi y Zhang (1993), fueron calculadas a partir de una serie de ensayos cíclicos realizados a materiales arenosos y finos, obteniendo las siguientes expresiones:

$$\frac{G}{G_{\max}} = K(\gamma, I_P)(\sigma_0')^{m(\gamma,I_P)-m_o}$$

Donde:

Ip : índice de plasticidad

σ'_0 : esfuerzo octaédrico efectivo

$$K(\gamma, I_P) = 0.5\left\{1 + Tanh\left[\ln\left(\frac{0.000102 + n(I_P)}{\gamma}\right)^{0.492}\right]\right\}$$

$$m(\gamma, I_P) - m_o = 0.272\left\{1 - \tanh\left[\ln\left(\frac{0.000556}{\gamma}\right)^{0.4}\right]\right\}\exp\left(-0.0145 I_P^{1.3}\right)$$

$$n(I_P) = \begin{Bmatrix} 0.0 & I_P = 0 \\ 3.37x10^{-6} I_P^{1.404} & 0 < I_P \le 15 \\ 7.0x10^{-7} I_P^{1.975} & 15 < I_P \le 70 \\ 2.7x10^{-5} I_P^{1.115} & I_P > 70 \end{Bmatrix}$$

El amortiguamiento se calcula según la siguiente expresión:

$$D = D\max \frac{1 + \exp\left(-0.0145 I_P^{1.3}\right)}{2}\left[0.586\left(\frac{G}{G\max}\right)^2 - 1.547\frac{G}{G_{\max}} + 1\right]$$

Donde el Dmax corresponde al amortiguamiento máximo para una deformación cortante del 1% en ensayos triaxiales cíclicos. Estas ecuaciones están en función del índice de plasticidad y del esfuerzo octaédrico del material en KPa.

3.2.3 Modelo Hiperbólico Extendido

Esta versión del modelo lineal equivalente es propuesta por Matasovic (1983) según la siguiente expresión:

$$\tau = \frac{G_o\gamma}{1 + \beta\left(\frac{G_o}{\tau_{\max}}\gamma\right)^s} = \frac{G_o\gamma}{1 + \beta\left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^s}$$

Donde:

τ : Esfuerzo cortante

G_o : Modulo cortante inicial

γ : Deformación cortante

$\tau_{\max}$: Esfuerzo cortante a aproximadamente el 1% de deformación cortante

$\gamma_r = \tau_{\max}/G_o$: Deformación cortante de referencia (Hardin and Drnevich, 1972)

β, s : Parámetros de ajuste

El amortiguamiento corresponde a la energía disipada en el ciclo histerético siguiendo la Regla de Masing (1923), luego este puede calcularse numéricamente a partir de la curva esqueleto. La principal ventaja que tiene el modelo hiperbólico extendido es que la deformación cortante de referencia es función del nivel de esfuerzos (Matasovic, 1993) de la siguiente forma:

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

Donde:

σ_{ref} : Presión de confinamiento de referencia, 0.101 Mpa

σ' : Esfuerzo vertical efectivo

Los parámetros de ajuste de la curva (*a* y *b*) se obtienen del ajuste exponencial de los datos de diferentes ensayos cíclicos tal como se ilustra en la **Figura 3.3**.

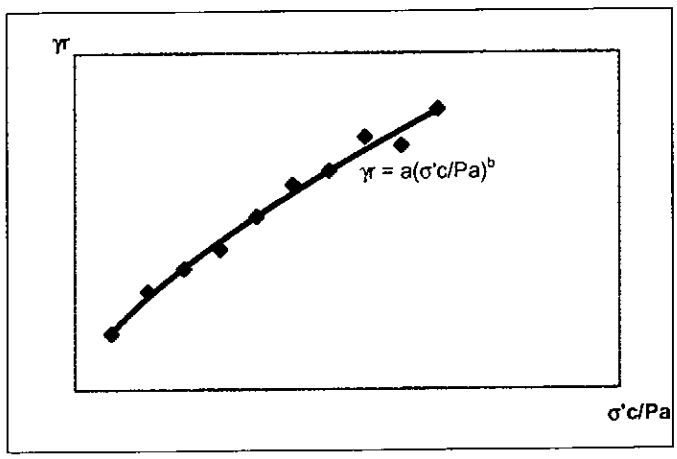


Figura 3.3. Ajuste exponencial de la deformación de referencia en función del confinamiento.

De igual manera el modelo establece un amortiguamiento mínimo que se obtiene así:

$$D = \frac{c}{(\sigma')^d}$$

Donde D es la relación de amortiguamiento equivalente, obtenido a pequeñas deformaciones. Los parámetros *c* y *d* se obtienen del ajuste exponencial de los datos de diferentes ensayos cíclicos tal como se ilustra en la **Figura 3.4**.

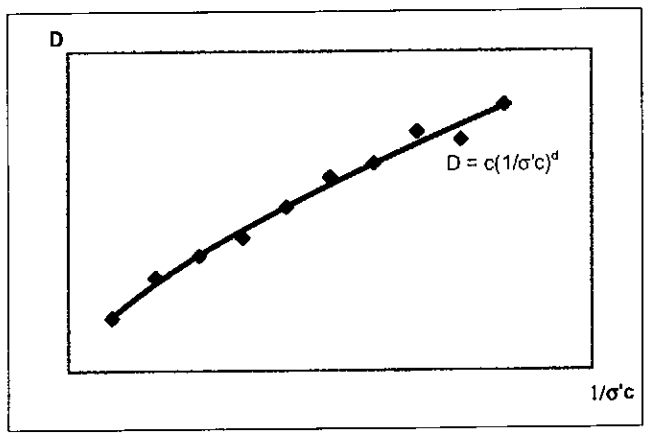


Figura 3.4. Ajuste exponencial del amortiguamiento mínimo en función del confinamiento.

Los parámetros *a, b, c* y *d* se calcularon para diferentes materiales presentes en el área de estudio, los resultados se presentan en el Capítulo 4 de caracterización dinámica del subsuelo.

3.3. MODELO DE BYRNE

Corresponde a la técnica más adecuada y aproximada para predecir el corrimiento lateral, pero presenta la limitación de requerir una gran cantidad de parámetros para su uso. Los análisis semiacoplados se realizaron con el programa de diferencias finitas FLAC3D, el cual como su nombre lo indica, permite realizar análisis tridimensionales con elementos tipo ladrillo y tetraédro, resolviendo básicamente la ecuación de momento y mediante una expresión semiempírica se calcula el incremento de presión de poros a partir de los cambios volumétricos del suelo. El programa cuenta con dos ecuaciones constitutivas semiempíricas desarrolladas por Martín y Byrne (1991). La primera requiere el uso de ensayos de corte cíclico (con los cuales no se contó) y la segunda más sencilla, está dada por la siguiente expresión:

$$\frac{\Delta \epsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp\left(-C_2\left(\frac{\epsilon_{vd}}{\gamma}\right)\right)$$

Donde, C_1 y C_2 son constantes dadas por las siguientes expresiones:

$$C_2 = \frac{0.4}{C_1}$$

Byrne (1991) encuentra que la constante C_1 es función de la densidad relativa mediante la siguiente expresión:

$$C_1 = \frac{7600}{D_r^{2.5}}$$

3.4 MODELO ELASTO-PLÁSTICO DE NISHI

Nishi propone un modelo elastoplástico para simular el comportamiento de una arena ante carga sísmica. La ecuación constitutiva es formulada por medio de una superficie de fluencia y un potencial plástico. Este modelo constitutivo tiene en cuenta la rotación de esfuerzos principales, los autores utilizan una Regla de Masing modificada que permite realizar análisis en un campo de esfuerzos multidimensional, además los autores utilizan una función de endurecimiento APRA.

Para expresar el comportamiento inelástico de materiales granulares como arenas durante corte, incluyendo dilatancia bajo carga monotónica, uno de los autores llama la atención siguiendo la relación entre esfuerzo y la relación incremental de deformación plástica, verificado mediante resultados experimentales y subsecuentemente introducido en las relaciones constitutivas elastoplásticas (Nishi and Esashi, 1978).

$$\frac{dv_d}{\sqrt{2I_2}} = Mm - \eta$$

Donde:
dv_d: incremento de deformación volumétrica plástica debido a dilatancia
Mm: valor de la relación de esfuerzos $\eta (= \sqrt{2J_2}/\sigma'_m)$ a dv_d=0
(Por ejemplo bajo máxima compresión volumétrica), y $\sqrt{2I_2}$, $\sqrt{2J_2}$ y σ'_m puede ser expresada por las siguientes ecuaciones, respectivamente:

$$\sqrt{2I_2} = \sqrt{de^p_{ij}\, de^p_{ij}}$$

$$\sqrt{2J_2} = \sqrt{S_{ij} S_{ij}}$$

$$\sigma'_m = \sigma_{ii}/3$$

Donde:
de^p_{ij} : es el tensor de deformación incremental plástica $(= d\varepsilon^p_{ij} - dv^p \delta_{ij}/3)$
S_{ij}: : es el tensor de esfuerzo desviador $(= \sigma_{ij} - \sigma_m \delta_{ij})$,
σ_{ij} y ε_{ij} son los tensores de esfuerzo y deformación respectivamente
δ_{ij} : es el símbolo Kronecker's delta.

La primera ecuación es similar a la relación entre la razón esfuerzo efectivo y el incremento de deformación plástica propuesta por Roscoe et al. (1963) excepto que la deformación volumétrica en esta expresión es debida a la dilatancia

De la primera ecuación la regla normalmente seguida para la función potencial plástica g puede ser deducida:

$$g = \frac{\eta}{Mm} + \ln(\sigma'_m)$$

El modelo constitutivo emplea siete constantes del material, las cuales son:

E = módulo de Elasticidad

υ = relación de Poisson

Mf = pendiente de la línea de estado critico

Go = módulo cortante inicial

M = parámetro del material

N = parámetro del material

ϕ'_p = ángulo de transformación de fase

ϕ' = ángulo de fricción de fase

Mw = relación de esfuerzos a la máxima compresión volumétrica

Por último, es importante destacar que la relación constitutiva introduce la relación de esfuerzos propuesta por Sekiguchi Obta (1977), con el fin de simular las propiedades de deformación de la arena en descarga. La principal ventaja de este modelo es que requiere pocos parámetros para las simulaciones.

CAPITULO 4

CARACTERIZACIÓN DINÁMICA DEL SUBSUELO

En el presente capítulo se presentan los resultados más relevantes de las investigaciones geotécnicas junto con los parámetros dinámicos que fueron empleados en las modelaciones de respuesta sísmica.

Las propiedades dinámicas estudiadas fueron: el comportamiento esfuerzo deformación ante cargas cíclicas, los periodos fundamentales de los depósitos y la velocidad de onda de corte Vs. Con las anteriores propiedades se definen los perfiles y secciones promedio que se emplearon en la modelación de la respuesta de sitio.

4.1 EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO Y MATERIALES TÍPICOS

A continuación se muestra un breve resumen de las actividades realizadas y de los resultados más relevantes en el marco de las Investigaciones Geotécnicas llevadas a cabo durante el estudio. Para mayor detalle de los resultados se recomienda consultar el informe respectivo (ver informe No.4, Subproyecto de Geotecnia, Proyecto MZSCali, 2005).

Los trabajos de campo comprendieron la realización de 30 perforaciones mecánicas, 8 ensayos CPTU, 6 pruebas DMT, 8 ensayos CPT y la ejecución de 18 ensayos de Down Hole, siendo estos últimos contratados por el INGEOMINAS. La distribución espacial de las perforaciones se presenta en la **Figura 4.1**.

En total se realizaron 1385 metros de perforación mecánica y 357 metros de sondeos con el piezocono sísmico, para un total de 1742 metros de exploración geotécnica y 725 metros de Down Hole. La localización y características generales de la exploración geotécnica se resumen en la **Tabla 4.1 a 4.3**.

Como resultado de la síntesis de la información geotécnica se identificaron los siguientes materiales típicos en los sitios de exploración. Estos se agruparon por tipo de suelo (Arcillas, Limos, Arenas, Gravas y Materia Orgánica) como se aprecian en las **Tablas 4.4 a 4.13**. Nótese que en la primera columna se encuentra el código asignado a cada material, que relaciona con su respectiva tabla donde se presentan los valores promedio de las propiedades geomecánicas.

Como resultado de la integración de la información geología, geofísica y la caracterización geotécnica del subsuelo, entre otros, se elaboró el mapa de zonificación geotécnica para propósitos de evaluación de la respuesta sísmica, que identificó 10 zonas de comportamiento geotécnico similar, las cuales se ilustran en la **Tabla 4.14**. La Zonificación Geotécnica se presenta en la **Figura 4.2**, la cual será la base para los análisis de respuesta sísmica local.

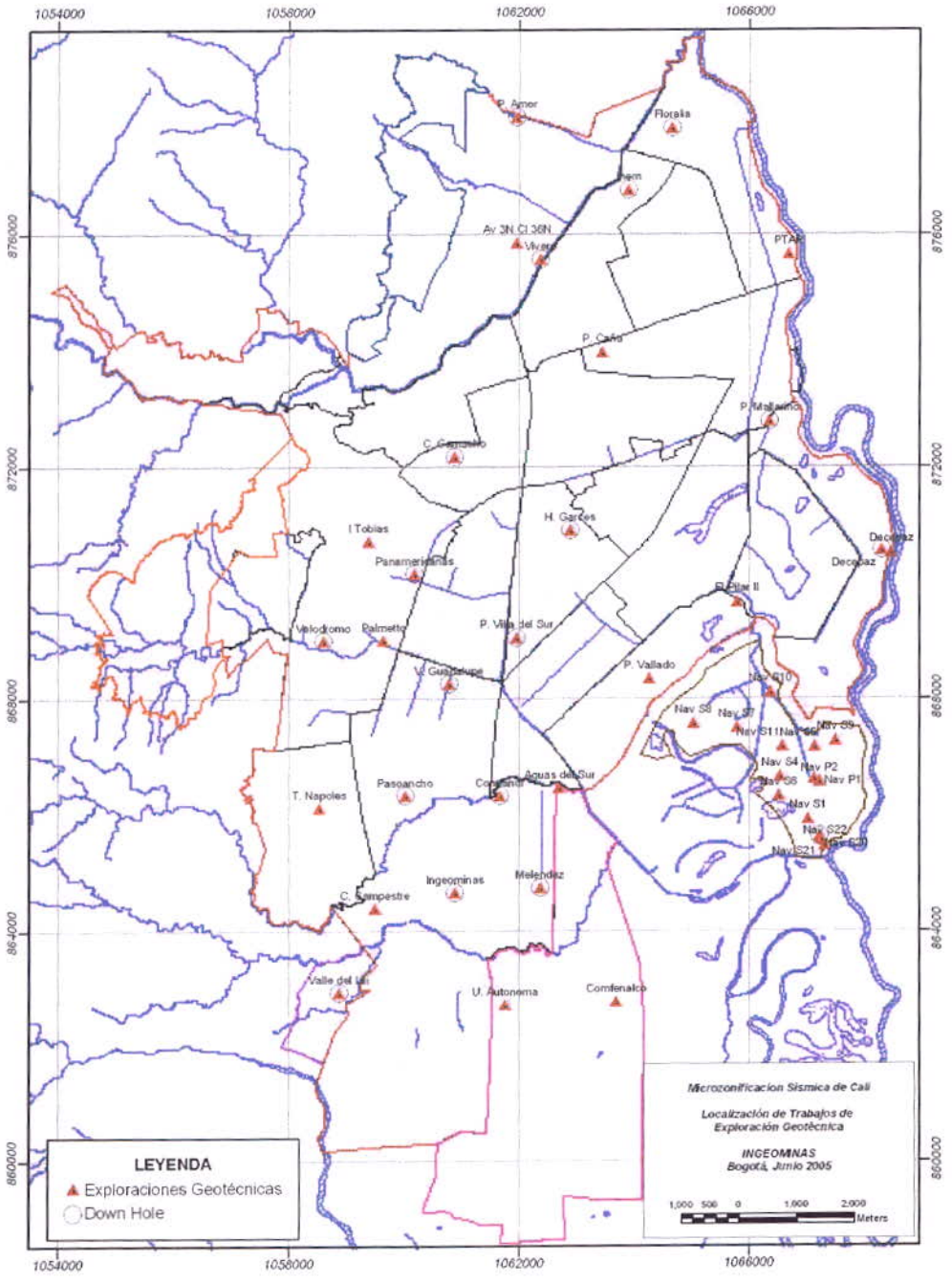


Figura 4.1. Localización de Trabajos de Exploración Geotécnica en la Ciudad de Cali.

Tabla 4.1. Características de las Perforaciones realizadas en Cali.

No	NOMBRE	PROFUNDIDAD (m)	NÚMERO DE MUESTRAS	CÓDIGO BDG
1	Navarro A	62.5	53	NAVARP1
2	Navarro B	17.5	17	NAVARP2
3	Velódromo	66.8	65	VELODP3
4	Panamericanas	55.5	58	PANAMP4
5	Centro de Salud H. Garcés	50.5	33	HGARCP5
6	Parque de la Caña	19.1	9	PCAÑAP6
7	Parque del Amor	50.3	32	PAMORP7
8	Parque Villa del Sur	50.6	39	PVSURP8
9	Universidad Autónoma	4.2	2	UAUTOP9
10	Planta de Puerto Mallarino	52.6	20	PMALLP10
11	Parque el Vallado	50.6	10	PVALLP11
12	INGEOMINAS	55.5	32	INGEOP12
13	Decepaz	32.0	9	DECEPP13
14	Valle del Lili	55.0	24	VLILIP14
15	Tanques de Nápoles	22.0	11	TNAPOP15
16	Comfandi	40.0	18	COMFAP16
17	Club Campestre	25.0	7	CCAMPP17
18	Aguas del Sur (Ciudad Real)	50.6	23	AGSURP18
19	Pasoancho con Cr 80	53.0	30	PCR80P19
20	Comfenalco	10.0	5	COMFEP20
21	Palmetto Plaza	100.8	80	PALMEP21
22	Instituto Tobías	50.6	35	ITOBIP22
23	PTAR	50.8	35	PTARP23
24	Vivero Municipal	50.4	36	VIVERP24
25	INEM	52.3	41	INEMP25
26	Floralia	50.2	19	FLORP26
27	Meléndez (Makro)	50.7	22	MELENP27
28	Colegio J. Camacho	50.2	36	CAMACP28
29	El Pilar II	53.2	26	PILARP29
30	Vientos de Guadalupe	52.1	35	GUADAP30
	TOTAL	**1385**	**862**	**30 Perforaciones**

Tabla 4.2. Relación de Sondeos con Piezocono realizados en Cali.

No	NOMBRE	TIPO DE SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	CODIGO BDG
1	Navarro 1	Dilatómetro DMT	20	NAVARS1
2	Navarro 2	Piezocono CPTU	12	NAVARS2
3	Navarro 3	Piezocono CPTU	20	NAVARS3
4	Navarro 4	Cono Dinámico CPT	20	NAVARS4
5	Navarro 5	Cono Dinámico CPT	20	NAVARS5
6	Navarro 6	Cono Dinámico CPT	20	NAVARS6
7	Navarro 7	Cono Dinámico CPT	17	NAVARS7
8	Navarro 8	Cono Dinámico CPT	19	NAVARS8
9	Navarro 9	Cono Dinámico CPT	19	NAVARS9
10	Navarro 10	Cono Dinámico CPT	19	NAVARS10
11	Navarro 11	Cono Dinámico CPT	18	NAVARS11
12	Vientos de Guadalupe	Dilatómetro DMT	9	GUADAS12
13	Vientos de Guadalupe	Piezocono CPTU	10	GUADAS13
14	INGEOMINAS	Dilatómetro DMT	21	INGEOS14
15	INGEOMINAS	Piezocono CPTU	19	INGEOS15
16	Decepaz 1	Dilatómetro DMT	10	DECEPS16
17	Decepaz 2	Piezocono CPTU	16	DECEPS17
18	Avenida 3N Cl 36	Dilatómetro DMT	10	AV3NS18
19	Avenida 3N Cl 36	Dilatómetro DMT	10	AV3NS19
20	Navarro 01	Piezocono CPTU	15	NAVARS20
21	Navarro 02	Piezocono CPTU	16	NAVARS21
22	Navarro 03	Piezocono CPTU	17	NAVARS22
	TOTAL	**8 CPTU 6 DMT 8 CPT**	**357**	**22 Sondeos**

Tabla 4.3. Relación de Pruebas de Down Hole realizadas en Cali.

No	NOMBRE	PROFUNDIDAD DOWN HOLE (m)	CODIGO BDG
1	Velódromo	51	VELODP3
2	Panamericanas	48	PANAMP4
3	Centro de Salud H. Garcés	48	HGARCP5
4	Parque del Amor	38	PAMORP7
5	Parque Villa del Sur	50	PVSURP8
6	Planta de Puerto Mallarino	52	PMALLP10
7	INGEOMINAS	51	INGEOP12
8	Decepaz	25	DECEPP13
9	Valle del Lili	46	VLILIP14
10	Comfandi	23	COMFAP16
11	Pasoancho con Cr 80	40	PCR80P19
12	Vivero Municipal	38	VIVERP24
13	INEM	38	INEMP25
14	Floralia	38	FLORP26
15	Meléndez (Makro)	24	MELENP27
16	Colegio J. Camacho	51	CAMACP28
17	Vientos de Guadalupe	53	GUADAP30
18	Navarro	11	NAVARS20
	TOTAL	**725**	**18 Pruebas**

Tabla 4.4. Materiales Típicos Arcillosos

ID	USCS	DESCRIPCIÓN
C1	CH MH	Arcilla limosa y limo arcilloso, colores café, amarillo y gris, consistencia firme, muy sobreconsolidada, con presencia de materia orgánica, material superficial.
C2	CH	Arcilla limosa, colores amarillo, habano y rojizo, consistencia firme, sobreconsolidado, con presencia de gravas esporádicas
C3	CH	Arcilla limosa, colores café y gris, consistencia firme, con presencia de óxido, fragmentos de grava y materia orgánica.
C4	CH	Arcilla limosa, color azul con vetas habanas, consistencia muy firme.
C5	CH	Arcilla limosa, colores rojizo, amarillo y habano, consistencia firme.
C6	CH	Arcilla, colores gris verdosa marrón, consistencia firme.

Tabla 4.5. Propiedades promedio de los materiales arcillosos

Parámetro	TODAS		C1		C2		C3		C4		C5		C6	
	Datos	Prom.	Datos	Prom.	Datos	Prom.	Datos	Prom.	Datos	Prom.	Datos	Prom.	Datos	Prom.
Hn (%)	153	43.51	57	40.75	25	40.88	26	46.30	10	48.51	20	45.60	16	47.53
LL (%)	93	81.64	41	74.03	15	72.49	6	77.48	7	104.74	12	93.65	13	93.69
LP (%)	93	34.59	41	34.22	15	30.38	6	31.97	7	39.11	12	38.82	13	36.82
IP (%)	93	47.05	41	39.81	15	42.11	6	45.52	7	65.63	12	54.83	13	56.88
γ_t (gr/cm^3)	105	1.80	49	1.82	19	1.83	10	1.78	7	1.71	12	1.75	9	1.75
Gs	46	2.70	19	2.71	10	2.71	5	2.59	5	2.69	5	2.76	2	2.61
Cu (Kg/cm2)	15	0.96	7	0.75			3	1.67			5	0.81		
C_{CD} (kg/cm2)	6	0.51			1	0.22	1	1.20	2	0.33	1	0.75	1	0.25
ϕ_{CD} (Grados)	6	24.13			1	26.60	1	37.00	2	25.20	1	20.60	1	10.20
eo	68	1.12	35	1.12	14	1.04	6	1.14	4	1.33	5	1.28	5	1.00
Cc	68	0.337	35	0.314	14	0.328	6	0.349	4	0.530	5	0.337	5	0.348
Cr	68	0.047	35	0.047	14	0.052	6	0.035	4	0.057	5	0.040	5	0.046
RSC	68	3.13	35	4.29	14	2.16	6	1.29	4	2.10	5	1.60	5	2.29
C_{TE} (kg/cm2)	12	0.30	4	0.38	2	0.40	1	0.00	1	0.30	2	0.30	2	0.20
ϕ_{TE} (Grados)	12	22.85	4	27.03	2	21.15	1	31.80	1	14.50	2	18.55	2	20.20

Tabla 4.6. Materiales Típicos Limosos

ID	USCS	DESCRIPCIÓN
M1	ML CL	Limo arenoso y Arcilla arenosa, colores gris verdoso y amarillento rojizo, consistencia media y deleznable.
M2	MH CH	Limo arcilloso y Arcilla limosa, colores gris verdoso y verde oliva con tintes marrones amarillentos, consistencia firme a rígido.
M3	MH	Limo arcilloso, colores amarillento y rojizo por oxidación, consistencia firme, con presencia de gravas y materia orgánica.
M4	MH	Limo arcillo arenoso, colores amarillento rojizo y marrón, consistencia muy firme, con presencia de gravas meteorizadas.
M5	MH	Limo arcilloso, colores gris y café verdoso, consistencia firme, con alto contenido de materia orgánica.

Tabla 4.7. Propiedades promedio de los materiales limosos

Parámetro	TODOS		M1		M2		M3		M4		M5	
	Datos	Prom.	Datos	Prom.	Datos	Prom.	Datos	Prom.	Datos	Prom.	Datos	Prom.
Hn (%)	306	47.95	53	42.17	153	49.39	65	46.29	8	53.52	27	53.52
LL (%)	189	72.79	33	46.26	93	81.32	42	73.35	6	74.42	15	76.10
LP (%)	196	37.37	36	27.34	95	39.91	43	36.23	6	52.22	16	42.43
IP (%)	189	34.04	33	16.44	93	40.55	42	36.26	6	22.20	15	30.84
γ_t(gr/cm^3)	169	1.74	29	1.76	66	1.72	48	1.79	8	1.71	18	1.63
Gs	71	2.68	13	2.65	26	2.65	24	2.73	2	2.76	6	2.61
Cu (Kg/cm2)	31	1.28	8	1.00	14	1.72	5	0.72	1	0.23	3	1.22
C_{CD} (kg/cm2)	11	0.56	2	0.13	3	0.85	4	0.65			2	0.39
ϕ_{CD} (Grados)	11	25.23	2	36.05	3	21.63	4	24.00			2	22.25
eo	86	1.21	10	1.13	31	1.20	36	1.21	3	1.44	6	1.29
Cc	86	0.392	10	0.392	31	0.359	36	0.383	3	0.808	6	0.410
Cr	86	0.041	10	0.039	31	0.037	36	0.040	3	0.066	6	0.060
RSC	86	2.25	10	1.52	31	1.41	36	3.27	3	1.81	6	1.91
C_{TE} (kg/cm2)	11	0.56	1	0.40	4	0.39	4	0.33			2	1.45
ϕ_{TE} (Grados)	11	24.74	1	30.00	4	23.25	4	28.03			2	18.50

Tabla 4.8. Materiales Típicos Arenosos

ID	USCS	DESCRIPCIÓN
S1	SM	Arena fina y Arena limosa, color gris oscuro, angular a subangular. Material de la Llanura Aluvial
S2	SP SM	Arena media a gruesa, color gris oscuro, angular a subangular. Material de la Llanura Aluvial
S3	SM	Arena fina limosa, colores amarillo y marrón, subangular a subredondeada. Material del Abanico Aluvial
S4	SM	Arena fina, color gris claro y blanca. Material Volcánico

Tabla 4.9. Propiedades promedio de los materiales arenosos

Parámetro	TODOS		S1		S2		S3		S4	
	Datos	Prom.	Datos	Prom.	Datos	Prom.	Datos	Prom.	Datos	Prom.
Hn (%)	122	27.72	54	37.30	53	17.47	10	30.49	5	27.48
γ_t(gr/cm^3)	61	1.72	30	1.72	24	1.71	5	1.78	2	1.76
Gs	10	2.69	6	2.68	2	2.66			2	2.72
Grava (%)	87	2.27	32	0.44	50	3.65	4	0.23	1	0.00
Arena (%)	87	85.59	32	80.38	50	89.83	4	78.98	1	67.32
Finos (%)	87	12.13	32	19.18	50	6.52	4	20.79	1	32.68
C_{CD} (kg/cm2)	2	0.87	2	0.87						
ϕ_{CD} (Grados)	2	46.75	2	46.75						
eo	11	1.01	6	1.16	2	0.70	2	0.80	1	1.10
Cc	11	0.390	6	0.470	2	0.273	2	0.207	1	0.507
Cr	11	0.025	6	0.022	2	0.018	2	0.047	1	0.010
RSC	11	1.38	6	1.42	2	1.18	2	1.66	1	1.00
C_{TE} (kg/cm2)	20	0.08	12	0.13	7	0.00	1	0.00		
ϕ_{TE} (Grados)	20	35.32	12	35.03	7	35.61	1	36.80		

Tabla 4.10. Materiales Típicos Gravosos

ID	USCS	DESCRIPCIÓN
G1	GP	Grava fina, color gris, angular. Material de la Llanura Aluvial
G2	GP	Grava gruesa y cantos, colores verdoso y amarillentos, subangulares a subredondeados. Material del Abanico Aluvial de Pance.
G3	GP GM	Grava gruesa y cantos, colores amarillentos y verdosos, subredondeados a redondeados. Material de Abanico Aluvial.
G4	GP GM, GC	Grava gruesa, cantos y bloques, colores amarillentos y verdosos, angulares a subredondeados. Material de Flujos Fluviotorrenciales.

Tabla 4.11. Propiedades promedio de los materiales gravosos

Parámetro	TODOS		G1		G2		G3		G4	
	Datos	Prom.	Datos	Prom.	Datos	Prom.	Datos	Prom.	Datos	Prom.
Hn (%)	28	13.4	4	18.5	2	0.7	17	12.1	5	18.7
γ_t (gr/cm^3)	4	2.2					2	1.9	2	2.4
Grava (%)	28	89.7	6	93.7	2	95.6	18	89.2	2	76.1
Arena (%)	28	5.3	6	1.0	2	1.5	18	5.9	2	15.8
Finos (%)	28	5.0	6	5.3	2	2.9	18	4.8	2	8.2

Tabla 4.12. Material Típico Orgánico

ID	USCS	DESCRIPCIÓN
P1	Pt	Materia orgánica, colores negro y café oscuro, consistencia muy firme, conformada principalmente por restos de vegetación.
P2	MH	Limo orgánico, colores gris oscuro y negro, consistencia firme, densidad baja, con bastante materia orgánica.

Tabla 4.13. Propiedades promedio de los materiales orgánicos

Parámetro	TODOS		P1		P2	
	Datos	Prom.	Datos	Prom.	Datos	Prom.
Hn (%)	36	141.0	21	122.2	15	167.3
LL (%)	13	108.6	7	93.4	6	126.4
LP (%)	18	57.3	10	43.7	8	74.2
IP (%)	13	29.3	7	30.9	6	27.5
γ_t (gr/cm^3)	17	1.3	8	1.3	9	1.2
Gs	9	2.4	5	2.4	4	2.4
Cu (Kg/cm2)	2	1.5	1	1.5	1	1.5
C_{CD} (kg/cm2)	4	1.2	2	1.5	2	0.9
ϕ_{CD} (Grados)	4	29.4	2	28.6	2	30.2
eo	4	3.749	1	2.500	3	4.166
Cc	4	2.666	1	1.642	3	3.007
Cr	4	0.143	1	0.136	3	0.146
RSC	4	1.4	1	2.2	3	1.2
C_{TE} (kg/cm2)	1	1.0	1	1.0		
ϕ_{TE} (Grados)	1	30.0	1	30.0		

Tabla 4.14. Características generales de las Zonas Geotécnicas.

ZONA GEOTÉCNICA	NOMBRE	Espesor del Depósito (m)	Periodo Elástico (S)	Unidad Geológica Superficial
1	1a. Roca y material intermedio volcánico		0.1 - 0.2	Rv, Iv
	1b. Roca y material intermedio sedimentario		0.15 - 0.25	Rs, Is
2	2a. Flujo Terrón Colorado		0.25 - 0.5	Sft
	2b. Flujo Alto Nápoles		0.25 - 0.5	Sft
	2c. Flujo Cañas Gordas		0.25 - 0.75	Sfa
3	3. Suelo Residual	5 - 20	0.15 - 0.25	Sv
4	4. Suelo Coluvión	*	*	Sco
5	5. Depósito de Piedemonte	200 - 500	0.75 - 1.25	Sal2
6	6a. Abanico de Menga y Bosque	300 - 500	1.0 – 1.5	Sal2
	6b. Abanico Medio de Cali	50 - 300	0.75 – 1.25	Sal2
	6c. Abanico Distal de Cali	300 - 900	1.25 – 1.75	Sal2
	6d. Abanico de Cañaveralejo	400 - 700	1.5 – 2.0	Sal2
	6e. Abanico de Meléndez y Lili	100 - 400	0.75 – 1.25	Sal2
	6f. Abanico de Pance	100 - 800	0.75 – 1.25	Sal2
7	7. Transición Abanico - Llanura	800 - 1000	1.25 – 1.75	Sal2, Sal1
8	8a. Llanura aluvial	1000 - 1700	1.25 - 2.0	Sal1, Sal4
	8b. Relleno de Cauce y Zonas Desecadas			Sal5
	8c. Cauce antiguo			Sal3, Sal6
9	9. Cauces activos y terrazas	*	*	Sal7
10	10. Depósitos Antrópicos	*	*	Sfe, Sac, Sam

* Según localización y tipo

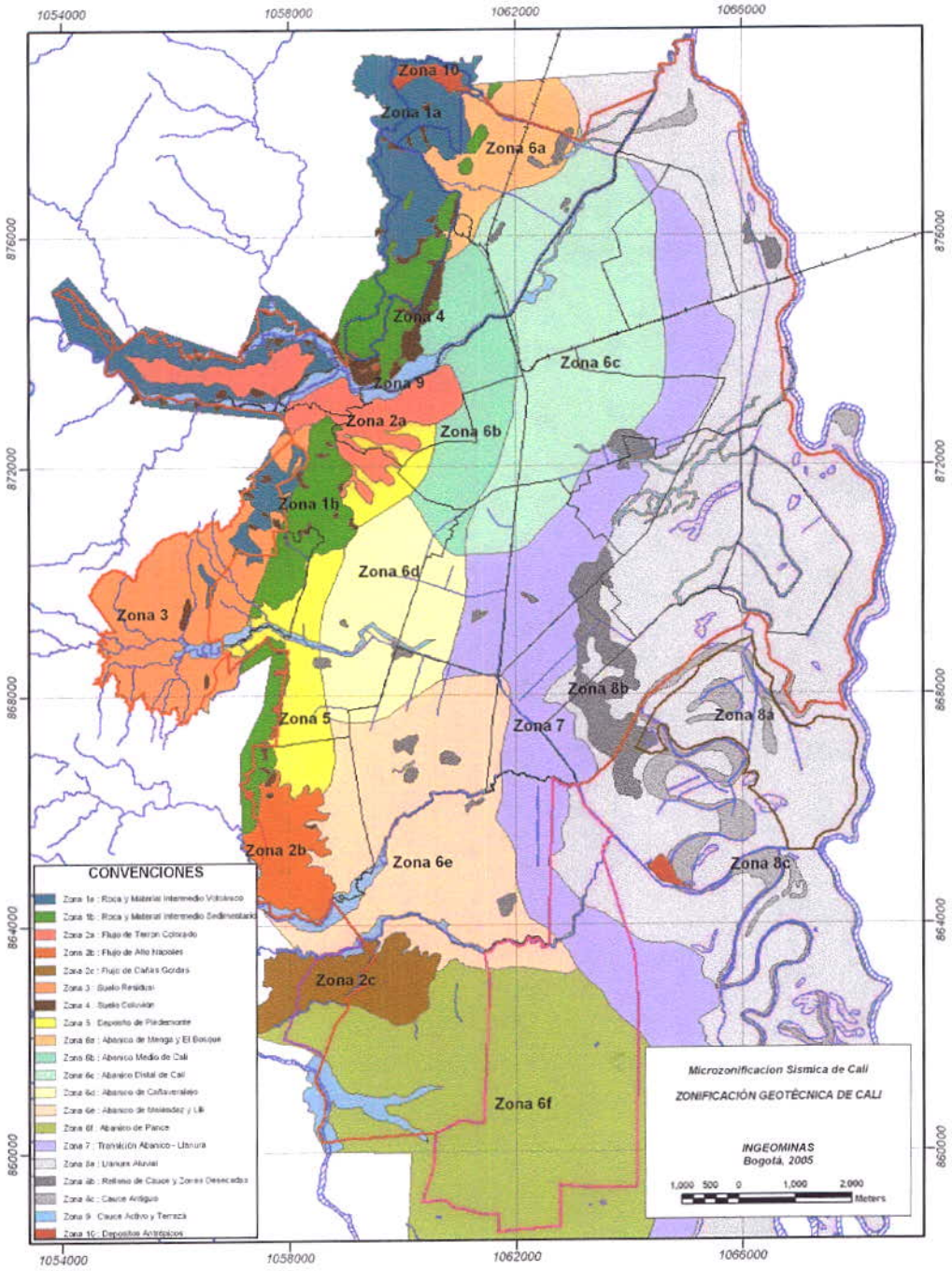


Figura 4.2. Zonificación Geotécnica de la Ciudad de Cali.

4.2 CURVAS DE DEGRADACIÓN Y AMORTIGUAMIENTO

Con base en los resultados de las pruebas triaxiales cíclicas se determinaron las curvas de degradación del módulo de corte y amortiguamiento para diferentes niveles de deformación. Estos ensayos se realizaron a diferentes niveles de esfuerzos cortantes controlados, con relaciones de esfuerzos cortante cíclico ($\sigma_d / 2\sigma_c'$) que variaron entre 0.15 y 0.30. Seguidamente a la aplicación del nivel de esfuerzo cortante se llevo la muestra a falla monotónica.

El anterior diseño de la prueba triaxial cíclica obedece a que la metodología propuesta en la norma ASTM3999 conduce a interpretaciones erróneas del comportamiento dinámico de los materiales debido al excesivo número de ciclos aplicados a las muestras, lo que genera una rigidización o ablandamiento del material (Alarcón et al, 1989).

Las propiedades que interesan conocer para establecer el comportamiento de los suelos bajo cargas dinámicas tienen que ver principalmente con las características de las curvas esfuerzo – deformación y específicamente con: resistencia al corte en términos de tasas de deformación, los módulos de Young (E), los módulos de Corte (G) para cargas dinámicas y Amortiguamiento (D).

Finalmente, las curvas de degradación propuestas han sido definidas considerando los siguientes aspectos:

a. Para cada nivel de esfuerzo cortante se tomó el modulo correspondiente al ciclo numero 10, consistente con el Neq producido por un evento de magnitud del orden de 7.0.
b. El nivel de confinamiento de la prueba triaxial corresponde aproximadamente al esfuerzo vertical promedio in situ.
c. Debido a que las muestras han sufrido alguna alteración, siempre presente, originada por el proceso de muestreo empleado, resulta más conveniente normalizar la curva de degradación del módulo, G, por el módulo máximo estimado por el modelo hiperbólico, Go.

4.2.1 Modelo Hiperbólico

Teniendo en cuenta lo anterior, en este estudio se ejecutaron 84 ensayos triaxiales cíclicos a diferentes materiales típicos, de manera que se obtuvieron las curvas de reducción del módulo (G/Go) y amortiguamiento (D) para diferentes rangos de deformación cortante.

La memoria de cálculo de cada uno de los ensayos cíclicos se presenta en el Anexo 2, en donde se muestra el correspondiente ajuste hiperbólico de los datos de laboratorio del módulo y amortiguamiento. A manera de ejemplo se ilustra en la **Figura 4.3** los resultados obtenidos para una arcilla a 60 m de profundidad, correspondiente a la Perforación 21 realizada en Palmetto.

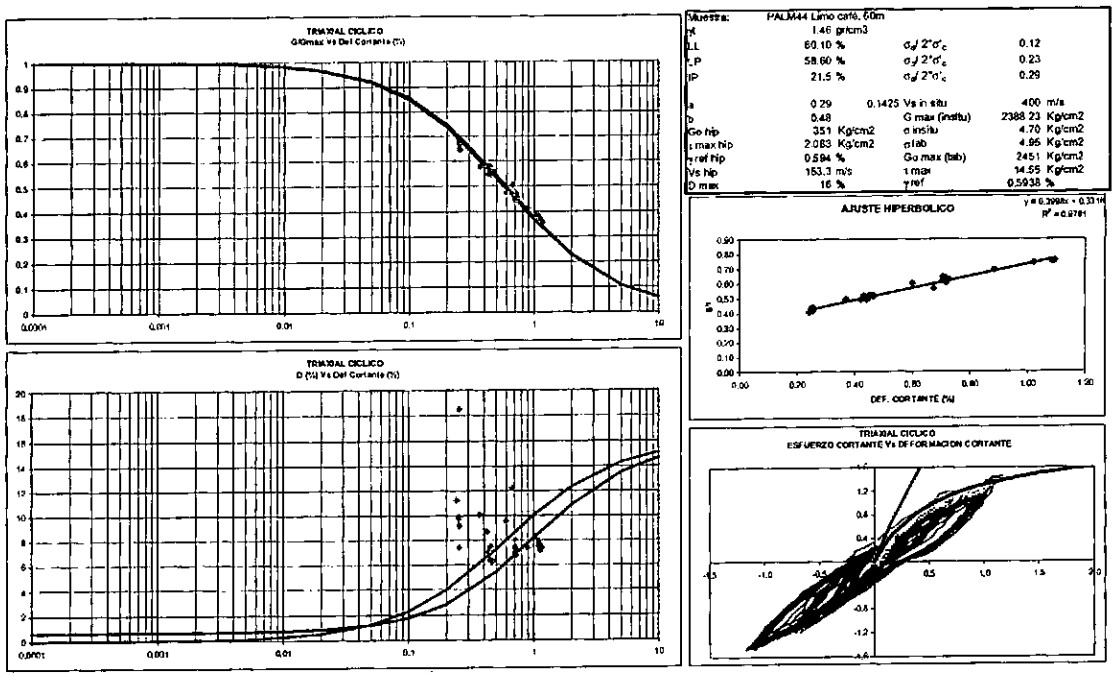


Figura 4.3. Cálculo de la degradación del módulo de corte y amortiguamiento

La **Tabla 4.15 y 4.16** ilustra los parámetros obtenidos de los materiales finos y granulares respectivamente, los cuales definen la curva de degradación (deformación de referencia y esfuerzo de confinamiento) y de amortiguamiento para 0.1% de deformación cortante.

En general, se logra apreciar que los materiales finos son menos rígidos y amortiguan poco en comparación con los materiales granulares, no obstante los amortiguamientos son bajos para ambos tipos de materiales. Los valores de los puntos que definen cada una de las curvas de degradación del módulo y amortiguamiento se presentan en la **Tabla 4.17 a 4.20**.

Las **Figuras 4.4 a 4.7** ilustran las curvas obtenidas para los materiales finos y granulares de acuerdo a los valores reportados anteriormente. A manera de comparación, junto con ellas se ilustran las curvas propuestas por Vucetic and Dobry (1991) para varios índices de plasticidad, al igual que las propuestas por Seed and Idriss (1990) para arenas y gravas.

Se destaca que las curvas obtenidas no se correlacionan con el índice de plasticidad del material ya que no es un parámetro realmente representativo del comportamiento dinámico de este, como si lo es el nivel de confinamiento y las propiedades esfuerzo – deformación. Además, se aprecia que los materiales degradan y amortiguan menos que los reportados por la literatura, debido a que se realizaron pruebas con altos niveles de confinamiento, ocasionando la disminución de la degradación y el amortiguamiento, mientras que las curvas teóricas son propuestas para bajos niveles de confinamiento.

Tabla 4.15. Parámetros hiperbólicos para materiales Finos

GRUPO	No	ID MUESTRA	Descripción	M T	S'c (KPa)	Go (MPa)	γr (%)	D (0.1%)
Finos de Alta Degradación	1	PVALL7	Limo	M1	318	36.33	0.214	3.546
	2	HGARC5	Limo Arenoso	M1	123	27.46	0.132	5.037
	3	PTAR3	Arcilla limosa	C1	152	44.57	0.110	2.117
	4	PCR8022	Limo	M1	308	73.55	0.166	1.346
	5	TNAPO3	Limo	M4	91	35.55	0.120	4.381
	6	PCAÑA9	Limo	M1	97	23.54	0.130	5.432
	7	VELOD3	Limo arcilloso	M3	156	24.52	0.210	4.745
	8	CAMAC25	Arcilloso	M2	286	93.41	0.140	2.219
	9	PCAÑA1	Arcilla Limosa	C1	114	20.35	0.160	1.433
Finos de Moderada Degradación	1	VELOD8	Limo arcilloso	M5	158	22.06	0.185	4.267
	2	PCR803	Limo	M3	96	25.79	0.190	1.132
	3	COMFA6	Arcilla	M3	96	23.93	0.195	2.117
	4	CAMAC10	Arcilla	C2	190	33.83	0.193	5.347
	5	INEM9	Arcilla	C2	94	26.53	0.194	1.042
	6	PCR8011	Limo	C2	187	40.84	0.206	1.505
	7	NAVAR5	Arcilla limosa	C1	114	21.97	0.178	6.004
	8	PVALL2	Arcilla	C1	71	7.85	0.217	3.689
	9	FLOR4	Arcilla limosa	C1	81	22.31	0.200	3.633
	10	VIVER27	Limo arcilloso	M2	352	59.43	0.220	2.214
Finos de Baja Degradación	1	VIVER5	Arcilla limosa	C2	97	15.84	0.229	1.114
	2	PVSUR12	Arcilla	C3	155	21.33	0.237	4.274
	3	VELOD33	Limo orgánico	P1	158	31.87	0.233	7.800
	4	PILAR2	Arcilloso	C1	158	27.26	0.189	3.353
	5	ITOBI15	Arcilla	C6	164	27.26	0.276	4.114
	6	INEM32	Limo	M2	310	51.63	0.271	2.692
	7	AGSUR10	Arcilla	C4	179	26.53	0.272	2.372
	8	PALME13	Arcilla	C5	184	24.27	0.310	4.622
	9	PVSUR25	Arcilla	M5	265	35.01	0.310	2.787
	10	VELOD13	Arcilla limosa	C5	196	16.33	0.333	2.274
	11	DECEP2	Arcilla	C1	197	19.22	0.318	2.284
Finos de Muy Baja Degradación	1	TNAPO9	Arcilla	M3	177	38.29	0.355	1.130
	2	PALME5	Limo	C5	90	11.67	0.381	2.905
	3	PALME80	Limo	M2	485	46.58	0.438	1.676
	4	ITOBI5	Arcilla	C6	118	10.2	0.480	1.228
	5	PALME31	Limo	M1	389	32.71	0.535	1.384
	6	PALME44	Limo	P2	486	34.42	0.593	1.745
	7	PALME73	Limo orgánico	P2	473	18.88	1.040	1.427
	8	ITOBI10	Arcilla	M2	140	12.26	1.600	0.517
	9	GUADA18	Limo orgánico	P1	266	12.9	1.583	1.940
	10	GUADA18	Limo orgánico	P1	274	14.42	1.619	0.776
	11	ITOBI24	Limo orgánico	P1	344	11.42	2.687	0.375

Tabla 4.16. Parámetros hiperbólicos para materiales Granulares

GRUPO	No	ID MUESTRA	Descripción	MT	S'c (KPa)	Go (MPa)	γr (%)	D (0.1%)
Arena gravosa	1	NAVAR13A	Arena Gravosa	S2	150	60.6	0.048	17.544
	2	NAVAR12A	Arena Gravosa	S2	200	69.9	0.061	16.768
	3	NAVAR10A	Arena Gravosa	S2	250	78.5	0.078	15.719
Arena media	1	PVALL3	Arena media	S1	97	35.0	0.067	7.313
	2	PMALL5	Arena media	S2	138	45.4	0.114	6.005
	3	PILAR9	Arena media	S2	174	30.7	0.200	7.425
	4	COMFA11	Arena media	S1	179	46.7	0.117	8.996
	5	INEM20	Arena media	S3	179	42.7	0.124	4.990
	6	DECEP9	Arena media	S2	193	38.6	0.153	2.451
	7	PTAR15	Arena media	S2	241	55.7	0.121	5.938
	8	PILAR17	Arena media	S3	293	42.7	0.209	5.741
	9	PMALL9	Arena media	S2	298	46.7	0.191	4.439
	10	COMFA18	Arena media	S2	341	53.9	0.214	4.477
	11	PTAR31	Arena media	S2	388	30.7	0.302	2.510
	12	INEM38	Arena media	S2	390	46.7	0.263	4.422
	13	PCR8029	Arena media	S2	425	38.3	0.246	3.727
Arena fina	1	NAVAR6	Arena fina	S1	93	28.0	0.107	12.228
	2	DECEP6	Arena fina	S1	106	27.3	0.120	9.185
	3	FLOR8	Arena fina	S2	174	44.1	0.139	8.440
	4	MELEN5	Arena fina	S2	180	44.6	0.138	8.128
	5	HGARC18	Arena fina	S1	266	49.0	0.192	4.261
	6	COMFA14	Arena fina	S1	266	51.6	0.153	4.788
	7	AGSUR19	Arena fina	S1	297	53.9	0.202	4.703
	8	MELEN21	Arena fina	S2	302	51.5	0.173	7.334
	9	GUADA24A	Arena fina	S1	329	51.6	0.217	4.140
	10	FLOR16	Arena fina	S2	330	61.3	0.178	5.278
	11	PILAR25	Arena fina	S1	339	51.6	0.238	4.718
Arena limo arcillosa	1	MELEN18	Arena arcillosa	S2	342	49.0	0.238	3.568
	2	FLOR18	Arena arcillosa	S1	390	53.9	0.314	3.621
	3	INGEO19	Arena fina limosa	S1	292	54.4	0.200	5.003
	4	PANAM40	Arena fina limosa	S1	335	61.3	0.235	2.948
	5	INGEO26	Arena fina limosa	S1	340	46.7	0.233	4.481
	6	PVSUR20	Arena limosa	S1	176	40.8	0.182	9.390
	7	FLOR5	Arena limosa	S3	190	46.7	0.131	8.397
	8	PANAM41	Arena limosa	S1	364	47.8	0.233	3.612
	9	PANAM55	Arena limosa	S1	373	49.0	0.278	3.127
	10	VIVER19	Arena limosa	S1	392	47.9	0.256	1.601

Tabla 4.17. Valores de degradación del Módulo para materiales Finos

			MODULO G/Go													
GRUPO	No	ID MUESTRA	0.0001	0.001	0.002	0.005	0.01	0.02	0.05	0.1	0.2	0.5	1	2	5	10
Finos de Alta Degradacion	1	PVALL7	1	1.00	0.99	0.98	0.96	0.92	0.81	0.68	0.52	0.30	0.18	0.10	0.04	0.02
	2	HGARC5	1	0.99	0.99	0.96	0.93	0.87	0.73	0.57	0.40	0.21	0.12	0.06	0.03	0.01
	3	PTAR3	1	0.99	0.98	0.96	0.92	0.85	0.69	0.52	0.36	0.18	0.10	0.05	0.02	0.01
	4	PCR8022	1	0.99	0.99	0.97	0.94	0.89	0.77	0.63	0.46	0.25	0.14	0.08	0.03	0.02
	5	TNAPO3	1	0.99	0.98	0.96	0.92	0.86	0.71	0.55	0.38	0.19	0.11	0.06	0.02	0.01
	6	PCAÑA9	1	0.99	0.99	0.96	0.93	0.87	0.72	0.57	0.39	0.21	0.12	0.06	0.03	0.01
	7	VELOD3	1	1.00	0.99	0.98	0.96	0.91	0.81	0.68	0.51	0.30	0.17	0.10	0.04	0.02
	8	CAMAC25	1	0.99	0.99	0.97	0.93	0.88	0.74	0.58	0.41	0.22	0.12	0.07	0.03	0.01
	9	PCAÑA1	1	0.99	0.99	0.97	0.94	0.89	0.76	0.62	0.45	0.24	0.14	0.07	0.03	0.02
Finos de Moderada Degradación	1	VELOD8	1	1.00	0.99	0.97	0.95	0.90	0.79	0.65	0.48	0.27	0.16	0.09	0.04	0.02
	2	PCR803	1	1.00	0.99	0.97	0.95	0.91	0.79	0.66	0.49	0.28	0.16	0.09	0.04	0.02
	3	COMFA6	1	1.00	0.99	0.98	0.95	0.91	0.80	0.66	0.49	0.28	0.16	0.09	0.04	0.02
	4	CAMAC10	1	1.00	0.99	0.98	0.95	0.91	0.80	0.66	0.49	0.28	0.16	0.09	0.04	0.02
	5	INEM9	1	1.00	0.99	0.98	0.95	0.91	0.80	0.66	0.49	0.28	0.16	0.09	0.04	0.02
	6	PCR8011	1	1.00	0.99	0.98	0.95	0.91	0.81	0.67	0.51	0.29	0.17	0.09	0.04	0.02
	7	NAVAR5	1	0.99	0.99	0.97	0.95	0.90	0.78	0.64	0.47	0.26	0.15	0.08	0.03	0.02
	8	PVALL2	1	1.00	0.99	0.98	0.96	0.92	0.81	0.69	0.52	0.30	0.18	0.10	0.04	0.02
	9	FLOR4	1	1.00	0.99	0.98	0.95	0.91	0.80	0.67	0.50	0.29	0.17	0.09	0.04	0.02
	10	VIVER27	1	1.00	0.99	0.98	0.96	0.92	0.82	0.69	0.52	0.31	0.18	0.10	0.04	0.02
Finos de Baja Degradación	1	VIVER5	1	1.00	0.99	0.98	0.96	0.92	0.82	0.70	0.53	0.32	0.19	0.10	0.04	0.02
	2	PVSUR12	1	1.00	0.99	0.98	0.96	0.92	0.83	0.70	0.54	0.32	0.19	0.11	0.05	0.02
	3	VELOD33	1	1.00	0.99	0.98	0.96	0.92	0.82	0.70	0.54	0.32	0.19	0.10	0.05	0.02
	4	PILAR2	1	1.00	0.99	0.97	0.95	0.91	0.79	0.66	0.49	0.28	0.16	0.09	0.04	0.02
	5	ITOBI15	1	1.00	0.99	0.98	0.97	0.93	0.85	0.74	0.58	0.36	0.22	0.12	0.05	0.03
	6	INEM32	1	1.00	0.99	0.98	0.96	0.93	0.84	0.73	0.58	0.35	0.21	0.12	0.05	0.03
	7	AGSUR10	1	1.00	0.99	0.98	0.97	0.93	0.85	0.73	0.58	0.35	0.21	0.12	0.05	0.03
	8	PALME13	1	1.00	0.99	0.98	0.97	0.94	0.86	0.76	0.61	0.38	0.24	0.13	0.06	0.03
	9	PVSUR25	1	1.00	0.99	0.98	0.97	0.94	0.86	0.76	0.61	0.38	0.24	0.13	0.06	0.03
	10	VELOD13	1	1.00	0.99	0.99	0.97	0.94	0.87	0.77	0.63	0.40	0.25	0.14	0.06	0.03
	11	DECEP2	1	1.00	0.99	0.99	0.97	0.94	0.86	0.76	0.61	0.39	0.24	0.14	0.06	0.03
Finos de Muy Baja Degradación	1	TNAPO9	1	1.00	0.99	0.99	0.97	0.95	0.88	0.78	0.64	0.42	0.26	0.15	0.07	0.03
	2	PALME5	1	1.00	1.00	0.99	0.97	0.95	0.88	0.79	0.66	0.43	0.28	0.16	0.07	0.04
	3	PALME80	1	1.00	1.00	0.99	0.98	0.96	0.90	0.81	0.69	0.47	0.31	0.18	0.08	0.04
	4	ITOBI5	1	1.00	1.00	0.99	0.98	0.96	0.91	0.83	0.71	0.49	0.32	0.19	0.09	0.05
	5	PALME31	1	1.00	1.00	0.99	0.98	0.96	0.92	0.84	0.73	0.52	0.35	0.21	0.10	0.05
	6	PALME44	1	1.00	1.00	0.99	0.98	0.97	0.92	0.86	0.75	0.54	0.37	0.23	0.11	0.06
	7	PALME73	1	1.00	1.00	1.00	0.99	0.98	0.95	0.91	0.84	0.68	0.51	0.34	0.17	0.09
	8	ITOBI10	1	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.97	0.94	0.89	0.76	0.62	0.44	0.24	0.14
	9	GUADA18	1	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.97	0.94	0.89	0.76	0.61	0.44	0.24	0.14
	10	GUADA18	1	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.97	0.94	0.89	0.76	0.62	0.45	0.25	0.14
	11	ITOBI24	1	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.98	0.96	0.93	0.84	0.73	0.57	0.35	0.21

Tabla 4.18. Valores de Amortiguamiento para materiales Finos

			AMORTIGUAMIENTO - D (%)													
GRUPO	No	ID MUESTRA	0.0001	0.001	0.002	0.005	0.01	0.02	0.05	0.1	0.2	0.5	1	2	5	10
Finos de Alta Degradacion	1	PVALL7	0.40	0.40	0.40	0.43	0.59	0.97	2.03	3.55	5.83	9.46	11.87	13.60	14.92	15.43
	2	HGARC5	0.46	0.46	0.46	0.54	0.79	1.37	3.01	5.04	7.53	10.66	12.41	13.55	14.37	14.67
	3	PTAR3	0.30	0.30	0.30	0.30	0.32	0.45	1.03	2.12	3.84	6.36	7.84	8.80	9.48	9.73
	4	PCR8022	0.22	0.17	0.14	0.11	0.12	0.21	0.63	1.35	2.39	3.86	4.71	5.28	5.68	5.84
	5	TNAPO3	0.52	0.46	0.43	0.44	0.57	0.96	2.37	4.38	6.94	10.06	11.71	12.75	13.46	13.72
	6	PCAÑA9	0.60	0.60	0.60	0.60	0.71	1.11	2.77	5.43	9.11	13.85	16.42	18.03	19.16	19.56
	7	VELOD3	0.52	0.52	0.52	0.52	0.56	0.86	2.27	4.75	8.38	13.31	16.07	17.83	19.06	19.52
	8	CAMAC25	0.41	0.33	0.28	0.22	0.21	0.32	0.97	2.22	4.18	6.99	8.61	9.67	10.42	10.70
	9	PCAÑA1	0.18	0.18	0.18	0.18	0.20	0.29	0.71	1.43	2.51	3.99	4.82	5.35	5.72	5.86
Finos de Moderada Degradación	1	VELOD8	0.59	0.59	0.59	0.59	0.63	0.87	2.06	4.27	7.74	12.79	15.73	17.63	18.98	19.47
	2	PCR803	0.47	0.48	0.48	0.50	0.53	0.60	0.80	1.13	1.79	3.47	5.40	7.49	9.69	10.72
	3	COMFA6	0.38	0.36	0.36	0.36	0.40	0.53	1.10	2.12	3.75	6.24	7.75	8.75	9.46	9.72
	4	CAMAC10	1.07	1.00	0.96	0.92	0.98	1.27	2.67	5.35	9.83	16.91	21.31	24.26	26.37	27.16
	5	INEM9	0.19	0.18	0.18	0.18	0.20	0.27	0.55	1.04	1.85	3.09	3.85	4.36	4.72	4.86
	6	PCR8011	0.31	0.29	0.28	0.27	0.29	0.38	0.77	1.51	2.76	4.77	6.04	6.90	7.52	7.75
	7	NAVAR5	1.08	1.08	1.08	1.08	1.19	1.56	3.13	6.00	10.74	18.21	22.87	26.01	28.27	29.10
	8	PVALL2	0.67	0.67	0.67	0.70	0.78	1.03	1.99	3.69	6.47	10.89	13.68	15.58	16.95	17.45
	9	FLOR4	0.69	0.67	0.67	0.69	0.77	1.01	1.95	3.63	6.41	10.84	13.65	15.55	16.94	17.45
	10	VIVER27	0.43	0.43	0.43	0.43	0.45	0.56	1.11	2.21	4.17	7.45	9.60	11.08	12.16	12.56
Finos de Baja Degradación	1	VIVER5	0.23	0.23	0.23	0.24	0.26	0.33	0.61	1.11	1.97	3.43	4.41	5.09	5.60	5.79
	2	PVSUR12	0.90	0.90	0.90	0.91	1.00	1.26	2.32	4.27	7.67	13.53	17.50	20.29	22.37	23.15
	3	VELOD33	1.34	1.34	1.34	1.37	1.49	2.05	4.59	7.80	12.00	17.73	21.08	23.28	24.84	25.41
	4	PILAR2	0.65	0.61	0.59	0.57	0.61	0.81	1.69	3.35	6.10	10.39	13.02	14.78	16.04	16.50
	5	ITOBI15	0.93	0.91	0.91	0.93	1.02	1.28	2.28	4.11	7.36	13.13	17.17	20.07	22.26	23.10
	6	INEM32	0.37	0.32	0.28	0.23	0.22	0.69	1.56	2.69	4.24	6.48	7.87	8.81	9.49	9.74
	7	AGSUR10	0.58	0.58	0.58	0.61	0.66	0.82	1.37	2.37	4.19	7.64	10.25	12.22	13.75	14.35
	8	PALME13	1.29	1.30	1.32	1.39	1.53	1.84	2.85	4.62	7.91	14.80	20.65	25.50	29.54	31.17
	9	PVSUR25	0.69	0.69	0.69	0.72	0.78	0.95	1.60	2.79	4.95	9.10	12.24	14.63	16.49	17.21
	10	VELOD13	0.58	0.58	0.59	0.61	0.67	0.82	1.34	2.27	3.99	7.36	9.99	12.04	13.66	14.30
	11	DECEP2	0.58	0.58	0.59	0.61	0.67	0.82	1.34	2.28	4.01	7.39	10.02	12.06	13.67	14.30
Finos de Muy Baja Degradación	1	TNAPO9	0.31	0.31	0.32	0.34	0.37	0.44	0.69	1.13	1.95	3.64	5.06	6.22	7.18	7.57
	2	PALME5	0.82	0.83	0.85	0.90	1.00	1.19	1.83	2.91	4.90	9.15	12.86	16.01	18.68	19.77
	3	PALME80	0.51	0.52	0.53	0.56	0.61	0.72	1.08	1.68	2.80	5.30	7.60	9.62	11.41	12.15
	4	ITOBI5	0.39	0.40	0.41	0.43	0.47	0.55	0.80	1.23	2.03	3.85	5.60	7.21	8.66	9.28
	5	PALME31	0.47	0.48	0.49	0.51	0.56	0.65	0.92	1.38	2.27	4.34	6.42	8.40	10.25	11.06
	6	PALME44	0.63	0.64	0.65	0.68	0.73	0.85	1.18	1.75	2.83	5.46	8.18	10.88	13.48	14.63
	7	PALME73	0.70	0.71	0.72	0.74	0.78	0.85	1.06	1.43	2.15	4.15	6.70	9.82	13.55	15.47
	8	ITOBI10	0.31	0.31	0.32	0.32	0.33	0.35	0.42	0.52	0.72	1.33	2.20	3.46	5.28	6.37
	9	GUADA18	1.17	1.18	1.19	1.21	1.25	1.33	1.56	1.94	2.72	4.98	8.25	12.96	19.78	23.88
	10	GUADA18	0.47	0.47	0.47	0.48	0.50	0.53	0.62	0.78	1.09	1.99	3.30	5.18	7.91	9.55
	11	ITOBI24	0.27	0.27	0.28	0.28	0.28	0.29	0.32	0.38	0.48	0.78	1.27	2.10	3.64	4.81

Tabla 4.19. Valores de degradación del Módulo para materiales Granulares

			MODULO G/Go												
GRUPO	No	ID MUESTRA	0.0001	0.001	0.002	0.005	0.01	0.02	0.05	0.1	0.2	0.5	1	2	5
Arena gravosa	1	NAVAR13A	1.00	0.98	0.96	0.91	0.83	0.71	0.49	0.33	0.19	0.09	0.05	0.02	0.01
	2	NAVAR12A	1.00	0.98	0.97	0.92	0.86	0.75	0.55	0.38	0.23	0.11	0.06	0.03	0.01
	3	NAVAR10A	1.00	0.99	0.98	0.94	0.89	0.80	0.61	0.44	0.28	0.14	0.07	0.04	0.02
Arena media	1	PVALL3	1.00	0.99	0.97	0.93	0.87	0.77	0.57	0.40	0.25	0.12	0.06	0.03	0.01
	2	PMALL5	1.00	0.99	0.98	0.96	0.92	0.85	0.70	0.53	0.36	0.19	0.10	0.05	0.02
	3	PILAR9	1.00	1.00	0.99	0.98	0.95	0.91	0.80	0.67	0.50	0.29	0.17	0.09	0.04
	4	COMFA11	1.00	0.99	0.98	0.96	0.92	0.85	0.70	0.54	0.37	0.19	0.10	0.06	0.02
	5	INEM20	1.00	0.99	0.98	0.96	0.93	0.86	0.71	0.55	0.38	0.20	0.11	0.06	0.02
	6	DECEP9	1.00	0.99	0.99	0.97	0.94	0.88	0.75	0.61	0.43	0.23	0.13	0.07	0.03
	7	PTAR15	1.00	0.99	0.98	0.96	0.92	0.86	0.71	0.55	0.38	0.19	0.11	0.06	0.02
	8	PILAR17	1.00	1.00	0.99	0.98	0.95	0.91	0.81	0.68	0.51	0.30	0.17	0.10	0.04
	9	PMALL9	1.00	1.00	0.99	0.97	0.95	0.91	0.79	0.66	0.49	0.28	0.16	0.09	0.04
	10	COMFA18	1.00	1.00	0.99	0.98	0.96	0.91	0.81	0.68	0.52	0.30	0.18	0.10	0.04
	11	PTAR31	1.00	1.00	0.99	0.98	0.97	0.94	0.86	0.75	0.60	0.38	0.23	0.13	0.06
	12	INEM38	1.00	1.00	0.99	0.98	0.96	0.93	0.84	0.72	0.57	0.34	0.21	0.12	0.05
	13	PCR8029	1.00	1.00	0.99	0.98	0.96	0.93	0.83	0.71	0.55	0.33	0.20	0.11	0.05
Arena fina	1	NAVAR6	1.00	0.99	0.98	0.96	0.92	0.84	0.68	0.52	0.35	0.18	0.10	0.05	0.02
	2	DECEP6	1.00	0.99	0.98	0.96	0.92	0.86	0.71	0.55	0.38	0.19	0.11	0.06	0.02
	3	FLOR8	1.00	0.99	0.99	0.97	0.93	0.87	0.74	0.58	0.41	0.22	0.12	0.07	0.03
	4	MELEN5	1.00	0.99	0.99	0.97	0.93	0.87	0.73	0.58	0.41	0.22	0.12	0.06	0.03
	5	HGARC18	1.00	1.00	0.99	0.98	0.95	0.91	0.79	0.66	0.49	0.28	0.16	0.09	0.04
	6	COMFA14	1.00	0.99	0.99	0.97	0.94	0.89	0.75	0.61	0.43	0.24	0.13	0.07	0.03
	7	AGSUR19	1.00	1.00	0.99	0.98	0.95	0.91	0.80	0.67	0.50	0.29	0.17	0.09	0.04
	8	MELEN21	1.00	0.99	0.99	0.97	0.95	0.90	0.78	0.63	0.46	0.26	0.15	0.08	0.03
	9	GUADA24A	1.00	1.00	0.99	0.98	0.96	0.92	0.81	0.69	0.52	0.30	0.18	0.10	0.04
	10	FLOR16	1.00	0.99	0.99	0.97	0.95	0.90	0.78	0.64	0.47	0.26	0.15	0.08	0.03
	11	PILAR25	1.00	1.00	0.99	0.98	0.96	0.92	0.83	0.70	0.54	0.32	0.19	0.11	0.05
Arena limo arcillosa	1	MELEN18	1.00	1.00	0.99	0.98	0.96	0.92	0.83	0.70	0.54	0.32	0.19	0.11	0.05
	2	FLOR18	1.00	1.00	0.99	0.98	0.97	0.94	0.86	0.76	0.61	0.39	0.24	0.14	0.06
	3	INGEO19	1.00	1.00	0.99	0.98	0.95	0.91	0.80	0.67	0.50	0.29	0.17	0.09	0.04
	4	PANAM40	1.00	1.00	0.99	0.98	0.96	0.92	0.83	0.70	0.54	0.32	0.19	0.11	0.05
	5	INGEO26	1.00	1.00	0.99	0.98	0.96	0.92	0.82	0.70	0.54	0.32	0.19	0.10	0.05
	6	PVSUR20	1.00	1.00	0.99	0.97	0.95	0.90	0.78	0.65	0.48	0.27	0.15	0.08	0.04
	7	FLOR5	1.00	0.99	0.99	0.96	0.93	0.87	0.72	0.57	0.40	0.21	0.12	0.06	0.03
	8	PANAM41	1.00	1.00	0.99	0.98	0.96	0.92	0.82	0.70	0.54	0.32	0.19	0.10	0.05
	9	PANAM55	1.00	1.00	0.99	0.98	0.97	0.93	0.85	0.74	0.58	0.36	0.22	0.12	0.05
	10	VIVER19	1.00	1.00	0.99	0.98	0.96	0.93	0.84	0.72	0.56	0.34	0.20	0.11	0.05

Tabla 4.20. Valores de Amortiguamiento para materiales Granulares

			AMORTIGUAMIENTO - D (%)												
GRUPO	No	ID MUESTRA	0.0001	0.001	0.002	0.005	0.01	0.02	0.05	0.1	0.2	0.5	1	2	5
Arena gravosa	1	NAVAR13A	1.20	1.20	1.35	2.44	4.47	7.63	13.24	17.54	20.95	23.71	24.80	25.39	25.75
	2	NAVAR12A	1.20	1.20	1.22	2.05	3.80	6.67	12.16	16.77	20.69	24.06	25.45	26.20	26.67
	3	NAVAR10A	1.20	1.20	1.20	1.68	3.18	5.71	10.93	15.72	20.14	24.22	25.97	26.95	27.57
Arena media	1	PVALL3	0.63	0.67	0.80	1.26	1.98	3.12	5.25	7.31	9.67	12.65	14.36	15.50	16.34
	2	PMALL5	0.59	0.59	0.67	1.02	1.58	2.47	4.20	6.01	8.22	11.24	13.07	14.32	15.25
	3	PILAR9	0.80	0.76	0.86	1.26	1.92	2.98	5.10	7.43	10.44	14.78	17.50	19.41	20.84
	4	COMFA11	0.93	0.93	1.04	1.52	2.32	3.60	6.16	9.00	12.70	18.04	21.41	23.78	25.56
	5	INEM20	0.54	0.52	0.58	0.84	1.29	2.00	3.42	4.99	7.05	10.02	11.89	13.21	14.20
	6	DECEP9	0.78	0.80	0.81	0.86	0.94	1.10	1.61	2.45	4.05	7.70	11.20	14.41	17.33
	7	PTAR15	0.68	0.68	0.73	1.01	1.50	2.30	3.96	5.94	8.74	13.11	16.00	18.09	19.69
	8	PILAR17	0.82	0.71	0.74	0.98	1.43	2.17	3.75	5.74	8.73	13.64	17.02	19.49	21.41
	9	PMALL9	0.55	0.55	0.58	0.76	1.11	1.68	2.89	4.44	6.77	10.62	13.28	15.23	16.74
	10	COMFA18	0.59	0.59	0.61	0.78	1.11	1.66	2.87	4.48	7.01	11.35	14.42	16.71	18.50
	11	PTAR31	0.90	0.91	0.93	0.98	1.06	1.22	1.70	2.51	4.07	7.84	11.77	15.64	19.38
	12	INEM38	0.78	0.63	0.63	0.78	1.09	1.61	2.78	4.42	7.13	11.96	15.48	18.14	20.24
	13	PCR8029	0.70	0.56	0.55	0.66	0.92	1.34	2.32	3.73	6.13	10.56	13.84	16.34	18.32
Arena fina	1	NAVAR6	1.04	1.11	1.33	2.11	3.33	5.25	8.80	12.23	16.10	20.96	23.74	25.59	26.94
	2	DECEP6	0.81	0.85	1.01	1.57	2.47	3.89	6.56	9.19	12.23	16.16	18.45	19.98	21.11
	3	FLOR8	0.91	0.87	0.97	1.43	2.18	3.39	5.80	8.44	11.87	16.80	19.89	22.06	23.68
	4	MELEN5	0.89	0.85	0.94	1.37	2.09	3.25	5.57	8.13	11.48	16.34	19.41	21.56	23.19
	5	HGARC18	0.50	0.50	0.54	0.73	1.07	1.63	2.81	4.26	6.37	9.74	12.02	13.67	14.95
	6	COMFA14	0.57	0.57	0.60	0.82	1.20	1.83	3.16	4.79	7.16	10.96	13.52	15.38	16.82
	7	AGSUR19	0.58	0.58	0.61	0.81	1.17	1.78	3.07	4.70	7.17	11.23	14.03	16.08	17.68
	8	MELEN21	1.07	0.92	0.95	1.26	1.83	2.76	4.77	7.33	11.22	17.64	22.08	25.35	27.89
	9	GUADA24A	0.64	0.54	0.55	0.72	1.03	1.54	2.67	4.14	6.43	10.33	13.06	15.09	16.68
	10	FLOR16	0.82	0.69	0.71	0.91	1.31	1.97	3.40	5.28	8.21	13.18	16.68	19.28	21.31
	11	PILAR25	0.75	0.62	0.64	0.82	1.17	1.75	3.03	4.72	7.38	11.94	15.16	17.56	19.43
Arena limo arcillosa	1	MELEN18	0.57	0.47	0.48	0.62	0.88	1.32	2.29	3.57	5.59	9.07	11.53	13.36	14.80
	2	FLOR18	0.64	0.52	0.51	0.64	0.89	1.32	2.28	3.62	5.84	9.79	12.67	14.84	16.56
	3	INGEO19	0.62	0.62	0.64	0.86	1.25	1.89	3.27	5.00	7.61	11.87	14.80	16.95	18.62
	4	PANAM40	0.39	0.39	0.40	0.51	0.73	1.10	1.89	2.95	4.60	7.42	9.40	10.88	12.04
	5	INGEO26	0.59	0.59	0.61	0.78	1.11	1.66	2.87	4.48	7.01	11.35	14.43	16.71	18.51
	6	PVSUR20	0.97	0.97	1.09	1.59	2.42	3.76	6.44	9.39	13.23	18.76	22.24	24.68	26.52
	7	FLOR5	0.94	0.89	0.98	1.42	2.15	3.34	5.72	8.40	11.95	17.15	20.46	22.80	24.57
	8	PANAM41	0.50	0.50	0.50	0.63	0.89	1.33	2.30	3.61	5.74	9.45	12.11	14.11	15.68
	9	PANAM55	0.44	0.44	0.44	0.55	0.77	1.15	1.98	3.13	4.99	8.28	10.64	12.42	13.82
	10	VIVER19	0.23	0.23	0.23	0.28	0.39	0.58	1.01	1.60	2.58	4.34	5.62	6.59	7.36

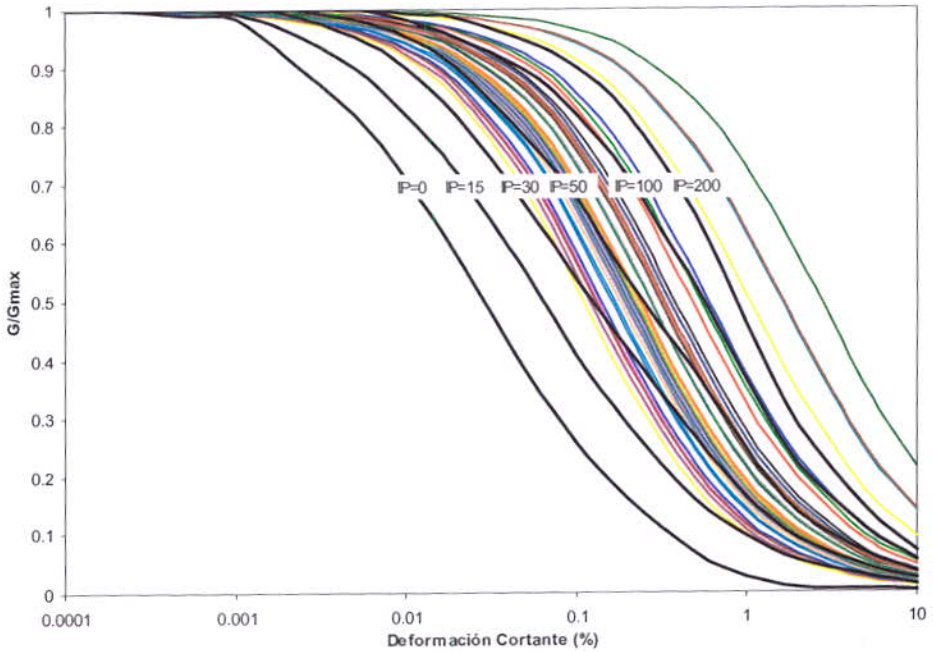


Figura 4.4. Comparación de curvas de degradación del modulo de corte de materiales finos

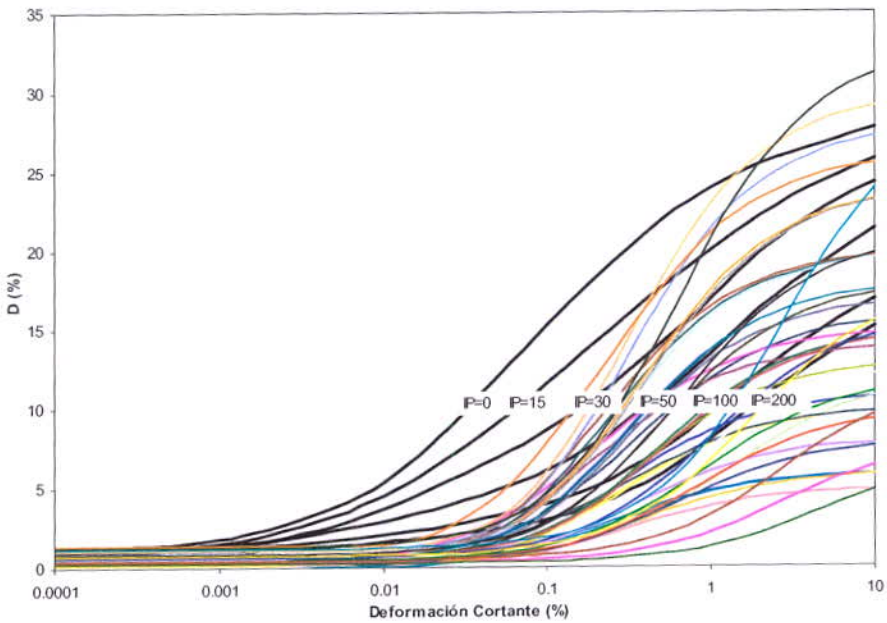


Figura 4.5. Comparación de curvas de amortiguamiento de materiales finos

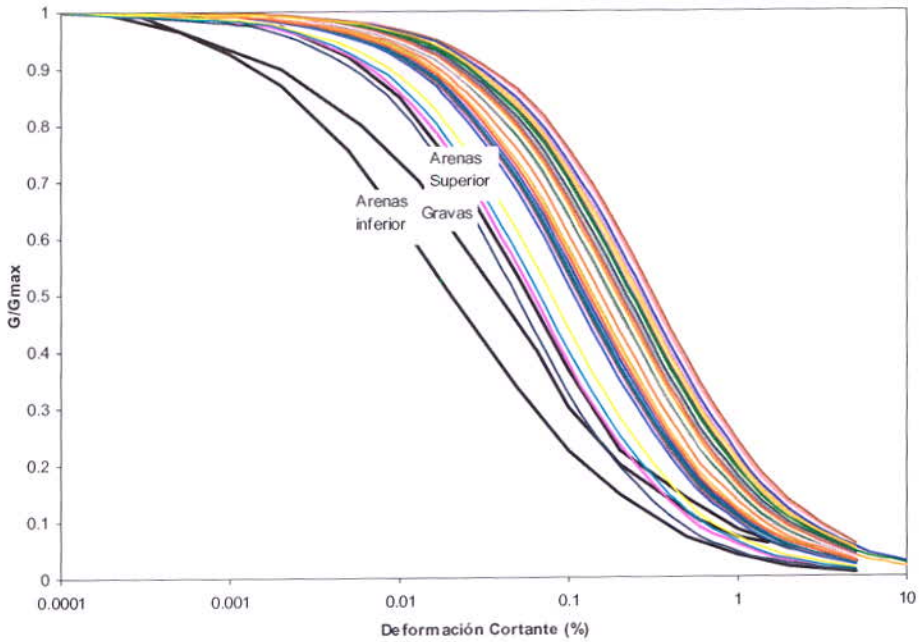


Figura 4.6. Comparación de curvas de degradación del modulo de corte de materiales granulares

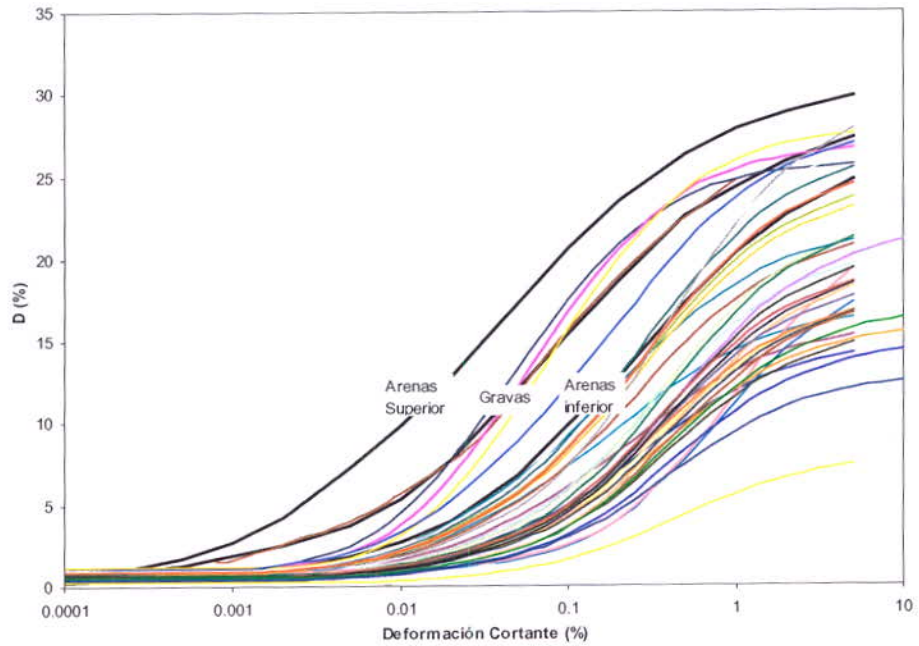


Figura 4.7. Comparación de curvas de amortiguamiento de materiales granulares

4.2.2 Modelo Hiperbólico Extendido

Como se pudo apreciar en al numeral anterior, los resultados de laboratorio abarcan un rango de esfuerzos de confinamiento que varia entre 70 a 490 KPa, luego para niveles mayores de confinamiento (profundidades mayores a 50 m) es necesario extrapolar las curvas de degradación y amortiguamiento. Para ello se acudió al modelo hiperbólico extendido tal y como se describió en el capítulo anterior.

Para efectuar estos análisis los datos de laboratorio se agruparon por tipo de suelo (ver **Tabla 4.21**). Los parámetros de los finos, arenas y gravas finas se calcularon a partir de los resultados de los ensayos triaxiales cíclicos ejecutados por el Proyecto MZSCali, mientras que para el caso de las gravas se obtuvieron a partir de los valores reportados por Rollins et al (1998).

Tabla 4.21. Parámetros del modelo hiperbólico extendido para varios tipos de suelos de Cali

MATERIAL	Beta	s	a (%)	B	c (%)	d	σ_{ref} (kPa)
GRAVAS	1	0.70	0.039	0.41	1.50	0.30	101
GRAVA FINAS	1	0.85	0.033	0.94	3.77	0.29	101
ARENAS	1	0.85	0.090	0.75	2.66	0.25	101
FINOS	1	0.85	0.180	0.52	3.90	0.42	101

En la **Figura 4.8** se ilustra a manera de ejemplo la determinación de los parámetros del modelo para el caso de las arenas de la llanura aluvial, donde es importante destacar que gracias al número de ensayos realizados y a la calidad de los mismos, los coeficientes de correlación obtenidos de estos ajustes son mayores a 0.8.

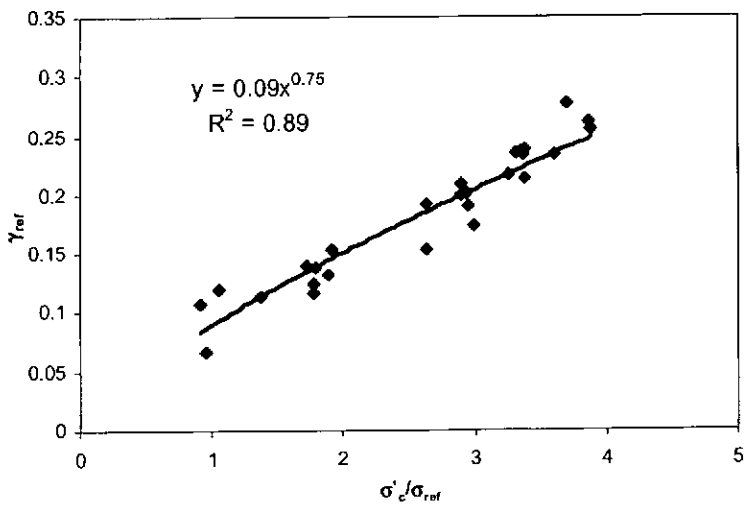


Figura 4.8. Parámetros del modelo hiperbólico extendido para las Arenas de la Llanura Aluvial en Cali

Con los anteriores parámetros es posible reproducir las curvas de degradación y amortiguamiento de materiales que se encuentran a niveles mayores de confinamiento, lo cual es necesario dado que los depósitos estudiados son bastante profundos, alcanzando espesores mayores a 1500 metros en algunos sectores de la ciudad (ver informe No.3, Subproyecto de Geofísica, Proyecto MZSCali, 2005). En las **Figura 4.9 y 4.10** se muestran las curvas obtenidas para materiales arenosos y arcillosos respectivamente, con niveles de confinamiento que varían desde 50 KPa hasta 2000 KPa.

4.3 PERIODO FUNDAMENTAL DE LOS DEPÓSITOS

Los periodos fundamentales de los depósitos se determinaron a partir de microtrepidaciones y registros sísmicos capturados por la Red de Acelerógrafos de Cali (RAC) y la Red Portátil de Acelerógrafos de Cali (RPAC). A partir de estos datos se obtuvo el mapa de isoperidos para la ciudad de Cali, el cual se muestra en la **Figura 4.11**, el detalle de como se obtuvo este producto se presenta en el informe respectivo (ver informe No.5.1, Subproyecto de Respuesta Sísmica, Proyecto MZSCali, 2005).

Aunque los periodos de vibración son obtenidos para niveles bajos de deformación, este producto nos ayuda a estimar el comportamiento dinámico del depósito, dado que el periodo natural de vibración de un depósito es proporcional al espesor del mismo e inversamente proporcional a la velocidad de onda.

A partir del mapa de isoperiodos se estimaron los periodos fundamentales de los sitios de modelación, con los cuales se calibraron los modelos de respuesta como se presenta en el capítulo siguiente.

4.4 VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE

Las velocidades de onda de corte se determinaron mediante pruebas geofísicas de tipo Down Hole y de refracción sísmica, obteniendo mejores resultados con las primeras, dado que las características de los depósitos conducen a que la refracción sísmica sobreestime los valores de velocidad, sin embargo los valores obtenidos en material rocoso se consideran aceptables (ver informe No.3, Subproyecto de Geofísica, Proyecto MZSCali, 2005).

Con el fin de identificar valores atípicos reportados por la dificulta en la interpretación de los registros, se asignaron cada uno de los datos de velocidad registrados a los materiales típicos identificados según las investigaciones geotécnicas. Con ello, se realizaron análisis estadísticos para asignar la velocidad de onda más representativa a cada estrato modelado. Una muestra de dichos análisis se presenta en la **Figura 4.12**, donde se presentan los histogramas de frecuencia para los materiales arcillosos, limosos, arenosos y gravosos. En la **Tabla 4.22 a 4.25** se resume los valores estadísticos para cada material tipo.

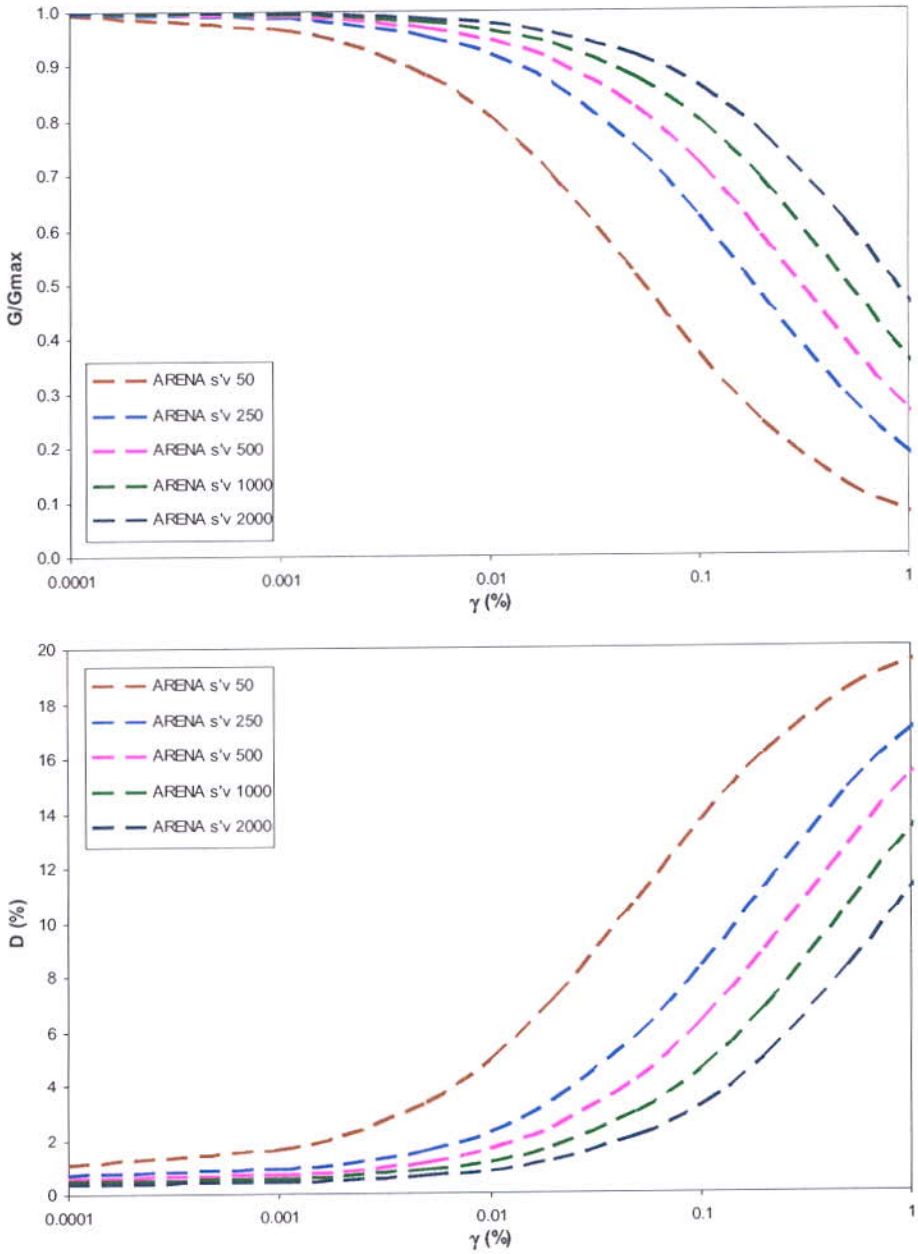


Figura 4.9. Curvas de degradación del modulo de corte y amortiguamiento calculadas a partir del modelo hiperbólico extendido para materiales arenosos

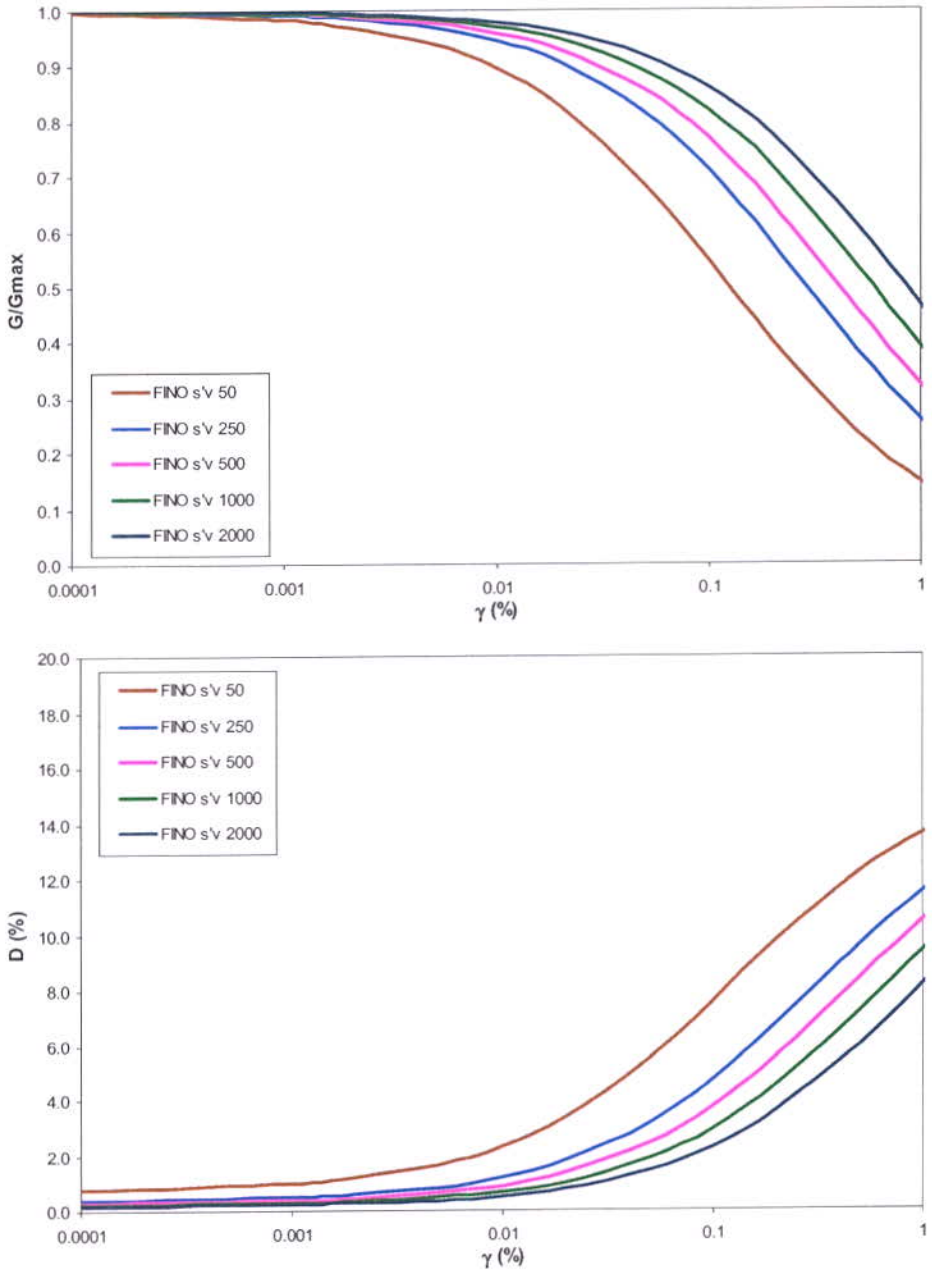


Figura 4.10. Curvas de degradación del modulo de corte y amortiguamiento calculadas a partir del modelo hiperbólico extendido para materiales finos

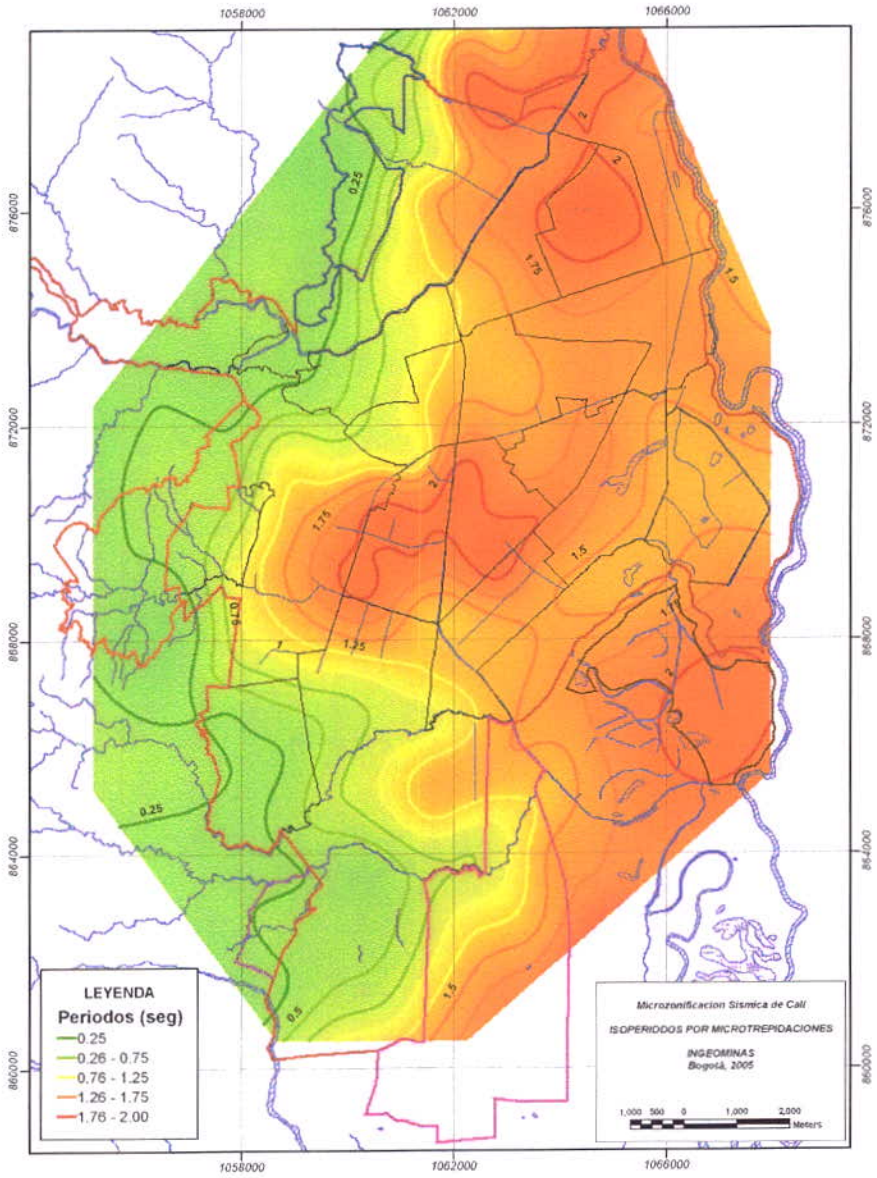


Figura 4.11. Mapa de Isoperiodos a partir de Microtrepidaciones

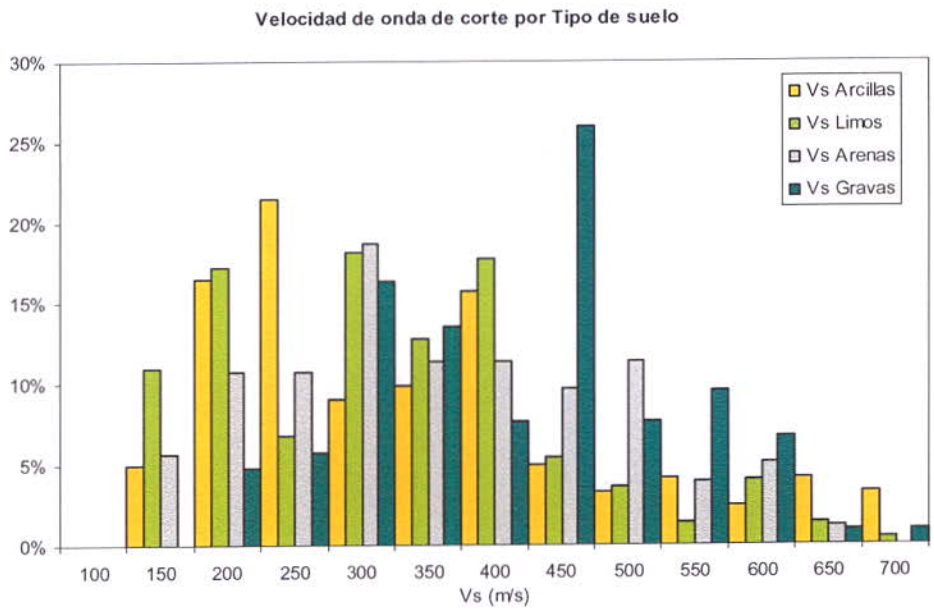


Figura 4.12. Histograma de Velocidad de onda medida en campo por Down Hole por tipo de suelo.

Tabla 4.22. Valores Estadísticos de la Velocidad de Onda Cortante Vs en m/s para Arcillas

Parámetro	Vs Arcillas	Vs C1	Vs C2	Vs C3	Vs C4	Vs C5	Vs C6
Datos	121	53	34	13	2	5	12
Mínimo	113	113	136	270	625	633	336
Máximo	690	563	625	513	690	654	588
Promedio	**321**	**271**	**278**	**389**	**658**	**648**	**410**
Moda	200	241	200	392		654	476
Mediana	270	247	220	391	658	654	378
Desviación estandar	144	111	135	60	46	9	74
Varianza	20608	12405	18201	3590	2113	86	5448
Coeficiente de variación	0.45	0.41	0.48	0.15	0.07	0.01	0.18
Coeficiente de asimetría	0.87	0.99	1.63	-0.07		-1.45	1.41

Tabla 4.23. Valores Estadísticos de la Velocidad de Onda Cortante Vs en m/s para Limos

Parámetro	Vs Limos	Vs M1	Vs M2	Vs M3	Vs M4	Vs M5
Datos	220	25	82	76	3	10
Mínimo	114	161	180	114	345	124
Máximo	651	424	651	519	354	284
Promedio	302	290	327	285	348	182
Moda	180	308	180	282	345	284
Mediana	294	287	332	287	345	164
Desviación estandar	124	60	112	110	5	57
Varianza	15427	3644	12505	12137	27	3278
Coeficiente de variación	0.41	0.21	0.34	0.39	0.01	0.32
Coeficiente de asimetría	0.61	0.04	0.66	0.24	1.73	1.30

Tabla 4.24. Valores Estadísticos de la Velocidad de Onda Cortante Vs en m/s para Arenas

Parámetro	Vs Arenas	Vs S1	Vs S2	Vs S3	Vs S4
Datos	176	77	61	21	17
Mínimo	114	125	114	221	208
Máximo	645	597	645	565	476
Promedio	334	308	351	323	405
Moda	278	278	417	228	455
Mediana	312	290	357	284	417
Desviación estandar	126	116	145	112	69
Varianza	15791	13344	21119	12478	4794
Coeficiente de variación	0.38	0.37	0.41	0.35	0.17
Coeficiente de asimetría	0.33	0.57	0.17	1.16	-1.60

Tabla 4.25. Valores Estadísticos de la Velocidad de Onda Cortante Vs en m/s para Gravas

Parámetro	Vs Gravas	Vs G1	Vs G2	Vs G3	Vs G4
Datos	104	11	4	58	28
Mínimo	163	195	270	228	305
Máximo	667	476	321	608	667
Promedio	386	295	297	394	439
Moda	417	195		385	417
Mediana	417	273	298	386	417
Desviación estandar	113	96	24	114	73
Varianza	12688	9204	575	12990	5279
Coeficiente de variación	0.29	0.33	0.08	0.29	0.17
Coeficiente de asimetría	0.16	0.81	-0.13	0.27	1.34

En los sitios de exploración donde no se realizo el Down Hole, se estimó la velocidad de onda de corte in situ a partir del módulo de corte Go calculado de las pruebas triaxiales cíclicas. Para ello, se relacionaron los módulos de corte máximos obtenidos en laboratorio con los reportados en campo por el Down Hole para diferentes materiales, estas relaciones se presentan en la **Figura 4.13**.

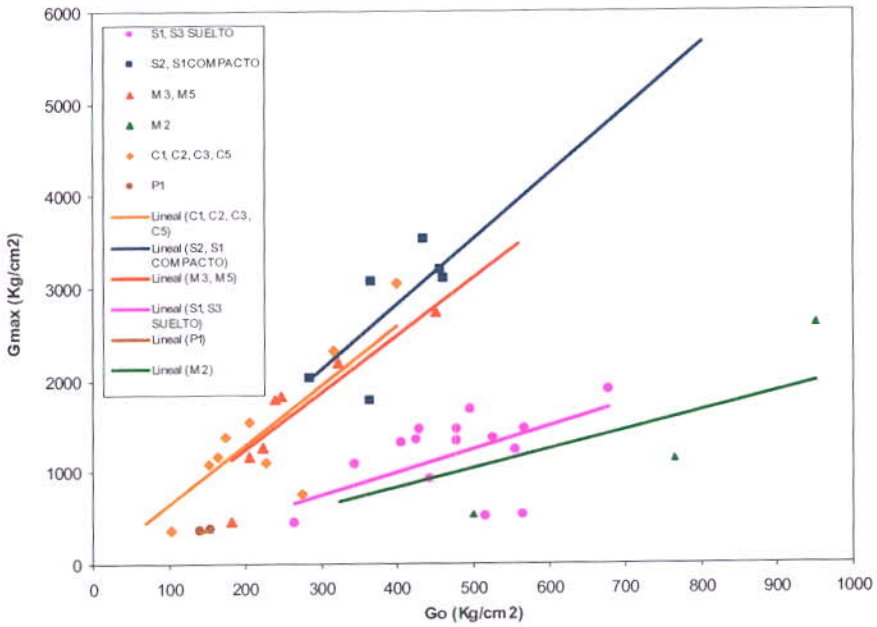


Figura 4.13. Relaciones entre el módulo de corte máximo de laboratorio (Go) e in situ (Gmax).

Se puede apreciar que el módulo de corte medido en laboratorio es menor que el medido in situ con el Down Hole, esto se debe principalmente a dos razones: primero, cada uno es medido a diferentes niveles de deformación cortante, el de laboratorio 10-2% y el de campo 10-4%; y segundo, la alteración que sufren las muestras en el proceso de exploración. En la **Figura 4.14** se ilustra que a medida que el depósito es más rígido (Vs altas) la alteración es mayor, calculada esta alteración como la relación entre los módulos de corte de laboratorio e in situ, lo anterior es reportado también en las investigaciones de Stokoe et. al (2004).

Como se aprecia en la **Figura 4.14** la variación es considerable, por lo cual es conveniente distinguir por tipo de material como se ilustró en la **Figura 4.13**, con el fin de obtener relaciones más representativas entre el estado in situ y laboratorio.

4.5 PERFILES Y SECCIONES PROMEDIOS PARA MODELACIÓN DE LA RESPUESTA

Con base en los estudios de Geología, Geofísica, Geotecnia e Isoperiodos se definieron 39 sitios uniformemente distribuidos en el área de estudio, en los cuales se pudieran definir los perfiles del subsuelo promedios para los análisis unidimensionales, la mayoría de ellos ubicados en los sitios donde se realizaron las perforaciones geotécnicas (ver **Figura 4.15**).

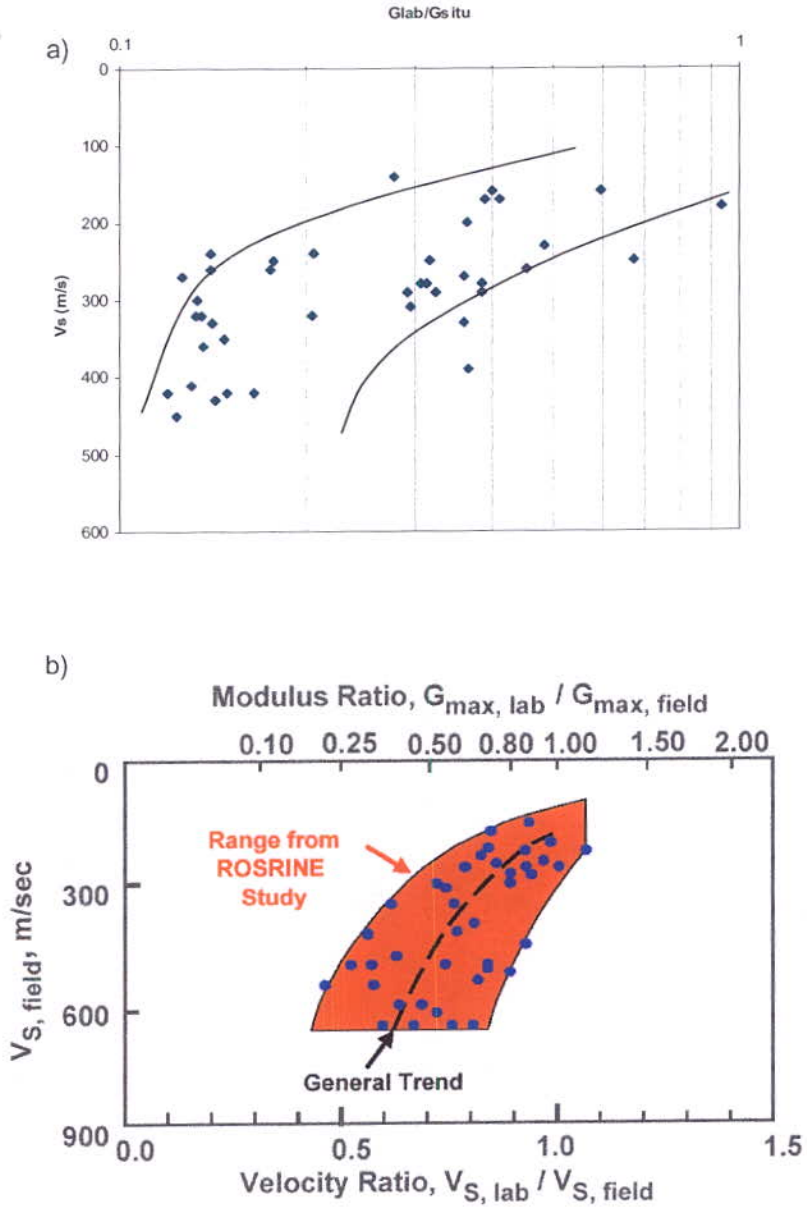


Figura 4.14. Variación de la relación de módulos de corte con la velocidad de onda de corte: **a)**resultados del estudio, **b)** reportados por Stokoe et al (2004).

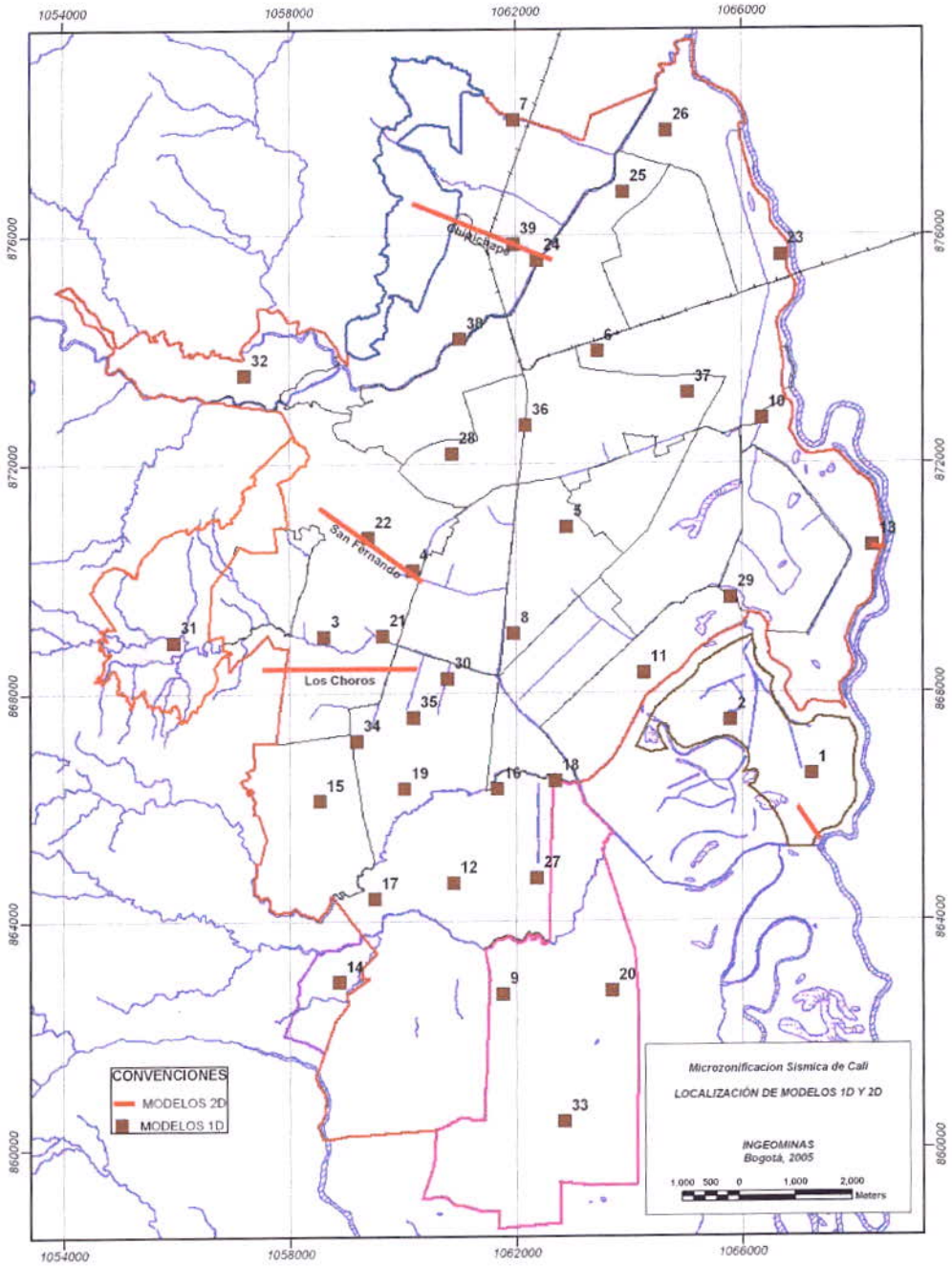


Figura 4.15. Localización de perfiles promedio para la modelación de la respuesta sísmica.

En la **Tabla 4.26** se resumen las características generales de los modelos, tales como: número del sitio, código, localización, Zona Geotécnica, estación de la RAC más cercana con la cual se podría calibrar la respuesta, periodo fundamental obtenido del mapa de isoperiodos, profundidad del depósito cuaternario y profundidad del basamento rocoso según los modelos gravimétricos realizados.

En general los perfiles promedio se componen de información directa de campo que oscila entre 20 a 100 m de profundidad. En aquellos sitios donde la profundidad del depósito superaba la profundidad explorada, fue necesario complementar y/o correlacionar el perfil con datos de los ensayos geofísicos y con el modelo geológico-geofísico-geotécnico general del depósito. Las características resumidas de los perfiles promedio se presentan en el Anexo 3. Además, en la Zona Geotécnica de Llanura Aluvial se realizaron los análisis de potencial de licuación, detallando los mismos en el Sector de Navarro por disponer de una mayor cantidad de información.

Para los análisis bidimensionales se definieron 3 secciones representativas de las condiciones y materiales presentes en el piedemonte de la ciudad, las cuales fueron estratégicamente ubicadas con el fin de evaluar la incidencia de los cambios topográficos sobre la respuesta sísmica. Dichas secciones se localizaron sobre el Sector de Chipichape (ver **Figura 4.16**), San Fernando y Los Chorros. Igualmente, se definieron 2 secciones detalladas y representativas de las condiciones y materiales presentes en la Llanura Aluvial en inmediaciones al Jarillón que circunda el Río Cauca, las cuales fueron estratégicamente ubicadas en Decepaz y Navarro (ver **Figura 4.17**) para poder estimar la ocurrencia del fenómeno de corrimiento lateral. La localización de las 5 secciones mencionadas anteriormente se puede apreciar también en la **Figura 4.15**.

Tabla 4.26. Características de los perfiles promedio seleccionados para la modelación de la respuesta sísmica

No.	CÓDIGO	Localización	Zona Geotécnica	RAC	Periodo (s)	Espesor cuaternario (m)	Prof. (m) Basamento Rocoso
1	NAVAR	Navarro P1	Zona 8a	RAC11	2.0	950	1600
2	NAVAR	Navarro S7	Zona 8a	RAC11	1.9	1300	2000
3	VELOD	Velódromo	Zona 6d	RAC03	1.3	580	1300
4	PANAM	Panamericanas	Zona 6d	RAC06	1.5	750	1400
5	HGARC	Hospital H. Garcés	Zona 7	RAC12	1.8	800	1550
6	PCAÑA	Parque de la Caña	Zona 6c	RAC08	1.6	680	1700
7	PAMOR	Parque del Amor	Zona 6a	RAC09	1.5	580	1100
8	PVSUR	Parque Villa del Sur	Zona 7	RAC12	1.7	800	1550
9	UAUTO	Universidad Autónoma	Zona 6f	RAC01	0.8	430	1130
10	PMALL	Puerto Mallarino	Zona 8a	RAC10	1.7	1100	2000
11	PVALL	Parque Vallado	Zona 8a	RAC10	1.5	1350	2000
12	INGEO	INGEOMINAS	Zona 6e	RAC02	1.0	130	500
13	DECEP	Decepaz	Zona 8a	RAC10	1.4	1250	2100
14	VLILI	Valle de Lili	Zona 2c	RAC01	0.3		700
15	TNAPO	Tanque Nápoles	Zona 2b	RAC05	0.25		700
16	COMFA	Comfandi	Zona 6e	RAC02	1.0	260	980
17	CCAMP	Club Campestre	Zona 6e	RAC02	0.45	50	420
18	AGSUR	Aguas del Sur	Zona 7	RAC02	1.5	580	1200
19	PCR80	Pasoancho con Cr 80	Zona 6e	RAC02	0.65	160	650
20	COMFE	Comfenalco	Zona 7	RAC01	1.45	410	1000
21	PALME	Palmetto Plaza	Zona 6d	RAC06	1.9	630	1350
22	ITOBI	Instituto Tobías	Zona 6d	RAC06	1.4	350	1250
23	PTAR	PTAR	Zona 8b	RAC10	1.6	1300	2100
24	VIVER	Vivero Municipal	Zona 6c	RAC09	1.7	380	1400
25	INEM	INEM	Zona 6c	RAC08	1.9	650	1600
26	FLOR	Floralia	Zona 8a	RAC10	2.0	680	1800
27	MELEN	Meléndez	Zona 7	RAC02	1.1	380	880
28	CAMAC	Colegio José Camacho	Zona 6b	CCAL5	0.9	290	1290
29	PILAR	El Pilar II	Zona 8a	RAC10	1.4	1700	2200
30	GUADA	Guadalupe con Cl 14	Zona 6e	RAC06	1.5	650	1250
31	CAÑAV	Cañaveralejo la Sirena	Zona 3	RAC04	0.25		20
32	TCOLOR	Terrón Colorado	Zona 2a	RAC05	0.22		20
33	PTEJAD	Vía a Puerto Tejada	Zona 6f	RAC01	1.6	500	1500
34	CAPRI	La 14 de Capri	Zona 6e	RAC02	0.8	320	870
35	LIMON	Limonar	Zona 6e	RAC02	1.2	450	1000
36	PTEK15	Puente Cr 15 con Cl25	Zona 6c	RAC08	1.4	460	1440
37	EMCALI	Emcali Cr 8 con Cl 70	Zona 7	RAC10	1.7	1150	2050
38	TCALI	Torre de Cali	Zona 6b	CCAL5	0.9	300	1260
39	PRADOS	Prados del Norte	Zona 6b	CCAL5	1.6	330	1270

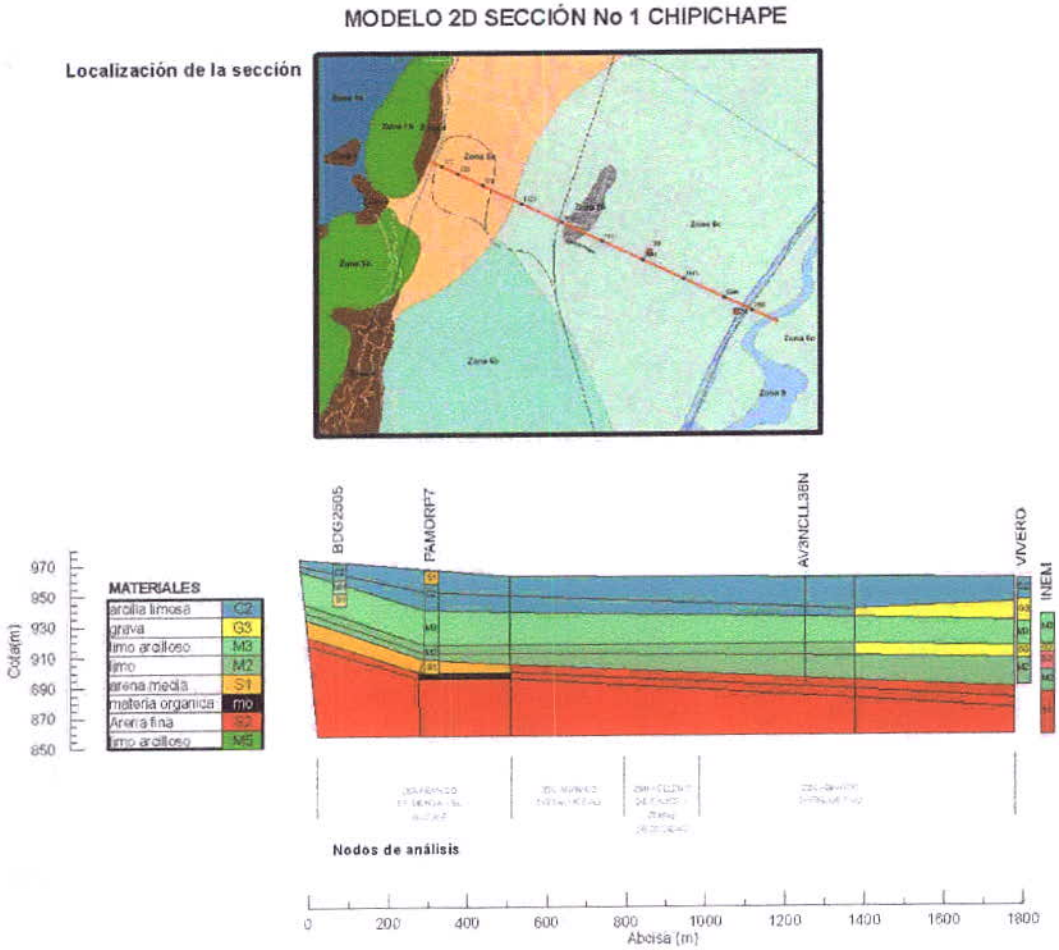


Figura 4.16. Sección de análisis de Piedemonte (Chipichape)

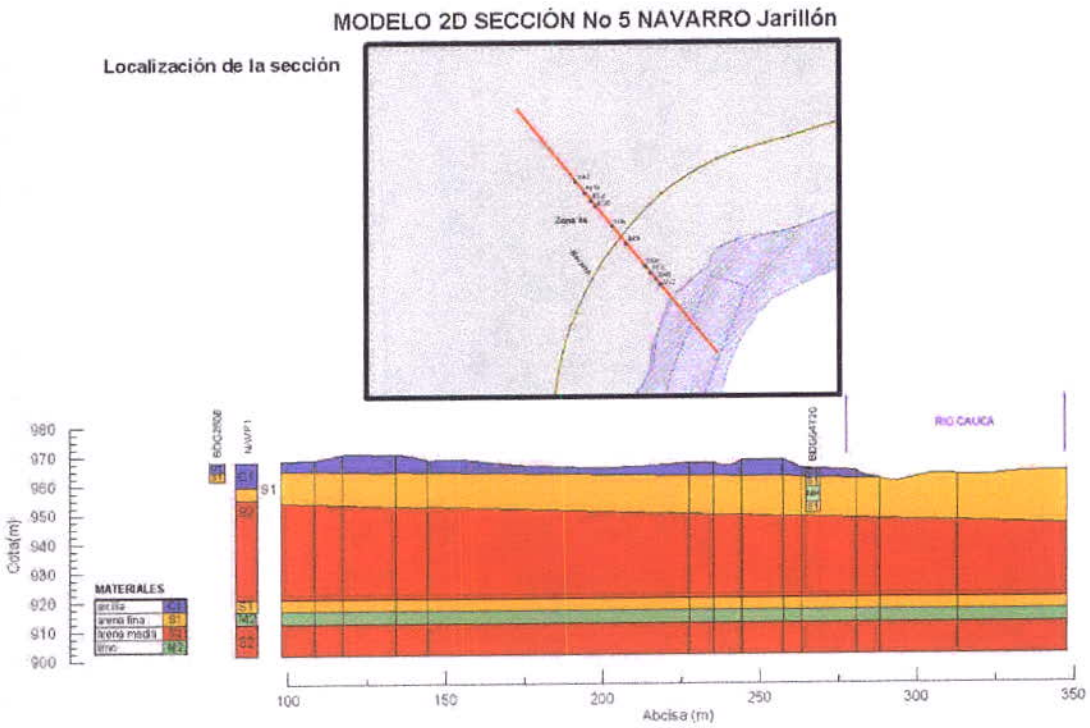


Figura 4.17. Sección de análisis del Jarillón (Navarro)

CAPITULO 5

EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA LOCAL

Para evaluar la respuesta sísmica local ha sido necesario determinar las características geométricas, geológicas, geofísicas y geotécnicas del área estudiada. De acuerdo con los perfiles y las secciones geotécnicas definidas, se realizaron modelos detallados superficialmente y generalizados en profundidad que representen cada una de las zonas geotécnicas previamente definidas, con el objeto de establecer el comportamiento dinámico del subsuelo cuando este es sometido a solicitaciones sísmicas.

En el presente capítulo se presentan los resultados de la calibración de dichos modelos y la evaluación de la respuesta de sitio, llevada a cabo mediante análisis unidimensionales empleando los programas PROSHAKE y DEEPSOIL, y análisis bidimensionales con los programas QUAD4M y FLAC3D.

Los espectros suavizados propuestos se construyeron de acuerdo a las ecuaciones mostradas en la **Figura 5.1**, donde los parámetros espectrales se determinan a partir de las respuestas encontradas en cada modelo. Dichos parámetros son la aceleración máxima Am, la aceleración máxima espectral Sm, el periodo inicial de la meseta To, el periodo corto o final de la meseta Tc y el periodo largo T_L. Estos espectros suavizados controlan en su parte inicial la aceleración espectral, mientras que la caída con 1/T controla la velocidad espectral, quedando sin controlar el desplazamiento, además son calculados con el 5% de amortiguamiento respecto al crítico. En el Capítulo 7 se definirá la última parte del espectro que controla los desplazamientos, para finalmente presentar los espectros de diseño de cada zona de respuesta sísmica identificada.

5.1 SEÑALES SISMICAS

5.1.1 Señales de calibración

A partir de la información capturada tanto de la RAC y la RPAC desde Febrero de 2004 y Junio de 2003 respectivamente, como de la registrada por la Red Nacional de Acelerógrafos de Colombia (RNAC) desde Junio de 1993, fecha de inicio de su funcionamiento, se realizó un inventario de los movimientos registrados en las estaciones localizadas en Cali y alrededores. De esta manera se identificaron 15 sismos, cuyos registros se han considerado, dependiendo del sitio de la estación y de la ubicación de los sitios de perforación, para fines de calibrar los modelos de respuesta sísmica. Los resultados de la anterior búsqueda se relacionan en la **Tabla 5.1.** Sin embargo, de esta información se utilizó la más representativa a los escenarios sísmicos que controlan el nivel de amenaza sísmica regional para la ciudad (ver informe 1.8, Subproyecto de Sismotectónica, Proyecto MZSCali, 2005).

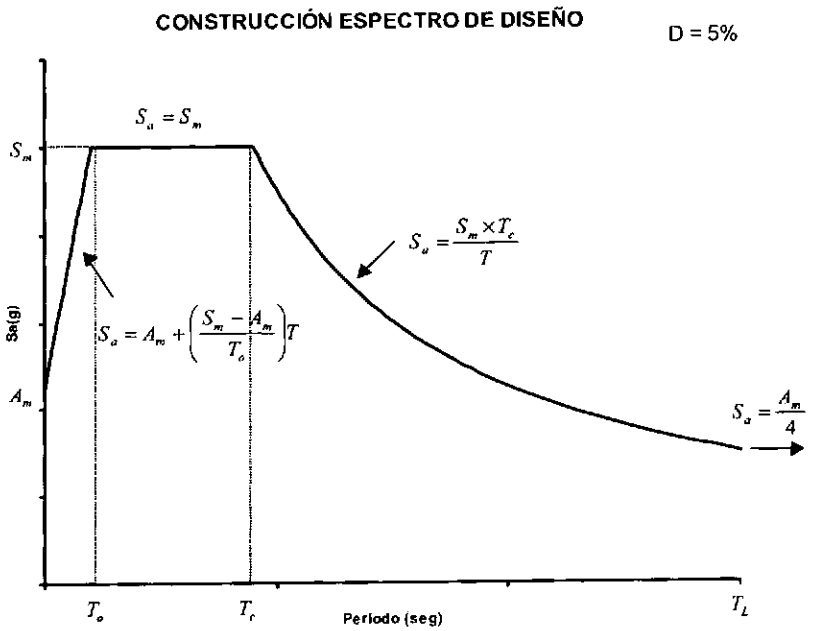


Figura 5.1. Representación esquemática para la construcción de espectros suavizados.

5.1.2 Señales de diseño

De acuerdo con los resultados de la evaluación de la amenaza sísmica regional para la ciudad de Cali, se seleccionaron 10 señales de acuerdo a las fuentes sismogénicas que presentan mayor contribución en la amenaza sísmica. Como resultado de dicha selección, se escogieron 4 sismos compatibles con las fuentes corticales, 3 compatibles con la fuente de subducción superficial y 3 compatibles con la fuente de subducción profundad. Las características generales de las señales para la modelación se resumen en la **Tabla 5.2**. Los detalles de la selección de las señales se presentan en el informe respectivo (ver informe 1.8, Subproyecto de Sismotectónica, Proyecto MZSCali, 2005).

5.2 MODELOS UNIDIMENSIONALES

5.2.1 Calibración de los modelos

Considerando las señales de calibración disponibles y los perfiles promedio geotécnicos del subsuelo, se realizó la calibración de los modelos de respuesta sísmica en los sitios cercanos a las estaciones de la RAC, RPAC o RNAC. En este orden de ideas, la calibración de los modelos de respuesta unidimensional se logró realizar en sitios representativos de las diferentes condiciones geotécnicas presentes en la ciudad. En la **Tabla 5.3** se relacionan los 8 sitios seleccionados para tal fin junto con la señal que se utilizó a nivel de roca y con la que se calibró en suelo.

Tabla 5.1. Señales consideradas para propósitos de Calibración de los Modelos

No.	Fecha	ML	Profundidad	Latitud	Longitud	Epicentro	Estación
1	Feb. 19 / 97	6.1	100	4.54	76.52	Sipí	CECAL CDAGU CCALI
2	Dic. 11 / 97	6.6	220	4.00	75.95	Génova	CDAGU CCALI
3	Ene. 25 / 99	6.2	Sup.	4.41	75.71	Córdoba	CECAL CDAGU CCALI
4	Sept. 22 / 01	6.1	180	3.98	76.07	Tuluá	CECAL CDAGU CCALI
5	Jul. 14 / 03	4.6	67	4.12	76.76	Calima	CECAL CDAGU CCALI
6	Sept. 17 / 03	4.6	24	4.25	76.81	Sipí	CECAL CCALI CCAL3
7	Oct. 29 / 03	4.7	148	3.73	76.57	La Cumbre	CDAGU CCAL2 CCAL3
8	Nov. 5 / 03	5.5	Sup.	5.15	77.88	O.Pacífico	CCAL3 CCAL4
9	Ene. 15 / 04	5.2	152	4.22	76.23	Andalucía	CECAL CDAGU CCAL6 CCAL7 CCAL8
10	Marz. 29 / 04	4.5	Sup.	4.00	75.68	Roncesvalles	CTRUJ CCAL6 RAC03 RAC04 RAC05 RAC07 RAC08
11	Nov. 15 / 04	6.7	Sup.	4.81	77.79	Pizarro	CCAL5 CCAL6 CCAL7 CCAL8 CECAL RAC02 RAC03 RAC04 RAC05 RAC06 RAC07 RAC08 RAC10 RAC11
12	Marz. 8 / 05	5.2	36.2	4.55	76.06	La Victoria	CECAL CDAGU RAC01 RAC02 RAC03 RAC04 RAC05 RAC06 RAC07 RAC09
13	Abril 21 / 05	5.3	88.4	5.19	76.40	Tadó	RAC03 RAC04 RAC05 RAC07
14	Mayo 19 / 05	2.9	42	3.50	76.87	Dagua	RAC07
15	Jun. 6 / 05	4.3	144.9	4.03	76.46	Calima	RAC05 RAC07

Tabla 5.2. Señales de Diseño seleccionadas para propósitos de Modelación

ESCENARIO : CORTICAL

No.	Name	Año	Mes	Dia	Lat	Long	Prof	Mw	Mecanismo	Estación	Lat	Long	Tasa de muestreo	D. Epic (km)
1	Iran	2002	6	22	35.8	49.0	15	6.5	Inverso	Razan	35.4	49.0	200	49
2	Japa	2005	3	20	33.7	130.0	12	6.6	Strike-slip	FKO001	33.8	130.5	100	33
3	Newz	1991	1	28	-42.0	171.9	15	5.8	Inverso	090A	-41.9	172.0	50	24
4	Ital	1997	9	26	43.0	12.9	6	6.0	Normal	AS010	43.1	12.6	100	21

ESCENARIO : SUBDUCCION SUPERFICIAL

No.	Name	Año	Mes	Dia	Lat	Long	Prof	Mw	Mecanismo	Estación	Lat	Long	Tasa de Muestreo	D. Epic (km)
5	Mexi	1985	9	19	17.9	-102.0	21	8.1	Inverso	UNIO	18.0	-101.8	200	91
6	Mexi	1985	9	21	17.6	-101.4	21	7.5	Inverso	PAPN	17.3	-101.0	100	83
7	Newz	2003	8	21	-45.0	166.9	32	7.2	Inverso	JACS	-44.0	168.6	50	185

ESCENARIO : SUBDUCCION PROFUNDA

No.	Name	Año	Mes	Dia	Lat	Long	Prof	Mw	Mecanismo	Estación	Lat	Long	Tasa de Muestreo	D. Epic (km)
8	Japa	2003	5	26	-38.9	141.6	61	7.0	Inverso	MYG005	-38.8	140.7	100	89
9	Peru	1974	1	5	-12.4	-76.3	91	6.5	ND	ZAR	-12.0	-77.0	50.0	90
10	Chil	2005	6	13	-19.89	-69.13	117	7.9		Iquique	-20.22	-70.14	200	119

Tabla 5.3. Sitios donde se realizó calibración de modelos unidimensionales de respuesta sísmica

Perfil Geotécnico	Sismo Seleccionado	Estación Roca	Estación Suelo
No 7. Parque del Amor	Pizarro – 15/11/2004	CCAL6: Zoológico	CCAL5. Vivero
No 24. Vivero	Pizarro – 15/11/2004	CCAL6: Zoológico	CCAL5. Vivero
No 12. Ingeominas	Pizarro – 15/11/2004	CCAL6: Zoológico	RAC02. Ingeominas
No 3. Velódromo	Pizarro – 15/11/2004	CCAL6: Zoológico	RAC03. Seminario
No 4. Panamericanas	Pizarro – 15/11/2004	CCAL6: Zoológico	RAC06. Panamericanas
No 25. INEM	Pizarro – 15/11/2004	CCAL6: Zoológico	RAC08. Salomia
No 10. Mallarino	Pizarro – 15/11/2004	CCAL6: Zoológico	RAC10. Mallarino
No 1. Navarro	Pizarro – 15/11/2004	CCAL6: Zoológico	RAC11. Navarro

La calibración de los modelos busca obtener la amplificación espectral y contenido frecuencial en términos de la respuesta espectral más parecida a la registrada en superficie. Para ello, se realizaron dos tipos de análisis: uno hasta el basamento sísmico y el otro hasta el basamento rocoso. A continuación se explica en que consiste cada modelo y las consideraciones tenidas en cuenta en cada tipo de análisis.

5.2.1.1 Modelo de basamento sísmico

El modelo de basamento sísmico consiste en determinar la profundidad hasta la cual el periodo fundamental del depósito es aproximadamente igual al periodo al reportado en el mapa de isoperiodos (ver informe 5.1, Subproyecto de Respuesta Sísmica, Proyecto MZSCali, 2005). En la **Figura 5.2** se ilustra el procedimiento de cálculo para obtener la velocidad y espesor de la última capa (Vs_u y h_u) con la cual el periodo del depósito es igual al periodo elástico o fundamental para bajas deformaciones (Tp).

Los valores de la velocidad de onda de corte de las últimas capas y de la base obedecen al proceso de calibración de los modelos, en donde se variaban consistentemente para obtener la mejor respuesta en superficie. Tales modelos se evaluaron mediante el software PROSHAKE en todos los sitios seleccionados, cuyas profundidades variaron entre 20 y 50

en zonas de Flujos y Cerros, de 80 a 160 m en la zona de Abanicos y de 200 m en la zona de Llanura Aluvial.

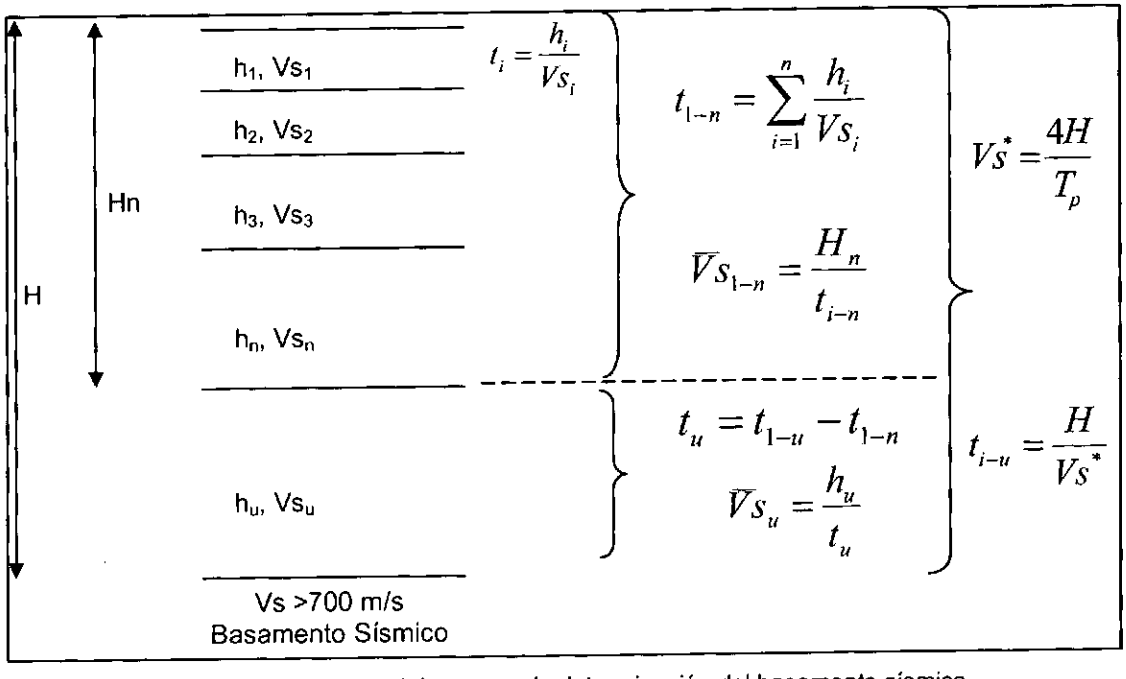


Figura 5.2. Esquema del proceso de determinación del basamento sísmico.

5.2.1.2 Modelo de basamento rocoso

La profundidad del depósito analizada en este modelo corresponde al espesor del depósito cuaternario, determinado con base en el mapa de isoprofundidad del tope del terciario calculado a partir de mediciones gravimétricas (ver informe 3, Subproyecto de Geofísica, Proyecto MZSCali, 2005).

En estos modelos se asumió que la velocidad de onda de corte va aumentando con la profundidad proporcionalmente a la raíz cuarta del esfuerzo vertical efectivo de la siguiente manera:

$$Vs = K \cdot \left(\sigma'_v / Pa \right)^{0.25}$$

Donde K es un coeficiente que depende del tipo de suelo, el cual se determina a partir de la calibración de las señales, y Pa es la presión atmosférica. Finalmente, estos modelos se evaluaron mediante el software DEEPSOIL que permite evaluar la respuesta de depósitos profundos, donde la influencia de dicho espesor es importante en la evaluación de la respuesta de sitio.

5.2.1.3 Resultados de la calibración

En las **Figuras 5.3 a 5.9a** se presentan los resultados obtenidos de la calibración de los modelos de respuesta en los sitios presentados en la **Tabla 5.3**, en las cuales se presenta la señal en roca modelada, el registro en suelo, la respuesta obtenida por PROSHAKE (PS), por DEEPSOIL Lineal Equivalente (DSLE) y por DEEPSOIL No Lineal (DSNL).

Los resultados del ejercicio de calibración presentados en las anteriores figuras, muestran una aceptable coherencia de los modelos de respuesta establecidos ya que la amplificación y forma espectral de las respuestas modeladas, se asemejan a la respuesta registrada en las componentes transversales de las señales, que son las que contienen las ondas de corte. Por otra parte, los modelos de DEEPSOIL simulan apropiadamente la respuesta espectral entre 0.1 y 0.7 segundos, pero sobreestima la respuesta para periodos mayores de 0.8 segundos; mientras que los modelos de PROSHAKE simulan correctamente la respuesta para todo el rango espectral, excepto entre 0.2 a 0.3 segundos en donde se presentan las mayores amplificaciones para algunos de los modelos, inclusive superando los niveles registrados, lo cual puede deberse, en parte, al contenido de altas frecuencias que tiene la señal de entrada en roca (Estación Zoológico) por un leve efecto de sitio que se manifiesta a periodos bajos únicamente.

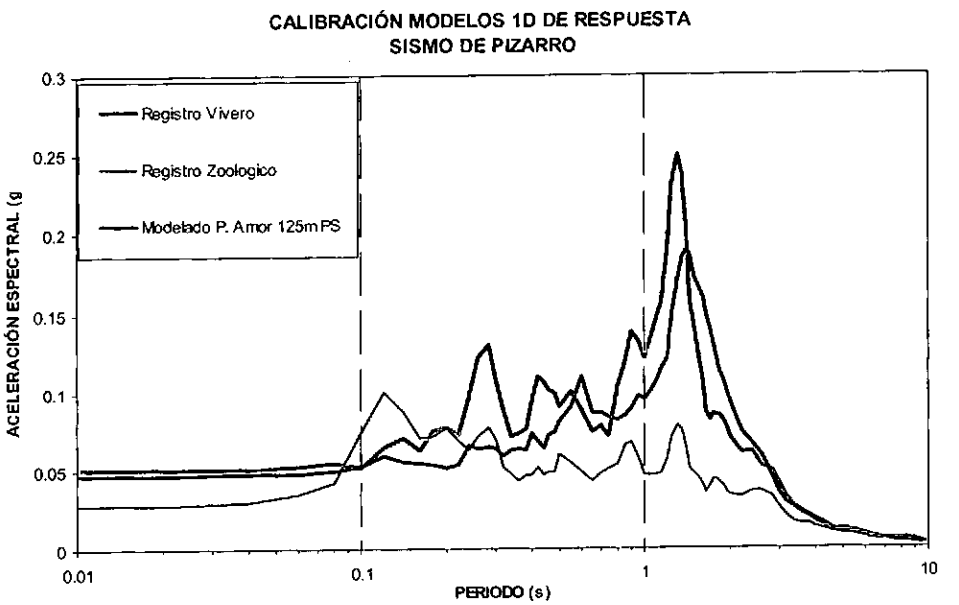


Figura 5.3. Espectros de Aceleración Registrados y Modelados en Parque del Amor.

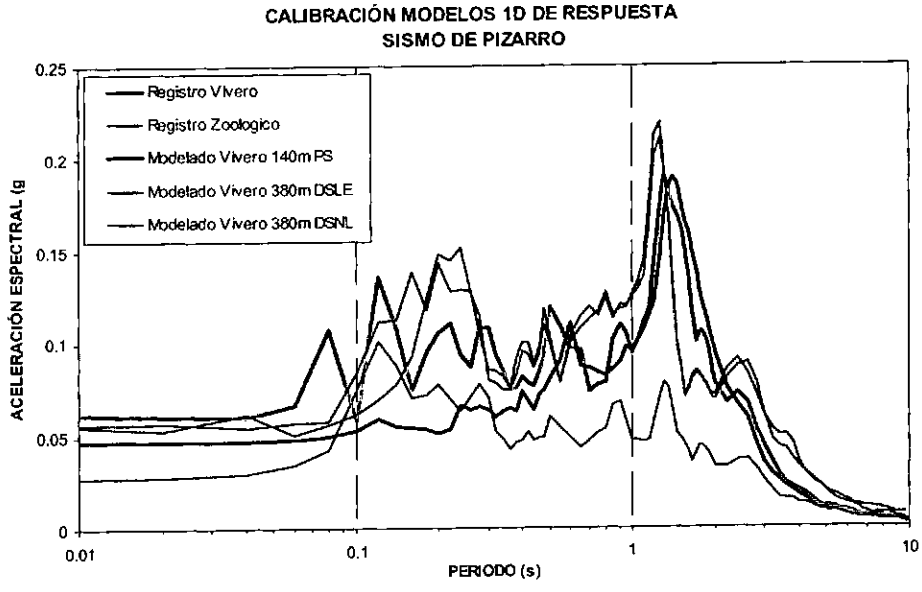


Figura 5.4. Espectros de Aceleración Registrados y Modelados en Vivero.

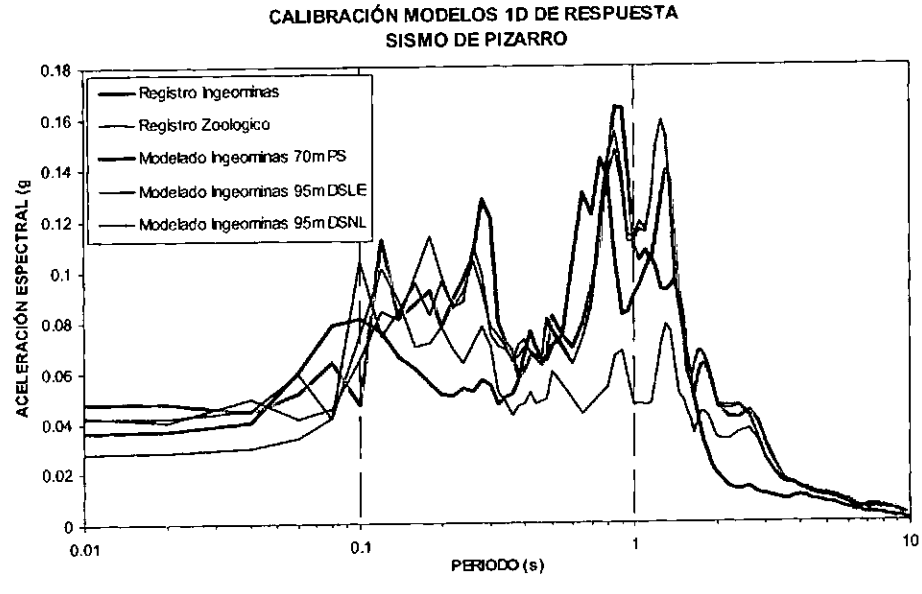


Figura 5.5. Espectros de Aceleración Registrados y Modelados en INGEOMINAS.

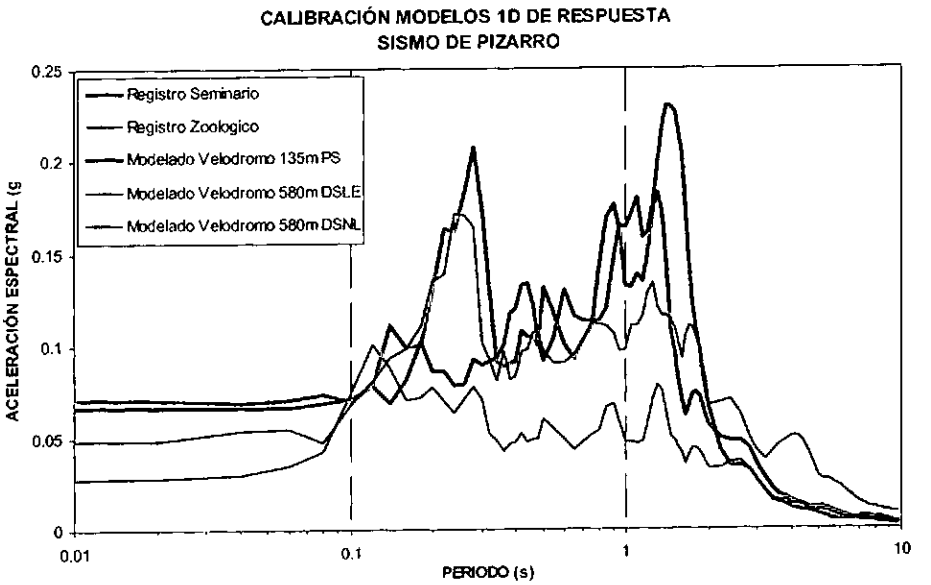


Figura 5.6. Espectros de Aceleración Registrados y Modelados en Velódromo.

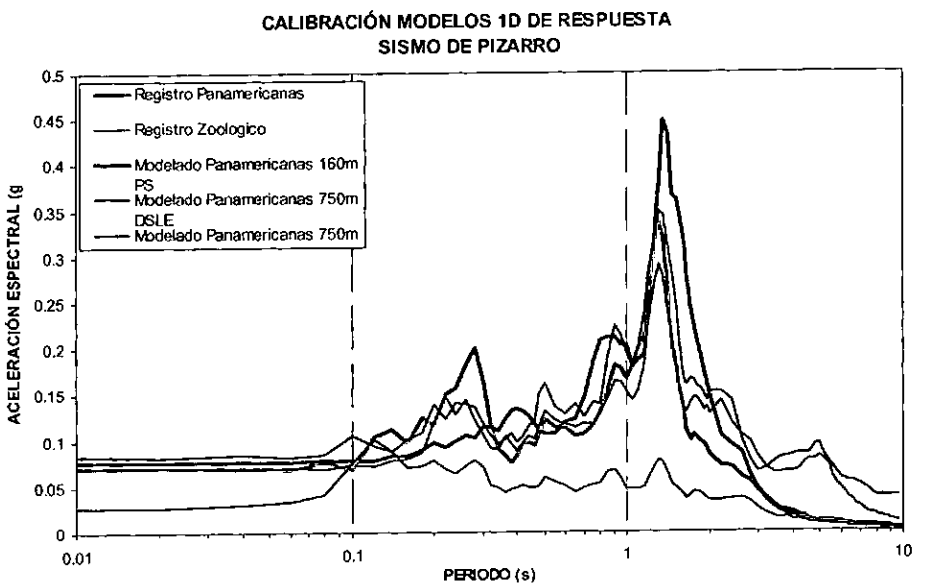


Figura 5.7. Espectros de Aceleración Registrados y Modelados en Panamericanas.

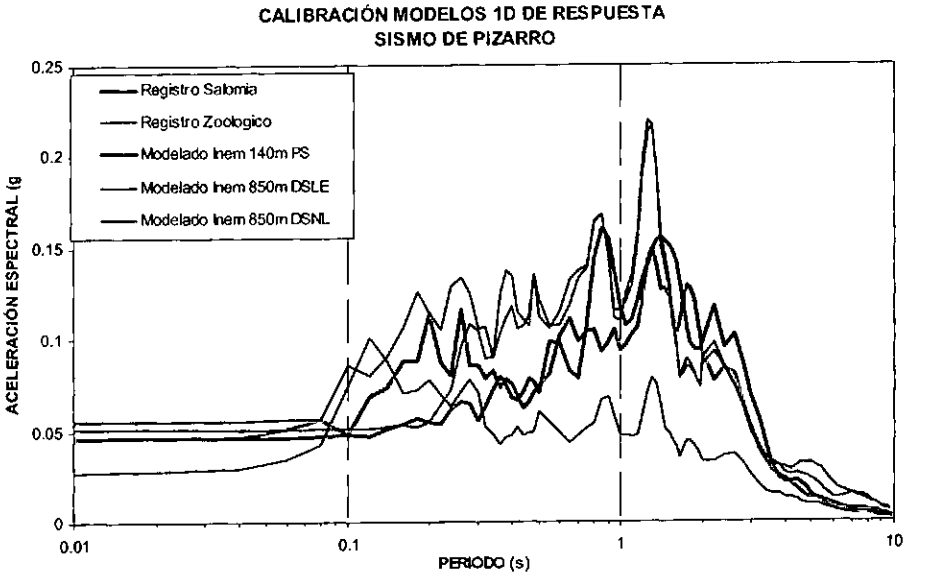


Figura 5.8. Espectros de Aceleración Registrados y Modelados en INEM.

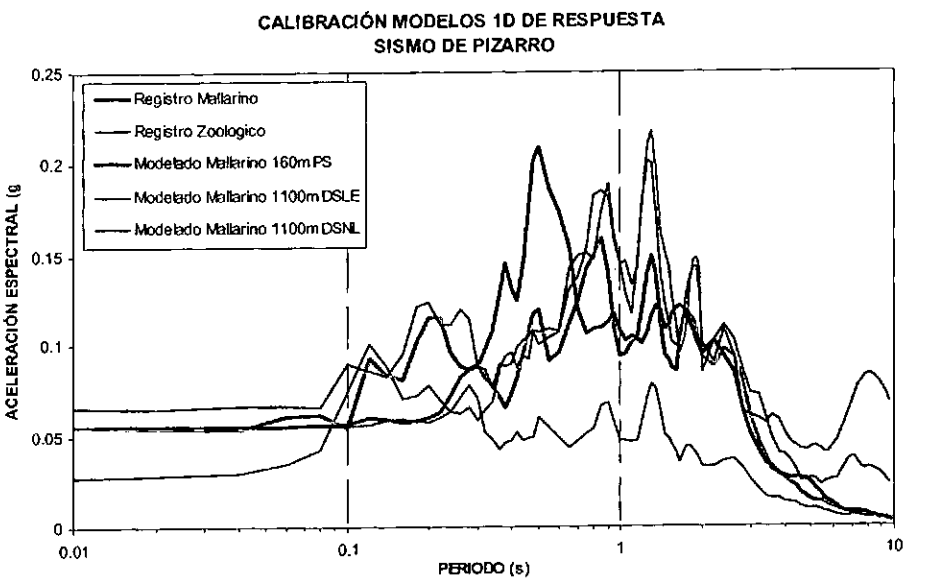


Figura 5.9. Espectros de Aceleración Registrados y Modelados en Planta Puerto Mallarino.

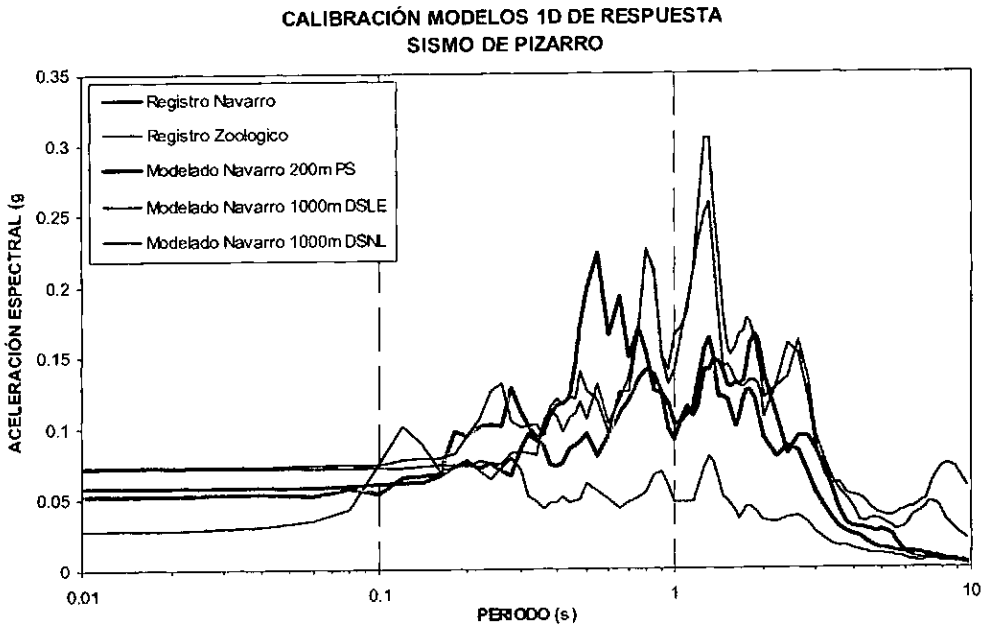


Figura 5.9a. Espectros de Aceleración Registrados y Modelados en Navarro.

5.2.2 Evaluación de la respuesta de sitio

Una vez calibrados los modelos de respuesta se evaluó la respuesta de sitio con las señales de diseño seleccionadas. En el caso de los modelos unidimensionales se trabajó con las 10 señales; mientras que los modelos bidimensionales se trabajaron con 3 señales, la más representativa por cada escenario, debido a los altos tiempos de procesamiento. En la **Tabla 5.4** se relacionan las señales seleccionados para la modelación y sobre que modelos fueron aplicados.

El análisis espectral de las señales de diseño mostró contenidos importantes de periodos predominantemente cortos (eventos cercanos), sin embargo se observaron también contenidos igualmente significativos de periodos largos (eventos lejanos), por lo cual para fines de modelación dichas señales se clasificaron en dos tipos según su forma y contenido frecuencial significativo: unas de periodos predominantes cortos (TC) y otras que contienen periodos predominantes largos (TL), como se relacionan en la **Tabla 5.4**.

Finalmente, se evaluó la respuesta de sitio en los 39 modelos presentados en el Anexo 3 para las 10 señales de diseño seleccionadas. En las **Figuras 5.10 y 5.11** se presentan, a manera de ejemplo, los resultados obtenidos para el modelo de Canchas Panamericanas e

INGEOMINAS, donde se observa en la parte superior de la figura los espectros de respuesta considerando todas las señales y considerando solamente las señales asociadas al escenario sísmico cortical (CORT); en la parte inferior de la figura se presentan los espectros de respuesta considerando solamente las señales asociadas a los escenarios sísmicos de subducción superficial (S_SUP) y subducción profunda (S_PRO).

Tabla 5.4. Señales de diseño seleccionadas para las modelaciones de respuesta sísmica.

No	Origen	Año	Mes	Dia	Fuente	PGA (g)	Periodo Pico Tp (s)	Periodo Promedio Tm (s)	Código	Tipo	Modelado
1	Irán	2002	6	22	Cortical	0.164	0.280	0.385	01IRAN	TC	1D
2	Japón	2005	3	20	Cortical	0.251	0.100	0.163	02JAPA	TL	1D
3	Nueva Zelanda	1991	1	28	Cortical	0.167	0.380	0.513	03NEWZ	TL	1D
4	Italia	1997	9	26	Cortical	0.172	0.160	0.258	04ITAL	TC	1D y 2D
5	México	1985	9	19	Subducción Superficial	0.153	0.340	0.492	05MEXI	TL	1D y 2D
6	México	1985	9	21	Subducción Superficial	0.223	0.060	0.162	06MEXI	TC	1D
7	Nueva Zelanda	2003	8	21	Subducción Superficial	0.113	0.240	0.264	07NEWZ	TC	1D
8	Japón	2003	5	26	Subducción Profunda	0.175	0.100	0.786	08JAPA	TL	1D
9	Perú	1974	1	5	Subducción Profunda	0.149	0.080	0.139	09PERU	TC	1D
10	Chile	2005	6	13	Subducción Profunda	0.222	0.120	0.205	10CHIL	TL	1D y 2D

Con el fin de observar de manera más clara las amplificaciones producidas por el depósito y diferenciarlas de las amplificaciones producidas por las señales modeladas, es decir, separar el efecto del suelo de las características de las señales de diseño anteriormente mencionadas, se calculó la relación espectral entre el espectro de respuesta de la señal en suelo y el espectro de respuesta de la señal en roca.

En las **Figuras 5.12 y 5.13** se ilustran las relaciones espectrales en Canchas Panamericanas e INGEOMINAS. Por medio de la relación espectral se logra apreciar el o los periodos donde ocurren las mayores amplificaciones. En particular, en Canchas Panamericanas se presentan amplificaciones hasta de 3.5 veces a 1.5 segundos, mientras que en INGEOMINAS la amplificación máxima es de 2.5 veces a 1.0 segundo.

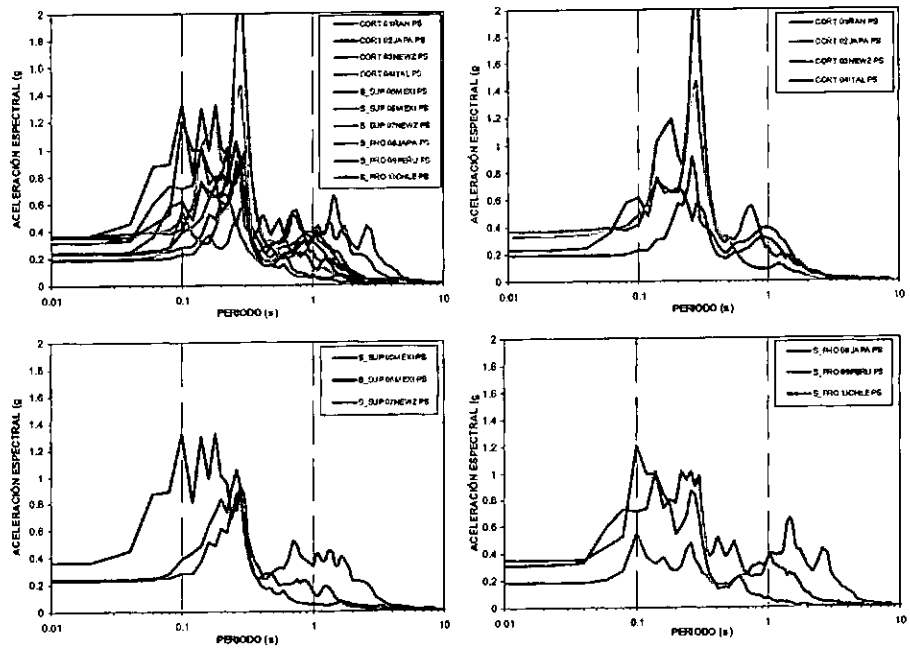


Figura 5.10. Espectros de Respuesta en Canchas Panamericanas.

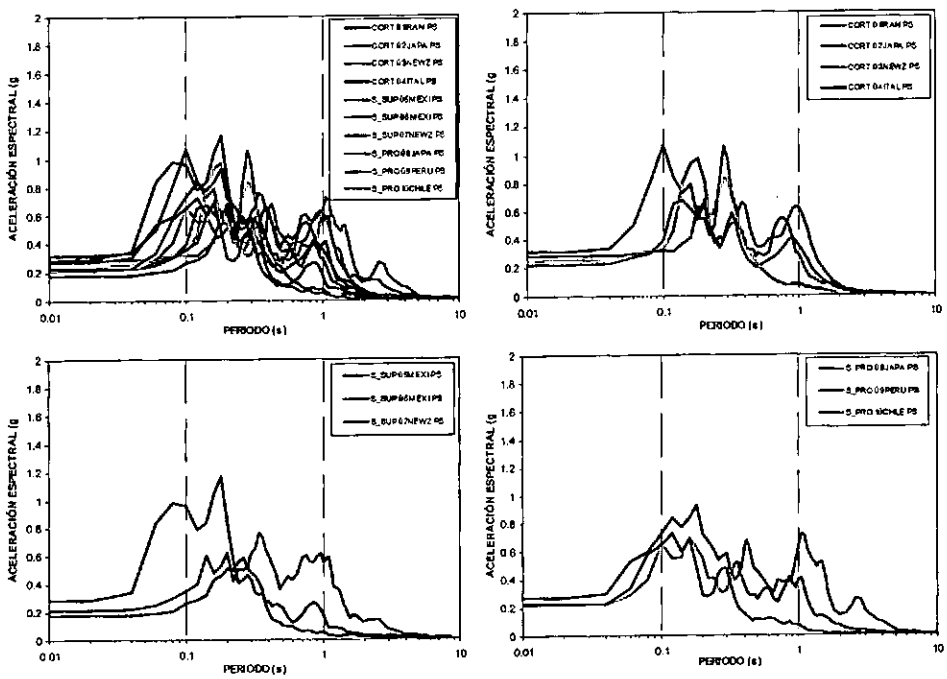


Figura 5.11. Espectros de Respuesta en INGEOMINAS.

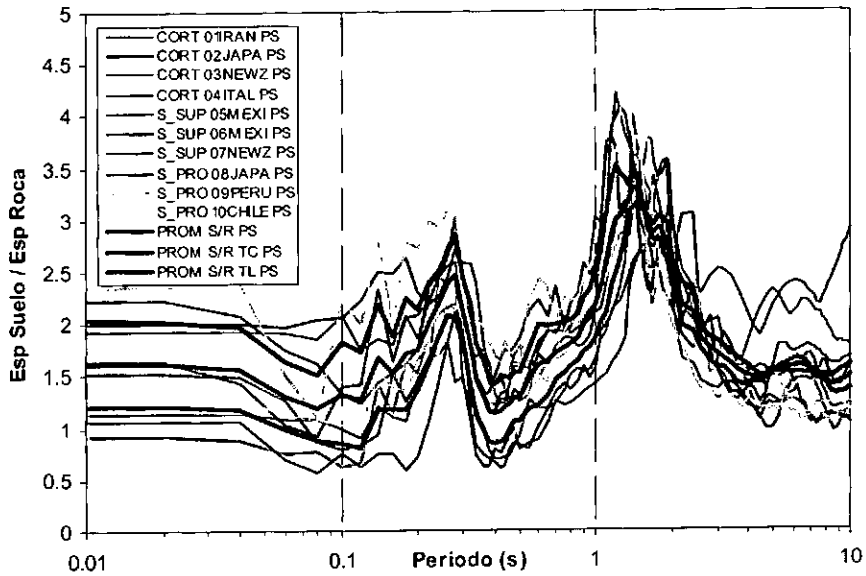


Figura 5.12. Relación Espectral para Canchas Panamericanas.

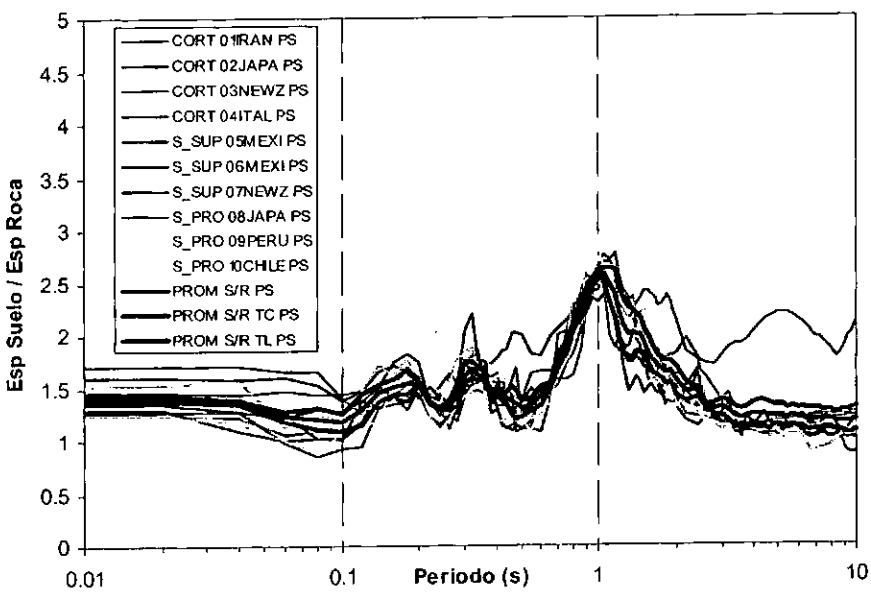


Figura 5.13. Relación Espectral para INGEOMINAS.

Puesto que el Espectro Uniforme de Amenaza (UHS) a nivel de roca para la ciudad se calculó para varias ecuaciones de atenuación, se optó por trabajar con la envolvente superior de los diferentes UHS calculados y presentados en la **Figura 5.14**. La manera como se obtuvieron estos espectros se presenta detalladamente en el informe respectivo (ver informe 1.8, Subproyecto de Sismotectónica, Proyecto MZSCali, 2005). Una vez calculada la relación espectral para un sitio en particular y teniendo el UHS en roca, es posible obtener el UHS en superficie para dicho sitio, como el producto del UHS en roca por su relación espectral respectiva.

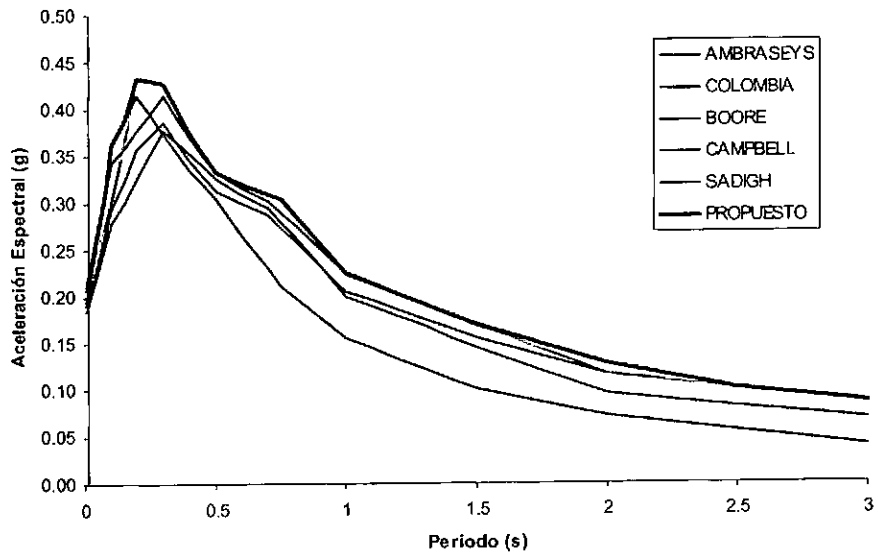


Figura 5.14. Espectros Uniformes de Amenaza en Roca para diferentes ecuaciones de atenuación. Obsérvese la envolvente propuesta de trabajo.

Bajo este procedimiento, el espectro propuesto para cada modelo se compone de dos tipos de respuesta, así el espectro propuesto es la envolvente superior del espectro de periodo corto y del espectro de periodo largo (TC y TL respectivamente). En la mayoría de los casos estas dos respuestas son la misma o una envuelve a la otra, presentando un espectro suavizado con una meseta, sin embargo, cuando la mayor amplificación ocurre a dos periodos diferentes, el espectro suavizado presentará dos mesetas.

En las **Figuras 5.15 y 5.16** se presentan los resultados de la modelación con PROSHAKE en Canchas Panamericanas e INGEOMINAS, en la parte superior se encuentran los espectros de respuesta para periodos cortos (TC) y periodos largos (TL) junto con el promedio y el espectro suavizado, en la parte inferior izquierda se ilustran todos los espectros junto con la envolvente de los promedios de TC y TL y el espectro suavizado, en la parte inferior derecha se presenta el espectro uniforme de amenaza en roca UHS(R), los espectros uniformes de amenaza en superficie UHS(S) y el respectivo espectro suavizado. En el Anexo 4 se presentan los espectros de respuesta, relaciones espectrales y espectros suavizados de cada uno de los modelos realizados.

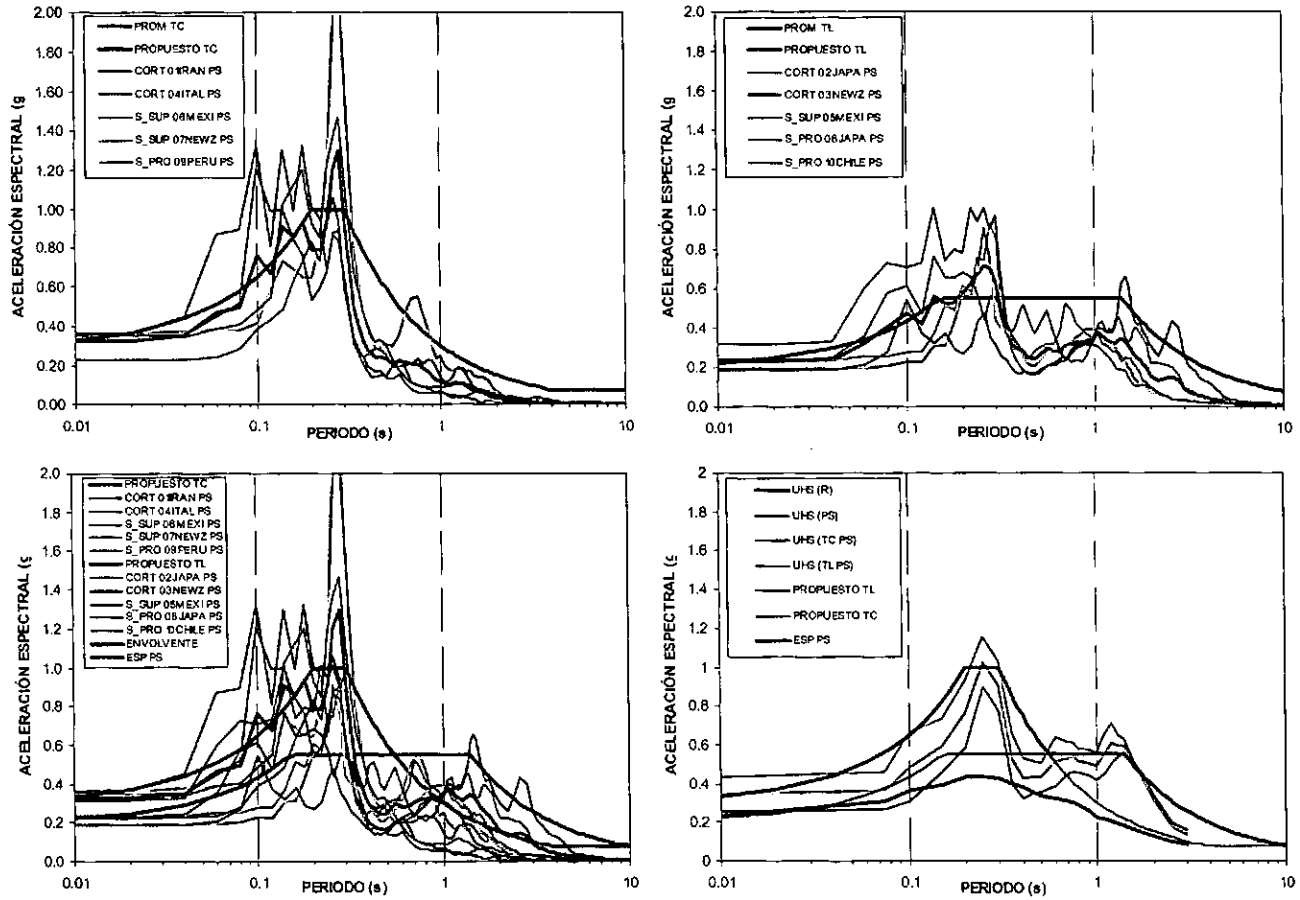


Figura 5.15. Espectros de respuesta y propuesto para Canchas Panamericanas **a)** Periodo Corto (TC), **b)** Periodo largo (TL), **c)** Periodo corto y largo, **d)** Uniformes de Amenaza en Roca (UHS-R) y Suelo (UHS-S).

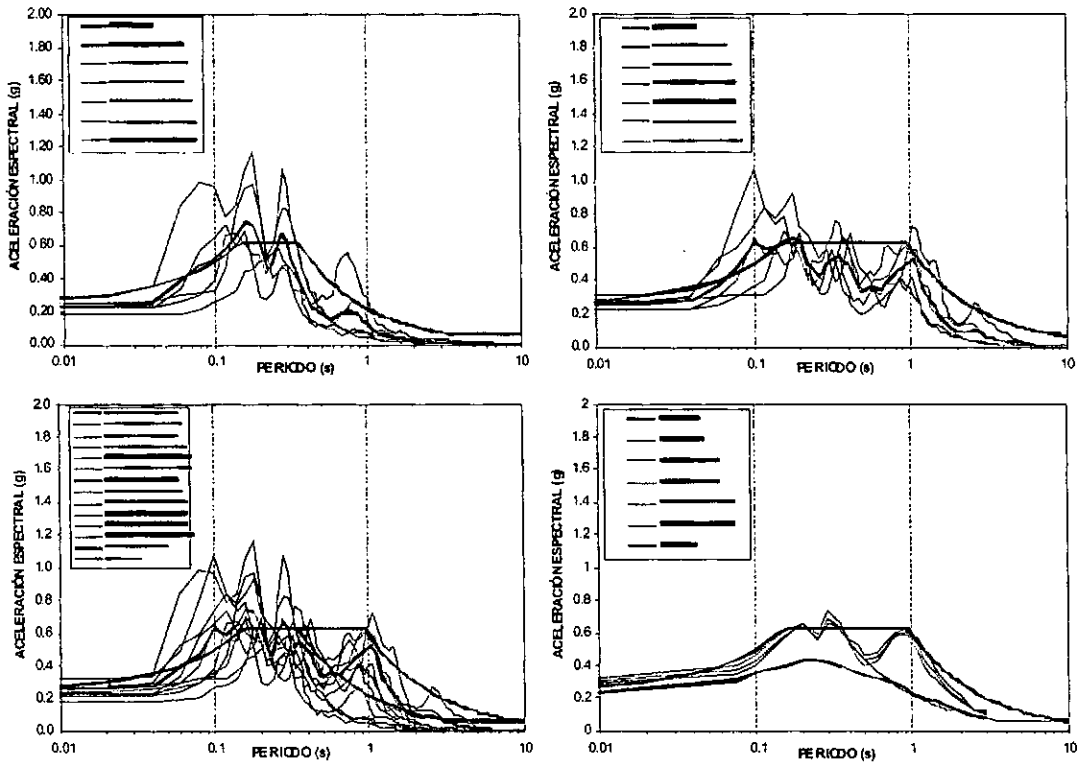


Figura 5.16. Espectros de respuesta y propuesto para INGEOMINAS **a)** Periodo Corto (TC), **b)** Periodo largo (TL), **c)** Periodo corto y largo, **d)**Uniformes de Amenaza en Roca (UHS-R) y Suelo (UHS-S).

5.3 MODELOS BIDIMENSIONALES

5.3.1 Efectos locales topográficos debidos a eventos sísmicos

Desde la década de los años 70, a raíz de efectos observados luego de muchos terremotos, se han empleado modelos numéricos para investigar la incidencia de las ondas sísmicas sobre diferentes tipos de formas topográficas (depresiones en forma de "V" ó "U", protuberancias en forma de triángulo, "U" invertida ó talud sencillo). Algunas de tales investigaciones se presentan en Boore (1972), Bouchon (1973), Ohtsuki y Yamahara (1984), Celebi (1987), Conte y Dente (1992), entre otros.

En el medio colombiano existen algunas evidencias de daños por esta causa, la más reciente registrada en la Ciudad de Armenia (INGEOMINAS, 1999), en donde ocurrieron efectos locales tanto por formas topográficas como por la presencia de estratos o capas de suelo de características geotécnicas especiales. En forma general se pueden relacionar estos efectos de la siguiente manera:

5.3.1.1 Amplificación por geometría del talud

Partiendo de la relación entre la longitud de onda del sismo en el sitio de estudio (Ls) y la altura del obstáculo topográfico (H), Ohtsuki y Yamahara (1984), y, Conte y Dente (1992), encontraron que para taludes con inclinaciones variables entre 45° y 90° se obtienen las expresiones dadas en la **Tabla 5.5**: En la **Figura 5.17** se muestran los resultados obtenidos para algunas de estas formas topográficas.

Tabla 5.5. Estimación de la amplificación causada por obstáculos topográficos

TIPO DE ONDA	Ls	Amplificación	Distancia afectada desde la corona del talud
R	2H	$A_H = 3$, $A_V = 3$	H/2
	4H	$A_H = 2.2$, $A_V = 2.5$	H
SH	1H a 2H	$A_H = 1.5$	H

Donde:

Ls = Longitud de onda del sismo = Vs x Ts

H = Altura del obstáculo topográfico

Vs = Velocidad de propagación de onda de corte en el medio

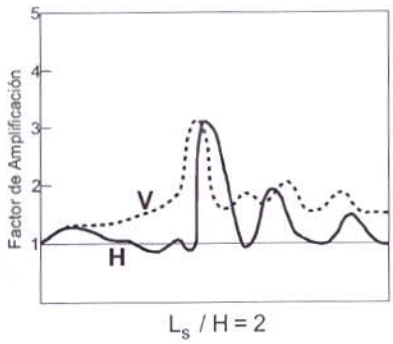
Ts = Periodo fundamental del sismo en el medio

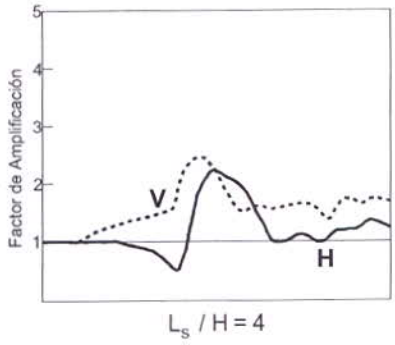
R = Onda superficial Rayleigh

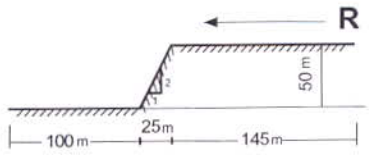
SH = Onda de corte horizontal

Ah = Amplificación horizontal

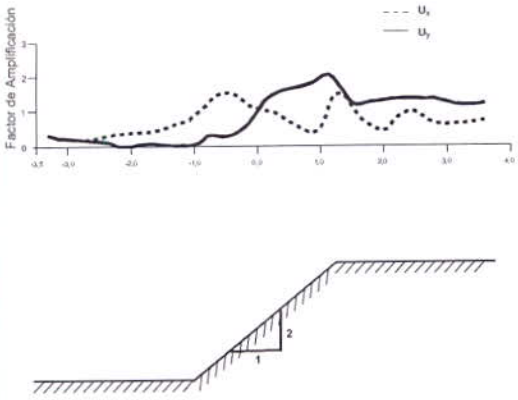
Av = Amplificación vertical



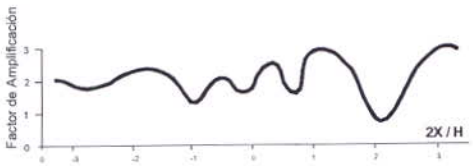


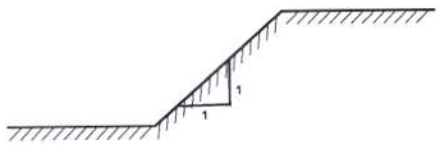


a) Distribución de desplazamientos horizontales y verticales superficiales máximos, para ondas Rayleigh, **R**, (Ohtsuki et al, 1984).



b) Distribución de amplitudes de desplazamiento para ondas. Rayleigh, **R**, (Conte et al, 1992).





c) Distribución de amplitudes de desplazamiento para ondas. **SH**, (Conte et al, 1992).

Figura 5.17. Casos típicos de amplificación por efectos topográficos

5.3.1.2 Amplificación por forma de los valles entre laderas

De acuerdo con Sauter (1989), para valles de ancho Lv, algunos investigadores han encontrado que cuando Ls < 2Lv se producen elevadas amplificaciones de las aceleraciones en la superficie del valle.

5.3.2 Análisis de la respuesta dinámica bidimensional

Usando las secciones geotécnicas del depósito realizadas de occidente a oriente sobre la ciudad e información de la BDG, se elaboraron modelos bidimensionales de Elementos Finitos en los tres sectores de piedemonte mencionados anteriormente (Chipichape, San Fernando y Los Chorros, ver **Figura 4.15**), para lo cual se utilizó un generador de mallas del programa GiD (Ribó, Pasenau y Escolano, 1990) y el módulo DSUN (Palacios, C. y Vargas, C, 2002) para el pre y post-procesamiento de los datos.

El análisis se llevó a cabo mediante el programa QUAD4M (Idriss, Lysmer, Hwang, y Sembra, Universidad de California, 1973), el cual soluciona modelos bidimensionales en el dominio del tiempo y evalúa la respuesta dinámica del suelo. El programa incorpora el amortiguamiento independiente a cada elemento en el continuo y utiliza fronteras absorbentes para que el espacio bajo una malla pueda modelarse, eliminando la condición de fundación rígida, de esta forma incluso se pueden incluir las velocidades de las ondas de compresión y cortante y el peso unitario del material rocoso, haciendo que la modelación arroje resultados con una mayor exactitud. Para el presente estudio, se utilizaron elementos absorbentes en la base. Los amortiguadores en la base son de mayor utilidad que los utilizados en los lados ya que el sistema de elementos finitos tiene bajo consideración el continuo contenido en las fronteras. Los efectos del rebote de ondas de contorno fueron minimizados al extender la malla de elementos finitos.

El QUAD4M posee un nuevo método para la formulación de las matrices de amortiguamiento, lo que resulta en una reducción significativa en el amortiguamiento para las altas frecuencias, comúnmente asociadas con el uso de la formulación de amortiguamiento tipo Rayleigh.

Para el análisis bidimensional se utilizaron tres sismos de diseño, los cuales corresponden a los más exigentes de los grupos de señales definidos para cada uno de los escenarios establecidos (Chile con 0.22g de PGA, Italia con 0.17g de PGA y México con 0.15g de PGA).

La **Figura 5.18** muestra la localización y la estratigrafía simplificada de la sección de San Fernando de acuerdo a las perforaciones ejecutadas por INGEOMINAS en Instituto Tobías, Canchas Panamericas y Palmetto, complementadas por algunas perforaciones de la BDG. Se tomaron como mínimo espesores de 3 metros para la conformación de la sección y la profundidad del modelo fue dada por la máxima realizada por las perforaciones.

A todos los modelos bidimensionales se les aplicó la señal correspondiente a la profundidad de la base del modelo, suministrada por los modelos unidimensionales cercanos. Esto con el fin de controlar y calibrar los modelos a las señales registradas durante el Sismo de Pizarro (Noviembre de 2004).

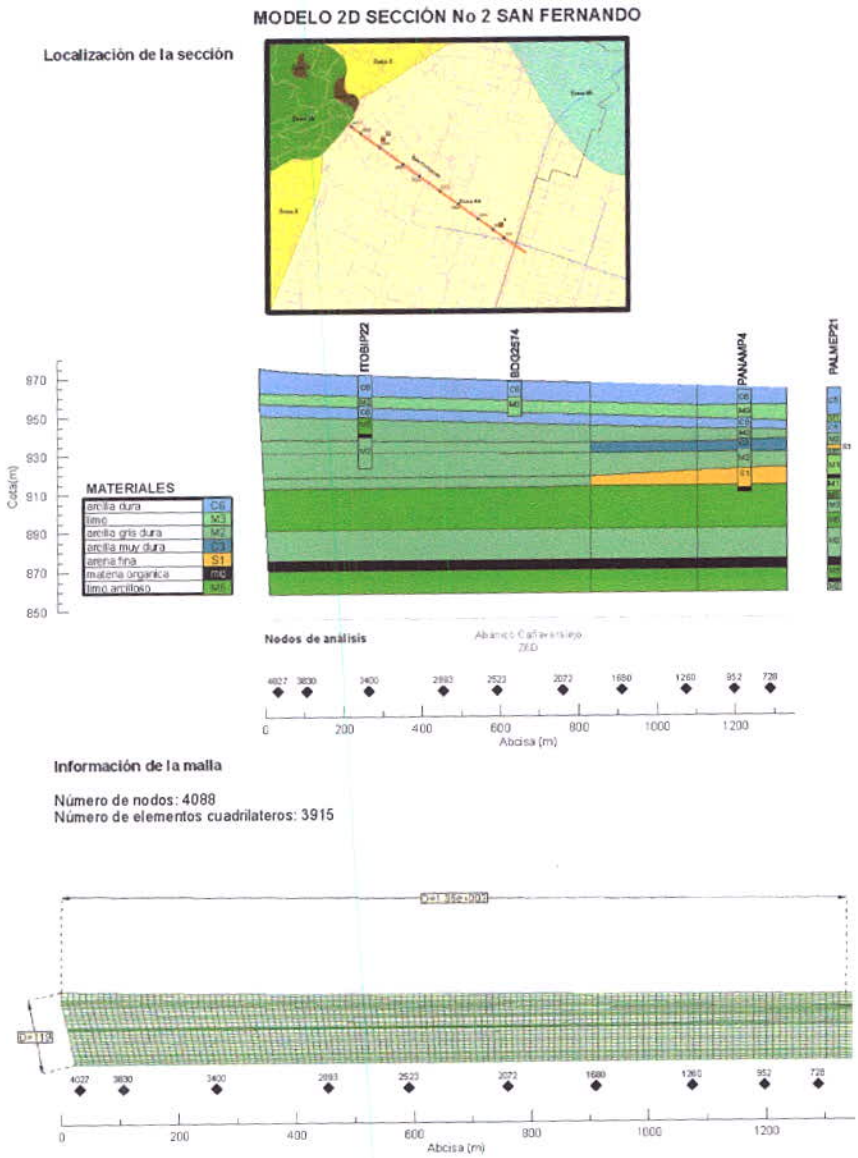


Figura 5.18. Modelo bidimensional de elementos finitos sección San Fernando

5.3.3 Efectos bidimensionales en la respuesta sísmica

Para establecer las diferencias entre los modelos unidimensionales y bidimensionales fueron seleccionados 10 nodos de análisis en cada una de las mallas de los modelos bidimensionales, para cada uno de los cuales se dibujó la relación espectral entre el espectro de la señal de base suministrada y el espectro de respuesta en superficie.

En la **Figura 5.19** se muestra una de las gráficas con las que se puede evidenciar la amplificación de la señal en superficie con respecto a la señal de entrada. Las respuestas en superficie en general son similares, a pesar de las diferencias de las señales de entrada, siendo notable una importante concentración de zonas de isoaceleraciones máximas en cercanías a la roca, en el borde izquierdo del modelo.

En la **Figura 5.20** se presentan los resultados de las aceleraciones máximas y el factor de amplificación en superficie de la sección de San Fernando, con lo que se puede establecer claramente el efecto topográfico en el modelo a medida que los nodos de análisis son más cercanos al cambio de pendiente (sector de piedemonte). En las secciones en cuestión (Los Chorros, Chipichape y San Fernando), se aprecia que entre los 300 y 400 metros del borde izquierdo del modelo es evidente una amplificación que duplica al PGA de entrada. Alejándose de la roca y hacia la parte llana de los modelos (parte derecha), la amplificación se hace mucho menor (1.2 del PGA de la señal de entrada). Como era de esperarse la forma de los espectros de respuesta y los niveles de amplificación van variando de acuerdo al sitio de análisis. En el Anexo 3 se presentan los resultados de los demás modelos bidimensionales realizados.

5.3.4 Recomendaciones para la evaluación de Efectos Topográficos

Teniendo en cuenta que buena parte del área donde se localiza la ciudad de Cali se ubica en zonas con topografía ondulada a fuerte (sector de piedemonte y cerros tutelares), es muy posible que se presenten amplificaciones sísmicas debidas a dicha morfología, cuya delimitación en zonas homogéneas no es fácil dada la gran variabilidad existente. Sin embargo, considerando los análisis y resultados del modelamiento bidimensional presentados anteriormente, se pudieron delimitar las zonas que por sus diferencias de nivel generan amplificaciones sísmicas, logrando definir además su respectivo espectro de diseño, el cual se presenta más adelante en el Capítulo 6 (ver zona piedemonte).

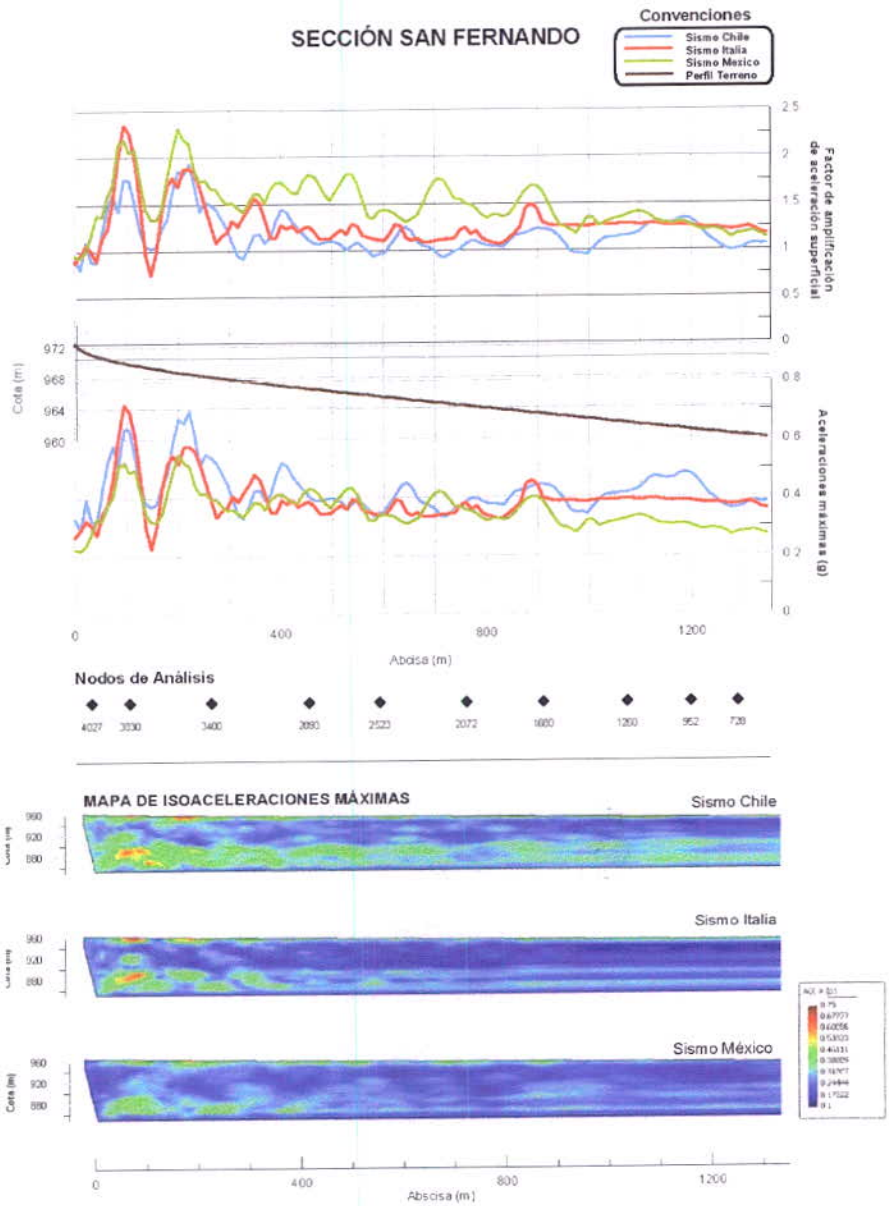


Figura 5.19. Respuesta Dinámica del modelo bidimensional de la sección San Fernando

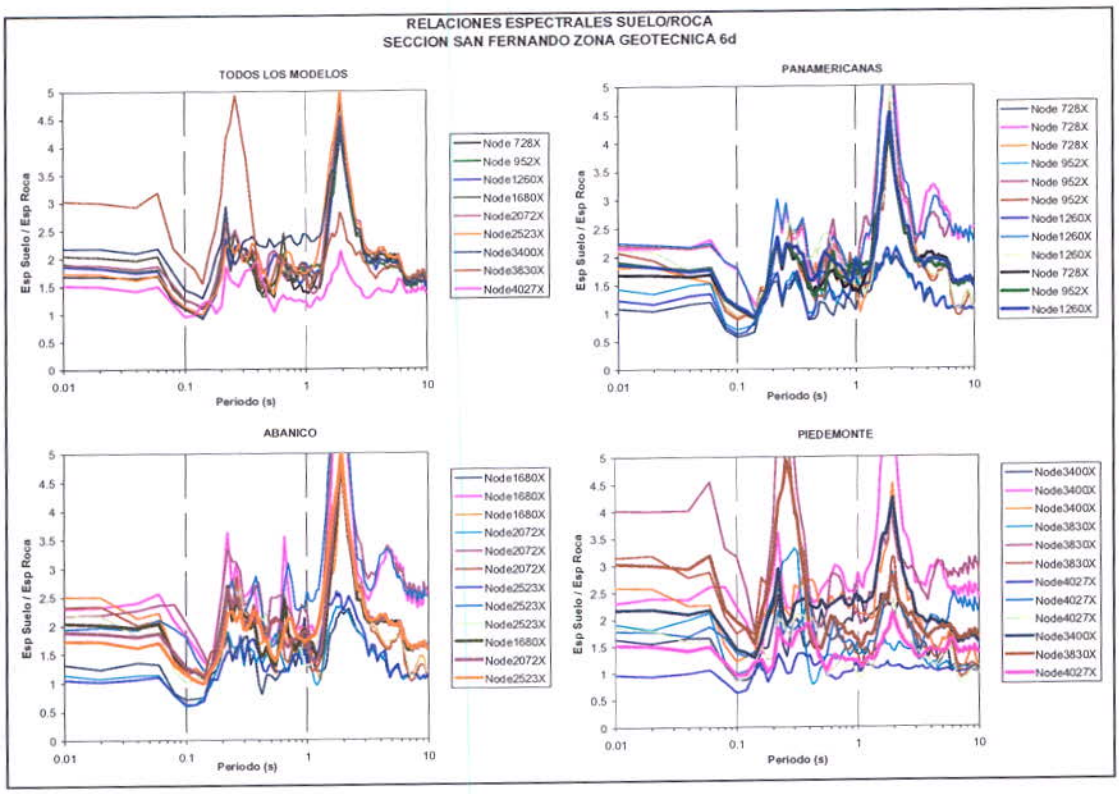


Figura 5.20. Relación espectral en los nodos de análisis bidimensional sección San Fernando

CAPITULO 6

EVALUACIÓN DE LICUACIÓN Y CORRIMIENTO LATERAL

6.1 ANTECEDENTES

El fenómeno de licuación se presenta en terrenos constituidos por depósitos de arenas sueltas saturadas sometidas a cargas repetidas, causando graves daños materiales y cuantiosas pérdidas de vidas humanas.

El término licuación corresponde a un fenómeno donde la resistencia al corte de una masa de suelo decrece debido al incremento de las presiones intersticiales que se producen ante la aplicación de cargas monotónicas, cíclicas o dinámicas en condiciones no drenadas. Dicho fenómeno se presenta durante sismos severos donde depósitos de suelos arenosos saturados con deficiente grado de compactación sufren un significativo nivel de deformaciones que se traduce en un incremento significativo de la presión de poros que pueden llegar a anular las tensiones efectivas, quedando las partículas en estado de suspensión perdiendo el contacto entre ellas (**Figura 6.1**)

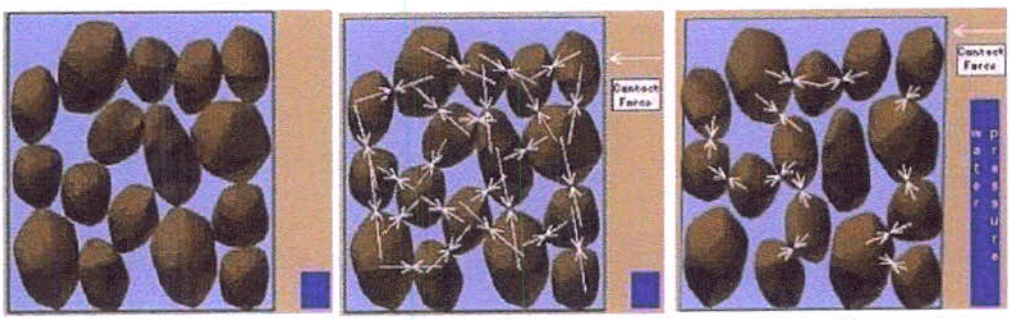


Figura 6.1. Proceso de licuación: **a)** Ensamblaje de un depósito de suelo antes de un terremoto; **b)** Presión de poros baja y altas fuerzas de contacto entre partículas; **c)** Disminución de las fuerzas de contacto entre las partículas a causa del aumento de la presión de poros, permitiendo la ocurrencia de la licuación

Durante el proceso de licuación se presentan grandes deformaciones que pueden dar origen a múltiples mecanismos de falla, algunas de ellas catastróficas como el rompimiento de presas, destrucción de edificios, falla de taludes, entre otros **(Figura 6.2)**

Casagrande propuso dos términos diferentes para evaluar deformaciones de gran magnitud en masas de suelo, producidas por el incremento de las presiones de poros: licuación verdadera y movilidad cíclica. El primer término se refiere a una pérdida de resistencia donde no es necesaria la acción permanente de la perturbación en el momento de la falla, mientras que en el segundo existe una pérdida de la rigidez producto de la acción sísmica durante el desarrollo de las deformaciones.

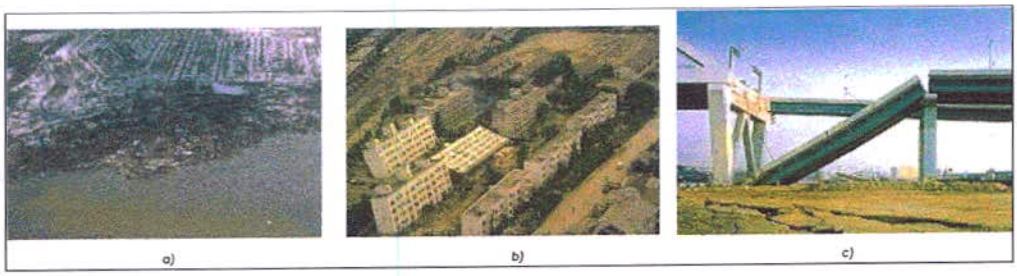


Figura 6.2 Mecanismos de falla originados por la licuación. **a)** Costa de Alaska EEUU, 1964. **b)** Flujo por licuación, en el conjunto de Apartamentos Kawagishi-Cho cerca del Río Shinano, Niigata, 1964. **c)** Colapso de la Autopista de Hashin, Kobe, Japón, 1995.

Numerosos autores han descrito el comportamiento para grandes deformaciones de suelos no cohesivos en términos del estado inicial con relación a su estado estable de deformación lo cual es útil para definir los diferentes tipos de licuación que se pueden presentar. Si el estado inicial es tal que el suelo es contractivo a grandes deformaciones, la estructura del suelo puede colapsar para una carga aplicada bien sea monotónica o cíclica en condición no drenada (licuación verdadera). Si el suelo tiene un estado inicial sobre el lado dilatante del estado estable, el colapso y deformaciones de flujo no pueden producirse, sin embargo se presentarán pequeñas deformaciones ocasionadas por las presiones de poros desarrolladas. Los principales factores que contribuyen y controlan el fenómeno de licuación de suelos son:

a. Propiedades del suelo

- Módulo de Corte Dinámico
- Características de Amortiguamiento
- Peso Unitario
- Características Granulométricas
- Densidad Relativa
- Estructura del Suelo

b. Factores Ambientales

- Método de Formación del Suelo
- Historia Sísmica
- Historia Geológica (edad, cementación)
- Coeficiente lateral de presiones de tierras

- Profundidad de la tabla de agua
- Presión de confinamiento

c. Características del sismo

- Intensidad del Sismo
- Duración del Sismo

En este capítulo se describen los principales métodos para evaluar el potencial de licuación, algunos basados en datos históricos donde ha ocurrido el fenómeno, otros en análisis de respuesta del terreno y otros basados en el estado estable de deformación. Además se presentan los resultados obtenidos en la evaluación del potencial de licuación en la Zona de Llanura Aluvial, detallando los análisis para el Sector de Navarro. Finalmente, se presentan las estimaciones de corrimiento lateral en dos sectores piloto, ubicados en inmediaciones al jarillón en Decepaz y Navarro.

6.2 EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN

6.2.1 Métodos Semi-empíricos

Existen muchos métodos para estimar el potencial de licuación de materiales granulares, algunos de ellos basados en ensayos de campo como el de penetración estándar, cono eléctrico convencional o cono sísmico complementados con los registros históricos de sitios donde se ha presentado licuación, tomando en cuenta factores como la resistencia a la penetración estándar, la aceleración máxima del terreno y el esfuerzo cortante inducido por el sismo. Las técnicas que se presentan a continuación se basan en pruebas CPTU y DMT para el caso de Navarro y SPT para el resto de la llanura aluvial.

En la **Figura 6.3** se presenta el mapa de espesores del estrato arcilloso en la Zona de Llanura Aluvial, calculado a partir de la Base de Datos Geotécnica (BDG). Para este sector en particular se consultaron 430 sondeos, cuya profundidad máxima de exploración fue de 15 metros. De dicha figura se concluye que el espesor típico de la arcilla fluctúa entre 2.5 y 5 metros, sin embargo en el corredor del río Cauca el espesor fluctúa entre 5 y 7.5 metros. Este espesor como se verá más adelante tiene una influencia importante en la estabilidad del terreno.

Teniendo en cuenta la anterior información se evaluó el potencial de licuación en la llanura aluvial, utilizando el método propuesto por Youd e Idriss en el Workshop de 1997 desarrollado en Salf Lake City, U.S.A. La información se basó básicamente en los resultados de SPT realizados en la llanura aluvial por diferentes firmas consultoras locales (ver informe 4, Subproyecto de Geotecnia, Proyecto MZSCali, 2005). El potencial de licuación se evaluó para una aceleración máxima en superficie de 0.25g y sismo de magnitud 7.5. Los resultados de tales cálculos se ilustran también en la **Figura 6.3**, destacándose los siguientes aspectos:

- Las capas susceptibles de sufrir licuación en un mayor porcentaje, coinciden con los estratos de arena cuyo espesor fluctúa entre 2.5 m y 5.0 metros de profundidad. Nótese que estas zonas coinciden con las áreas donde el espesor de la arcilla es menor.

- Los sectores donde se presenta licuación entre 5.0 y 7.5 metros están asociados con espesores de arcillas más profundos.

- Finalmente, se detectaron esporádicos sectores donde el fenómeno de licuación se presenta entre 7.5 y 10 metros de profundidad.

- Una conclusión importante es que en general la llanura aluvial es susceptible de sufrir licuación, y que la profundidad a que esta se presente dependerá en gran medida de la densidad relativa del depósito y del espesor del la capa de arcilla superior, además de los factores descritos previamente en el Numeral 6.1. Esto implica que cualquier estudio de suelos que se realice en la zona deberá incluir la evaluación detallada del potencial de licuación del depósito, incluyendo las respectivas medidas correctivas.

Con relación al sector de Navarro se realizó un análisis detallado del potencial de licuación de los depósitos arenosos que afloran en este sector. Para evaluar la susceptibilidad a la licuación se utilizó el método simplificado de Seed (Seed, 1883), mejorado por Youd e Idriss en el Workshop de 1979. Los métodos de análisis se basaron en los resultados de la exploración de campo realizada por INGEOMINAS, las cuales incluyeron pruebas de CPT, CPTU y DMT. Una explicación detallada sobre las expresiones y curvas utilizadas se encuentra en el informe específico sobre Navarro (ver informe 5.3, Subproyecto de Respuesta Sísmica, Proyecto MZSCali, 2005). A partir de dichos análisis se concluye lo siguiente:

- En general se encuentra que el estrato de arena ubicado debajo de la arcilla limosa es el más susceptible a licuarse y el espesor de la capa licuada puede fluctuar entre 2 metros y 4 metros.

- Los resultados del piezocono sísmico (CPTU) muestran que hasta profundidades comprendidas entre 10 y 14 metros el suelo es susceptible a licuación.

Una de las inquietudes que surgió durante el desarrollo del presente estudio, fue el comportamiento que tendría la arcilla superior en el evento de licuarse la capa de arena subyacente. Desafortunadamente la complejidad del problema es tan grande que su solución no es directa. Sin embargo, Ishihara (Ishihara, 1985) examinó el efecto de la licuación sobre un depósito de suelo cohesivo proponiendo para ello el ábaco ilustrado en la **Figura 6.4**.

Con el objeto de aplicar este procedimiento y de plasmar los resultados sobre un mapa, se tuvo en cuenta la siguiente información:

- Mapa de Isoespesores de la arcilla limosa obtenido a partir de las perforaciones ejecutadas por INGEOMINAS, CESCO y CVC (**Figura 6.5**). En esta figura se observa que en Navarro la arcilla limosa presenta un espesor que fluctúa entre 2 y 13 metros.

- Mapa de espesor del estrato licuable medido a partir de la base del estrato arcillo-limoso (**Figura 6.6**). Este mapa se generó interpolando los valores puntuales de los espesores de estratos licuables calculados en cada uno de los sondeos, asumiendo homogeneidad espacial. Para tal fin se utilizó la información de las perforaciones realizadas por INGEOMINAS y algunas perforaciones de CESCO. En este mapa se observa que en

profundidad la arena podría licuarse, encontrándose que el espesor licuable en general es muy pequeño (inferior a 4 m) y que en general la zona afectada no superaría los 8 metros de espesor.

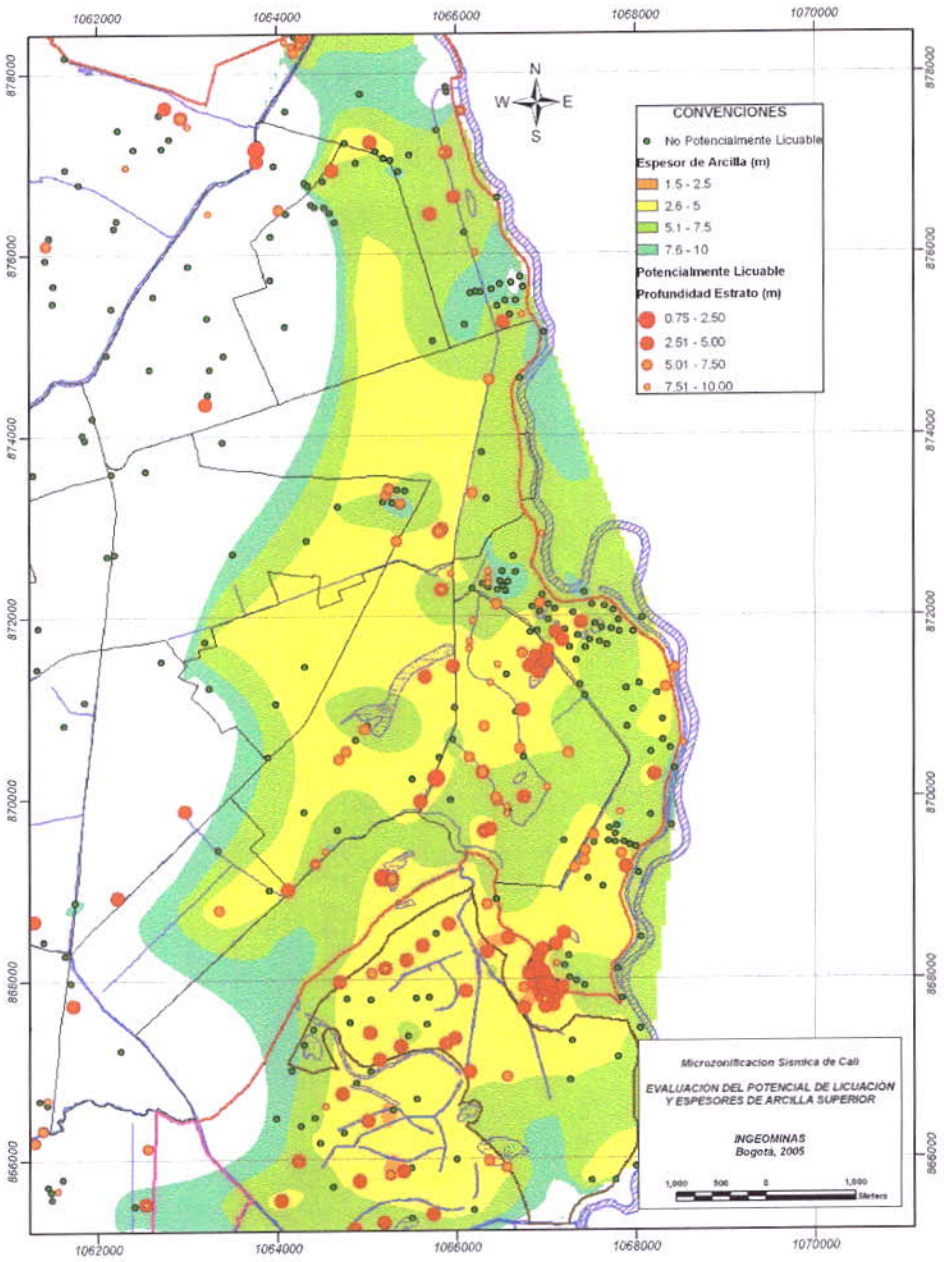


Figura 6.3. Mapa de espesor de la capa de arcilla superficial y susceptibilidad de licuación en la llanura aluvial

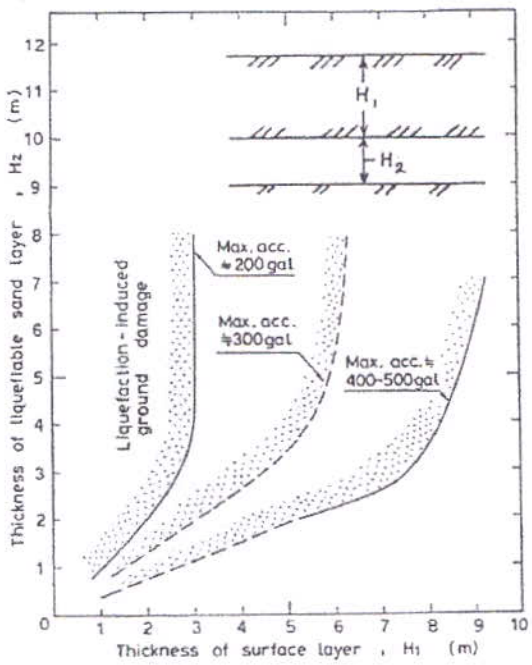


Figura 6.4. Curvas para identificación de daños en superficie inducidos por licuación. (Ishihara, 1985)

Teniendo en cuenta las dos variables anteriores, que corresponden a las variables H_1 (espesor de la arcilla limosa, **Figura 6.5**) y H_2 (espesor del estrato licuable, **Figura 6.6**) del ábaco propuesto por Ishihara, se calculó para cada punto un factor de seguridad de la estabilidad del estrato superficial de la siguiente manera:

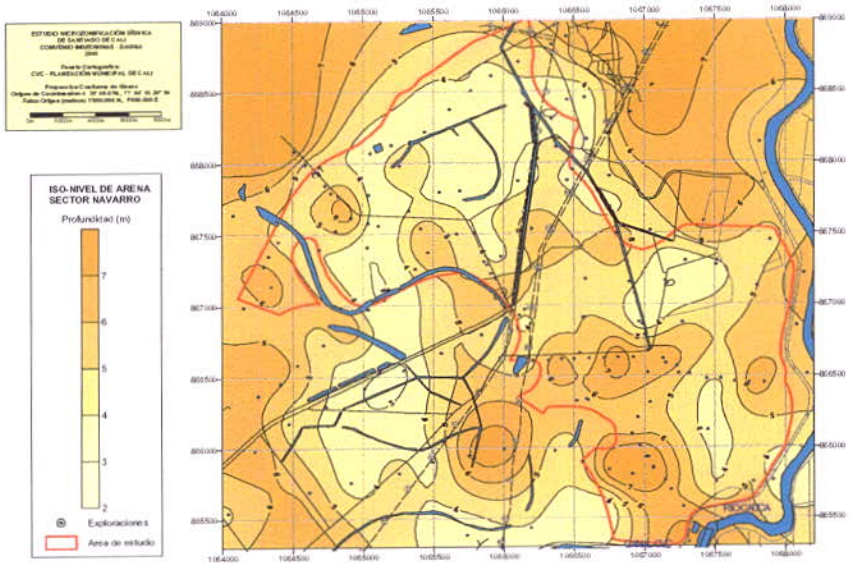


Figura 6.5. Mapa de isoespesores de la capa de arcilla limosa superior en el sector de Navarro

Con los valores del espesor del estrato de arcilla limosa (H_1) se calcula el mínimo espesor del estrato subyacente de arena licuable (Hc) de acuerdo con la **Figura 6.4** para que no se produzcan posibles agrietamientos en superficie, para una aceleración sísmica del orden de 250 gales. Así, el factor de seguridad estará dado por la relación entre el espesor mínimo de arena licuable (Hc) y el espesor real del estrato de la arena licuable (H_2), así:

$$F.S = \frac{H_c}{H_2} \qquad (7.1)$$

Finalmente, se considera que factores de seguridad superiores a 1.5 garantizan la estabilidad de los terrenos en superficie. La **Figura 6.7** se muestra la distribución espacial de las zonas inestables por licuación, la cual se generó a partir de la interpolación de los valores puntuales de F.S calculados mediante la ecuación 7.1 asumiendo homogeneidad espacial, observándose que las zonas establecidas con daños potenciales por agrietamientos a nivel superficial debido a los efectos de licuación del estrato arenoso, coinciden relativamente bien con las zonas geotécnicas definidas específicamente para el sector de Navarro (ver informe 5.3, Subproyecto de Respuesta Sísmica, Proyecto MZSCali, 2005), de modo que para efectos prácticos se puede caracterizar cada una de estas según la susceptibilidad a presentar daños por licuación, tal y como se resume en la **Tabla 6.1**.

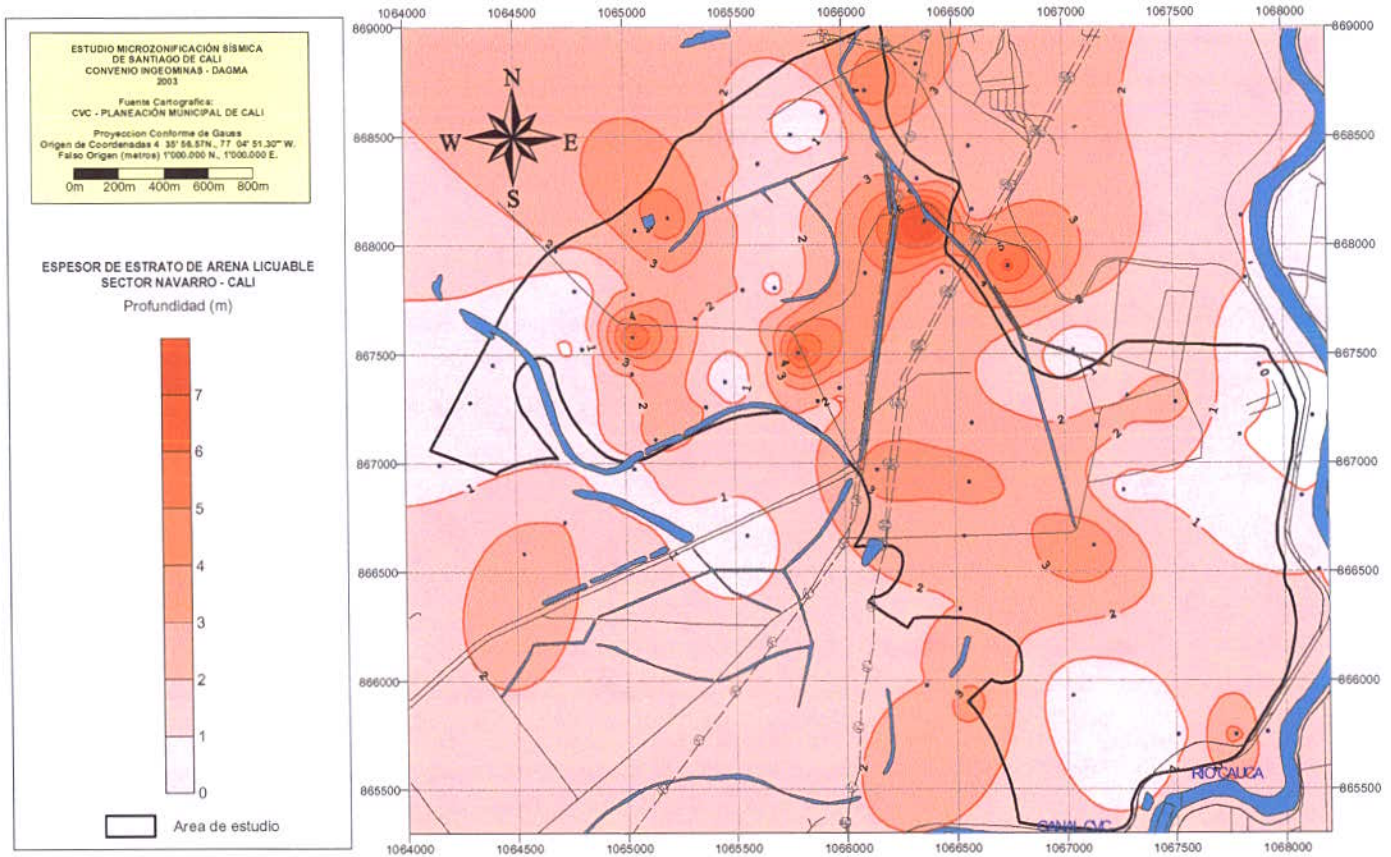


Figura 6.6. Espesor del estrato de arena licuable en el sector de Navarro

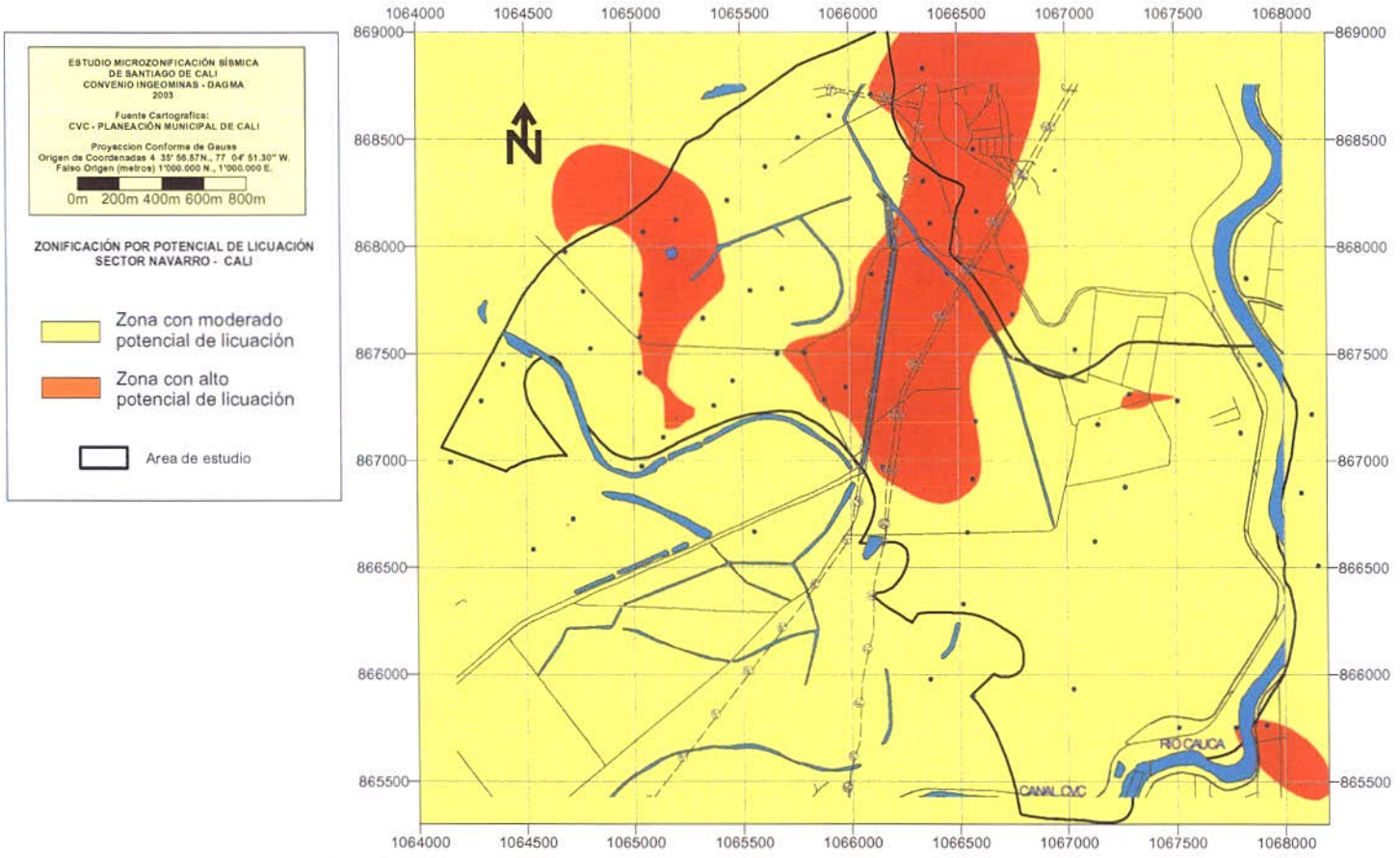


Figura 6.7. Distribución de las zonas inestables por licuación en el sector de Navarro

Tabla 6.1. Estimación de daños por licuación (agrietamientos) en el sector de Navarro

Zona Geotécnica	Techo del estrato licuable (m)	Espesor Licuable (m)	F.S. = Hc/H_2 Promedio	Concepto
DPA	4 – 10	0 – 4	4.73	Los efectos de la licuación no serían visibles a nivel superficial debido al espesor del estrato arcilloso superior.
LLA	3 – 6	0 – 4	2.65	Idem al anterior, sin embargo algunos sectores podrían verse afectados
CA	3 – 6	2 – 7	1.34	Los efectos de la licuación serán considerables a nivel superficial debido al delgado espesor del estrato arcilloso superior y/o el mayor espesor licuable.

Si bien el método anterior es aproximado, da por lo menos órdenes de magnitud de las zonas que se podrían presentar agrietamientos, dependiendo del espesor del estrato de arcilla. Con relación a este método empírico, Youd & Garris (1995) reportan una buena predicción con varios casos estudiados por los autores, pero aclaran que los limites propuestos por Ishihara son válidos para sitios que no sean susceptibles de sufrir corrimiento lateral. Por otro lado, O´Rovuke.& Pease (1997), analizan los daños generados en superficie con relación a la geometría del subsuelo para las áreas de Marina, South of Market y Misión Creek. Los resultados obtenidos por los autores se ilustran en la **Figura 6.8**, destacándose los siguientes aspectos:

- La línea definida por Ishihara no es totalmente válida, debido a que el análisis de Ishihara es unidimensional y el Distrito Marina se caracteriza por su carácter tridimensional (**Figura 6.8a**).
- La distribución de daños observados en Misión Creek y South of Market en 1989, coinciden bastante bien con la curva propuesta por Ishihara para un sismo moderado (0.2g) (**Figura 6.8b**).
- La **Figura 6.8c** muestra por otro lado, que los daños del sismo de 1906 se presentaron en áreas con un espesor del estrato licuable mayor a un metro. Al igual que el caso anterior, los datos son bastantes consistentes con la curva propuesta por Ishihara en 1985.

6.2.2 Métodos Numéricos

Con el método propuesto por Ishihara y O´Rourke, se busca tener en cuenta el efecto de la capa de arcilla sobre la estabilidad del terreno. Si bien es un método aproximado, permite cuantificar las zonas que se verían afectadas por agrietamientos del terreno. Nótese que la condición más desfavorable se presentará en viviendas cimentadas directamente sobre el estrato de arena, ya que de cierta manera esta capa de arcilla sobreconsolidada aumenta el esfuerzo efectivo.

Por otro lado, la complejidad del problema es de tal magnitud que una solución sólo es posible mediante métodos de elementos finitos (MEF), los cuales requieren de una gran

cantidad de parámetros que sólo es posible obtener mediante sofisticadas pruebas de campo (CPTU y DMT), así como ensayos de laboratorio (pruebas triaxiales estáticas y dinámicas). Para evaluar el efecto de la capa de arcilla se analizará un caso típico en el sector de Navarro, en el que se tiene una capa de arcilla de 2 metros de espesor sobre la cual se cimentó un edificio de cuatro pisos de altura. El perfil analizado se ilustra en la **Figura 6.9**, donde se asume que la edificación se comporta elásticamente. Como ecuación constitutiva se utilizo el modelo de Nishi (1990), cuyos parámetros se ilustran en la **Tabla 6.2**.

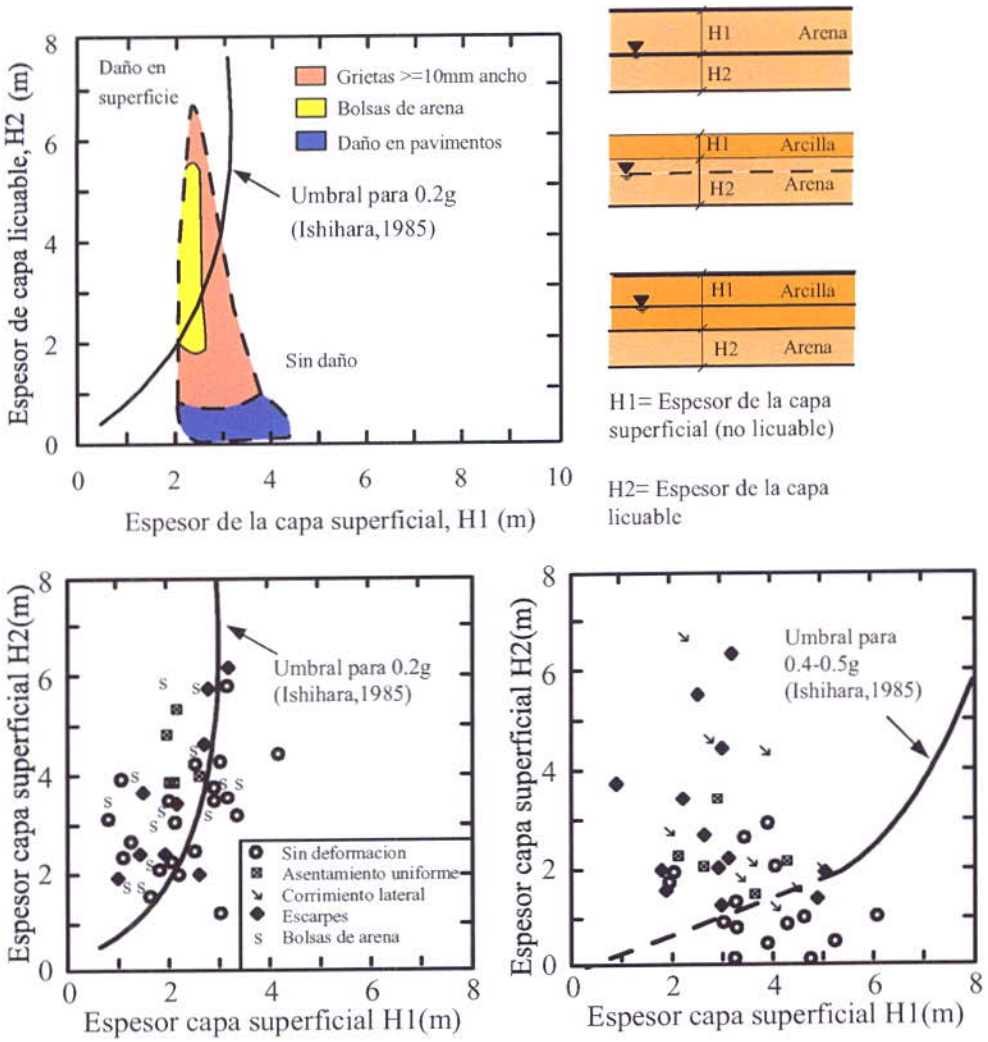


Figura 6.8. Efectos en superficie graficados con relación a la geometría del subsuelo para Marina, South of Market, and Misión Creek (O´Rourke and Pease, 1995): **a)** 1989 Marina; **b)** 1989 South of Market and Mision Creek; **c)** 1906 South of Market and Misión Creek

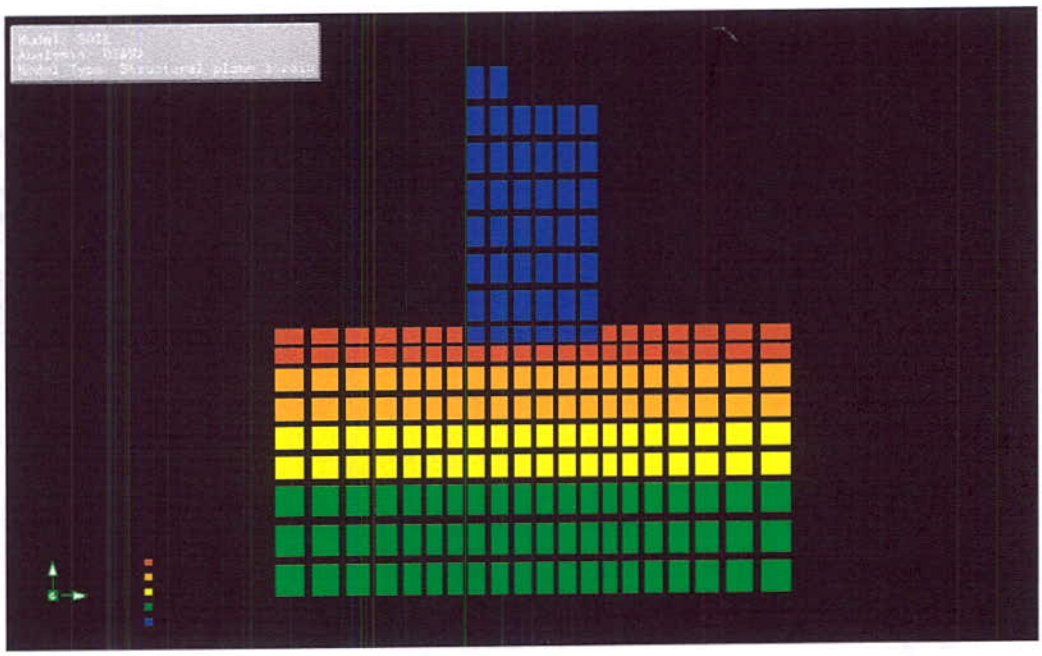


Figura 6.9. Discretización espacial de las diferentes capas y estructura para el caso típico sector de Navarro

Tabla 6.2. Parámetros según el modelo de Nishi para la evaluación de licuación de un caso típico en el sector de Navarro

Capa	K*	ϕ°	ϕ'p	m*	Go*	β1
Arcilla	E	E	E	E	E	E
Arena Fina	0.0025	30	27	0.000025	1300	1500
Arena Fina	0.0025	35	27	0.000006	1600	1500
Arena gruesa	0.0025	32	27	0.000002	1800	2500

Donde K* es el parámetro de hinchamiento modificado, dado por la siguiente expresión:

$$K^* = \frac{K}{1+e_0}$$

Siendo Go el módulo de corte máximo obtenido en las pruebas Down Hole, así:

$$G_0^* = \frac{2G^*G_0}{\sigma_m(G-G_0)}$$

y G el módulo de corte inicial, obtenido a partir del parámetro de hinchamiento K y de la relación de Poisson v, así:

$$G = \frac{3(1-2v)}{2k(1+v)}$$

El presente análisis tiene por objeto evaluar el comportamiento de una estructura cimentada sobre una capa de arcilla de espesor 2 metros, utilizando como señal de entrada el sismo de Italia (ver **Tabla 5.4**). El análisis involucró los siguientes pasos:

- Discretización espacial del problema (**Figura 6.9**).
- Cálculo del estado inicial de esfuerzos.
- Construcción de la estructura y cálculo de la nueva distribución de esfuerzos (ver **Figura 6.10**).
- Análisis transitorio aplicando el sismo de Italia.
- Cálculo del incremento de presión de poros, para los primeros 10 segundos de la señal sísmica aplicada, en los elementos 40, 48 y 54 que se muestran en la **Figura 6.10**. Nótese que en general se produce un incremento de presión de poros importante a partir de los 2 segundos, anulando prácticamente el esfuerzo efectivo (**Figuras 6.11 a 6.13**). Este fenómeno se visualiza mejor graficando la presión de poros normalizada con la presión efectiva de confinamiento vs tiempo (**Figura 6.14**).

Finalmente, en la **Figura 6.15** se presentan las deformaciones que sufriría el terreno al licuarse el depósito de arena subyacente. Las mayores deformaciones se presentan en la capa de arena superior y en el estrato arcillo-limoso. Lo anterior, como es de suponer, llevaría a una falla por capacidad portante similar a la que se presentó en el conjunto de apartamentos de Kawagishi-cho durante el sismo de Niigata de 1964 (**Figura 6.16**). Tales resultados muestran claramente que para permitir el desarrollo urbanístico en la llanura aluvial, es necesario realizar estudios detallados tendientes a evaluar y controlar el alto potencial de licuación que se presenta en el depósito.

6.3 ANÁLISIS DEL FENÓMENO DE CORRIMIENTO LATERAL

6.3.1 Antecedentes

El corrimiento lateral inducido por licuación se define como el desplazamiento lateral de terrenos ligeramente inclinados como consecuencia de los incrementos de presión de poros generados por un sismo. El fenómeno de corrimiento lateral se ilustra esquemáticamente en la **Figura 6.17**. Este fenómeno susceptible de presentarse en el río Cauca y en los canales naturales construidos por particulares, ha sido abordado tangencialmente por Ramírez (1996), donde los autores encuentran que para un sismo de magnitud 7.5, con aceleraciones máximas de 0.30g, los suelos entre 4 y 10 metros sufren licuación. Investigaciones posteriores realizadas por la Universidad Javeriana (Sarria, B) muestran que es posible que se presente el corrimiento lateral del Jarillón hacia el río Cauca, utilizando el modelo EPOLLS (Rauch, A) y el modelo MRL (Bardot, J. 1999).

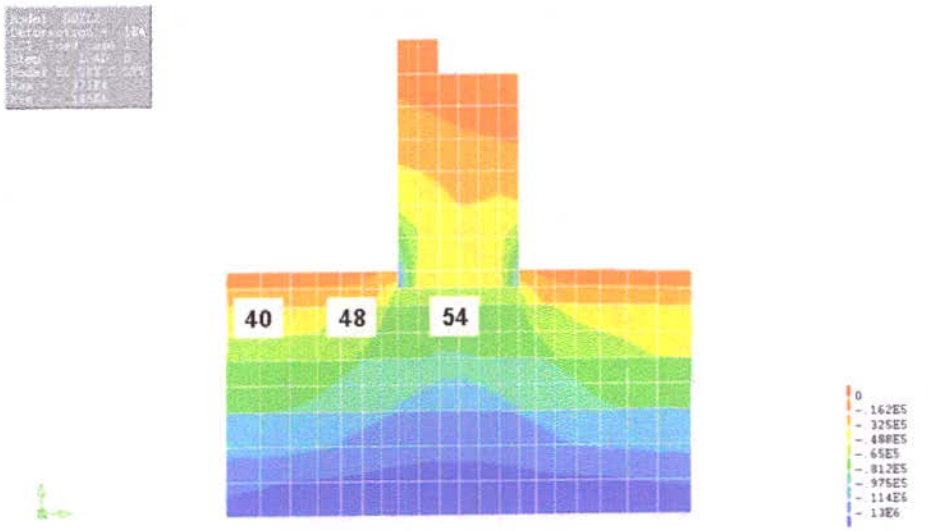


Figura 6.10. Distribución de esfuerzos generados por la carga transmitida por la estructura para el caso típico sector de Navarro

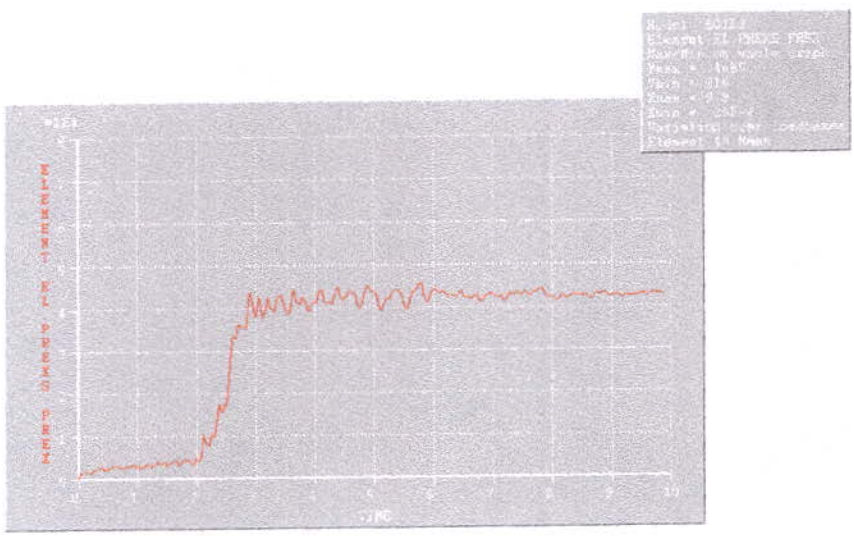


Figura 6.11. Variación de la presión de pozos con el tiempo (elemento 40)

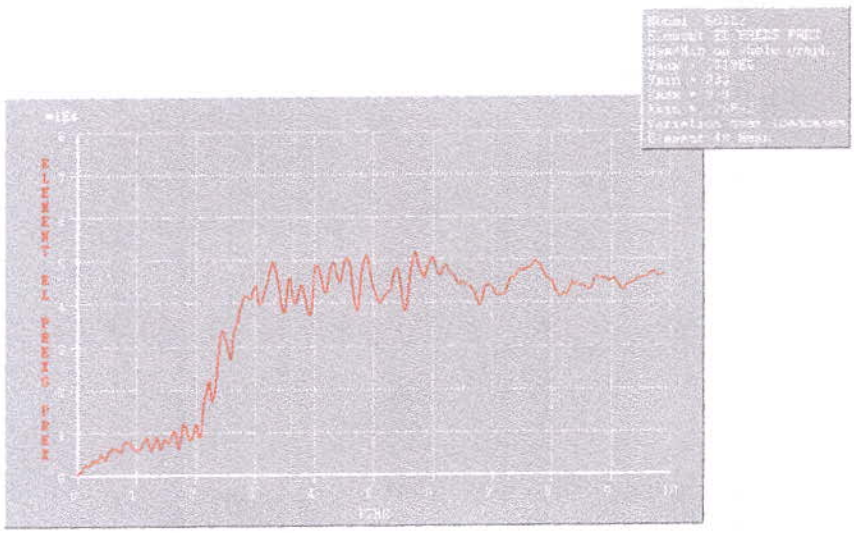


Figura 6.12. Variación de la presión de poros con el tiempo (elemento 48)

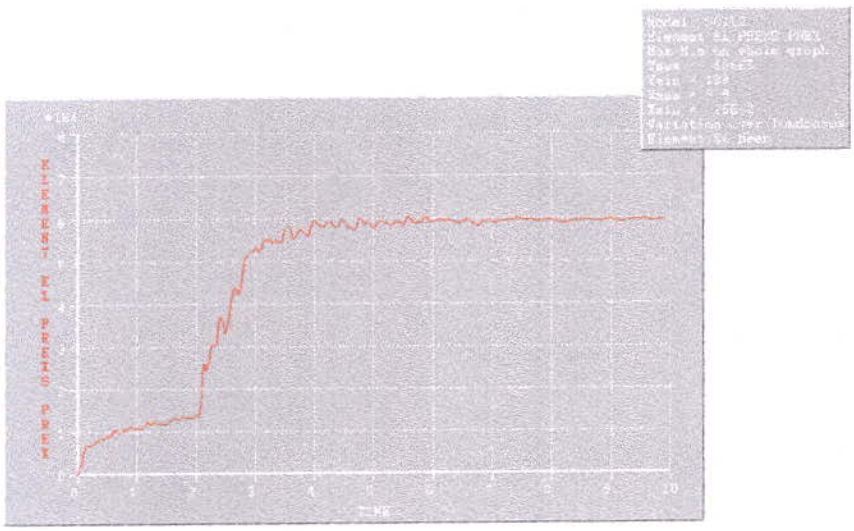


Figura 6.13. Variación de la presión de poros con el tiempo (elemento 54)

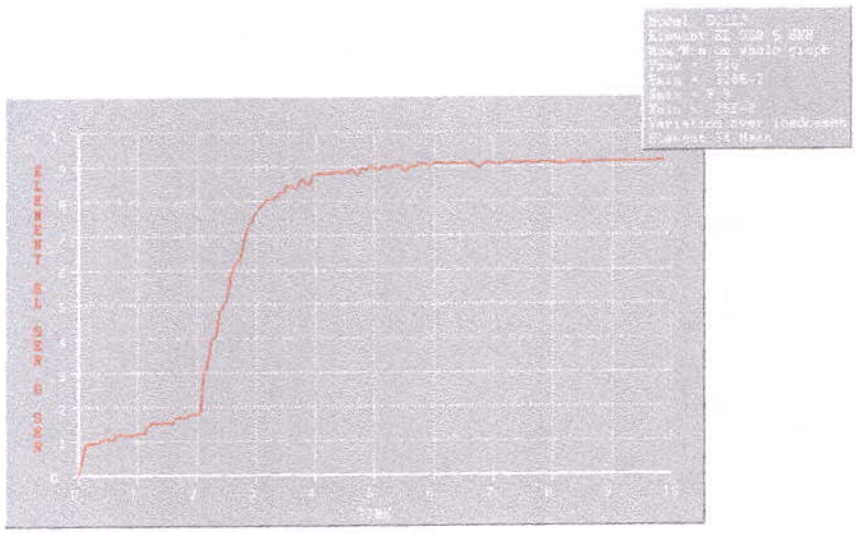


Figura 6.14. Variación de la presión de poros normalizada con la presión media de consolidación (elemento 54)

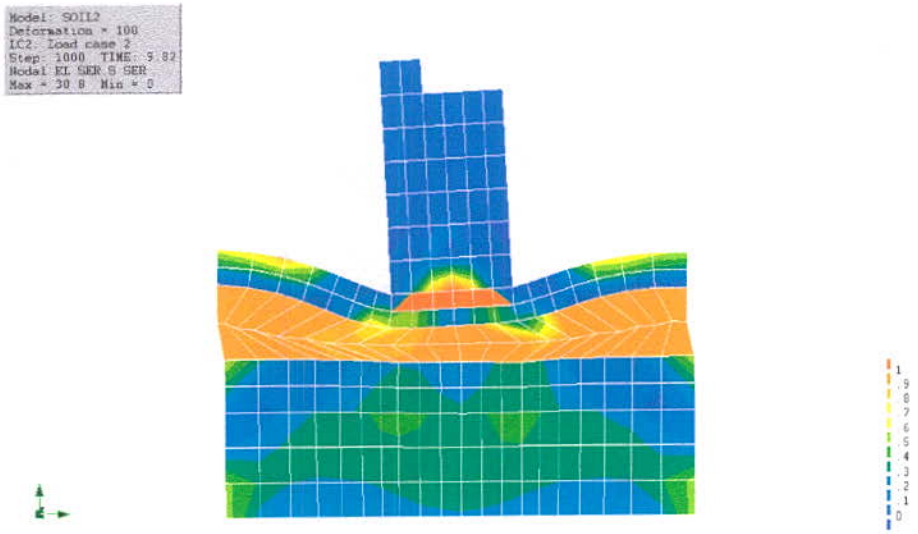


Figura 6.15. Deformaciones del modelo a los 10 segundos de aplicado el sismo de Italia para el caso típico sector de Navarro

Figura 6.16. Falla por capacidad portante inducida por la licuación del sismo de Niigata de 1964.

Por otro lado, Barlelt y Youd (1992), describen el corrimiento lateral inducido por licuación como el desplazamiento de terrenos de suave pendiente (0.30 a 5%), que se encuentran suprayaciendo depósitos de arena suelta, con un nivel freático superficial. Tales depósitos de arena se caracterizan por ser propensos a la generación de presiones de poros, sufriendo ablandamientos por deformación y licuación durante grandes sismos.

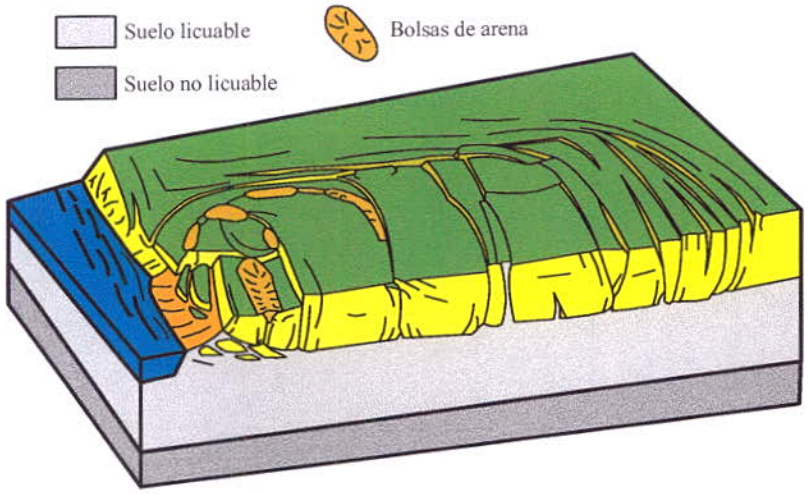


Figura 6.17. Representación esquemática de corrimiento lateral originado por la licuación de un deposito arenoso (Varnes, 1978)

A continuación se analizará, a manera indicativa, la estabilidad del Jarillón del río Cauca en dos sectores seleccionados estratégicamente: Decepaz y Navarro. El Jarillón se caracteriza por estar cimentado sobre una capa de arcilla limosa sobreconsolidada, cuyo espesor fluctúa entre 2 y 7 metros, la cual descansa sobre una capa de arena suelta susceptible de sufrir licuación.

6.3.2 Métodos de Análisis.

Para evaluar los posibles desplazamientos del terreno se realizaron análisis mediante métodos semi-empíricos y numéricos. Una breve descripción de los métodos utilizados se presenta enseguida.

6.3.2.1 Métodos Semi-empíricos.

Dentro de los métodos semi-empíricos existentes para evaluar el corrimiento lateral se destacan los siguientes:

- Aproximación de Barlett y Youd (1992)

Barlett y Youd utilizando una gran cantidad de casos históricos reportados en la literatura sobre corrimiento lateral, desarrollaron una expresión empírica que relaciona el corrimiento lateral del terreno con la característica de la fuente sísmica y las características locales de sitio de interés. La base de datos incluye sitios del Oeste de los Estados Unidos y de Japón

con distancias epicentrales de hasta 90 Km, sujetos a sismos cuya magnitud fluctúa entre Mw = 6.4 a 9.2. Mediante análisis de regresión los autores identifican los factores que tienen una mayor influencia sobre los desplazamientos del terreno, desarrollando dos modelos: uno de cara libre para sitios cercanos a taludes empinados y otro para terrenos de pendiente suave.

Para sitios con cara libre del talud, los desplazamientos se pueden calcular como:

$$Log\ D_H = -16.3658 + 1.1782Mw - 0.9275\log(R) - 0.0133R + 0.6572\log(W) + 0.3481\log(T_{15}) + 4.5720\log(100 - F_{15}) - 0.9224D_{50/15}$$

Donde:

D_H : Desplazamiento horizontal del terreno en metros

Mw : Magnitud del momento.

R : Distancia horizontal a la fuente de energía sísmica en km

W : Relación de cara libre (H/L)*100 (**Figura 6.18**).

T_{15} : Espesor acumulado de las capas de suelo granular con $(N_1)_{60} < 15$, en metros.

F_{15}: Contenido de finos en la capa granular.

$D_{50/15}$: Tamaño medio de la capa granular

L : Distancia del sitio al pie de la cara libre.

H = Altura de la cara libre.

S = Pendiente natural del terreno en porcentaje.

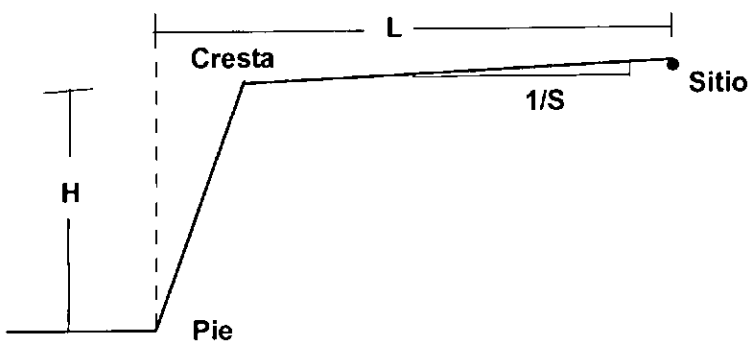


Figura 6.18. Parámetros que describen la cara libre del talud.

Para sitios de pendiente suave, los desplazamientos se pueden calcular como:

$$Log\ D_H = -16.3658 + 1.1782Mw - 0.9275\log(R) - 0.0133R + 0.4293S + 0.3483\log(T_{15}) + 4.5720\log(100 - F_{15}) - 0.9224D_{50/15}$$

Los anteriores parámetros tienen un rango de validez reportados en la **Tabla 6.3**.

Tabla 6.3. Rango de valores del modelo de Barlett y Youd (1992)

Parámetro de entrada	Rango de valores
Magnitud	6.0< Mw < 8.0
Relación de cara libre	1.0% < W < 20%
Espesor de la capa suelta	0.3 m < T_{15} < 12 m
Contenido de finos	0% < F_{15}< 50%
Tamaño medio del grano	0.1mm < $D_{50/15}$ < 1.0 mm
Pendiente del talud	0.1% < S < 6%
Profundidad al fondo de la sección	Profundidad al fondo de la capa licuable < 15m

Youd y Bartlett (2002), realizaron una revisión de las anteriores expresiones recomendando finalmente las siguientes expresiones:

Para sitios con cara libre del talud.

$$Log\ D_H = -16.713 + 1.532Mw - 1.406R^* - 0.012R + 0.592\log(W) + 0.540\log(T_{15}) + 3.413\log(100 - F_{15}) - 0.795\log(D_{50/15} + 0.1mm)$$

Para taludes suaves:

$$Log\ D_H = -16.213 + 1.532Mw - 1.406\log(R^*) - 0.012R + 0.338\log(S) + 0.540\log(T_{15}) + 3.413\log(100 - F_{15}) - 0.795\log(D_{50/15} + 0.1mm)$$

Donde:

$$R^* = R + R_0$$

$$R_0 = 10^{(0.89M - 5.64)}$$

R = Distancia horizontal de la fuente al sitio de interés en km.

R_0= Factor de distancia como función de la magnitud del sismo.

Resultados sección sector de Navarro

Para llevar a cabo el análisis en este sector, se realizo un levantamiento topográfico detallado del perfil de análisis. Las características geotécnicas de la sección se complementaron con ensayos CPTU y DMT, la cual se ilustra en la **Figura 6.19**, obteniéndose los siguientes parámetros geométricos con el fin de aplicar la expresión para talud con cara libre:

W= 0.03

T_{15}= 4

F_{15}= 1.77

$D_{50/15}$= 0.422

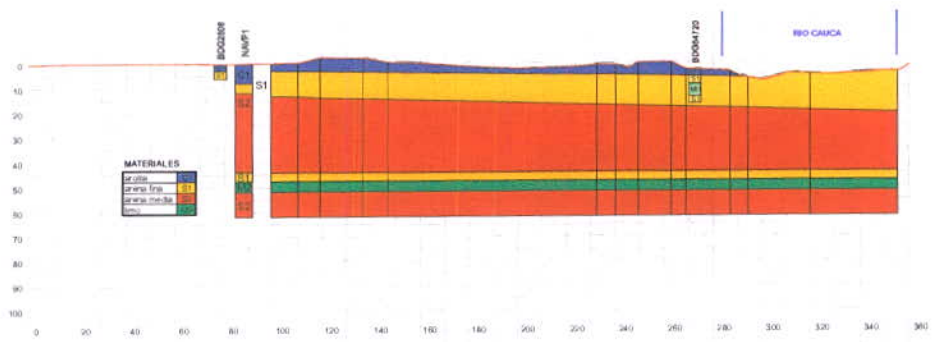


Figura 6.19. Perfil topográfico, perforaciones, sondeos y materiales involucrados (Sección de Navarro)

Los parámetros R* y Ro fueron determinados para las 10 fuentes que controlan el nivel de amenaza sísmica evaluado para la ciudad (ver informe 1.9, Subproyecto de Sismotectónica, Proyecto MZSCali, 2005), las cuales se relacionan en la **Tabla 6.4** junto con la magnitud máxima de momento y distancia a la ciudad (ver **Figura 6.20**).

Tabla 6.4. Fuentes utilizadas para el análisis semi-empírico de corrimiento lateral

No.	NOMBRE FUENTE SISMICA	Código Fuente	Mw Máx	Distancia Media a Cali (km)
1	Zona de Benioff, segmento Centro	BENI	7.8	104.0
2	S. F. Cali-Patía, sector Cali	CAP2	6.7	14.4
3	F. Dagua-Calima	DACR	6.8	39.8
4	F. Guabas-Pradera	GUPA	6.7	25.8
5	F. Buenaventura	BUEN	6.9	63.3
6	Zona Axial Cordillera Central	AXCC	6.9	68.6
7	F. Bellavista-Río Bravo	BERB	6.9	40.7
8	F. Palmira-Buga	PABU	6.9	36.7
9	Zona de Subducción, segmento Sur	SUBS	8.8	300.7
10	Zona de Subducción, segmento Centro	SUBC	7.8	224.1

Resultados sección sector Decepaz

Similar al caso anterior, se realizo un levantamiento topográfico detallado del perfil de análisis. Las características geotécnicas de la sección se complementaron con ensayos CPTU y DMT, la cual se ilustra en la **Figura 6.21**, obteniéndose los siguientes parámetros

geométricos con el fin de aplicar la expresión para talud suave:

S= 1.45%

T_{15}= 4 m

F_{15}= 3.5 %

$(D_{5.0})_{15}$= 0.42 mm

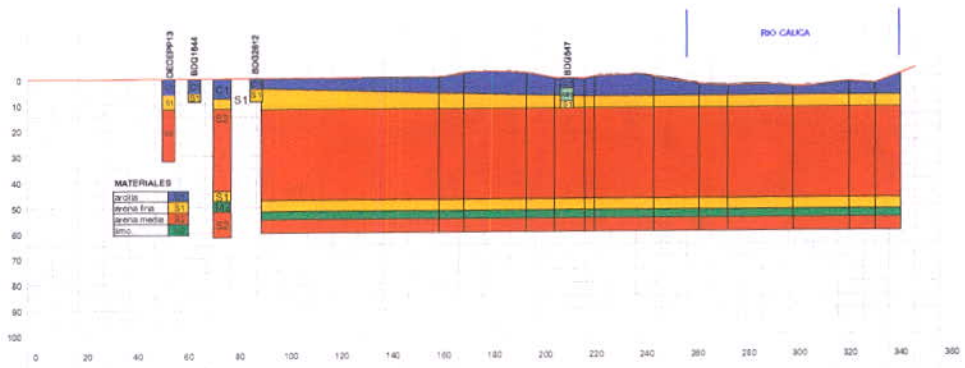


Figura 6.21. Perfil topográfico, perforaciones, sondeos y materiales involucrados (Sección Decepaz).

Igualmente, los parámetros R* y Ro fueron determinados para las 10 fuentes que controlan el nivel de amenaza sísmica evaluado para la ciudad, utilizando los datos reportados en la **Tabla 6.4**. A partir de los anteriores parámetros se obtuvieron los desplazamientos horizontales que se relacionan en las **Tablas 6.5 y 6.6** para la sección de Navarro y Decepaz respectivamente.

Los anteriores resultados reportan valores muy pequeños de desplazamientos, del orden de centímetros. Por tanto, el método propuesto por Youd y Bartlett (2002) no es adecuado para el cálculo del corrimiento lateral. Esto era de esperarse, ya que los autores recomiendan utilizar este método en la costa oeste de los Estados Unidos y en Japón.

- Aproximaciones de Rauch y Martin (2000)

Rauch y Martin desarrollaron un método llamado EPOLLS (Empirical Prediction of Liquefaction Induced Lateral Spreading), que permite calcular los desplazamientos laterales originados por la licuación de un depósito arenoso.

El corrimiento lateral es posible calcularlo, dependiendo del nivel de conocimiento que se tenga de la zona; para ello los autores definen las siguientes categorías:

1. EPOLLS Regional: Este análisis incluye básicamente los parámetros sísmicos de magnitud, distancia a la fuente e intensidad del movimiento fuerte.

2. EPOLLS de Sitio: Este análisis incluye además de los parámetros sísmicos, parámetros

topográficos y geométricos tales como la pendiente del talud, altura de la cara libre, así como el área y forma de la superficie de corrimiento lateral.

3. EPOLLS Geotécnica: Este análisis incluye además parámetros obtenidos a partir de la exploración del subsuelo, tales como el espesor de la capa licuable, resistencia a la penetración y características del tamaño del grano.

Las expresiones propuestas por los autores se presentan en el diagrama de flujo de la **Figura 6.22**. A continuación se presentan los resultados obtenidos para las dos secciones de estudio.

Tabla 6.5. Desplazamientos horizontales del terreno en la sección de Navarro calculado por el método de Youd y Bartlett (2002)

No.	Código Fuente	DH (m)
1	BENI	0.026962
2	CAP2	0.015928
3	DACR	0.005936
4	GUPA	0.007614
5	BUEN	0.004399
6	AXCC	0.003955
7	BERB	0.007896
8	PABU	0.009041
9	SUBS	0.010341
10	SUBC	0.012699

Tabla 6.6. Desplazamientos horizontales del terreno en la sección Decepaz calculados por el método de Youd y Bartlett (2002)

No.	Código Fuente	DH (m)
1	BENI	0,003325201
2	CAP2	0,013905735
3	DACR	0,002612331
4	GUPA	0,004853304
5	BUEN	0,001028604
6	AXCC	0,000800300
7	BERB	0,003449493
8	PABU	0,004415189
9	SUBS	7,92181E-05
10	SUBC	6,45255E-05

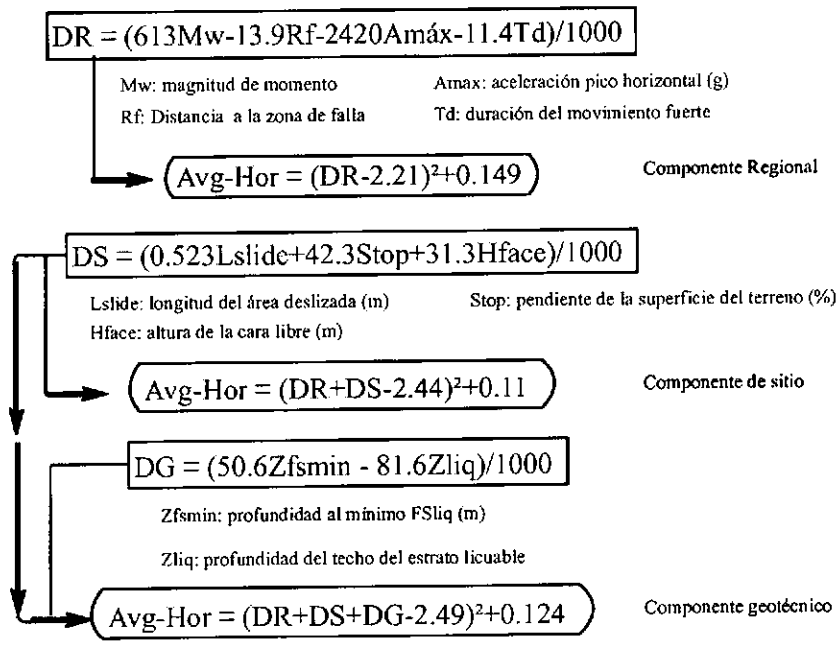


Figura 6.22. Diagrama de flujo del modelo EPOLLS para el cálculo del desplazamiento horizontal promedio (Avg-Hor) en metros (Rauch y Martin, 2000)

Resultados sección sector de Navarro

Los parámetros utilizados en el modelo fueron los siguientes (algunos ya se obtuvieron mediante el método de Bartlett y Youd):

Td	= 30-70 seg
Lslid	= 200 m
Stop	= 0.85%
Hface	= 6.7 m
Zfsmin	= 5 m
Zlig	= 4 m

Al igual que en el análisis anterior, se utilizaron las 10 fuentes que controlan el nivel de amenaza sísmica evaluado para la ciudad (ver **Tabla 6.4**), obteniéndose los resultados reportados en la **Tabla 6.7**.

Tabla 6.7. Resultados de desplazamiento promedio (m) en la sección de Navarro por el método EPOLLS

No.	Código Fuente	Avg-Hor (R)	Avg-Hor (L)	Avg-Hor (G)
1	BENI	0.201521207	0.12186104	0.18766037
2	CAP2	0.711099615	0.86689657	0.65194470
3	DACR	0.359220098	0.44496621	0.31354064
4	GUPA	0.498651639	0.61634394	0.44682679
5	BUEN	0.186034389	0.20778643	0.15266527
6	AXCC	0.163338207	0.16760348	0.13333296
7	BERB	0.406013917	0.50341797	0.35809186
8	PABU	0.465946404	0.57682364	0.41543255
9	SUBS	4.347556782	3.83016534	4.41790100
10	SUBC	2.508552655	2.11454215	2.55516247

Resultados sección sector Decepaz

Los parámetros utilizados en el modelo fueron los siguientes (algunos ya se obtuvieron mediante el método de Bartlett y Youd):

Td = 30-50 seg

Lslid = 200 m

Stop = 1.45%

Hface = 9.3 m

Zfsmin = 4 m

Zlig = 4 m

Igualmente, se utilizaron las 10 fuentes que controlan el nivel de amenaza sísmica evaluado para la ciudad (ver **Tabla 6.4**), obteniéndose los resultados reportados en la **Tabla 6.8**.

Tabla 6.8. Resultados de desplazamiento promedio (m) en la sección Decepaz por el método EPOLLS

No.	Código Fuente	Avg-Hor (R)	Avg-Hor (L)	Avg-Hor (G)
1	BENI	0.201521207	0.1107579	0.17307557
2	CAP2	0.711099615	1.01512015	0.69762148
3	DACR	0.359220098	0.54578832	0.34128897
4	GUPA	0.498651639	0.73878316	0.48275127
5	BUEN	0.186034389	0.26530552	0.16403529
6	AXCC	0.163338207	0.21328977	0.14022751
7	BERB	0.406013917	0.61212870	0.38882386
8	PABU	0.465946404	0.69465129	0.44961281
9	SUBS	4.347556782	3.52286095	4.29128544
10	SUBC	2.508552655	1.89072623	2.46012438

Los valores obtenidos por este método en las dos secciones de análisis fluctúan entre 13 centímetros y 4.4 metros, los cuales son más acordes con las condiciones y magnitud de los parámetros empleados para modelar el fenómeno en cuestión, sin embargo deberán tomarse como resultados aproximados y manejarse con precaución y criterio.

6.3.2.2. Métodos numéricos

Corresponde a la técnica más adecuada y aproximada para predecir el corrimiento lateral, pero presenta la limitación de requerir una gran cantidad de parámetros para su uso. Los análisis semiacoplados se realizaron con el programa de diferencias finitas FLAC3D, el cual como su nombre lo indica, permite realizar análisis tridimensionales con elementos finitos tipo ladrillo y tetraédro, resolviendo básicamente la ecuación de momento y calculando el incremento de presión de poros a partir de los cambios volumétricos del suelo mediante una expresión semiempírica. El programa cuenta con dos ecuaciones constitutivas semiempíricas desarrolladas por Martin y Byrne (1991). La primera requiere el uso de ensayos de corte cíclico (con los cuales no se contó) y la segunda más sencilla, está dada por la siguiente expresión:

$$\frac{\Delta\varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp\left(-C_2\left(\frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma}\right)\right)$$

Donde C_1 y C_2 son constantes dadas por la siguiente expresión:

$$C_2 = \frac{0.4}{C_1}$$

Byrne (1991) encuentra que la constante C_1 es función de la densidad relativa, así:

$$C_1 = 7600(D_r)^{-2.5}$$

Donde:

$$D_r = 15(N_1)_{60}^{\frac{1}{2}}$$

Entre las características más importantes del FLAC3D, se mencionan las siguientes:

- Permite realizar análisis tridimensionales.
- Los análisis se pueden desarrollar en pequeñas o grandes deformaciones.
- Permite el uso de elementos absorbentes válidos para la ecuación de equilibrio (básicamente utilizan los elementos absorbentes propuestos por Lysmer 1969).
- El programa dispone de dos ecuaciones semiempíricas para evaluar el incremento de presión de poros.
- Para suelos finos, FLAC3D no trae ecuación constitutiva alguna, por lo cual no hubo opción diferente a utilizar el modelo de Mohr-Coulomb.
- La principal limitación del FLAC3D es que los análisis tridimensionales se desarrollan sobre figuras tridimensionales sencillas y el modelo constitutivo es muy elemental.

Resultados sección sector Decepaz

Partiendo del perfil topográfico y de información obtenida a partir de los ensayos de laboratorio se obtuvieron los respectivos perfiles geotécnicos. En la **Figura 6.23** se observa la discretización de la malla de elementos finitos con los tipos de materiales encontrados, la cual consta de 10464 elementos y 14685 nodos.

Debido a la gran cantidad de tiempo de procesamiento que implica este tipo de análisis, los cálculos se realizaron aplicando las señales de diseño correspondientes al sismo de Italia, México y Chile (ver **Tabla 5.4**). A partir de los resultados se concluye lo siguiente:

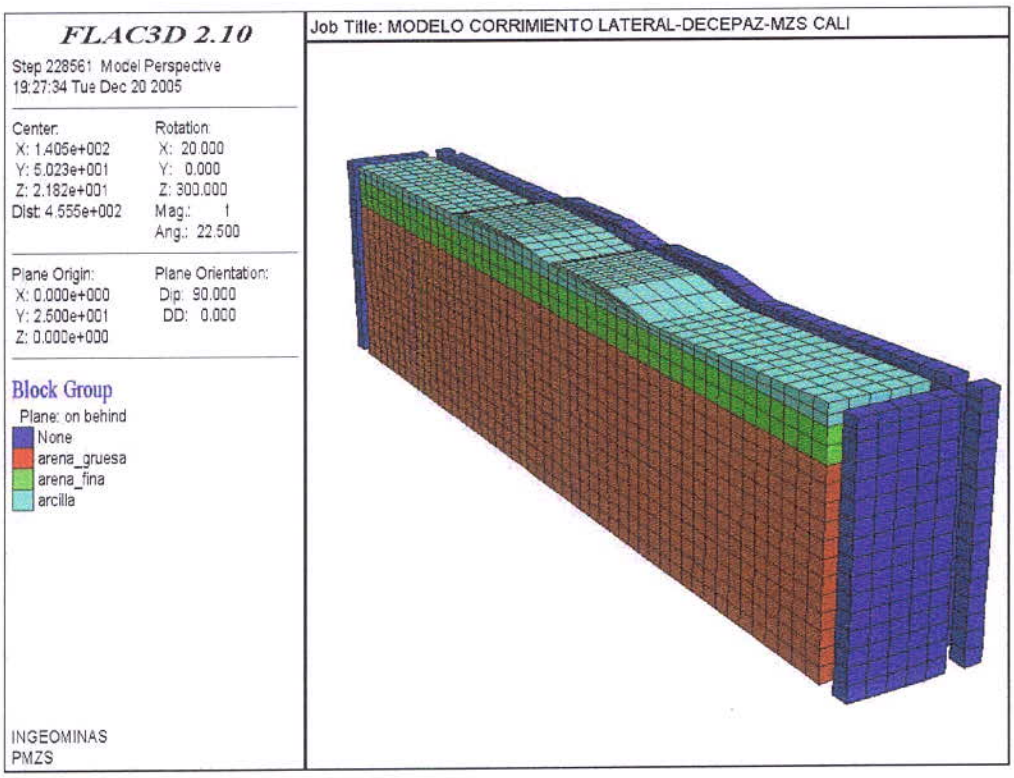


Figura 6.23. Discretización de la malla de elementos finitos sección Decepaz

- La condición más desfavorable se presenta con el sismo de México, debido a que por su gran duración genera incrementos importantes en la presión de poros (**Figura 6.24**).
- La variación de la presión de poros con el tiempo se ilustra en la **Figura 6.25** calculada en este caso para el sismo de Italia, donde se observa que a partir tan solo de los 2 segundos, se generan incrementos importantes de presiones de poros, lo que origina una pérdida ostensible de resistencia del depósito de arena.
- La anterior perdida de resistencia hace que el depósito de arena tienda a fluir, lo cual se manifiesta en superficie por grandes deformaciones de la capa de arcilla.
- Ante un sismo de larga duración (como el sismo de México) los desplazamientos pueden ser del orden de 1.0 metro en proximidades al río Cauca, lo que originaría la falla de la estructura del Jarillón (ver **Figura 6.26**).
- Finalmente, la **Figura 6.26** presenta además la dirección de los vectores de desplazamiento, los cuales apuntan en dirección del río Cauca, evidenciando la ocurrencia del corrimiento lateral hacia el río.

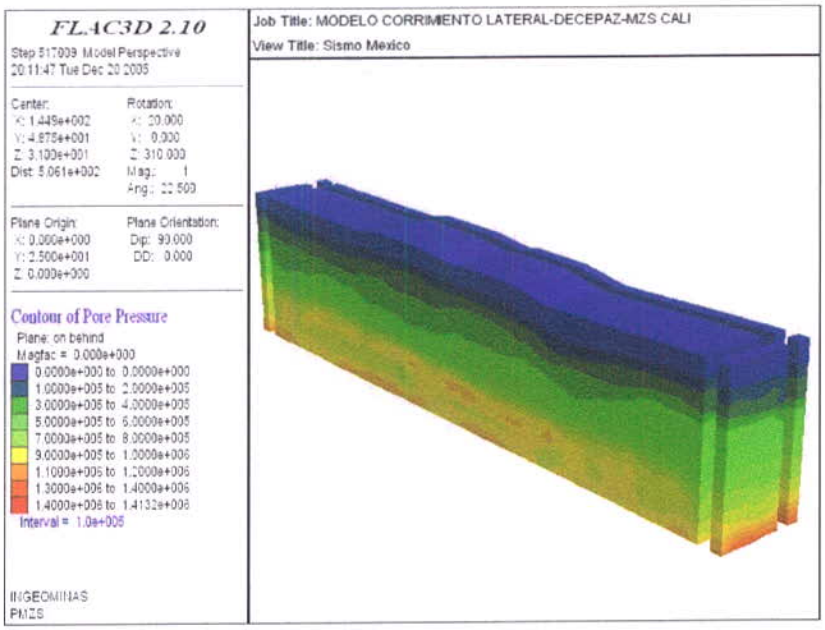


Figura 6.24. Distribución de presión de poros para tiempo t = 24seg del sismo de México en la sección Decepaz

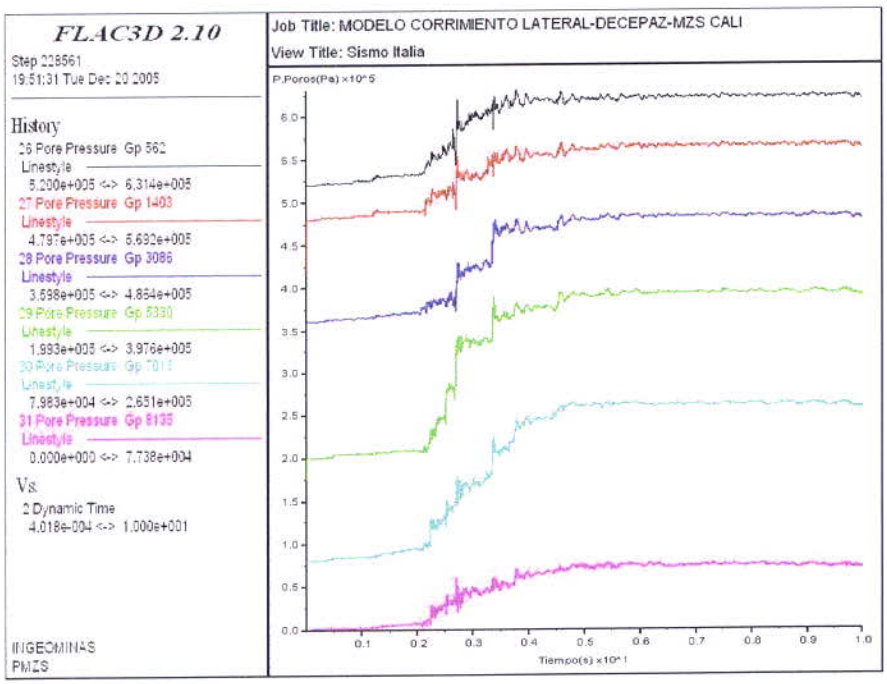


Figura 6.25. Variación de la presión de poros con el tiempo para el sismo de Italia en algunos elementos de la sección Decepaz

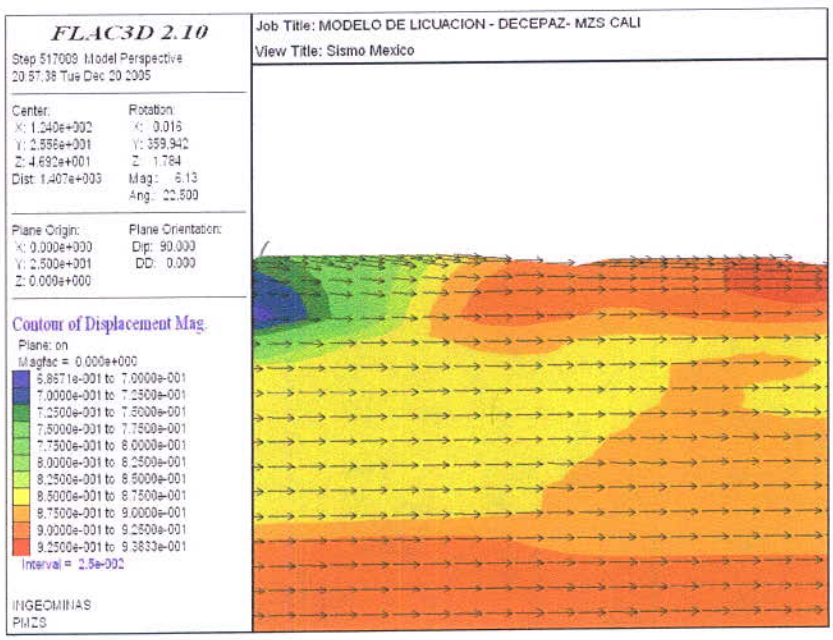


Figura 6.26. Distribución de la magnitud y dirección de los desplazamientos para t = 24seg del sismo de México en la sección Decepaz

Resultados sección sector de Navarro

Similar al caso anterior, con base en el perfil topográfico y de información obtenida a partir de los ensayos de laboratorio se obtuvieron los respectivos perfiles geotécnicos. En la **Figura 6.27** se observa la discretización de la malla de elementos finitos con los tipos de materiales encontrados, la cual consta de 13360 elementos y 15572 nodos, con de 300 metros de longitud, 50 metros de ancho y 63 metros de espesor. Igualmente, se utilizaron las señales de diseño correspondientes al sismo de Italia, México y Chile. A partir de los resultados se concluye lo siguiente:

- Como en el caso anterior, el depósito de arena en el sector de Navarro es susceptible de sufrir licuación.
- Ante sismos de gran duración se generan incrementos importantes en la presión de poros, como por ejemplo a partir de los 15 segundos de haber aplicado el sismo de Chile (ver **Figura 6.28**), lo cual disminuye significativamente los niveles de esfuerzos efectivos y la resistencia del estrato arenoso (licuación), generándose grandes desplazamientos del terreno en el cuerpo del Jarillón, hasta del orden de 1.4 metros (**Figura 6.29**) en dirección del río Cauca, evidenciando la ocurrencia del corrimiento lateral hacia el río.
- La anterior pérdida de resistencia hace que el depósito de arena tienda a fluir, lo cual se manifiesta en superficie por grandes deformaciones de la capa de arcilla.
- Los desplazamientos estimados originarían la falla de la estructura del Carillón en zonas aledañas al río cauca.

De acuerdo con los resultados de las modelaciones en las dos secciones de análisis (ver además otras gráficas de resultados sobre este aspecto en el Anexo 3), se observa claramente que por la ocurrencia de licuación en el estrato arenoso en la zona de llanura aluvial aledaña al cauce del río Cauca, el Jarillón es susceptible de fallar en el evento de un evento sísmico fuerte, además de presentarse deformaciones excesivas a nivel superficial y producirse el fenómeno de corrimiento lateral en dirección hacia el río.

Los análisis muestran que el área de afectación, para estos dos casos en particular, fluctúa entre 200 y 300 metros. Para efectos de ser un poco conservadores, se define un corredor de influencia al Jarillón de 300 metros susceptible a sufrir corrimiento lateral (puede incrementarse si la falla ocurre en época invernal). Se recomienda seguir los tipos de análisis aquí presentados en los estudios de suelos que se emprendan para futuros proyectos de infraestructura y obras civiles en general, en donde se establezcan las medidas de mitigación que fueren del caso, con el fin de garantizar la estabilidad de las obras.

Es conveniente recalcar que los resultados aquí presentados no reemplazan los análisis geotécnicos de evaluación del potencial de licuación de los suelos, que deberán llevarse a cabo para el diseño y construcción de posibles proyectos de urbanización en este sector, sin embargo proporcionan estimaciones válidas para el control técnico de dichos estudios y prediseños de mitigación ante este fenómeno.

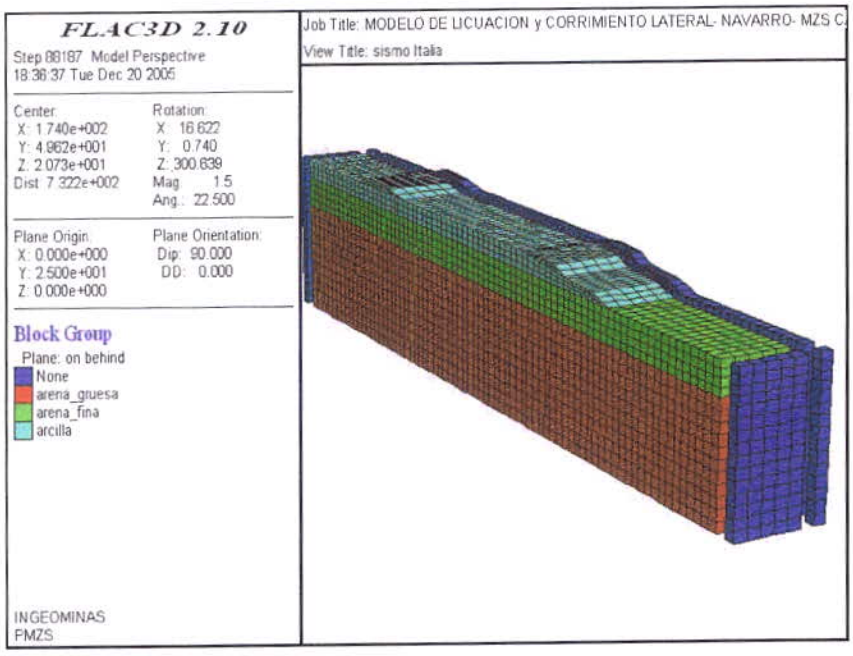


Figura 6.27. Discretización de la malla de elementos finitos sección de Navarro

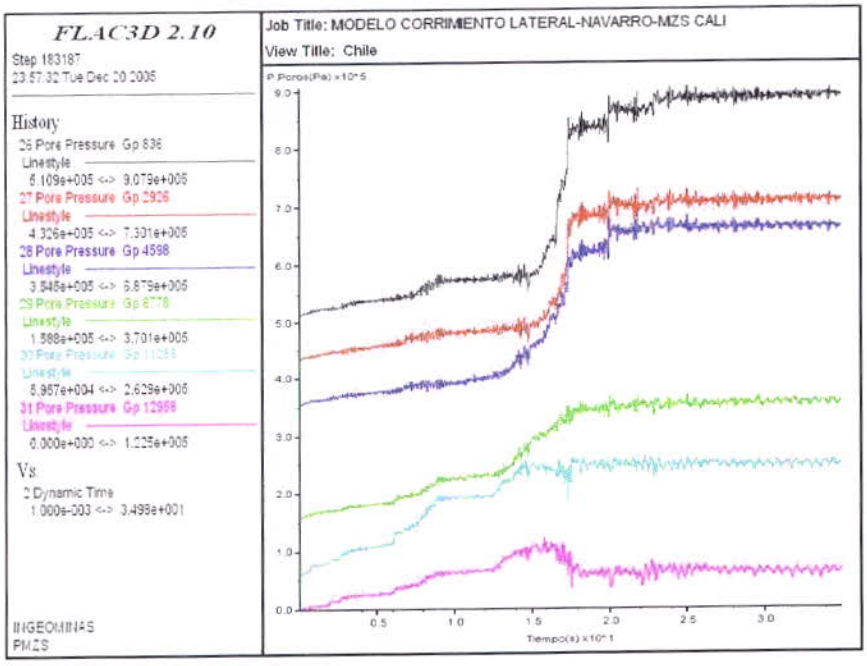


Figura 6.28. Variación de la presión de poros con el tiempo para el sismo de Chile en algunos elementos de la sección de Navarro

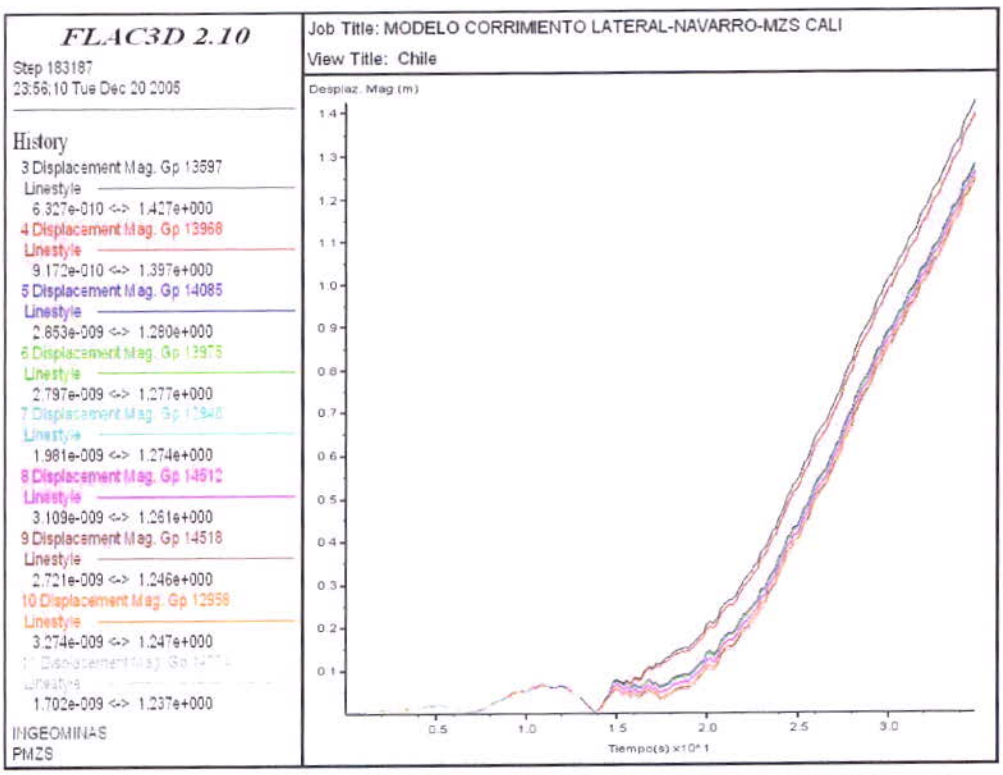


Figura 6.29. Variación de los desplazamientos con el tiempo para el sismo de Chile en algunos elementos de la sección de Navarro

Finalmente, en las **Figuras 6.30 y 6.31** se presentan un par de casos donde se presentó el fenómeno de corrimiento lateral. El objetivo de estas fotografías es concienciar a la población y autoridades sobre los graves peligros que involucra este tipo de fenómeno. Esto desde luego hace necesario incrementar los estándares de calidad y exigencia en las obras que hacia un futuro se piensen desarrollar en la llanura aluvial del río Cauca.

6.4 MEDIDAS PREVENTIVAS Y DE MITIGACIÓN

Para reducir una condición de riesgo existen dos caminos: reducir la amenaza (en este caso el fenómeno de licuación) o disminuir la vulnerabilidad de los elementos expuestos (personas, edificaciones, puentes, muelle, redes, entre otros). Una descripción general de algunas de estas medidas se presenta a continuación.

Figura 6.30. Daño en las vías de Seatle, sismo en la costa Noroeste. Febrero 28 de 2001. Magnitud 6.8

Figura 6.31. Daños registrados por el sismo de Izmit en Turquía (1999)

6.4.1 Mejoramiento de suelos licuables

Las propiedades de las arenas sueltas, sean depósitos granulares de origen natural o rellenos hidráulicos, pueden modificarse mediante técnicas que tienen por objeto densificarlas para incrementar su resistencia a sufrir deformaciones de flujo a la licuación. Un depósito de arena mejorada deberá soportar cargas dinámicas, con asentamientos tolerables sin que se presente la licuación, para las excitaciones sísmicas de diseño. Se ha demostrado en muchos lugares que los suelos y rellenos granulares sueltos responden positivamente a la energía dinámica producida por impactos o vibración con lo que se mejora sus características como densidad relativa, rigidez, resistencia y disminuye su deformabilidad. La aplicación de cargas estáticas temporales (precarga) también mejora las propiedades de estos suelos, aunque es mucho menos efectiva que los métodos dinámicos de compactación.

La naturaleza de la energía dinámica requerida para lograr que un depósito de arena suelta licuable, se convierta en uno estable para el sismo de diseño, depende del método que se emplee para mejorarlo, los cuales varian desde aquellos en que se aplican impactos hasta los que aplican oscilaciones armónicas con vibradores. En estos últimos, la intensidad de las vibraciones inducidas dentro de la masa de suelo determina el tipo de su respuesta. A bajas aceleraciones, menores a 0.5g, los suelos responden esencialmente en forma elástica; las deformaciones plásticas predominan cuando las aceleraciones crecen de 0.5 a 1.0g, resultando en la densificación del depósito. Para aceleraciones del orden de 1.5g casi todos los suelos fluyen (Van Impe and Madhav, 1995).

La habilidad del depósito para trasmitir las vibraciones se reduce a medida que pierde resistencia al corte; así, a medida que el suelo se degrada, las vibraciones se tornan en locales y no serán trasmitidas a largas distancias, por lo tanto la densificación sólo ocurrirá alrededor de la fuente.

6.4.2 Técnicas de mejoramiento

El mejoramiento de rellenos granulares sueltos generalmente involucra grandes volúmenes de material, y por ello la selección del método para cada caso suele involucrar aspectos económicos, que en muchas ocasiones se privilegian en detrimento de las consideraciones exclusivamente técnicas. Los costos varían notablemente de uno a otro método y por ello los ingenieros geotecnistas deben conocer las características de los métodos disponibles, así como su efectividad probable y las dificultades para implantarlos en situaciones particulares.

La mayoría de los métodos de mejoramiento aprovechan la capacidad del suelo para deformase e incluso licuarse para lograr el mejoramiento deseado. Por lo tanto, es imprescindible tener un conocimiento claro de las características y propiedades del depósito, para lograr las metas esperadas. Sería imposible presentar y describir detalladamente en este trabajo, los métodos para el mejoramiento de arenas. Para ello se recomienda recurrir al trabajo de Van Impe y Madhav (1995). A continuación se describen brevemente algunos de ellos, atendiendo a la frecuencia con que estos han sido utilizados.

6.4.2.1 Compactación dinámica o de Impacto

Probablemente es la técnica más antigua para el mejoramiento de suelos utilizada por los romanos y en Estados Unidos desde el siglo pasado, pero realmente racionalizada por Mennard (Mennard and Broise, 1975) en la década de los setentas. Consiste en dejar caer una masa, en un arreglo particular, desde una altura fija, para compactar el suelo usando una grúa para izarla; los pesos pueden llegar a las 40 toneladas y la altura de caída de 30 m. Las experiencias han demostrado que este método es el menos confiable, pues es difícil lograr el mismo nivel de control y por ello también requiere de ensayos de verificación extensivos. Se recomienda para mejorar rellenos de poco espesor puesto que el efecto del impacto decrece rápidamente con la profundidad. En México se tienen varias experiencias en la aplicación de este método (Girault, 1989).

6.4.2.2 Vibrocompactación

Método de mejoramiento profundo de suelos granulares que efectúa la densificación por el movimiento vertical y horizontal de un tubo vibrador hincado en el suelo. El vibrador es un tubo hueco de acero con masas excéntricas sostenido por una grúa; la forma de densificar consiste en hincar el tubo en arreglos regulares, provocando la licuación del suelo, para posteriormente reacomodar la estructura hasta alcanzar el grado de densificación deseado. Se han desarrollado varias técnicas y equipos para su ejecución; en algunas se utiliza un martillo hincador vibratorio y un tubo o perfil de acero que se manejan desde la superficie introduciendo y retirando continuamente el tubo. Esta técnica resulta poco eficiente ya que hay que cerrar el espacio de los hincados para lograr la densificación deseada, **Figura 6.32** (Munfakh et al, 1987).

6.4.2.3 Vibroflotación

Técnica similar a la anterior, pero proporciona mejores resultados porque se hace aporte de arena o grava al momento que el suelo se licúa, formando de este modo columnas de suelo mejorado (**Figura 6.33**).

6.4.2.4 Vibrodesplazamiento

Consiste en la compactación por desplazamiento lateral del suelo que provoca un torpedo vibratorio con toberas en la punta para inyección de aire o agua que se hinca hasta la profundidad deseada, variando la frecuencia de vibración y el arreglo del hincado. El torpedo de hincado consiste de un tubo de acero de gran peso de 70 a 120 cm de diámetro, equipado con masas excéntricas internas. El proceso consiste en hincar el torpedo provocando el desplazamiento lateral del suelo, posteriormente se retira el torpedo y se rellena en capas con grava gruesa o piedra triturada -columnas de piedra-; se introduce nuevamente el torpedo y se densifica el material colocado, con lo que se logra reforzar el suelo por reemplazo, **Figura 6.34** (Munfakh et al,1987). Con este procedimiento se logra la densificación del material por refuerzo y se obtienen zonas de disipación de presión de poros.

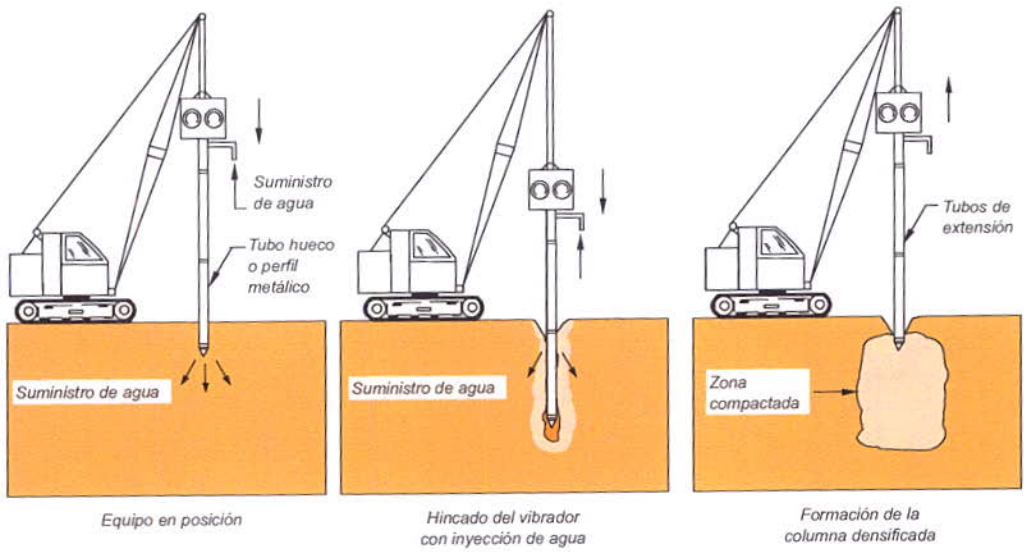


Figura 6.32. Esquema de la técnica de vibrocompactación

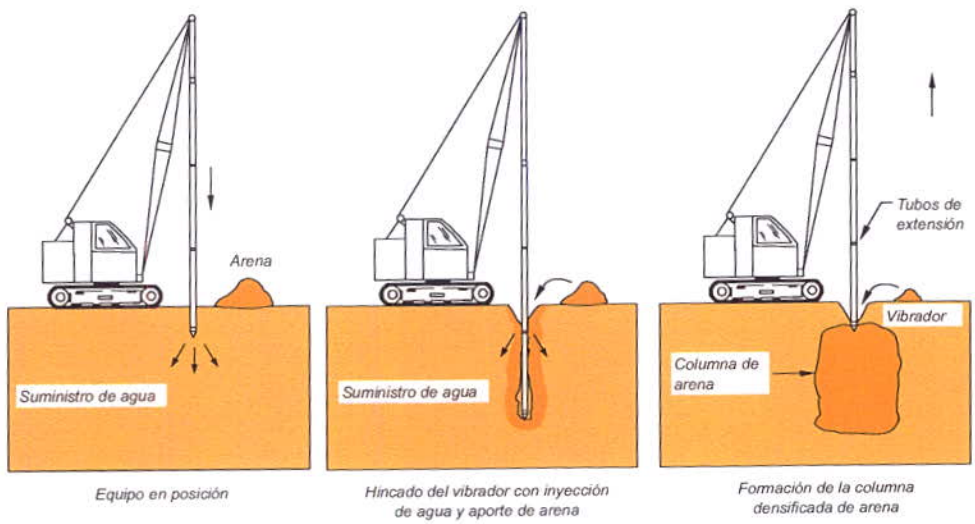


Figura 6.33. Esquema de la técnica de vibroflotación

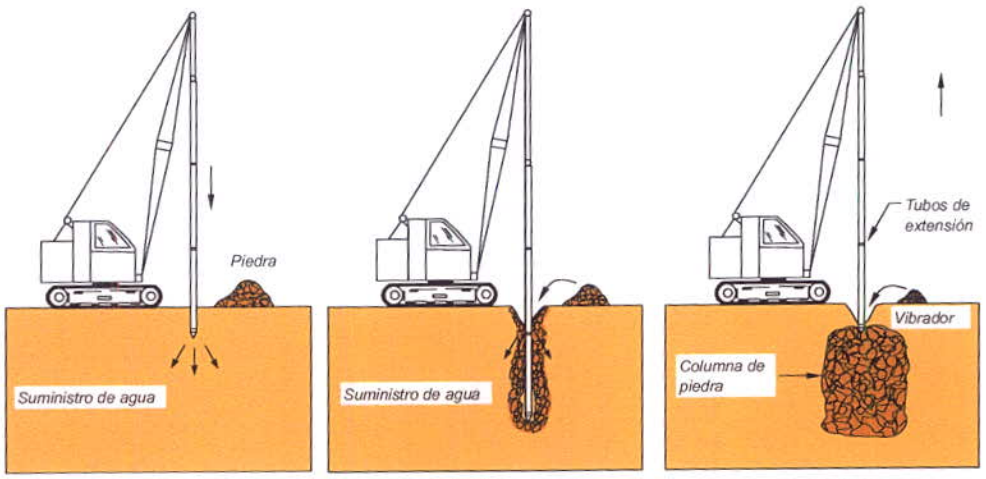


Figura 6.34. Esquema de la técnica de vibrodesplazamiento.

6.4.2.5 Drenes verticales

Empleados principalmente para ayudar a la consolidación de depósitos de suelos cohesivos, como auxiliares en algunos casos de las precargas; también han sido utilizados para ayudar a mitigar los problemas de licuación, por su capacidad para disipar como drenes las presiones de poros que se generan durante un evento sísmico. Su efectividad para mitigar problemas de licuación ha sido limitada.

6.4.2.6. Inyección de mezclas (Jet Grout)

Desarrollado en su versión actual en Japón, es una técnica que utiliza una broca con toberas horizontales de alta eficiencia que cortan a los suelos lateralmente y al mismo tiempo introduce una inyección que se combina con el suelo formando columnas de material inyectado, logrando desde la mezcla del depósito de suelo con la inyección, hasta el completo reemplazo. Generalmente se inyecta cemento y usualmente se ha utilizado para retroalimentar y restablecer la capacidad de estructuras dañadas, **Figura 6.35** (Kauschinger et-al. 1992).

6.4.2.7 Explosivos

En algunas ocasiones se han empleado para compactar materiales arenosos. Su principal limitación es la falta de control que se tiene en el proceso de ejecución (Santayo, 1969)

6.4.2.8 Precarga

Consiste en aplicar una carga temporal sobre el área que se requiere mejorar, con el fin de reducir el volumen de la masa arenosa por consolidación. Su efectividad depende de la magnitud de la sobrecarga inducida en el suelo y si se utiliza en grandes extensiones, puede

resultar muy onerosa. Generalmente es menos efectiva que los métodos vibratorios de compactación.

6.4.2.9 Reemplazo

Consiste en retirar el material licuable y reemplazando con otro de mejores características. Atendiendo a los costos que significa, en general sólo resulta recomendable en el tratamiento de superficies relativamente pequeñas y en depósitos de poco espesor.

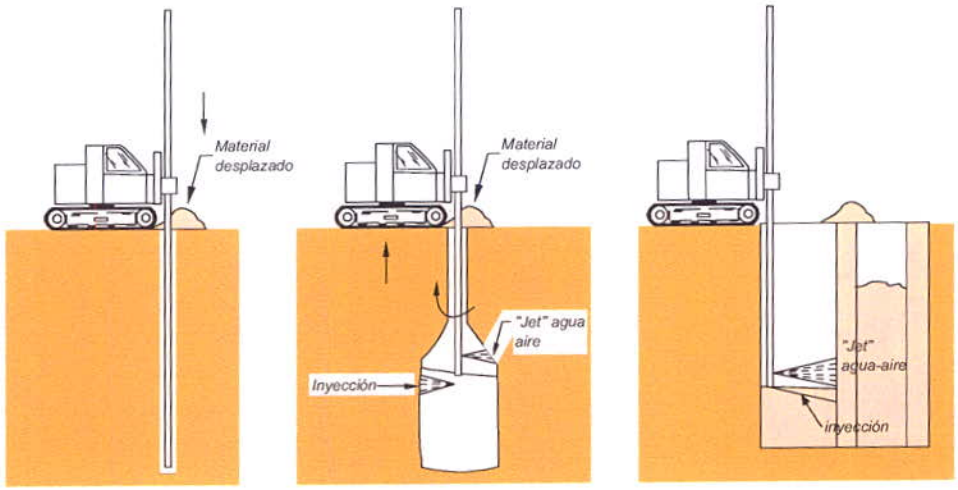


Figura 6.35. Técnica del "Jet Grout"

La efectividad del Jet Grout y del vibrodesplazamiento es alta, ya que los equipos actuales producen resultados confiables. Con la vibroflotación, la vibrocompactación, el impacto, los explosivos e, incluso, la precarga, es necesario ratificar constantemente los trabajos con pruebas de campo para verificar su eficacia.

CAPITULO 7

MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA

La microzonificación sísmica para la ciudad consiste en establecer zonas de respuesta sísmica similar, de tal forma que se puedan definir en cada una de ellas parámetros, recomendaciones y condicionantes en cuanto al diseño y construcción de edificaciones y obras civiles en general, las cuales dependen fundamentalmente de las características de su respuesta de sitio y de la evaluación de efectos locales que puedan ocurrir en la misma, aspectos que fueron analizados detalladamente en los capítulos anteriores, y que a su vez están ligados con el modelo geológico-geofísico-geotécnico del subsuelo definido para los análisis ya realizados.

7.1 ESPECTROS DE ZONAS DE RESPUESTA SÍSMICA

Los resultados de las modelaciones unidimensionales y bidimensionales se agruparon por zona geotécnica y tipo de respuesta espectral (amplitud y forma espectral), obteniendo 10 zonas con respuesta sísmica similar. En la **Tabla 7.1** se resumen las zonas de respuesta sísmica identificadas y su correlación con las zonas geotécnicas y con las unidades geológicas superficiales definidas previamente en la ciudad.

En la **Figura 7.1** se presenta la zonificación de respuesta sísmica de la ciudad de Cali. A continuación se presentan los espectros de diseño establecidos para cada una de las microzonas identificadas, acompañados con el máximo y mínimo espectro encontrado en la misma, los cuales fueron construidos de acuerdo con las indicaciones dadas en la **Figura 5.1**.

7.1.1. Zona 1: Cerros

Esta zona corresponde a las formaciones rocosas volcánicas y sedimentarias con materiales intermedios localizadas al occidente de la ciudad. Las rocas ígneas básicas de la Formación Volcánica corresponden a diabasas y microgabros con intercalaciones menores de lavas almohadilladas, de color verde grisáceo en estado fresco, a pardo oscuro cuando están meteorizadas. En términos generales estas rocas se encuentran medianamente fracturadas, son pesadas, densas y muy duras; para su fraccionamiento es necesario utilizar explosivos, tal como se hace en todas las canteras que se ubican dentro del área de estudio. Asociado a esta unidad es común el desprendimiento y caída de bloques.

Los periodos fundamentales son bajos, entre 0.2 – 0.3 seg, y presenta un perfil de meteorización aproximadamente de 10 m. Esta zona fue cartografiada hacia las cuencas de las quebradas Menga, El Bosque, Chipichape, cuencas de los ríos Aguacatal y Cali, donde la roca se explota a cielo abierto. Localmente también se presentan hacia el flanco oriental del Cerro Cristo Rey, donde forma filos agudos y donde la morfología es moderada a abrupta.

Las rocas sedimentarias de la Formación Guachinte, consisten en intercalaciones de areniscas amarillas y pardo-rojizas, de grano fino a grueso, limolitas y arcillolitas rosadas, areniscas conglomeráticas, conglomerados y algunos niveles de carbón. Los conglomerados se disponen en paquetes de pocos metros de espesor, y son compactos y muy duros, por lo cual se encuentran asociados con salientes topográficas muy resistentes a la erosión. Los niveles de carbón oscilan entre pocos decímetros a varios metros de espesor. Los periodos fundamentales igualmente son bajos entre 0.2 – 0.3 seg y presenta un perfil de meteorización aproximadamente de 5 m. Asociados a estos niveles se presentan fenómenos de subsidencia de los terrenos, debido a las labores de minería subterránea realizadas en estas zonas (ver informe 2.5, Subproyecto de Geología, Proyecto MZSCali, 2005). Esta unidad está asociada a la Formación Guachinte y se encuentra en el flanco oriental del Cerro de las Tres Cruces, en la parte baja del flanco oriental del Cerro Cristo Rey, en los barrios Menga, Santa Mónica, Fátima, Normandía, Mortiñal, San Francisco, Siloé, El Cortijo, Los Chorros, La Morelia, barrios Cristales y San Fernando viejo.

Tabla 7.1. Microzonas de respuesta sísmica identificadas en la Ciudad de Cali

COLOR	ZONA DE RESPUESTA SÍSMICA	ZONA GEOTÉCNICA	UNIDAD GEOLÓGICA SUPERFICIAL
	ZONA 1:	Roca y material intermedio	Rv, Rs, Iv y Is
	ZONA 2:	Flujos y Suelo Residual	Sft, Sfa y Sv
	ZONA 3:	Piedemonte	Sal2
	ZONA 4A:	Abanico Medio de Cali	Sal2
	ZONA 4B:	Abanico Distal de Cali y Menga	Sal2
	ZONA 4C:	Abanico de Cañaveralejo	Sal2
	ZONA 4D:	Abanico de Meléndez y Lili	Sal2
	ZONA 4E:	Abanico de Pance	Sal2
	ZONA 5:	Transición Abanicos – Llanura	Sal1 y Sal2
	ZONA 6:	Llanura Aluvial	Sal1, Sal4 y Sal5

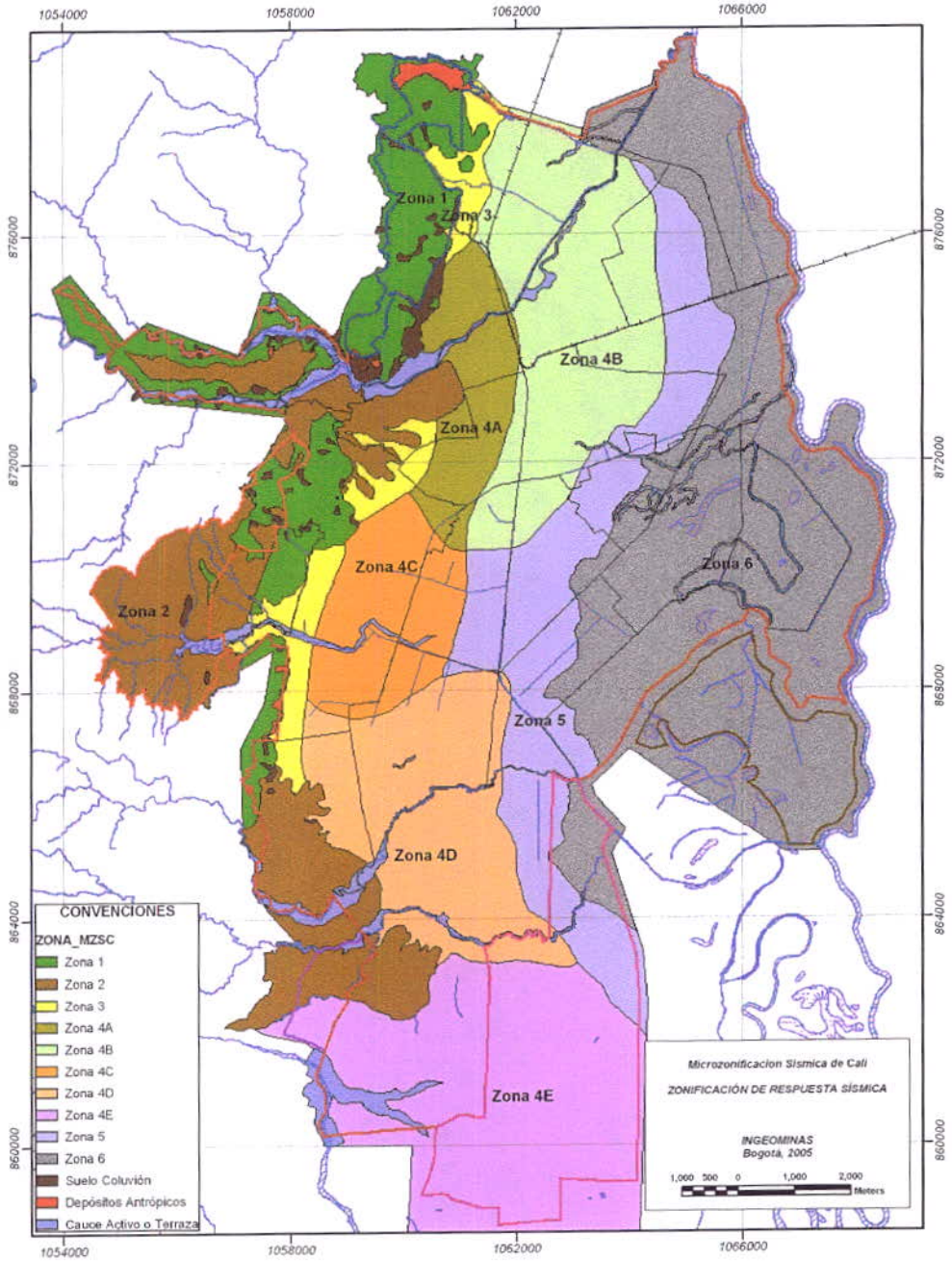


Figura 7.1. Zonificación de respuesta sísmica de la Ciudad de Cali

En la **Figura 7.2** se presenta el espectro de diseño para esta zona, aclarando que no incluye el efecto topográfico que pueda presentarse, el cual deberá estimarse a través de estudios detallados complementarios a los presentados en el Numeral 5.3. Las zonas atravesadas por corredores de falla dentro de los macizos rocosos deben considerarse como especiales para el diseño, debido a los posibles desplazamientos en superficie generados por el movimiento de las fallas durante un sismo, así como la eventual caída de bloques y deslizamientos (ver informes 2.2 y 2.4, Subproyecto de Geología, Proyecto MZSCali, 2005).

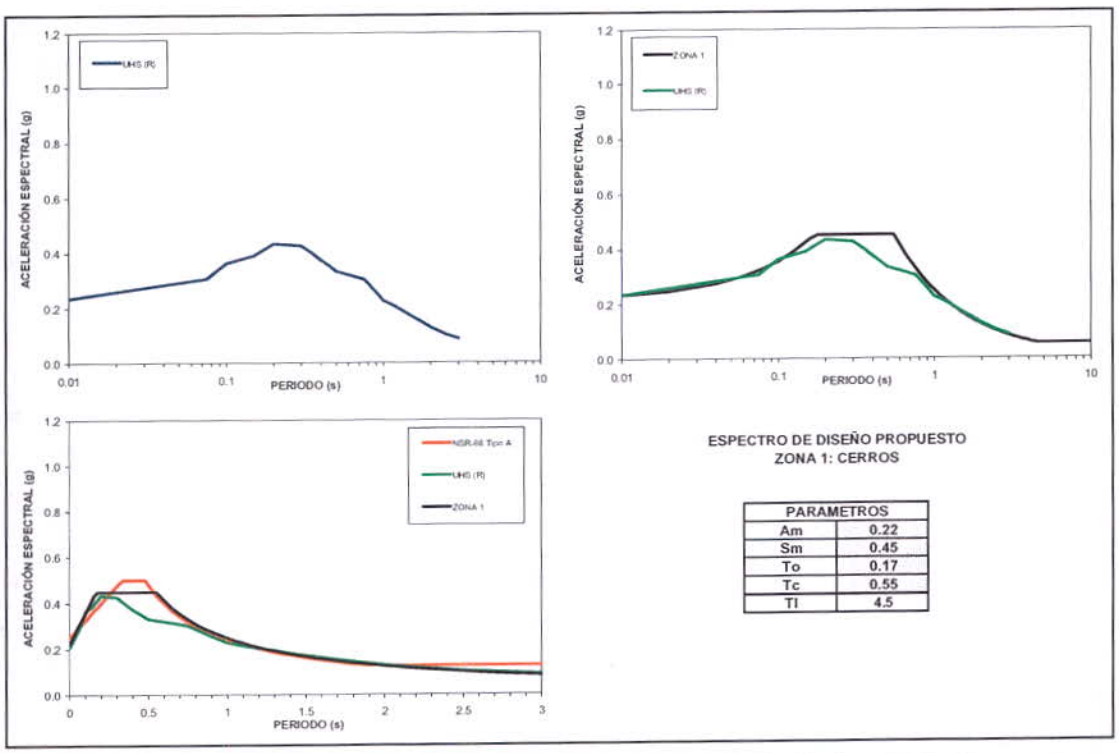


Figura 7.2. Espectros uniformes de amenaza en roca y espectro de diseño establecido para la microzona 1

7.1.2 Zona 2: Flujos y Suelo Residual

Esta zona corresponde a los Flujos de Terrón Colorado, Alto Nápoles, Cañas Gordas y Suelo Residual localizadas al occidente de la ciudad. El Flujo de Terrón Colorado está conformado por una secuencia de materiales depositados en un ambiente fluviotorrencial, con episodios volcánicos, donde se presentan intercalaciones horizontales de niveles tobáceos y flujos clastosoportados, formados por fragmentos de rocas ígneas básicas (predominantemente diabasas y gabros) que varían en tamaño desde pocos centímetros hasta los 80 centímetros, embebidos en una matriz areno-limosa parda. Los niveles de tobas varían de espesor desde unos pocos decímetros hasta 1,50 metros y son de color gris claro. Los periodos fundamentales son bajos entre 0.4 – 0.5 seg y presenta un espesor aproximado de 1.0 km hacia la parte del centro de Cali. Sobre estos depósitos se encuentra ubicada la mayor parte del barrio Terrón Colorado, así como los barrios Bellavista, Miraflores, San Antonio y en el centro de Cali en cercanías a la iglesia La Merced y la Plaza Caicedo, aproximadamente hasta la Calle 15.

El Flujo de Alto de Nápoles esta conformado por depósitos de origen fluviotorrencial conformados por bloques, cantos y gravas, de formas subredondeadas a subangulares, compuestos por diabasas, gabros y areniscas esporádicas, altamente meteorizadas, embebidas dentro de una matriz de arena, limo y arcilla de color pardo a rojizo. Son predominantemente matrizsoportados y medianamente compactos. Los periodos fundamentales están entre 0.25 – 0.3 seg y presenta un espesor menor de de 600 m hacia la zona del Batallón Pichincha. Estos suelos conforman la mayor parte de los terrenos donde se localizan los barrios de Nápoles, Los Chorros, El Jordán y el Batallón Pichincha.

El Flujo de Cañas Gordas incluye los depósitos de la Formación Jamundí, genéticamente de origen fluvial de baja energía, compuestos por niveles horizontales a sub-horizontales de limos arenosos y arcilla laterítica de color rojo, con esporádicos niveles de flujos torrenciales intercalados, de poco espesor. Se identificaron además, niveles de arcillas grises, compactas, pero frágiles y con tendencia a la partición, tal como se observa en el barrio Ciudad Jardín, donde se observan taludes de hasta 10 metros de altura. En general estos materiales son ligeramente compactos y presentan buena estabilidad en laderas de pendientes suaves. Desarrollan una morfología similar a la de los abanicos aluviales, aunque tienen una disección más profunda. Los periodos fundamentales están entre 0.25 – 0.3 seg y presenta un espesor menor de de 800 m hacia la zona del Ciudad Jardín. Estos suelos conforman la mayor parte de los terrenos localizados sobre la margen izquierda de la quebrada Cañas Gordas y los barrios Ciudad Jardín y La Riverita.

Los suelos residuales forman una cobertura superficial de espesor no determinado, pero por lo observado en varios cortes viales, su espesor puede ser mayor a 20 metros en suelos de origen volcánico y hasta 4 metros en suelos de origen sedimentario. Dichos materiales se presentan principalmente en zonas ligeramente inclinadas y en pendientes bajas a moderadas; encontrándose mejor desarrollados en las rocas volcánicas básicas y en rocas clásticas finas. Los periodos fundamentales están entre 0.25 – 0.4 seg. El espesor de esta unidad es muy variable, ya que depende del grado de fracturamiento de la roca original, de la madurez del modelado geomorfológico y de la pendiente de la ladera, entre otros factores.

Esta unidad ha sido cartografiada en la mayor parte de la zona alta del flanco oriental del Cerro Cristo Rey y en casi toda la cuenca del río Cañaveralejo, donde puede llegar a alcanzar aproximadamente los 20 m de espesor.

En general se caracteriza por la presencia superficial de suelos duros con espesores menores a 30 m. En la **Figura 7.3** se presentan los espectros establecidos por medio de los modelos, junto con el espectro de diseño máximo y mínimo.

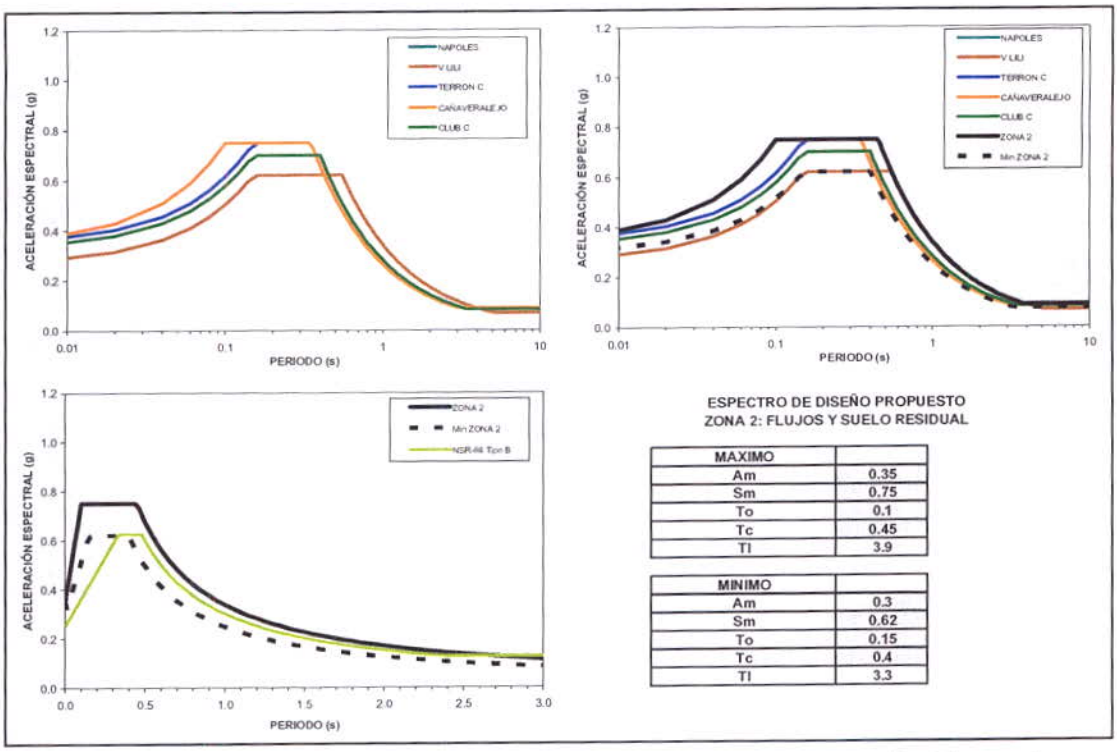


Figura 7.3. Espectros calculados por los modelos y espectro de diseño establecido para la microzona2

7.1.3 Zona 3: Piedemonte

Esta zona corresponde a los depósitos de piedemonte localizados en el sector occidental de los abanicos de Cañaveralejo, Cali, Bosque y Menga, que de acuerdo con los análisis bidimensionales presentados en el Numeral 5.3, comprende una franja de 400 m en promedio a partir del contacto rocoso hacia la zona de abanicos, en donde se presentan amplificaciones por cambios topográficos en la geometría de la cuenca. Conformada por los abanicos de las quebradas que se encuentran entre los barrios Cristales hasta Meléndez, cuya característica común es que sus cuencas son pequeñas y están conformadas por rocas sedimentarias, lo cual infiere que los depósitos de piedemonte formados guarden cierta similitud. Los periodos fundamentales están entre 0.6 – 1.20 seg con un valor representativo

de 0.95 segundos. Presenta un espesor aproximado de 300 m al terciario y 1.0 km al basamento rocoso hacia la zona del Velódromo.Esta zona comprende los Barios San Fernando viejo, Santa Isabel, El Lido, Cuarto de Lengua, Puente Palma, Nuevo Refugio, Caldas, y Belisario Caicedo, entre otros.

En general se caracteriza por la presencia de suelos con espesores entre 100 a 300 m. En la **Figura 7.4** se presentan los espectros establecidos por medio de los modelos, junto con el espectro de diseño máximo y mínimo.

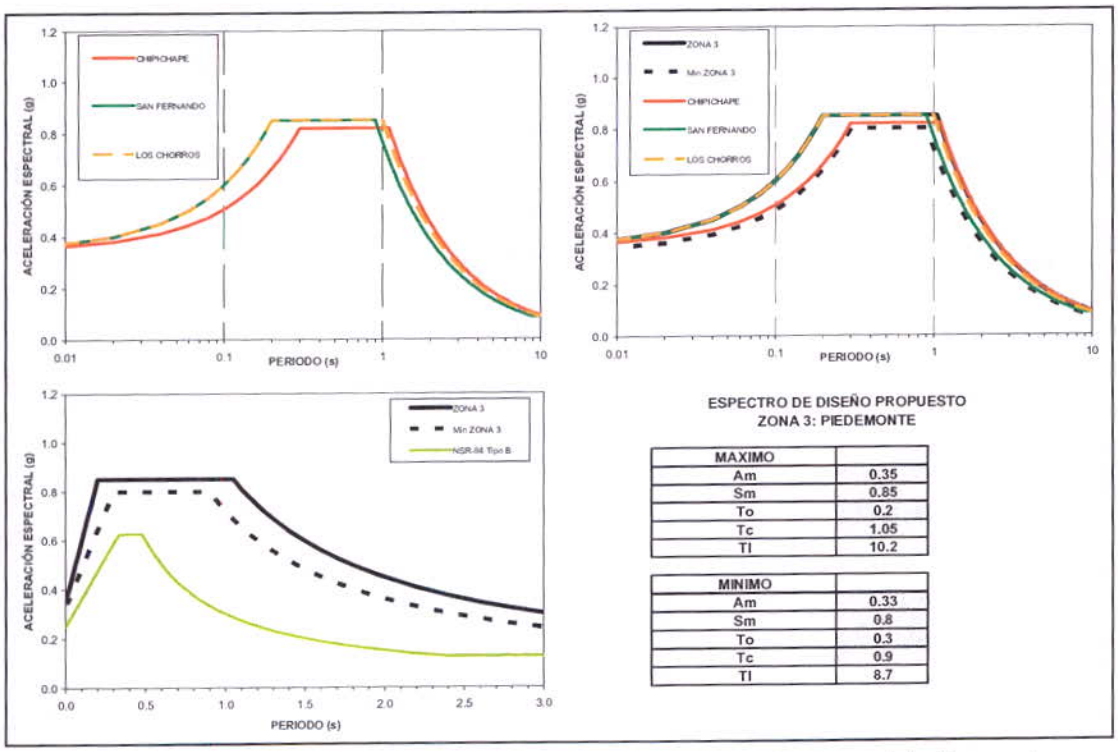


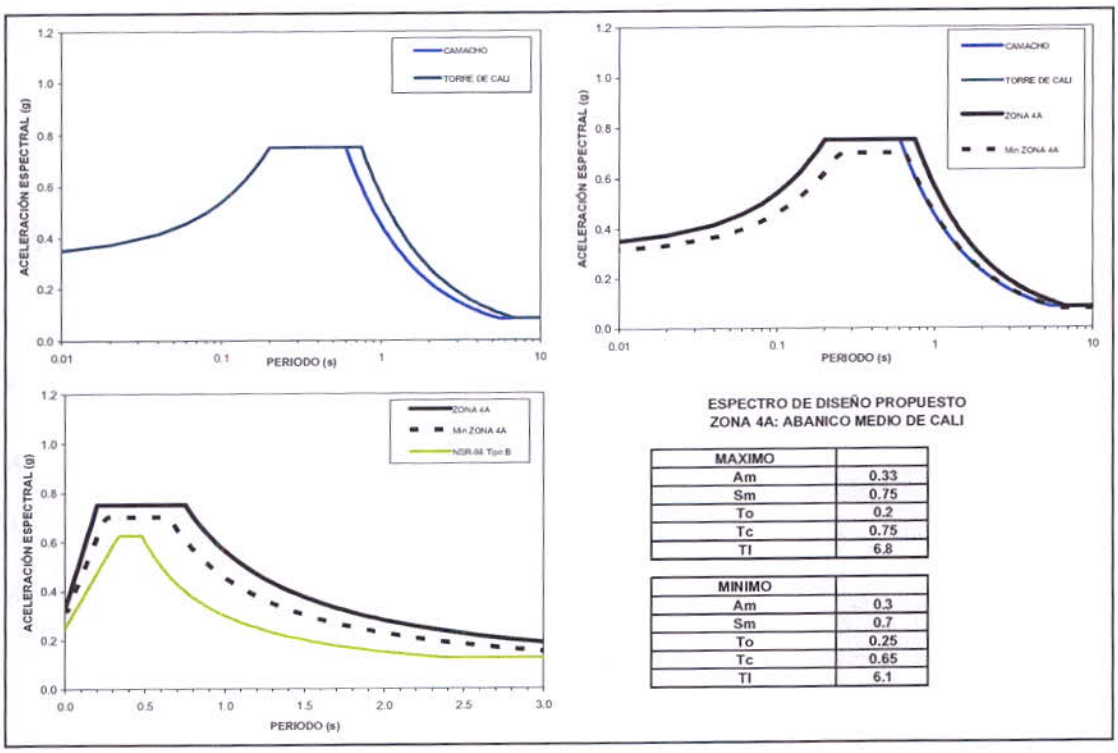
Figura 7.4. Espectros calculados por los modelos y espectro de diseño establecido para la microzona3

7.1.4 Zona 4A: Abanico medio de Cali

Esta zona corresponde al Abanico Medio del Río Cali, el cual abarca la zona central de la ciudad. Esta zona se caracteriza por la presencia de una capa superficial de arcillas limosas, que en cercanía del río Cali no es mayor a 5 m, llegando a espesores de 10 y 15 m hacia los costados. Este estrato suprayace una serie de intercalaciones de materiales gravosos de varios metros de espesor compuesto por grandes cantos y bloques, en su mayoría subredondeados, con capas de arcillas de 10 m de espesor en promedio. Los periodos fundamentales varían entre 1.0 – 1.3 seg, con un valor promedio de 1.1 seg. Presenta un espesor aproximado de 400 m al terciario y 1.2 km al basamento rocoso hacia la zona del Colegio Antonio J. Camacho. Los principales barrios que se encuentran en está zona son:

Granada, Versalles, San Nicolás, La Merced, Barrio Obrero, San Pascual, Bretaña y Alameda, entre otros.

En general se caracteriza por la presencia de suelos con espesores entre 50 a 300 m. En la **Figura 7.5** se presentan los espectros establecidos por los modelos, junto con el espectro de diseño máximo y mínimo.



MAXIMO	
Am	0.33
Sm	0.75
To	0.2
Tc	0.75
Tl	6.8

MINIMO	
Am	0.3
Sm	0.7
To	0.25
Tc	0.65
Tl	6.1

Figura 7.5. Espectros calculados por los modelos y espectro de diseño establecido para la microzona4A

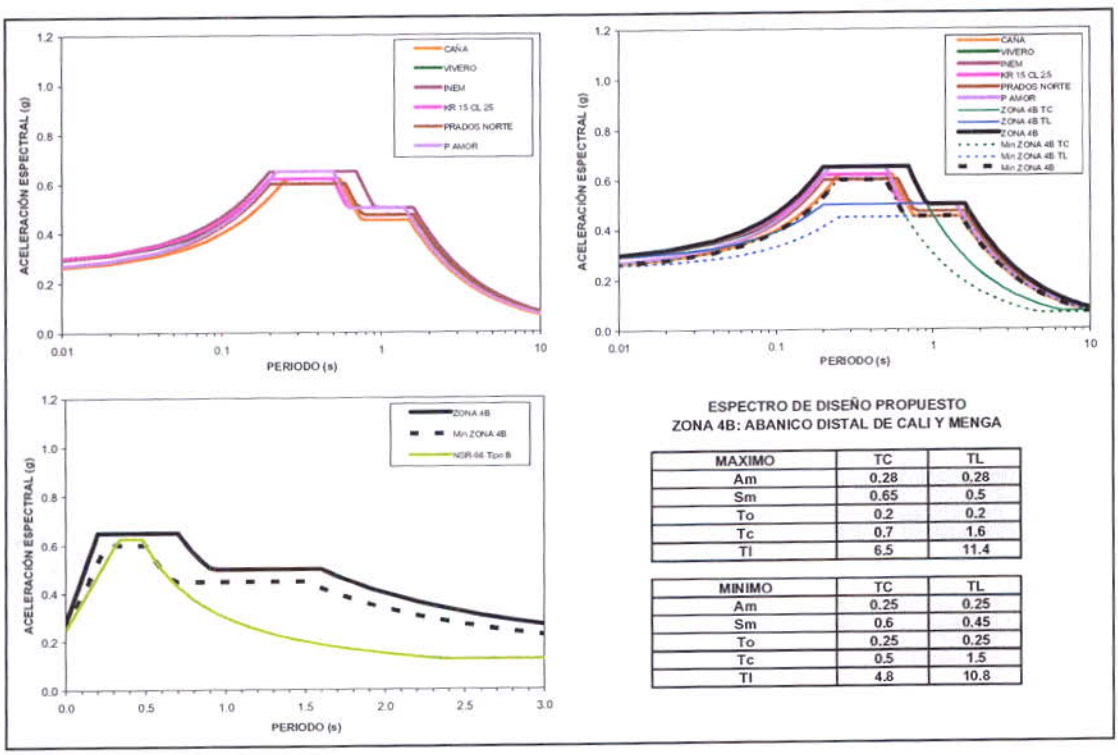
7.1.5 Zona 4B: Abanico distal de Cali y Menga

Esta zona corresponde al Abanico Distal del Río Cali y al Abanico del Río Menga, los cuales abarcan la zona norte y centro occidental de la ciudad. La zona distal del Abanico de Cali se caracteriza por la presencia de una capa superficial de arcillas limosas con un espesor entre 10 y 15 m, que suprayace una serie de intercalaciones de materiales gravosos de varios metros de espesor compuesto por grandes cantos y bloques, en su mayoría subredondeados, con capas de arcillas de 10 m de espesor en promedio. A partir de los 30 a 35 m de profundidad la perforación en el Vivero encontró materiales finos que tal vez se pueden llegar a correlacionar con depósitos antiguos de llanura aluvial y en el INEM se detectaron claramente las arenas grises de la llanura aluvial. Presenta periodos fundamentales entre 1.4 – 2.0 seg con un valor promedio de 1.7 seg, con un espesor aproximado de 600 m al terciario y 1.7 km al basamento rocoso hacia la zona del Colegio

INEM. Se localizan los barrios La Merced, Prados del Norte, Santander, Salomia, La Base, Las Ameritas, Las Acacias, Aranjuez y Simón Bolívar, entre otros.

El Abanico de la quebrada Menga está conformado principalmente por materiales provenientes de rocas sedimentarias y volcánicas que están presentes en las cuencas tributarias. El perfil encontrado se compone de la secuencia de capas de materiales predominantemente arcillosos y limosos cuya consistencia va aumentando en profundidad. A los 50 metros de profundidad se encuentran estratos de limo verdoso muy duro con intercalaciones de capas orgánicas. Los materiales arcillosos presentan un potencial de expansión considerable y los materiales se encuentran sobreconsolidados hasta los 30 m. Los periodos fundamentales varían entre 1.0 – 1.5 seg, con un valor promedio de 1.25 seg. Presenta un espesor aproximado de 500 m al terciario y 1.0 km al basamento rocoso hacia la zona de la Calle 70 con Avenida 3 Norte. Los principales Barrios que se encuentran en está zona son La campiña, La Flora, Vipasa, Menga y Chipichape.

En general se caracteriza por la presencia de suelos con espesores entre 300 a 900m. En la **Figura 7.6** se presentan los espectros establecidos por los modelos, junto con el espectro de diseño máximo y mínimo.



MAXIMO	TC	TL
Am	0.28	0.28
Sm	0.65	0.5
To	0.2	0.2
Tc	0.7	1.6
Tl	6.5	11.4

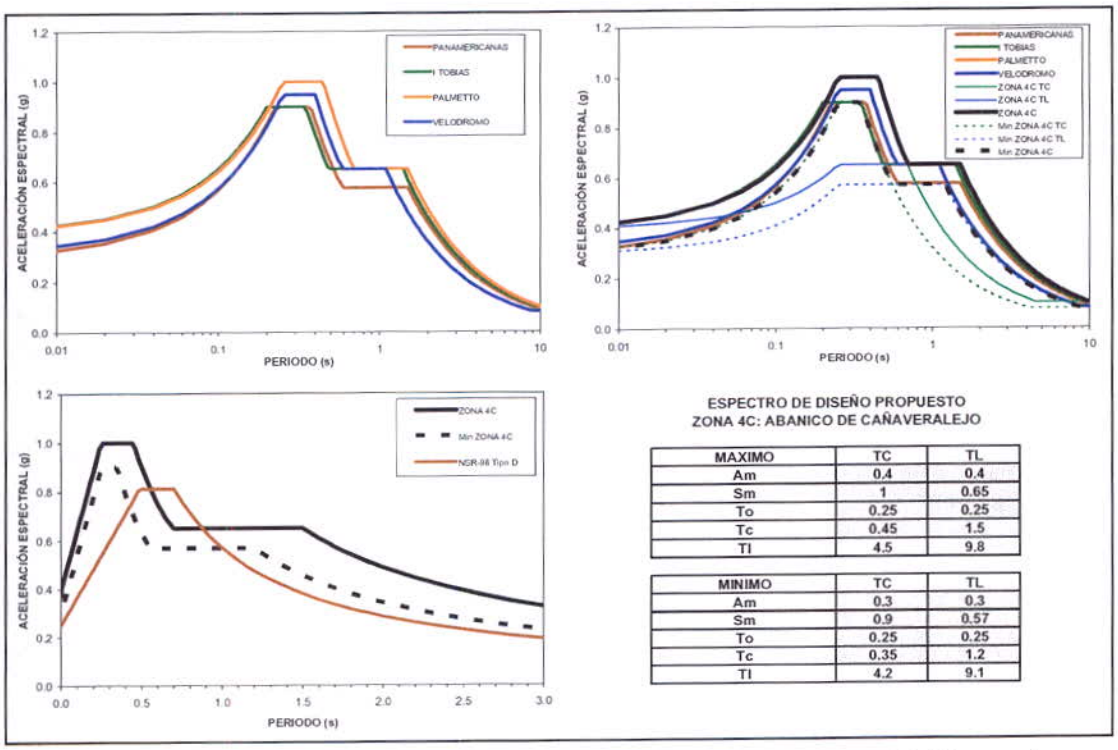
MINIMO	TC	TL
Am	0.25	0.25
Sm	0.6	0.45
To	0.25	0.25
Tc	0.5	1.5
Tl	4.8	10.8

Figura 7.6. Espectros calculados por los modelos y espectro de diseño establecido para la microzona4B

7.1.6 Zona 4C: Abanico de Cañaveralejo

Esta zona corresponde al Abanico del Río Cañaveralejo localizado al sur del abanico medio del Río Cali. Los materiales de esta unidad se caracterizan por la presencia predominante de materiales arcillosos y limosos de varios metros de espesor con intercalaciones de capas de material orgánico de hasta un metro de espesor, esporádicamente se encuentran lentes de arena fina y algunas gravas, pero en general el perfil hasta los cien metros de profundidad se caracteriza por la secuencia de varios eventos de sedimentación de materiales finos. Por la secuencia de los materiales encontrados se puede deducir que el periodo de sedimentación entre cada evento es considerable debido a que se alcanzó a la formación de capas de materiales orgánicos compuestos principalmente de madera y hojas consolidadas. Los materiales superficiales presentan altos esfuerzos de preconsolidación hasta los 40 m de profundidad. Los periodos fundamentales están entre 1.5 – 2.0 seg con un promedio de 1.8 seg. Presenta un espesor aproximado de 600 m al terciario y 1.2 km al basamento rocoso hacia la zona del Centro comercial Palmetto Plaza. Se localizan los barrios: El Cedro, San Fernando, Colseguros, Tequendama, Los Cambujos, Panamericano, Primero de Mayo y Los Fundadores, ente otros.

En general se caracteriza por la presencia de suelos con espesores entre 400 a 700m. En la **Figura 7.7** se presentan los espectros establecidos por los modelos, junto con el espectro de diseño máximo y mínimo.



MAXIMO	TC	TL
Am	0.4	0.4
Sm	1	0.65
To	0.25	0.25
Tc	0.45	1.5
Tl	4.5	9.8

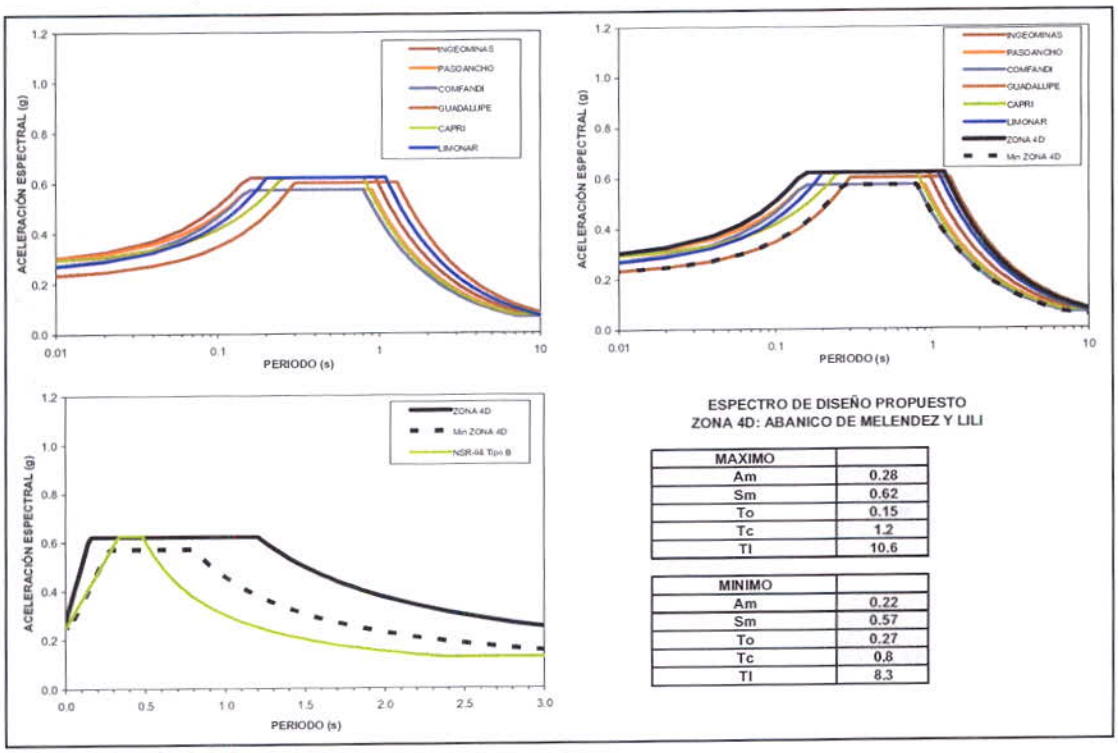
MINIMO	TC	TL
Am	0.3	0.3
Sm	0.9	0.57
To	0.25	0.25
Tc	0.35	1.2
Tl	4.2	9.1

Figura 7.7. Espectros calculados por los modelos y espectro de diseño establecido para la microzona4C

7.1.7 Zona 4D: Abanico de Meléndez y Lili

Esta zona corresponde al Abanico del Río Meléndez y Lili localizada al sur de la ciudad, caracterizada por la presencia de una capa superficial de materiales limosos de consistencia dura de unos 10 m de espesor suprayaciendo a estratos granulares con cantos, gravas y bloques de rocas diabásicas de formas angulares a subredondeadas, en matriz areno-arcillosa con intercalaciones de materiales finos predominantemente arcillas duras. Los periodos fundamentales están entre 0.5 – 1.3 seg con un promedio de 1.0 seg, presentando un espesor aproximado entre 100 y 200 m al terciario y de 600 m al basamento rocoso. En esta zona se encuentran los barrios: Alférez Real, Ciudad Capri, Las Quintas de Don Simón, El Limonar, El Ingenio, Univalle y parte de Ciudad Jardín.

En general se caracteriza por la presencia de suelos con espesores entre 100 a 400m. En la **Figura 7.8** se presentan los espectros establecidos por los modelos, junto con el espectro de diseño máximo y mínimo.



MAXIMO	
Am	0.28
Sm	0.62
To	0.15
Tc	1.2
Tl	10.6

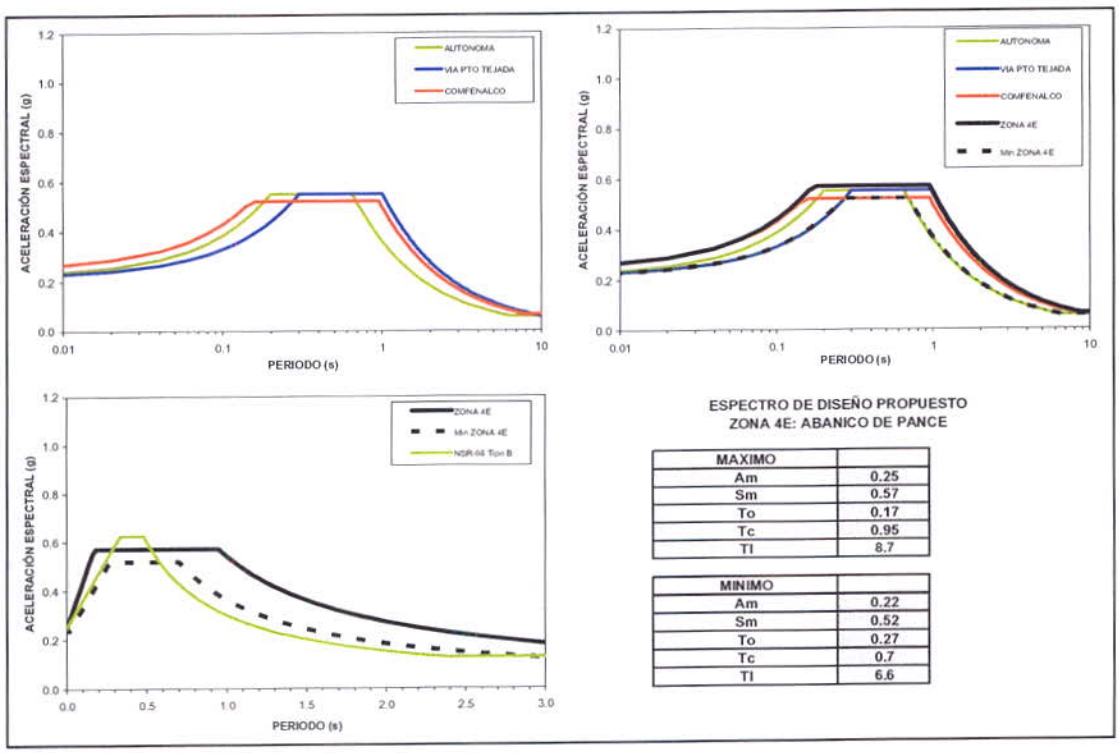
MINIMO	
Am	0.22
Sm	0.57
To	0.27
Tc	0.8
Tl	8.3

Figura 7.8. Espectros calculados por los modelos y espectro de diseño establecido para la microzona4D

7.1.8 Zona 4E: Abanico de Pance

Esta zona corresponde al Abanico del Río Pance localizada al sur de la ciudad. Se caracteriza por la presencia de una pequeña capa de materiales limosos no mayor a 4 m de espesor suprayaciendo a un estrato muy duro compuestos de gravas y cantos medianamente compactos, matriz soportados. Los cuales por sus características son difíciles de perforar, razón por la cual las exploraciones no pudieron superar los 10 m de profundidad. Los periodos fundamentales varían entre 0.5 – 1.0 seg, con un periodo promedio de 0.8 seg. Presenta un espesor aproximado de 200 m al terciario y 700 m al basamento rocoso en la parte media del abanico. Esta zona se extiende al sur de Cali donde se localizan las Parcelaciones como los 21, Piedra Grande y gran parte de las zonas de expansión de la ciudad.

En general se caracteriza por la presencia de suelos con espesores entre 100 a 800m. En la **Figura 7.9** se presentan los espectros establecidos por los modelos, junto con el espectro de diseño máximo y mínimo.



MAXIMO	
Am	0.25
Sm	0.57
To	0.17
Tc	0.95
Tl	8.7

MINIMO	
Am	0.22
Sm	0.52
To	0.27
Tc	0.7
Tl	6.6

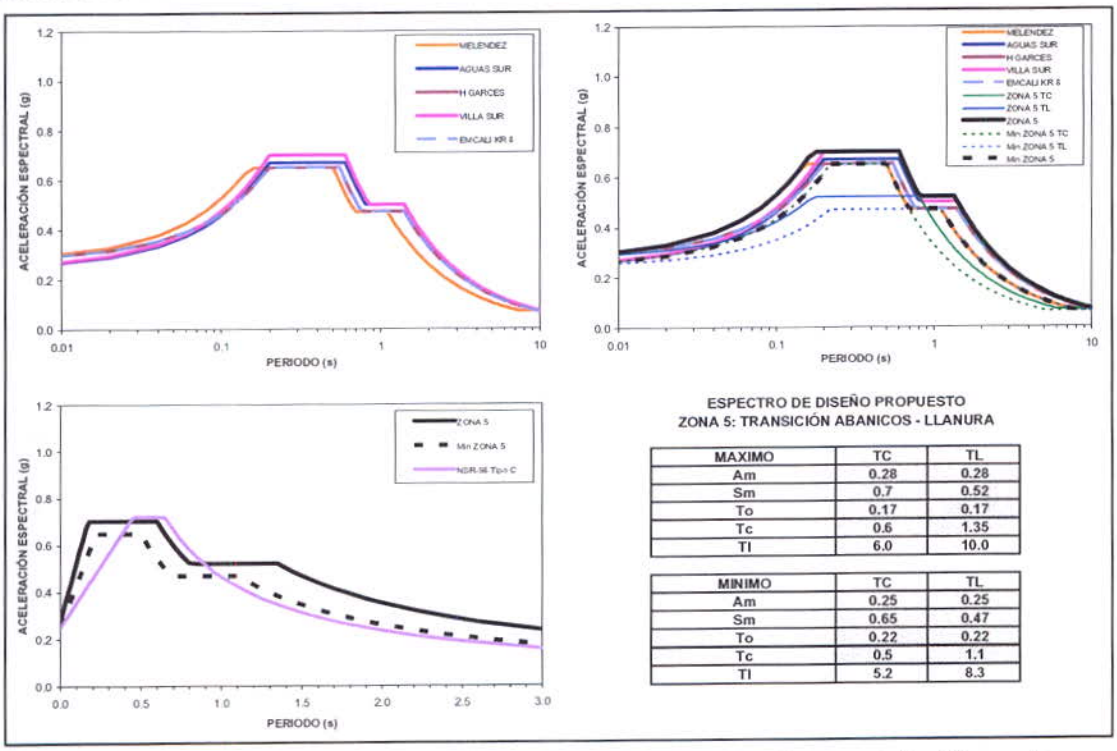
Figura 7.9. Espectros calculados por los modelos y espectro de diseño establecido para la microzona4E

7.1.9 Zona 5: Transición Abanicos – Llanura

Esta zona corresponde a la transición entre los Abanicos Aluviales y la Llanura Aluvial, localizándose de norte a sur en forma de corredor. Se caracteriza por la presencia superficial de materiales finos, con altos esfuerzos de preconsolidación, compuestos por arcillas y limos suprayaciendo a estratos gravosos con matrices arcillosas predominantemente, que se extienden entre los 15 y 20 m de profundidad, desde donde empieza a aparecer el perfil típico de la llanura aluvial que se mezcla con los materiales del abanico. Al igual que en la llanura aluvial se encontraron estratos de limo verdoso muy duro con intercalaciones de material orgánico cerca de los 50 m de profundidad.

Los periodos fundamentales varían entre 1.4 – 2.0 seg con un promedio de 1.75 seg. Presenta una fuerte variación en su espesor que va desde los 600 m hasta los 1000 m al terciario y desde los 1.2 km a los 2.0 km al basamento rocoso. Abarca de sur a norte una franja que atraviesa los barrios: El Caney, Brisas del Limonar, Villa del Sur, El Jardín, La Fortaleza, Eduardo Santos, El Trébol, San Marino y Los Guayacanes, entre otros.

En general se caracteriza por la presencia de suelos con espesores entre 800 y 1000 m. En la **Figura 7.10** se presentan los espectros establecidos por los modelos, junto con el espectro de diseño máximo y mínimo. Según los análisis presentados en el Numeral 6, se deben realizar estudios de suelos que evalúen detalladamente el potencial de licuación, incluyendo las medidas correctivas del caso.



ESPECTRO DE DISEÑO PROPUESTO
ZONA 5: TRANSICIÓN ABANICOS - LLANURA

MAXIMO	TC	TL
Am	0.28	0.28
Sm	0.7	0.52
To	0.17	0.17
Tc	0.6	1.35
Tl	6.0	10.0

MINIMO	TC	TL
Am	0.25	0.25
Sm	0.65	0.47
To	0.22	0.22
Tc	0.5	1.1
Tl	5.2	8.3

Figura 7.10. Espectros calculados por los modelos y espectro de diseño establecido para la microzona 5.

7.1.10 Zona 6: Llanura Aluvial

Esta zona corresponde a la Llanura Aluvial del río Cauca, localizada en el sector oriental de la ciudad. Esta zona se localiza en el sector oriental de la ciudad, conformada por depósitos antiguos del río Cauca, dejados a lo largo de la evolución y divagación del cauce, se caracteriza por la presencia de una capa de materiales limo arcillosos de un espesor entre 5 y 10 m sobreconsolidados, suprayaciendo al deposito de arenas finas normalmente consolidado de compacidad suelta a medianamente compacta, que en profundidad va aumentando su tamaño hasta gravas finas y medianamente compactas, en algunas exploraciones hacia los 50 m de profundidad se llegó a encontrar estratos de limo verdoso de consistencia muy dura mezclados con capas de material orgánico.

Los periodos fundamentales varían entre 1.4 – 1.75 seg, y en sectores como Navarro y al Norte de Cali llegan a ser de hasta 2.0 seg, con un valor promedio de 1.75 seg. El espesor aproximado del depósito esta entre 800 y 1400 m al terciario y entre 1.6 a 2.2 km al basamento rocoso. Esta zona se caracteriza por presentar un relieve suave y deprimido, con redes de drenaje que reflejan la posición de líneas antiguas de drenaje. Sobre esta zona se localiza parte de Navarro y algunos sectores de Aguablanca como los barrios Unión de Vivienda Popular Ciudad Córdoba, Laureano Gómez, Antonio Nariño, Alirio Mora Beltrán, Comuneros (Laguna de Regulación), Decepaz, Pizamos, Alfonso López, Petecuy, San Luis, Alcázares y Floralia.

En general se caracteriza por la presencia de suelos con espesores entre 1000 y 1700 m. En la **Figura 7.11** se presentan los espectros establecidos por los modelos, junto con el espectro de diseño máximo y mínimo. Según los análisis presentados en el Numeral 6, se deben realizar estudios de suelos que evalúen detalladamente el potencial de licuación, incluyendo las medidas correctivas del caso. Además se definió una franja de afectación de 300 m paralela al Jarillón hacia la ciudad, donde es susceptible que se presente el fenómeno de corrimiento lateral, por lo que se recomiendan realizar estudios de suelos que evalúen detalladamente dicho fenómeno, siguiendo los procedimientos empleados en este estudio e incluyendo las medidas de control y mitigación a que haya a lugar.

7.2 ESPECTROS DE DISEÑO

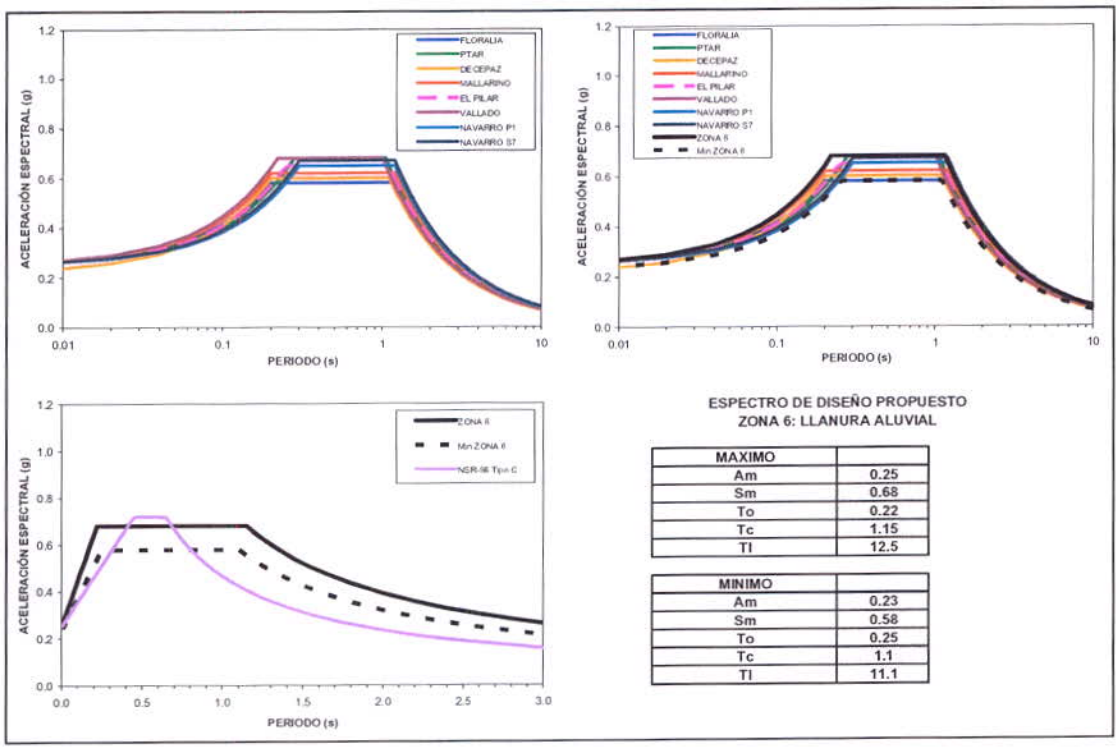
Como se ilustró en el numeral anterior los espectros establecidos para cada microzona obedecen a la construcción presentada en la **Figura 5.1**, que como se mencionó anteriormente, controlan la aceleración y la velocidad espectral.

Un adecuado espectro de diseño, de acuerdo con el diagrama tripartita, debe controlar además de la aceleración y velocidad, el desplazamiento; para ello los espectros de diseño se construyen de acuerdo a cinco variables: A_m que corresponde al valor de máxima aceleración del terreno (T = 0), S_m que es el valor máximo de aceleración espectral correspondiente a la parte plana del espectro, T_o y T_c que son los períodos que definen el inicio y la terminación de la parte plana del espectro, instante hasta el cual se controlan las aceleraciones, y T_L que es el periodo hasta el cual se controlan las velocidades y comienzan a controlarse los desplazamientos. La **Figura 7.12** muestra esquemáticamente la forma del espectro de diseño definida para este estudio, junto con las ecuaciones que definen cada porción del espectro.

Es importante aclarar que las zonas donde se presenta una doble meseta en el espectro de diseño, obedecen principalmente a que el periodo natural del depósito es mucho mayor que los periodos predominantes de las señales, y a que las relaciones de amortiguamiento son bajas. Tales condiciones ocasionan dicha forma espectral. Luego la construcción del espectro de diseño será la envolvente superior de los dos espectros definidos, una para el espectro de periodo corto (ETC) y otra para el espectro de periodo largo (ETL).

7.2.1 Espectros de diseño

La **Tabla 7.2** resume los valores de los parámetros que definen el espectro de diseño en cada una de zonas de acuerdo con la **Figura 7.12**. En las **Figuras 7.13 a 7.15** se presentan los espectros de diseño en el diagrama tripartita y en términos de aceleración espectral respectivamente.



MAXIMO	
Am	0.25
Sm	0.68
To	0.22
Tc	1.15
Tl	12.5

MINIMO	
Am	0.23
Sm	0.58
To	0.25
Tc	1.1
Tl	11.1

Figura 7.11. Espectros calculados por los modelos y espectro de diseño establecido para la microzona 6.

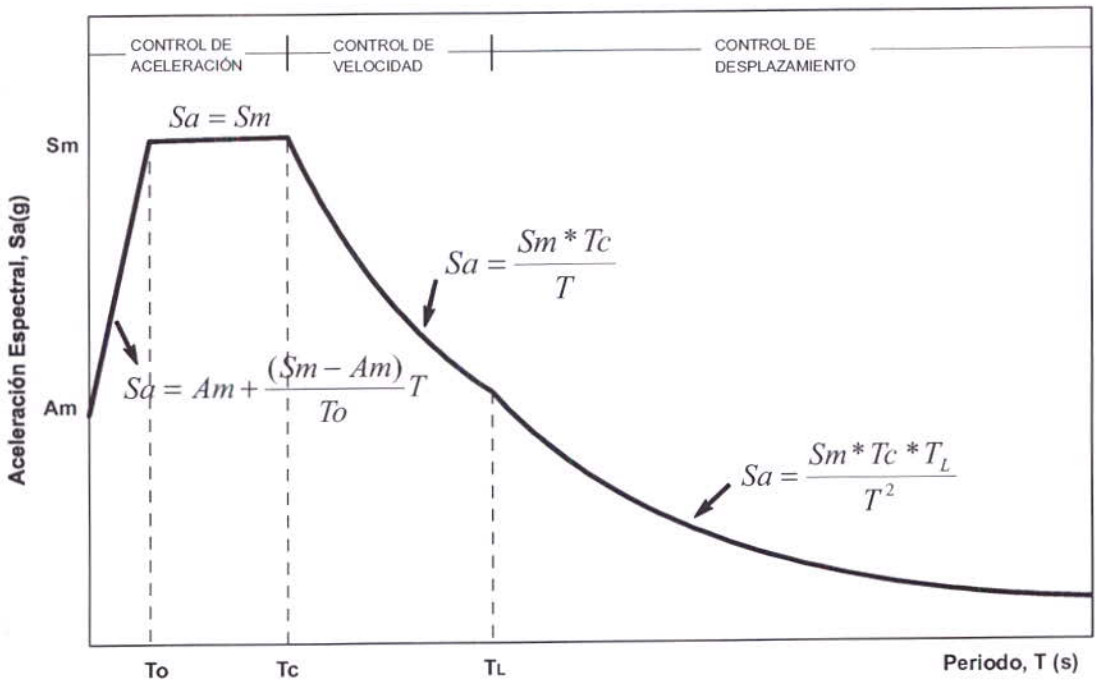


Figura 7.12. Representación esquemática para la construcción del espectro de diseño.

Tabla 7.2. Parámetros de control para la construcción de los espectros de diseño establecidos

ZONA DE RESPUESTA SISMICA		Am (g)	Sm (g)	T_o (s)	T_c (s)	T_L (s)
ZONA 1: CERROS		0.22	0.45	0.17	0.55	3.0
ZONA 2: FLUJOS Y SUELO RESIDUAL		0.35	0.75	0.10	0.45	3.0
ZONA 3: PIEDEMONTE		0.35	0.85	0.20	1.05	2.0
ZONA 4A: ABANICO MEDIO DE CALI		0.33	0.75	0.20	0.75	2.0
ZONA 4B: ABANICO DISTAL DE CALI Y MENGA	ETC	0.28	0.65	0.20	0.70	2.5
	ETL	0.28	0.5	0.20	1.60	2.5
ZONA 4C: ABANICO DE CAÑAVERALEJO	ETC	0.40	1.00	0.25	0.45	2.0
	ETL	0.40	0.65	0.25	1.50	2.0
ZONA 4D: ABANICO DE MELENDEZ Y LILI		0.28	0.62	0.15	1.20	2.0
ZONA 4E: ABANICO DE PANCE		0.25	0.57	0.17	0.95	3.0
ZONA 5: TRANSICIÓN ABANICOS - LLANURA	ETC	0.28	0.70	0.17	0.60	2.5
	ETL	0.28	0.52	0.17	1.35	2.5
ZONA 6: LLANURA ALUVIAL		0.25	0.68	0.22	1.15	2.5

ESPECTRO TRIPARTITA DE DISEÑO

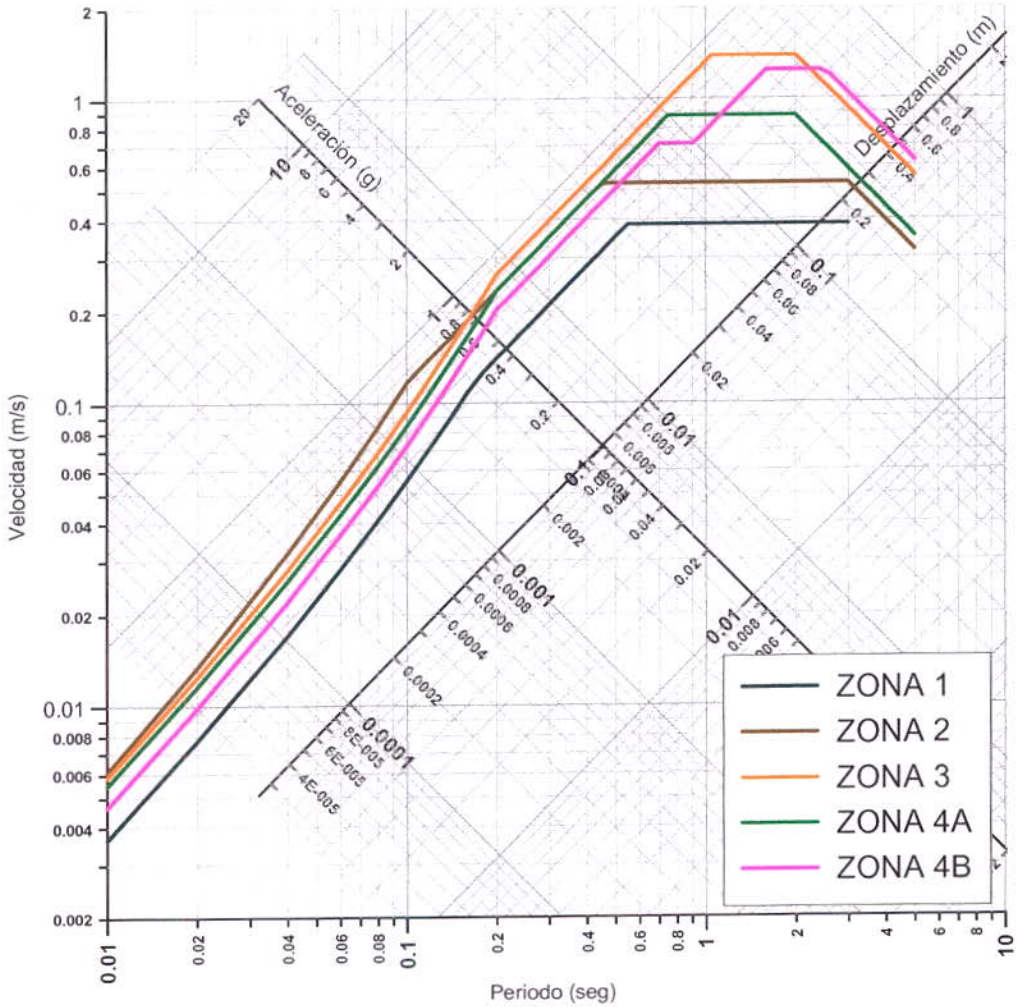


Figura 7.13. Espectros tripartitas de diseño para las microzonas establecidas

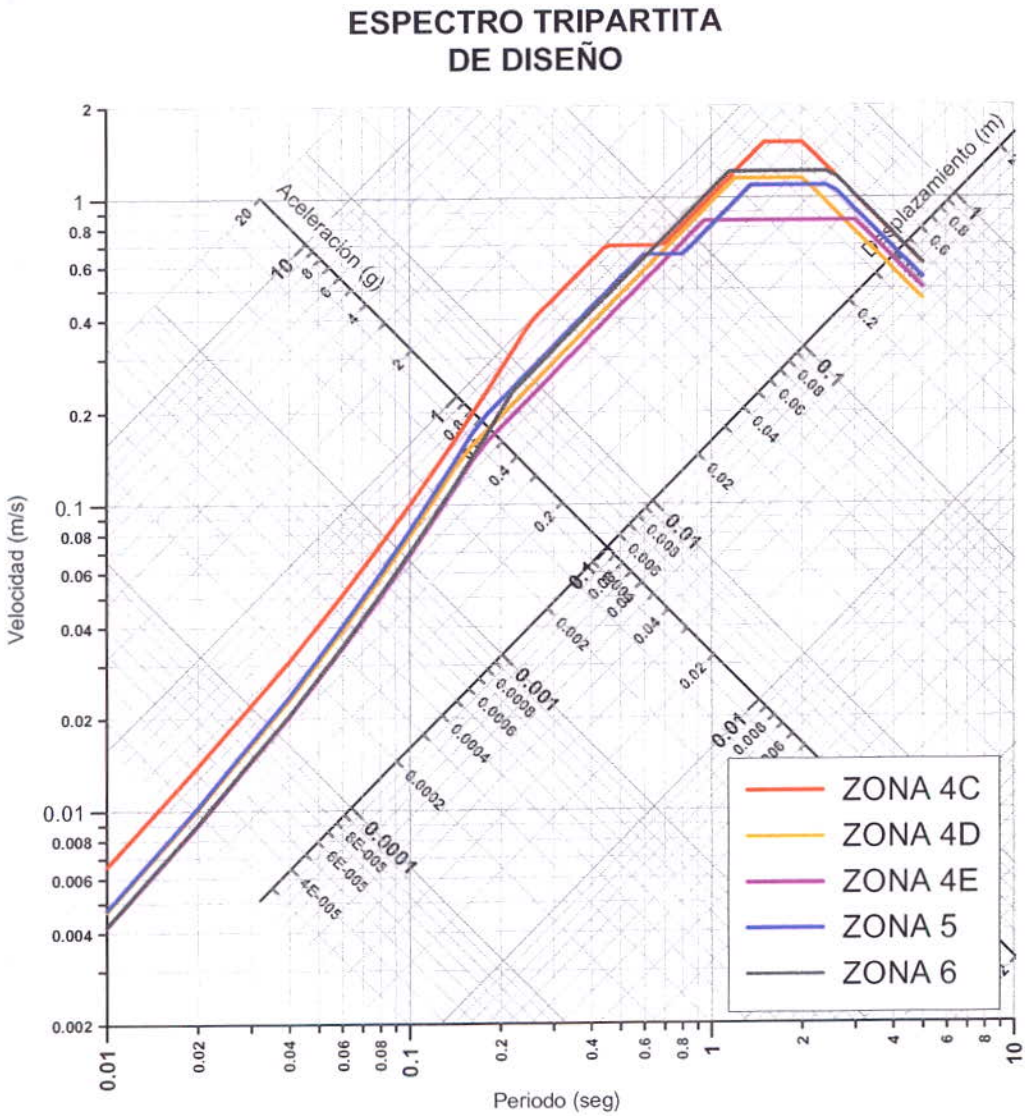


Figura 7.14. Espectros tripartitas de diseño para las microzonas establecidas (Continuación)

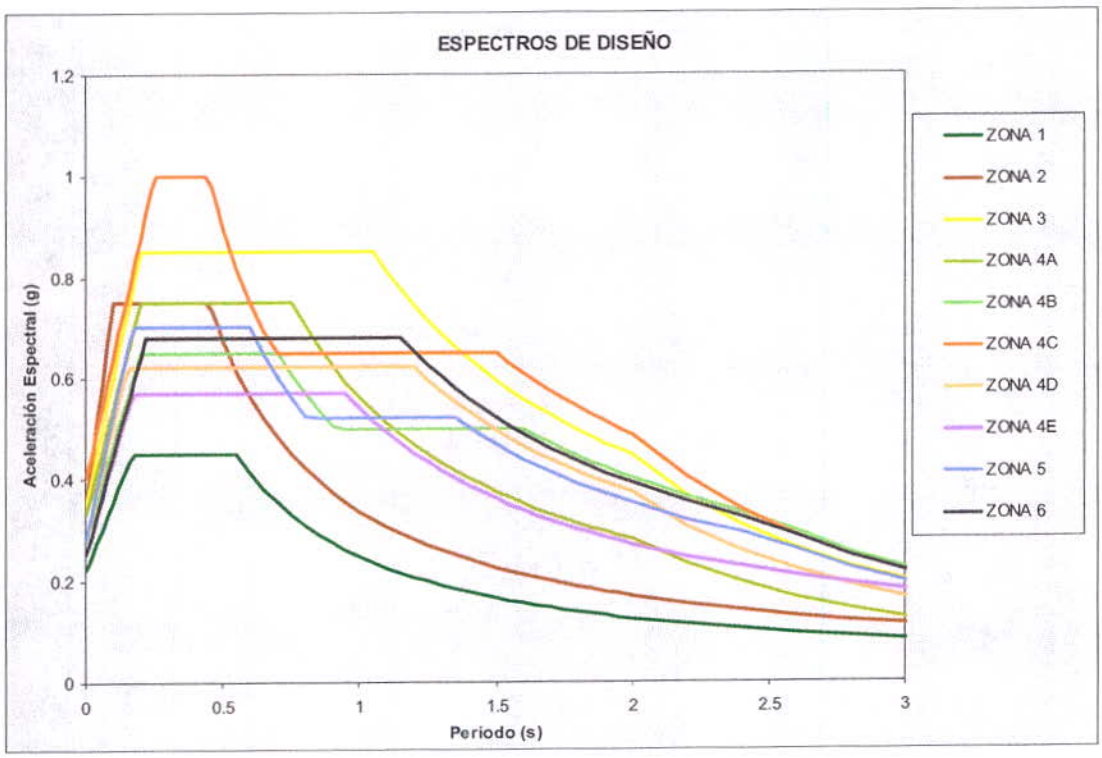


Figura 7.15. Espectros de diseño en términos de aceleración espectral

El **Mapa MZSC-RS2** presenta las diferentes zonas establecidas para la Microzonificación Sísmica de la ciudad, incluyendo sus respectivos espectros y la forma esquemática para su construcción, así como las áreas que son susceptibles a presentar licuación y corrimiento lateral.

7.2.2 Espectros mínimos de diseño

La **Tabla 7.3** resume los valores de los parámetros que definen el espectro de diseño mínimo en cada una de zonas de acuerdo con la **Figura 7.12**. En las **Figuras 7.16 a 7.18** se presentan los espectros de diseño mínimos en el diagrama tripartita y en términos de aceleración espectral respectivamente.

Tabla 7.3. Parámetros de control para la construcción de los espectros de diseño mínimos.

ZONA DE RESPUESTA SISMICA	TIPO	Am (g)	Sm (g)	T_o (s)	T_c (s)	T_L (s)
ZONA 2: FLUJOS Y SUELO RESIDUAL		0.30	0.62	0.15	0.40	3.0
ZONA 3:PIEDEMONTE		0.30	0.70	0.25	0.70	2.0
ZONA 4A: ABANICO MEDIO DE CALI		0.30	0.70	0.25	0.65	2.0
ZONA 4B: ABANICO DISTAL DE CALI Y MENGA	ETC	0.25	0.60	0.25	0.50	2.5
	ETL	0.25	0.45	0.25	1.50	2.5
ZONA 4C: ABANICO DE CAÑAVERALEJO	ETC	0.30	0.90	0.25	0.35	2.0
	ETL	0.30	0.57	0.25	1.20	2.0
ZONA 4D: ABANICO DE MELENDEZ Y LILI		0.22	0.57	0.27	0.80	2.0
ZONA 4E: ABANICO DE PANCE		0.22	0.52	0.27	0.70	2.5
ZONA 5: TRANSICIÓN ABANICOS - LLANURA	ETC	0.25	0.65	0.22	0.50	2.5
	ETL	0.25	0.47	0.22	1.10	2.5
ZONA 6: LLANURA ALUVIAL		0.23	0.58	0.25	1.10	2.5

7.3 CONSIDERACIONES ESPECIALES

1. En la Zona 1 debe consultarse de forma complementaria el Mapa de Susceptibilidad Indicativa a Movimientos en Masa (Mapa MZSC - G5, ver informe 2.4, Subproyecto de Geología, Proyecto MZSCali, 2005). Además se deben realizar los siguientes estudios complementarios detallados para el diseño y construcción de obras civiles en zonas de ladera: a) amplificación local por efectos topográficos, b) evaluación de amenaza por movimientos en masa sobretodo en las zonas de moderada, alta y muy alta susceptibilidad, y c) estabilidad de taludes.
2. En las Zonas 4B, 4C y 5 el espectro de diseño corresponde a la envolvente superior del Espectro de Periodo Corto (ETC) y del Espectro de Periodo Largo (ETL).
3. En las Zonas 5 y 6 se deben realizar evaluaciones complementarias detalladas del potencial de licuación para la construcción de obras.
4. En el área Susceptible a Corrimiento Lateral (cercanas a cauces de Ríos y Canales) se deben realizar estudios complementarios detallados para la construcción de obras que evalúen este fenómeno, con los respectivos diseños que minimicen los desplazamientos del terreno.
5. Para estructuras con periodos mayores a 2.5 segundos, que corresponden a estructuras especiales, deben realizarse estudios detallados de respuesta sísmica local para determinar la forma del espectro en ese rango de periodos.
6. En todos los límites de las zonas se debe establecer una franja de transición de 200m a cada lado. En estas franjas debe tomarse la aceleración de diseño promedio que resulte de la aplicación de los espectros de diseño de las zonas adyacentes.
7. Podrán utilizarse fuerzas de diseño menores a las que resulten de la utilización de los espectros de diseño recomendados, siempre y cuando se demuestre mediante estudios detallados de respuesta sísmica local, que el espectro de diseño es menor al recomendado, sin embargo no podrán ser menores a los espectros mínimos de diseño definidos por el presente estudio.

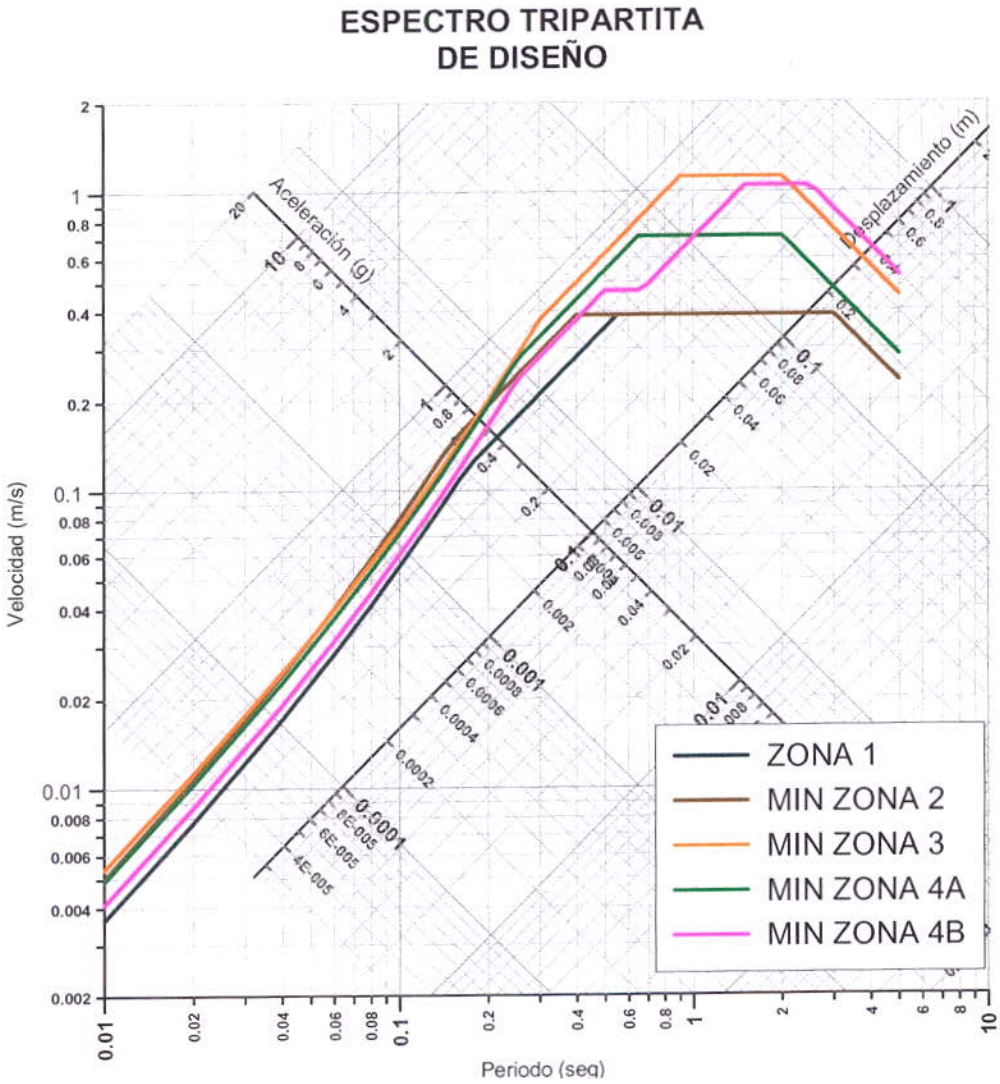


Figura 7.16. Espectros tripartitas de diseño mínimos para las microzonas establecidas

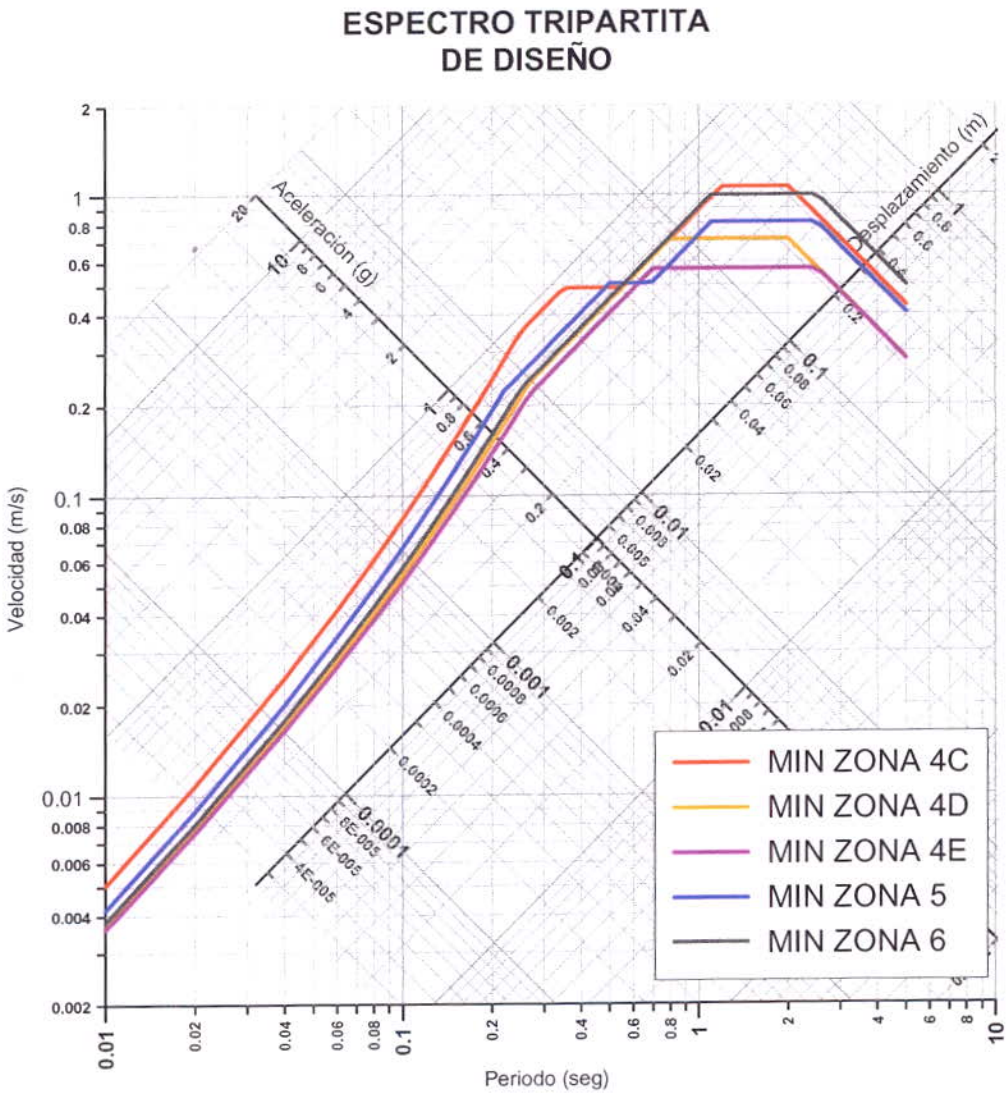


Figura 7.17. Espectros tripartitas de diseño mínimos para las microzonas establecidas (Continuación)

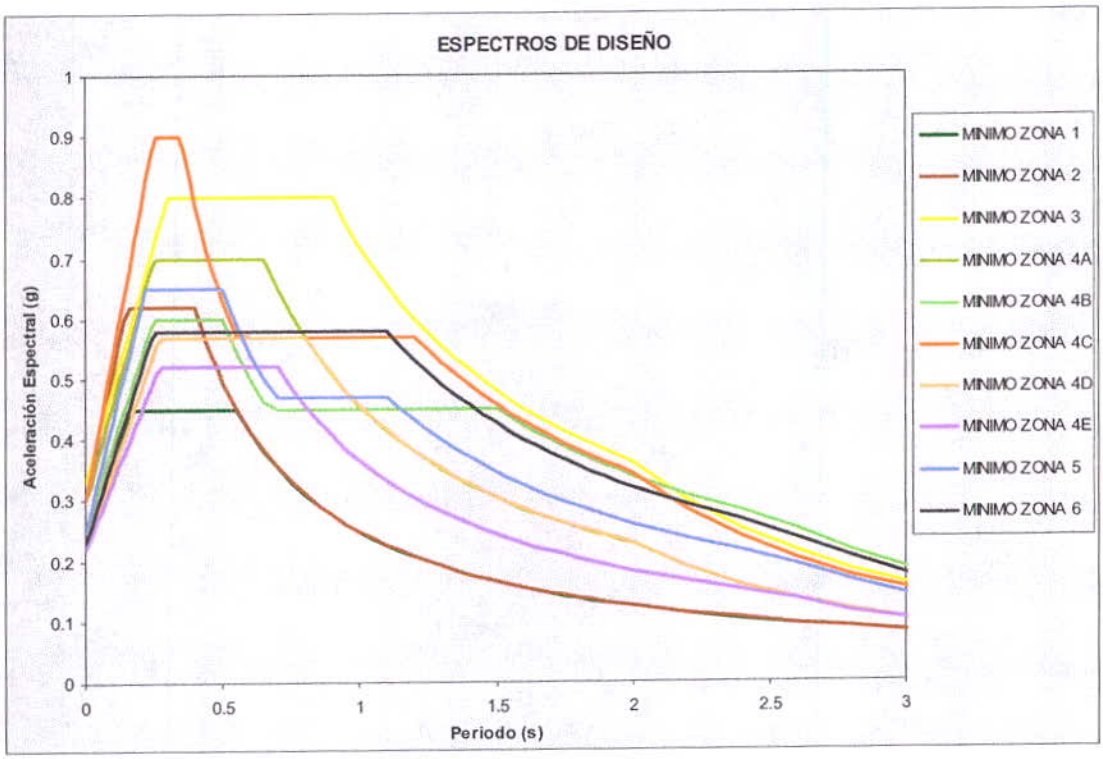


Figura 7.18. Espectros de diseño mínimos en términos de aceleración espectral.

8. La aceleración máxima a nivel de roca para la ciudad correspondiente al Umbral de Daño es: Ad = 0.05g, el cual se calculó probabilísticamente para un periodo de retorno de 10 años, utilizando exactamente el mismo procedimiento y modelo sismotectónico regional con que se evaluó el nivel de amenaza sísmica para la ciudad (ver informe 1.9, Subproyecto de Sismotectónica, Proyecto MZSCali, 2005). Obsérvese que dicho valor de Ad es mayor que el sugerido en la NSR98, lo cual resulta conveniente, coherente y conservador al recordar los daños acontecidos en las edificaciones de la ciudad durante el Sismo de Pizarro en noviembre de 2004, cuya evaluación mostró que los daños se presentaron, casi en su totalidad, en elementos no estructurales (fachadas y mampostería) de las edificaciones. Para mayor detalle se recomienda consultar el informe "El Sismo de Pizarro del 15 de Noviembre de 2004: Parámetros de la fuente, movimiento fuerte y daños, INGEOMINAS, Bogotá, Diciembre de 2004". Los respectivos Espectros de Umbral de Daño deberán construirse de acuerdo a lo establecido en la NSR98 Capítulo A-12, hasta que no se realicen los análisis detallados de respuesta sísmica local del subsuelo para este nivel de aceleración, los cuales se recomienda se hagan siguiendo estrictamente el procedimiento utilizado por INGEOMINAS para evaluar la respuesta sísmica local para el nivel de aceleración de amenaza.

9. Para efectos de la aplicación de los requisitos complementarios de la NSR98, la ciudad sigue perteneciendo a una zona de amenaza sísmica alta.
10. El Mapa de Microzonificación Sísmica (Mapa MZSC - RS2) se propone para la oficialización de la normatividad de diseño y construcción sismorresistente específica en la ciudad.

7.4 USO DE ACELEROGRAMAS DE DISEÑO PARA ANÁLISIS ESTRUCTURAL

La Norma NSR98, cuando hace alusión al cumplimiento con el objeto establecido en el Artículo de la ley 400 de 1997, especifica que:

> *"...Una edificación diseñada siguiendo los requisitos de este Reglamento, debe ser capaz de resistir, además de las fuerzas que le impone su uso, temblores de poca intensidad sin daño, temblores moderados sin daño estructural , pero posiblemente con algún daño a los elementos no estructurales y un temblor fuerte con daños a elementos estructurales y no estructurales pero sin colapso."*

Lo anterior visto en términos Sismológicos y de Ingeniería Sísmica es lo que se conoce como el diseño estructural por capacidad. En este orden de ideas, se están sugiriendo tres (3) escenarios sísmicos posibles (i.e. temblor de poca intensidad, moderados y temblor fuerte) y tres (3) posibles niveles de daño estructural (i.e. no daño, sin daño estructural, pero con algún daño a los elementos no estructurales, y daños a elementos estructurales y no estructurales pero sin colapso).

Esto sin embargo no se aplica en la práctica, puesto que la NSR98 sólo propone un escenario sísmico posible, en términos de un espectro de respuesta de aceleraciones, anclado a un valor constante de amenaza para el sitio bajo estudio y escalado con una forma espectral fija para diferentes tipo de suelo. Existen ejemplos de códigos en el mundo para los cuales son propuestos diferentes escenarios sísmicos (i.e. España, Portugal, China).

Definir más de un escenario sísmico puede ser necesario cuando al evaluar la amenaza de un sitio se encuentra que ésta puede ser controlada por diferentes fuentes, con diferentes características (i.e. magnitud máxima probable, tasa de actividad, distancia al sitio), que en últimas se traduce en diferentes características de movimiento del terreno en el sitio bajo cuestión (i.e. aceleración máxima, duración, contenido de energía y frecuencias). Es así como el movimiento del terreno producto de un sismo de una fuente lejana se espera en general que tenga unos niveles de aceleración menores, bajas frecuencias predominantes y duraciones[1] más cortas que los producidos por un sismo de fuente cercana.

Si los métodos de la fuerza horizontal equivalente y/o análisis modal simplificado son usados para evaluar las cargas por sismo en el análisis estructural, entonces se puede decir que el espectro de amenaza constante cubre efectivamente todas las posibilidades y son los presentados anteriormente. Sin embargo, en casos especiales donde el diseño requiera

[1] Depende de la definición de duración de movimiento fuerte empleada.

análisis de efectos dependientes del tiempo (i.e. evaluación del potencial de licuación, estructuras esenciales, irregulares en planta o elevación, edificaciones diseñados para altas ductilidades y/o con posibilidad de excitar modos superiores), se podrá hacer uso de los acelerogramas de diseño propuestos en este estudio. Cualquier análisis que involucre el uso de los acelerogramas de diseño deberá hacerse por separado para cada uno de los registros propuestos para cada uno de los escenarios y por último escoger el caso más desfavorable.

Si dentro del análisis, el ingeniero considera necesaria la construcción de acelerogramas sintéticos, estos deberían tener valores representativos de los seleccionados y/o representativos de las condiciones sismotectónicas evaluadas en el presente estudio, dependiendo del escenario sísmico bajo consideración, sin importar el método empleado para la generación de registros artificiales.

CAPITULO 8

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 CONCLUSIONES

- Los dos modelos realizados para la evaluación de la respuesta sísmica unidimensional de los depósitos presentaron soluciones similares en cuanto a forma y amplitud espectral, sin embargo se encontró que, con base en las calibraciones realizadas, el modelo planteado de basamento sísmico arrojo buenos resultados para todo el rango espectral estudiado, mientras que el modelo de basamento rocoso sobre-estima las aceleraciones espectrales a periodos altos, contradiciendo los registros sísmicos. En conclusión, ambos modelos tienen ventajas y desventajas, quedando al buen juicio y criterio del especialista el reconocer el aporte y el alcance de cada uno de ellos en la definición de la respuesta espectral.
- La ocurrencia del evento sísmico del pasado 15 de noviembre de 2004 con epicentro en Pizarro (Chocó), entregó información valiosa para definir y calibrar los modelos de comportamiento dinámico del suelo, siendo este estudio uno de los pocos, o si no el único, que ha tenido la ventaja de calibrar los modelos con registros "locales" de movimiento fuerte "real" sucedido en Colombia. Si bien se puede llegar a pensar que los resultados de la calibración de los modelos se encuentran sesgados a un solo movimiento fuerte, vale la pena aclarar que no solo fue este el punto de control de los modelos, sino el conjunto de investigaciones interdisciplinarias.
- La evaluación de la respuesta dinámica de los depósitos se realizo mediante 39 modelos unidimensionales y 5 modelos bidimensionales, con los cuales se definieron 10 microzonas de respuesta sísmica similar. En cada una de ellas se establece un espectro de diseño sismorresistente. Además se propone un rango espectral definido entre dicho espectro de diseño y el espectro de diseño mínimo.
- La correlación entre las zonas de respuesta sísmica (ver Capítulo 7 del presente informe), las zonas geotécnicas (ver informe 4, Subproyecto de Geotecnia, Proyecto MZSCali, 2005) y las unidades geológicas superficiales (ver informe 2.1, Subproyecto de Geología, Proyecto MZSCali, 2005) se ilustra en la **Tabla 8.**
- La ciudad de Cali se caracteriza por presentar diferentes ambientes de formación de los depósitos bajo los cuales se ha desarrollado la ciudad, dada la variedad de ambientes de depositación producidos por la diversidad de afluentes que confluyen en la zona, originando que el modelo geológico-geofísico-geotécnico del subsuelo sea complejo. Todo lo anterior conduce a que haya diferencias marcadas entre las zonas geotécnicas, lo cual se manifiesta en el comportamiento dinámico de los depósitos ante cargas sísmicas, como ha ocurrido en el pasado tras la ocurrencia de movimientos fuertes.
- Según el planteamiento anterior, es congruente esperar formas espectrales muy particulares para algunas zonas de la ciudad, tal como sucede en las zonas del Abanico de Cañaveralejo, Abanico distal de Cali y Menga, y la Transición Abanicos – Llanura Aluvial. Estas zonas se caracterizan por la presencia de formas espectrales compuestas,

es decir, con dos "mesetas" en los espectros de diseño, los cual se debe posiblemente a la manifestación de dos modos fundamentales de vibración del depósito, resultados que fueron igualmente encontrados en las mediciones de Microtrepidaciones realizadas en la ciudad, soportadas además por características geológicas, geotécnicas y geométricas particulares del depósito.

COLOR Mapa MZSC-RS2	ZONA DE RESPUESTA SÍSMICA	ZONA GEOTÉCNICA	UNIDAD GEOLÓGICA SUPERFICIAL
	ZONA 1:	Roca y material intermedio	Rv, Rs, Iv y Is
	ZONA 2:	Flujos y Suelo Residual	Sft, Sfa y Sv
	ZONA 3:	Piedemonte	Sal2
	ZONA 4A:	Abanico Medio de Cali	Sal2
	ZONA 4B:	Abanico Distal de Cali y Menga	Sal2
	ZONA 4C:	Abanico de Cañaveralejo	Sal2
	ZONA 4D:	Abanico de Meléndez y Lili	Sal2
	ZONA 4E:	Abanico de Pance	Sal2
	ZONA 5:	Transición Abanicos – Llanura	Sal1 y Sal2
	ZONA 6:	Llanura Aluvial	Sal1, Sal4 y Sal5

Tabla 8.1. Correlación entre zonas de respuesta sísmica, zonas geotécnicas y unidades geológicas superficiales.

- Las zonas donde ocurren las mayores amplificaciones espectrales corresponden al Piedemonte y al Abanico de Cañaveralejo. En la zona de Piedemonte las amplificaciones son debidas, entre otros factores, a la influencia de la formación rocosa y los cambios topográficos. Por otro lado, en el Abanico de Cañaveralejo se presentan las mayores amplificaciones a periodos cortos y largos, debido a que los espesores del depósito varían entre 400 y 700 m de profundidad, con periodos de vibración fundamental entre 1.5 y 2.0 segundos, para los cuales un movimiento fuerte de fuentes lejanas (con periodos de vibración mayores a un segundo) presenta amplificaciones considerables por efectos de resonancia; adicionalmente, el perfil del subsuelo esta constituido principalmente por materiales arcillo-limosos sobreconsolidados, con espesores superiores a 100 m de profundidad, y presentan bajos niveles de amortiguamiento del orden del 10 a 15%, lo que conduce a que la energía disipada tras el paso de las ondas sísmicas sea baja en comparación con los materiales granulares, tales como las arenas.

- Aunque las zonas de Transición y Llanura Aluvial presentan perfiles mayores a 700 m de profundidad, las amplificaciones espectrales no son tal altas como en la zona del Abanico de Cañaveralejo, debido principalmente a que el perfil del subsuelo se compone en gran medida de estratos arenosos, los cuales se caracterizan por presentar relaciones de amortiguamiento entre el 15 y 20%, siendo entonces capaces de disipar mayor energía que los materiales arcillo-limosos presentes en la zona del Abanico de Cañaveralejo.
- En general, las zonas de Llanura Aluvial y Transición son susceptible de sufrir licuación a una profundidad (máximo de 10 m) que dependerá, en gran medida, de la densidad relativa del depósito y del espesor del la capa de arcilla superior. Lo anterior implica que cualquier estudio de suelos que se realice en la zona deberá incluir la evaluación detallada del potencial de licuación del depósito, incluyendo las respectivas medidas correctivas y/o de mitigación.
- Es importante comentar, a la luz de los resultados de este estudio, sobre los espectros obtenidos en especial para la Zona 2 (Flujos y Suelo Residual). De acuerdo con la norma NSR98, estos depósitos están considerados como suelo tipo S1. Tradicionalmente esto implicaría que las amplificaciones esperadas fueran bajas e incluso despreciables. No obstante, estudios recientes han demostrado que sitios considerados como roca registran amplificaciones importantes debido a variaciones en la rigidez del material (Boore & Joyner.1997). Lo anterior, unido a la información obtenida en registros acelerográficos de sismos reales, valida los resultados obtenidos en este estudio. Así mismo, las amplificaciones obtenidas también obedecen a coincidencia de los períodos de respuesta fundamentales de los depósitos en la zona (i.e. 0.2 sec) y aquellos de los acelerogramas de diseño, por las condiciones específicas de los escenarios sísmicos que afectan la zona de influencia sismotectónica.

Con respecto a los análisis específicos practicados en el sector de Navarro, se concluye lo siguiente:

- En términos generales, el perfil del subsuelo de la zona de Navarro hasta unos sesenta metros de profundidad se compone de tres grandes capas: Una primera capa de suelos arcillo-limosos preconsolidados duros, cuyo espesor varía entre 2 y 12 m. A esta le siguen una serie de estratos de suelos predominantemente arenosos, ocasionalmente mezclados con limos y gravas, que se extiende hasta profundidades del orden de los 50 metros. Por debajo de estos suelos arenosos, se encuentra una nueva capa de suelos arcillo-limosos normalmente consolidados con resistencia al corte no drenada > 3 kg/cm^2.
- La capa superficial de suelos arcillo-limosos está constituida por un arreglo heterogéneo de estratos y lentes de suelos tipo CH, MH, CH-MH, MH-CH, CL, ML, CL-ML, ML-CL, SC, SM-SC y SM, cuyo origen obedece a la depositación de materiales que ha ocurrido por la divagación del cauce y los niveles de aguas del río Cauca. De hecho, la zona de Navarro se encuentra sobre los materiales depositados en las etapas de vida más recientes del río, que en su desplazamiento hacia el oriente ha ido dejando a manera de huella las formas meándricas de su antiguo cauce
- La capa superficial de suelos arcillo-limosos, especialmente aquellos con arcillas de mediana y alta plasticidad, debe considerarse como susceptible al fenómeno de expansión/contracción por cambios de humedad, lo cual deberá estudiarse con detalle para cualquier desarrollo constructivo (ver informe 5.3, Subproyecto de Respuesta Sísmica, Proyecto MZSCali, 2005).
- La capa de suelos arenosos que subyacen a las arcillas-limosas corresponde a un

acuífero confinado, en que el nivel piezométrico está controlado por el nivel de las aguas del río Cauca, existiendo un gradiente hidráulico hacia el río que indica un flujo subsuperficial en sentido Occidente-Oriente. Como es obvio, estos suelos se encuentran saturados.

- El análisis del potencial de licuación de la capa de suelos arenosos dio como resultado la división del terreno en zonas con alta susceptibilidad a licuación y zonas con moderada susceptibilidad a la licuación. Las primeras se encuentran en aquellos sectores en donde la capa de arcillo-limosa superficial tiende a ser más delgada y las arenas exhiben una menor compacidad. En general, se encuentra que el estrato de arena ubicado debajo de la arcilla limosa es el más susceptible a licuarse y el espesor de la capa licuada puede fluctuar entre 2 y 4 metros. Los resultados del piezocono sísmico muestran que hasta profundidades comprendidas entre 10 y 14 metros el suelo es susceptible a licuación.
- De acuerdo con los resultados de las modelaciones en las secciones de Decepaz y Navarro, el Jarillón es susceptible de fallar en el caso que un evento sísmico fuerte ocurra, debido a la licuación del estrato arenoso, además de presentarse deformaciones excesivas a nivel superficial y producirse el fenómeno de corrimiento lateral en dirección hacia el río. Los análisis muestran que el área de afectación, para estos dos casos en particular, fluctúa entre 200 y 300 metros.

8.2 RECOMENDACIONES

A partir de los resultados logrados en el presente estudio, surgen una serie de recomendaciones que desde el punto de vista de la geotecnia y la dinámica de suelos, deberán considerarse a corto y mediano plazo con el fin de complementar el conocimiento adquirido con respecto a la respuesta sísmica del subsuelo bajo la ciudad, entre las que se destacan:

- Continuar con la incorporación a la Base de Datos Geotécnica de futuros estudios de suelos que se emprendan en la ciudad, siguiendo la estructura planteada en el presente estudio, considerando la confiabilidad de los datos. Con ello se lograría avanzar en el conocimiento de las características geotécnicas locales de la ciudad. Adicionalmente, se plantea, con el ánimo de mejorar el conocimiento del subsuelo, que los estudios de suelos que se realicen para proyectos de gran envergadura (p.e edificios de más de 10 pisos) consideren la opción de ejecutar una exploración profunda con su respectivo ensayo Down Hole.
- Oficializar una normatividad de diseño y construcción sismorresistente específica para la ciudad con base en el Mapa de Microzonificación Sísmica, los parámetros espectrales de diseño y las consideraciones especiales definidas en el presente estudio, para lo cual deberán hacerse las gestiones políticas, administrativas y técnicas que sean del caso.
- Establecer los requisitos mínimos que deben cumplir los estudios de suelos y geotécnicos complementarios de detalle que se proponen se realicen en las zonas de cerros, piedemonte, transición y llanura aluvial, con respecto a los aspectos de efectos topográficos, movimientos en masa, estabilidad de taludes, potencial de licuación y corrimiento lateral. Para ello deberán tomarse estrictamente en cuenta los resultados, procedimientos y recomendaciones dadas en el presente estudio.
- Establecer los requisitos mínimos que deben cumplir los estudios detallados de respuesta sísmica local que deben realizarse para el diseño y construcción de futuros proyectos civiles, así como para el reforzamiento y actualización sísmica de

edificaciones. Para ello deberán tomarse estrictamente en cuenta los resultados, procedimientos y recomendaciones dadas en el presente estudio.

- Se recomienda adelantar un inventario de daños del cuerpo del Jarillón barriendo la totalidad de su longitud, ya que la estabilidad del mismo se ha visto afectada por las construcciones ilegales que se han instalado sobre la cresta.
- El desarrollo urbanístico en el sector más oriental de la zona de Navarro, dependerá en gran medida de que se garantice la estabilidad del Jarillón. Desafortunadamente, los análisis detallados realizados en el presente estudio, muestran que el Jarillón es susceptible de sufrir grandes desplazamientos hacia el río Cauca en el evento de licuarse los depósitos de arena. Por tanto, se recomienda realizar los estudios detallados que evalúen la estabilidad de la estructura.
- El mapa de distribución de zonas que se verían afectados por agrietamientos del terreno en Navarro es de carácter indicativo, igualmente las apreciaciones allí planteadas sobre la factibilidad de desarrollos urbanísticos. Se reitera que este mapa en ningún momento exime al constructor de realizar los respectivos estudios de suelos y geotécnicos detallados, recomendando que estos incluyan la evaluación específica del potencial de licuación en el sitio con las respectivas medidas de control-mitigación a que haya lugar. En el evento de utilizar el ensayo SPT, se deberán utilizar equipos que se encuentren debidamente calibrados.
- Debido a los grandes desplazamientos que puede sufrir el Jarillón del río Cauca, a causa de la licuación de los depósitos de arena ante la ocurrencia de un movimiento fuerte, se hace necesario adelantar un estudio detallado sobre la estabilidad del mismo, con el fin de diseñar las respectivas medidas de mitigación. Teniendo en cuenta las grandes inversiones que involucra mejorar la estabilidad de la estructura, los estudios de detalle deberán abordar los siguientes aspectos, entre otros:
  - Secciones topográficas cada 500 metros, de longitud mínima de 100 metros. Donde los cambios en el subsuelo sean apreciables, la separación entre secciones será de 250 metros.
  - Perforaciones a 20 metros de profundidad como mínimo, con el respectivo muestreo (alterado y/o inalterado).
  - Pruebas in situ para determinar parámetros geomecánicos del subsuelo (CPTU, DMT, CPT, SPT).
  - Ensayos triaxiales cíclicos y estáticos, que permitan caracterizar las propiedades dinámicas de los suelos finos y granulares.
  - Modelamiento numérico del fenómeno de corrimiento lateral. Desafortunadamente los métodos semiempíricos son limitados, sin embargo pueden utilizarse como una primera aproximación.
  - Diseño de medidas correctivas y/o de mitigación.
  - Se reitera que para efectos de análisis, se recomienda utilizar el procedimiento adelantado en el presente estudio para evaluar este tipo de fenómeno.
- Se establece la necesidad de hacer estudios detallados de respuesta sísmica en sitios de futuros proyectos urbanísticos, que consideren en su diseño y construcción rellenos antrópicos de más de 2 metros de espesor, lo que implicaría una exploración geofísica y geotécnica con el fin de conocer sus espesores reales y tipos de materiales, así como sus propiedades geomecánicas y dinámicas, a través de ensayos de laboratorio sobre muestreos representativos y pruebas in situ, lo que requiere importantes recursos

técnicos y económicos, dada la complejidad y dificultad de las labores. Una vez conocidas dichas variables, se podría establecer la incidencia de tales rellenos sobre los espectros de diseño establecidos por la Microzonificación Sísmica.

- Aunque 12 estaciones acelerográficas se consideran un valioso inicio en cuanto a la instrumentación sísmica de la ciudad, la RAC necesitará de ser ampliada con el objeto de garantizar una densidad y cubrimiento óptimo del territorio. Con base en el anterior planteamiento y teniendo en cuenta que se identificaron 10 microzonas sísmicas, se recomienda ampliar la RAC a un "mínimo" de 6 estaciones por microzona, es decir un "mínimo" de 60 equipos localizados en la ciudad, lo que indica que deberán gestionarse recursos para la compra de 48 equipos adicionales a los que actualmente se encuentran instalados. Los sitios donde se ubiquen dichos equipos deberán seleccionarse de acuerdo con la cartografía geológica-geofísica, la zonificación geotécnica, el mapa de isoperiodos y principalmente con el mapa de Microzonificación sísmica, teniendo en cuenta obviamente otros aspectos inherentes propios al sitio (acceso, seguridad, ruido, entre otros, ver Informe "Instalación RAC, Ojeda et. al., INGEOMINAS, Febrero de 2004).
- A inmediato plazo se recomienda instalar una estación en el Zoológico Municipal, sitio donde INGEOMINAS instaló una estación temporal, la cual es prioritaria ya que el estudio la consideró como Estación de Referencia (en Roca). Para la selección de los otros sitios, se recomienda considerar, aparte de los aspectos anteriormente dichos, los sitios donde se ubicaron las estaciones de la Red Portátil (RPAC) y los sitios donde se realizaron perforaciones geotécnicas. No sobra anotar que entre mayor sea la densidad de estaciones de acelerógrafos con que cuente la ciudad, mayor será la información de soporte técnico para posteriores actividades de verificación y/o actualización del estudio y reglamentaciones sismorresistentes implementadas.
- Complementariamente se plantea la posibilidad de que la RAC migre a ser una Red Telemétrica, permitiendo así agilizar y optimizar el sistema de recolección de registros acelerográficos, convirtiéndose aún más en una valiosa herramienta de respuesta de la ciudad ante contingencias sísmicas.
- Finalmente, INGEOMINAS espera que el Estudio de MZSCali sea el inicio y punto de referencia de próximos estudios que se emprendan, con respecto a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones y estructuras vitales, así como para la gestión y evaluación del riesgo sísmico sobre la ciudad.

REFERENCIAS

AIS300 Asociación Colombiana de Ingeniería sísmica, (1998). Normas Colombianas del diseño y la construcción sismoresistentes, ley 400 de 1997, decreto 33 de 1998.

Alarcón A., Chameau J., Leonardo G., Frost J., (1989). Shear Modulus and Cyclic undrained Behavior of Sand. Soil and Foundation. Vol 29, No 4, 105-119.

Assimaki D., Kausel E., Whittle A. (2000). Model for dynamic shear modulus and damping for granular soils. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. Pags 859-869.

BOORE A.M., (1972) "A note on the effect of simple topography on seismic SH waves". Bull. Seismi. Soc. Am. 62, pp. 275-284.

BOUCHON M., (1973) "Effect of topography on surface motion". Bull. Seismic. Soc. Am., 63, pp. 615-632.

Carter, J. P., Booker, J. R., & Wroth, C. P. (1982). A critical state model for cyclic loading. In Pande & Zienkiewicz (Eds.), Soil Mechanics - Transient and Cyclic Loads (pp 219—252). Chichester: Wiley.

CELEBI M. (1987). "The culprit in Mexico city; amplification of motions". Earthquake Spectra, Vol. 3, No. 2, May.

CONTE E., DENTE G. (1992). "Amplification effects of wave propagation in slopes, proceedings of the French – Italian Conference on Slope Stability in Seismic Areas". Burdighera – Italy, May. (1992)

Drucker, D. C. & Prager, W. (1952). Soil mechanics and plastic analysis of limit design. Q. Applied Mathematics, 10, 157—164.

EduPro Civil System, Inc. Proshake User's Manual version 1.1. Redmon. Washington

Hardin, B. & Drnevich, V. (1972). Shear modulus an damping in soils:design equations and curves. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, VOL.98 No. SM7, pag 667-692.

Hashash Y. (2004). DEEPSOIL version 2.6 tutorial and user manual. University of Illinois at Urbana-Champaing.

Hashash Y., Park D. (2001). Non-linear one-dimensional seismic ground motion propagation in the Mississipi embayment. Engineering geology. Pags185-206.

Hashash Y., Park D. (2002). Site response analysis in the Mississippi embayment. U.S. – Japan seminar on seismic disaster mitigation in urban area. Geotechnical engineering.

Hill, R. (1950). The Mathematical Theory of Plasticity. Oxford (Clarendon Press)

Hudson M., Idriss I., Beikae Mohsen. QUAD4M a computer to evaluate the seismic response of soil structures using finite element procedures and incorporating a compliant base.

INGEOMINAS (1999). "Zonificación Sismogeotécnica Indicativa para la Ciudad de Armenia", Santa Fe de Bogotá.

INGEOMINAS, Comunidad Económica Europea (1992). "Microzonificación Sísmica de Popayán". Publicaciones especiales INGEOMINAS. Santa Fe de Bogotá.

INGEOMINAS, Universidad de los Andes (1997). "Microzonificación sísmica de Santa Fe de Bogotá". Publicaciones especiales INGEOMINAS. Santa Fe de Bogotá.

INGEOMINAS. (2003). Microzonificación Sísmica de la ciudad de Santiago de Cali – Informe preliminar sector de Navarro. Subdirección de Amenazas Geológicas, Bogotá. Octubre de 2003.

INGEOMINAS. (2004). El Sismo de Pizarro del 15 de Noviembre de 2004: Parámetros de la fuente, movimiento fuerte y Daños. Subdirección de Amenazas Geológicas, Bogotá. Noviembre de 2004.

Ishibashi I. & Zhang X., (1993). Unified Dynamic Shear Moduli And Damping Ratios of Sand And Clay. Soil and Foundations, Vol 33, No 1, 182-191.

Kramer S., (1996). Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice Hall. USA.

MacGuire (1974). "Seismic Structural Response Risk Analysis Incorporating Response Regression on Earthquake Magnitude and Distance". MIT Department of Civil Engineering. Boston. USA.

Matasovic N. , Vucetic M. (1995). Seismic response of soil deposits composed of fully-saturated clay and sand layers. Earthquake geotechnical engineering. Ishihara. Rotterdam.

Nishi, K. and Kanatani, M. (1990). Constitutive relations for sand under cyclic loading based on elasto-plasticity theory. Soils and foundations. Vol 30, No 2, pages 43-59

OHTSUKI A., YAMAHARA H., (1984). "Effect of topography and Subsurface inhomogeneity on Seismics SV waves and Rayleigh waves". VII World Conference on earthquake Engineering, Vol. 2, San Francisco.

Park D., Hashash Y. (2005). Evaluation of seismic site facor s in the Mississipi embayment. I. Estimation of dynamic properties. Soil dynamic s and earthquake engineering. Pags 133-144.

Rauch, A and Martin II, J (2000) EPOLLS Model for Predicting Average Displacements on lateral spreads, Journal of Geotechical and Geoenvironmental Engineering. Vol 126, No 4 pages 360-371.

Rollins K., Evans M., Diehl N. (1998). Shear modulus and damping relationships for gravels. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. ASCE. Vol 124, No. 5

Roscoe, H. & Schofield, A. N. (1958). On the yielding of soils. Geotechnique, 8, 22—52.

Roscoe, K. & Burland, J. (1968). On the generalized stress-strain behavior of wet clay. In C. U. Press. (Ed.), Engineering Plasticity (pp. 535—609). Cambridge University Press.

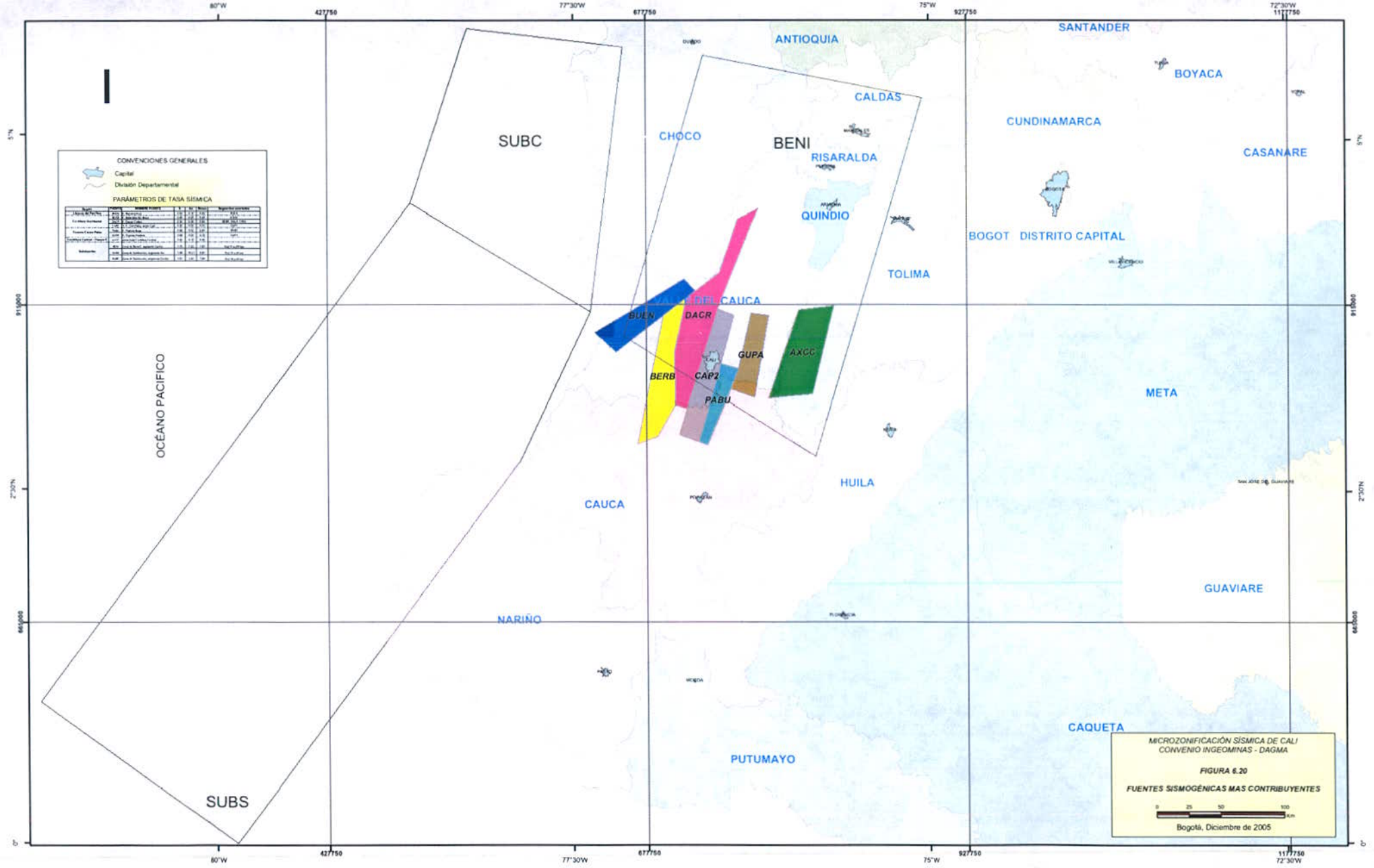
Sekiguchi, H. and Obta, H. (1977). Induced anisotropy and time dependency in clays. Int. Conference on Numerical Methods in Geomechanics. Nagoya. Pages 1395-1400

Stokoe K., Darendeli M., Gilbert R., Menq F. Choi W. Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves.

Trifunac M., Todorovska M. (2000). Long period microtremors, microseismics and earthquakes damage: Northridge, GA, earthquake of 17 January 1994. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 19 (2000) pags 253-257.

Ventura C., Onur T., Hao K. (2004). Site period estimations in the fraser river delta using microtremor measurements – experimental and analylitacl studies. 13th World conference on Earthquake Engineering. Vancouver. Canada. Paper 1075

Youd, T. and Garras C. (1995). Liquefaction-induced ground surface disruption. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE Vol 121 (11) Pages 805-809.


I
CONVENCIONES GENERALES
Capital
División Departamental
PARÁMETROS DE TASA SÍSMICA
SUBC
SUBS
OCÉANO PACIFICO
ANTIOQUIA
SANTANDER
BOYACA
CALDAS
CUNDINAMARCA
CHOCO
BENI
RISARALDA
CASANARE
QUINDIO
BOGOT DISTRITO CAPITAL
TOLIMA
VALLE DEL CAUCA
BULN
DACR
GUPA
AXCC
BERB
CAP2
PABU
META
HUILA
CAUCA
GUAVIARE
NARIÑO
CAQUETA
PUTUMAYO
80°W
77°30'W
75°W
72°30'W
427750
677750
927750
1177750
5°N
2°30'N
0°
915000
665000
MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE CALI
CONVENIO INGEOMINAS - DAGMA
FIGURA 6.20
FUENTES SISMOGÉNICAS MAS CONTRIBUYENTES
0 25 50 100 Km
Bogotá, Diciembre de 2005