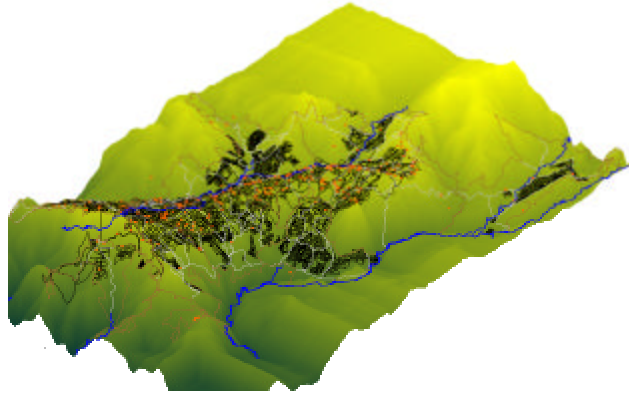


Alcaldía de Manizales



Informe Final

Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Manizales



CIMOC

CENTRO DE INVESTIGACIÓN EN MATERIALES Y OBRAS CIVILES

CEDERI

CENTRO DE ESTUDIOS SOBRE DESASTRES Y RIESGOS

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES

BOGOTA COLOMBIA

AGOSTO DE 2002

Alcaldía de Manizales



Informe Final

Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Manizales



CIMOC

CENTRO DE INVESTIGACIÓN EN MATERIALES Y OBRAS CIVILES

CEDERI

CENTRO DE ESTUDIOS SOBRE DESASTRES Y RIESGOS

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES

BOGOTA COLOMBIA

AGOSTO DE 2002

TABLA DE CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN	1
1.1	PRESENTACION.....	1
1.2	ANTECEDENTES	4
1.3	ESTUDIOS PREVIOS	5
1.4	REFERENCIAS	8
2	OBJETIVO Y ALCANCE	11
2.1	OBJETIVOS	11
2.2	ALCANCE.....	12
3	NEOTECTONICA Y SISMICIDAD DEL EJE CAFETERO	14
3.1	INTRODUCCION	14
3.2	NEOTECTÓNICA DEL TERRITORIO COLOMBIANO	15
3.2.1	<i>El Oriente De Colombia</i>	16
3.2.2	<i>La Cordillera Oriental Colombiana</i>	17
3.2.3	<i>Cordillera Central</i>	23
3.2.4	<i>El Occidente De Colombia</i>	24
3.2.5	<i>La Serranía Del Baudó</i>	26
3.2.6	<i>El Prisma De Acrecimiento Del Pacífico</i>	26
3.2.7	<i>El Norte De Colombia</i>	26
3.3	SISMICIDAD DEL TERRITORIO COLOMBIANO	28
3.4	SISMICIDAD DE LA ZONA CAFETERA Y DE MANIZALES	30
3.5	NEOTECTONICA LOCAL.....	34
3.6	ESTIMACIÓN DE MAGNITUDES MÁXIMAS PROBABLES	35
3.7	REGISTROS ACELEROGRAFICOS DISPONIBLES	38
3.7.1	<i>Red Sismológica Nacional de Colombia</i>	38
3.7.2	<i>Sismo de Armenia de 1999</i>	39
3.7.3	<i>Red de acelerógrafos de Manizales</i>	41
3.7.4	<i>Funciones de transferencia empíricas</i>	42
3.8	REFERENCIAS	43
4	EVALUACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA REGIONAL Y LOCAL EN TERRENO FIRME	48
4.1	GENERALIDADES	48
4.2	INFORMACIÓN SÍSMICA DISPONIBLE	50
4.3	PARAMETROS DE SISMICIDAD PARA LAS FUENTES	51
4.4	ATENUACION SÍSMICA	53
4.5	CÁLCULO DE LA AMENAZA SÍSMICA EN TERRENO FIRME.....	57
4.5.1	<i>Procedimiento de cálculo</i>	57
4.5.2	<i>Tasas de Excedencia y aceleraciones máximas en terreno firme</i>	59
4.6	ESPECTROS DE RESPUESTA DE AMENAZA UNIFORME EN TERRENO FIRME.....	61
4.7	ESPECTROS DE AMPLITUDES DE FOURIER Y DURACIÓN DE LA FASE INTENSA PARA MANIZALES	62

4.8	CALIBRACION CON EL SISMO DE ARMENIA DE ENERO DE 1999	64
4.9	SISMOS DE ANALISIS	67
4.9.1	<i>Generalidades</i>	67
4.9.2	<i>Sismo Cercano Superficial (por deconvolución)</i>	68
4.9.3	<i>Sismo Cercano Superficial (por funciones de Green)</i>	69
4.9.4	<i>Sismo zona de Benioff por funciones de Green</i>	70
4.9.5	<i>Sismo Profundo</i>	71
4.9.6	<i>Sismos de Análisis y Espectros de Respuesta</i>	71
4.10	REFERENCIAS	73
5	INVESTIGACION GEOTECNICA	76
5.1	INTRODUCCIÓN	76
5.2	INVESTIGACIÓN DE CAMPO	77
5.2.1	<i>Generalidades</i>	77
5.2.2	<i>Perforaciones y Apiques</i>	77
5.2.3	<i>Ensayos de campo</i>	80
5.3	INVESTIGACIÓN DE LABORATORIO	84
5.3.1	<i>Generalidades</i>	84
5.3.2	<i>Ensayos estáticos de laboratorio</i>	85
5.3.3	<i>Ensayos dinámicos de laboratorio</i>	90
5.4	CARACTERIZACIÓN DE PROPIEDADES BÁSICAS Y DE PARÁMETROS DINÁMICOS DEL SUBSUELO DE MANIZALES	94
5.4.1	<i>Generalidades</i>	94
5.4.2	<i>Caracterización estratigráfica y propiedades básicas de cada zona</i>	96
5.4.3	<i>Caracterización de los parámetros dinámicos de cada estrato</i>	96
5.4.4	<i>Módulo Cortante Máximo, G_{máx}</i>	97
5.4.5	<i>Curvas de degradación del módulo de Cortante</i>	97
5.4.6	<i>Curvas de capacidad de amortiguamiento con la deformación cortante</i>	99
5.5	MODELO DE PROFUNDIDAD DE LOS DEPÓSITOS DE SUELO BLANDO	100
5.6	REFERENCIAS	101
6	RESPUESTA DINAMICA DEL SUBSUELO Y EFECTOS DE SITIO	102
6.1	INTRODUCCION	102
6.2	ANTECEDENTES GENERALES	104
6.2.1	<i>Generalidades</i>	104
6.2.2	<i>Casos Históricos de la Respuesta de Sitio</i>	105
6.3	CARACTERIZACION DE LA RESPUESTA DINAMICA MEDIANTE MODELOS UNIDIMENSIONALES	110
6.3.1	<i>Introducción</i>	110
6.3.2	<i>Caracterización del comportamiento según modelos analíticos</i>	111
6.3.3	<i>Sensibilidad a las diferentes variables</i>	114
6.4	RESPUESTA DINAMICA UNIDIMENSIONAL EN EL DOMINIO DEL TIEMPO	116
6.4.1	<i>Perfiles de análisis</i>	116
6.4.2	<i>Caracterización Geotécnica y Propiedades Dinámicas</i>	118
6.4.3	<i>Sismos de Análisis</i>	119
6.4.4	<i>Análisis de Respuesta Dinámica</i>	119
6.4.5	<i>Respuesta dinámica de otras zonas</i>	122
6.5	RESPUESTA DINAMICA UNIDIMENSIONAL EN EL DOMINIO DE LA FRECUENCIA ..	122
6.5.1	<i>Introducción</i>	122
6.5.2	<i>Funciones de transferencia no lineales</i>	123
6.5.3	<i>Duración de la fase intensa de movimientos en suelos blandos</i>	124

6.5.4	Construcción de leyes de atenuación espectral.....	124
6.5.5	Incertidumbre en las leyes de atenuación con efectos locales.....	125
6.5.6	Cálculo de la amenaza sísmica a nivel de la superficie del terreno.....	126
6.6	COMPARACIÓN DE RESULTADOS	127
6.6.1	Resultados de análisis en el dominio del tiempo y análisis en el dominio de la frecuencia... 127	
6.6.2	Comparaciones con registros disponibles en la ciudad	127
6.7	EFFECTOS TOPOGRÁFICOS Y ZONAS DE RELLENO	128
6.7.1	Introducción.....	128
6.7.2	Taludes en Cenizas.....	130
6.7.3	Conclusiones respecto a efectos topográficos.....	132
6.8	REFERENCIAS	132
7	COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL Y REDUCCIÓN DE RESISTENCIA POR DUCTILIDAD	138
7.1	GENERALIDADES	138
7.2	LEYES DE ATENUACIÓN PARA ESPECTROS ELÁSTICOS E INELÁSTICOS	142
7.3	COMPARACION DEL MODELO PARA CALCULO DE R CON RESULTADOS A PARTIR DE REGISTROS INSTRUMENTALES	143
7.4	AJUSTE DE ESPECTROS POR DUCTILIDAD.....	143
8	ZONIFICACIÓN SÍSMICA, ESPECTROS DE DISEÑO Y RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE	145
8.1	GENERALIDADES	145
8.2	MAPAS DE MICROZONIFICACION SISMICA	146
8.3	ESPECTROS DE DISEÑO PARA CADA ZONA	147
8.4	FACTORES DE AMPLIFICACION POR EFECTOS GEOMETRICOS Y TOPOGRAFICOS .	150
8.5	RECOMENDACIONES PARA ESTUDIOS FUTUROS.....	152
8.6	REFERENCIAS	154

ANEXO 3.1 CATALOGO DE ACELEROGRAMAS DE MANIZALES

ANEXO 4.1 BASES TEORICAS PARA EL CALCULO DE LA AMENAZA SISMICA

ANEXO 4.2 CATALOGO DE ACELERACIONES REGISTRADAS EN COLOMBIA

ANEXO 5.1 ENSAYOS DE LABORATORIO INVESTIGACION GEOTECNICA

ANEXO 5.2 ENSAYOS DE CONSOLIDACION Y CORTE RESIDUAL

ANEXO 6.1 RESULTADOS DE LAS CORRIDAS BIDIMENSIONALES

1 INTRODUCCIÓN

1.1 PRESENTACION

El 25 de enero de 1999 se presentó un sismo de 6.2 grados de magnitud Richter que afectó gravemente la zona cafetera de Colombia, causando daños severos en la ciudad de Armenia, Pereira y un amplio número de poblaciones de la región. Armenia, la capital del departamento del Quindío fue afectada de manera muy fuerte en el centro y sur de la ciudad; zonas en las cuales el suelo presentó una amplificación sísmica notable. Este sismo se generó a pocos kilómetros de la ciudad de Armenia en una falla que hace parte del sistema de fallas de Romeral.

Por otro lado en el año de 1983, un terremoto de magnitud 5.5 mb sacudió a la ciudad de Popayán causando gran destrucción, un número estimado de víctimas del orden de 300, 1500 heridos y pérdidas estimadas en US \$ 400 millones de dólares. Este sismo fue generado por unos de los ramales del sistema de Romeral, el cual prácticamente pasa por el casco urbano de la ciudad.

El 23 de noviembre de 1979, Manizales y Pereira fueron sacudidas por un sismo de 6.5 de magnitud Richter, proveniente de la zona de subducción. Este sismo causó daños equivalentes a US\$ 20 millones de dólares. Varios edificios colapsaron y los daños se concentraron en edificios de altura media. Manizales fue la ciudad más afectada.

De acuerdo con la información histórica, el 31 de enero de 1906 se presentó al suroccidente de Tumaco uno de los sismos más grandes que se hayan registrado a nivel mundial en tiempos modernos. Su magnitud se estima fue de 9.2 Mw y el 18 de mayo de 1875, la ciudad de Cúcuta fue prácticamente destruida por un terremoto de muy alta intensidad. Se estima que fueron cerca de 10,000 los muertos. En ambos casos se sintió el movimiento sísmico en Manizales e incluso se reportaron algunos daños.

A parte de lo anterior, otros sismos han afectado a Manizales a lo largo de su historia. Es así como los eventos del 30 de julio de 1962, el 20 de diciembre de 1961, el 4 de febrero de 1938 y el 9 de febrero de 1878 causaron daños en la ciudad, afectando de manera importante edificaciones históricas y religiosas.

Ejemplos como los anteriores se han presentado con menor intensidad en diversas ciudades importantes del país tales como Medellín, Cali y hasta Bogotá. En general, luego de

recopilar la información sísmica histórica del país se llega rápidamente a la conclusión de que prácticamente toda el área Andina de Colombia está sometida a una amenaza sísmica de consideración y que definitivamente los depósitos de suelos locales en cada uno de los sitios juegan un papel fundamental en la respuesta sísmica del subsuelo, contribuyendo a causar los daños y afectos que el terremoto genera a nivel de las viviendas y construcciones en la superficie del terreno.

De acuerdo con el literal A.9.2 de las Normas Colombianas de Diseño y construcción Sismo Resistente NSR-98, Ley 400 de 1997 y decretos reglamentarios, las capitales de Departamento y las ciudades de más de 100.000 habitantes, localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, deben armonizar sus reglamentaciones municipales de ordenamiento territorial con un estudio de microzonificación sísmica que cumpla los requerimientos de las normas NSR-98. Esto con el fin de tener en cuenta el efecto que puede tener sobre las construcciones la propagación de la onda sísmica a través de los estratos de suelo subyacentes.

La ciudad de Manizales, consciente de la alta amenaza sísmica a la que está sometida ha venido adelantando una serie acciones y estudios tendientes a conocer de manera más confiable la amenaza sísmica a la que está sometida y formular medidas de prevención-mitigación para disminuir el riesgo sísmico de las construcciones de la ciudad. Es así como la ciudad, ejemplarmente, ha adelantado entre otras las siguientes acciones relativas al tema sísmico en el pasado:

- Implantación de la primera normativa de construcción sismo resistente a nivel municipal en el año 1981. Esta normativa fue la primera de este tipo que expidió en el país.
- Instalación de los primeros tres acelerógrafos digitales localizados dentro del perímetro urbano de la ciudad, a cargo de la Universidad Nacional, con fines de monitoreo del comportamiento del subsuelo, a principios de los años 90.
- Realización de los primeros estudios modernos de vulnerabilidad sísmica y rehabilitación de edificios, teniendo en cuenta la amplificación sísmica del suelo, en la Universidad de Caldas en 1981.
- Aseguramiento de todos los inmuebles públicos de la ciudad mediante una póliza de seguros colectiva contra terremoto.
- Desarrollo del primer estudio de vulnerabilidad sísmica estructural, no estructural y funcional de un hospital de Nivel III de complejidad -Hospital de Caldas- en 1990, 1997 y 1998 respectivamente.

- Desarrollo de espectros de respuesta sísmica preliminares de la ciudad, con base en la instrumentación, evaluación preliminar de vulnerabilidad de edificaciones menores y de bahareque por parte de la Universidad Nacional, en 1993 y 1994.
- Realización de la rehabilitación sísmica preventiva de varios establecimientos educativos, como la Universidad de Caldas y otras escuelas públicas de la ciudad. Trabajos realizados en diferentes momentos de la década de los 90.
- Participación en la formulación y puesta en marcha de la Red Sísmica del Eje Cafetero con aportes técnicos de las entidades técnicas y recursos del municipio.
- Impulso del estudio de Amenaza Sísmica y evaluación sismogeotécnica preliminar para la microzonificación sísmica de Manizales con la participación de la Universidad de los Andes en el año 1998.
- Implantación por primera vez en el país de una póliza colectiva de seguros voluntaria para la protección de los inmuebles privados de la ciudad a través del cobro del impuesto predial unificado -Programa Munipredios- en 1999.
- Realización del estudio de vulnerabilidad sísmica y reforzamiento del edificio patrimonial de la Gobernación de Caldas en 1999 y 2000, respectivamente.
- Evaluación de la vulnerabilidad sísmica estructural e inicio del proyecto de reforzamiento de la Catedral Basílica de Manizales en el año 1999 y 2002, respectivamente.
- Orientación de los estudios de comportamiento sísmico de edificaciones de bahareque, con fines de incorporación en las Normas NSR-98, para la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

Sin embargo, para fines de actualización de su código de construcciones y urbanizaciones y, en general, para el diseño sismorresistente en la ciudad, no se han concluido los estudios de microzonificación sísmica, iniciados desde principios de los años 90. Por esta razón, la Alcaldía de Manizales a través de la OMPAD y la Secretaría de Obras Públicas, con un apoyo semilla del Fondo Nacional de Calamidades, y con recursos debidamente establecidos en su plan de desarrollo y banco de proyectos dispuso la culminación de los estudios de microzonificación sísmica. Esto con el fin de poder generar la información

necesaria para adecuar el reglamento local de diseño sismorresistente de acuerdo con las reales condiciones de amenaza sísmica que presenta la ciudad.

1.2 ANTECEDENTES

La zona del eje cafetero se ha visto afectada recientemente por varios sismos intensos entre los que cabe destacar el sismo del 8 de febrero de 1995, que afectó principalmente la ciudad de Pereira y el sismo de enero 25 de 1999, que afectó más severamente a la ciudad de Armenia. Un común denominador de estos eventos ha sido la poca comprensión relativa de sus efectos sobre las edificaciones de municipios cercanos al epicentro. Aún más, la misma interpretación directa de los registros acelerográficos de cada sismo ha sido confusa y con muy pocos argumentos de sustentación en cuanto a las aceleraciones máximas registradas, al contenido frecuencial, a la duración misma de la señal, a la diferencia entre señales en dirección horizontal y vertical y a las atenuaciones observadas, entre otros parámetros.

La necesidad de poder estimar la amenaza sísmica para una localidad determinada, entendiéndose por amenaza la descripción completa de los sismos esperados, incluyendo la aceleración máxima en diferentes puntos, el contenido frecuencial dominante y la duración de la señal y de la fase intensa del sismo, ha conducido a realizar estudios de microzonificación sísmica de las ciudades. Tal es el caso de Bogotá, Medellín, Popayán, Pereira, Armenia, Bucaramanga y ahora Manizales. Estas ciudades han realizado recientemente este tipo de estudios con el objetivo de estimar la amenaza sísmica local incluyendo los efectos de sitio, evaluando los posibles efectos del sismo, no sólo sobre los depósitos mismos de suelo, sino también sobre los taludes, las zonas de relleno, las zonas potencialmente licuables y las zonas con efectos topográficos de consideración.

En particular, las tres principales ciudades del eje cafetero de Colombia: Pereira, Armenia y Manizales, han emprendido diferentes estudios orientados a evaluar su amenaza sísmica. Debido a su emplazamiento tectónico regional y local, a la geología dominante, a las características de los suelos de origen principalmente volcánico y a las demás características geomorfológicas, prácticas constructivas, materiales y métodos de construcción, el riesgo sísmico al que están sometidas estas tres ciudades mantiene varios aspectos muy similares entre sí.

Recientemente se terminaron los estudios básicos de microzonificación sísmica de las ciudades de Pereira y Armenia. Dichos estudios han incluido el análisis de la sismicidad en la región, el estudio del comportamiento sísmico de los suelos y la microzonificación de los mismos, la formulación de normas para el diseño y construcción de edificaciones sismorresistentes acordes con las circunstancias locales, el impulso a la aplicación de

medidas de ordenamiento territorial, la promoción del reforzamiento de las edificaciones existentes y de los sistemas urbanos vulnerables, el diseño de campañas de información y educación pública, y el apoyo a la formulación de planes de gestión de riesgos o prevención y atención de desastres.

El presente informe corresponde a los estudios de microzonificación sísmica propiamente dichos, que servirán tanto para el diseño y construcción sismorresistente en la ciudad, utilizando las Normas NSR-98, como para efectos de dar insumos para la planificación urbana. Son también el punto de partida para una segunda fase de estudios en la cual se puede detallar la microzonificación sísmica mediante la instalación de acelerógrafos y el eventual registro de sismos de magnitud intermedia, que permitan mejorar el nivel de conocimiento que se tiene hasta el momento referente a la respuesta sísmica de depósitos de suelo, efectos de sitio y respuesta de edificaciones ante diferentes señales sísmicas para minimizar el daño severo o el colapso de edificaciones y pérdidas de vidas humanas. Otras fases futuras de los estudios deben incluir la evaluación detallada de la vulnerabilidad de las edificaciones, la generación de escenarios posibles de daños, la formulación de planes de prevención y atención de emergencias en relación con el caso sísmico y el diseño de estrategias de educación e información pública.

1.3 ESTUDIOS PREVIOS

Diversas ciudades del país han iniciado el proceso que involucra la realización de la microzonificación sísmica del área urbana. Este tipo de estudios, fundamental para efectos de normatividad, planificación, evaluación de riesgos y prevención de desastres involucra diversas actividades multidisciplinarias y la participación de un conjunto de especialistas y expertos en diferentes campos de las ciencias y la ingeniería.

Dentro de las ciudades que tienen avances en este tema se pueden mencionar Popayán, Bogotá, Medellín, Cali, Manizales, Armenia, Bucaramanga, Pereira, Dosquebradas y Santa Rosa. Prácticamente la mayoría de ciudades capitales ubicadas en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta han iniciado los estudios necesarios tendientes a la realización de mapas de microzonificación sísmica.

El primer estudio de este tipo en Colombia se desarrolló en la ciudad de Popayán luego del sismo de 1983, que además sirvió de plataforma para la publicación del primer Código Colombiano de Construcciones Sismorresistentes, Decreto Ley 1400 de 1984. Este estudio, desarrollado por la Universidad de los Andes y el Ingeominas con la participación de la Comunidad Económica Europea dio las pautas para el desarrollo de estudios similares en las demás ciudades.

Posteriormente se llevó a cabo el estudio de Microzonificación Sísmica de Bogotá, el cual fue desarrollado también por la Universidad de los Andes y el Ingeominas. Este proyecto financiado por el FOPAE del Distrito Capital y por el Fondo Nacional de Calamidades sirvió para consolidar en el país la metodología de estudio adaptada a las posibilidades nacionales y considerando la escasa información existente especialmente en lo referente a registros de sismos ocurridos, lo cual es de vital importancia para lograr un estudio calibrado a las condiciones locales de cada ciudad.

En forma paralela a la anterior se iniciaron los estudios en ciudades como Cali y Medellín, este último ya terminado. Mientras estaba en proceso de aprobación por parte del Congreso de la República de lo que hoy es la Ley 400 de 1997, se iniciaron los primeros estudios relacionados con la microzonificación sísmica de las principales ciudades del eje cafetero, Armenia, Manizales y Pereira. Dentro de las etapas principales y estudios particulares necesarios para adelantar la microzonificación sísmica de ciudades importantes pueden mencionarse las siguientes:

Estudios Básicos

Dentro de estos se incluyen estudios topográficos, de geología regional, geomorfología, hidrogeología, neotectónica y sismicidad. Este último comprende la sismicidad histórica y la instrumental con los cuales se establece un estudio de amenaza sísmica regional.

Estudios Específicos

Comprende el estudio de las pendientes topográficas, investigaciones geofísicas, investigaciones geotécnicas, estudios de efectos locales de sitio tales como amplificaciones por la presencia de depósitos de suelo blando, por heterogeneidad horizontal en la estratigrafía, por la presencia de taludes o por efectos topográficos superficiales. Los estudios geotécnicos incluyen perforaciones y sondeos, extracción de muestras de suelo, ensayos de laboratorio y ensayos de campo.

Estudios Complementarios y Resultados

Se refiere a la determinación de zonas de inundación y avalanchas, zonas con potencial de licuación, zonas con taludes potencialmente inestables, zonas de relleno, zonas con potencial de amplificación por efectos topográficos y zonas con potencial de amplificación por presencia de depósitos de suelo blando. Cada una de estas zonas se caracteriza desde el punto de vista de la respuesta dinámica de las estructuras, desde el punto de vista de efectos

topográficos particulares y se establecen los posibles efectos sísmicos indirectos como son el potencial de falla de taludes y el potencial de licuación. También se dan las recomendaciones para el diseño sísmo resistente de estructuras en cada una de las zonas.

Con base en la información anterior puede entonces realizarse, con cierto nivel de detalle, la microzonificación sísmica. Debe anotarse que esta zonificación involucra información complementaria a la sísmica como son las zonas de inundación, zonas especiales de reserva, zonas susceptibles a deslizamientos no necesariamente por sismo, zonas de rellenos y aspectos similares.

Uno de los aspectos que resulta de vital importancia, no sólo para el caso de Manizales sino para casi todas las ciudades de Colombia ubicadas en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, consiste en la instalación y operación de equipos acelerográficos que permitan contar en un mediano plazo con señales de sismos reales ocurridos lo cual es de vital importancia para garantizar la confiabilidad y grado de cubrimiento de los estudios analíticos. Estas estaciones deben instalarse en sitios estratégicos, con condiciones geológicas y geotécnicas conocidas y con la debida caracterización de efectos locales especiales cuando existan. Debe garantizarse, igualmente, la instalación de equipos en roca firme y de ser posible en algunas estaciones deben disponerse equipos en profundidad para el estudio de amplificación local en un determinado lugar. Este tema resulta prioritario, exista o no el estudio de microzonificación de la ciudad.

La información básica requerida para adelantar los estudios de microzonificación esta conformada por lo siguiente:

- (a) Estudio geológico de la zona de estudio
- (b) Estudio geomorfológico de la zona de estudio
- (c) Información geotécnica existente de la zona de estudio
- (d) Estudios geofísicos de la zona de estudio
- (e) Información cartográfica de la zona de estudio
- (f) Fotografías aéreas
- (g) Información sísmica regional existente que incluye:
 - sismicidad histórica
 - sismicidad instrumental
 - registros de acelerogramas existentes
 - mapas de isosistas
 - mapas de daños por sismos previos
- (h) Información neotectónica regional
- (i) Estudios de amenaza sísmica local y regional
- (j) Información complementaria tales como red vial principal, ríos, límites del proyecto y otros para la zona de estudio

Para el caso de la ciudad de Manizales la información recopilada incluye los estudios relacionados en las referencias [1.1] a [1.23].

Con respecto a planos e información gráfica se cuenta con la siguiente información la cual se encuentra en la Alcaldía de Manizales:

- Mapa Geotécnico de Suelos de Hidrotec, 1978 - (Plano y memorias).
- Plano geológico – Universidad de Caldas, Manizales. 1992.
- Isosistas del Gran Caldas.
- Líneas de Isosistas para la Ciudad de Manizales.
- Intensidades Sísmicas para el evento de 1979.
- Mapa de Amplificación Sísmica de la Ciudad de Manizales.
- Distribución Fotografías Aéreas en la ciudad de Manizales.
- Zonificación preliminar de la susceptibilidad sísmica de la ciudad
- Escenarios Sísmicos: Barrios, Fallas Geológicas, Zonas de Deslizamiento, Areas de Relleno, Vías, Red de Teléfonos, Red de Acueducto, Tipologías Constructivas

1.4 REFERENCIAS

[1.1]]. AGUIRRE, M. et al

“Modelo tridimensional de las formaciones superficiales en Manizales”, Universidad de Caldas, Facultad de Geología y Minas – PADEM, Manizales. Tesis de Grado, 1993.

[1.2] GUTIERREZ A., Juan C.

"Zonificación Preliminar de la Susceptibilidad Sísmica de la Ciudad de Manizales mediante SIG", Alcaldía de Manizales, Oficina para la Atención y Prevención de Desastres, 1995.

[1.3] HURTADO, Jorge E.

“Análisis de los registros sísmicos de Manizales y recomendaciones para el diseño”. Universidad Nacional de Colombia, seccional Manizales, febrero de 1993.

[1.4] PADEM.

“Plan integral para la prevención de desastres y atención de emergencias de Manizales. Presentación de estudios Geológicos realizados”. Manizales, noviembre 7-9 de 1994.

[1.5] GUZMAN, J.

“Actividad Neotectónica a partir de rasgos morfoestructurales”. Resumen de Tesis.

[1.6] AGUIRRE Yolanda, et al.-PADEM.

“Estudio de la Amenaza Sísmica para la Ciudad de Manizales”, Manizales, Noviembre de 1994, PADEM – Presentación de Estudios Geológicos Realizados.

[1.7] RED SÍSMICA REGIONAL DEL EJE CAFETERO – VIEJO CALDAS Y TOLIMA.

“Registros Sísmicos de Septiembre de 1996 a Octubre de 1997”

[1.8] OSSO. Observatorio Sismológico del Sur - Occidente Colombiano.

Registros Sísmicos. Enero – Febrero de 1997.

[1.9] ARANGO, Wilfer Ignacio, JARAMILLO, Jaime H. Octubre de 1994.

“Taller Internacional sobre Manejo de los Riesgos Naturales en Zonas Urbanas - Sísmicidad Histórica, Manizales,”

[1.10] HIDROTEC.

“Mapa Geotécnico de Suelos, para la ciudad de Manizales”. 1993

[1.11] AGUIRRE, M. et al 1993. Universidad de Caldas, Facultad de Geología y Minas – PADEM, Manizales. Tesis de Grado.

“Modelo tridimensional de las formaciones superficiales en Manizales” ARANGO, Anexo 4. Mapa Geológico Estructural de las Formaciones Superficiales en Manizales, Manizales, 1992.

[1.12] GUTIÉRREZ A., Juan C.

“Escenario Sísmico Manizales. Sistemas de Información Geográfica”, Programa ARCVIEW, 1998.

[1.13] GUTIÉRREZ A., Juan C.

“Distribución de Fotografías Aéreas por fajas para la ciudad de Manizales”. Reunión Informativa, Universidad de Los Andes, Bogotá, 1998.

[1.14] Alcaldía de Manizales

“Estudios de Amenaza Sísmica y Evaluación Sismogeotécnica Preliminar para la Zonificación Sísmica de Manizales”, elaborado por la Universidad de los Andes, 1998.

[1.15] ESPINOSA, Armando

Informe Final Sismicidad Histórica del Eje Cafetero. Julio de 1996, 40 páginas y 20 de anexos.

[1.16] GUZMÁN, Jaime, FRANCO German, OCHOA Margarita,
“Informe Ejecutivo de la Evaluación de Neotectónica de Pereira”, enero de 1998, 83 páginas.

[1.17] CRQ
“Estudio de Microzonificación Sísmica Preliminar de la ciudad de Armenia-Quindío”, elaborado por la Universidad de Los Andes para la CRQ, julio de 1997

[1.18] UNIVERSIDAD DE CALDAS
“Informe final de unidades geomorfológicas y cartografía de formaciones superficiales”, Elaborado por el Departamento de Ciencias Geológicas, Facultad de Ciencias Exactas y Naturales, Universidad de Caldas, marzo de 1997, 39 páginas.

[1.19] GUZMÁN, Jaime
“Estudio geomorfológico de la zona de Pereira”, octubre de 1998, 18 páginas.

[1.20] INGEOMINAS, UNIQUINDIO
“Informe Terremoto del Quindío (Enero 25 de 1999) Informe Técnico científico. Vol. I: Aspectos Geodinámicos Regionales”, elaborado por Ingeominas, Uniquindío, julio de 1999.

[1.21] INGEOMINAS, UNIQUINDIO
“Informe Terremoto del Quindío (Enero 25 de 1999) Informe Técnico científico. Vol. II: Zonificación Sismogeotécnica indicativa para la reconstrucción de Armenia”, elaborado por Ingeominas, Uniquindío, julio de 1999.

[1.22] USAID, OFDA
“Estudio de Microzonificación Sísmica para orientar la reconstrucción de Armenia”, elaborado por la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS, 1999.

[1.23] CARDER
“Estudio de Microzonificación Sísmica de Pereira”, elaborado por la Universidad de los Andes, 1998.

2 OBJETIVO Y ALCANCE

2.1 OBJETIVOS

El principal objetivo de este proyecto es el de realizar la microzonificación sísmica de la zona urbana de Manizales, utilizando las herramientas más modernas y eficientes disponibles en la actualidad, con el fin de contar en un corto plazo con un instrumento para el diseño sismorresistente de las construcciones que se realicen en el área urbana, para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las construcciones existentes y para el ordenamiento urbano general de la ciudad incluyendo la planificación, el desarrollo urbano, la evaluación de riesgos y la prevención de los desastres.

Como objetivos específicos se tienen los siguientes:

1. Evaluar los efectos locales del suelo de acuerdo con las características geotécnicas y geológicas de cada sitio.
2. Analizar los registros de aceleración sísmica disponibles en la ciudad con el fin de establecer posibles correlaciones y puntos de calibración.
3. Identificar los problemas asociados con los efectos sísmicos en la zona bajo estudio. Los principales efectos colaterales normalmente asociados con la respuesta sísmica corresponden a las zonas con potencial de licuefacción, zonas con posibilidades de amplificación topográfica importante, zonas de posibles rupturas superficiales y zonas de respuesta especial tales como rellenos, antiguos humedales y similares. Las zonas potencialmente inestables ante la acción del sismo están por fuera del alcance del presente proyecto.
4. Obtener un mapa general de microzonificación de la ciudad en la cual se presentan las diferentes zonas y se especifican los requisitos y recomendaciones de diseño y construcción en cada una de ellas.

2.2 ALCANCE

Considerando las limitaciones existentes en relación con el tiempo de ejecución y los recursos disponibles, el presente proyecto se desarrolla alrededor de la información existente en el momento del estudio y se concentra únicamente en las actividades que son imprescindibles para alcanzar los resultados deseados. Estas actividades se complementan con desarrollos tecnológicos recientes que permiten una mayor eficiencia y alcance con los mismos recursos.

Las actividades que se desarrollan y que describen el alcance de los trabajos son las siguientes:

- (a) Evaluación detallada de la información existente en relación principalmente a la información geológica y rasgos morfológicos de la zona.
- (b) Evaluación de la información relacionada con la sismicidad regional y local de la zona de estudio.
- (c) Evaluación de la amenaza sísmica de la zona mediante diferentes metodologías disponibles. En particular se desea obtener la aceleración horizontal máxima probable para una probabilidad de excedencia del 10 por ciento en un lapso de 50 años, lo cual corresponde a un período de retorno promedio de 475 años. Esta correspondería a la aceleración máxima de diseño de edificaciones en terreno firme que debe modificarse posteriormente para tener en cuenta los efectos de sitio.
- (d) Investigación geotécnica local, referentes a la posición y espesores de la estratificación dominante y la profundidad de la roca base o de los depósitos competentes de mayor rigidez.
- (e) Investigación del subsuelo mediante ensayos de cono sísmico de penetración el cual para efectos del presente estudio permite mejorar significativamente la efectividad y el rendimiento de la investigación geotécnica.
- (f) Estudio de clasificación y características de los suelos, identificando la presencia de suelos blandos susceptibles de producir amplificación y de suelos granulares saturados y poco compactos, con el fin de establecer la susceptibilidad a la licuación. Esto se adelanta mediante la realización de un número limitado de perforaciones con extracción de muestras para ser ensayadas en el laboratorio. Los ensayos de laboratorio incluyen

los ensayos de clasificación y determinación de propiedades mecánicas clásicas y ensayos especiales para caracterizar el comportamiento dinámico del subsuelo.

- (g) Evaluación del comportamiento dinámico detallado del subsuelo mediante estudios del comportamiento del módulo dinámico de cortante y la capacidad de amortiguamiento histerético de muestras inalteradas representativas del subsuelo en cuestión para lo cual se emplean técnicas tales como ensayos triaxiales cíclicos, ensayos de columna resonante y ensayos de velocidad de onda en laboratorio. Con base en estos resultados se pretende establecer un modelo de comportamiento dinámico de los suelos locales que permita su modelación dinámica.
- (h) Análisis de la respuesta dinámica del subsuelo, empleando en principio la propagación ondulatoria unidimensional, pero soportada por los estudios geotécnicos anotados. De estos estudios se deben deducir los correspondientes espectros para el diseño sismoresistente de edificaciones. Se deben incluir los efectos de amplificación local, mediante análisis cualitativos apropiados que permitan establecer factores de amplificación dominantes del subsuelo.
- (i) Síntesis de los resultados mediante la agrupación en zonas cuyas características sean similares, a las cuales se les puedan aplicar los valores de amplificación promedio deducidos.
- (j) Estudio de los efectos de amplificación generados por accidentes topográficos como pueden ser las laderas, las colinas aisladas y las zonas de relleno que presentan características de amplificación por efectos geométricos.
- (k) Síntesis de los resultados mediante el establecimiento de zonas que conforman la microzonificación, cuya respuesta dinámica sea sensiblemente similar. Cada zona tendrá su especificación de espectro de diseño de edificaciones y de efectos sísmicos que pueden llegar a ocurrir tales como fenómenos de licuefacción, amplificación topográfica o geométrica y otros.

3 NEOTECTONICA Y SISMICIDAD DEL EJE CAFETERO

3.1 INTRODUCCION

La evaluación de la amenaza sísmica regional y local se adelanta con base en la información disponible y en estudios previos realizados. Para efectos del presente proyecto se ha planteado la necesidad de realizar una evaluación regional aproximada con base en los estudios ya realizados de la referencia [ref 3.40] y una valoración, también muy aproximada, de la amenaza local la cual está dominada por fallas activas o potencialmente activas localizadas a muy poca distancia de la ciudad o dentro de la misma área urbana.

Para la evaluación de la amenaza sísmica regional se tiene en cuenta los estudios de la referencia [ref 3.40], en la cual se ha realizado una valoración de la amenaza a nivel nacional mediante la caracterización de macrofuentes sísmogénicas. El catálogo sísmico nacional cuenta con eventos históricos e instrumentales que sirven de base para dicha caracterización global de fuentes, con base en la cual se puede adelantar la evaluación de la amenaza regional. Esta evaluación es de tipo probabilística y el resultado final es la aceleración máxima esperada en el sitio de estudio para un tiempo de exposición determinado con una probabilidad de excedencia preestablecida.

Paralelamente a lo anterior se realizan evaluaciones adicionales siguiendo metodologías alternativas propuestas principalmente por investigadores mexicanos [ref 3.46]. Para el efecto se utiliza además la información de atenuación de aceleraciones obtenida de los acelerógrafos disponibles en la Red Nacional de Acelerógrafos en el tiempo que lleva en operación. Para el efecto se utiliza la información de las referencias [ref 3.43, ref 3.44 y ref 3.45].

De acuerdo con el marco tectónico de la zona resulta clara la posible ocurrencia de sismos de diversas fuentes, bien sea fuentes locales muy cercanas a la ciudad, fuentes de tipo regional ubicadas en la zona de influencia directa o fuentes lejanas con capacidad de generar sismos de alta magnitud. Con respecto a las fuentes lejanas, se hace referencia a la zona de subducción del Pacífico la cual podría generar sismos de magnitud hasta 8.5 o superior como el sismo de Tumaco ocurrido en el año 1906 al cual se le asignó una magnitud de 8.6. Este evento sísmico hipotético generaría una señal de bajo contenido frecuencial y dada su alta duración esperada, podría presentarse el caso de una resonancia sísmica con alguno de los depósitos de suelos blando que tuvieran características de vibración similares al tren de ondas esperado en el sitio.

El presente capítulo desarrolla entonces la evaluación de la amenaza sísmica regional, local y lejana con el fin de estudiar en los siguientes capítulos la respuesta esperada de los diferentes depósitos de suelo típicos de la zona. La evaluación de la amenaza no incluye únicamente la determinación probabilística de la aceleración máxima probable sino la determinación de las señales características correspondientes a las diferentes amenazas sobre la ciudad. Paralelamente y como se mencionó se desarrolla la evaluación de espectros de peligro uniforme a nivel de roca base y de los espectros teóricos de Fourier para cada una de las fuentes y para la globalidad de ellas. Esta información resulta importante para la realización de estudios complementarios al que se presenta.

3.2 NEOTECTÓNICA DEL TERRITORIO COLOMBIANO

El territorio colombiano comprende un dominio continental deformado situado en el límite de tres placas tectónicas mayores (placas Sudamericana, Nazca y Caribe). Los movimientos relativos de estas placas durante el período Cenozoico dieron origen al sistema orogénico de los Andes del Norte, compuesto por distintas cadenas de montaña separadas por valles y depresiones intramontañosas [ref 3.1, ref 3.2, ref 3.3 y ref 3.4] (Figura 3.1). En la actualidad las tres placas mencionadas se están acercando entre sí a velocidades variables [ref 3.5 y ref 3.6], lo cual constituye la causa de la actividad sísmica y tectónica registrada en nuestro territorio.

La placa de Nazca converge hacia el Este con respecto a la placa Sudamericana, a una velocidad de aproximadamente 7 cm/año. La convergencia relativa entre estas dos placas se absorbe parcialmente en la zona de subducción del Pacífico colombiano, donde se han registrado 4 sismos de magnitud vecina de 8 Ms en el último siglo. El resto de la convergencia se absorbe a lo largo de los sistemas de fallas y pliegues activos que se observan en las tres cordilleras y valles interandinos de la cadena Andina Colombiana (Cordilleras Oriental, Central y Occidental; valles del Magdalena y del Cauca).

La placa del Caribe converge en dirección E-SE con respecto a la placa América del Sur, a una velocidad de 1 a 2 cm/año. La convergencia relativa entre estas placas es responsable de la deformación observada en la mitad norte del territorio colombiano. En este sector se destacan algunas cadenas intracontinentales de dirección subperpendicular al vector de convergencia relativa (Serranía de Perijá, Andes de Mérida en Venezuela y la parte norte de la Cordillera Oriental Colombiana).

A continuación se describen las principales provincias sismotectónicas del territorio colombiano, haciendo énfasis en las fallas activas y potencialmente activas observadas en cada sector.

3.2.1 El Oriente De Colombia

Clásicamente el Oriente Colombiano corresponde a terrenos deformados de afinidad continental, situados al este del valle del Cauca, y dentro de los cuales se destacan estructuras tectónicas mayores tales como las cordilleras Oriental y Central [ref 3.7] (Figura 3.1). Estas cordilleras están separadas entre sí por el valle del Magdalena que define una cuenca sedimentaria compresiva limitada por dos frentes cabalgantes de vergencia opuesta situados paralelamente a los piedemontes cordilleranos. El Oriente de Colombia comprende sistemas de fallas activas situados generalmente a lo largo de los flancos de las cordilleras y cuya actividad reciente a sido ratificada por medio de estudios sismológicos y neotectónicos [ref 3.8] (Figura 3.2).

3.2.1.1 El Cratón Sudamericano

Comprende la plataforma continental estable situada al este de la Cordillera Oriental (i.e. Llanos Orientales de Colombia y Venezuela), de la cual hace parte el escudo Guyanés [ref 3.7]. Desde el punto de vista litológico está compuesto de rocas ígneas y metamórficas del precámbrico, suprayacidas por rocas sedimentarias del paleozoico (ocasionalmente con un metamorfismo de bajo grado). Este basamento presenta al nivel de las cuencas hidrográficas del Amazonas y del Orinoco, una secuencia de pliegues suaves y muy amplios de dirección vecina de N-NW, y cuyo origen podría atribuirse a un pandeo de la corteza (litosfera) asociado con los esfuerzos compresivos que afectaron la esquina noroccidental de la placa Sudamericana durante el neógeno (Figura 3.2). Las zonas correspondientes a los sinclinales están recubiertas por una capa relativamente delgada de rocas sedimentarias del cenozoico. El espesor sedimentario aumenta en dirección de la Cordillera Oriental, donde se observan también rocas de origen marino depositadas en las actuales cuencas de los Llanos Orientales y del Putumayo, durante la fase extensiva que se registro a lo largo de la margen noroccidental de Sudamérica [ref 3.9 y ref 3.10].

La deformación reciente y actual del cratón se limita a su borde occidental, donde fallas inversas del Piedemonte de la Cordillera Oriental (i.e. sistema del Piedemonte Llanero), eventualmente se propagan en dirección de los Llanos Orientales generando plegamientos y fallamientos en superficie en terrenos del pliocuaternario (Figura 3.2). En ocasiones se observan fallamientos en la cuenca de antepaís del Piedemonte Llanero, asociados con la reactivación de antiguos accidentes que afectan el basamento paleozoico y precámbrico. Estos accidentes son heredados de antiguas fases de deformación del paleozoico y del mesozoico, teniendo direcciones variables de las cuales se destacan fallas con azimut NE-SW y fallas con dirección cercana de N-S.

3.2.2 La Cordillera Oriental Colombiana

Esta cordillera de origen intracontinental se desprende de la cadena Andina al sur de Colombia, con dirección N-NE. Está separada de la Cordillera Central por el Valle del río Magdalena, cuya amplitud aumenta progresivamente de sur a norte (Figura 3.2). La cordillera está situada en una antigua cuenca extensiva de edad jurásica-cretácea, recubierta de un espesor variable de sedimentos marinos someros y profundos [ref 3.9]. Durante el cenozoico, el contexto tectónico cambió de régimen extensivo a régimen compresivo y las antiguas fallas normales se reactivaron en falla inversa y de rumbo, deformando y plegando las rocas sedimentarias marinas del mesozoico [ref 3.9, ref 3.10, ref 3.11 y ref 3.12]. Varios pulsos compresivos se registraron durante el cenozoico como resultado de la convergencia oblicua de la placa Nazca (Farallones), y del avance de la placa del Caribe. El relieve actual de la Cordillera Oriental resulta de la última fase orogénica Andina que data del plio-cuaternario, y en la cual se generó un levantamiento sustancial del relieve cordillerano [ref 3.13].

La estructura de la Cordillera Oriental está condicionada por la geometría de las antiguas fallas normales y otros accidentes mayores que afectaban el basamento cordillerano. Las principales zonas de debilidad heredadas de fases anteriores tienen direcciones vecinas de NE-SW y N-S. La reactivación de estos accidentes preexistentes durante la fase Andina, es determinante dentro de la estructura actual de la Cordillera. Globalmente la Cordillera se ensancha progresivamente de sur a norte, teniendo un ancho superior a 200 km en la parte norte (zona comprendida entre Tunja y Bucaramanga), donde adquiere su máxima expresión con relieves que alcanzan los 5,500 m de altitud (Sierra Nevada del Cocuy). En esta parte norte la estructura de la Cordillera resulta de la inversión tectónica de dos antiguos grabens de dirección NE (graben del Tablazo-Magdalena al oeste y graben del Cocuy al este), separados por un horst de misma dirección (paleorelieve de Tunja-Santander) [ref 3.9 y ref 3.11]. El espesor de rocas del mesozoico llegaba a más de 7 km en las zonas de mayor subsidencia (i.e. zonas externas de los grabens), y entre 2-4 km sobre el horst situado en la actual zona axial de la Cordillera.

Igualmente se observan algunas cuencas compresivas intracordilleranas limitadas por fallas inversas, donde se acumularon espesores importantes de sedimentos terciarios [ref 3.14]. El acortamiento total de la parte norte de la Cordillera Oriental durante el Cenozoico es del orden de 80-100 km en dirección perpendicular a la cordillera, y el movimiento de las fallas mayores es predominantemente inverso. La tectónica de la parte norte está probablemente muy influenciada por la convergencia relativa de la placa del Caribe, la cual generó un movimiento de rumbo apreciable a lo largo de la falla Santa Marta - Bucaramanga (lateral izquierda). El amortiguamiento del movimiento de rumbo es responsable de parte del acortamiento cordillerano, y en particular de las fallas inversas que se observan entre el valle del Magdalena y el sector de Tunja.

Al Sur del área de Tunja (entre Tunja y el páramo de Sumapaz al sur de Bogotá), la cordillera presenta un ancho menor y una estructura diferente, ya que el horst de Tunja-Santander no está presente en este sector. Los sistemas de falla observados en los flancos de la cordillera son relativamente continuos existiendo zonas de relevo con las fallas situadas más al norte, y cambios de dirección. En particular existe una flexión del sistema de fallas del Valle del Magdalena que tiene azimut NE-SW al oeste del área de Tunja, y azimut N-S al oeste de Bogotá.

Al sur del Páramo de Sumapaz el ancho de la cordillera es bastante menor (60 km), la altitud del relieve no supera los 2500 - 3000 m, y se observan fallas mayores de alto ángulo, movimiento lateral derecho y dirección NE. La geometría de este segmento de cordillera es semejante a una estructura en flor, con fallas de rumbo de dirección NE en la zona axial y fallas inversas de dirección NS hacia el Piedemonte Llanero y la cuenca del Putumayo (i.e., la falla inversa que limita el flanco oriental de la serranía de la Macarena) [ref 3.10 y ref 3.15].

La actividad actual y reciente de la Cordillera Oriental tiende a concentrarse en vecindad de los piedemontes cordilleranos, a lo largo de dos sistemas de falla conocidos como el sistema del Piedemonte Llanero al oriente y el sistema del Valle del Magdalena al occidente.

A - El Piedemonte Llanero

Este dominio geológico comprende un sistema de fallas y pliegues activos que se extienden desde el Ecuador hasta Venezuela, limitando el cratón de los primeros relieves cordilleranos de la Cadena Andina. En Colombia, constituye un sistema intracontinental particularmente sismogénico y para el cual se tiene un extenso inventario de indicios y evidencias de actividad tectónica reciente, tales como escarpes de falla, lomos de presión y rasgos característicos de fallamiento de rumbo (i.e., valles y corrientes alineadas y desplazadas, cuencas de tracción, etc.) [ref 3.8 y ref 3.16].

La cinemática de las fallas del Piedemonte Llanero es variable, distinguiéndose tres zonas principales (Figura 3.2) :

- Al sur de Colombia el sistema está caracterizado por fallas inversas de dirección N-NE y vergencia hacia los Llanos Orientales, de las cuales se destacan las fallas de Mocoa y Florencia, que afectan y levantan el basamento precámbrico de la Cordillera (i.e., macizo de Garzón) [ref 3.10]. Una característica esencial de este sector es la presencia de fallas de rumbo de alto ángulo y azimut NE, situadas hacia la zona axial de la Cordillera y el Valle Superior del Magdalena. Estas fallas de rumbo, de las cuales las más importantes son las de

Altamira - Algeciras y Sibundoy, tienen una tasa de actividad alta y un potencial sísmogénico considerable [ref 3.15].

- De Villavicencio hacia el norte el sistema del Piedemonte Llanero está caracterizado por fallas esencialmente inversas de azimut NE y vergencia hacia los Llanos Orientales (Figura 3). Estas fallas están dispuestas en relevo compresivo (en echelon), de manera a absorber progresivamente el movimiento lateral derecho de los segmentos situados al sur. Se destacan los sistemas de Servitá - Santa María, Guicáramo y Yopal, cada uno de los cuales presenta diferentes segmentos activos y potencialmente activos (que serán estudiados posteriormente).

- Hacia la frontera con Venezuela la dirección de las fallas activas más externas cambia progresivamente de azimut NE-SW a N-S. Estas fallas terminan contra nuevos accidentes de dirección NW-SE y movimiento inverso sinistral con vergencia hacia los llanos de Venezuela. Hacia la cordillera se observan nuevas fallas de dirección N-S con vergencia al NE, que contribuyen a la formación del relieve cordillerano que, en este sector, presenta una geometría en forma de cuña o boomerang. En esta zona se define un nuevo brazo de cordillera de dirección N-NW conocido como el Macizo de Santander, limitado al este por la falla Santa Marta - Bucaramanga.

A continuación se describen los principales segmentos activos del sistema del Piedemonte Llanero en Colombia [ref 3.8 y ref 3.17]:

Fallas de Florencia y Mocoa : Fallas inversas con buzamiento hacia la cordillera y ángulo de inclinación entre moderado y alto (30° - 45°), que se enraízan en el basamento cristalino precámbrico [ref 3.10]. El sistema se extiende paralelamente al piedemonte limitando el borde oriental del macizo de Garzón, y se prolonga hacia el sur hasta el Ecuador donde empata con cabalgamientos N-S. Las fallas presentan una componente de rumbo lateral derecha, que se amortigua en fallas de cabalgamiento de dirección N-S y vergencia al oriente tales como las de Payara (que limita el flanco oriental del macizo de Garzón) y la falla que limita el flanco oriental de la serranía de la Macarena.

Sistema de Algeciras - Altamira : Las fallas de Algeciras - Altamira (Suaza) se extienden en dirección NE desde el Valle Alto del Magdalena (flanco occidental del macizo de Garzón), hasta prácticamente el Piedemonte Llanero al sur de Acacías, donde limitan el costado suroriental del macizo de Quetame. Estas fallas de alto ángulo presentan un movimiento dominante lateral derecho, limitando el bloque constituido por el macizo de Garzón - serranía de la Macarena al SE, del conjunto Alto Magdalena - macizo de Quetame al NW. Los estudios neotectónicos de este accidente sugieren una tasa de actividad alta (superior a 1 mm/año) y magnitudes máximas probables del orden de 7 Ms [ref 3.15].

Sistema de Servitá - Santa María : Se extiende desde el sur de Acacías hasta el norte de Santa María limitando el costado oriental del macizo de Quetame (Figura 3.3); está constituido por diversos segmentos de falla inversa de dirección N 20° - 40° E y vergencia hacia los Llanos Orientales. En el sector de Acacías el sistema tiene dirección vecina de N-S y absorbe parcialmente el movimiento de rumbo lateral derecho del sistema de Algeciras situado más al sur. Entre Villavicencio y Restrepo el sistema está caracterizado por varios (3 o más) segmentos imbricados, con buzamiento entre 30°-45° NW, que probablemente se desprenden de un mismo plano en profundidad. El segmento de Guayuriba es el más externo y presenta evidencias de fallamiento inverso en terrenos cuaternarios; el segmento de Servitá cuya traza esta situada 1-2 km hacia la cordillera presenta rasgos que indican la existencia de una componente de rumbo lateral derecha, asociada probablemente al amortiguamiento del sistema de Altamira. Estos segmentos se prolongan hacia Santa María situada al NE, adentrándose en la Cordillera y presentando progresivamente un menor grado de actividad reciente. En vecindad de Santa María se distinguen de este a oeste los segmentos de Tesalia, Lengupá y Santa María, los cuales presentan algunos indicios geomorfológicos de actividad tectónica reciente.

Sistema de Guaicáramo : Está constituido por varios segmentos de falla inversa de dirección NE y buzamiento al NW, en dirección de la Cordillera (Figura 3.3). Los planos de falla inversa reactivan antiguas fallas normales de ángulo vecino de 45° que afectaban el basamento cristalino y que constituían el límite oriental del graben del Cocuy. El sistema se inicia con el segmento de Guaicáramo Sur situado al Este de la falla de Santa María, en donde define el límite más externo del piedemonte cordillerano. Luego se prolonga hacia el NE, internándose ligeramente hacia la Cordillera (segmentos de Guaicaramo Centro y Guaicaramo Norte). El segmento de Guaicaramo Centro, cuya longitud es de unos 80 km, se considera como uno de los más activos del sector en virtud de la calidad y extensión de rasgos neotectónicos observados tales como rupturas y basculamientos en terrenos cuaternarios. Con base en los rasgos de actividad en superficie se le ha estimado una magnitud máxima probable de 7.2 Ms y un período de retorno de alrededor de 1000 años, para una tasa de actividad del orden de 2 mm/año.

Sistema de Yopal : Constituye el sistema activo más externo de la cordillera a partir del sector de Agua Clara hasta el límite con Venezuela (Figura 3.3). Corresponde a un tren de fallas inversas de ángulo moderado a bajo, que se desprenden en profundidad de segmentos más internos y de mayor ángulo de inclinación (i.e. falla de Guaicáramo). Los principales segmentos pertenecientes a este sistema son, de sur a norte, los de Cusiana (San Pedro), Yopal y la falla Frontal de la Cordillera. La falla de Cusiana corresponde a una escama de la falla de Guaicáramo que se ramifica a una profundidad del orden de 20 km, afectando sucesivamente el basamento paleozoico y toda la secuencia cenozoica incluyendo un espesor de varios kilómetros de depósitos del pliocuaternario. El segmento de Yopal es un poco más interno con respecto al de Cusiana, desprendiéndose en profundidad de la falla de

Guaicáramo a lo largo de un nivel de despegue subhorizontal en rocas del cretáceo. Estos segmentos presentan numerosas evidencias de actividad tales como escarpes de falla y abombamientos anómalos de cuaternarios recientes. En el sector de Río Chiquito al sur de Aguazul y sobre la traza de la falla Yopal, se observan conglomerados cuaternarios deformados presentando cantos cizallados y fracturados en superficie (Figura 3.2). El análisis de las micro-fallas observadas a la escala del afloramiento es coherente con esfuerzos compresivos de dirección E-SE compatibles con el movimiento inverso dominante del sistema del Piedemonte Llanero en este sector. Adicionalmente, la fracturación de cantos en superficie sugiere que la magnitud de los esfuerzos que generaron esta deformación fue particularmente intensa y está probablemente asociado a rupturas superficiales asociadas a sismos sucesivos a lo largo del segmento en cuestión. Las magnitudes máximas probables para estos segmentos oscilan entre 7-7.2 Ms, con períodos de retorno del orden de 1000 años considerando tasas de actividad de 2 mm/año. Todos estos valores de amenaza sísmica deben ser corroborados mediante análisis de trincheras de falla.

B - El Valle Del Magdalena (Flanco Oriental)

Al igual que el sistema del Piedemonte Llanero, el flanco oriental del Valle del Magdalena está caracterizado por diversos sistemas de falla que constituyen el límite occidental de la Cordillera Oriental (Figura 3.4). El Valle Alto, al SW de Colombia está caracterizado esencialmente por fallas de rumbo lateral-derechas de las cuales se destacan los segmentos de Algeciras - Altamira (descritos anteriormente) y la de Suaza. Estas fallas presentan una ligera componente inversa con vergencia al occidente de manera a levantar el relieve cordillerano al oriente.

La prolongación de estas fallas al suroccidente de Colombia se observa en la Cordillera Andina al oriente de Pasto, donde varios segmentos subverticales muestran evidencias de fallamiento activo lateral-derecho (i.e. fallas de Guáitara, Afiladores y Sibundoy).

Entre los valles Alto y Medio del Magdalena (al oeste de Bogotá), la Cordillera Oriental está limitada por fallas inversas de azimuth N-S y buzamiento moderado al oriente (30° E), con vergencia hacia el Valle del Magdalena. Se destacan, de este a oeste, los segmentos de Bituima, Alto del Trigo, Cambao, Cambras y Honda [ref 3.8] (Figura 3.4). La actividad tectónica reciente de estos segmentos es baja a moderada, existiendo mayor cantidad de rasgos en los accidentes situados hacia el piedemonte occidental de la Cordillera Oriental (i.e., falla de Honda).

El segmento norte de la Cordillera (entre Tunja y Bucaramanga) está también limitado por fallas inversas cuya traza se observa sobre el costado oriental del Valle Medio del Magdalena. Este conjunto de fallas de dirección promedio N30°E y buzamiento moderado

(30° E-SE) se conoce globalmente como el sistema de Salinas, el cual constituye la prolongación norte de los segmentos de Bituima - Alto del Trigo. La actividad de estas fallas es entre baja y moderada, existiendo una actividad sísmica de corteza asociada a este sistema. En este sector el Valle del Magdalena es relativamente amplio (> 50 km), estando caracterizado por pliegues suaves de eje $N20^{\circ}-30^{\circ}E$ en rocas sedimentarias del Terciario Superior, situadas sobre el costado oriental del Valle. El río Magdalena, por su parte, está confinado al occidente del valle. Estas características estructurales sugieren la existencia de fallas inversas “ciegas” de dirección N-NE con vergencia al occidente, situadas bajo el valle medio y responsables del levantamiento y plegamiento del costado oriental del Valle. Estas fallas hacen parte de la Cordillera Oriental y son responsables de la sismicidad de corteza observada en el Valle Medio del Magdalena.

C - La Zona Axial De La Cordillera

Distintos accidentes geológicos mayores han sido descritos en la zona axial de la Cordillera, cuyo funcionamiento durante la fase Andina es incontestable [ref 3.14]. Sin embargo, en cuanto a actividad reciente se refiere, son relativamente escasos los indicios morfotectónicos de fallamiento activo, sugiriendo que los accidentes en cuestión tienen tasas de actividad baja a moderada (en el mejor de los casos). El sector de Bogotá cabe destacar la falla Bogotá, cabalgamiento N-S con vergencia al occidente cuya traza limita el borde oriental de la Sabana de Bogotá donde se encuentra ubicada la ciudad. Este accidente afecta terrenos cuaternarios recientes a la altura de la calle 127 (barrio Usaqué) donde el cabalgamiento pliega un depósito superficial lacustre. La actividad antrópica dificulta la observación de rasgos morfotectónicos que en este sector aparecen generalmente como débiles. Hacia el páramo de Sumapaz también se observan algunos rasgos neotectónicos (i.e. morrenas desplazadas) a lo largo de la falla La Cajita, cabalgamiento de dirección N-S.

En el sector Norte de la Cordillera Oriental (Tunja - Bucaramanga) se tienen varios accidentes tectónicos mayores que fueron activados durante la fase orogénica Andina, aun cuando la actividad reciente se limita a ciertos segmentos en particular. Las Fallas de Boyacá y Soapaga presentan rasgos neotectónicos de carácter débil lo cual sugiere una tasa de actividad baja. Ambos accidentes corresponden a fallas inversas de dirección NE y buzamiento al NW, que se desprenden al norte de la falla Santa Marta - Bucaramanga.

La falla Suárez, cabalgamiento de dirección $N20^{\circ}E$ y vergencia al oriente, constituye un segmento activo que se extiende hacia el sur de Bucaramanga, presentando cuaternarios cabalgados en superficie al sur de Bucaramanga (Girón).

3.2.3 Cordillera Central

Constituida de un basamento polimetamórfico que registra actividad volcánica y tectónica reciente, asociada directamente con la convergencia entre Nazca y Sudamérica [ref 3.7]. El carácter volcánico de la Cordillera Central está asociado al proceso de subducción de sedimentos marinos a lo largo de la zona de subducción de Nazca al occidente de Colombia. A continuación se estudiarán los principales sistemas de falla de la Cordillera Central que están situados principalmente a lo largo de los flancos y piedemontes cordilleranos. La actividad tectónica reciente de estas fallas es generalmente entre baja y moderada, destacándose los sistemas de falla inversa y algunas fallas de rumbo.

A - El Valle Del Magdalena (Flanco Occidental)

Desde el punto de vista tectónico esta región está definida por un sistema de fallas de dirección media N20°E, que se extiende a lo largo de 700 km limitando los Valles Alto y Medio del Magdalena. Las fallas observadas tienen un movimiento actual predominantemente inverso con vergencia hacia el Oriente, con algunas excepciones correspondientes a accidentes de rumbo que atraviesan el eje de la cordillera (Figura 3.2 y Figura 3.4). En el Valle Alto del Magdalena se destacan los segmentos de Chusma, La Plata y Dina [ref 3.16], correspondientes a fallas de cabalgamiento imbricadas y de buzamiento intermedio al occidente.

Dentro de los accidentes transversos al eje de la cordillera se destaca la falla de Ibagué, accidente subvertical de dirección N70°E y movimiento lateral derecho, el cual presenta abundantes evidencias de movimiento lateral derecho [ref 3.18 y ref 3.19]. Una primera estimación del *alea* sísmica de esta falla indica una magnitud máxima probable del orden de 7 Ms con períodos de retorno de aproximadamente 1000 años para una tasa de actividad superior a 1 mm/año.

En el Valle Medio del Magdalena se observan los segmentos de Mulatos, Palestina y Cimitarra. La falla de Mulatos tiene dirección media N-S y presenta rasgos débiles de actividad, levantando y basculando una antigua superficie de erosión (mioceno) situada al occidente sobre el bloque cabalgante.

La falla de Palestina corresponde a un accidente de dirección N5°E que se extiende a lo largo del flanco oriental de la cordillera, desde el oriente del Parque de los Nevados (Nevado del Ruiz) en dirección paralela al piedemonte cordillerano [ref 3.20]. El segmento norte de este sistema recorre el flanco occidental de la serranía de San Lucas. La falla tiene buzamiento alto hacia el occidente, y su movimiento actual es inverso con componente de rumbo lateral derecha y vergencia hacia el Valle del Magdalena (com. pers. G. París). El movimiento de este accidente es compatible con un campo de esfuerzos cuya dirección

principal compresiva es cercana de ESE, como resultado de la convergencia entre caribe y Sudamérica. La tasa de actividad actual para la falla de Palestina es baja.

B - El Valle Del Cauca - Patía (Al Oriente)

La Cordillera Central está limitada al Occidente por el sistema de fallas de Romeral (*sensu stricto*), el cual se extiende a lo largo del borde oriental de los valles del Cauca y del Patía [ref 3.21 y ref 3.22] (Figura 3.2). El sistema de Romeral corresponde a una antigua sutura que pone en contacto rocas de afinidad oceánica al occidente con rocas continentales de basamento al oriente. En términos generales las fallas tienen dirección N-NE al suroccidente de Colombia y N-S a N-NW hacia el norte de la Cordillera. El movimiento actual de Romeral es predominantemente inverso, con vergencia hacia el valle del Cauca [ref 3.23 y ref 3.24]. Las tasas de actividad de los segmentos activos y potencialmente activos de Romeral oscila entre moderada y baja, aun cuando varios sismos destructores han sido atribuidos a este sistema. Algunos de los principales segmentos activos y potencialmente activos de Romeral son (de sur a norte) : Buesaco, Cauca - Almaguer, Silvia - Pijao, Guabas - Pradera, Quebrada Nueva, Manizales - Aranzazu y Espíritu Santo. Muchas de estas fallas aparecen como trazas paralelas situadas en un corredor de amplitud variable, y confinadas al flanco occidental de la Cordillera Central y al borde oriental del Valle del Cauca. En algunos sectores la disposición geométrica de las fallas corresponde a cabalgamientos imbricados con vergencia al occidente, que derivan de uno o varios planos principales que se enraízan bajo la Cordillera Central. De hecho el cauce del río Cauca está situado hacia el occidente del valle, probablemente a causa de la actividad tectónica inversa de los cabalgamientos de Romeral que levantan el sector oriental del Valle del Cauca. Igualmente, el movimiento reciente de las fallas presenta una componente de rumbo que al sur occidente parece lateral derecha en cuanto que al norte tiende a ser lateral izquierda [ref 3.24].

Adicionalmente se observan fallas normales de dirección oblicua con respecto al Valle del Cauca, las cuales resultan de movimientos diferenciales de rumbo a lo largo de Romeral.

3.2.4 El Occidente De Colombia

Corresponde a los terrenos de afinidad oceánica situados al oeste de Romeral. Estos terrenos fueron acrecidos al continente durante varios episodios de colisión ocurridos durante el cretáceo y el terciario [ref 3.25]. Los sistemas de falla preponderantes corresponden usualmente a suturas entre bloques, que han sido reactivadas durante la fases tectónicas reciente y actual.

3.2.4.1 La Cordillera Occidental

Constituida esencialmente de rocas ofiolíticas del cretáceo superior deformadas en épocas recientes por la convergencia de Nazca en dirección del continente [ref 3.7]. Presenta un relieve relativamente estrecho cuya altitud promedio es de 2,700 m, y está limitada al oriente por el Valle del Patía y del Cauca y al occidente por la faja costera del Pacífico.

A - El Valle Del Cauca - Patía (Al Occidente)

Caracterizado por sistemas de fallas activas y potencialmente activas cuyas trazas son paralelas a los segmentos de Romeral observados hacia el oriente (algunos autores incluyen estas fallas dentro del sistema Romeral) (Figura 3.2). Al suroccidente de Colombia se destacan las fallas de Cauca - Patía de dirección N-NE, mostrando expresiones geomorfológicas moderadas a débiles que sugieren un movimiento de rumbo lateral derecho en algunos de sus tramos [ref 3.22]. Estas evidencias son compatibles con el movimiento de las fallas de rumbo observadas en el Valle Alto del Magdalena al oriente. Cabe destacar el segmento de Rosas - Julumito, falla inversa de dirección N-S y vergencia al oriente, y a la cual se le atribuye el sismo de Popayán del año 1983 ($M_b = 5.5$), cuyos efectos causaron destrucción y pérdidas considerables en el sector [ref 3.26].

Más hacia el norte se observan otros segmentos tales como las fallas de Toro, Mistrató y Apía, cuya cinemática es eminentemente inversa con vergencia al oriente (hacia el Valle del Cauca), y cuyas tasas de actividad oscilan entre moderada y baja [ref 3.24]. En este sector el sistema de fallas al occidente del Valle del Cauca es menos activo que el sistema de Romeral.

Existen algunas trazas oblicuas con respecto a la cordillera tales como los segmentos de Garrapatas y La Argelia, de dirección media NE, asociados con el emplazamiento del bloque del Chocó que comprende esencialmente la serranía del Baudó y el valle del Atrato. Estas fallas tienen movimiento inverso - dextral y se amortiguan en fallas inversas observadas en el flanco oriental de la cordillera.

Al norte de Cali se observa el sistema de Dagua - Calima que corresponde a una falla normal de traza cóncava hacia el Valle del Cauca, que afecta la mitad oriental de la cordillera [ref 3.22]. La dirección media de este sistema es paralela al Valle del Cauca, teniendo buzamiento intermedio a alto hacia el oriente. El movimiento en falla normal de este sistema podría estar asociado con el movimiento inverso de un cabalgamiento subyacente con vergencia hacia el Valle del Cauca. Esta hipótesis es viable en la medida en que el plano de cabalgamiento presente una disminución del ángulo de inclinación hacia la superficie (bajo la cordillera).

B - El Flanco Occidental De La Cordillera

Está limitado por diversos segmentos de falla inversa con buzamiento al este en dirección del relieve cordillerano (Figura 3.2). Al suroccidente de Colombia se observan los sistemas de El Tambor y Junín - Sambiambí, los cuales cabalgan con vergencia al occidente. Al norte de la cordillera aparece el segmento de falla del Atrato, el cual corresponde a un cabalgamiento con vergencia al oeste y buzamiento intermedio hacia el este [ref 3.25]. La falla del Atrato presenta una componente lateral - izquierda en el extremo norte de la Cordillera, donde se observan otros accidentes activos tales como la falla de Murindó. Este último accidente de dirección N-S corresponde a una falla de alto ángulo al oriente y de movimiento dominante lateral izquierdo (con una ligera componente inversa), que fue activada durante el sismo de Murindó en 1992.

3.2.5 La Serranía Del Baudó

Corresponde a un bloque exótico acrecido contra el continente durante el terciario superior. Está limitada al occidente por la falla del Baudó, cuya tasa de actividad parece baja ya que los depósitos superficiales recientes no están sustancialmente deformados [ref 3.25].

3.2.6 El Prisma De Acrecimiento Del Pacífico

Abarca una faja paralela a la costa pacífica, que se extiende mar adentro hasta la fosa colombiana situada a unos 4,000 m de profundidad y a una distancia media de la costa de 80-150 km [ref 3.27] (Figura 3.2). El prisma ha sido identificado en su parte norte, donde estudios de perfiles sísmicos obtenidos en mar han señalado la existencia de un apilamiento sedimentario deformado por fallamientos inversos con vergencia al oeste y componente de rumbo lateral izquierda [ref 3.28]. La falla de subducción subyacente al prisma tiene ángulo débil y es responsable de la ocurrencia de los grandes sismos de subducción que han sido registrados, en particular, en la zona de Tumaco al sur de Colombia.

3.2.7 El Norte De Colombia

Corresponde a la región aledaña al mar Caribe, la cual está influenciada mayormente por la convergencia relativa entre las placas Caribe y Sudamérica . Esta zona está caracterizada por una deformación continental que se observa a lo largo de brazos cordilleranos bien definidos y grandes accidentes de rumbo que absorben parcialmente la convergencia entre las dos placas mencionadas [ref 3.29]. A continuación se describen las principales estructuras tectónicas observadas en este sector.

3.2.7.1 El Bloque De Maracaibo

Este bloque de geometría triangular está limitado por cadenas de montaña y grandes fallas de rumbo activadas durante la fase de deformación Andina. Los Andes de Mérida en Venezuela constituyen el límite SE del bloque, destacándose la falla de Boconó como la más activa de este sector (Figura 3.1). Este accidente subvertical de dirección media N50°E y movimiento lateral derecho, está situado a lo largo del eje cordillerano y tiene una tasa de actividad reciente del orden de 7 mm/año (com. pers. J.P. Soulas). La estructura de los Andes de Mérida se asemeja a una “flor” (flower structure) en la cual se observan fallas de cabalgamiento de vergencias opuestas en los dos piedemontes de las cordilleras [ref 3.30 y ref 3.31].

El límite norte del bloque corresponde a las fallas de Oca - Ancón, accidentes subverticales de dirección E-W, sentido de movimiento lateral derecho y tasa de actividad promedio del orden de 2 mm/año para el sistema [ref 3.32.] (Figura 3.1). La falla de Oca absorbe parte del movimiento relativo del Caribe hacia el Este con respecto a Sudamérica.

Por último, el sistema de fallas de Santa Marta - Bucaramanga limita el costado SW del bloque de Maracaibo. Este accidente subvertical de dirección N-NW presenta numerosos rasgos de actividad tectónica reciente en sentido lateral izquierdo. El movimiento de rumbo de esta falla se absorbe a lo largo de las fallas inversas del norte de la Cordillera Oriental (sistema del Valle Medio del Magdalena).

El movimiento conjugado de Boconó y Santa Marta - Bucaramanga genera la extrusión relativa del bloque de Maracaibo hacia el norte. La esquina sur del bloque está caracterizada por una deformación compresiva que se absorbe, en particular a lo largo del Macizo de Santander (Figura 3.1). Este relieve cordillerano de dirección N-NW está caracterizado por fallas inversas de vergencias opuestas a lo de sus piedemontes, y fallas de rumbo de dirección N-NW y sentido lateral izquierdo.

La serranía de Perijá corresponde igualmente a un sistema independiente de dirección NE, situado al oeste del lago de Maracaibo, y que se extiende entre las trazas de Oca y Santa Marta - Bucaramanga. Perijá está caracterizada por fallas inversas de dirección NE paralelas a los piedemontes y con vergencias opuestas. De estas se destaca el sistema Ranchería, que cabalga en dirección del valle del Cesar - Ranchería al NW [ref 3.33] (Figura 3.1 y Figura 3.2).

Por último, la Sierra Nevada de Santa Marta corresponde a un relieve triangular cuya geometría se asemeja a una punta de barco, situado sobre la esquina NE del bloque de Maracaibo. El relieve de la Sierra cuya altitud alcanza 5,800 m, resulta de la indentación

del bloque de Maracaibo en dirección del Caribe a lo largo de las dos fallas de rumbo de sentido conjugado que lo bordean.

3.2.7.2 El Cinturón Plegado Del Sinú - San Jacinto

El Caribe Colombiano presenta, al igual que el Occidente, terrenos de afinidad oceánica que fueron acrecidos contra las rocas que conformaban la antigua margen continental [ref 3.7]. Los cinturones plegados del Sinú y San Jacinto corresponden a relieves cordilleranos someros situados paralelamente a la costa Caribe de Colombia. El límite entre rocas continentales y oceánica en este sector corresponde a la prolongación hacia el norte del sistema de Romeral descrito anteriormente. Estas fallas tienen tasas de actividad probablemente bajas en razón de la poca altitud de los relieves aledaños y de la escasez de rasgos de actividad tectónica en superficie.

3.2.7.3 El Prisma De Acrecimiento Del Caribe

El acercamiento de la placa Caribe en dirección E-SE ha generado la formación de un prisma de acrecimiento oceánico que presenta rasgos de actividad inversa con vergencia hacia el Caribe a lo largo del sistema de fallas que limita la zona externa del prisma [ref 3.33] (Figura 3.1 y Figura 3.2) . Esta actividad tectónica implica un proceso de subducción lenta de la placa del Caribe bajo los cinturones plegados del Sinú y de San Jacinto. Sin embargo no se tiene registro de actividad sísmica que indique la geometría del plano de subducción en vecindad de la costa Caribe.

3.3 SISMICIDAD DEL TERRITORIO COLOMBIANO

De acuerdo con la información disponible en los catálogos de sismicidad colombiana, numerosos sismos de magnitud superior a 7.0 han sido atribuidos a los sistemas de fallas del territorio Colombiano. La Figura 3.5 y la Tabla 3.1 ilustran los mayores eventos sísmicos compilados a partir de sismicidad histórica e instrumental.

El análisis de esta información muestra que existen fundamentalmente dos tipos de eventos sísmicos dentro del contexto tectónico de nuestro país:

- Los sismos relacionados con la zona de subducción de Nazca cuyas profundidades aumentan progresivamente desde la Costa Pacífica hacia la Cordillera de Los Andes.
- Los sismos relacionados con los sistemas de fallas que afectan la corteza continental plegada y deformada a lo largo y ancho de las cordilleras colombianas.

Tabla 3.1
Sismos con magnitud mayor o igual que 7.0 en el Catálogo Colombiano

AÑO	FECHA		EPICENTRO	LAT N	LONG W	PROFUNDIDAD	INTENSIDAD	MAGNITUD
	MES	DIA						
1644	Enero	16	Herrán (Norte de Santander)	7.4	72.7	0	IX	7.0
1644	Marzo	16	Chipaque (Cundinamarca)	4.5	74.0	0	IX	7.0
1724	Noviembre	0	Chita (Boyacá)	6.2	72.5	0	X	7.7
1785	Julio	12	Páramo de Chingaza (Cund)	4.7	73.8	0	IX	7.0
1805	Junio	16	Honda (Tolima)	5.3	74.5	0	IX	7.0
1827	Noviembre	16	Queb. Santa Ana (Caquetá)	1.9	75.6	0	X	7.7
1834	Enero	20	Sibundoy (Putumayo)	1.3	76.9	0	X	7.7
1868	Agosto	15	Tulcán (Ecuador)	0.8	77.7	0	IX	7.0
1875	Mayo	19	Cúcuta (Norte de Santander)	7.9	72.5	0	X	7.7
1904	Enero	20	O. Pacífico (Lim Col-Ecua)	7.0	79.0	0	---	7.8
1906	Enero	31	O. Pacífico (Lim Col-Ecua)	1.0	81.5	25	IX	8.6
1911	Abril	10	Límite Colombia-Venezuela	9.0	74.0	100	IX	7.2
1911	Abril	28	Amazonía Colombiana	0.0	71.0	600	VIII	7.1
1917	Agosto	31	Páramo de Sumapaz (Cund.)	4.3	74.2	0	IX	7.3
1924	Enero	13	Cumbal (Nariño)	0.9	77.8	0	IX	7.0
1938	Febrero	5	Támesis (Antioquia)	4.5	76.3	160	VIII	7.0
1942	Mayo	14	O. Pacífico (lim Col-Ecua)	0.8	81.5	25	IX	7.9
1943	Mayo	2	O. Pacífico (Sur Panamá)	6.5	80.0	0	---	7.1
1947	Julio	14	Río Pasto (Nariño)	1.4	77.3	0	IX	7.0
1950	Julio	9	Cerro El Viejo (Norte Sant)	7.9	72.6	41	IX	7.0
1958	Enero	19	O. Pacífico (Sur Panamá)	1.4	79.3	60	IX	7.8
1967	Febrero	9	Vegalarga (Huila)	2.9	74.8	36	X	7.1
1970	Septiembre	26	Bahía Solano (Chocó)	6.4	77.5	8	VIII	7.0
1970	Septiembre	27	Bahía Solano (Chocó)	6.4	77.4	8	VIII	7.0
1974	Julio	13	Juradó (Chocó)	7.8	77.6	12	VIII	7.3
1976	Julio	11	Límite Colombia-Panamá	7.4	78.0	3	---	7.0
1979	Diciembre	12	O. Pacífico (lim Col-Ecua)	1.6	79.4	24	IX	7.7
1991	Noviembre	19	Orupá (chocó)	4.6	77.4	15	---	7.1
1992	Octubre	18	Murindó (Chocó)	7.1	76.8	10	X	7.3
1994	Junio	06	Paez (Cauca)	2.85	76.07	1	---	7.0

Las magnitudes de los sismos de subducción son considerables, habiéndose registrado cuatro sismos de magnitudes superiores o vecinas de 8.0 en el último siglo. Estos sismos, cuyos epicentros están situados al Suroccidente de Colombia (zona de Tumaco), se sitúan a lo largo de la falla que separa la placa oceánica que subduce de la placa continental suprayacente. La profundidad de estos sismos considerados “interplaca” está en el rango comprendido entre 10 y 60 km. Nótese la presencia de sismos de profundidad mayor de 60 km en la Zona de Subducción de Nazca y en particular bajo las cordilleras Occidental y Central de Colombia (Corte A-A’, Figura 3.6). Estos sismos manifiestan la deformación interna de la placa oceánica que subduce, y pueden tener magnitudes superiores a 7 Ms.

Igualmente se observa una sismicidad de profundidad intermedia bajo la zona norte de la Cordillera Oriental (Corte B-B’, Figura 3.7). Esta última sismicidad se interpreta como el resultado de un proceso de subducción continental activo, bajo la cordillera.

Los sismos de corteza en el territorio Colombiano han devastado distintas regiones del país a lo largo de la historia. Se destacan entre éstos los de Honda, el Borde Llanero, Cúcuta, Popayán y Armenia ocurridos en 1805, 1827, 1875, 1983, 1999 respectivamente [ref. 3.34]. Estos sismos están relacionados con sistemas activos que afectan a la corteza superior y generan daños sustanciales en la zona epicentral, debido a la poca profundidad del hipocentro (menor de 20 km).

Los sismos históricos mencionados están asociados respectivamente a los sistemas de falla del Magdalena, del Piedemonte Llanero, probablemente de Boconó y los últimos dos probablemente al sistema Romeral.

En el siglo XX se registraron 16 sismos de magnitud mayor a 7.0, muchos de los cuales corresponden a fallas continentales de corteza. Se destacan, además de los sismos de subducción, el sismo del Borde Llanero de 1967 y el de Murindó (Chocó) de 1992.

3.4 SISMICIDAD DE LA ZONA CAFETERA Y DE MANIZALES

Las ciudades importantes del eje cafetero, Pereira y Armenia y Manizales, se encuentran situadas sobre el flanco occidental de la Cordillera Central de Colombia, habiendo sido azotadas por multitud de eventos sísmicos mayores desde su fundación (referencia [3.34]). Las fuentes sismogénicas a las cuales se asocian los sismos registrados en estas ciudades son de carácter variable, destacándose los sismos provenientes de la zona de subducción del Pacífico y los sismos asociados con las fallas activas de corteza que recorren las cordilleras colombianas.

La Tabla 3.2 presenta un resumen de los sismos históricos más importantes de los que tiene algún tipo de reporte para la zona del eje cafetero. Los sismos asociados con la subducción han producido históricamente los mayores daños en el conjunto de la zona cafetera, con valores de intensidad iguales o mayores a VII. Generalmente se trata de eventos de profundidad intermedia (70 - 180 km), que generan efectos notorios y relativamente homogéneos en el conjunto de la zona. Las isosistas generalmente están alargadas en dirección N-NE debido a la presencia dominante de fallas mayores de dirección N-NE que contribuyen a la atenuación de las ondas sísmicas en dirección perpendicular al tren de fallas (ver referencia [ref. 3.34]). Las magnitudes de los sismos de subducción son del orden de 5.5 - 7.5 Ms, y la frecuencia media en el tiempo es de aproximadamente 13 años para valores de Intensidad ≥ 7 MSK [ref. 3.34].

Los sismos superficiales de la zona cafetera están asociados a las fuentes sismogénicas

locales, e históricamente han generado daños en vecindad de la zona epicentral. En el último siglo se han identificado 19 sismos con intensidad igual o mayor que V. Solo dos de ellos tiene carácter local y los demás han afectado a toda la región. Los datos disponibles arrojan un promedio de un sismo con algún tipo de daño cada 5 años aproximadamente.

En el último siglo, doce eventos fueron sentidos en un grado de intensidad de VI en alguna zona de la región, de los cuales nueve tuvieron intensidad igual o mayor que VII y cinco tuvieron intensidad igual o mayor que VIII. Las mayores intensidades (VIII MSK) se han registrado durante eventos sísmicos asociados con la subducción de Nazca, y cuyos epicentros están en la zona cafetera.

Tabla 3.2
Catálogo de sismos históricos notables del Viejo Caldas

FECHA			EPICENTRO	LAT N	LONG W	PROFUNDIDAD	INTENSIDAD	MAGNITUD
AÑO	MES	DIA						
1785	Julio	12	Páramo de Chingaza (Cund.)	4.7	73.8	30	IX	7.0
1827	Noviembre	16	Queb. Santa Ana (Caquetá)	2.0	75.9	10	X	7.7
1875	Mayo	19	Cúcuta (Norte de Santander)	7.9	72.5	20	X	7.7
1878	Febrero	9	Parque Nacional de los Nevados	4.8	75.5	25	VII	-----
1878	Septiembre	9	Parque Nacional de los Nevados	4.8	75.5	-----	VIII	-----
1885	Mayo	25	N-E Popayán (Cauca)	2.5	76.5	20	IX	-----
1906	Enero	31	O. Pacífico (lim Col-Ecua)	2.4	79.3	25	X	8.6
1917	Agosto	31	Páramo de Sumapaz (Cund.)	4.3	74.2	40	IX	7.3
1923	Diciembre	22	Miraflores (Boyacá)	5.2	73.2	20	IX	-----
1924	Enero	10	Cartago	4.7	76.1	-----	VI	-----
1925	Junio	7	Yotoco (Valle)	3.9	76.4	170	VII-VIII	-----
1938	Febrero	4	Neira - Aranzazu - Filadelfia	5.4	75.6	90	VIII	-----
1961	Diciembre	20	Ansermanuevo - Balboa	4.8	76.0	40	VII	-----
1962	Julio	30	Pereira - Cartago	4.8	75.7	69	VIII	-----
1967	Febrero	9	Vegalarza (Huila)	2.9	74.8	26	IX	-----
1973	Abril	3	Finlandia	4.7	75.7	146	VII	-----
1973	Abril	24	Santa Rosa de Cabal	4.9	73.6	19	VII	-----
1979	Noviembre	23	El Cairo (Valle)	4.8	76.2	105	VIII	5.5
1986	Noviembre	29	San José del Palmar (Chocó)	5.1	76.7	90	V-VI	5.5
1990	Noviembre	23	Pijao - Roncesvalles	4.3	75.4	129	V	-----
1991	Noviembre	19	Desembocadura del Río San Juan (Chocó)	4.5	77.5	104	IX	-----
1992	Octubre	18	Murindó (Chocó)	7.1	76.8	33	X	7.3
1995	Febrero	8	Calima (Valle)	4.1	76.7	100	VII	6.6
1995	Agosto	19	Apia	4.6	75.4	118	VI	4.7
1999	Enero	25	Córdoba (Quindío)	4.3	75.6	35	VIII	6.2

A continuación se mencionan los principales sismos registrados en Manizales [ref 3.34], tanto superficiales (profundidad < 30 km), como de profundidad intermedia (60 km < profundidad < 200 km), indicando el sistema de fallas que dió origen al sismo y las intensidades registradas en la ciudad.

Las mayores intensidades (VIII MSK) se han registrado durante eventos sísmicos asociados con la subducción de Nazca, y cuyos epicentros están en la zona cafetera.

Cabe resaltar el terremoto del 23 de Noviembre de 1979, con epicentro en Santa Rosa de Cabal cuyos efectos fueron notorios en Manizales : se destruyeron y derrumbaron muchas casas, y se registraron daños en edificios, iglesias y hospitales (ref 3.34). Este evento sucedió 20 días antes del sismo de Tumaco del 12 de diciembre de 1979, que a pesar de tener magnitud $M_s = 7.7$, tuvo menor intensidad en Manizales debido a la mayor distancia epicentral (intensidad IV).

Otro sismo de subducción de profundidad intermedia y con epicentro en el Viejo Caldas (Aranzazu) es el del 30 de Julio de 1962, el cual tuvo intensidad VII en Manizales. En esta ocasión la Catedral se vio seriamente afectada, sufriendo el colapso de la torre N-E (ref 3.34). Muchas edificaciones y residencias sufrieron daños, y entre ellas el Palacio Nacional. Algunos meses antes del evento citado ocurrió otro sismo (20 de diciembre de 1961, profundidad intermedia, epicentro en Ansermanuevo), el cual averió edificaciones tales como la Gobernación, el Palacio Municipal, la Universidad de Caldas el hospital Santa Sofía y muchas construcciones particulares (Intensidad VII) [ref 3.34]. El sismo de profundidad intermedia del 8 de Mayo de 1995 (con epicentro en Apía), tuvo características similares registrando valores de intensidad de VII en Manizales.

El sismo de profundidad intermedia del 4 de febrero de 1938 y con epicentro en Filadelfia también ocasiono graves daños en Manizales registrando una intensidad de VIII. En esta ocasión se desplomó la torre de la iglesia La Inmaculada, y se averiaron y colapsaron muchas casas y edificaciones.

Dentro del registro de sismos históricos se mencionan algunos eventos que se atribuyen a fallas superficiales de corteza en la región del Viejo Caldas (fuentes cercanas). De estos el más importante es el sismo del 9 de febrero de 1878 con epicentro en el Parque Nacional de los Nevados y cuya intensidad en Manizales fue de VII, generando daños menores generalizados en la ciudad naciente. Este sismo está probablemente asociado a un segmento de falla del sistema Palestina - Romeral.

Por último se mencionan algunos sismos atribuidos a sistemas de fallas superficiales, cuyos epicentros están situados a distancias superiores a 100 km de Manizales. Se menciona en primer lugar el sismo de Cúcuta del 18 de Mayo de 1875, durante el cual la torre de la iglesia quedó seriamente averiada (Intensidad VI-VII) [ref 3.34]. Este sismo está probablemente asociado con la falla de Boconó ($M_s = 7.7$). Los daños en Manizales podrían atribuirse a un efecto de direccionalidad en la propagación de las ondas sísmicas ya que la traza de falla de Boconó se alinea con la ciudad y el movimiento de la falla es de rumbo.

El sismo de Tumaco de 1906 ($M_s = 8.5$) asociado con la falla interplaca de subducción también generó destrucción en Manizales registrando una intensidad de V-VI.

Se cita también el sismo del 31 de agosto de 1917 (epicentro en el páramo de Sumapaz, $M_s = 7.3$), el cual generó daños menores en casas y edificios (intensidad V-VI en Manizales) [ref 3.34]. Este sismo está asociado probablemente con la activación de un segmento del sistema del Piedemonte Llanero.

Por último se menciona la ocurrencia de alrededor de 12 eventos sísmicos adicionales registrados en este siglo, con valores de intensidad entre IV - VI, atribuidos tanto a la zona de subducción como a fuentes corticales lejanas y eventualmente situadas en el Viejo Caldas.

Este recuento de la sismicidad histórica de Manizales ilustra el hecho de que las fallas de corteza son menos activas y generan menores intensidades que las de subducción.

Dada la actividad moderada de las fallas de corteza en el Viejo Caldas, la información de sismicidad histórica e instrumental es entonces insuficiente para caracterizar el comportamiento sismogénico de las fallas de corteza. La estimación de magnitudes máximas probables a partir de rasgos morfoestructurales de fallas activas es más representativa del comportamiento promedio de las fallas durante el holoceno y el cuaternario.

De acuerdo con la sismicidad histórica de la zona, se establece que la ciudad de Manizales, de manera muy similar a lo que ocurre con las ciudades de Pereira y Armenia, está afectada por tres fuentes sismogénicas hipotéticas con capacidad destructiva que son las siguientes:

- (a) Fuente Cercana Superficial a muy corta distancia de la ciudad (o sobre la misma ciudad) y a una profundidad entre 10 y 20 km con eventos posiblemente similares al sismo de Armenia de enero 25 de 1999 ($M_L = 6.2$). No se puede descartar la posibilidad de la ocurrencia de rupturas superficiales muy cercanas a la ciudad.
- (b) Fuente Profunda, correspondiente a la zona de Wadati-Benioff, localizada bajo las cordilleras Occidental y Central a una profundidad del orden de 100 km y que generaría sismos equivalentes a los sismos del 30 de julio de 1962 ($M_b = 6.7$), 23 de noviembre de 1979 ($M_b = 6.6$) y 8 de febrero de 1995 ($M_b = 6.4$).
- (c) Fuente Lejana, correspondiente a la zona de subducción frente a la línea de costa del Pacífico, con eventos superficiales de altas magnitudes y recurrencias relativamente

cortas y que generaría eventos equivalentes a los sismos del 31 de enero de 1906 ($M_s=8.6$) y 12 de diciembre de 1979 ($M_s=7.9$), con una distancia epicentral a la ciudad de Manizales del orden de 200 km aproximadamente.

Por otro lado la sismicidad histórica [ref 3.34] evidencia la ocurrencia de efectos locales y efectos inducidos. Con la ocurrencia de eventos sísmicos fuertes se ha detectado que hay zonas de la ciudad que sistemáticamente sufren mayor daño que otras.

3.5 NEOTECTONICA LOCAL

La Figura 3.8 ilustra los principales segmentos activos y potencialmente activos de la zona de estudio. El mapa en cuestión, fue sintetizado a partir de la informaciones de campo de las referencias [ref 3.24, 3.47 y 3.48] y de trabajos adicionales realizados en el área (Aguirre y Dunoyer, 1977).

Dentro del mapa se han clasificado las fallas con mayor grado de actividad. Los segmentos activos que presentan mayores rasgos (evidencias e indicios morfotectónicas en superficie) están indicadas en trazo grueso. En términos generales se estima que estos segmentos tienen tasas de actividad intermedia (en el rango de 0.1 a 1 mm/año) y en el caso de las fallas más activas la velocidad podría ser cercana a 1 mm por año (tasa de actividad alta).

En trazo intermedio aparecen las fallas activas con tasas en el rango intermedio a intermedio-bajo, cuyas velocidades son probablemente del orden de 0.1 mm/año o ligeramente mayores.

Por último, se indica en trazo fino aquellas trazas con tasas de actividad baja (menor de 0.1 mm/año) y que se consideran potencialmente activas en la medida en que han registrado movimiento y deformación durante el Período Cuaternario.

Las tasas con mayor actividad están asociadas con los fallamientos inversos de dirección N - S, asociadas con el sistema Romeral (Silvia-Pijao). Nótese que estas fallas inversas constituyen corredores con segmentos activos de longitud decakilométrica (20-40 km) con buzamiento del orden de 45° hacia la Cordillera Central. En el sector de Manizales se destacan los segmentos de Manizales-Aranzazu (que cruza la ciudad), y las fallas de Francia, los Cuervos y Chinchiná. El buzamiento de estos tres último segmentos es en dirección de la ciudad lo cual disminuye la distancia hipocentral con respecto a Manizales, aumentando así la amenaza sísmica y los efectos locales en caso de registrarse un sismo. Al Norte de Manizales se observan los segmentos de San Jerónimo y Filadelfia, correspondientes a la prolongación del mismo tren de fallas descrito anteriormente.

Al Sur de Manizales el sistema Romeral presenta fallas inversas similares a los segmentos situados más al Norte (Falla Silvia-Pijao, San Jerónimo Sur, etc.). Adicionalmente se observan algunas fallas satélites que corresponden a cabalgamientos y escamas en falla inversa con vergencia hacia el Valle del Cauca (falla Quebrada Nueva, sector de Pereira).

Estos últimos segmentos se desprenden en profundidad probablemente del sistema Silvia-Pijao, conservando la misma vergencia Oeste del Sistema Romeral y están caracterizados por buzamientos más suaves.

Los segmentos situados a lo largo del costado Occidental del Valle del Cauca (La Isla, Mistrató, Apía, La Argelia) corresponden a cabalgamientos con buzamientos al Occidente, cuyo funcionamiento es responsable de la formación del relieve de la Cordillera Occidental. Estos segmentos son ligeramente menos activos que los del Sistema Romeral aun cuando algunos de ellos están clasificados como activos.

Por último se indican las trazas de dirección SE (Falla Consota) las cuales se interpretan como Fallas Normales que segmentan los cabalgamientos de dirección Norte-Sur.

Se incluyen dentro del mapa algunos segmentos distantes tales como las fallas de Ibagué y Mulatos, las cuales podrían generar sismos mayores que afecten a la ciudad de Manizales.

3.6 ESTIMACIÓN DE MAGNITUDES MÁXIMAS PROBABLES

Con el propósito de conocer el potencial sismogénico de las principales fallas activas se procedió a estimar las magnitudes máximas probables (MMP), a partir de la información obtenida en el campo.

La Tabla 3.3 ilustra las características de las fallas en cuestión, incluyendo parámetros tales como la longitud del segmento activo, la cinemática de la falla, la distancia a Manizales y el valor de MMP.

Tabla 3.3
Caracterización de las principales fallas activas de Corteza

Nombre Falla	Long. (Km)	Tasa de Actividad	Azimut	Buzamiento (Aprox)	Tipo de Movimiento (Actual)	Distancia media a Manizales (Km)	Estimación de Magnitud a partir de longitud de Ruptura - MSJ (CARDER - UNIANDES, 1998)	Estimación de Magnitud a partir de longitud de ruptura en Profundidad. MSZ	Magnitud Máxima Probable MMP
Manizales-Aranzazu (53)	40	Intermedia	N-S	50° E	Inversa-Dextral	Pasa por la ciudad	6.6	6.9	6.7
Chinchiná (Silvia - Pijao) (50)	40	Intermedia	N 5° E	45° E	Inversa	10	6.4	6.9	6.7
Los Cuervos (Silvia - Pijao) (49)	25	Intermedia - Alta	N 10° E	45° E	Inversa-Dextral	5	6.6	6.6	6.6
La Francia (Silvia - Pijao) (48)	20	Intermedia - Alta	N-S	45° E	Inversa	5	6.4	6.4	6.4
San Jeronimo (Norte) (52)	40	Intermedia	N 5° E	45° E	Inversa	50	6.6	6.9	6.7
Filadelfia (51)	40	Intermedia - Alta	N 5° E	45° E	Inversa	50	6.7	6.9	6.8
La Isla (1)	40	Intermedia	N 10° E	45° W	Inversa	40	6.5	6.9	6.7
Quebrada Nueva (10)	25	Intermedia	N 15° E	20° - 30° E	Inversa	40	6.5	6.6	6.5
Mistrató (18)	35	Intermedia	N-S	40° W	Inversa	50	6.4	6.8	6.5
La Argelia (27)	40	Intermedia	N 10° E	45° E	Inversa-Dextral	60	6.3	6.9	6.6
Montenegro - El Roble (30)	35	Intermedia - Alta	N 30° E	45° NW	Inversa-Sinextral	60	6.7	6.8	6.7
Armenia (37)	35	Intermedia - Alta	N 20° E	45° W	Inversa	50	6.6	6.8	6.7
Palestina (43)	35	Intermedia	N 45° E	60° NW	Inversa-Dextral	25	6.6	6.8	6.7
Ibagué (34)	50	Alta	N 70° E	90°	Dextral	75	6.9	6.9	6.9
Consota (60)	35	Intermedia	N 125° E	60° SW	Normal	40	6.4	6.7	6.5
Silvia - Pijao (Sur) (34)	35	Intermedia - Alta	N 20° E	45° E	Inversa	90	6.7	6.8	6.7
Toro (22)	35	Intermedia	N 25° E	40° W	Inversa-Dextral	50	6.6	6.8	6.6

Se utilizaron dos criterios de estimación con el propósito de obtener un rango más confiable de valores para MMP. El primer criterio está basado en la correlación existente entre la longitud de ruptura en superficie y la magnitud del sismo (Figura 3.9a) [ref 3.24 y ref 3.35]. Este criterio de estimación parte de la hipótesis de que la longitud de rasgos morfoaneotectónicos observados en campo se puede asimilar a la longitud máxima de ruptura sísmica a lo largo de un segmento.

El segundo criterio de estimación parte del supuesto de que durante un evento sísmico mayor la totalidad del segmento se rompe en profundidad. Para implementar el método se utiliza entonces una correlación entre longitud de zona de ruptura en profundidad y magnitud (Figura 3.9b) [ref 3.35]. Por último, el valor de MMP se escoge dentro del rango comprendido entre los dos valores de magnitud obtenidos con base en los criterios utilizados en función del contexto global y grado de actividad de la falla.

De acuerdo con las estimaciones realizadas, los segmentos cercanos de mayor potencial sismogénico son los de Manizales-Aranzazu, Chinchiná, Los Cuervos, La Francia y Palestina, con valores de MMP vecinas de 6.7.

Se destacan igualmente los segmentos de Filadelfia y La Isla, situados al Norte y NW de Manizales con valores de MMP de 6.8 y 6.7 respectivamente y cuya distancia a Manizales es del orden de 50 km. Los segmentos más sismogénicos situados hacia el Sur de Manizales son las fallas de Montenegro-El Roble, Armenia y Sivia-Pijao Sur, cuyos valores de MMP son del orden de 6.7 y cuyas distancias a Manizales son de 50-100 Km.

Por último se menciona la falla de Ibagué que dista 75 km de Manizales y a la cual se asocia un valor de $MMP=6.9$, pudiendo considerarse como la falla de corteza más activa del sector.

Cabe resaltar que aun cuando existen numerosas fallas activas corticales, se estima que los períodos de retorno de sismos mayores son superiores a 1.000 años lo cual disminuye la importancia de estas fuentes sismogénicas con respecto a las fallas de subducción.

Los valores de magnitudes estimados podrían aumentarse en el caso de un evento múltiple en el cual se activen varios segmentos durante un solo sismo. Esta situación es relativamente común en contextos de deformación continental compresiva (por ejemplo sismos de Spitak y El Asnam).

3.7 REGISTROS ACELEROGRAFICOS DISPONIBLES

3.7.1 Red Sismológica Nacional de Colombia

Existen diferentes instrumentos acelerográficos instalados en la zona que permiten visualizar a grandes rasgos la forma de los acelerogramas que podrían esperarse ante la ocurrencia de diferentes tipos de sismos como son los sismos cercanos y los sismos profundos de la zona de Benioff.

En primera instancia se cuenta con los equipos instalados por la Red Sísmica Nacional de Colombia. Con base en el Boletín de Movimiento Fuerte publicado por el Ingeominas y el catálogo sísmico existente en formato digital, se seleccionaron los sismos importantes para la zona de interés ocurridos entre 1993 y 2000 que se presentan en la Tabla 3.4. La Figura 3.10 presenta la ubicación de las estaciones donde se encuentran instalados los acelerógrafos de la red.

Tabla 3.4
Sismos relevantes con registros acelerográficos de la RSNC
en la zona del Eje Cafetero

Fecha	Hora	Epicentro	Coordenadas Epicentro		Magnitud ML	Profundidad (Km)	Numero de Registros	Aceleración Máxima		
			Lat. N	Long. E				Estacion	g	Componente
18/11/93	14:55:13	Yali (Antioquia)	6.73	-74.77	4.7	17	1	CPENS	0.0056	N-S
26/02/94	11:52:57	Nido de B/manga	6.81	-73.1	5.6	160	1	CPENS	0.0054	N-S
28/02/94	04:55:14	Pueblo Rico (Risaralda)	5.08	-76.18	4.7	20	1	CANSE	0.0115	N-S
28/02/94	13:40:08	Pueblo Rico (Risaralda)	5.09	-76.11	4.9	120	2	CANSE	0.0115	N-S
28/03/94	19:27:33	Nido de B/manga	6.74	-73.05	5.5	160	1	CPENS	0.0039	E-W
10/12/94	15:24:22	Nido de B/manga	6.77	-73.25	6.0	150	3	CNORC	0.0088	N-S
08/02/95	18:40:26	Calima (Valle)	4.13	-76.74	6.6	102	24	CTRUJ	0.0938	E-W
15/03/95	06:30:22	Nido de B/manga	6.92	-73.08	5.1	155	1	CNORC	0.0045	N-S
12/04/95	03:09:15	Santa Cecilia (Risaralda)	5.25	-76.19	3.6	0	2	CANSE	0.0035	N-S
04/06/95	17:39:35	Rioseco (Cund.)	4.87	-74.61	4.8	8	7	CNORC	0.0221	N-S
19/8/95	21:43:34	Risaralda (Caldas)	5.11	-75.71	6.6	110	23	CNORC	0.0376	N-S
17/11/96	18:44:15	El Dovio (Valle)	4.50	-76.39	5.1	110	13	CANSE	0.0102	N-S
2/19/97	18:25:14	Sipi (Choco)	4.54	-76.52	6.1	120	33	CPENS	0.012	N-S
2/9/97	12:13:21	Génova (Quindío)	3.96	-75.97	6.8	230	70	CMAN1	0.061	N-S
10/12/97	20:12:16	Argelia (Valle)	4.72	-76.27	5.0	100	8	CMAN1	0.005	E-O
11/12/97	7:56:28	Génova (Quindío)	4.00	-76.05	6.6	220	7	CMAN1	0.07	N-S
25/1/99	13:19:52	Cordoba (Quindío)	4.44	-75.70	6.3	35	5	UQUINDIO	0.59	N-S
19/7/99	16:13:16	Trujillo (Valle)	4.27	-76.48	5.6	130	7	CMAN1	0.0062	N-S
05/02/00	21:52:20	Nido de B/manga	6.77	-73.31	6.0	160	14	CPENS	0.011	N-S
28/03/00	19:23:00	El Bagre Antioquia)	7.72	-74.54	5.3	*	4	CPENS	0.004	N-S
12/10/00	10:54:00	Nido de B/manga	6.76	-73.18	5.9	160	9	CPENS	0.01	N-S
17/12/99	06:13:00	Nido de B/manga	6.77	-72.97	5.8	153	7	CNORC	0.008	N-S

*Nota: Registros no disponibles.

De los anteriores sismos se han seleccionado los sismos de Calima (Valle) de febrero 8 de 1995 con magnitud $M_l=6.6$ y profundidad del orden de 100 km y el de Risaralda (Caldas) de agosto 19 de 1995 con magnitud $M_l=6.6$ y profundidad del orden de 110 km como más representativos de los eventuales sismos regionales de los que se tiene registro en la zona ya que en cada uno de ellos se cuenta con al menos registros de unas 20 estaciones con buena confiabilidad. En las Figuras 3.11 a 3.15 se presentan los registros horizontales más fuertes en varias de las estaciones en que se registraron los eventos anteriormente seleccionados. Todas las estaciones seleccionadas están ubicadas en terreno firme. Por otro lado en las Figuras 3.16 y 3.17 se incluyen los espectros de respuesta de aceleración para un amortiguamiento del 5 % correspondientes a los registros presentados anteriormente, una gráfica para cada uno de los sismos seleccionados, el de Calima y el de Risaralda. Los demás registros de la base de datos a excepción del sismo de enero de 1999 son de muy baja amplitud por lo cual comienzan a perder confiabilidad y no se utilizan en el presente estudio.

3.7.2 Sismo de Armenia de 1999

También se cuenta con los valiosos registros del sismo de Armenia del 25 de enero de 1999, el cual tuvo una magnitud $M_l = 6.2$ y una profundidad reportada de ± 10 km. Al respecto se cuenta con el informe del sismo publicado por el Ingeominas [ref 3.42]. La Tabla 3.5 presenta los registros acelerográficos disponibles registrados durante el sismo de Armenia del 25 de Enero de 1999.

Tabla 3.5
Registros disponibles del sismo de Armenia del 25 de enero de 1999

Estación	Distancia al Epicentro (Km)	Tipo de Suelos En la Estación	Efectos Topográficos	Aceleración Máxima
Mazperea	44	Relleno	Depresión	0.30 g
LaRosa-Dosquebradas	46	Fluvio-lacustre	Plano	0.19 g
STRC-Hospital	53	Ceniza-Conglom	Semiplano	0.27 g
Castañares	47	Relleno	Semiplano	0.22 g
Bocatoma	42	Roca	Semiplano	0.087 g
Uniquindío	17	Ceniza	Plano	0.60 g

En las Figuras 3.18 a 3.20 se presentan los registros en cada una de las estaciones mencionadas. Las Figuras 3.21 y 3.22 muestran los respectivos espectros de respuesta para cada una de las direcciones de registro.

Aunque la ciudad no dispone de una red local de acelerógrafos, con motivo del sismo de enero 25 de 1999, Ingeominas instaló en la ciudad una red portátil de acelerógrafos que permitió registrar algunas de las réplicas más importantes en diferentes puntos de la ciudad.

Del conjunto de réplicas registradas, la Tabla 3.6 resume aquellas que se consideran relevantes para efectos de las evaluaciones que se presentan más adelante. La información ha sido tomada principalmente a partir de la referencia [3.42]). De importancia resultan los registros de la estación Calarcá que es la estación sobre roca más cercana a Armenia.

En las Figuras 3.23 y 3.24 se presentan los registros acelerográficos para uno de los sismos (réplicas) anteriores. En cada una de las Figuras se incluyen los registros del sismo correspondientes en las diferentes estaciones disponibles. Simultáneamente, en la Figura 3.25 se presentan los espectros de respuesta correspondientes a las anteriores señales. Debe anotarse que las anteriores señales se han complementado con los registros disponibles en la Red Sísmica Nacional correspondientes a registros en roca lo cual resulta fundamental para efectos de la caracterización de sismos ocurridos en la zona. Los registros en suelos blandos o en zonas con efectos topográficos de consideración deben analizarse considerando que las señales vienen afectadas tanto en amplitud como en contenido frecuencial.

Tabla 3.6
Réplicas relevantes del sismo de enero 25/99 y estaciones donde se registraron

Fecha Dd/mm/aa	Hora	Localización	Prof. (Km)	Distancia Hipocentral Estación Calarcá (Km)	Magnitud M_L	No. Registros
08/04/99	15:41	Calarcá (Quindío)	0	3.3	3.7	3
30/03/99	18:43	Calarcá (Quindío)	0	4	3.6	3
25/02/99	15:38	Córdoba (Quindío)	8.5	12.4	4.4	8
21/02/99	5:32	La Tebaida (Quindío)	3.0	13.3	3.6	6
11/02/99	10:10	Armenia (Quindío)	2	9.1	3.2	7
30/01/99	7:24	Buenavista (Quindío)	3.9		4.3	3
25/01/99	22:40	Córdoba (Quindío)	0	12	5.8	3

Para considerar el eventual efecto local en los anteriores registros, en la Tabla 3.7 se presenta una breve descripción de la geología y geotecnia local en cada una de las estaciones, incluyendo la descripción de eventuales efectos topográficos si existen.

Tabla 3.7
Estaciones locales y descripción geotécnica

Estación	Descripción
Bocatoma	Roca de basamento de alta densidad y rigidez.
Uniquindío	20 m de cenizas volcánicas, 10 m de suelo residual y flujo volcánico
Calarcá	Roca de topografía ondulada
Caicedonia	Topografía ondulada
Córdoba	Topografía ondulada
Barcelona	Topografía plana
Albania	Topografía plana

Como puede observarse en casi la mayoría de las estaciones cercanas se presentan efectos locales bien sea por la presencia de depósitos de suelos o por la topografía no plana.

3.7.3 Red de acelerógrafos de Manizales

Finalmente se tiene reporte de información de acelerógrafos de la red local de Manizales instalada hacia 1990.

En la Figura 3.26 se presentan el mapa general de la ciudad con los puntos de ubicación de los aparatos instalados. Simultáneamente la Tabla 3.8 presenta la relación de dichos instrumentos indicando las características generales de los suelos y de las condiciones locales en que se encuentran instaladas dichas estaciones.

Tabla 3.8
Red de acelerógrafos de la ciudad de Manizales

Estación	Nombre	Dirección	Aparato	Latitud N	Longitud E	Geología	Topografía
A	Facultad Arquitectura	Cra. 23 Cl. 65	SSA-1	5.060	-75.49	Suelo	Semiplana
C	Confamiliares	Cra. 25 Cl. 50	SSA-2	5.065	-75.503	Suelo	Semiplana
E	Empresas Públicas	Cra. 21 Cl. 30	SSA-2	5.072	-75.517	Suelo	Semiplana
H	Jabonerías Hada	Cra. 30 Cl. 50	SSA-2	5.062	-75.505	Suelo	Semiplana
M	Facultad Ingeniería	Cra. 27 Cl. 54	SSA-2	5.058	-75.493	Suelo	Semiplana
R	Gallinazo	Bocatoma Acueducto	ETNA	5.020	-75.42	Roca	Plana

*Nota: Información no disponible

La Tabla 3.9 presenta los sismos que se han registrado desde el momento de instalación de dicha red y las estaciones en las cuales se ha tenido reporte de cada uno de los eventos.

Tabla 3.9
Eventos registrados por la red de acelerógrafos de la ciudad de Manizales

No.	Fecha dd/mm/aa	Localización	Prof. (Km)	Lat. N	Long. E	Magnitud M_L	No. Registros	Aceleración Máxima		
								Estación	cm/s ²	Componente
1	13/04/75	Pereira (Risaralda)	144	4.85	-75.71	4.9	1	*	4.97	*
2	18/05/76	La Tebaida (Quindío)	157	4.49	-75.76	5.9	1	*	48.60	*
3	22/03/77	Umpala (Santander)	164	6.77	-73.02	5.3	1	*	7.28	*
4	31/08/77	Dabeiba (Antioquia)	33	7.38	-76.21	5.6	1	*	6.62	*
5	25/06/80	Versalles (Valle)	154	4.61	-76.19	5.6	1	*	34.70	*
6	15/08/92	Belalcázar (Caldas)	127	5.10	-75.60	5.7	4	A	65.3	E-O
7	17/10/92	Murindó (Antioquia)	30	6.84	-76.82	6.9	4	A	27.3	N-S
8	18/10/92	Murindó (Antioquia)	30	6.99	-76.70	7.2	4	*	*	*
9	18/10/92	Murindó (Antioquia)	30	6.84	-76.82	7.0	4	A	62.3	E-O
10	06/06/94	Toribío (Cauca)	1	2.86	-76.08	6.4	4	A	38.4	E-O
11	19/01/95	Tauramena (Casanare)	25	5.01	-72.96	6.5	2	E	146	E-O
12	08/02/95	Calima (Valle)	100	4.13	-76.74	6.6	6	E	222	E-O
13	19/08/95	Risaralda (Caldas)	108	5.11	-75.71	6.5	6	CMANI	22.97	VERTICAL

*Nota: Registros no disponibles

En el Anexo 3.1 se presentan los resultados de un análisis básico realizado sobre los acelerogramas que presentan información lógica y consistente. Para cada registro se incluye las historias de aceleración, velocidad y desplazamiento, incluyendo los valores máximos registrados, los espectros de respuesta de aceleración, velocidad y desplazamiento y el espectro de Fourier de aceleraciones. Con base en esta información y en los formatos entregados se puede iniciar la conformación de un catálogo de acelerógrafos para la zona de Manizales, el cual podría posteriormente unirse con la información complementaria de las ciudades cercanas para conformar el catálogo de acelerógrafos del eje cafetero.

3.7.4 Funciones de transferencia empíricas

Con base en los registros acelerográficos disponibles, se adelantó un análisis de funciones de transferencia empíricas para determinar el periodo fundamental de vibración de los depósitos de suelo en los sitios donde se ubican las estaciones, para los eventos que contaran con registros en roca y en suelo. Según la información disponible sólo resultó posible adelantar éste análisis para el evento de agosto 19 de 1995, localizado en Risaralda (Caldas) con magnitud $M_L=6.6$ y profundidad del orden de 110 km, con epicentro a unos 15 Km de Manizales.

El procedimiento empleado para calcular las funciones de transferencia consiste en realizar la división punto a punto entre los espectros de amplitudes de Fourier calculados para cada sitio de suelo y el correspondiente en el sitio de referencia de roca. Es importante tener en cuenta que debido a la falta de estaciones que registren la señal en superficie y en profundidad al mismo tiempo, es necesario emplear como referencia la estación de Acueducto Gallinazo que está ubicada en roca. Los resultados de este análisis se presentan en la Tabla 3.10.

Tabla 3.10
Periodos fundamentales para los sitios de registro con base en funciones de transferencia empíricas

Fecha dd/mm/aa	Archivo	Estación de Registro	Estación Base	Componente	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)
19/08/95	A081995	Facultad de Arquitectura	Ingeominas Gallinazo R081995	Este-Oeste	1.12	0.89
19/08/95	A081995	Facultad de Arquitectura		Norte-Sur	1.15	0.87
19/08/95	E081995	Empresas Públicas		Este-Oeste	1.28	0.78
19/08/95	E081995	Empresas Públicas		Norte-Sur	1.26	0.79

En la Figura 3.27 se presentan las funciones de transferencia calculadas en el sitio de la estación Facultad de Arquitectura y en el sitio de la estación Empresas Públicas.

3.8 REFERENCIAS

- [3.1] Megard, F.
“Cordilleran Andes and Marginal Andes”: A review of Andean geology north of the Arica Elbow (18°S). Geodyn. Ser., Vol. 18, pp. 71-95. 1987.
- [3.2] Meijer P. & Wortel, M.
“The dynamics of motion of the South American Plate”. Jour. Geoph. Res., Vol. 97, B8, 11915-11931. 1992.
- [3.3] Stefanick, M. & Jurdy, D.
“Stress observations and driving force models for the South American plate”. Journ. Geoph. Res., Vol. 97, B8, 11905-11913. 1992.
- [3.4] Coblenz, D.D. & Richardson, R.M.
“Analysis of the South American intraplate stress field”. Journ. Geoph. Res., 101, B4, pp. 8643-8657. 1996.
- [3.5] DeMets, C. Gordon, R., Argus, D. & Stein, S. 1990.
“Current plate motions”. Geoph. Journ. Int., 101, pp. 425-478. 1990.
- [3.6] Freymueller, J., Kellogg, J. & Vega, V.

- “Plate motions in the North Andean Region”. Journ. Geoph. Res., Vol. 98, No. B12, pp. 21853-21863. 1993.
- [3.7] INGEOMINAS.
“Mapa Geológico de Colombia, esc. 1:1’500.000”, Bogotá. . 1988.
- [3.8] INGEOMINAS - UNIVERSIDAD DE LOS ANDES.
“Estudios tectónicos y neotectónicos, Proyecto Microzonificación Sísmica de Santafé de Bogotá”. 144 pp. 1996.
- [3.9] Cooper, B., Addison, F., Alvarez, R., Coral, M., Graham, R., Hayward, A., Howe, S., Martínez, J., Naar, J., Peñas, R., Pulham, A. & Taborda, A. 1995.
“Basin development and tectonic history of the Eastern Cordillera and Llanos Basin”, Colombia. AAPG, Vol. 10. 1995.
- [3.10] Casero, P., Salel, J.F. & Rossato, A.
“Multidisciplinaria correlative evidences for polyphase geological evolution of the foot-hills of the Cordillera Oriental (Colombia)”. VI Simposio Bolivariano, Explor. Petrol. Cuencas Suband., Mem. T. I, Cartagena, Colombia, Septiembre 1997.
- [3.11] Colletta, B., Hebrard, F., Letouzey, J., Werner, P. & Rudkiewicz, J.
“Tectonic Style and Crustal Structure of the Eastern Cordillera (Colombia) from a balanced cross section”, J. Letouzey ed. Petroleum and Tectonic in Mobile belts, Paris, p. 81-100. 1990.
- [3.12] Taboada, A., Fuensalida, A., Rivera, L., Philip, H., Cisternas, A.
“Intermediate Seismicity of the Bucaramanga nest and continental subduction under the eastern Cordillera”, Colombia - à soumettre au Journ. Geoph. Res. (En curso).
- [3.13] Helmens, K. & Van der Hammen, Th.
“Memoria explicativa de los mapas del neógeno y cuaternario de la sabana de Bogotá - cuenca alta del río Bogotá”. Análisis Geográficos, IGAC, Bogotá, Col., pp. 91-142. 1995.
- [3.14] Taboada, A., Salamanca, H., Zúñiga, J. & Fajardo, G.
“Modelación tectónica (elementos finitos) del área de Tunja - Memorias”, VII Congreso Colombiano de Geología, 13 pp, in press. 1996.
- [3.15] Vergara, H.
“Rasgos y actividad neotectónica de la falla de Algeciras. - Memorias”, VII Congreso Colombiano de Geología, 13 pp, in press. 1996.
- [3.16] París, G. & Romero, J.
“Fallas Activas en Colombia”. Boletín Geológico No 34 (1-3), INGEOMINAS, Bogotá, 42 pp. 1994.
- [3.17] Robertson, K.
“Actividad Neotectónica del Piedemonte de la Cordillera Oriental, sector Villavicencio-Tauramena, Colombia. V Congreso Colombiano de Geología, Bucaramanga, Tomo I, Pg.170. 1989.
- [3.18] Diederix, H., et al.

- “Indicios neotectónicos de la Falla de Ibagué en el sector Ibagué - Piedras, Departamento del Tolima, Colombia”. Revista CIAF, XI (1-3), p.242-252, Bogotá. 1987.
- [3.19] Vergara, H.
“Tectónica cuaternaria de la Falla de Ibagué: edad y algunos aspectos sedimentológicos del Abanico de Ibagué”. INGEOMINAS, 51p, Ibagué. 1989.
- [3.20] Collins, D., Benalcazar, G. & Page, W.
“Quaternary activity on the Palestina Fault zone, northwestern Colombia”. Revista CIAF, VI (1-3), p.117-118, Bogotá. 1981.
- [3.21] Cline, K., et al.
“Quaternary activity on the Romeral and Cauca Faults, northwest Colombia”. Revista CIAF, VI (1-3), p.115-116, Bogotá. 1981.
- [3.22] París, G., Marín, W., Romero, J. & Wagner, J.
”Actividad neotectónica en el suroccidente de Colombia”. Mem. 5 Cong. Col. Geol., Bucaramanga, pp. 193-213. 1989.
- [3.23] Alfonso, C., Sacks, P., Secor, D. Rine, J. & V. Perez.
“A tertiary fold and thrust belt in the Valle del Cauca basin, Colombian andes”. Jour. So. Am Ea. sci., V. 7, Nos. 3/4, pp. 387-402. 1994.
- [3.24] CARDER.
“Informe Ejecutivo de la Evaluación de Neotectónica. Elaborado por los Geólogos Jaime Guzmán, Germán Franco y Margarita Ochoa. Enero de 1998, 83 páginas.”
- [3.25] Duque-Caro, H.
“The Chocó Block in the northwestern corner of South America: structural, tectonostratigraphic, and paleogeographic implications”. Jour. So. Am. Ea. Sc., V. 3, No. 1, pp. 71-84. 1990.
- [3.26] C.E.E - INGEOMINAS.
“Microzonificación Sismogeotectónica de Popayán. Publicaciones Especiales del INGEOMINAS”, cap. 3, p.28-49, Santafé de Bogotá. 1992.
- [3.27] Lonsdale, P. & Klitgord, K.
“Structure and tectonic history of the Eastern Panama Basin”. Geol. Soc. Am. Bull., Vol. 89, pp. 981-999. 1978.
- [3.28] Westbrook, G., Hardy, N. & Heath, R.
“Structure of the Panama-Nazca plate boundary”. Geol. Soc. Am., Spec. Paper 295, 91-109. 1995.
- [3.29] Mann, P. & Burke, K.
“Neotectonics of the Caribbean”. Rev. Geoph., Vol. 22, No. 4, pp. 309-362. 1984.
- [3.30] Soulas, J.P.
“Neotectónica y tectónica activa en Venezuela y regiones vecinas”. Mem. VI Cong. Geol. Ven., T. X, pp. 6639-6656. 1986.
- [3.31] Colletta, B., Roure, F., De Toni, B., Loureiro, D., Passalacqua, H. & Gou, Y.

- “Tectonic inheritance, crustal architecture, and contrasting structural styles in the Venezuela Andes”. Tecton., V. 16, No. 5, pp. 777-794. 1997.
- [3.32] Audemard, F.
“Paleoseismicity studies on the Oca-Ancón fault system, northwestern Venezuela”. Tectonophys., 259, pp. 67-80. 1996.
- [3.33] Kellogg, J. & Bonini, W.
“Subduction of the Caribbean plate and basement uplifts in the overriding South American plate”. Tect., V. 1, 3, pp. 251-276. 1982.
- [3.34] Espinosa, A.
“Sismicidad histórica, Proyecto para la mitigación del riesgo sísmico de Pereira, Dosquebradas y Santa Rosa de Cabal”, Carder - Universidad del Quindío, aprox. 80 pp. 1996.
- [3.35] Wells, D. & Coppersmith, K.
“New empirical relationships among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area, and surface displacement”. Bull. Seism. Soc. Am., V. 84, 4, pp. 974-1002. 1994.
- [3.36] Taboada, A., Dimaté, C. & Fuensalida, A.
“Sismotectónica de Colombia: deformación continental activa y subducción”. Revista Física de la Tierra, Universidad Complutense de Madrid, España. 1998.
- [3.37] Pennington, W.
“Subduction of the Eastern Panama Basin and seismotectonics of Northwestern South America”. Jour. Geoph. Res., Vol. 86, B11, 10753-10770. 1981.
- [3.38] Rivera, L.A.
“Inversion du tenseur de contraintes à partir des données de polarité pour une population de séismes. Application au Nid de Bucaramanga”. PhD thesis, IPGS, France. 1989.
- [3.39] Rivera, L.A. & Cisternas, A.
“Stress tensor and fault plane solutions for a population of earthquakes”. Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 80, No. 3, pp. 600-614. 1990.
- [3.40] AIS, Comité AIS 300 Amenaza Sísmica
“Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia” Santafé de Bogotá, Octubre de 1996.
- [3.41] CARDER,
“Análisis y descripción de sismos registrados desde Noviembre de 1996 hasta Marzo de 1998”. Elaborado por los Ingenieros Ana Campos y Leonardo Cano. Agosto de 1998, 41 páginas.
- [3.42] INGEOMINAS, UNIQUINDIO, CRQ
“Terremoto del Quindío (Enero 25 de 1999) Informe Técnico Científico. Vol I: “Aspectos Geodinámicos Regionales”, Vol II: “Zonificación Sismogeotécnica”. julio de 1999
- [3.43] M.Gallego y M. Ordaz.

-
- “Construcción de Leyes de Atenuación para Colombia a partir de Espectros Fuente y Teoría de Vibraciones Aleatorias”, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Boletín Técnico No. 53, Julio de 1999.
- [3.44] A. E. Ojeda y S. E. Martínez.
“Modelo para la Atenuación de la Energía Sísmica en Colombia a partir de Sismos registrados por la Red Nacional de Acelerógrafos”, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Boletín Técnico no. 53, Julio de 1999.
- [3.45] E. Salcedo y C. Coral.
“Atenuación de Intensidades Sísmicas en el Territorio Colombiano”, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Boletín Técnico No. 53, Julio de 1999.
- [3.46] A. Aguilar, J. Arboleda y M. Ordaz,
“Programa Crisis 99. Programa para Calcular el Riesgo Sísmico”. UNAM, 1999
- [3.47] USAID, AIS
Estudio de Microzonificación Sísmica para Orientar la reconstrucción de Armenia – Quindío.
- [3.48] Alcaldía de Manizales y Universidad de los Andes
“Estudios de Amenaza Sísmica y Evaluación Sismogeotécnica Preliminar para la zonificación sísmica de Manizales”.
- [3.49] Hurtado, J. E., S. D. Prieto, J. Galvis y J. O.
“Investigaciones sísmicas y espectros de diseño en Manizales”. Sociedad Colombiana de Ingenieros 1995. XI Jornadas estructurales de la ingeniería de Colombia .

4 EVALUACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA REGIONAL Y LOCAL EN TERRENO FIRME

4.1 GENERALIDADES

Como se estableció claramente en el capítulo anterior, la ciudad de Manizales queda ubicada en una zona de alta amenaza sísmica con diferentes posibilidades de fuentes sísmogénicas activas, unas cercanas superficiales, unas profundas y otras lejanas.

Ante estas particularidades, es necesario hacer un estudio que permita identificar de la manera más confiable posible la amenaza sísmica de la ciudad en términos de espectros de aceleraciones y espectros de amplitudes de Fourier en terreno firme, con base en los cuales se puedan establecer eventuales acelerogramas que podrían esperarse a nivel de basamento rocoso para cada uno de los escenarios posibles identificados anteriormente.

Una vez definida la amenaza sísmica a nivel del terreno firme mediante cualquiera de los parámetros mencionados, se hace necesario conocer en detalle las condiciones geotécnicas locales, las cuales permiten formular un modelo de subsuelo, de manera que puede estimarse mediante la propagación de las señales en roca hasta la superficie del terreno, las respuestas esperadas en superficie, bien sea en términos de acelerogramas, espectros de aceleración, aceleraciones máximas o cualquier otra variable relacionada.

La amenaza sísmica de una zona determinada depende de un gran número de variables, algunas de las cuales pueden ser imposibles de cuantificar, al menos en la actualidad. Sin embargo, se han desarrollado modelos simplificados que permiten estimar las variables fundamentales involucradas en el cálculo de la amenaza sísmica, lo cual que permite dar un tratamiento científico al problema.

Inicialmente es necesario determinar un área de influencia que permita limitar el problema a la zona dentro de la cual la ocurrencia de sismos es relevante. En segundo lugar se requiere identificar las fuentes, que dentro del área de influencia previamente establecida son capaces de generar eventos sísmicos de importancia. Una vez identificadas, estas fuentes deben caracterizarse a través de ecuaciones basadas en los datos sísmicos existentes para la zona. En este punto, se hace posible la evaluación probabilística de parámetros para análisis sísmicos en el sitio de interés. Estos parámetros deben ser modificados y

complementados por los efectos locales, lo cual es la esencia misma de los estudios de microzonificación sísmica de ciudades o zonas.

En el presente estudio se ha desarrollado una metodología de cálculo de la amenaza basada en la teoría sismológica clásica. Con base en la sismicidad de las fuentes del territorio y en las leyes de atenuación de los diferentes parámetros sísmicos, es posible identificar la amenaza sísmica de todas las fuentes que pueden generar efectos importantes sobre la ciudad Manizales en términos de espectros de amplitudes de Fourier (EAF), de la aceleración máxima del suelo o de aceleraciones máximas para diferentes ordenadas espectrales. El resultado de este tipo de análisis son tasas de excedencia asociadas a períodos de retorno. Una vez seleccionado el período de retorno, por ejemplo de 475 años como lo establece la ley 400 de 1998, se puede definir entonces el valor del parámetro sísmico de interés.

El proceso se extiende geográficamente a la región andina para visualizar la distribución de las intensidades según la posición de las fuentes y su sismicidad con respecto al sitio de estudio. Con dichas intensidades y las leyes de atenuación de aceleración de cada tipo de mecanismo focal es posible identificar para las distancias más representativas valores de magnitud y energía liberada. Variables como distancia y magnitud son usadas en la teoría sismológica para evaluar los espectros de amplitudes de Fourier (EAF) de cada tipo de mecanismo focal.

Para encontrar los espectros de potencia para cada una de las fuentes que se encuentran en el área de influencia es necesario estimar la duración de la fase intensa de los movimientos, lo cual se realiza mediante un análisis probabilístico mediante las leyes de atenuación de duración, que se determinan a partir de la frecuencia de esquina y la intensidad de Arias. El resultado se expresa en términos de una tasa de excedencia de duración para cada fuente.

La amenaza sísmica se cuantifica en términos de los periodos de retorno (o sus inversos, las tasas de excedencia) de intensidades sísmicas relevantes en el comportamiento de las estructuras. La tasa de excedencia de una intensidad sísmica se define como el número medio de veces, por unidad de tiempo, en que el valor de esa intensidad sísmica es excedido.

Es posible determinar la amenaza sísmica contando las veces en que se han excedido valores dados de intensidad en el sitio de interés. Sin embargo, la determinación directa rara vez se puede realizar porque no se dispone de catálogos completos de las aceleraciones que han producido en un sitio los sismos pasados. Por lo anterior, resulta necesario calcular la amenaza sísmica de manera indirecta. Para ello, se evalúa primero la tasa de actividad sísmica en las fuentes generadoras de temblores y después se integran los efectos que

producen, en un sitio dado, los sismos que se generan en la totalidad de las fuentes. A continuación se describe, la manera de hacer la evaluación de la amenaza sísmica.

4.2 INFORMACIÓN SÍSMICA DISPONIBLE

La evaluación de la amenaza sísmica se basa en buena parte en la información existente, que en general es insuficiente y defectuosa. En Colombia las informaciones disponibles provienen de registros a grandes distancia, de las redes regionales de cierta apertura como la del Instituto Geofísico de los Andes Colombianos y redes de menor apertura pero más densas y confiables como la del Observatorio Sismológico del Sur Occidente, OSSO, con sede en la Universidad del Valle y mucho más recientemente, de la Red Sismológica Nacional de Colombia, RSNC, operada por el Ingeominas.

Gran parte de la información sismológica nacional se obtiene del Estudio General de Riesgo Sísmico de Colombia adelantado por la AIS en 1996 [ref 4.11]. La información proviene de diversas fuentes a las cuales se hace referencia en el presente capítulo. La actual red sismológica que opera el Instituto Geofísico de los Andes cuenta con estaciones en Galerazamba (Bolívar), Floridablanca (Santander), Fúquene (Cundinamarca), Bogotá (Cundinamarca), Chinchiná (Caldas) y Pasto (Nariño). Esta red tiene problemas de diversa índole los cuales deben tenerse en cuenta al interpretar la información del catálogo de sismos ya que una buena parte de la información existente proviene de los datos recolectados en esta red durante más de cuarenta años.

Por otro lado está el Observatorio Sismológico del Sur Occidente Colombiano el cual inició operaciones en 1986 y sus registros sismológicos se inician en 1987. El Observatorio está ubicado en los predios de la Universidad del Valle y cuenta en la actualidad con doce estaciones de registro analógico, con sensores verticales de período corto y una sola componente. Las estaciones están ubicadas en las siguientes localidades: El Hobo, Sevilla, Calima, Guadalajara, Anchicayá, La Horqueta, La Diana, Salvajina, El Peñón, Puracé, El Nudo y Tatamá. La información sismológica del OSSO ha servido, en parte, para confirmar la actividad sísmica en varias zonas del Occidente de Colombia. Los eventos importantes registrados por la Red del OSSO han sido incluidos en los catálogos recientes de sismos, publicados por el Ingeominas.

Finalmente se cuenta con la Red Sísmica Nacional de Colombia la cual cuenta con catorce estaciones de tecnología digital punta a punta, conexión de tipo satelital y estación central de registro dotada de lo más moderno a nivel internacional. La RSNC es operada por Ingeominas; comenzó a operar oficialmente en abril de 1994, pero sus diferentes estaciones entraron en servicio poco a poco desde el año 1992. Ingeominas publica boletines

trimestrales y cuenta con un nivel de operación de alta capacidad. En la Figura 4.1 se presenta la ubicación de las estaciones sismológicas actuales.

Con base en la información reciente proveniente de las redes anteriormente mencionadas se ha hecho una recopilación de los sismos con base en el catálogo de sismos del Ingeominas actualizado hasta 1995 con un total de 4517 eventos que van desde el primer sismo histórico reportado en 1566 hasta el mes de Junio de 1995, complementado con los registros del sismo del Quindío del 25 de Enero de 1999.

Con base en esta información sísmica se adelantó la evaluación de amenaza que se presenta a continuación.

4.3 PARAMETROS DE SISMICIDAD PARA LAS FUENTES

Con base en información tectónica y sismológica, el estudio de amenaza sísmica de Colombia AIS (1996) [ref 4.11] realizó un análisis para determinar los parámetros de sismicidad más relevantes tales como, frecuencia de sismos, I , pendiente de la curva de recurrencia beta, b y magnitudes máximas, M_u y mínimas, M_o de cada fuente. En la Tabla 4.1 se muestran los valores de los parámetros de sismicidad de las fuentes activas usadas en el presente estudio. Estos parámetros son los mismos que los determinados en el estudio AIS (1996) [ref 4.11] con la excepción de la zona de Benioff intermedia, la cual se subdividió en varias subfuentes para lograr una mejor aproximación según la información disponible.

Tabla 4.1
Parámetros de sismicidad de las fuentes activas de Colombia (adaptada de AIS, 1996)

FUENTE	M_0	M_u	I eventos / año)	b	Prof. Prom(Km)
Arco de Dabeiba	4.0	6.5	0.21	1.043	30
Bahía Solano	4.0	7.5	0.606	0.988	28
Beniof intermedia 1*	4.0	8.0	0.228	0.945	72
Beniof intermedia 2*	4.0	8.0	0.152	0.945	72
Beniof intermedia 3*	4.0	8.0	0.380	0.945	72
Beniof profunda	4.0	7.5	6.45	1.643	165
Boconó	4.0	8.0	0.052	0.770	38
Bolívar	4.0	6.0	0.051	0.464	16
Bucga-Sta Marta Norte	4.0	6.5	0.105	1.732	29
Bucga-Sta Marta sur	4.0	6.5	0.264	1.474	39
Cauca	4.0	7.0	0.132	1.709	26
Cimitarra	4.0	6.5	0.078	1.637	16
Compresión Sur Caribe-E	4.0	6.0	0.105	2.188	27
Compresión S. Caribe-O	4.0	6.0	0.131	1.209	27
Cuiza	4.0	7.0	0.105	1.274	24
Espíritu Santo	4.0	6.5	0.105	1.339	32
Fallas del Magdalena	4.0	7.0	0.078	1.852	19
Frontal Cordillera Oriental	4.0	8.0	1.16	0.988	22
Garrapatos	4.0	6.5	0.105	2.123	30
Ibagué	4.0	6.5	0.394	2.697	31
Junin-Sambiambi	4.0	7.0	0.052	1.384	33
Murindó-Atrato	4.0	7.5	0.843	1.057	18
Normal Panamá Pacífico	4.0	7.0	0.184	1.583	24
Oca	4.0	7.4	0.053	1.113	23
Palestina	4.0	6.5	0.132	1.344	21
Perijá	4.0	6.5	0.157	1.415	24
Puerto Rondón	4.0	6.5	0.078	0.616	19
Romeral	4.0	7.6	0.215	1.037	28
Romeral-Norte	4.0	6.5	0.052	0.849	40
Salinas	4.0	6.5	0.158	1.997	30
Sinú	4.0	6.0	0.105	0.531	23
Suárez	4.0	6.5	0.105	1.686	33
Subducción	4.0	8.6	7.89	1.393	26
Uribante-Caparo	4.0	7.0	0.079	0.758	18

* Fuentes modificadas en este estudio.

El Estudio AIS (1996) [ref 4.11] realizó los análisis de regresión para los parámetros siguiendo un modelo de regresión simple, sin considerar el tratamiento bayesiano que es usado en muchos países. Esto no es un inconveniente mayor en las fuentes con mucha información; sin embargo, en las fuentes de pocos registros la variación puede ser grande. El estudio propuso los valores para 32 fuentes reconocidas como activas en el territorio colombiano. En la Figura 4.2 se presenta la distribución geográfica de estas fuentes.

Para el caso de la ciudad de Manizales y tal como se mencionó anteriormente se presentan dos tipos de fuentes dominantes. En primer lugar están las fuentes cercanas que establecen una amenaza significativa como el caso de la falla de Romeral, cuyo trazo pasa apenas a kilómetros de la ciudad y que ha sido causante de sismos como el de Popayán en 1983 y más recientemente el de Armenia (1999). Estas fuentes locales, aunque no son generadoras de grandes sismos se encuentran a distancias lo suficientemente pequeñas como para generar fuertes intensidades.

Otro tipo de fuentes que afectan la ciudad son las fuentes a distancias intermedias pero con gran capacidad de liberación de energía. Se hace referencia a la fuente subducción y su respectiva zona de Benioff la cual se encuentra justo debajo de la ciudad a una profundidad aproximada entre 100 y 150 km. Estas fuentes han causado muchos movimientos sísmicos importantes en la zona tales como el sismo de Pereira de 1995 el cual generó pérdidas apreciables en la ciudad. En la Figura 4.3 se presenta un esquema de la ubicación de las diferentes fuentes sismogénicas en la región andina de Colombia. La Figura 4.4 presenta el mismo esquema con un acercamiento a la zona de Manizales y con un mayor nivel de detalle el trazo de los corredores de las fuentes que se encuentran cerca de la ciudad.

Además de las anteriores fuentes, existen otras fuentes sismogénicas cercanas como la falla Palestina, Cauca o Murindó que contribuyen a la amenaza de la ciudad.

4.4 ATENUACION SÍSMICA

Una vez determinada la tasa de actividad de cada una de las fuentes sísmicas, es necesario evaluar los efectos que, en términos de intensidad sísmica, produce cada una de ellas en un sitio de interés. Para ello se requiere saber qué intensidad se presentaría en el sitio en cuestión, hasta ahora supuesto en terreno firme, si en la íésima fuente ocurriera un temblor con magnitud dada. A las expresiones que relacionan magnitud, posición relativa fuente-sitio e intensidad se les conoce como *leyes de atenuación*. Usualmente, la posición relativa fuente-sitio se especifica mediante la distancia focal, es decir, la distancia entre el foco sísmico y el sitio. Las leyes de atenuación pueden adoptar muy diversas formas. En este

estudio se utilizan diferentes leyes de atenuación dependiendo del tipo de fuente o mecanismo focal, esto es, sismos de subducción o sismos continentales. Como se verá más adelante, se considera que los parámetros de intensidad sísmica relevantes no son sólo las ordenadas del espectro de respuesta de pseudoaceleraciones, sino que además intervienen otros parámetros complementarios de intensidad. En el Anexo 4.1 se describe en detalle el procedimiento de construcción de leyes de atenuación de espectros de amplitudes de Fourier (*EAF*), las cuales mediante procesos teóricos permiten el cálculo de leyes de atenuación de diferentes parámetros de intensidad sísmica comúnmente usadas en el diseño de estructuras. En forma resumida, el procedimiento consiste en generar leyes de atenuación mediante el ajuste de los parámetros libres, de suerte que se minimice la dispersión con respecto a aceleraciones registradas mediante instrumentos en el territorio colombiano. Nótese que, en este problema, la solución óptima en el sentido de mínimos cuadrados no puede ser obtenida directamente o con soluciones cerradas, por tratarse de un problema fuertemente no lineal. Por otra parte, mientras que en las soluciones lineales de mínimos cuadrados se obtienen simultáneamente error cuadrático mínimo y error medio nulo, en los problemas no lineales no necesariamente ocurre así. En las relaciones que se presentan se procedió iterativamente hasta encontrar soluciones con error medio tendiente a cero (para no subestimar o sobrestimar sistemáticamente) y error cuadrático medio mínimo.

El análisis se realizó separando los sismos en dos tipos representativos de la tectónica del territorio: 1) las aceleraciones registradas durante la ocurrencia de sismos en las zonas de subducción y de Benioff bajo la placa continental ("*Subducción*"); y 2) las registradas durante sismos de fallas activas en el territorio nacional ("*Activa*"). Se tienen en total más de 200 eventos registrados en la Red Sismológica Nacional de Colombia (RSNC), de los cuales fueron descontados algunos que presentaban efectos de sitio visibles, patrones anómalos de radiación o posibles errores en las mediciones de los aparatos.

Se generó una ley de atenuación para cada uno de estos dos casos y una ley general ("*Nacional*"), que incluye todos los registros. R se tomó como la distancia hipocentral, y la variable que se intenta predecir es la aceleración neta registrada, definida como la raíz de la suma de las componentes horizontales al cuadrado dividida entre dos:

$$A_n = \sqrt{\frac{A_{ns}^2 + A_{eo}^2}{2}}$$

Ec. 4.1

Los datos de aceleraciones registradas en Colombia se presentan en catálogos separados por tipos de fuentes en el Anexo 4.2.

Al realizar el análisis de minimización se procedió a construir los espectros de fuente finita y fuente puntual para cada combinación de magnitud y distancia. La Figura 4.5 izquierda presenta las formas típicas de este tipo de espectros. Ya que el espectro de fuente finita genera amplitud constante para las bajas frecuencias, en ese rango se usa el valor mínimo correspondiente al espectro de fuente puntual.

Al realizar el mismo análisis para diferentes distancias es posible construir leyes de atenuación de espectros de amplitudes de Fourier para diferentes magnitudes como se observa en la Figura 4.5 derecha. Cada uno de estos espectros tiene un valor pico esperado que se puede evaluar con la teoría anteriormente expuesta.

Al comparar los registros calculados y registrados y minimizar la desviación fue posible identificar los parámetros del modelo sismológico adoptado para describir el EAF. Estos se presentan en el Anexo 4.1.

Las leyes de atenuación resultantes se presentan en la Figura 4.6. Debido a que cada estimación de intensidad requiere el análisis de teoría de vibraciones aleatorias no es necesario parametrizar este tipo de relaciones. Sin embargo, para consulta de datos es presentada la Tabla 4.2 donde se observan para los diferentes mecanismos focales la estimación de la aceleración máxima del suelo en diferentes magnitudes y distancias de interés.

Tabla 4.2
Resultado de la calibración de parámetros para cada caso analizado.

<i>Zonas Activas</i>						<i>Zonas de Subducción</i>					
<i>R(Km)</i>	<i>M=4</i>	<i>M=5</i>	<i>M=6</i>	<i>M=7</i>	<i>M=8</i>	<i>R(Km)</i>	<i>M=4</i>	<i>M=5</i>	<i>M=6</i>	<i>M=7</i>	<i>M=8</i>
10	41.8	128.4	302.3	529.2	589.6	10	45.8	149.7	365.4	499.0	550.0
20	15.3	51.2	131.9	272.8	394.4	20	17.0	60.1	159.6	340.7	533.0
30	8.0	28.1	76.5	169.1	282.1	30	9.0	33.3	93.1	211.1	368.9
40	4.8	17.8	50.3	116.0	210.6	40	5.5	21.3	61.7	145.3	274.3
50	3.2	12.2	35.6	84.8	162.6	50	3.7	14.7	43.9	106.7	211.5
60	2.3	8.8	26.5	64.7	129.0	60	2.6	10.7	32.8	81.7	167.8
80	1.4	5.9	18.6	47.5	99.9	80	1.7	7.3	23.3	60.4	130.1
100	1.0	4.2	13.9	36.6	79.8	100	1.2	5.3	17.5	46.7	104.0
150	0.5	2.2	7.7	21.6	50.1	150	0.6	2.8	9.8	27.7	65.2
200	0.2	1.3	4.8	14.2	34.5	200	0.3	1.7	6.2	18.3	44.7
250	0.1	0.8	3.3	10.0	25.2	250	0.2	1.1	4.2	12.8	32.3
300	0.1	0.6	2.3	7.4	19.2	300	0.1	0.8	3.0	9.4	24.2
350	0.1	0.4	1.7	5.6	15.0	350	0.1	0.6	2.2	7.1	18.6
400	0.0	0.3	1.3	4.4	12.0	400	0.1	0.4	1.7	5.5	14.6
500	0.0	0.2	0.8	2.8	8.0	500	0.0	0.2	1.0	3.4	9.4
600	0.0	0.1	0.5	1.9	5.6	600	0.0	0.2	0.7	2.3	6.3
700	0.0	0.1	0.4	1.4	4.1	700	0.0	0.1	0.5	1.5	4.4
800	0.0	0.0	0.3	1.0	3.0	800	0.0	0.1	0.3	1.1	3.1
900	0.0	0.0	0.2	0.7	2.3	900	0.0	0.0	0.2	0.8	2.2
1000	0.0	0.0	0.1	0.5	1.7	1000	0.0	0.0	0.2	0.6	1.6

El desempeño de estas nuevas leyes de atenuación fue comparado desde el punto de vista estadístico, con el de las usadas en estudios anteriores realizados en el país, utilizando la misma base de datos de aceleraciones que se ha utilizado en el presente trabajo. Los resultados de dicha comparación y sus conclusiones estadísticas más importantes por tipo de zona se presentan en la Tabla 4.3. En la tabla, e_m es el error medio, que se define como el promedio de los logaritmos de los cocientes entre aceleraciones observadas y calculadas; s es la desviación estándar de los logaritmos naturales. Para los sismos de fallas activas la desviación estándar es de 0.56, mientras que para subducción es de 0.65. Si se incluyen todos los sismos (“nacional”) se obtiene un valor de $s=0.65$.

Tabla 4.3
Comparación estadística de las diferentes leyes usadas

Ley	ACTIVA		SUBDUCCION		NACIONAL	
	S	e _m	S	e _m	S	e _m
Donovan I ⁺	1.14	0.91	0.78	-0.42	0.97	-0.66
DonovanII ⁺	1.47	-1.28	1.06	-0.83	1.26	-1.05
McGuire ⁺	1.47	-1.31	1.18	-0.97	1.35	-1.14
Promedio ⁺	1.44	-1.25	1.06	-0.83	1.24	-1.04
Activa*	0.56	0.007	-	-	-	-
Subducción*	-	-	0.65	-0.002	-	-
Nacional*	-	-	-	-	0.65	0.007

⁺Leyes consideradas en el Estudio de Amenaza Sísmica de Colombia

*Leyes obtenidas en este estudio

Las conclusiones de dicha tabla son bastante relevantes porque muestran que la desviación de relaciones antiguas es bastante mayor cuando se usan con sismos colombianos. El uso del método semiempírico mostrado en el capítulo genera leyes de atenuación con desviaciones y sesgos bastante aceptables, teniendo en cuenta la amplia dispersión con que trabaja este tipo de problemas.

4.5 CÁLCULO DE LA AMENAZA SÍSMICA EN TERRENO FIRME

4.5.1 Procedimiento de cálculo

Con base en la información anterior se pueden adelantar la evaluación de la amenaza sísmica en el sitio de interés. El análisis subsecuente estudia los parámetros de respuesta sísmica para terreno firme (roca) los cuales deben modificarse posteriormente para tener en cuenta los efectos locales de diferentes tipos.

Con base en la sismicidad de las fuentes y en los patrones de atenuación de las ondas generadas en cada una de ellas, la amenaza sísmica puede calcularse considerando la suma de los efectos de la totalidad de las fuentes sísmicas y la distancia entre cada fuente y el sitio de interés. La amenaza, expresada en términos de las tasas de excedencia de intensidades a , se calcula mediante la siguiente expresión (Esteva, 1970):

$$n(a | Ro, p) = \sum_{n=1}^{n=N} \int_{Mo}^{Mu} \frac{f(M)}{M} \Pr(A > a | M, Ro) dM \quad \text{Ec. 4.2}$$

donde la sumatoria abarca la totalidad de las fuentes sísmicas, N , y $Pr(A > a/M, R)$ es la probabilidad de que la intensidad exceda un cierto valor, dadas la magnitud del sismo, M , y la distancia entre la i -ésima fuente y el sitio, R . Las funciones $I(M)$ son las tasas de actividad de las fuentes sísmicas, mismas que se describieron anteriormente. La integral se realiza desde M_0 hasta M_u , lo que indica que se toma en cuenta, para cada fuente sísmica, la contribución de todas las magnitudes.

En el Anexo 4.1 se presenta toda la sustentación teórica para el cálculo de la amenaza sísmica, la cual está basada en la ecuación Ec. 4.2.

El período de retorno T debe entenderse más en términos probabilísticos que como el tiempo promedio de recurrencia de un sismo con aceleración horizontal máxima probable con valor " a_0 ", tomado de la curva anterior. Según esto, debe entenderse T como un parámetro definido como $1/p$ donde p es la probabilidad que el valor de a_0 sea excedido en un año, así:

$$p = P[a \geq a_0, \text{ en un año }] \quad \text{Ec. 4.3}$$

$$T = 1/p \quad \text{Ec. 4.4}$$

Ahora la probabilidad de que el valor de a_0 no sea excedido en t años, suponiendo independencia estadística de eventos, sería:

$$q^t = (1-p)(1-p) \dots (t \text{ veces}) \dots = (1-p)^t \quad \text{Ec.4.5}$$

y la probabilidad, q_0 , de que se tenga por lo menos un evento con aceleración máxima horizontal mayor que a_0 en el lapso de t años se obtendría según:

$$q_0 = 1 - (1-p)^t = 1 - (1-1/T)^t \quad \text{Ec. 4.6}$$

Para estructuras convencionales (según la Norma de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR-98) el criterio de diseño consiste en aceptar una probabilidad de excedencia de $q_0 = 0.10$ por lo menos una vez en un lapso o tiempo de exposición de 50 años. Según esto y utilizando la ecuación 4.6, el período de retorno de diseño para estructuras convencionales sería de 475 años.

Esto significa que la probabilidad de que el valor de a_0 correspondiente a un período de retorno $T= 475$ y leído de la curva a_0 contra T sea excedido en un año es de $1/475 = 0.0021$. Lo anterior no debe confundirse con el concepto que cada 475 años en promedio va a ocurrir un sismo de aceleración máxima a_0 , lo cual es erróneo en términos precisos.

El tiempo de exposición anteriormente mencionado, tiene que ver con lo que puede llamarse la "duración del proyecto bajo consideración", algo similar a la llamada "vida útil" o período de tiempo real que se espera la estructura esté en servicio y expuesta a la amenaza sísmica.

La escogencia del período de retorno apropiado para efectos de diseño o análisis exige gran criterio y es claro que lleva implícitas consecuencias económicas en el caso de diseños o importantes variaciones en el caso de análisis de edificaciones existentes. El tipo de obra, la vida útil, el amenaza para las vidas humanas que implique su falla, el costo de repararla, el lucro cesante que se genera debido a que no sea operable y otros aspectos de igual importancia, son factores que deben tenerse en cuenta en la selección del período de retorno o de la probabilidad de excedencia que se desee aceptar para un lapso determinado.

Para efectos de los estudios de microzonificación posteriores y teniendo en cuenta lo establecido por la Ley 400 de 1997 y los decretos que la reglamentan (Decreto 33 de 1998) en el presente caso se recomienda asignar un tiempo de exposición de 50 años, manteniendo la probabilidad de excedencia en el 10 %, es decir un período de retorno de 475 años.

4.5.2 Tasas de Excedencia y aceleraciones máximas en terreno firme

En la Figura 4.7 se presentan las tasas de excedencia en terreno firme de la aceleración máxima del suelo para cada una de las fuentes que aportan amenaza a la ciudad. En la misma figura se presenta además la tasa total, es decir, la que resulta de sumar las contribuciones de todas las fuentes, para la aceleración máxima sobre terreno firme. Si sobre la Figura 4.7 se establece una tasa de excedencia para un estado de funcionalidad determinado es posible trazar líneas horizontales que interceptan a las curvas de las tasas de las diferentes fuentes que aportan amenaza a la ciudad. Por ejemplo, al establecer un periodo de retorno de 475 años como se explicó anteriormente, (tasa de 0.0021/año) resulta posible encontrar los puntos de aceleración máxima de cada fuente sobre la ciudad. Además siguiendo la teoría clásica de amenaza sísmica es posible calcular la amenaza total de la contribución de todas las fuentes en la ciudad.

Las fuentes que presentan mayor participación en la amenaza de la ciudad son Romeral, Bennioff, Subducción, Murindó, Palestina y Cauca. La participación relativa de cada una de ellas se presenta en la Figura 4.8 en la cual se indica en términos de porcentaje la importancia relativa de la aceleración máxima del suelo de las fuentes que aportan amenaza a la ciudad. Sin embargo estas contribuciones varían considerablemente dependiendo del contenido frecuencial y de la distancia media de las fuentes, por lo que dicha participación puede verse afectada para tasas de excedencia en períodos estructurales medios y altos.

El cálculo anterior se realizó para unas coordenadas específicas en el centro de la ciudad. Sin embargo es de mucha importancia conocer la distribución geográfica de la amenaza para terreno firme dentro de la región donde se encuentra circunscrita esta, por lo cual el cálculo de las tasas de excedencia se amplió para toda la región. De acuerdo con esto es posible generar mapas de igual tasa de excedencia (o período de retorno) de la intensidad de interés, en este caso mapas de aceleración máxima del suelo para diferentes periodos de retorno. La Figura 4.9 presentan mapas regionales de aceleración máxima para $T_r = 50, 200, 475$ y 1000 años. Los círculos en trazo grueso indican la posición de Manizales en este contexto.

La distribución regional de la Figura 4.9 permite visualizar la influencia de cada fuente en la amenaza sísmica de la región andina. Se hace evidente que la mayor contribución de amenaza a la ciudad de Manizales corresponde a la falla Romeral que se encuentra a pocos kilómetros de la ciudad por lo que resulta útil calcular en una forma más detallada la amenaza en las inmediaciones del perímetro de la ciudad. La Figura 4.10 presenta la amenaza sísmica en términos de la aceleración en terreno firme para diferentes períodos de retorno. Dichas figuras permiten observar la variación de la amenaza para terreno firme en las cercanías de la ciudad, por lo que la estimación de un punto particular no es representativo de los demás de la ciudad. Por ejemplo, en el mapa de los 475 años de la Figura 4.10, la aceleración máxima en terreno firme varía entre 160 y 206 gal tan solo en el casco urbano de la ciudad. Por esta razón, se recomienda para el caso de la ciudad de Manizales en forma particular, que la evaluación de la amenaza se adelante punto a punto.

En las condiciones anotadas anteriormente y para efectos comparativos, para un período de retorno de 475 años se obtiene una aceleración máxima probable en terreno firme del orden de 0.22 g (220 gales) la cual debe compararse con la aceleración de local máxima probable de 0.25 g establecida en el Estudio General de Riesgo Sísmico de Colombia adelantado por la AIS [ref 4.9 y ref 4.11] y por el Decreto Reglamentario 33 de 1999 de la Ley 400 de 1998.

Debe quedar claramente establecido que el valor aquí deducido corresponde a la respuesta esperada en las formaciones geológicas competentes, con velocidades de onda de cortante en el orden de 800 m/seg o más o con valores del ensayo de penetración estándar, SPT, igual o superior a 50 golpes/pie. Al llegar a estos estratos, la onda sísmica se propagará dentro del subsuelo superficial generalmente menos rígido y competente, hasta alcanzar la cimentación de las estructuras o simplemente el nivel del terreno. Estos depósitos superficiales relativamente más blandos modifican la señal tanto en amplitud como en contenido frecuencial y duración, básicamente en función del contraste que se presente entre el depósito superior y los inferiores referidos. Esta variación de la señal sísmica conforma el llamado efecto de sitio que desempeña en general un papel fundamental en la magnitud de las fuerzas sísmicas que pueden llegar a sacudir las obras de infraestructura en el futuro y que es la motivación principal de los estudios de microzonificación sísmica de ciudades. La evaluación de estos efectos se presenta más adelante en el informe.

4.6 ESPECTROS DE RESPUESTA DE AMENAZA UNIFORME EN TERRENO FIRME

De acuerdo con el Anexo 4.1, el concepto anterior puede ampliarse al de espectros de respuesta de amenaza uniforme en terreno firme. Para el efecto los espectros de amplitudes de Fourier (EAF) para distancias y magnitudes determinadas se multiplican por la función de transferencia de un oscilador de un grado de libertad con período y amortiguamiento conocidos para obtener así el EAF de aceleraciones para el oscilador correspondiente. La aplicación sucesiva del procedimiento de vibraciones aleatorias permite estimar el valor de la respuesta máxima que tendría este oscilador ante el sismo caracterizado por el *EAF* correspondiente. Si esto se repite para osciladores de diferente período se pueden obtener los espectros de respuesta de aceleraciones de amenaza uniforme. Simultáneamente se obtienen las leyes de atenuación para las ordenadas espectrales deseadas. Conviene hacer notar que en este caso, la duración de fase intensa, T_d , no debe ser la duración de la excitación sino la duración de la respuesta del oscilador, T_r , para lo cual se han propuesto varias expresiones como se establece en el Anexo 4.1. Nótese que la función de transferencia del oscilador de un grado de libertad debe ser la que corresponda a la respuesta espectral deseada. Así, por ejemplo, si se desean leyes de atenuación para la pseudoaceleración, tendrá que usarse la función de transferencia de aceleración del suelo a pseudoaceleración espectral. La Figura 4.11 presenta leyes de atenuación espectrales para los diferentes tipos de fuentes usados en el estudio para diferentes condiciones de magnitud y distancia. En estas es posible encontrar las respuestas máximas de osciladores para combinaciones de amenaza conocida.

Un análisis clásico de amenaza sobre las leyes de atenuación espectrales de aceleración presentadas en la Figura 4.11 permite encontrar las tasas de excedencia de diferentes parámetros sísmicos. En la Figura 4.12 se presentan los espectros de amenaza uniforme para terreno firme calculados a diferentes períodos de retorno para la ciudad de Manizales. Se presentan resultados para los espectros de pseudoaceleración, velocidad y desplazamiento.

4.7 ESPECTROS DE AMPLITUDES DE FOURIER Y DURACIÓN DE LA FASE INTENSA PARA MANIZALES

Una vez calculada la amenaza asociada con cada una de las fuentes sismogénicas y definido el período de retorno de diseño de 475 años, se puede estimar la aceleración máxima y epicentro probable para cada una de las fuentes. Si se fija un cierto punto representativo de la ciudad se puede entonces tener una distancia representativa para epicentros hipotéticos en cada una de las fuentes. Se puede entonces utilizar las leyes de atenuación de los diferentes tipos de fuentes en forma inversa y deducir la magnitud necesaria para generar la aceleración máxima identificada a la distancia propuesta.

Por ejemplo, para un período de retorno de 475 años, la falla Romeral genera 175 gal a una distancia media del orden de los 20 km. Utilizando ahora las leyes de atenuación deducida para las fuentes activas e indicada en la Figura 4.6, para alcanzar las condiciones establecidas se requeriría una Magnitud de 6.2, el cual resulta en este caso muy similar al sismo de Armenia del 25 de enero de 1999.

Para la estimación de la duración de la fase intensa de los movimientos asociados con cada una de las fuentes se construyeron leyes de atenuación de duración siguiendo el modelo omega cuadrada, el criterio de la frecuencia de esquina y la distancia recorrida (ver Anexo 4.1). La Figura 4.13 presenta las leyes de atenuación generadas con los criterios de Herrman (1985) para la estimación de la fase intensa de duración de los eventos asociados a los diferentes tipos de fuentes.

Dichas leyes sirven para obtener las tasas de excedencia de duración de la fase intensa para cada una de las fuentes sismogénicas. La Figura 4.14 presenta las tasas de excedencia de duraciones para cada fuente. Una vez seleccionado el período de retorno de diseño, se pueden entonces estimar las duraciones de la fase intensa correspondientes a cada fuente.

El análisis se repite en diferentes coordenadas geográficas para poder conocer la distribución regional de este parámetro. El análisis se adelanta para la falla Romeral y para

la fuente Subducción. La Figura 4.15 presenta los resultados encontrados. Se puede concluir de dicha figura que los sismos de subducción presentan mayores duraciones que los sismos de fallas continentales como la Romeral, como era de esperarse y se ha corroborado instrumentalmente.

Los procesos anteriores se repiten para todas las fuentes y se puede entonces construir la Tabla 4.5 donde se condensan los resultados de los parámetros relevantes en la deducción de los EAFs y de las duraciones de la fase intensa para cada una de las fuentes y para un período de retorno de 475 años.

Tabla 4.5
Parámetros para la derivación de EAF y duraciones para $T_r=475$ años

Fuente	Participación	Amax (gal)	Distancia (Km.)	Magnitud M_w	Duración Segundos
Romeral	65.2%	175	20	6.2	32
Beniof	16.3%	105	140	7.8	20
intermedia II					
Subducción	11.7%	100	190	8.5	50
Beniof	2.0%	65	130	7.4	48
Profunda					
Beniof	1.8%	60	100	7.0	40
Intermedia I					
Murindo	1.4%	58	90	7.5	25
Beniof	1.1%	56	340	8.5	30
Intermedia III					
Palestina	0.3%	32	35	5.3	25
Cauca	0.1%	18	50	5.5	30

Reemplazando los anteriores parámetros en las formulaciones de los EAF que se presentan en el Anexo 4.1, se pueden construir los espectros de amplitudes de Fourier de cada fuente como se observan en la Figura 4.16. Los EAF resultantes se entregan simultáneamente en formato digital para su posterior utilización en otro tipo de análisis como el que se presentan en informe independiente (ver Hurtado 2002, en edición).

4.8 CALIBRACION CON EL SISMO DE ARMENIA DE ENERO DE 1999

Para efectos de calibración de la metodología de cálculo de la amenaza sísmica propuesta, en este numeral se presenta una comparación entre aceleraciones y espectros de respuestas calculados y observados durante el sismo de Armenia del 25 de enero de 1999, en la zona del Quindío, Colombia. Este sismo con $M_L=5.9$ (según agencias internacionales y 6.2 según Ingeominas, agencia nacional de Colombia) quedó localizado en la región andina de Colombia (Figura 4.17) y fue registrado por diferentes estaciones acelerográficas de donde se recopilaron los datos de aceleración máxima del suelo en sus diferentes componentes (norte, sur y vertical). En total más de 30 estaciones de diferentes redes acelerográficas registraron el evento.

Se recopiló la información acelerográfica de diferentes estaciones ubicadas tanto en terreno firme como en suelo blando. En la Tabla 4.6 se resume la información relevante.

Tabla 4.6
Registros acelerográficos del sismo de Armenia de 1999

CIUDAD	ESTACIÓN	Geología	Coordenadas Estación		Aceleración Máxima Registrada (gal)				R (Km)
			LAT N	LONG E	E-W	N-S	Vert	Neta	
Popayán	Invias	Suelo	2.47	-76.59	5.93	2.86	4.44	4.65	236.61
Popayán	ISS	Suelo	2.47	-76.59	5.67	5.67	4.83	5.67	236.61
Cali	Cali	Suelo	3.42	-76.53	21.60	7.95	17.18	16.28	143.00
Buenaventura	Buenaventura	Suelo	3.88	-77.08	15.31	3.71	20.71	11.14	162.91
Armenia	Armenia	Suelo	4.5	-75.8	518.10	446.70	580.00	483.72	21.63
Santa Fe de	Ingeominas	Suelo	4.64	-74.08	3.81	1.94	5.60	3.02	184.61
Bogotá	Gaviotas	Suelo	4.64	-74.08	3.78	1.62	4.39	2.90	184.61
Filandia	Filandia	Suelo	4.69	-75.62	554.90	182.20	477.80	412.98	37.12

Continuación Tabla 4.6
Registros acelerográficos del sismo de Armenia de 1999

CIUDAD	ESTACIÓN	Geología	Coordenadas Estación		Aceleración Máxima Registrada (gal)				R (Km)
			LAT N	LONG E	E-W	N-S	Vert	Neta	
Pereira	Castañares	Suelo	4.84	-75.75	207.80	95.84	141.50	161.81	50.78
Manizales	Manizales	Suelo	5.02	-75.42	85.72	57.52	102.20	72.99	77.35
Pereira	Clros	Suelo	4.84	-76.68	180.60	73.60	188.50	137.90	117.99
Pereira	Cmazp	Suelo	4.81	-75.69	253.20	99.10	290.70	192.26	47.66
Pereira	CSTRC	Suelo	4.88	-75.63	181.30	63.30	259.30	135.79	55.77
Pereira	CPER2	Suelo	4.84	-75.75	210.30	97.40	145.80	163.88	50.78
Filadelfia	Filadelfia	Roca	5.3	-75.57	8.27	5.32	9.44	6.95	101.62
Riosucio	Riosucio	Roca	5.42	-75.72	7.46	6.79	6.45	7.13	113.39
Andes	Andes	Roca	5.66	-75.91	6.16	4.76	10.11	5.50	141.37
Sonson	Sonson	Roca	5.68	-75.33	3.76	2.78	6.10	3.30	148.44
Toche	Toche	Roca	3.65	-76.09	3.58	2.80	2.72	3.22	95.35
Prado	Hidroprado	Roca	3.76	-74.89	6.79	5.35	5.62	6.11	118.25
Calima	Calima	Roca	3.88	-76.58	2.37	1.47	2.23	1.97	113.41
Bogotá	Ingeominas	Roca	4.64	-74.08	1.16	0.75	1.19	0.98	184.61
Bogotá	San Bart.	Roca	4.64	-74.08	1.74	0.90	1.37	1.38	184.61
Pereira	Atolibare	Roca	4.64	-75.68	83.33	28.02	48.38	62.17	30.99
Pereira	Cper1	Roca	4.78	-75.64	77.70	25.50	49.80	57.83	45.33
Arbelaez	Cande	Roca	4.28	-74.43	6.16	4.67	10.10	5.47	144.92
Betania	Cbeta	Roca	2.71	-75.43	5.27	2.92	6.93	4.26	192.18
Bogota	Cnsba	Roca	4.64	-74.08	1.57	1.12	1.17	1.36	184.61
Bogota	Crosa	Roca	4.85	-74.33	3.18	1.76	4.20	2.57	162.73
Colombia	Ccol	Roca	3.38	-74.8	15.00	7.72	13.90	11.93	154.24
Dagua	Cdagu	Roca	3.66	-76.71	3.17	3.45	3.96	3.31	138.91
Guaduas	Cguad	Roca	5.07	-74.59	6.26	3.25	6.34	4.99	146.25
NorcasiA	Cnorc	Roca	5.56	-74.89	6.97	4.55	6.61	5.89	158.34
Pensilvania	Cpens	Roca	5.39	-75.16	21.10	7.14	25.00	15.75	126.44
Villahermosa	Cvill	Roca	5.04	-75.12	6.48	12.01	5.42	9.65	98.05

En la Figura 4.18 se presenta la distribución regional de las aceleraciones máximas registradas por la estación de la red de acelerógrafos de Colombia en la zona centro de Colombia.

Por otro lado se establecen comparaciones entre los valores registrados y los valores calculados con la distancia con el fin de comparar con las leyes de atenuación presentadas anteriormente. Para los valores calculados se utiliza una magnitud de 5.9. En la Figura 4.19 se presentan leyes de atenuación utilizadas en estudios pasados en Colombia [ref 4.21, ref 4.28 y ref 4.31] tales como Donovan, Esteva y Villaverde y McGuire y las leyes nacional y activa utilizadas en el presente estudio. Simultáneamente se presentan los puntos correspondientes a los registros de la instrumentación mencionada para los sitios de roca y los sitios de suelo. A partir de figura se puede concluir que la ley de atenuación usada en este estudio es la que mejor correlación estadística tiene con los registros en roca. Simultáneamente se puede establecer que las aceleraciones en la superficie de depósitos de suelo, sistemáticamente presentan amplificaciones sobre los registros de roca, por lo menos para el caso de la aceleración máxima. Lo anterior es importante ya que este sismo ocurrió en una región con sismicidad, amenaza, patrones de atenuación y depósitos de suelos similares a las condiciones de Manizales.

Finalmente en las Figura 4.20a a la Figura 4.20e se comparan espectros de respuesta de pseudoaceleración de desplazamiento calculados a partir de registros del sismo de Armenia con los calculados a partir de la ley de atenuación “*Nacional*”, todos sobre estaciones en terreno firme.

De las Figura 4.20a a Figura 4.20e se observa en general algunas buenas aproximaciones a las formas y amplitudes espectrales especialmente de aceleraciones, aunque debe considerar que la baja amplitud de los parámetros hace que las comparaciones sean muy variables en algunos casos. Además, la aproximación del desplazamiento siempre es más deficiente debido a que la naturaleza de esta variable depende de la baja frecuencia que siempre es más difícil de evaluar.

4.9 SISMOS DE ANALISIS

4.9.1 Generalidades

Una vez analizada la amenaza sísmica regional, que ha conducido a una aceleración horizontal máxima probable en el orden de 0.25 g, a nivel de los estratos de suelos competentes que hay en profundidad variable en la zona, es necesario pasar a hacer algunas consideraciones que conduzcan a sentar las bases para establecer los efectos de sitio. Estas consideraciones están centradas alrededor de cuáles pueden ser las características generales de los sismos que en el futuro pueden llegar a afectar la ciudad.

Por otro lado, una vez realizado un estudio de microzonificación sísmica para una ciudad en particular se hace necesario establecer una familia de acelerogramas sintéticos que permitan de manera sencilla determinar la respuesta sísmica en cualquier sitio de interés particular cuando exista mejor información que la utilizada para la elaboración de dicho estudio. En este caso deben considerarse una serie de señales que mejor representen los posibles acelerogramas que resulten de las diferentes fuentes sismogénicas identificadas y que arrojen resultados compatibles con los estudios de microzonificación que son más generales. Para el efecto se recurre de nuevo a acelerogramas sintéticos como se explica a continuación.

La selección de los sismos de análisis para poder evaluar los efectos de sitio y llegar así a recomendar unos sismos de diseño para la ciudad, es un proceso que requiere el mayor criterio desde el punto de la ingeniería sísmica. Se reconoce que su selección puede ser cuestionada, pero se estima que es la mejor dada la información y el conocimiento que se tiene hasta el presente.

En general la selección de un acelerograma de diseño puede hacerse siguiendo los procedimientos siguientes, o una combinación entre éstos:

- a) De acuerdo con la sismotectónica regional y la distancia a las fuentes, se puede seleccionar un grupo de acelerogramas registrados en otras partes, con magnitudes similares a aquellas que se originarían en la región que se está analizando y emplearlos como acelerogramas de diseño.
- b) Modificar uno o varios de los acelerogramas obtenidos en el punto anterior teniendo en cuenta para ello las características regionales y locales.

c) Generar acelerogramas sintéticos "compatibles" con las condiciones sísmo tectónicas regionales y locales.

En la referencia [ref 4.4] se analizan los pros y los contras de cada una de las metodologías mencionadas. En definitiva, puede decirse que el problema todavía no está resuelto en su totalidad porque hay una serie de incógnitas que son demasiado dependientes de componentes puramente locales. En el caso de la zona del eje cafetero existen ya algunos registros de sismos recientes de magnitud intermedia que sirven de base para la definición de los sismos de análisis para la ciudad. También se recurre a sismos registrados en otras partes del mundo en las cuales el ambiente sísmotectónico general guarde alguna similitud con el ambiente existente en la zona del Eje Cafetero. En estos casos específicos se realizan los ajustes que se consideran convenientes para efectos de compatibilizar los parámetros principales que son la aceleración máxima, el contenido frecuencial predominante y la duración total del evento

4.9.2 Sismo Cercano Superficial (por deconvolución)

Para efectos de considerar la eventualidad de la ruptura de una falla local como podría ser el caso de algún ramal de la Falla Romeral puede tomarse como base los registros del sismo de Armenia del 25 de enero de 1999. Los registros del sismo se presentaron en numerales anteriores y desafortunadamente no se cuenta con ningún registro en roca en las cercanías del epicentro. El registro en roca más cercano es el de la estación Bocatoma Nuevo Libaré en cercanías a la ciudad de Pereira en el cual ya se ha producido una atenuación considerable en la señal, más aún si se considera que el sismo es superficial con lo cual la atenuación con la distancia es mucho mayor. Por otro lado el registro probablemente ya ha sufrido algunos cambios en el contenido frecuencial por el efecto de filtro que se genera a medida que el sismo se propaga por la corteza terrestre. Por esta razón no puede utilizarse ninguno de los registros disponibles como señal equivalente para el sismo cercano superficial.

Ante la anterior situación se decidió realizar una estimación de la señal en roca equivalente al que pudo haber producido la señal registrada en la estación de la Universidad del Quindío. Esta estación ubicada sobre un depósito de cenizas volcánicas de unos 30 m de profundidad, registró la señal indicada en la Figura 3.20 con una aceleración máxima de 0.59 g (componente NS). Con base en la información de la referencia [ref 4.27] y en la nueva información disponible en el presente proyecto, se hace una deconvolución de la señal en profundidad utilizando el programa de computador SHAKE [ref 4.26]. Luego de un análisis de sensibilidad se obtiene la señal indicada en la Figura 4.21 con su espectro correspondiente como señal hipotética en roca para el análisis. Para efectos ilustrativos se

incluye el espectro registrado en Uniquindío. Debe aclararse que la señal resultante de la deconvolución debe utilizarse únicamente con propósitos de análisis posteriores de Shake y que probablemente puede llegar a tener diferencias significativas con respecto a la señal real ocurrida durante el sismo a nivel de roca.

La estimación de la aceleración máxima para efectos de diseño no resulta tan evidente. Por un lado, la evaluación de la amenaza sísmica regional presentada ya incluye el efecto de las fuentes locales y por lo tanto para mantener un nivel de probabilidad definido para el diseño se debería utilizar dicha aceleración máxima correspondiente. Por otro lado resulta evidente que las ecuaciones de atenuación y los niveles de aceleración normalmente reportados no son válidos para el campo cercano, a distancias menores del orden de 15 km desde la fuente.

Utilizando como base el análisis de amenaza presentado anteriormente se puede establecer que la aceleración máxima probable asociada con la fuente Romeral para un período de retorno de 475 años es del orden de 0.18 g . De acuerdo con esto se toma la señal anterior escalada a esta aceleración máxima y con una duración total aproximada de 15 seg en la fase intensa como la señal de análisis para la Fuente Cercana Superficial. La Figura 4.22 presenta la señal seleccionada para el análisis y su espectro de respuesta correspondiente

Debe anotarse que en caso que ocurra una ruptura en una fuente muy cercana a la ciudad probablemente se obtendrían aceleraciones locales más altas que las anteriores. Sin embargo, por tratarse de un estudio para establecer recomendaciones de diseño, los valores deben basarse en una probabilidad de ocurrencia determinada y no en la peor situación que pueda llegar a presentarse.

4.9.3 Sismo Cercano Superficial (por funciones de Green)

Una alternativa al anterior proceso de deconvolución de la señal consiste en generar un sismo sintético a partir de señales equivalentes de sismos pequeños mediante las funciones de Green empíricas como se describe en el Anexo 4.1. Para el efecto pueden utilizarse cualquier registro confiable de los sismos generados por fallas que se encuentren en el Sistema Romeral obtenidos en diferentes estaciones ubicadas en las cercanías del epicentro del sismo.

La Figura 4.23 presenta la señal sintética generada a partir del registro del sismo de Armenia del 25 de Enero de 1999 en la estación Bocatoma Nuevo Libaré sobre roca ubicada a 42 km de distancia del epicentro con su espectro de respuesta correspondiente.

Para efectos comparativos se gráfica la señal correspondiente al sismo sintético con la señal generada por deconvolución para una misma aceleración máxima del terreno de 0.18 g. La Figura 4.24 presenta las dos señales (la generada por deconvolución y la sintética), y los espectros de respuesta correspondientes. Como puede observarse las dos señales presentan diferencias importantes no solo en la apariencia sino en el contenido frecuencial. Claramente cada una de las señales mantiene las características del registro que le dio origen, bien sea para la deconvolución a partir del registro en superficie o de un registro utilizado como función de Green.

4.9.4 Sismo zona de Benioff por funciones de Green

Tal como se indicó anteriormente, una de las fuentes sismogénicas de mayor amenaza para la zona de estudio está conformada por la zona de Benioff correspondiente a la placa Nazca subducida por debajo de la placa suramérica. Con un buzamiento predominante en la zona en el orden de 30°, a una distancia del orden de los 180 km se producen sismos con profundidades entre 80 y 150 km cuyos epicentros pueden estar ubicados directamente en la zona de estudio. Según la información disponible, la zona de Benioff intermedia puede llegar a generar sismos con magnitudes entre 7.5 y 8.0.

La mayoría de los sismos de los que se tiene relato histórico en la zona de Eje Cafetero y que han producido daños de consideración provienen de esta fuente profunda, por lo cual se selecciona como fuente para la determinación de los sismos de análisis. Los sismos del Dovio (Valle) de febrero 19 de 1997, el de Sevilla (Valle) de septiembre 2 de 1997, el de Tuluá (Valle) de diciembre 11 de 1997, el de Calima (Valle) de febrero 8 de 1995 y el de Risaralda (Caldas) de agosto 19 de 1995 en todos los cuales se dispone de al menos un registro acelerográfico confiable fueron sismos con profundidades asignadas entre 80 y 200 km y con magnitudes entre 6.0 y 7.0.

Para encontrar una señal característica de la zona de Benioff se generó un acelerograma sintético, utilizando como función de Green el registro del sismo de Risaralda (Caldas) del 19 de agosto de 1995, registrado en la estación del Acueducto de Manizales ubicada en suelo firme (Magnitud $M_l = 6.5$). Con base en este evento al cual se le asignó una magnitud de momento de 2.0×10^{25} , se generó el sismo sintético correspondiente a la fuente Benioff, con una magnitud de momento de 2.0×10^{27} . En la Figura 4.25 se presenta la señal encontrada mediante el análisis anteriormente mencionado y su espectro de aceleración correspondiente.

4.9.5 Sismo Profundo

Dada la importancia de los sismos provenientes de la zona de Benioff dentro de la amenaza sísmica de la ciudad de Manizales, se planteó la necesidad de encontrar un registro proveniente de esta fuente sismogénica con el fin de obtener una mejor caracterización del los movimientos sísmico provenientes de la fuente Benioff de profundidad entre 80 y 150 km

Con base a un análisis fundamentalmente cualitativo se seleccionó el registro del sismo de Calima (Valle) de febrero 8 de 1995, en la estación Anserma, dirección EW, escalado a una aceleración máxima de 0.15 g (aceleración con periodo de retorno igual a 475 años para la fuentes Benioff), con el contenido frecuencial y duración originales de la señal (del orden 40 seg). La Figura 4.26 presenta el registro mencionado y su espectro de respuesta correspondiente.

4.9.6 Sismos de Análisis y Espectros de Respuesta

Las consideraciones de los numerales anteriores permiten caracterizar la amenaza sísmica en la ciudad de Manizales a través de una serie de registros hipotéticos de aceleración contra el tiempo con características muy particulares que dependen del ambiente sismotectónico general, de la distancia a la cual se generarían, de la magnitud de los eventos que representan, del contenido frecuencial y duración característicos, de la ubicación estimada y en general de las observaciones de registros disponibles en estaciones cercanas referentes a sismos recientes de magnitud intermedia.

Las consideraciones anteriores se resumen en los siguientes registros característicos de las diferentes fuentes sismogénicas potenciales (señales a nivel del terreno firme):

- Para considerar el efecto de las fuentes locales cercanas a la Ciudad como es el caso de alguno de los ramales de la fuente Romeral se considera la señal del sismo de Armenia en la Universidad del Quindío (componente NS), obtenida por deconvolución analítica hasta la roca en profundidad y escalada a un valor pico de aceleración de 0.18 g para terreno firme, con una duración de la fase intensa del orden de 15 seg. ($\Delta t = 0.02$ seg, 4096 datos).
- Alternativamente a lo anterior se puede considerar un sismo sintético generado por funciones de Green a partir del registro del sismo de Armenia de 1999 obtenido en

la estación de Bocatoma – Alto Libaré. A esta señal se le asigna una aceleración máxima de 0.18 g y una duración de la fase intensa de 15 seg. (Delta t = 0.01seg, 3472 datos).

- Para considerar el efecto de la fuente sísmica correspondiente a la zona de Benioff Intermedia, se utilizará el sismo sintético generado a partir del sismo de Risaralda (Caldas) de 1995 escalado a 0.15 g . (Delta t = 0.02 seg, 4096 datos, duración de la fase intensa de 50 seg)
- se selecciona el sismo de Calima (Valle) de febrero 8 de 1995 en la estación Anserma (componente EW) escalado a 0.15 g, con un contenido frecuencial y una duración total equivalente a la del registro original. (Delta t = 0.02 seg, 3856 datos, duración de la fase intensa de 40 seg.)

En la Figura 4.27 se aprecian los acelerogramas de los sismos mencionados que corresponden a señales en roca base o terreno firme, mientras que en la Figura 4.28 se aprecian los espectros de respuesta respectivos en sus valores absolutos para un amortiguamiento estructural con respecto al crítico del 5 %. También se ha colocado en esta figura el espectro especificado por las Normas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes, NSR-98, para la ciudad de Manizales con un valor de $A_a = 0.25$ y considerando terreno firme (coeficiente $S = 1.0$) y para un suelo blando tipo S4 (coeficiente $S = 2.0$). En la Figura 4.29 se aprecian los espectros de respuesta a nivel de la roca base o depósitos de conglomerados normalizados con respecto a la aceleración máxima del terreno, para un mismo amortiguamiento. Esta figura permite presentar comparativamente los contenidos frecuenciales involucrados en las diferentes señales. De nuevo se presenta el espectro especificado por la norma, normalizado para efectos comparativos.

Al observar los espectros seleccionados para el análisis resulta evidente los distintos contenidos frecuenciales de los mismos, los cuales cubren casi todo el rango de posibilidades. Estos son los acelerogramas de análisis que deben utilizarse para estudiar la respuesta local del subsuelo de la ciudad con metodologías determinísticas.

4.10 REFERENCIAS

- [4.1] "Actualización de la Información Sísmica de Colombia"
Preparado para ISA por ITEC Ltda en 1988.
- [4.2] RICHTER, C. F.
"Elementary Seismology", W. H. Freeman Company 1958.
- [4.3] DER KIUREGHIAN, A.; ANG, H. S.
"A Line Source Model For Seismic Risk Analysis", University of Illinois, Series N419, 1975.
- [4.4] SARRIA, Alberto
"Ingeniería Sísmica", Ediciones Uniandes, 1990.
- [4.5] U.S GEOLOGICAL SURVEY CIRCULAR 1045
"Lessons Learned from the Loma Prieta Earthquake, October 17, 1989", first printing, november 1989.
- [4.6] RESTREPO, J.; TOUSSAINT, J.J
"Terrenos Alóctonos en los Andes Colombianos; Explicación de algunas paradojas Geológicas" Quinto Congreso Colombiano de Geología; Bucaramanga 1989. Memorias publicadas por Ingeominas.
- [4.7] TOUSSAINT, H. F.; RESTREPO, J. J.
"Acreciones Sucesivas en Colombia. Un Nuevo Modelo de Evolución Geológica. Quinto Congreso Colombiano de Geología; Bucaramanga 1989. Memorias publicadas por Ingeominas.
- [4.8] PENNINGTON, Wayne
"La Subducción de la Cuenca Oriental de Panamá y la Sismotectónica del Noroeste de Sur América", Proyectos Nariño II y III Instituto Geofísico de los Andes Colombianos. Bogotá 1981.
- [4.9] Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica AIS
"Estudio General del Riesgo Sísmico de Colombia", Bogotá 1984.
- [4.10] "Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes"
Decreto 1400 de 1984.
- [4.11] Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica AIS
"Estudio General del Riesgo Sísmico de Colombia", Bogotá, 1996.
- [4.12] SARRIA, Alberto
"Tectónica y Sismicidad Colombianas", Seminario Sobre Riesgo Sísmico y el Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes, Medellín 1984.
- [4.13] PARIS, Gabriel (sin publicar oficialmente)
"Sismotectónica del Occidente de Colombia, dentro del proyecto Gersco", Ingeominas 1993.
- [4.14] BATH, Markus
-

- "Introduction to Seismology", John Wiley and Sons, 1973.
- [4.15] Cementos Boyacá, "Análisis de las Fallas Activas en las Vecindades de la Fábrica de Cementos Boyacá S.A. en Nobsa-Boyacá", Lobo-Guerrero Geología Ltda, Bogotá, mayo de 1994.
- [4.16] AMBRASSEYS, N.; TCHALENKO, J.
"Documentation of Faulting Associated With Earthquakes, Part I"
Depart. of Civil Engineering, Imperial College for Science and Technology, London 1968.
- [4.17] Centro Regional de Sismología Para América del Sur
"Proyecto SISRA, Sismicidad Regional Andina", Lima, Perú 1985.
- [4.18] "El Sismo de Popayán"
Editado por Ingeominas, Bogotá 1985.
- [4.19] FERRARO, Antonio
"Características de los Sismos Colombianos", Universidad de los Andes, IC 1983.
- [4.20] NEWMARK, N.; ROSENBLUETH, E.
"Fundamental of Earthquake Engineering", Van Nostrand, 1972.
- [4.21] McGUIRE, R.
"Seismic Structural Response Risk Analysis Incorporating Peak Response Regressions" MIT Department of Civil Engineering, Report 74-51, 1974.
- [4.22] NEWMARK, N.; HALL, W.
"Earthquake, Spectra and Design", EERI Monograph Series, 1982.
- [4.23] NEWMARK, N; BLUME, J.; KAPUR, K.
"Design Response Analysis For Nuclear Reactor Power Plants", Seminario Int. Ingeniería Sísmica, Universidad de los Andes, 1973.
- [4.24] COMUNIDAD ECONOMICA EUROPEA-INGEOMINAS
"Microzonificación Sismogeotécnica de Popayán", Publicación especial de Ingeominas, 1992.
- [4.25] SARRIA, Alberto
"Introducción a los Métodos Geofísicos en la Ingeniería Civil", Publicación de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de los Andes, Segunda edición, 1991.
- [4.26] SCHNABEL, B; LYSMER, John; SEED, Harry B.
"SHAKE A Computer Program for the Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites", University of California, Berkeley, EERC Report 72-12-1972.
- [4.27] Corporación Autónoma Regional del Quindío, CRQ.
"Microzonificación Sísmica Preliminar de la Ciudad de Armenia - Quindío", Universidad de los Andes, Julio de 1997.
- [4.28] M.Gallego y M. Ordaz.
"Construcción de leyes de atenuación para Colombia a partir de espectros fuente y teoría de vibraciones aleatorias" Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Boletín técnico no. 53, Julio de 1999.

[4.29] A. E. Ojeda y S. E. Martínez.

“Modelo para la atenuación de la energía sísmica en Colombia a partir de sismos registrados por la Red Nacional de Acelerógrafos” Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Boletín técnico no. 53, Julio de 1999.

[4.30] E. Salcedo y C. Coral.

“Atenuación de intensidades sísmicas en el territorio Colombiano” Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Boletín técnico no. 53, Julio de 1999.

[4.31] N. C. Donovan

“Earthquake hazards for buildings” Building practice for hazardaster Mitigation, building Science Series 46 U.S. Department of Commerce Bureau of Standards, 1973

[4.32] A. Aguilar, J. Arboleda y M. Ordaz.

Programa Crisis 99. Programa para Calcular el Riesgo Sísmico.

[4.33] Ordaz, M., "Notas de clase de Ingeniería sísmica", Universidad de Los andes, 1999.

[4.34] Alcaldía de Manizales

Estudio Complementario a la Microzonificación Sísmica de Manizales, Adelantado por el Ing. Jorge E. Hurtado, Universidad de Manizales, en edición.

5 INVESTIGACION GEOTECNICA

5.1 INTRODUCCIÓN

Para la caracterización de la respuesta dinámica de un sitio en particular se requieren, como aspectos fundamentales, las características estratigráficas y las propiedades geotécnicas locales. Estos factores son determinantes para la evaluación de la amplificación de aceleraciones en un estrato determinado o las amplificaciones que se produzcan por efectos topográficos o similares. La manera como cada uno de estos factores influyen en la respuesta definitiva ha sido objeto de muchos estudios analíticos y experimentales en el pasado reciente.

Si bien el subsuelo de ciudades como Manizales ha sido estudiado desde hace algún tiempo desde el punto de vista geológico y geotécnico, cabe destacar que el conocimiento de su comportamiento ante cargas cíclicas, y en particular ante cargas dinámicas similares a las generadas por los sismos, es insuficiente para propósitos de microzonificación. La investigación geotécnica llevada a cabo en este estudio, comprendió la investigación de campo y la realización de ensayos de laboratorio, con el fin de mejorar el conocimiento sobre el comportamiento de estos suelos.

Con los resultados de este estudio se pretende caracterizar, desde el punto de vista de comportamiento dinámico, los suelos típicos dominantes en la zona de estudio, en especial lo relacionado con depósitos superficiales de cenizas, llenos, suelos residuales y conglomerados.

Con base en esta primera evaluación se plantean los lineamientos que deben seguirse para el estudio detallado de suelos de origen volcánico que presentan propiedades y características muy diferentes a los suelos encontrados en otras ciudades de Colombia como es el caso de Santa Fe de Bogotá o Medellín.

En este capítulo se presentan los resultados de la investigación geotécnica realizada en el área de estudio, incluyendo los resultados de los ensayos de campo y laboratorio. Se realiza una primera interpretación global de resultados con miras a proponer un modelo geotécnico general que permita la evaluación de la respuesta dinámica.

5.2 INVESTIGACIÓN DE CAMPO

5.2.1 Generalidades

La investigación de campo consistió en la ejecución de perforaciones y la realización de ensayos in situ en diferentes zonas de la ciudad de Manizales. El objetivo de estas investigaciones fue la de obtener información directa de las características físicas, mecánicas y dinámicas del subsuelo del área de estudio y lograr la recuperación de muestras alteradas e inalteradas de suelo para la realización de ensayos de laboratorio, en especial los requeridos para determinar el comportamiento dinámico del suelo (ensayo triaxial cíclico, ensayo de columna resonante y ensayo de velocidad de onda de corte en laboratorio).

La ejecución de las perforaciones y recuperación de las muestras estuvo a cargo de la firma Aquaterra Ingenieros Consultores Ltda y CorpoCaldas, actividades para las cuales se presenta un informe complementario al presente. Algunas de las perforaciones se llevaron hasta profundidades mayores de 30 m con el fin de penetrar una longitud suficiente en los estratos de conglomerado o en los depósitos fluvio lacustres, o en los suelos residuales, dependiendo de la zona sobre la que reposan los depósitos más superficiales de cenizas volcánicas. Con esto se trató, por un lado, de establecer la profundidad del conglomerado y de los suelos residuales, y por el otro, recuperar muestras de estos estratos que permitieran caracterizar su comportamiento dinámico.

La recuperación de las muestras se hizo mediante la extracción de tubos de pared delgada de 2" y 3", y ensayo paralelo de penetración estándar. Las muestras se almacenaban en cajones acolchados con aserrín y, posteriormente, referenciadas, parafinadas en sus extremos y enviadas a los laboratorios de la Universidad de los Andes. Una vez recibidas las muestras en los laboratorios del CIMOC de la Universidad de los Andes se almacenaron en el cuarto húmedo, hasta el momento del ensayo.

Los ensayos in situ consistieron en el ensayo de penetración estándar, ensayos down hole para determinar la velocidad de la onda S , ensayos de piezocono sísmico y ensayos de presiómetro cíclico.

5.2.2 Perforaciones y Apiques

Se realizaron un total de 12 perforaciones nuevas y 11 apiques distribuidos en diferentes zonas de la ciudad. Además, bajo la asesoría y experiencia de la firma Aquaterra Ingenieros Consultores Ltda se seleccionaron una serie de perforaciones adicionales realizadas anteriormente con motivo de estudios de suelos en la ciudad los cuales representaran información confiable y a profundidades relevantes. La Tabla 5.1 resume las características principales de las perforaciones realizadas con motivo del presente estudio y las de cada

una de las perforaciones adicionales seleccionadas para el análisis (de las existentes y realizadas por Aquaterra). La localización de cada uno de estos sondeos se presenta en la Figura 5.1. La profundidad de las perforaciones varió entre 10 m y 50 m.

Los registros de campo de las perforaciones se presentan en el Anexo 5.1, al igual que las columnas estratigráficas encontradas en los trabajos de campo. La interpretación básica de los resultados de las perforaciones realizadas y de las adicionales seleccionadas para el análisis se presentan en las columnas estratigráficas de las Figuras 5.2 a 5.25 en las cuales además se incluye toda la información de campo y laboratorio relevante como se explica más adelante.

Tabla 5.1
Perforaciones en la ciudad de Manizales

No	Nombre	Localización Aprox		Prof. (m)	Figura
		Norte	Este		
1	Clínica Villa Pilar (ISS) *	5.09	-75.53	10.0	5.2
2	Ingeominas *	5.08	-75.53	24.0	5.3
3	Infimanizales (Parque Caldas) *	5.07	-75.51	40.0	5.4
4	El Cable (Fac. de Arquitectura) *	5.06	-75.49	40.0	5.5
5	Confamiliares *	5.07	-75.50	34.0	5.6
6	Escuela Atanasio Girardot *	5.06	-75.50	36.0	5.7
7	Colegio Bosques del Norte *	5.09	-75.49	32.0	5.8
8	La Enea *	5.03	-75.43	21.0	5.9
9	La Sultana *	5.07	-75.48	21.0	5.10
10	Coldeportes *	5.07	-75.50	40.0	5.11
11	Santa Inés *	5.05	-75.48	50.0	5.12
12	CHEC Marmato *	5.07	-75.52	16.5	5.13
13	Catedral de Manizales	5.07	-75.52	43.0	5.14
14	Alejandria 1	5.06	-75.49	23.0	5.15
15	Alejandria 2	5.06	-75.49	9.0	5.16
16	Torrear	5.06	-75.50	10.0	5.17

Continuación Tabla 5.1
Perforaciones en la ciudad de Manizales

No	Nombre	Localización Aprox		Prof. (m)	Figura
		Norte	Este		
17	La Gotera (UNAL)	5.06	-75.50	15.0	5.18
18	Parque Fundadores	5.07	-75.51	17.0	5.19
19	La Estampilla			33.0	5.20
20	Estadio Palogrande	5.06	-75.49	29.0	5.21
21	Antigua Alcaldía	5.07	-75.52	25.0	5.22
22	Samaria	5.09	-75.49	33.0	5.23
23	Villa Carmenza	5.06	-75.51	15.0	5.24
24	Infimanizales 2	5.09	-75.52	40.0	5.25

* Perforación realizada para el presente estudio

Adicionalmente a las perforaciones, Corpocaldas adelantó una serie de apiques en los cuales se tomaron cubos de suelo inalterado. Dichos cubos fueron cuidadosamente empacados y protegidos para ser enviados a los laboratorios del CIMOC de la Universidad de los Andes para ser sometidos a una caracterización completa. En la Tabla 5.2 se presenta una relación de los cubos tomados y la profundidad. Los resultados agrupados cubo a cubo se presentan en el Anexo 5.1 de manera similar a los resultados dados para los sondeos. Los principales resultados para cada uno de los cubos se resumen en la Tabla 5.3.

Tabla 5.2
Apiques y toma de cubos

Cubo No	Localización	Localización Aprox		Profundidad
		Norte	Norte	
1	Clínica Villa del Pilar			1.00 - 1.20 m
2	Palermo			1.00 - 1.20 m
3	Palonegro			-
4	Palonegro			-
5	Tucan			-
6	Solferino			1.00 - 1.20 m
7	San Rafael			-
8	La Cumbre			-
9	La Cumbre			-
10	La Chimenea			-
11	Baja Leonora			0.80 - 1.00 m
12	Avenida del Rio			1.00 - 1.20 m
13	Yarumos			6.50 m

Tabla 5.3
Resultados principales de la caracterización de cubos

CUBO N°	Prof. (m)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IL (%)	w (%)	Su (kPa)	γ (gr/cm ³)	ϕ cu	C cu (Kpa)	Vs (m/s)
1	1.00 - 1.20	33.7	25.3	8.4	74.76	31.6	53.5	2.00	-	-	155.4
2	1.00 - 1.20	63.0	35.6	27.4	24.82	42.4	15.0	1.46	-	-	105.3
3	-	45.4	24.4	21.0	6.19	25.7	139.5	1.4	-	-	186.6
4	-	45.2	32.4	12.8	0.00	30.4	46.5	1.5	-	-	137.6
5	-	57.2	34.0	23.2	0.00	30.7	241.0	1.32	-	-	174.3
6	1.00 - 1.20	56.1	34.6	21.5	0.00	28.6	118.5	1.46	-	-	198.6
7	-	52.7	33.3	19.4	41.75	41.4	90.0	1.38	-	-	130.2
8	-	67.5	43.8	23.7	24.89	49.7	54.5	2.09	-	-	-
9	-	168.8	43.8	125.0	68.96	130.0	141.0	1.08	-	-	173.6
10	-	52.2	31.0	21.2	43.87	40.3	36.5	1.66	-	-	154.7
11	0.80 - 1.00	43.2	32.1	11.1	65.77	39.4	16.0	1.54	-	-	117.8
12	1.00 - 1.20	41.4	25.0	16.4	40.85	31.7	88.0	1.84	17.9°	13.7	115.2
13	6.50	57.7	32.5	25.2	85.71	54.1	92.5	1.44	20.0°	19.6	140.4

5.2.3 Ensayos de campo

5.2.3.1 Ensayos de Penetración Estándar

El ensayo de penetración estándar fue realizado en cada una de las perforaciones. Este ensayo fue realizado tanto en suelos granulares como en suelos con altos contenidos de limo. Los resultados de los ensayos se muestran, conjuntamente con los resultados de otros ensayos de campo y laboratorio, en las columnas estratigráficas de las Figuras 5.2 a 5.25.

Los valores medios más y menos una desviación estándar en función de la profundidad se muestran en la Figura 5.26. En ella se observa que el número de golpes se encuentra alrededor de 8 para los primeros 5 m de profundidad, a partir de lo cual van aumentando progresivamente hasta llegar a valores del orden de 20 hacia los 30 m de profundidad. A partir de allí los valores promedio tienden a subir sustancialmente.

5.2.3.2 Ensayos Down Hole

El objetivo de este ensayo es generar una gráfica de tiempo contra distancia a partir de la cual se pueda obtener la velocidad v_s de la onda S como una función de la profundidad. Para la realización de este ensayo se aprovecharon las perforaciones de la exploración

geotécnica. El ensayo down hole se realiza con un sistema de generación de ondas S colocado en la superficie y con un geófono horizontal colocado a una profundidad que se va variando dentro del sondeo. El sistema de generación de ondas S consiste en un bloque de concreto semienterrado al cual se le deja una platina incrustada. El peso del bloque induce esfuerzos normales en el suelo; por otra parte, el hecho de que el bloque esté semienterrado, permite generar esfuerzos cortantes horizontales cuando se golpea en dicha dirección. El paquete ondulatorio así generado está conformado fundamentalmente por ondas SH . El procedimiento consiste en golpear horizontalmente en la platina y recibir las ondas en el geófono, colocado a una profundidad conocida dentro del sondeo. Para que no queden dudas de la llegada de las ondas S , se da un golpe en un sentido y luego otro en sentido contrario. Una observación cuidadosa de la pantalla del equipo registrador, permite detectar la inversión de polaridad, si efectivamente se están recibiendo ondas S . El procedimiento se repite a diferentes profundidades hasta cubrir la totalidad del sondeo. Terminada la labor de campo, se genera una gráfica de distancia-tiempo y así se pueden evaluar las velocidades de onda S en función de la profundidad. [ref 5.2]

Los ensayos down hole fueron realizados en 16 perforaciones ejecutadas en el proyecto. Los resultados de estos ensayos se presentan en el Anexo 5.2. En las columnas estratigráficas de las Figuras 5.2 a 5.15 y en las Figuras 5.20 a 5.22 se incluyen los resultados de este ensayo al lado de resultados de otros ensayos de campo y de laboratorio. De igual manera en las Figura 5.27 se presentan los valores medios más y menos una desviación estándar de la velocidad de onda de corte obtenidos para las mediciones realizadas en los ensayos de down hole y cono sísmico.

Se puede concluir que el valor de la velocidad v_s promedio aumenta desde 200 hasta 250 m/s a 20 de profundidad, a partir de lo cual aumenta súbitamente hasta 300 m/s hasta alcanzar una profundidad del orden de 40 m.

En estudios anteriores se encontraron diferencias considerables entre los valores de velocidad de onda de los estratos de cenizas y los rellenos. A partir de los resultados de los ensayos de campo adelantados para la realización de la Microzonificación Sísmica de Manizales se puede determinar que los rellenos de la ciudad de Manizales no presentan velocidades de onda superiores a las que se encuentran en los depósitos de cenizas en los primeros 15 m de profundidad. En la Figura 5.28 se presentan una comparación entre las velocidades de onda medidas en dos sondeos de relleno característicos de la ciudad y los valores promedio encontrados en este estudio. Como se puede apreciar los valores de velocidad de onda cortante de estos dos sondeos característicos son muy cercanos a la velocidad promedio obtenida a partir de todas las mediciones de velocidad de onda cortante realizadas para la elaboración de este trabajo.

5.2.3.3 Ensayos de Cono Sísmico

El cono sísmico es un ensayo in situ que permite realizar la medición de la presión de poros, el esfuerzo en la punta q_c , el esfuerzo de fricción q_s y la velocidad de onda de corte v_s , de uno o varios estratos de suelo, en un registro continuo a lo largo de la profundidad de perforación deseada.

El procedimiento para la ejecución de este ensayo comienza con la instalación del equipo de perforación en el sitio donde se desea realizar el ensayo. Antes de comenzar se debe saturar la cavidad donde se encuentra el sensor de presión de poros. Para esto se introduce glicerina y se satura la punta del cono haciendo uso de un recipiente de acrílico. Un o-ring instalado en este recipiente evita la salida del agua. El cable que une los sensores del cono con la tarjeta de adquisición de datos debe colocarse a través de toda la tubería, también antes de iniciar el ensayo. Una vez realizado esto, se introduce la tubería con el cono por tramos que pueden oscilar entre 0.6 m y 1.5 m, dependiendo de las características del suelo donde se desea realizar el ensayo. Cada vez que la tubería se empieza a introducir, se hacen lecturas simultáneas de la presión de poros, de la resistencia en la punta q_c , y la resistencia por fricción q_s . Terminado el proceso de penetración del cono en un tramo de tubería, se procede a realizar la medición de la velocidad de onda v_s . Para esto se hinca de canto una platina de acero de 60 cm x 35 cm aproximadamente, a 2 m de distancia del cono. Con un sistema de disparo se determina el tiempo inicial o de salida de la onda. La platina es golpeada en dos direcciones diferentes. Mediante el traslapo de las dos señales obtenidas se puede dar con bastante certeza el tiempo de llegada de la onda de cortante.

Las lecturas de todos los parámetros anteriores se realizan mediante una tarjeta de adquisición de datos conectada a un computador en el cual se almacenan los registros obtenidos durante el ensayo. Este procedimiento se repite hasta llegar a la profundidad deseada. Posteriormente se empieza a recuperar la tubería.

Se realizaron un total de 12 sondeos con cono sísmico cuya ubicación se presenta en la Figura 5.1. En la Figura 5.29 se presenta el equipo utilizado para la realización de dicho ensayo. En el Anexo 5.1 se presentan los resultados individuales de las mediciones realizadas para el cálculo de la velocidad de onda. Por otro lado, los resultados interpretados se incluyen en las columnas estratigráficas de las Figuras 5.2 a 5.5 y las Figuras 5.7, 5.11, 5.12, 5.14, 5.15, 5.18, 5.19, 5.22 y 5.24 en las cuales se incluyen la variación de la resistencia en punta, la resistencia por fricción, la presión de poros con la profundidad y el perfil de velocidades de onda en cada uno de los sondeos. En la Tabla 5.4 se presentan las perforaciones en las que se realizó este ensayo y la profundidad a la que se llegó.

Tabla 5.4
Ensayos de Cono Sísmico realizados en cada Perforación

Perforación	Profundidad (m)	Figura
1 Clínica Villa del Pilar	10 m	5.2
2 Ingeominas	17 m	5.3
3 Infimanizales	15 m	5.4
4 El Cable	12 m	5.5
6 Atanasio Girardot	15 m	5.7
10 Coldeportes	20 m	5.11
11 Santa Inés	14 m	5.12
13 Catedral	18 m	5.14
14 Alejandria 1	12 m	5.15
17 La Gotera	15 m	5.18
18 Parque Fundadores	17 m	5.19
21 Antigua Alcaldía	11 m	5.22
24 Infimanizales 2	24 m	5.25
Total	200 m	

5.2.3.4 Ensayos de Presiómetro Cíclico

Adicionalmente a lo anterior se adelantaron una serie de ensayos de presiómetro cíclico. Este ensayo tiene por objetivo realizar mediciones del comportamiento esfuerzo deformación del suelo en profundidad utilizando para el efecto perforaciones existentes o específicamente realizadas para el efecto. El ensayo consiste en introducir una sonda flexible a la profundidad deseada someterla a presión interna midiendo simultáneamente la presión aplicada con el volumen de agua introducido a la misma. Utilizando el cambio de volumen de la sonda al variar la presión se puede calcular la deformación radial unitaria de la pared de la sonda que corresponde a la deformación radial del suelo. Luego de realizar correcciones a la presión medida debido a la cabeza de agua presente en el ensayo y correcciones al volumen medido debido a las propiedades de la sonda se obtienen mediante relaciones básicas que se detallan en la referencia [ref 5.8] las curvas típicas esfuerzo-deformación del material a partir de lo cual se pueden obtenerse valores de módulos para diferentes niveles de deformación del suelo y estimativos de la capacidad de amortiguamiento del suelo, de nuevo para diferentes niveles de deformación. En la Figura 5.30 se incluye una fotografía del aparato y montaje utilizado para estos ensayos.

En la Tabla 5.5 se resumen los sondeos y puntos específicos donde se adelantaron ensayos de presiómetro cíclico. En el Anexo 5.1 se incluyen los resultados individuales de cada uno de los ensayos realizados. Los resultados principales de estos ensayos se conjugan con los

modelos de comportamiento dinámico de los diferentes tipos de suelos estudiado, lo cual se presenta en el siguiente numeral.

Tabla 5.5
Puntos en los cuales se adelantó el ensayo de presiómetro cíclico

Sondeo	Punto No	Profundidad
1. Clínica Villa del Pilar	1	5.3 m
	2	9.3 m
4. El Cable	1	5.0 m
	2	8.5 m
	3	12.8 m
9. La Sultana	1	6.0 m
13. Catedral	1	5.0 m
	2	8.0 m
	3	12.0 m
14. Alejandría 1	1	8.0 m
	2	10.0 m
15. Alejandría 2	1	8.3 m
16. Torrear	1	5.8 m
20. Estadio	1	9.9 m
	2	11.9 m
21. Antigua Alcaldía	1	7.0 m
	2	14.8 m
22. Samaria	1	5.0 m
	2	6.8 m
23. Villa Carmenza	1	4.3 m
TOTAL	20 Puntos	

5.3 INVESTIGACIÓN DE LABORATORIO

5.3.1 Generalidades

Con las muestras alteradas e inalteradas recuperadas en las perforaciones ejecutadas, se adelantó un programa de ensayos de laboratorio, el cual incluyó tanto ensayos rutinarios como especiales. Los ensayos especiales hacen referencia básicamente a los ensayos de laboratorio realizados para determinar el comportamiento dinámico del suelo. La Tabla 5.6 presenta un resumen de los ensayos de laboratorio realizados, indicando la norma ASTM [ref 5.3] utilizada para su realización. La realización de los ensayos estáticos estuvo a cargo de Corpocaldas y los resultados individuales se presentan en un informe complementario al

presente. Los resultados reportados de dichos trabajos se han integrado al presente informe y se resumen en las columnas estratigráficas de los diferentes sondeos realizados en el presente proyecto y que se presentan en las Figuras 5.2 a 5.25.

Tabla 5.6
Ensayos de laboratorio y normas de procedimiento

No. del Ensayo	NOMBRE DEL ENSAYO	NORMA
1	Humedad Natural	D2216-92
2	Límites de Atterberg	D4318-95a
3	Compresión Simple	D2166-91
4	Consolidación Unidimensional	D2435-96
5	Triaxial Cíclico	D5311-92
6	Columna Resonante	D4015-92
7	Velocidad de Onda de laboratorio	---
8	Gravedad Específica	D854-92
9	Corte directo residual	USBR 5755-89

Las Figuras 5.2 a 5.25 presentan las columnas estratigráficas interpretadas, correspondientes a todas las perforaciones ejecutadas durante el presente proyecto y las adicionales seleccionadas para el análisis. En estas columnas se incluyen los espesores de los estratos encontrados, el tipo de suelo que conforma cada uno de los estratos –de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos USCS– y la posición del nivel freático en cada una de estas perforaciones. En columnas paralelas se grafican, en función de la profundidad, los resultados de ensayos de humedad natural, límite líquido, límite plástico, penetración estándar, índice de plasticidad, índice de liquidez, peso unitario del suelo, velocidad de onda de cortante, resistencia a la compresión simple S_u , resistencia por punta y resistencia por fricción del ensayos de cono sísmico. En las mismas figuras se indican las profundidades de las muestras a las cuales se les realizaron ensayos especiales tales como triaxiales cíclicos, columnas resonantes, velocidad de onda en el laboratorio y presiómetro. Todos los resultados individuales de los ensayos de laboratorio organizados sondeo por sondeo se presentan en el Anexo 5.1.

5.3.2 Ensayos estáticos de laboratorio

En este numeral se describe la metodología utilizada en los diferentes ensayos de laboratorio realizados sobre muestras alteradas e inalteradas recuperadas y transportadas hasta los laboratorios del CIMOC de la Universidad de los Andes en Bogotá. Se presentan

también los resultados básicos de los ensayos y la interpretación preliminar con base en la cual se establecen las columnas estratigráficas definitivas en cada una de las perforaciones.

5.3.2.1 Límites de Atterberg

Los límites de Atterberg se determinaron mediante los procedimientos rutinarios de laboratorio (norma ASTM D4318) [ref 5.3] con los suelos previamente secados al aire. En los suelos de origen volcánico (cenizas) encontrados en las capas superiores del subsuelo de las zonas de estudio se obtuvieron valores del límite líquido hasta del 125%. Los índices de plasticidad alcanzaron en la mayoría de los ensayos valores entre el 10% y el 50% y en muy pocos casos valores entre el 60% y 80%. La Figura 5.31 presenta los resultados de los límites de Atterberg en el gráfico de plasticidad de Casagrande.

Aunque con los resultados obtenidos no es posible establecer claramente un comportamiento sistemático de los límites de Atterberg en función de la profundidad, de éstos puede inferirse el siguiente comportamiento a grandes rasgos:

Para la mayoría de los puntos investigados, los límites de Atterberg se ubican por debajo de la línea A del gráfico de plasticidad de Casagrande (ver Figura 5.31). En la Figura 5.32 se presenta, en porcentaje, la variación de los tipos de suelo con la profundidad. En ella se observa la predominancia de los limos de alta plasticidad MH en toda la profundidad de exploración. Seguidamente se encuentran suelos granulares, paleosuelos, los limos de baja plasticidad, ML, las arcillas de alta plasticidad CH, y en menor escala las arcillas de baja plasticidad CL.

La mayoría de las muestras ensayadas presentaron límites líquidos entre el 40% y el 90%, e índices de plasticidad entre el 20% y el 80%.

De modo general puede decirse que el límite líquido se encuentra en el rango de 30% y 100 % en los primeros cinco metros de profundidad, aumentando a valores promedio del 80% en los cinco metros siguientes. Entre los 10 m y los 20 m de profundidad se presenta un valor promedio del Límite Líquido de 80%, encontrándose fuertes dispersiones. Por debajo de los 20 m es de 70%. En estos rangos de profundidades, la variación gradual del límite líquido con la profundidad, se presentó en muy pocos casos, siendo lo común una variación errática de estos con la profundidad. (Figura 5.33).

En el gráfico de plasticidad de Casagrande, los suelos de origen volcánico se ubican predominantemente por debajo de la línea A, presentando una relación entre el límite líquido y el índice de plasticidad dada por la expresión (Figura 5.34):

$$I_p = 0.59 w_L - 11.39$$

Ec.5.1

5.3.2.2 Relaciones gravimétricas y volumétricas

Una de las características básicas de los suelos que tiene una gran influencia en su comportamiento mecánico es su peso unitario. El valor de esta propiedad física depende de la densidad de las partículas minerales que forman el suelo (peso específico de sólidos) y de la proporción en que se reparten las tres componentes que forman el suelo: mineral, agua y aire.

El peso específico de los sólidos de los minerales arcillosos oscila alrededor de 2.7. Para las cenizas volcánicas y en general para los suelos de la zona de estudio esta característica física oscila alrededor de ese valor.

Por otro lado, la humedad natural de los suelos de la zona de estudio presenta una dispersión importante. No obstante esta dispersión, es posible observar una tendencia del valor de humedad comprendido entre 40 y 80% con algunos valores puntuales de hasta 160 % especialmente en los estratos más superficiales.

El peso unitario o densidad húmeda por su parte, presenta una dispersión más significativa que la humedad natural. En la zona de estudio se presentan valores comprendidos entre 13 kN/m³ (1.3 T/m³) y 19 kN/m³ (1.9 T/m³). En muy pocos casos se obtuvieron valores inferiores a 12 kN/m³ o superiores a 20 kN/m³. No obstante esta dispersión hay una tendencia marcada hacia un valor promedio entre 15.5 y 16.0 kN/m³ para las profundidades exploradas (35 m en promedio).

En la Figura 5.35 se presentan los valores promedio más y menos una desviación estándar de las propiedades básicas de los suelos de la ciudad de Manizales, entre las que se encuentran la humedad natural, la densidad, el índice de liquidez y la resistencia a la compresión simple (S_u).

En general todos estos parámetros presentan una alta variabilidad punto a punto lo cual se puede asociar al origen mismo de los suelos.

5.3.2.3 Compresibilidad del subsuelo de la ciudad de Manizales

La compresibilidad del subsuelo de la ciudad de Manizales se estudió mediante ensayos de consolidación con esfuerzos controlados siguiendo la norma ASTM D2435-90 [5.3].

Con base en los resultados de los ensayos de consolidación se obtuvieron los valores de coeficiente de compresibilidad C_c , coeficiente de recompresión C_r y esfuerzo de preconsolidación S_c en la zona de estudio.

Los ensayos de compresión unidimensional o compresión edométrica son las pruebas que tradicionalmente se realizan para calcular los asentamientos por consolidación de una capa de suelo. En este tipo de pruebas se impide la deformación radial de la muestra y se mide únicamente la deformación vertical. Puesto que durante el ensayo no se mide el esfuerzo radial no es posible calcular directamente la trayectoria de esfuerzos.

En estos ensayos se observan dos dominios de comportamiento: uno en el rango cuasi elástico (preconsolidado) y otro en el rango elasto-plástico. Estos dos rangos de comportamiento están separados por el límite de elasticidad o esfuerzo de preconsolidación. Es usual dibujar las curvas de compresión en un plano semilogarítmico. En este, los dos dominios de comportamiento están definidos por rectas. Las pendientes de estas rectas se denominan coeficiente de compresibilidad C_c en el dominio elastoplástico o normalmente consolidado y coeficiente de recompresión C_r en el dominio cuasi elástico o preconsolidado. Los resultados de los ensayos realizados se presentan en el Anexo 5.2

(a) Análisis del coeficiente de compresibilidad

El coeficiente de compresibilidad C_c es un parámetro de suma importancia, ya que de él depende la magnitud de la deformación del suelo bajo cargas externas. Este parámetro depende principalmente de la plasticidad del suelo. Existe una correlación entre el límite líquido y el coeficiente de compresibilidad la cual ha sido investigada por diferentes autores, siendo la más aceptada la propuesta por Terzaghi & Peck [ref 5.4], quienes plantean la expresión $C_c = 0.009 * (w_L - 10)$. De acuerdo con los resultados de laboratorio, se encontró para la zona de estudio una correlación entre estos dos parámetros, dada por la expresión $C_c = 0.009 * (w_L - 15)$. Esta se encuentra bastante cercana a la de Terzaghi & Peck [ref 5.4], pero su dispersión es apreciable. La relación entre el límite líquido y el coeficiente de compresibilidad se presenta en la Figura 5.43.

(b) Análisis del coeficiente de recompresión

El coeficiente de recompresión C_r es el equivalente al coeficiente de compresibilidad C_c pero en el dominio preconsolidado del suelo o pseudo-elástico. Puesto que estos dos parámetros dependen de las mismas variables (plasticidad del suelo principalmente) es usual encontrar una correlación entre ellos. Las correlaciones propuestas por diferentes autores varían entre $C_r = C_c / 4$ y $C_r = C_c / 10$. Para los suelos de la zona de estudio se obtiene la siguiente relación $C_r = C_c / 15$.

5.2.4 Corte Residual

Para el presente estudio se adelantaron ensayos de corte residual sobre muestras provenientes de los sondeos y los cubos recuperados de los taludes de la ciudad de Manizales. Los resultados de estos ensayos se presentan en el Anexo 5.2 del presente informe.

5.2.5 Valores promedio de las propiedades analizadas de los suelos de Manizales

La Tabla 5.7 agrupa los valores medios más y menos una desviación estándar de las propiedades analizadas.

Tabla 5.7
Valores medios de las propiedades analizadas

PROPIEDAD BASICA	PROF. (m)	MEDIA	DESVIACION
W (%)	5	61.33	32.66
	10	66.74	38.23
	15	71.89	34.82
	20	72.20	25.28
	25	65.83	14.02
	30	60.91	4.04
WL (%)	5	67.05	32.07
	10	79.49	42.20
	15	82.15	36.18
	20	72.69	20.73
	25	77.13	27.36
	30	72.71	13.31
I _L (%)	5	78.66	59.59
	10	85.48	50.86
	15	65.61	31.76
	20	66.42	38.49
	25	83.51	24.56
	30	79.02	17.61
γ _{húm} (kN/m ³)	5	1.61	0.17
	10	1.58	0.19
	15	1.60	0.15
	20	1.53	0.16
	25	1.53	0.15
	30	1.58	0.10
N (SPT)	5	7.55	4.72
	10	12.85	6.87
	15	14.86	8.07
	20	13.61	7.92
	25	23.29	14.81
	30	18.92	9.56

5.3.3 Ensayos dinámicos de laboratorio

5.3.3.1 Generalidades

El objetivo de la investigación de laboratorio para la microzonificación sísmica de la ciudad de Manizales fue doble. En primer lugar se estudiaron los parámetros de comportamiento geomecánico de los suelos en las zonas del proyecto con el fin de proporcionar los datos necesarios para la modelación del comportamiento del subsuelo de estos municipios ante eventos sísmicos. En segundo lugar se trató de encontrar un modelo simple con el cual fuera posible inferir los parámetros de comportamiento dinámico de los suelos en las zonas de estudio, con base en parámetros geotécnicos clásicos. Este modelo podría servir para los futuros análisis sísmicos que requiera la ciudad de Manizales o municipios vecinos con estratigrafías del subsuelo similares.

Es importante anotar que la zona del proyecto se encuentra en una región donde predominan los suelos de tipo volcánico y residual, suelos de alta complejidad desde el punto de vista de la investigación en laboratorio. En efecto, estos suelos se caracterizan por tener una alta relación de vacíos, cementación no despreciable y frecuentemente se encuentran en estado parcialmente saturado. La combinación de estos tres factores le confieren a este tipo de suelos, características de alta sensibilidad y los convierte en colapsables para condiciones de carga específicas.

El problema de medir las características del comportamiento dinámico de los suelos es uno de los aspectos fundamentales de la dinámica de suelos que demuestra toda su utilidad en los trabajos de microzonificación sísmica de ciudades. Cabe anotar que los modelos sofisticados de cálculo numérico no son de ninguna utilidad si los parámetros que intervienen en ellos son incorrectos o inventados.

Al igual que en las otras ramas de la mecánica de suelos clásica, en el caso de la dinámica de suelos se han desarrollado paralelamente metodologías de estudio en laboratorio sobre muestras inalteradas y metodologías de estudio in situ. En ningún caso estas metodologías son excluyentes; por el contrario ellas son fuertemente complementarias y la una no debería utilizarse sin la otra. Las ventajas y desventajas de cada una de estas metodologías son bien conocidas y deben analizarse con rigor para decidir sobre el dominio de validez de cada una de ellas.

En el estudio del comportamiento del suelo sometido a cargas cíclicas se puede distinguir el comportamiento del suelo a la ruptura y antes de la ruptura. No todos los ensayos permiten llevar el suelo a la ruptura; actualmente solo se puede aplicar grandes deformaciones mediante algunos ensayos de laboratorio. Los ensayos in situ se limitan a medir las

características de deformabilidad en pequeñas deformaciones (exceptuando algunas investigaciones con el presiómetro cíclico).

Para el caso del estudio del comportamiento dinámico de los suelos de la ciudad de Manizales, se combinaron los dos tipos de técnicas: ensayos de laboratorio como triaxiales cíclicos, ensayos con elementos piezoeléctricos para encontrar la velocidad de la onda de cortante en el laboratorio y ensayos de columna resonante, combinados con ensayos in situ tales como el ensayo down hole, cono sísmico y en algunos casos presiómetro cíclico.

5.3.3.2 Ensayos realizados

Para estudiar el comportamiento de los suelos principalmente en lo referente a la curva de degradación del módulo de cortante en función de la deformación angular, se realizaron diferentes tipos de ensayos sobre cenizas volcánicas y otros suelos clasificados como limos de alta plasticidad. El número y tipo de ensayos realizados fueron los siguientes: 44 ensayos triaxiales cíclicos con deformación controlada, 43 ensayos de medición de la velocidad de onda de corte con la ayuda de elementos piezoeléctricos generadores y receptores y 44 ensayos de columna resonante.

Los resultados individuales de todos los ensayos realizados se incluyen en el Anexo 5.1. La ubicación exacta de cada uno de los ensayos para los diferentes sondeos se presenta en las columnas estratigráficas correspondientes.

- Ensayo triaxial cíclico

La técnica del ensayo triaxial cíclico fue desarrollada por Seed & Lee [5.5] y es actualmente una de las técnicas de laboratorio más desarrolladas, en particular para el estudio de las características de los suelos sometidos a cargas cíclicas y para estudiar sus características de deformabilidad. El aparato no difiere en gran medida del aparato triaxial estático; sin embargo es necesario realizar algunas adaptaciones para aumentar la precisión de las medidas, en particular a bajas deformaciones. Algunas de estas adaptaciones son: necesidad de colocar el sensor de fuerza al interior de la cámara para evitar los problemas de fricción entre el pistón y la cámara; necesidad de realizar las medidas de deformación directamente sobre la muestra en el tercio central con el fin de evitar las deformaciones parásitas en el pistón de carga y en el cabezal de la muestra; aplicación de cargas dinámicas, entre otras. Estas adaptaciones presentan con frecuencia problemas tecnológicos difíciles de resolver. No obstante, el aparato triaxial cíclico conserva toda su versatilidad y todas las ventajas que se deben esperar de un aparato de laboratorio: buena definición de los esfuerzos, posibilidad de saturación de las muestras, posibilidad de consolidación isotrópica o anisotrópica, medida de la presión intersticial, etc.

La metodología tradicional para la realización de este ensayo consiste en consolidar la muestra isotrópicamente; enseguida se cierra la válvula de drenaje y se aplica una

deformación o un desviador $s_i / 2$ disminuyendo simultáneamente la presión de confinamiento en un valor equivalente al incremento de esfuerzo axial. Esto asegura que el esfuerzo normal a un plano, inclinado 45 grados con respecto al eje de la muestra, permanezca constante y el esfuerzo cortante varíe entre $+s_i / 2$ y $-s_i / 2$. De esta forma se asegura que el estado de esfuerzos en este plano es similar al que se produce durante un sismo en un plano horizontal de un estrato de suelo. Puesto que el control de la presión de confinamiento es una tarea delicada, el ensayo usualmente se realiza con confinamiento constante. Si la muestra está saturada y el ensayo se realiza sin drenaje (volumen constante), esta técnica conduce a resultados similares a los que se obtienen variando la presión de confinamiento (Seed y Lee [ref 5.5]).

Los ensayos triaxiales se realizan aplicando una sollicitación cíclica a alguna variable predeterminada (fuerza, deformación, esfuerzo). El ensayo se puede realizar entonces con fuerza controlada, deformación controlada o esfuerzo controlado.

En el caso de ensayos destinados a la medida de las características de deformabilidad, las pruebas se realizan con deformación controlada. El módulo E se obtiene como la relación entre el esfuerzo y la deformación axial e . Con base en estos resultados se obtiene el módulo de cortante G (módulo secante) y la deformación de cortante g correspondiente:

$$G = E / [2 (1 + \nu)] \quad \text{Ec.5.2}$$

g

Ec.5.3

En la práctica, la muestra está saturada y la relación de poisson ν es igual a 0.5.

El porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico se puede obtener a partir del desfase entre el esfuerzo y la deformación o calculando el área de la curva bajo el ciclo de histéresis.

Puesto que la amplificación local durante un sismo depende de la curva de degradación del módulo de cortante en función de la deformación angular, los ensayos triaxiales cíclicos para el estudio del comportamiento de los suelos de Manizales se realizaron con deformación controlada. Como primera medida se aplicó a la muestra un esfuerzo de confinamiento s_3 isotrópico correspondiente a la profundidad de la muestra; enseguida se realizaron 13 ciclos de deformaciones angulares desde 10^{-3} hasta 0.015 manteniendo el drenaje cerrado. El equipo utilizado para este ensayo consta de 4 sensores eléctricos que toman en tiempo real los datos de deformación, esfuerzo y presión de poros en el transcurso del ensayo.

Los resultados típicos de un ensayo triaxial cíclico incluyen los ciclos de histéresis de esfuerzo cortante t contra deformación angular g la curva de degradación del módulo cortante G contra la deformación angular g y la curva de amortiguamiento contra deformación angular g . Cuando la degradación del módulo de cortante está acompañada por una degradación de la resistencia y los ciclos de histéresis no son simétricos, el comportamiento es característico de suelos frágiles, evidenciando la existencia de una cierta cementación en este tipo de suelos. En la zona de estudio estos resultados son característicos de los suelos de tipo residual.

- Ensayo de Columna Resonante

El principio de este ensayo consiste en aplicar una vibración forzada a una muestra de suelo y ajustar la frecuencia de excitación hasta llegar a la resonancia de la muestra. La vibración aplicada puede ser longitudinal, transversal o de torsión. Las vibraciones transversales se aplican generalmente con la ayuda de mesas vibratorias y las vibraciones longitudinales o de torsión mediante aparatos de columna resonante.

En los aparatos de columna resonante la sollicitación se aplica por medio de bobinas eléctricas colocadas en un campo de imanes permanentes. La frecuencia de la corriente eléctrica alterna se ajusta de tal manera que la muestra de suelo llegue a la frecuencia de resonancia (1 modo). La suspensión brusca de la excitación permite un retorno al equilibrio en vibración libre, lo cual posibilita la medición del amortiguamiento del suelo. El conocimiento de la frecuencia de resonancia de la muestra y del modo asociado (generalmente el primero) permite calcular el módulo de cortante del suelo.

El ensayo de columna resonante presenta las mismas ventajas que el triaxial cíclico: control del drenaje, medida de la presión intersticial, posibilidad de aplicar una amplia gama de esfuerzos estáticos, etc. Este ensayo permite medir las características de los suelos para amplitudes de deformación comprendidas entre aproximadamente 10^{-6} y 10^{-5} cuando se trata de ensayos de torsión y menores deformaciones en el caso de ensayos en compresión. En la Universidad de los Andes se ha experimentado con un aparato en el que las muestras son cilindros huecos con los cuales se pueden llegar hasta deformaciones de 10^{-2} . Este aparato tiene además la ventaja de crear en la muestra un campo de deformaciones uniforme. Cuando las deformaciones son inferiores a 10^{-4} , el suelo permanece en el dominio elástico y el ensayo es no destructivo. De este modo se pueden reutilizar las muestras para realizar otro tipo de ensayos o para variar las condiciones tales como presión de confinamiento, consolidación, etc. Esta es una de las ventajas del ensayo de la columna resonante.

Las principales variables que se miden durante el ensayo son: amplitud de la vibración en función de la frecuencia para diferentes energías de excitación de las bobinas y curva de

decrecimiento de la vibración una vez se interrumpe la excitación. Cada energía de excitación corresponde a un nivel de deformación, de esta forma al encontrar la frecuencia de resonancia para cada excitación se obtiene el módulo de cortante G para un nivel de deformación dado. Del mismo modo al interrumpir la excitación se puede calcular el amortiguamiento a partir de la curva de decrecimiento de la vibración para cada nivel de deformación.

- Ensayo de Velocidad de Onda en Laboratorio (Bender Element)

La medida de la velocidad de onda de cortante en laboratorio es posible utilizando una metodología similar a la desarrollada por el Instituto Geotécnico Noruego. En este ensayo se coloca un excitador y un receptor piezoeléctricos en los extremos de la muestra; el excitador y el receptor se colocan de tal manera que deformen en flexión una pequeña lámina que se encuentra empotrada en la muestra. La deformación de las láminas asegura que la onda que se aplica al suelo es una onda de cortante. De esta forma es posible determinar la velocidad de la onda de manera directa, midiendo el tiempo transcurrido entre el disparo y la recepción de la onda de cortante, conociendo la longitud de la muestra. Los resultados de un ensayo típico de velocidad de onda en laboratorio incluyen parámetros antes y después de consolidar la muestra de suelo respectivamente. En ellas se observa que, debido a la preconsolidación del suelo, las velocidades antes y después de consolidar la muestra son similares en algunos casos.

Debido a las características particulares de los suelos de la zona de estudio, la metodología tradicional del Bender Element no conduce a resultados confiables ya que la onda se disipa en la muestra y no se detecta la señal en el receptor. Por este motivo, en este estudio se modificó la metodología tradicional, incluyendo un excitador de mayor potencia y un acelerómetro de precisión como receptor, perdiéndose con esto la posibilidad de confinar la muestra. Utilizando el equipo modificado fue posible obtener resultados compatibles a las de otras metodologías similares.

5.4 CARACTERIZACIÓN DE PROPIEDADES BÁSICAS Y DE PARÁMETROS DINÁMICOS DEL SUBSUELO DE MANIZALES

5.4.1 Generalidades

Para efectos de los análisis dinámicos que se presentan más adelante se hace necesario establecer un comportamiento modelo de los diferentes estratos característicos de la ciudad. Se desarrolla entonces una caracterización de propiedades básicas y de parámetros dinámicos que sólo debe utilizarse para efectos del presente estudio y que en ningún momento reemplaza la necesidad de realizar estudios de suelos y ensayos de laboratorio en proyectos que se desarrollen en la ciudad.

Para efectos del presente proyecto y dado que existen estudios previos importantes, se recurre a la información existente para definir un mapa de zonificación que sirva de base para la zonificación sísmica que se presenta más adelante. La principal fuente de información es el mapa geológico [ref 5.9] que se reproduce en la Figura 5.44 y que presenta las siguientes zonas principales:

Zona I: Cenizas. Corresponde a cenizas volcánicas superficiales e intermedias con depósitos de profundidad variable hasta valores máximos en el orden de 50 m. Considerando la alta variabilidad de espesores y la complejidad de la distribución topográfica resulta prácticamente imposible subdividir esta zona con la información actual disponible dependiendo de los rangos de espesores.

Zona II: Rellenos. Aquí se agrupan las zonas en las que se han colocado rellenos de suelos con fines de construcción. Los hay de diferente tipo tales como hidráulico arenoso, hidráulico integral, hidráulico (relleno con gravas), mecánico en seco, botadero y lleno natural (flujo de escombros). Debido a que durante la investigación geotécnica realizada no se encontraron méritos para caracterizarlos de manera diferencial, para efectos del presente proyecto se asume un solo tipo de relleno independientemente de su origen.

Zona III: Formación Manizales. Se caracteriza por la presencia de rocas volcanodetríticas y conglomerados de bloques generalmente, matriz soportados. Son materiales competentes, compuestos por fragmentos duros litificados. Constituyen una capa con propiedades geotécnicas distintivas y adecuadas que permiten ubicarlos como roca. Se encuentran en profundidad a todo lo largo de la ciudad, a profundidades que oscilan entre 25 y 35 m desde la superficie y en algunas zonas a nivel superficial. Para efectos sísmicos y de ingeniería de cimentaciones profundas constituye un estrato de referencia, al ser un material con una rigidez notoria en relación con los estratos superiores.

Zona IV: Formación Casabianca. Esta zona se caracteriza por la presencia de sedimentos volcanogénicos de grano grueso con alto grado de meteorización.

Zona V: Formación Quebradagrande. Corresponde a la zona rocosa, caracterizada por la presencia de lutitas, limolitas areniscas y roca fresca y meteorizada.

Zona VI: Depósitos Competentes Aislados. En esta zona se agrupan los materiales competentes distribuidos en diferentes zonas de la ciudad incluyendo depósitos aluviales, flujos de escombros, depósitos de lavas y otros depósitos menores.

En la misma figura se indican las perforaciones realizadas en el marco del presente proyecto y las complementarias seleccionadas para el análisis.

5.4.2 Caracterización estratigráfica y propiedades básicas de cada zona

La Tabla 5.5 presenta la asignación de la perforación respectiva a cada una de las zonas en que se ha dividido la ciudad. En caso de no existir una perforación en una zona determinada, se establece un modelo característico de la zona basado en la información existente y en los conceptos de los especialistas (geólogos y geotecnistas) participantes en el estudio.

Tabla 5.5
Asignación de perforaciones a zonas geotécnicas

Zona	Perforación Característica	Perforaciones Asignadas a la zona	Tipo de Suelo	Espesor Total Suelo Blando
I	2	2, 4, 5, 6, 7, 8, 10 11, 13, 17, 18, 22 y 23	Limo de Alta Plasticidad (MH)	35 m
II	9	1, 3, 9, 12, 14, 15, 16, 20 y 21	Arenas (SM) y Limos de baja Plasticidad	18 m
III			Cantos rodados, Rocas Ígneas	0 m
IV			Limo Arenoso, Arcillas, Cantos Rodados y Grava de grano fino	≈ 5 m
V			Arcillas Arenosas y Esquistos Meteorizados	≈ 5 m
VI			Depósitos Lacustres Competentes, Flujos y Depósitos de caída Piroclástica	≈ 5 m

Propiedades como espesor de los estratos, densidad húmeda media de cada estrato, posición del nivel freático, entre otras se determinan en cada zona con base en los valores dados para la perforación característica correspondiente.

5.4.3 Caracterización de los parámetros dinámicos de cada estrato

La caracterización de los parámetros dinámicos en cada uno de los estratos de suelo blando exige al menos lo siguiente:

- ❖ Caracterización del módulo dinámico de cortante máximo que incluye los valores provenientes de la velocidad de onda de cortante que, con la densidad del estrato, sirve para estimar el módulo, y las mediciones directas de módulo en los diferentes ensayos realizados.
- ❖ Caracterización de la curva de degradación de rigidez con la deformación de cortante.
- ❖ Caracterización de la curva de capacidad de amortiguamiento con la deformación de cortante.

Con base en la caracterización que se presenta en los siguientes numerales y tomando la estratigrafía definida en cada zona se pueden entonces estimar los parámetros que resultan más adecuados para el análisis dinámico.

5.4.4 Módulo Cortante Máximo, $G_{máx}$

Considerando las condiciones locales de la ciudad de Manizales y dada la realización de ensayos in situ como down hole y como sísmico, los cuales dan un registro continuo de la velocidad de onda de corte v_s a la profundidad de exploración, los valores de $G_{máx}$ para efectos de caracterizar los suelos se tomaron a partir de estos ensayos. Debe anotarse además que estos ensayos arrojan valores altamente confiables pues se realizan directamente sobre el suelo en estado natural a la presión de confinamiento del terreno, siempre y cuando se realicen de acuerdo con técnicas y procedimientos establecidos.

5.4.5 Curvas de degradación del módulo de Cortante

Usualmente la curva de variación del módulo de cortante en función de la deformación angular se representa en forma normalizada con respecto al $G_{máx}$. Según lo reportado en la literatura, la forma de la curva de degradación del módulo con la deformación de cortante g representado en la curva $G/G_{máx}$ contra g depende del índice de plasticidad. Sin embargo para los suelos estudiados, este tipo de relación no es evidente. En efecto, en estos suelos, posiblemente debido a la cementación, el índice de plasticidad no está asociado a la forma de la curva.

Es importante destacar que en este tipo de suelos la cementación puede jugar un papel más importante que el índice de plasticidad. Según esto, para buscar una ley de variación del módulo de cortante máximo se debe encontrar una variable que esté relacionada con la cementación.

Interpretando el conjunto de resultados de ensayos de laboratorio, correspondientes a los ensayos triaxiales cíclicos, de columna resonante, velocidad de onda en laboratorio y presiómetro cíclico en los casos en que se realizó, se graficaron las curvas de degradación del módulo de rigidez al corte en función de la deformación angular, $G/G_{máx}$ contra g . En la Figura 5.36 se muestran los valores puntuales obtenidos en el laboratorio y se expone cómo varían con el índice de liquidez, I_L , definido este como:

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p} \quad \text{Ec. 5.4}$$

Se han incluido la totalidad de los resultados de los ensayos de laboratorio y el ensayo de presiómetro realizado en campo incluyendo tanto las muestras en cenizas como las muestras correspondientes a los suelos residuales.

Realizando una regresión lineal entre la deformación angular g correspondiente a una relación de $G/G_{máx}$ igual a 0.5 y el índice de liquidez I_L correspondiente (ver Figura 5.37), se obtuvo la ecuación que relaciona g e I_L , siendo esta $g = 0.0006 + 0.0002 * I_L$.

Reemplazando la expresión calculada entre g e I_L en la ecuación general para el módulo de corte Ec. 5.5, se obtuvo la ley general de degradación de este parámetro para los suelos de la zona de estudio Ec. 5.6, en función del I_L :

$$\frac{G}{G_{máx}} = \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{g}{g_r} \right) \right]} \quad \text{Ec 5.5}$$

$$\frac{G}{G_{máx}} = \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{g}{0.0006 + 0.0002 * I_L} \right) \right]} \quad \text{Ec 5.6}$$

donde :

g = Deformación de Corte.

I_L = Índice de Liquidez.

Con base en la ley obtenida para la degradación del módulo dinámico de corte en función de la deformación angular, se definieron cinco valores de índice de liquidez entre los cuales se caracterizaban los suelos de la ciudad de Manizales, obteniendo así las curvas definitivas para la caracterización de la respuesta dinámica de este tipo de suelos. La Figura 5.39 muestra las curvas definitivas enunciadas para los valores de índice de liquidez seleccionados.

Finalmente se analizó el comportamiento dinámico del Paleosuelo (Flujos con matriz plástica), a partir del ensayo de laboratorio realizado sobre la muestra 22 del sondeo No 2 encontrándose una curva de degradación diferente a las obtenidas para suelos plásticos. En la Figura 5.39 se presentan la curva de degradación para el Paleosuelo en comparación con las curvas de los suelos plásticos (generalmente cenizas).

5.4.6 Curvas de capacidad de amortiguamiento con la deformación cortante

Al igual que en el caso de la curva de variación del módulo de cortante, el índice de plasticidad no es una característica que define el comportamiento observado para el amortiguamiento. Por esta razón la Figura 5.40 muestra las curvas de amortiguamiento en función de la deformación angular, representada en la curva b vs. g en función de sus correspondientes índices de liquidez.

Como el amortiguamiento varía con el módulo de rigidez al corte $G_{máx}$ con la expresión Ec. (5.6), se procedió a graficar el valor máximo del amortiguamiento $b_{máx}$ para cada ensayo en función del índice de liquidez I_L correspondiente, obteniendo la expresión para las dos variables $b_{máx} = 0.1568 + 0.0205 * I_L$, tal como se muestra en la Figura 5.41.

Sustituyendo la expresión de $b_{máx}$ calculada en la Ec 5.7 se obtuvo la ley de amortiguamiento para este tipo de suelos Ec 5.8 :

$$b = b_{máx} \left[1 - \frac{G}{G_{máx}} \right] \quad \text{Ec 5.7}$$

$$b = (0.1528 + 0.0205 * I_L) * \left[1 - \frac{G}{G_{máx}} \right] \quad \text{Ec 5.8}$$

De igual manera, se procedió a graficar las curvas definitivas (Figura 5.42) para el amortiguamiento en función de la deformación de corte, para los valores de índice de liquidez seleccionados. A partir de estas curvas se puede concluir que a mayor índice de liquidez hay mayor degradación del suelo cuando se le somete a cargas cíclicas.

5.5 MODELO DE PROFUNDIDAD DE LOS DEPÓSITOS DE SUELO BLANDO

Debido a que la profundidad de los depósitos de suelo blando se identifica como una de las variables más importantes a la hora de evaluar la respuesta dinámica de los depósitos se adelantó la recopilación de la mayor cantidad posible de sondeos existentes en la ciudad en formato digital. Las principales fuentes de información para recopilar esta información fue la siguiente:

- Perforaciones realizadas en el presente estudio (23 datos).
- Información Aquaterra hasta 1998 (99 datos)
- Bases de datos suministradas por el Ing. Jorge Eduardo Hurtado (120 datos)

La información básica consiste en sondeos realizados para diferentes estudios de suelos en la ciudad. Para efectos del presente análisis solo interesa la profundidad máxima alcanzada en cada uno de los sondeos. Se supone entonces que la profundidad máxima a la que se reportan los diferentes sondeos de la base de datos corresponde aproximadamente al espesor de los depósitos de suelo blando dado que como criterio general se podría esperar que las perforaciones profundas que se realicen para un estudio de suelos probablemente llegará hasta que se encuentre con un depósito de suelos competente. Además, a manera de verificación, se utilizan los sondeos realizados en el presente proyecto para los cuales se conoce con total confiabilidad la profundidad en la cual aparecen los depósitos de suelos más competentes.

La base de datos que se conforma con la información disponible cuenta con un total de 242 sondeos y copia de la misma se entrega en formato digital en el CD anexo al informe.

En la Figura 5.45 se presenta la ubicación de todos los sondeos de la base de datos. En puntos rojo se resaltan los sondeos seleccionados para análisis específicos en el presente proyecto. Dentro de este mapa se seleccionan las fronteras designadas por el mapa geológico como suelos duros o firmes. De esta manera y luego de hacer una interpretación básica de toda la información se conforma el mapa tridimensional de la Figura 5.46 en el cual se pretende establecer fundamentalmente el espesor de los suelos blandos en toda la zona de estudio.

5.6 REFERENCIAS

- [5.1] Ingeominas
Terremoto del Quindío (Enero 25 de 1999). Informe Técnico - Científico., 1999.
- [5.2] Sarria, Alberto.
"Métodos Geofísicos con aplicaciones a la Ingeniería Civil". 1996. 138-139.
- [5.3] ASTM
American Society of Testing Materials. "1994 Annual Book of ASTM Standards".
Vols. 04.08 – 04.09. Soils and Rocks. Philadelphia, Pa, USA, 1994.
- [5.4] Terzaghi & Peck, 1967.
- [5.5] Seed, H.B and Lee , K.L. (1966).
"Liquefaction of Saturated Sands during Cyclic Loading". Journal of the Soil
Mechanics and Foundation Division, ASCE 92 (SMG), 105-134.
- [5.6] Biarez, 1994.
"Elementary Mechanics of Soils Behaviour". Editorial Balkema.
- [5.7] Hicher, 1991.
"Cours de Réologie des Sols, Ecole central de Paris".
- [5.8] Briand, 1992.
"The Pressuremeter". A.A BALKEMA/ROTTERDAM/BROOKFIELD/1992
- [5.9] AGUIRRE, M. et al 1993. Universidad de Caldas, Facultad de Geología y Minas –
PADEM, Manizales. Tesis de Grado.
"Modelo tridimensional de las formaciones superficiales en Manizales" ARANGO,
Anexo 4. Mapa Geológico Estructural de las Formaciones Superficiales en
Manizales, Manizales, 1992.
- [5.10] M. E. Cifuentes y S. Estrada.
"Implementación de la base de datos de los ensayos de suelos del laboratorio de Julio
Robledo y Cia Ltda." Trabajo de grado, Universidad Nacional de Colombia, Sede
Manizales.
- [5.11] J. S. Motoa.
"Formulación e implementación de la base del laboratorio de suelos de la
Corporación Regional Autónoma de Caldas CORPOCALDAS" Trabajo de grado,
Universidad Nacional de Colombia, Sede Manizales.
- [5.12] J. H. Lopez y L. M. Raigoza
"Implementación de la base de datos de los ensayos de suelos del laboratorio de la
Universidad Nacional de Colombia sede Manizales" Trabajo de grado, Universidad
Nacional de Colombia, Sede Manizales.

6 RESPUESTA DINAMICA DEL SUBSUELO Y EFECTOS DE SITIO

6.1 INTRODUCCION

La microzonificación sísmica de una ciudad consiste en establecer zonas de comportamiento esperado similar de manera que puedan establecerse allí recomendaciones específicas para el diseño y construcción de edificaciones. En varios terremotos [ref 6.51] se ha demostrado que las consecuencias de un evento dado sobre las construcciones existentes en la zona dependen fundamentalmente de la respuesta de sitio que se obtenga la cual a su vez depende de las características topográficas y geotécnicas existentes.

De esta manera en las zonas montañosas es de esperarse respuestas locales y amplificaciones de los movimientos sísmicos dependiendo de las características topográficas locales del sitio bajo estudio. Las consecuencias más importantes en este tipo de configuración son los desprendimientos de masas de suelo, fallas de taludes, avalanchas o similares, además de la natural amplificación de aceleraciones máximas por efectos topográficos. Por otro lado en los sitios donde la topografía es plana y donde se presentan depósitos de suelo relativamente blandos, predomina la posibilidad de resonancia entre el depósito y la señal de entrada, obteniéndose como resultado grandes amplificaciones del movimiento en especial en rangos específicos de frecuencias que dependen de las características mismas del depósito y del movimiento de entrada.

Cuando el depósito está formado principalmente por materiales arenosos, en especial cuando se trata de arenas limpias ubicadas cerca a la superficie (menos de 15 m) con niveles freáticos cercanos a la superficie, existen posibilidades que se presente el fenómeno llamado licuefacción en el cual el suelo pierde toda capacidad de soporte por un aumento desmedido en la presión de poros. De esta manera la zona que se vea afectada por este fenómeno presentará altas deformaciones superficiales con fallas generalizadas del terreno, edificaciones hundidas o con grandes asentamientos diferenciales y grandes asentamientos y grietas en el terreno con posible presencia de volcanes de arena. También cuando se presente heterogeneidad en los depósitos del subsuelo como es el caso de una zona de relleno artificial se pueden presentar efectos bidimensionales que modifican las señales que llegan hasta la superficie tanto en amplitud como en contenido frecuencial.

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

Sísmica de Popayán [ref 6.19] o los estudios de Microzonificación Sísmica de Bogotá [ref 6.68] permiten el análisis de sensibilidad de diferentes factores y posibilitan el estudio de respuesta ante diferentes señales de entrada que representarían sismos hipotéticos futuros.

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

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

De acuerdo con lo expuesto anteriormente y con el alcance establecido, el presente estudio incluye fundamentalmente la evaluación de la respuesta sísmica de los depósitos utilizando modelos unidimensionales en los que se analiza principalmente la eventual amplificación de las señales en el rango completo de frecuencias, sin tener en cuenta efectos topográficos o heterogeneidades en los depósitos subsuperficiales. En forma complementaria se adelanta la valoración de las amplificaciones que puedan llegar a ocurrir para todo el rango de frecuencias por efectos topográficos superficiales. Estos dos aspectos parecen considerar los efectos principales de la respuesta dinámica de la ciudad según el estado de conocimiento actual.

En lo que respecta a las posibilidades de que se presente el fenómeno de licuefacción no se identificaron en las investigaciones de campo y laboratorio realizadas, depósitos de suelos con las condiciones y características apropiadas para la ocurrencia de la licuefacción en el caso de un sismo intenso. Normalmente los depósitos de arenas

encontrados presentaron contenidos importantes de gravas y están relativamente bien compactados, ambos factores que dificultan o evitan la ocurrencia de la licuefacción.

6.2 ANTECEDENTES GENERALES

6.2.1 Generalidades

Durante un sismo, se presentan principalmente dos tipos de respuesta de sitio que pueden llegar a producir problemas de consideración. Uno en el que el suelo modifica el contenido frecuencial y la amplitud del sismo, haciéndolo más destructivo; en el otro el suelo mismo falla y se fisura, moviéndose horizontal y verticalmente. En la Figura 6.1 se muestran ejemplos de los efectos que pueden llegar a causar estos dos tipos de respuesta.

Dentro de la literatura disponible, Finn (1992), Sanchez-Sesma et al (1988), Seed et al (1988), presentan las distintas aproximaciones que generalmente se usan para determinar la respuesta de sitio:

- *Estudio mediante métodos empíricos* que se basan en datos registrados ya sea de movimientos fuertes o de movimientos débiles del terreno para diferentes ubicaciones en el área bajo estudio. Estos registros se analizan de diferentes maneras para obtener los períodos predominantes de vibración y las amplificaciones del terreno con respecto a registros en roca. Estos últimos métodos han tenido mucha difusión en los últimos años, especialmente en zonas de alta sismicidad donde es posible registrar un buen número de eventos sísmicos de baja magnitud en lapsos de tiempo relativamente cortos.
- *Registro de microtrepidaciones*, cuando no se dispone de información de sismos menores o cuando se desea estimar la respuesta en sitios en los cuales no exista instrumentación sísmica, se ha propuesto utilizar registros de ruido sísmico ambiental, llamados comúnmente ‘microtrepidaciones’ o ‘microtremores’
- *Estudio de la respuesta dinámica de sitio*, mediante modelos analíticos de propagación unidimensional de ondas de cortante, en los cuales el sitio es un medio semi-infinito estratificado en las distintas capas de material de suelo que componen el perfil (Schnabel et al., 1972). Este tipo de análisis es capaz de modelar la respuesta no-lineal e identificar las características más importantes de los movimientos sísmicos en superficie; el período de vibración de la columna de suelo, el corrimiento del período fundamental al ir incrementando la intensidad del movimiento sísmico y la amplificación o deamplificación de las aceleraciones a distintas frecuencias.

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

6.2.2 Casos Históricos de la Respuesta de Sitio

Los estudios de la respuesta de sitio son esenciales para definir y entender el papel que juega el perfil geológico, las propiedades estáticas y dinámicas del suelo y la topografía en la respuesta sísmica de un sitio. Los efectos de sitio han contribuido enormemente a las muertes humanas y a los daños en las construcciones en los terremotos. Para ilustrar lo anterior, la Tabla 6.1 contiene una lista parcial de los sismos que han ocurrido en los últimos 70 años en el mundo, donde los efectos de sitio han sido importantes.

Dos sismos que han sido cruciales para entender la incidencia de las condiciones de sitio en la respuesta sísmica local y verificar las capacidades de los métodos mencionados anteriormente son el sismo de México (Michoacán) de 1985 y El sismo de Lomapieta de 1989. En el siguiente numeral se presenta un breve recuento de diferentes estudios realizados para estos dos eventos sísmicos señalados anteriormente con los correspondientes resultados encontrados.

Tabla 6.1
Sismos en que los efectos de sitio han sido importantes

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

El estado del conocimiento en materia de amplificación y deamplificación de los movimientos sísmicos en términos de la aceleración pico ha sido resumido en la Figura 6.2 (Singh, 1988). De acuerdo con ésta, la deamplificación en los suelos blandos comienza a partir de 0.1g y empieza a ser importante alrededor de 0.3g.

La respuesta sísmica de los suelos arcillosos de México, y de los suelos blandos de California en el sismo de Lomapieta, cambió este punto de vista. Idriss (1990)

proporciona una visión corregida de la amplificación o deamplificación y el resultado de sus investigaciones basadas en modelos unidimensionales de propagación ondulatoria se presenta en la Figura 6.3. En esta nueva versión, se aprecia que una mayor amplificación se atribuye ahora a los suelos blandos y que el rango en que la amplificación ocurre, subió de 0.1g a 0.4g. Al analizar las Figuras 6.2 y 6.3 surge un interrogante: ¿ Por qué el entendimiento de la respuesta sísmica cambió tan dramáticamente de 1983 a 1990 ?. Una primera aproximación a la respuesta puede darse en términos de un mejor conocimiento por parte de los ingenieros del comportamiento dinámico de los suelos de alta plasticidad, tales como las arcillas de México.

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

Sismo de México

En Septiembre 19 y 21 de 1985 dos grandes eventos sísmicos ($M_s=8.1$ y 7.5) ocurrieron en el segmento de la zona de subducción de la costa pacifica Mexicana (Chávez-García y Bard, 1994). El rompimiento se originó en el contacto de la placa Continental con la placa de Cocos, ubicándose el epicentro en la zona de silencio sísmico de Michoacán (Romo, 1988). El choque principal consistió de dos subeventos separados 26 segundos en el tiempo. La aceleración pico en la zona epicentral fue inusualmente baja (0.2 g a 20 km del epicentro).

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

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

El estudio de los efectos de sitio y de las características de los registros sísmicos en ciudad de México, es muy importante ya que es el primer caso en el que se cuenta con

gran cantidad de registros y se conoce en forma aceptable las características del subsuelo.

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

En México se presentaron sitios en que las aceleraciones pico en suelo blando (zona lacustre) fueron del orden de 3 y 5 veces las aceleraciones registradas en roca (zona de los cerros) y la respuesta del subsuelo, permaneció esencialmente elástica no obstante, de ser el pico de aceleración de 0.2 g, lo cual es explicable al analizar las curvas normalizadas de módulo de corte contra deformación por cortante (G/G_{\max} vs. γ) y de amortiguamiento contra deformación por cortante (León et al, 1974 y Romo y Jaime, 1986), las cuales se presentan en la Figura 6.4. El módulo de corte, no muestra una degradación substancial para deformaciones menores a 0.1%, con lo cual la respuesta permanece elástica porque no ocurre una considerable pérdida de rigidez para las deformaciones desarrolladas en el sismo.

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

La metodología seguida por Seed et al (1988) para caracterizar la respuesta de sitio en Ciudad de México incluye el muestreo de suelos en las distintas estaciones acelerométricas ubicadas en Ciudad de México y su correspondiente caracterización dinámica en el laboratorio, mediante ensayos de columna resonante y triaxial cíclico, determinación de las curvas normalizadas de módulo de corte contra deformación por cortante (G/G_{\max} vs. γ) y de amortiguamiento contra deformación por cortante (ζ vs. γ) (León et al, 1974 y Romo y Jaime, 1986), definición del registro de aceleraciones que mejor representaba los movimientos sísmicos en la formación rocosa (resultó ser el correspondiente a la UNAM), formulación de modelos unidimensionales tipo SHAKE (Schnabel et al, 1972) de los diferentes sitios de las estaciones acelerométricas y comparación de sus respuestas en términos del espectro de aceleración medido con el calculado usando los modelos.

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

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

Sismo de Lomapieta

El 17 de Octubre de 1989 ocurrió un sismo de magnitud $M_s=7.1$ de 20 segundos de duración en la zona central de California. El epicentro se ubicó en el lugar denominado Lomapieta, 16 km al este del pueblo costero de Santa Cruz (Ceresis, 1990). El sismo fue sentido en un área de 1'000.000 km² y produjo daños considerables en la zona epicentral, en la zona densamente poblada de la Bahía de San Francisco y en la ciudad de San Francisco. Según datos de Céresis (1990), el sismo causó 62 muertes, cerca de 3.000 heridos y dejó a más de 12.000 personas sin hogar; el costo de los daños se ha estimado en 7 billones de dólares.

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

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

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

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

- Licuefacción de suelos en la zona epicentral y en el distrito de Marina en la Ciudad de San Francisco.
- Deslizamiento de laderas y caída de rocas en las montañas de Santa Cruz cerca de la región epicentral (Ceresis, 1990).
- Amplificaciones de los movimientos sísmicos en los suelos blandos lo que causó daños importantes a las construcciones de las poblaciones cercanas a la zona epicentral y especialmente en la bahía de San Francisco, en donde las características del suelo (rellenos hidráulicos de arena y estratos profundos de arcilla) magnificaron enormemente los movimientos sísmicos.

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

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

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

Los efectos observados en los sismos mencionados llaman la atención hacia la posibilidad de que en otros sitios se generen efectos de amplificación equivalentes. Para el caso de la ciudad de Manizales, la presencia de depósitos de cenizas superficiales

que conforman por lo general suelos blandos y la existencia de suelos profundos más consistentes como los conglomerados o la roca misma conforman las características necesarias para la eventual ocurrencia de fenómenos de amplificación. El sismo reciente de Armenia de 1999 es una demostración de que estos efectos ocurren en las ciudades del Eje Cafetero, no solo en los depósitos de suelos volcánicos superficiales sino en las zonas de rellenos antrópicos.

6.3 CARACTERIZACION DE LA RESPUESTA DINAMICA MEDIANTE MODELOS UNIDIMENSIONALES

6.3.1 Introducción

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

Una vez conformado el modelo del perfil estratigráfico en los diferentes sitios disponibles y habiendo asignado las propiedades estáticas y dinámicas a cada uno de los suelos característicos, puede obtenerse el espectro de amplificación del sitio para diferentes niveles de aceleración, mediante la relación período a período de las ordenadas espectrales en la superficie con respecto a la roca profunda. Una vez determinados los espectros de amplificación, estos pueden compararse con espectros equivalentes calculados a partir de los registros disponibles de sismos recientes. Con base en esta comparación se establece que tan adecuado es el modelo para las condiciones locales con base en los registros de sismos disponibles.

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

Para el presente caso no se cuenta con información adecuada para realizar una calibración propiamente dicha. Lo anterior debido principalmente a la falta de registros

a nivel de roca con los cuales se pueda calcular analíticamente la respuesta en superficie para entonces compararla con los registros a nivel de superficie. En algunas de las réplicas si se tiene algunos registros en roca pero desafortunadamente los registros son demasiado pequeños lo cual no permite una adecuada calibración.

Por lo anterior se recurre en este numeral simplemente a evaluar la respuesta en algunos sitios y comparar los resultados de estos análisis con los registros disponibles.

En el presente numeral se utilizan principalmente modelos unidimensionales para lo cual se ha seleccionado el programa de computador SHAKE91 (Idriss et al, 1991).

Dentro de las principales hipótesis de trabajo de este modelo están:

- (a) Los estratos de suelo se extienden uniformemente y hasta el infinito en dirección horizontal y la capa inferior es el semiespacio infinito.
- (b) La respuesta principal del depósito de suelo es la producida por la propagación vertical de ondas de cortante provenientes de la formación de roca subyacente.
- (c) Las propiedades no lineales del suelo se modelan a través de sistemas viscoelásticos lineales equivalentes. Cada estrato que se modela es homogéneo e isotrópico y se caracteriza por su densidad de masa, espesor, módulo de corte y factor de amortiguamiento y por las características de degradación de estas últimas propiedades con la deformación por cortante.

Con base en la información geotécnica disponible y en casos de análisis similares (véase por ejemplo el caso de México, Seed H. B, Romo M., Sun J., Jaime A. & Lysmer J., 1988) se puede esperar que la respuesta del subsuelo de la zona de estudio puede analizarse esencialmente mediante los modelos unidimensionales descritos. Algunos casos especiales que no cumplen con las anteriores hipótesis se modelan mediante análisis bidimensionales tal como se presenta más adelante.

6.3.2 Caracterización del comportamiento según modelos analíticos

Con el fin de caracterizar el comportamiento típico de los depósitos de cenizas encontrados en la zona se ha seleccionado un perfil estratigráfico típico de cenizas con profundidad variable entre 5 y 30 m, sobre basamento cuya velocidad de onda de cortante es del orden de 1500 m/s con propiedades del suelo que se ajustan a los modelos de comportamiento dinámico establecidos en el Capítulo 5 y sometidos a la excitación sísmica proveniente de las fuentes identificadas como críticas mediante las señales hipotéticas establecidas en el Capítulo 4.

Ante las incertidumbres presentes en la determinación de todos los parámetros de análisis de los modelos se recurre a un análisis global de sensibilidad que permite

establecer el grado de variación en la respuesta ante una variación en cualquiera de las variables involucradas en los análisis. De acuerdo con análisis de sensibilidad previos realizados en estudios para zonas similares se encuentra que la respuesta dinámica es sensible a las siguientes variables principales:

- Profundidad de los estratos blandos
- Velocidad de onda de corte del perfil
- Curvas de degradación del modulo y de amortiguamiento

Para adelantar el análisis de sensibilidad mencionado se parte de un solo modelo típico promedio que representaría en términos generales la situación más generalizada y con referencia a la cual se estudiaría la respuesta ante variaciones establecidas en los parámetros de entrada.

El modelo de referencia y las variables de mayor sensibilidad son las siguientes :

Tabla 6.2
Características Dinámicas para Modelo de Referencia

MODELO DE REFERENCIA	
Profundidad	30 m
Calculo de G_{max}	a partir del V_s promedio calculado a partir de las mediciones de velocidad de onda cortante realizadas en Manizales
Indice liquidez con la profundidad	Uniforme, $IL = 1.0$
Propiedades dinámicas de los suelos	Correspondientes a $IL = 1.0$
Velocidad de onda del basamento	1500 m/s
Sismo de referencia	Cercano (fuente Romeral) con $a_{max} = 0.18 g$

Con base en este modelo de referencia se caracteriza el comportamiento típico de los depósitos de cenizas que son los que cubren la mayor parte de la zona estudiada. Igualmente los análisis de sensibilidad de las diferentes variables que se presentan más adelante hacen siempre referencia a los valores indicados como valores típicos promedio.

En primer lugar se estudia la variación de la aceleración con la profundidad. Esta ocurre principalmente en los estratos superiores más blandos del depósito. La Figura 6.5 presenta la variación de la aceleración máxima de respuesta con la profundidad del modelo típico presentado para los sismos de análisis. Como puede observarse, la principal amplificación de la aceleración se presenta en los estratos más superficiales. Debe tenerse en cuenta que los valores registrados son máximos y no necesariamente ocurren a un mismo tiempo, lo cual en parte explica las formas anómalas observadas en la Figura. Este resultado es importante para efectos de estudios futuros que se realicen

para complementar el presente trabajo, especialmente en lo que se refiere a la caracterización dinámica de los estratos.

Por otro lado resulta de interés la velocidad de la onda de cortante degradada (que depende del modulo de cortante degradado) en función de la profundidad. Esta se obtiene a partir de las propiedades degradadas del depósito luego de la ocurrencia del sismo, las cuales a su vez se obtienen a partir de la interpretación de los resultados dados por el programa de computador. La Figura 6.6 resume los módulos de cortante degradados para cada uno de los sismos de análisis en función de la profundidad. También, en la Figura 6.6 se indica la relación $G/G_{m\acute{a}x}$ más baja alcanzada para cada profundidad lo cual es un indicativo del nivel de degradación del suelo luego de la ocurrencia del sismo.

Para efectos de entender el comportamiento de amplificación del modelo desarrollado se han realizado corridas utilizando los sismos de análisis a diferentes aceleraciones máximas del terreno, para 0.05g, 0.20g, 0.35g y 0.50 g. En la Figura 6.7 se presentan los espectros de respuesta que se obtuvieron para las corridas realizadas. Puede apreciarse el cambio en la amplitud espectral al variar el nivel de aceleración máxima de la señal, para cada uno de los sismos utilizados.

Por otra parte en la Figura 6.8 se presentan las relaciones espectrales o amplificaciones espectrales (espectro de respuesta en superficie dado por el modelo dividido por el espectro correspondiente en roca) para cada una de las corridas realizadas y para los tres sismos respectivamente. En las Figuras puede identificarse claramente que a menor aceleración se produce mayor amplificación de la aceleración máxima y en general mayor amplificación relativa en cada una de las componentes del espectro, principalmente para los períodos predominantes de vibración del depósito. Por encima de un nivel de aceleración dado, el comportamiento del suelo comienza a producir una deamplificación en todo el contenido frecuencial de la señal y la forma de la amplificación (o deamplificación) es más uniforme en todo el rango del espectro.

Finalmente en la Figura 6.9 se presentan como comparación, las curvas de aceleración máxima en superficie contra la aceleración máxima de la señal de roca para las corridas realizadas, observándose claramente que hasta un nivel dado de aceleración se produce amplificación relativa pero de ahí en adelante el suelo trata de amortiguar la señal. En general, puede establecerse que las aceleraciones máximas a nivel de superficie difícilmente sobrepasarían un valor de 0.60g por los altos efectos no lineales del suelo, independientemente de que tan fuerte y cercano sea el sismo. Las aceleraciones máximas registradas en el sismo de Armenia de enero de 1999 con amplitudes del orden de 0.60g muy probablemente se vieron afectadas por efectos bidimensionales o tridimensionales tales como la presencia de zonas de relleno o efectos topográficos superficiales.

6.3.3 Sensibilidad a las diferentes variables

Como es sabido (véase por ejemplo Seed et al, 1988) la respuesta sísmica dada por modelos como el presentado en los numerales anteriores es muy sensible a los datos básicos de entrada. Dentro de los parámetros que están involucrados en la respuesta se puede hacer el siguiente análisis general con respecto a la sensibilidad de los resultados a una variación dada de dicho parámetro. Como se mencionó solo se analiza el efecto de la profundidad, de la velocidad de onda de los depósitos y de las curvas de comportamiento dinámico del material.

Módulo cortante máximo

El módulo cortante máximo, proporcional al cuadrado de la velocidad de onda de corte, juega un papel importante en la determinación de la rigidez inicial del depósito y por lo tanto en su período de vibración fundamental, lo cual es un factor definitivo en la respuesta sísmica del depósito.

Tal como se estableció anteriormente, el módulo cortante máximo se ha definido para efectos del presente estudio con base en las mediciones de campo de la velocidad de onda de corte. Para el efecto se han agrupado todas las mediciones de velocidad de onda de corte en campo para depósitos caracterizados como de cenizas y se ha obtenido el perfil de la Figura 6.10. Para estudiar la sensibilidad a este parámetro se ha realizado el análisis con el valor medio, con el valor medio más una desviación estándar y con el valor medio menos una desviación estándar. Las curvas se han suavizado con la profundidad para efectos de la modelación.

Las Figuras 6.11, 6.12, 6.13 y 6.14 resumen los resultados para cada uno de los cuatro sismos de análisis establecidos, indicándose en cada una los resultados correspondientes al módulo medio, al medio más una desviación estándar y al medio menos una desviación estándar.

También vale la pena observar las variaciones que se obtienen en los períodos de vibración fundamental del depósito. En la Tabla 6.3 se presentan los valores del período de vibración fundamental inicial y degradado en cada uno de los análisis realizados.

Tabla 6.3
Comparación de períodos de vibración fundamental del depósito

	Estrato de análisis	Sismo Romeral Deconvolución	Sismo Romeral Sintético	Sismo Benioff Sintético	Sismo Benioff Calima
MODELO	$T_{inicial}(S)$	$T_{final}(S)$	$T_{final}(S)$	$T_{final}(S)$	$T_{final}(S)$
Gmax -	0.36	0.42	0.42	0.42	0.39
Gmax, medio	0.47	0.56	0.53	0.56	0.56
Gmax +	0.66	0.83	0.78	0.83	0.85

Propiedades Dinámicas de los Suelos

Con el fin de analizar los efectos de la variación en las propiedades dinámicas de los suelos en la respuesta sísmica del perfil estratigráfico se utilizaron los modelos de comportamiento dinámico desarrollados en el Capítulo 5. Como se explicó anteriormente, el comportamiento de degradación de la rigidez y de capacidad de amortiguamiento correlacionan muy bien para el caso de las arcillas con el Índice de Liquidez. Este a su vez depende las propiedades índices que presentan una alta variación con la profundidad, dependiendo del origen mismo del depósito. Se realizaron análisis con las siguientes combinaciones de curvas de degradación y de capacidad de amortiguamiento manteniendo constantes todos los demás parámetros, incluido el módulo de cortante máximo:

- IL= 0 ; mayor degradación rigidez y menor capacidad de amortiguamiento
- IL= 1 ; modelo de referencia
- IL= 2 ; menor degradación rigidez y menor capacidad de amortiguamiento

En las Figuras 6.15 a 6.18 se presentan los espectros de respuesta para los cuatro sismos hipotéticos de análisis. En cada Figura se incluyen los tres análisis mencionados. La variación de los períodos de vibración fundamental se relacionan a continuación.

Tabla 6.4
Comparación de períodos de vibración fundamental del depósito

	Estrato de análisis	Sismo Romeral Deconvolución	Sismo Romeral Sintético	Sismo Benioff Sintético	Sismo Benioff Calima
MODELO	T_{inicial} (S)	T_{final} (S)	T_{final} (S)	T_{final} (S)	T_{final} (S)
IL = 0	0.47	0.56	0.54	0.56	0.60
IL = 1	0.47	0.56	0.53	0.56	0.56
IL = 2	0.47	0.56	0.52	0.53	0.56

Espesor del depósito de suelo blando

Esta variable resulta fundamental para la respuesta por cuanto su variación puede cambiar drásticamente la respuesta obtenida en superficie ya que el período de vibración fundamental del depósito varía linealmente con la altura del mismo. Para considerar esta variable se realizaron análisis a las siguientes profundidades del depósito de suelos blandos superficiales: 5 m, 10 m, 20 m y 30 m. Dado que lo que se requiere visualizar únicamente es la variación en la respuesta dinámica debida a la profundidad de los estratos blandos se utilizó una velocidad de onda constante para todos los estratos de 200 m/s, los demás parámetros se mantuvieron inalterados con respecto al modelo de referencia.

En las Figuras 6.19 a 6.22 se resumen los resultados encontrados para cada uno de los cuatro sismos hipotéticos de análisis. Se indican los espectros de respuesta en función de la altura del depósito de suelos blandos. Como puede observarse las variaciones de la respuesta con la profundidad del depósito son considerables lo cual significa que esta variable es definitiva en el momento de definir las zonas de comportamiento sísmico similar. Por otro lado las variaciones en los períodos de vibración de los depósitos también son considerables. La Tabla 6.5 resume las variaciones de los períodos ante la variación en la profundidad del suelo blando superficial.

Tabla 6.5
Comparación de períodos de vibración fundamental del depósito

	Estrato de Análisis	Sismo Romeral Deconvolución	Sismo Romeral Sintético	Sismo Benioff Sintético	Sismo Benioff Calima
MODELO	T_{inicial} (S)	T_{final} (S)	T_{final} (S)	T_{final} (S)	T_{final} (S)
H = 5 m	0.09	0.12	0.11	0.11	0.12
H = 10 m	0.19	0.25	0.33	0.26	0.24
H = 20 m	0.38	0.56	0.53	0.53	0.56
H = 30 m (REF.)	0.60	0.81	0.73	0.82	0.82

Otros Parámetros

Otros parámetros de importancia como pueden ser la rigidez del basamento, la posición del nivel freático, los parámetros específicos para el análisis como son el intervalo de tiempo de análisis, la máxima frecuencia a utilizar en los cálculos, los valores iniciales para las iteraciones en las propiedades del suelo y otros han sido estudiados y se han seleccionado los valores más probables y aquellos que generan los resultados más consistentes. De esta manera estos parámetros se dejan por fuera del análisis de sensibilidad y simplemente se utiliza el mejor estimativo en cada uno de los análisis.

6.4 RESPUESTA DINAMICA UNIDIMENSIONAL EN EL DOMINIO DEL TIEMPO

6.4.1 Perfiles de análisis

La microzonificación sísmica de la ciudad de Manizales se estudia principalmente desde el punto de vista de la respuesta unidimensional del depósito. La forma del perfil del basamento rocoso en la zona bajo estudio no se conoce en detalle. Sin embargo se encuentra en casi toda la zona de estudio depósitos de cenizas volcánicas o suelos residuales relativamente blandos sobre depósitos de conglomerados o en general de materiales competentes a profundidades relativamente homogéneas variando desde unos pocos metros hasta un máximo de unos 30 m. Si se consideran las dimensiones aproximadas en la zona central de la ciudad (por lo menos unos 10 km en cada dirección) se concluye que el comportamiento de los depósitos puede considerarse prácticamente como unidimensional, es decir su comportamiento dinámico puede

analizarse considerando una estratigrafía uniforme en toda la zona. Esto no será válido para zonas donde se presenten cambios en la estratigrafía tales como zonas de relleno y similares o en los límites de las zonas planas, tales como en cercanías de taludes o quebradas, lo cual representa en el caso de Manizales un buen porcentaje de la ciudad.

De acuerdo con esto, para las zonas uniformes el análisis se plantea mediante la respuesta dinámica unidimensional de los puntos donde se realizaron sondeos y donde se conoce la estratigrafía existente.

En el Capítulo 5 se presentaron las columnas estratigráficas de los sondeos realizados los cuales se ubican en la Figura 5.1. Los perfiles de análisis definidos son los que se presentan en la Tabla 6.6.

Tabla 6.6
**Columnas estratigráficas para análisis unidimensional
de respuesta dinámica**

Número	Sondeo	Profundidad (m)
1	Clínica Villa del Pilar	8.75
2	Ingeominas	23.50
3	Infimanizales	40.00
4	El Cable (Facultad de Arquitectura)	42.00
5	Confamiliares	34.00
6	Escuela Atanasio Girardot	36.00
7	Bosques del Norte	31.50
8	La Enea	20.40
9	Sultana	21.00
10	Coldeportes	42.00
11	Colegio Santa Inés	50.00
12	CHEC Marmato	16.50
13	Catedral de Manizales	40.00
14	Alejandría 1	23.50
15	Alejandría 2	9.00
16	Torrear	10.00
17	La Gotera (UNAL)	15.00
18	Parque Fundadores	17.00
20	Estadio Palogrande	29.50
21	Antigua Alcaldía	25.00
23	Villa Carmenza	14.80

A partir de cada perfil estratigráfico disponible se construye entonces un modelo unidimensional compuesto por varias capas de suelo y un semiespacio infinito en la parte inferior representando el basamento de contraste o la roca base. Los demás perfiles resultantes de las perforaciones complementarias y la información geotécnica de la que se dispone en la ciudad se utiliza posteriormente para la caracterización de la respuesta dinámica de las diferentes zonas.

6.4.2 Caracterización Geotécnica y Propiedades Dinámicas

Como se mencionó anteriormente para efectos del presente proyecto se realizó un trabajo de caracterización estática y dinámica completo de los suelos típicos encontrados en las diferentes perforaciones. En el Capítulo 5 se presenta dicha caracterización y se establecen patrones típicos de comportamiento con el fin de poder implementar los modelos analíticos propuestos.

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

Estratigrafía

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

Densidad

La densidad se estima a partir de valores medios de acuerdo con los resultados de los ensayos de laboratorio. Se trabaja con la densidad saturada (γ_{sat}). Los valores medios que resultan varían en un rango entre 1.4 y 1.6 Ton/m³ para los suelos más arcillosos y entre 1.5 y 1.9 Ton/m³ para las arcillas limosas y materiales más arenosos y valores 1.8 y 2.2 Ton/m³ para el conglomerado o roca base.

Módulo de Corte Máximo

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

$$G = \rho * V_s^2$$

donde:

- V_s = Velocidad de onda de corte medida en el sitio
- ρ = Densidad de masa del estrato
- G = Módulo de cortante máximo

Estas ecuaciones se utilizan para todos los depósitos de suelos volcánicos o cenizas superficiales y para los suelos residuales alterados superficiales.

Curva de degradación de la rigidez y de capacidad de amortiguamiento

Las curvas de degradación del módulo dinámico de cortante y de capacidad de amortiguamiento con la deformación cortante se definen de acuerdo con el Índice de Liquidez que presente cada una de las estratigrafías, según lo establecido en el Capítulo 5.

Valores iniciales de módulos de rigidez y amortiguamiento

Los valores iniciales para los módulos de rigidez se establecen igual a los módulos G_0 y los valores iniciales de coeficientes de amortiguamiento se estiman de manera uniforme para todos los depósitos en el 5%. El programa de computador se encarga de degradar los módulos y de llevar los coeficientes de amortiguamientos hasta los valores donde se hagan compatibles con las deformaciones alcanzadas de acuerdo con la señal de entrada utilizada en el análisis.

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

6.4.3 Sismos de Análisis

Para efectos del análisis de la respuesta dinámica de las diferentes zonas de las ciudades en estudio, se establecieron en el Capítulo 4 las señales que representan sismos hipotéticos probables (Romeral por deconvolución y sintético y Benioff sintético y originado en el de Calima).

6.4.4 Análisis de Respuesta Dinámica

Con el procedimiento descrito anteriormente se procedió a realizar el análisis de respuesta dinámica de cada uno de los sondeos realizados. Cada modelo estratigráfico se analizó para cada uno de los sismos de diseño. Los resultados se interpretan principalmente con base en las aceleraciones máximas en superficie y en el espectro de respuesta de la señal en superficie para un coeficiente de amortiguamiento con respecto al crítico del 5 %.

En la Figura 6.23 se resumen los espectros de respuesta en cada uno de los sondeos analizados para los cuatro sismos de diseño.

En la Tabla 6.6 se resumen algunos parámetros importantes de la respuesta obtenida en cada uno de los análisis realizados. Los parámetros analizados son:

- Aceleración máxima en superficie del terreno: $A_{\max \text{ sup}}(g)$
- Período de vibración fundamental elástico: $T_{\text{elástico}}(\text{seg})$
- Período de vibración fundamental degradado: $T_{\text{degradado}}(\text{seg})$

Tabla 6.6
Resumen de parámetros de la respuesta dinámica unidimensional

SONDEO	PARAMETRO	Sismo Romeral Deconvolución	Sismo Romeral Sintético	Sismo Benioff Sintético	Sismo Benioff Calima
1	Amax sup (g)	0.36	0.49	0.33	0.28
	T elástico (seg)	0.24	0.24	0.24	0.24
	T degradado (seg)	0.24	0.28	0.24	0.24
2	Amax sup (g)	0.35	0.30	0.25	0.31
	T elástico (seg)	0.46	0.46	0.46	0.46
	T degradado (seg)	0.61	0.56	0.57	0.64
3	Amax sup (g)	0.23	0.14	0.16	0.18
	T elástico (seg)	0.61	0.61	0.61	0.61
	T degradado (seg)	0.83	0.76	0.83	0.91
4	Amax sup (g)	0.27	0.19	0.19	0.25
	T elástico (seg)	0.70	0.70	0.70	0.70
	T degradado (seg)	0.94	0.96	0.96	1.02
5	Amax sup (g)	0.45	0.56	0.41	0.39
	T elástico (seg)	0.38	0.38	0.38	0.38
	T degradado (seg)	0.45	0.44	0.45	0.44
6	Amax sup (g)	0.45	0.29	0.23	0.33
	T elástico (seg)	0.47	0.47	0.47	0.47
	T degradado (seg)	0.60	0.54	0.56	0.63
7	Amax sup (g)	0.36	0.28	0.26	0.28
	T elástico (seg)	0.36	0.36	0.36	0.36
	T degradado (seg)	0.50	0.46	0.48	0.49
8	Amax sup (g)	0.18	0.15	0.16	0.23
	T elástico (seg)	0.36	0.36	0.36	0.36
	T degradado (seg)	0.62	0.53	0.57	0.69
9	Amax sup (g)	0.36	0.36	0.40	0.37
	T elástico (seg)	0.41	0.41	0.41	0.41
	T degradado (seg)	0.41	0.41	0.41	0.41
10	Amax sup (g)	0.31	0.29	0.25	0.34
	T elástico (seg)	0.60	0.60	0.60	0.60
	T degradado (seg)	0.67	0.61	0.63	0.70
11	Amax sup (g)	0.22	0.19	0.15	0.15
	T elástico (seg)	0.98	0.98	0.98	0.98
	T degradado (seg)	1.22	1.32	1.25	1.25
12	Amax sup (g)	0.37	0.47	0.40	0.42
	T elástico (seg)	0.28	0.28	0.28	0.28
	T degradado (seg)	0.34	0.37	0.34	0.34
13	Amax sup (g)	0.28	0.37	0.26	0.27
	T elástico (seg)	0.69	0.69	0.69	0.69
	T degradado (seg)	0.86	0.86	0.88	0.93
14	Amax sup (g)	0.25	0.23	0.19	0.23
	T elástico (seg)	0.44	0.44	0.44	0.44
	T degradado (seg)	0.66	0.56	0.60	0.70

Continuación Tabla 6.6
Resumen de parámetros de la respuesta dinámica unidimensional

SONDEO	PARAMETRO	Sismo Romeral Deconvolución	Sismo Romeral Sintético	Sismo Benioff Sintético	Sismo Benioff Calima
15	Amax sup (g)	0.30	0.49	0.38	0.27
	T elástico (seg)	0.28	0.28	0.28	0.28
	T degradado (seg)	0.28	0.35	0.30	0.28
16	Amax sup (g)	0.31	0.55	0.43	0.32
	T elástico (seg)	0.23	0.23	0.23	0.23
	T degradado (seg)	0.29	0.34	0.30	0.28
17	Amax sup (g)	0.37	0.49	0.52	0.35
	T elástico (seg)	0.25	0.25	0.25	0.25
	T degradado (seg)	0.33	0.36	0.32	0.31
18	Amax sup (g)	0.33	0.35	0.35	0.32
	T elástico (seg)	0.29	0.29	0.29	0.29
	T degradado (seg)	0.38	0.40	0.37	0.37
20	Amax sup (g)	0.22	0.19	0.19	0.28
	T elástico (seg)	0.49	0.49	0.49	0.49
	T degradado (seg)	0.66	0.58	0.62	0.70
21	Amax sup (g)	0.35	0.26	0.28	0.27
	T elástico (seg)	0.40	0.40	0.40	0.40
	T degradado (seg)	0.49	0.47	0.48	0.49
23	Amax sup (g)	0.29	0.47	0.31	0.22
	T elástico (seg)	0.25	0.25	0.25	0.25
	T degradado (seg)	0.26	0.26	0.26	0.25

Los períodos de vibración elástica se han calculado con base en la hipótesis de comportamiento elástico unidimensional. Este período sufrirá una degradación a medida que la señal de entrada produce deformaciones y degradación de la rigidez del depósito hasta llegar, al final del sismo, el período indicado como degradado. Debe tenerse en cuenta también, que para que se produzca el fenómeno de resonancia la señal de entrada debe traer también energía suficiente en alguno de los períodos del depósito. La resonancia será crítica para el período fundamental, pero puede producir respuestas de consideración para los períodos cercanos al fundamental (segundo o tercer período fundamentalmente).

Cada una de las señales de los sismos de análisis excitará períodos de vibración predominantes del depósito en proporciones diferentes de manera que la respuesta para cada una de las señales será diferente. Se obtendrá predominio de la respuesta para los períodos (o frecuencias) en que la señal de entrada traiga más energía tanto más si el periodo de vibración fundamental del depósito coincide con este valor. Para esta interpretación se recurre a los espectros de respuesta en cada sitio, los cuales indican claramente los períodos de vibración de máxima respuesta en cada caso.

6.4.5 Respuesta dinámica de otras zonas

Con el fin de caracterizar la respuesta dinámica de otras zonas en las cuales no se realizaron sondeos o en las que los sondeos realizados no permitieron una adecuada caracterización dinámica, la respuesta sísmica se caracterizó utilizando como base los ensayos de campo disponibles (ver Capítulo 5) y la información complementaria disponible.

6.5 RESPUESTA DINAMICA UNIDIMENSIONAL EN EL DOMINIO DE LA FRECUENCIA

6.5.1 Introducción

El análisis de amenaza presentado en el capítulo 4 se puede extender para considerar el comportamiento del suelo, de manera que la evaluación de parámetros de intensidad sísmica se puede llevar hasta la superficie del terreno. Para el efecto se utiliza la información geotécnica detallada en el capítulo 5 y cuyos perfiles estratigráficos fueron analizados en el numeral anterior.

El concepto básico que se utiliza consiste en evaluar las funciones de transferencia (*FT*) de cada una de los perfiles estratigráficos a analizar con base en modelos de comportamiento no lineal equivalentes. Una vez obtenidas estas funciones de transferencia, para las cuales se utilizan los mismos modelos desarrollados en el numeral anterior, se multiplican los *EAF* desarrollados en el Capítulo 4 para la evaluación de la amenaza por cada una de estas funciones con el fin de obtener los nuevos *EAF* a nivel de superficie del terreno. Este proceso se repite para los diferentes *EAF* generados para sismos provenientes de diferentes tipos de fuentes sismogénicas, magnitudes y distancias. Luego utilizando la teoría de vibraciones aleatorias se pueden estimar los valores máximos del parámetro de intensidad seleccionado para cada uno los *EAF* con base en lo cual se pueden obtener nuevas leyes de atenuación con la distancia pero a nivel de la superficie del terreno y para cada uno de los perfiles estratigráficos. Utilizando el mismo procedimiento seguido en la evaluación de la amenaza a nivel de terreno firme y con base en las leyes de atenuación establecidas a nivel de superficie del terreno, se selecciona el período de retorno de diseño con lo cual se obtiene los nuevos espectros de diseño de amenaza uniforme en cada uno de los sitios de investigación. En este numeral se presentan los resultados asociados a este tipo de análisis.

Para el caso del análisis en la ciudad de Manizales, la función de transferencia de los suelos (*FT*.) dependen tanto de la amplitud del movimiento como de su contenido frecuencial. De esta manera las *FT* se evalúan para cada magnitud y distancia en consideración. Nótese que el procedimiento lineal equivalente se realiza en el dominio de la frecuencia con la densidad espectral de cada *EAF* y la duración de la fase intensa derivada a partir del criterio de frecuencia de esquina deducida con anterioridad. Con

rigor la densidad espectral muestra todos los posibles sismos del tipo de falla propuesto para la magnitud y distancia especificada.

El proceso en cada una de las columnas estratigráficas definidas para el análisis se repite para cada magnitud, distancia, periodo y mecanismo focal de interés, para obtener las leyes de atenuación espectral de un sitio particular teniendo en cuenta los efectos locales por condiciones geotécnicas. De esta manera cada ley de atenuación tiene la evaluación para 10 magnitudes y 50 distancias epicentrales de los *EAFs* y por consiguiente de las densidades espectrales. Posteriormente se utiliza el método lineal equivalente para evaluar las funciones de transferencia, *FT* correspondiente a cada *EAF*. De esta manera cada ley de atenuación tiene 500 evaluaciones y existen 16 leyes de atenuación por sondeo (A_{max} , V_{max} , D_{max} , 0.15 seg, 0.3 seg, 0.5 seg, 1.0 seg, 1.5 seg, 2.0 seg, 2.5 seg, 3.0 seg, 3.5 seg, 4.0 seg, 4.5 seg, 5.0 seg). Además el proceso se realiza tanto para las fallas cercanas como para fallas de subducción por lo que cada sondeo tiene aproximadamente 16000 evaluaciones de *EAF* y *FT*. Nótese que en este procedimiento no se utilizan nunca los espectros de respuesta sino las funciones de transferencia de los depósitos que muestran el filtro no-lineal que se establece a la totalidad de la señal de entrada. De esta forma no se pierde información valiosa del fenómeno de transmisión de ondas en el contenido de frecuencias.

6.5.2 Funciones de transferencia no lineales

Es bien reconocido el comportamiento no lineal de las principales propiedades de los suelos, tales como rigidez y amortiguamiento, dependiendo de los niveles de deformación. Las Figuras del Capítulo 5 muestran la variación de rigidez y amortiguamiento de diferentes suelos, volcánicos, cohesivos y granulares con la deformación unitaria deducidos por el estudio para la región de análisis.

La variación mostrada provoca que las funciones de transferencia varíen con las intensidades. De esta manera, para bajos niveles de deformación se presenta un comportamiento lineal (es decir la función de transferencia es constante), pero a mayores niveles de deformación la no linealidad de los materiales comienza a actuar, de tal suerte, que para las mayores intensidades posibles en un sitio se presentarían los más fuertes efectos no lineales.

Las *FT* para cada nivel de aceleración se generaron usando los perfiles de suelo con sus respectivas propiedades dinámicas (ver Capítulo 5) y los *EAF* generados a partir de la teoría sismológica del espectro radiado para suelo firme deducidos anteriormente, suponiendo que estos son los movimientos incidentes en la roca base en el modelo de propagación unidimensional de ondas *SH* el cual se realiza en el dominio de la frecuencia.

Una vez realizado el proceso para cada *EAF* en cada sitio de estudio, fue posible construir las funciones de transferencia para cada nivel de aceleración, para cada tipo de fuente y para cada uno de los sondeos de estudio. En la Figura 6.24 se observa

claramente el efecto de la no linealidad de los suelos de la ciudad con el incremento de la aceleración. La función de mayor amplitud corresponde a una aceleración de 0.05g (que corresponde a cierta combinación de magnitud y distancia). Conforme aumenta la aceleración, las amplitudes de las *FT* disminuyen sistemáticamente. Además, los picos de las mismas se van corriendo hacia las bajas frecuencias, es decir se produce un incremento en los periodos fundamentales del depósito. Lo anterior se debe a la degradación de rigidez que sufren los suelos a grandes deformaciones dentro del proceso no-lineal de propagación paso a paso seguido. Sin embargo la degradación de los suelos de Manizales resulta en general relativamente baja por lo que los efectos de no-linealidad no cobran gran importancia como en los casos de otros tipos de suelo con menor índice de plasticidad.

El fenómeno se vuelve más relevante a medida que la aceleración aumenta hasta el valor máximo de 0.6g, donde los efectos de la no linealidad llevan las amplitudes de la *FT* a los niveles más bajos. Asimismo, el desfase de los periodos con respecto a los iniciales también es máximo. En varios casos, y en especial para frecuencias muy altas se llega a presentar deamplificación (amplitudes menores que 1). Esto quiere decir que la amplitud de las ondas que llegan a la superficie en los bajos períodos puede ser menor que la incidente en la base del depósito debido al alto amortiguamiento y baja rigidez que exhiben dichos suelos para altas intensidades.

En la Figura 6.24 se presentan las funciones de transferencia de todas las columnas estratigráficas definidas en el Capítulo 5, para los dos tipos de fuentes asociados como son los sismos de fallas intraplaca y los sismos lejanos asociados a la subducción.

6.5.3 Duración de la fase intensa de movimientos en suelos blandos

No existe estudio alguno en Colombia sobre la estimación de la duración de la fase intensa de los movimientos, fundamentalmente por la escasa red instalada y también por la falta de un número de eventos considerables. Para el caso específico de la ciudad de Manizales al considerar la poca profundidad relativa de los suelos blandos y el hecho que no se esperan comportamientos no lineales considerables, se puede suponer sin mayor pérdida de contexto que las duraciones de la fase intensa de sismos a nivel de la superficie del terreno puede ser similar a la de los sismos incidentes en el basamento rocoso.

6.5.4 Construcción de leyes de atenuación espectral

Una vez se dispone de los EAF para cada uno de los perfiles estratigráficos, y considerando la estimación de la duración de la fase intensa de los movimientos, es posible, como se mencionó anteriormente en el Capítulo 4 (ver Anexo 4.1), obtener los valores máximos esperados de cada *EAF* mediante la teoría de vibraciones aleatorias, (*TVA*, Udvardia y Trifunac, 1974). Al repetir el proceso para cada magnitud, distancia

epicentral, período estructural y mecanismo focal es posible derivar leyes de atenuación espectral en condiciones no lineales de suelo.

El proceso se repite para 10 magnitudes, 50 distancias, 15 ordenadas espectrales y 2 mecanismos focales en cada sondeo para construir leyes de atenuación puntuales que puedan ser analizadas con la teoría clásica de amenaza sísmica.

El uso de funciones de transferencia de osciladores permite encontrar el *EAF* representativo de estructuras con diferente periodo y amortiguamiento, lo que automáticamente admite el cálculo de relaciones de atenuación de ordenadas espectrales y la construcción de espectros para cualquier magnitud y distancia deseada. Además el método presenta compatibilidad espectral, por lo cual al calcular, por ejemplo, el espectro de respuesta de pseudoaceleraciones es posible evaluar los de pseudovelocidad y desplazamiento espectral, mediante las simples relaciones espectrales ampliamente conocidas.

Esta compatibilidad resulta útil y permite el uso de los *EAF* para el cálculo de las diversas intensidades que se han mencionado. Por el contrario esta compatibilidad no existe en leyes de atenuación empíricas deducidas mediante modelos de regresión comunes en los cuales no se impone la compatibilidad como restricción y se hace necesario realizar el análisis de regresión por separado para cada intensidad.

6.5.5 Incertidumbre en las leyes de atenuación con efectos locales

Una vez obtenidas las leyes de atenuación incluyendo los efectos locales, es posible determinar la amenaza sísmica en el sitio de estudio considerando la actividad sísmica de las diferentes fuentes que afectan la zona de estudio. El procedimiento es similar al utilizado a nivel de la roca base pero esta vez se adelanta para cada uno de los puntos donde se definieron las columnas estratigráficas descritas en el Capítulo 5.

Por otro lado, la incertidumbre en la estimación de las leyes de atenuación con efectos locales no es la misma que la correspondiente al terreno firme, ya que se establecen incertidumbres adicionales en la forma de evaluación de las funciones de transferencia. También existe incertidumbre en la calidad de sondeos, inalteración de las muestras y en la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos. Además debe tomarse en cuenta la incertidumbre en la estimación de los valores extremos hecha por la teoría de vibraciones aleatorias descrita anteriormente.

Puede inferirse que entre la incertidumbre asociada al cálculo de los *EAF* en terreno firme y la incertidumbre relacionada a los fenómenos anteriormente descritos no existe una relación directa, por lo que hay independencia estadística entre ellas. Esto hace posible encontrar la incertidumbre total por medio del criterio de la raíz de la suma de los cuadrados. La incertidumbre asociada a las leyes de atenuación de los *EAF* en

terreno firme, σ_{lna1} , fueron calculadas y se presentan en el Anexo 4.1 y la incertidumbre asociada a las condiciones geotécnicas, σ_{lna2} , según información de expertos, puede tomar valores de hasta $\frac{1}{4}$ teniendo en cuenta que muchas de las propiedades dinámicas fueron evaluadas in-situ. Finalmente el uso de la TVA introduce un error que se puede estimar según se establece en el marco teórico que se presenta en el Anexo 4.1 lo cual hace posible evaluar el nuevo valor de σ_{lna} de las leyes de atenuación asociado a los efectos locales mediante:

$$\sigma_{lna} = \sqrt{\sigma_{lna1}^2 + \sigma_{lna2}^2 + \sigma_{TVA}^2} \quad \text{Ec. 6.1}$$

6.5.6 Cálculo de la amenaza sísmica a nivel de la superficie del terreno

Una vez conocidas la sismicidad de las fuentes y los patrones de atenuación de las ondas generadas en cada una de ellas, la amenaza sísmica puede calcularse considerando la suma de los efectos de la totalidad de las fuentes sísmicas y la distancia entre cada fuente y el sitio donde se encuentra la estructura. La amenaza sísmica se expresa entonces en términos de la tasa de excedencia de valores dados de los parámetros de intensidad sísmica y se calcula mediante el procedimiento descrito en Esteva (1970). En el presente caso se ha seleccionado la aceleración espectral como parámetro de intensidad.

Al calcular la amenaza sísmica teniendo en cuenta las condiciones de sismicidad, patrones de atenuación y la localización de las fuentes, es posible estimar para la totalidad de las fuentes las tasas de excedencia para cada uno de los períodos estructurales seleccionados para el análisis. En las Figuras 6.25 se presentan las tasas de excedencia por fuente para todos los períodos estructurales y en este caso particular para el Sondeo No.2. Seleccionando entonces un período de retorno particular se pueden trazar líneas horizontales con el fin de obtener los valores de aceleración máxima en cada uno de los períodos estructurales de análisis y obtener así los espectros de amenaza uniforme teniendo en cuenta todos los aspectos anteriormente mencionados.

Al repetir el proceso anterior para cada una de las columnas estratigráficas estudiadas, y aplicando además la metodología para las leyes de atenuación de desplazamiento es posible obtener espectros de amenaza uniforme de aceleración y desplazamiento para diferentes períodos de retorno. En la Figura 6.26 se presentan los espectros de aceleración y los de desplazamientos para varios períodos de retorno y para cada uno de los sitios de estudio.

Finalmente el proceso permite adelantar análisis con variaciones en propiedades tales como la relación de amortiguamiento con respecto al crítico. En la Figura 6.27 se presenta el análisis realizado para valores de $\xi=3, 5$ y 7% en un período de retorno fijo de 475 años como el que exige la Ley 400 de 1997.

6.6 COMPARACIÓN DE RESULTADOS

6.6.1 Resultados de análisis en el dominio del tiempo y análisis en el dominio de la frecuencia

Las metodologías de análisis de la amenaza sísmica a nivel de la superficie del terreno presentadas en los numerales anteriores arrojan resultados que de uno u otra manera deberían ser comparables. En el análisis de amenaza en el dominio del tiempo, los resultados corresponden a espectros de respuesta de aceleración para cada una de las fuentes sismogénicas estudiadas y para cada uno de los sitios de estudio seleccionados. La combinación entre estos espectros para llegar a un espectro único de diseño en cada sitio no resulta fácil en términos rigurosos. Por otro lado, los resultados de la metodología de análisis en el dominio de la frecuencia arroja espectros de respuesta de aceleraciones (y paralelamente de desplazamientos) para diseño correspondientes a un período de retorno y para cada uno de los sitios de estudio. En este caso la combinación de las diferentes fuentes se adelanta dentro del proceso de manera que el resultado final ya incluye el proceso de combinación que se adelanta en el proceso de cálculo de la amenaza teniendo en cuenta la actividad sísmica de cada una de las fuentes.

Considerando lo anterior se ha preparado la Figura 6.28 en la cual se comparan los espectros de respuesta de aceleraciones determinados con las dos metodologías presentadas anteriormente. Cada figura corresponde a cada uno de los sitios de estudio y se incluye los espectros resultantes del análisis contra el tiempo y el único correspondiente al análisis en el dominio de la frecuencia.

6.6.2 Comparaciones con registros disponibles en la ciudad

En el Capítulo 3 se presentaron los registros disponible en la ciudad referentes a sismos ocurridos en el pasado. A partir de estos registros se establecieron en algunos casos las funciones de amplificación en puntos específicos, cuando se pudieron registrar los eventos en roca y suelo de manera simultanea.

Con este nivel de información la única comparación que puede establecerse hasta el momento es la de los períodos dominantes de respuesta en los sitios donde se tiene registro. Estos se comparan con los períodos dominantes de respuesta teóricos basados en los modelos presentados anteriormente. La Tabla 6.7 resume los resultados encontrados donde se puede establecer a primera instancia una coincidencia aceptable en los resultados.

Tabla 6.7
Comparación de períodos dominantes registrados y analíticos

No	Ubicación	T dominante (seg)		
		Registrado	Analítico Elástico	Analítico Degradado
3	Empresas Públicas	0.79	0.60	0.83
4	Facultad de Arquitectura	0.88	0.70	0.94

6.7 EFECTOS TOPOGRÁFICOS Y ZONAS DE RELLENO

6.7.1 Introducción

La evaluación de la respuesta dinámica de las estratigrafías típicas de la ciudad de Manizales se realizaron con la suposición básica de que no se presentan efectos topográficos de consideración y que la estratigrafía es uniforme y se extiende infinitamente en dirección horizontal. Considerando las dimensiones de los depósitos de suelo analizados en los que la profundidad máxima de los suelos blandos está alrededor de unos 30 m mientras que las dimensiones horizontales aproximadas pueden ser del orden de 2 a 3 km o más, la suposición anterior es válida excepto en aquellos sitios donde se presenten efectos topográficos de consideración o donde los estratos del subsuelo no sean uniformes en dirección horizontal. Tal es el caso de zonas con pendientes o deformaciones topográficas de cualquier tipo o depresiones o antiguos cauces de ríos y quebradas rellenas con material de cualquier tipo.

De acuerdo con lo anterior debe desarrollarse una metodología para la estimación de los efectos topográficos superficiales o por la presencia de zonas de relleno en el subsuelo. La metodología debe recomendar los factores de amplificación o deamplificación a que haya lugar para diferentes tipos de edificaciones ubicadas en diferentes puntos dentro de geometrías generalizadas definidas de acuerdo con la información topográfica, geológica, geomorfológica y geotécnica existente.

En el presente caso se han identificado dos situaciones particulares que merecen ser estudiadas con miras a caracterizar los efectos dinámicos que se producen. Las situaciones de estudio son las siguientes:

- Taludes en Cenizas
- Zonas de rellenos con superficie plana

Para el caso de las zonas de relleno de Manizales se han estudiado los materiales que las componen y de acuerdo con la información del Capítulo 5, no se han encontrado evidencias claras sobre diferencias significativas en el comportamiento dinámico de las cenizas y los materiales mismos de los rellenos estudiados. De no existir diferencias significativas entre estos comportamientos no se presentarán efectos bidimensionales de

consideración. Naturalmente este asunto debe estudiarse en mayor detalle en el futuro, tanto desde el punto de vista del comportamiento de los suelos como del punto de vista de geometría y caracterización geométrica de cada uno de los depósitos de la ciudad.

Por otro lado para el estudio del comportamiento dinámico de los taludes en cenizas, se han realizado los cortes que se indican en la Figura 6.29 en el cual se incluyen adicionalmente la topografía con curvas de nivel cada 2 m. Estos cortes tienen como propósito estudiar las configuraciones geométricas más usuales en la ciudad. En la Figura 6.30 se presentan los diferentes cortes a la misma escala vertical y horizontal.

Las metodologías actualmente disponibles para analizar estas situaciones, sin considerar por supuesto las técnicas de modelación física que implican de por sí complicaciones significativas, están basadas principalmente en métodos analíticos como es el de los elementos finitos. Las modelaciones tridimensionales de cualquiera de las situaciones anteriores implicaría un número bastante grande de grados de libertad en el análisis lo cual implica problemas numéricos y mucha dificultad en la interpretación de resultados. Por esta razón se recurre en este caso a soluciones de deformación plana en dos dimensiones que permite la modelación adecuada de cualquiera de las situaciones anteriores considerando que la geometría de análisis se repite infinitamente en la tercera dirección.

Para adelantar los análisis establecidos se recurre entonces al programa de computador QUAD4M (Idriss et al, 1994).

Mediante los modelos bidimensionales se pueden desarrollar modelos analíticos de las situaciones planteadas anteriormente. Dichos modelos se excitan en la base con las señales sísmicas de análisis ya definidas y se estudia la respuesta dinámica en diferentes puntos de la geometría definida con el fin de identificar diferencias en la respuesta sísmica.

La metodología del proyecto está basada en el desarrollo de espectros de diseño elásticos en diferentes zonas del área bajo estudio los cuales a su vez dependen de las señales de respuesta que se obtienen en diferentes puntos específicos de la ciudad ante las excitaciones ya definidas. De acuerdo con esto, los estudios de efectos topográficos y de zonas de relleno se dirigen a encontrar factores de modificación de la respuesta espectral obtenida mediante modelos unidimensionales con el fin de aproximar dicha respuesta a una dada por condiciones bidimensionales. De esta manera los registros de aceleración contra el tiempo que se obtienen en cada punto de la superficie del modelo se procesan hasta obtener los espectros de respuesta, los cuales a su vez se relacionan con los espectros unidimensionales correspondientes para obtener los factores de modificación deseados.

Para los casos que se estudian más adelante se utilizan los cuatro sismos de análisis definidos en el Capítulo 4 y se establecen unas propiedades típicas para cada uno de los suelos como son cenizas y conglomerados. Dadas las características del presente estudio

no se realizan análisis considerando variaciones en las propiedades de los estratos típicos. Solo se analizan situaciones típicas a partir de las cuales se generan las recomendaciones para la modificación de los espectros de diseño obtenidos a partir de los modelos unidimensionales.

6.7.2 Taludes en Cenizas

Debido a que los depósitos de suelos superficiales están dominados por las cenizas volcánicas ya estudiadas anteriormente en este informe, es natural la presencia de zonas con pendientes relativamente altas producidas por cauces de ríos o antiguas quebradas. Estas zonas son naturalmente ocupadas por urbanizaciones las cuales quedan sometidas a una amenaza sísmica específica debido a que el talud genera cambios importantes en la respuesta del subsuelo.

La respuesta dinámica de esta situación se estudia mediante un modelo bidimensional en el cual se varían algunos parámetros básicos. La Figura 6.31 muestra una red típica de elementos finitos que está conformada por 2210 elementos, con lo cual se logra una buena densidad y se garantiza que no existen problemas de frontera en la discretización. Los puntos destacados indican los nodos que se seleccionaron para conocer su historia de aceleración horizontal ante la señal de entrada definida.

Las variables a considerar en el presente análisis y sus rangos de variación seleccionados son los siguientes (ver Figura 6.32):

- Altura del talud: $H = 10, 20, 30 \text{ m}$
- Angulo de Inclinación del Talud: $\alpha = 30, 45^\circ$
- Longitud del modelo desde el vértice $L \approx 5 H$

Simultáneamente a los análisis bidimensionales se realizan corridas de modelos unidimensionales con las mismas propiedades del modelo anterior. La columna unidimensional para el análisis se ubica en la parte superior del talud.

En el Anexo 6.1 se presentan figuras con todos los resultados individuales de las corridas realizadas. La Figura 6.33 presenta resultados típicos de aceleraciones máximas en superficies para diferentes sismos de análisis y para las condiciones geométricas indicadas. Para la presentación de resultados se selecciona el sismo de Romeral por deconvolución y la altura del talud de 30 m con un ángulo medio de talud de 45° los demás resultados equivalentes se incluyen en el Anexo 6.1. En la Figura 6.34 se presentan varios espectros de respuesta de puntos clave seleccionados en superficie para analizar el cambio en el contenido frecuencial y en la forma de los espectros. La Figura 6.35 presenta los coeficientes de amplificación espectral que resultan de dividir cada espectro de respuesta por el correspondiente al análisis unidimensional.

También se calcularon los períodos de vibración elástica fundamental de los taludes estudiados (Ver Tabla 6.8).

Tabla 6.8
Periodos de vibración elástica fundamental de los taludes estudiados

Talud	Periodo fundamental (seg)
$\alpha = 30^\circ$ H = 10m	0.159
$\alpha = 45^\circ$ H = 10m	0.160
$\alpha = 30^\circ$ H = 20m	0.308
$\alpha = 45^\circ$ H = 20m	0.312
$\alpha = 30^\circ$ H = 30m	0.408
$\alpha = 45^\circ$ H = 30m	0.412

Una vez disponibles los resultados de amplificación espectral para todos los casos geométricos y de señales de análisis es necesario proponer una metodología sencilla de análisis para tener en cuenta los efectos de amplificación por topografía superficial. Dicha metodología no puede depender del tipo de sismo que se espera ni de las propiedades dinámicas de los suelos ya que son variables que en muy pocos casos prácticos se conocerán. Además, considerando las variaciones relativas tan pequeñas en los factores de amplificación con respecto a las variaciones geométricas estudiadas, se decide realizar un promedio general de todos los valores de amplificación. La única consideración limitante que aparece es que los resultados son válidos únicamente en la zona cercana al borde del talud. Esta distancia crítica se propone que sea igual a dos veces la altura del talud o 60 m.

En la Figura 6.36 se presenta el espectro de amplificación promedio resultante de todas las alternativas de análisis. Este resultado global se asocia a la siguiente expresión analítica que depende únicamente del período estructural, T y del periodo fundamental de vibración del depósito de suelo, T*:

$$F_{TOP} = 1.5 \quad \text{Para } T < T^* \text{ seg} \quad \text{Ec. 6.2}$$

$$F_{TOP} = 1 + 0.5 \left(\frac{T^*}{T} \right)^{1.5} \quad \text{Para } T > T^* \text{ seg}$$

donde $T^* = \frac{4H}{V_s}$, H en [m], V_s [m/s] y T* en [seg].

Ante la falta de datos debe utilizarse un $V_s = 250$ m/s y el espesor de a partir de la Figura 5.46.

Aplicables para estructuras ubicadas en la parte superior del talud a una distancia menor a la menor entre $2H$ o 60 m, desde el borde del talud, donde H es la altura del talud en suelo blando ($H < 50$ m).

6.7.3 Conclusiones respecto a efectos topográficos

Con base en los resultados presentados pueden establecerse las siguientes conclusiones con respecto a los efectos topográficos analizados anteriormente:

- (a) La aceleración máxima en la superficie del terreno es muy sensible a pequeños cambios en la topografía local. Normalmente cualquier cambio topográfico, como protuberancias o salientes topográfica puede llegar a producir amplificaciones de consideración.
- (b) Los sismos cercanos, superficiales o profundos, dominan la respuesta sísmica y los efectos topográficos locales. Los sismos de bajo período o lejanos generan efectos de amplificación muy menores con respecto a los que generan los sismos cercanos o regionales intensos.
- (c) Las formas de los espectros de respuesta van cambiando a medida que se desplaza de un sitio a otro en el perfil del talud en cualquiera de los casos analizados. Aunque la forma general del espectro tiende a mantenerse, se producen en algunos casos amplificaciones de importancia.
- (d) La amplificación que ocurre en taludes de cenizas para periodos entre 0.1 y 0.5 son considerables mientras que para periodos mayores son relativamente menores.
- (e) La amplificación que se produce en las zonas de rellenos debe estudiarse en mayor detalle dada la falta de información disponible hasta el momento. En particular se requieren estudios específicos relacionados con la geometría y caracterización de cada uno de los rellenos, propiedades dinámicos de los suelos del relleno e instrumentación sísmica de los mismos.

6.8 REFERENCIAS

- [6.1] Aki, K.,
Local Site Effects on Ground Motions, *Earthquake Engineering And Soil Dynamics II- Recent Advances in Ground motion Evaluation*, J.L. Von Thun (Editor), Geotechnical Special Publication No.20, Am. Soc. Civil Eng, New York, 103-155. 1988.
- [6.2] Ansary, M., A., Fuse, M., Yamazaki, F., Katayama, T.,

-
- Use of Microtremors for the Estimation of Ground Vibration Characteristics, *Proceedings : Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, April 2-7, 1995, Volume II, St.Louis, Missouri.
- [6.3] Código Colombiano de Construcciones Sismoresistentes, *Decreto 1400 de 1984*, República de Colombia.
- [6.4] Chavez-Garcia, F., Bard, P.,Y.,
Site Effects in Mexico City eight years aFTER the September 1985 Michoacan Eathquake, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* , 13 (1994) 229-247, 1994.
- [6.5] Del Barrio P. 1855.
Study of Earthquakes: Their effects with particular amphasis on chilean events. *Anales de la Universidad de Chile*, Santiago, Chile. Octubre.
- [6.6] DI Pasquale Giacomo, Margheriti Lucia, Milana Giuliano, Pugliese Antonio, Sanó Tito, Zambonelli Elisa,
Site response Analysis in rieti basin (central Italy). A comparison between earthquake daat and microtremor, *Proceedings of the FiFTh International Conference on SEISMIC ZONATION*, October 17-18-19, 1995 Nice, France.
- [6.7] Dobry, R., & Vucetic M. 1987.
Dynamic properties and seismic response of soFT clay deposits. In proceedings of the International Symposium on Geotechnical Engineering of soFT soils, Vol. 2, Manual J. Mendoza y Luis Montañez (eds), Mexico.
- [6.8] Finn W. 1992
Site Conditions and Seismic Response. International Symposium The Effects of Surface Geology on Seismic Motion.
- [6.9] García L. E. 1996.
Dinámica Estructural y Diseño SismoResistente. Universidad de Los Andes. Facultad de Ingeniería.
- [6.10]Gazetas, G., Tazoh T., & Shimizu T. 1992. (no publicado)
Observed Seismic Response of very soFT clay deposits.
- [6.11] Gutierrez, C., Singh, S., K., A
Site Effect Study in Acapulco, Guerrero, mexico : Comparison of Results from Strong motion and Microtremos Data, *International Symposium, The Effect of Surface Geology on Seismic Motion*, ESG 1992, Odawara, Japan.
- [6.12] Housner G. 1970.
Strong Ground Motion . *Earthquake Enginnering*, R. L. Wiegel (edi.) Ch. 4. Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- [6.13] Housner G.
Competing against time. Rept. To Governor George Deukmejian from the Governor´s Board of Inquiry on the 1989 Loma Prieta Earthquake. George W. Housner, Chairman.
- [6.14] Idriss I. and Joseph I. Sun
SHAKE91, November 1992.
- [6.15] Idriss I. & Seed H. B. 1968.
-

-
- Seismic Response of Horizontal Soil Layers. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Div. SM(4).
- [6.16] Idriss I. & Seed H. B. 1967.
Response of Earth Banks during Earthquakes. Research Report, ASCE J. Soil Mechanics & Foundations Div. 93(SM3).
- [6.17] Idriss, I. M. Dobry R. & Singh 1978.
Nonlinear behavior of soft clays during cyclic loading. ASCE J. Geotechnical Eng. Division. 104 (GT12)
- [6.18] Idriss I. 1990.
Response of soft soil sites during earthquakes. Proceedings. H. B. Seed Memorial Symposium, Berkeley, California.
- [6.19] INGEOMINAS-Comunidad Económica Europea.
Microzonificación Sismogeotécnica de Popayán, con participación de BRGM, ADK y KRS, Santafé de Bogotá, 1992
- [6.20] Jaergen, J.C., Cook N.G.W.
Fundamentals of Rock Mechanics. 3rd Edition, Chapman and Hall. 1979.
- [6.21] Jeon, G., Minami, T.,
Estimation of Response Spectrum by Strong Ground Motion and Microtremors at Ashigara Valley, *International Symposium, The Effect of Surface Geology on Seismic Motion*, ESG 1992, Odawara, Japan .
- [6.22] Jumikis, A.R.
Rock Mechanics. 2nd. Edition, Tinas Tech Publications. 1983.
- [6.23] Kanai, K., Tanaka, T.,
On Microtremors, VIII, *Bull. Earthquake research Institute*, Tokyo University, 32, 199-209. 1961.
- [6.24] Lachet, C., Bard, P., Y.,
Theoretical Investigations on the Nakamura's Technique, *Proceedings : Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, April 2-7, 1995, Volume II, St.Louis, Missouri.
- [6.25] Leon J. Jaime A. Rabago A. 1974.
Dynamics properties of soils - preliminary study. Institue of Enginnering. UNAM.
- [6.26] Lermo, J., Chávez-García, J.
Are Microtremors Useful in Site Response Evaluation?, *Bulletin of Seismological Society of America*, Vol.84, No.5, pp 1350-1364, October, 1994.
- [6.27] Lermo, J., Chavez-Garcia, F.,
Site Effect Evaluation at Mexico City : Dominant Period and Relative Amplification from Strong motion and Microtremor Record, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* , 13 (1994) 413-423, 1994.
- [6.28] Lermo, J., Rodriguez, M., Singh, S., K.
The Mexico Earthquake of September 19, 1985 - Natural Periods of Sites in the Valley of Mexico from Microtremor Measurements and Strong Motion Data, *Earthquake Spectra*, Vol.4, No.4, 1988.
- [6.29] Lopez F. 1996.
-

-
- Reología de los Suelos de Bogotá. Tesis para optar el Título de Magister en Ingeniería Civil. Universidad de Los Andes.
- [6.30] Lleras, N.
Metodología simplificada para el análisis e interpretación de vibraciones ambientales, *Universidad de los Andes*, Santafé de Bogotá, Colombia, 1995.
- [6.31] Meneses, J.
Microtrepidaciones : fundamentos y análisis, *Seminario Internacional sobre Microzonificación*, CISMID, Lima, Perú, 1991.
- [6.32] Nakamura, Y., A
Method for Dynamic Characteristic Estimation of Subsurface Using Microtremors on Ground Surface, *QR of RTRI 30*, No.1, February, 25-33. 1989.
- [6.33] Newmark N. 1965.
Effect of earthquakes on dams and embankments. *Geotechnique 5*(2)
- [6.34] Nishimura, T., Meneses, J.
Aplicaciones de las Microtrepidaciones, *Seminario Internacional sobre Microzonificación*, CISMID, Lima, Perú, 1991.
- [6.35] Norma AIS 100-95
Código Colombiano de Construcciones Sismoresistentes, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS, 1995.
- [6.36] Ohmachi T., Shimizu T., Konno K.
Seismic zoning of yakohama city based on microtremor measurement at junior high schools, *Proceedings of the FiFTh International Conference on SEISMIC ZONATION*, October 17-18-19, 1995 Nice, France.
- [6.37] Ojeda A. 1995. Peridos de vibracion dominantes a partir de Microtrepidaciones.
Tesis para optar el Título de Magister en Ingeniería Civil. Universidad de Los Andes.
- [6.38] Omori, F., On Microtremors, *Res. Imp. Earthquake Inv. Comm.*, 2, 1-6. 1908.
- [6.39] Pecker A. 1990.
Réponse d'un Profil de Sol en Champ Libre. En *Genie Parasismique*. Davidovici (edt). Press Ponts et Chaussées.
- [6.40] Pecker A. 1988.
Dynamique des Sols. Press Ponts et Chaussées.
- [6.41] Röesset J. M. 1977.
Soil amplification in Earthquakes. In *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, Desai & Christian (eds.), McGraw-Hill, Ch. 19.
- [6.42] Röesset J. M. Sarrazin M. & Vanmarcke E. 1969.
The use of amplification functions to derive response spectra including the effect of local soil conditions. Res. Rept. R69-48, Massachusetts Institute of Tecnology, Civil Eng. Dept.
- [6.43] Röesset J. & Whitman R. 1969.
Theoretical background for amplification studies. Res. Rept. R69-15, Massachusetts Institute of Tecnology, Civil Eng. Dept.
- [6.44] Romo M. & Jaime A. 1986.
Dynamic characteristics of some clays of the mexico valley and seismic response of the ground. Instituto de Ingenieria, Technical Report.
-

-
- [6.45] Romo M. Jaime A. & Resendiz 1988.
The Mexico Earthquake of September 19, 1985 – General Soil Conditions and caly properties in the valley o Mexico. *Earthquake Espectra* 4(4).
- [6.46] Rosenblueth E. 1986.
The Mexican Earthquake : A firsthand report. *ASCE Civil Engineering* , January.
- [6.47] Sanchez-Sesma F. Chavez-Perez S. Suarez M. Bravo M. & Perez-Rocha 1988.
The Mexico Earthquake of September 19, 1985 –On the seismic response of Valley of Mexico. *Earthquake Espectra* 4(3).
- [6.48] Sarria A. 1996.
Ingeniería Sísmica. Ediciones Uniandes
- [6.49] Schnabel P. Lysmer J. & Seed H. B. 1972.
SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of hozontally layered sites. Report No. EERC 72-12, University of California Berkeley.
- [6.50] Seed, H., B., M., Romo, M.,P., Sun, J., I., Jaime, A., Lysmer, J.,
The Mexico Earthquake of September 19, 1985 - Relationships between Soil Conditions and Earthquake Ground Motions, *Earthquake Spectra*, Vol.4, No.4, 1988.
- [6.51] Seed H. B. & Idriss I. 1969
Influence of Soil Conditions on Ground Motions during Earthquakes. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Div. SM(1)*
- [6.52] Seed H. B. Ugas C. & Lysmer J. 1976.
Site-Dependet Spectra for Earthquake Resistant Design. *Bull. Sismol. Society of America* 66(1).
- [6.53] Seed H. B. 1968.
Landslides during Earthquakes due to soil lucuefaction. *ASCE J. Soil Mechanics & Foundations Div.* 94(SM5).
- [6.54] Seed H. B. 1987.
Influence of local soil conditions on ground motions and building damage during earthquakes. Eighth Nabor Carrillo Lecture, Mexican Society for Soil Mechanics.
- [6.55] Seed H. B. Romo M. Sun J. Jaime A. & Lysmer J. 1988.
The Mexico Earthquake of September 19, 1985 – Relationships between soil conditions and Earthquake ground motions. *Earthquake Espectra* 4(4).
- [6.56] Seed H. B. & Sun J. 1989.
Implications of site effects in the Mexico city earthquake of September 19, 1985 for Earthquake-Resistant Design criteria in the San Francisco Bay area of California. Rept. No. UCB/EERC-89/03. University of California, Berkeley.
- [6.57] Singh, S., K., Lermo, J., Dominguez, T., Ordaz, M., Espinosa, J., M., Mena, E., Quaas, R.
The Mexico Earthquake of September 19,1985 - A Study of Amplification of Seismic Waves in the Valley of Mexico with Respect to a Hill Zone, *Earthquake Spectra*, Vol.4, No.4, 1988
- [6.58] Sun J. Golesorkhi & Seed H. B. 1988.
Dynamic Moduli and damping ratios for cohesive soils. Rept. No. EERC 88-15. University of California, Berkeley.
- [6.59] Tamura et al.
-

-
- Characteristics of Wave Group of Microtremors obtained by array measurements, *Journal of Structural and Construction Engineering*, AIJ, 449: 83-91 (in Japanese).
- [6.60] Teves-costa P., Costa nunes J., Senos L., Oliveira C. Ramalhte D. Predominant frequencies of soil formations in the town of lisbon using microtremor measurements, *Proceedings of the FiFTh International Conference on SEISMIC ZONATION*, October 17-18-19, 1995 Nice, France.
- [6.61] Toshinawa T., Sugito M., Berrill J.
Ground motion characteristics in alluvia obtained by microtremor measurements, *Proceedings of the FiFTh International Conference on SEISMIC ZONATION*, October 17-18-19, 1995 Nice, France.
- [6.62] Tumarkin A., Archueleta R.
Using small earthquakes to estimate largeground motions, *Proceedings of the FiFTh International Conference on SEISMIC ZONATION*, October 17-18-19, 1995 Nice, France.
- [6.63] Warrick R. 1974.
Seismic investigations of a San Francisco bay Mud Site. *Bull. Seismol. Society of America* 64(2).
- [6.63] Whitmann R. 1986.
Are the soil depositions in Mexico city unique? *Proceedings ASCE international conference on Mexico Earthquakes- 1985, Mexico city.*
- [6.63] Yamin L., Ojeda. A.
Evaluación de Efectos de Sitio en Bogotá : Períodos Dominantes y Amplificaciones Relativas a Partir de Registros Sísmicos y Microtrepidaciones, presentado en el Seminario sobre Microzonificación Sismogeotecnica y Vulnerabilidad de Ciudades , Uniandes, Agosto de 1995; y en las Jornadas Geotécnicas, Sociedad Colombiana de Ingenieros, 1995.
- [6.64] Idriss et al.
SHAKE91, University of California, November 1991
- [6.65] Idriss et al.
QUAD4M, University of California, May 1994
- [6.66] Ceresis
El terremoto de Loma Prieta del 17 de Octubre de 1989, Luia1 1990
- [6.67] INGEOMINAS, UNIQUINDIO, CRQ
“Terremoto del Quindío (Enero 25 de 1999) Informe Técnico Científico”, Vol I: “Aspectos Geodinámicos Regionales”. Vol II”Zonificación Sismogeotécnica”, julio de 1999
- [6.68] (Seminario Internacional sobre Reducción del Impacto de los Desastres Naturales en Carreteras de América Latina. Cartagena de Indias mayo de 1999)
- [6.69] Oficina para la Prevención de Emergencias OPES, Dirección Nacional para la Prevención y Atención de Desastres DNPAD, INGEOMINAS, UNIANDES. Proyecto Microzonificación Sísmica de Santafé de Bogotá. Subproyecto No 11 Zonificación Sísmica, Santafé de Bogotá, Colombia Noviembre de 1996.
-

7 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL Y REDUCCIÓN DE RESISTENCIA POR DUCTILIDAD

7.1 GENERALIDADES

La reducción de resistencia de una estructura por comportamiento inelástico de la misma R_m , está definida como el cociente de la demanda de resistencia lateral elástica entre la demanda de resistencia lateral inelástica asociada a una demanda de ductilidad preestablecida. Para un evento dado y una demanda de ductilidad máxima disponible o tolerable definida por las características estructurales, el problema consiste en calcular la resistencia lateral inelástica, $F_y(m=m)$, que debe tener la estructura para evitar que la demanda de ductilidad m sea mayor que la ductilidad disponible m . Esto quiere decir que si la estructura tiene menor resistencia la demanda de ductilidad será mayor que la disponible considerando el comportamiento estructural propio.

El comportamiento no lineal de estructuras se puede modelar en forma aproximada mediante modelos simplificados tales como el modelo bilineal aplicable a sistemas de un solo grado de libertad. En la Figura 7.1 se presenta este modelo en el cual se observa un comportamiento elástico hasta la fuerza de fluencia V_y , que corresponde en la abscisa al desplazamiento de fluencia, en este caso se cumple la relación:

$$V_y = Mw^2u_y \quad \text{Ec. 7.1}$$

En la cual V_y es la resistencia de fluencia del sistema y w es la frecuencia circular natural definida mediante

$$w = 2\pi f = \frac{2\pi}{T} \quad \text{Ec. 7.2}$$

Por otro lado, la demanda de ductilidad relaciona los desplazamientos máximos solicitados por la demanda sísmica, u_m y el desplazamiento de fluencia del sistema, u_y , de la forma:

$$m = \frac{u_m}{u_y} \quad \text{Ec. 7.3}$$

El diseño sísmico de edificios con períodos estructurales intermedios parte de la premisa que los desplazamientos elásticos que se obtendrían con un sistema lineal para la resistencia V_e son aproximadamente iguales a los desplazamientos del mismo sistema

con una capacidad de ductilidad prescrita y resistencia V_y , inferior a V_e . Con base en esto se puede establecer la relación entre V_e y V_y para una ductilidad dada como:

$$R_m = \frac{V_e}{V_y} \quad \text{Ec. 7.4}$$

Donde R_m es el factor de reducción de resistencia por ductilidad de la estructura. Ha sido practica también calcular estos factores de reducción para sistemas de un grado de libertad y amortiguamiento preescrito y definirlos como la relación entre la resistencia necesaria para mantener el oscilador en el rango elástico sobre la resistencia necesaria para mantener el oscilador en una demanda de ductilidad prescrita de la forma:

$$R_m(T) = \frac{V(T,1)}{V(T,m)} \quad \text{Ec. 7.5}$$

donde T es el período de vibración natural de la estructura. De este modo si se conoce $R_m(T)$, la resistencia necesaria para mantener una demanda de ductilidad preescrita m se puede calcular mediante la división del espectro elástico por el factor de reducción $R_m(T)$, esto es:

$$V_m = \frac{mS_A}{R_m} \quad \text{Ec. 7.6}$$

También es posible calcular el espectro de desplazamientos inelásticos para una demanda de ductilidad preescrita y espectro elástico de desplazamiento mediante:

$$Sd(T,m) = Sd(T) \frac{m}{R_m(T)} \quad \text{Ec. 7.7}$$

donde $Sd(T)$ es el espectro elástico de desplazamiento.

Desde principios de los años 60's Newmark y Veletsos reconocieron el efecto no lineal de las estructuras durante sismos intensos de forma cuantitativa. Lo anterior se debió a la pregunta de porque las estructuras se mantenían en pie a pesar de haber sido diseñadas para resistir menores demandas a las solicitadas. Desde entonces se reconoce la reducción de los espectros elásticos para obtener las resistencias de diseño para estructuras que contaran con una cierta capacidad de ductilidad según el comportamiento sísmico esperado.

Newmark y Hall (1973) desarrollaron un factor de reducción para sistemas elastoplásticos de un solo grado de libertad con relaciones de amortiguamiento de 0.5, 1, 2, 3, 5, 7, 10 y 20% basados en tres sismos y excitaciones en forma de pulso, para demandas de ductilidad, $m < 10$, que tomaron la siguiente forma:

$$R = 1 \rightarrow T \leq \frac{T_1}{10}$$

$$R = \sqrt{2m-1} \left[\frac{T_1}{4T} \right] \rightarrow \frac{T_1}{10} \leq T \leq \frac{T_1}{4}$$

$$R = \sqrt{2m-1} \rightarrow \frac{T_1}{10} \leq T \leq \frac{T_1}{4}$$

$$R = m \frac{T}{T_1} \rightarrow T_1' \leq T \leq T_1$$

Ec. 7.8

$$R = m \rightarrow T_1 \leq T \leq T_2$$

$$R = m \rightarrow T_2 \leq T \leq 10$$

donde

$$T_1 = 2p f_{ev} v_{g \max} / (f_{ea} a_{g \max})$$

$$T_1' = \frac{T_1 m}{\sqrt{2m-1}}$$

$$T_2 = 2p f_{ed} d_{g \max} / (f_{ea} v_{g \max})$$

$d_{g \max}$, $v_{g \max}$, $a_{g \max}$ son los desplazamientos, velocidades y aceleraciones máximas del suelo y $f_{ed}=2.73-0.45 \ln x$, $f_{ev}=3.38-0.67 \ln x$ y $f_{ea}=4.38-1.04 \ln x$, donde x es la relación de amortiguamiento con respecto al crítico. Una forma simplificada de este factor R es el utilizado en la Ley 400 de 1997 para el diseño no-lineal de edificaciones.

Los métodos modernos de diseño establecidos en los códigos y normas de diseño, establecen el procedimiento de diseño mediante el cual se pretende estimar la resistencia de diseño, V_y , a partir de la demanda sísmica calculada con el espectro elástico de aceleración, así:

$$V_Y = \frac{m S_a}{R_m} = \frac{V_e}{R_m} \quad \text{Ec 7.9}$$

donde S_a es la ordenada espectral de pseudoaceleraciones y R_m es el factor de reducción de respuesta el cual está directamente relacionado con la capacidad de disipación de energía del sistema estructural bajo consideración.

Los anteriores factores de reducción para sistemas elastoplásticos tienen límites impuestos por la teoría de la dinámica estructural. Por ejemplo para períodos estructurales cercanos a cero, es decir cuando $T \ll 0$, $R_m(T) \approx 1$. Por otro lado, en el caso contrario cuando $T \gg \mu$, entonces $R_m(T) \approx m$ para cualquier valor de ductilidad y amortiguamiento estructural. En la Figura 7.2 se puede observar la variación de los factores de reducción de respuesta elástica con el período estructural para mantener una demanda de ductilidad constante en los espectros de resistencia resultantes. La figura

presenta los resultados de un análisis correspondiente al sismo de Armenia (Colombia) considerando un modelo de comportamiento elastoplástico para la estructura. Con base en la señal registrada se puede calcular el espectro inelástico de respuesta para ductilidad constante, en este caso igual a 4 como ejemplo. Este espectro inelástico se puede entonces dividir por el espectro elástico correspondiente a la misma señal para obtener la Figura 7.2, en la cual se presentan los factores de reducción para una demanda de ductilidad de 4. Este ejemplo sirve para comprobar que en el caso de registros de suelo blando en el sismo de Armenia, efectivamente los valores del factor de reducción de respuesta por ductilidad toman valores cercanos a 1.0 en períodos cercanos a cero y tienden a la capacidad de ductilidad estructural prescrita m para períodos largos. Para efectos comparativos, se ilustra igualmente los factores de reducción establecidos por la NSR-98 para la misma ductilidad especificada de 4, con lo cual se evidencia una diferencia significativa con los factores de reducción correspondientes a registros reales para un rango de períodos intermedios, que es precisamente donde se ubican la mayoría de las estructuras tradicionales.

Los efectos de la subestimación de los factores de reducción de la respuesta por efectos de ductilidad en el rango de períodos intermedios son más críticos en sitios de suelo blando. Después del sismo de México de 1985, Meli y Ávila (1987) identificaron que la amplificación de estos factores se presentaba en el rango de períodos compatibles con los períodos de vibración fundamental del suelo.

Rosas *et al* (1989) propusieron aproximaciones para calcular el factor de reducción de respuesta para suelos con períodos naturales de vibración característicos de los del Valle de México. Miranda (1991) amplió lo anterior para cualquier periodo natural de vibración de los depósitos de suelo, reconociendo diferentes tipos de suelo y origen de los mismos. Ordaz, Pérez Rocha y Meli (1993), reconocieron que cuando el período estructural es igual al periodo del suelo, el factor de reducción se incrementa con respecto al de suelos firmes y que en ciertos períodos intermedios los valores de R_m tienden a ser mucho mayores que los propuestos por Newmark y Hall sobretodo en edificaciones construidas sobre suelos blandos. Por ello, Ordaz y Pérez Rocha (1998) desarrollaron factores dependiendo de las condiciones de suelo usando 445 registros de la red acelerográfica de Guerrero. Para el efecto utilizaron modelos elastoplásticos con amortiguamiento con respecto al crítico de 5% y demandas de ductilidad de $m=1.5, 2, 4$ y 8. La expresión propuesta, la cual es independiente de las condiciones de suelo, tiene la siguiente forma:

$$R_m(T) = 1 + \left(\frac{S_d(T)}{D_{\max}} \right)^{b(m)} \left(\frac{S_v(T)}{v_{\max}} \right)^{a(m)} \quad (m-1) \quad \text{Ec. 7.10}$$

El modelo que reconoce la rigidez de pos fluencia de las estructuras para la extensión al caso bilineal del factor de reducción de Ordaz y Pérez Rocha (1998) tiene la siguiente forma, Gallego(2000):

$$R(m) = 1 + a_y (m-1) + \left(\frac{S_d}{D_{max}} \right)^{b_5} (m-1 - a_y (m-1)) \quad \text{Ec 7.11}$$

$$b_5 = 0.388(m-1)^{0.173} (a_y m + 1)$$

en la cual D_{max} es el desplazamiento máximo en un lugar (valor del espectro de desplazamientos cuando $T @ \mathbb{Y}$) para un sismo de magnitud y distancia epicentral conocido. Este parámetro se puede generar a partir del espectro de amplitudes de Fourier (EAF) de desplazamiento y posterior uso de la teoría de vibraciones aleatorias (TVA), tal como se ha explicado anteriormente en este informe.

Para el caso del modelo bilineal (Ec. 7.10) se realizaron cálculos sobre 50 registros de terreno blando y 50 registros de terreno firme de sismos de México y Colombia para poder comparar los valores de R con los dados por el modelo propuesto. En la Tabla 7.1 se presentan los valores de la desviación estándar de logaritmos naturales entre los factores de reducción para diferentes suelos, ductilidades y rigideces de pos fluencia, correspondientes al modelo y a los registros.

Tabla 7.1
Desviación estándar del factor de reducción para sistemas bilineales

a_y	Suelo firme			Suelo blando		
	S			S		
	$m=2$	$m=3$	$m=4$	$m=2$	$m=3$	$m=4$
0.00	0.21	0.21	0.23	0.21	0.26	0.26
0.10	0.20	0.21	0.22	0.20	0.22	0.17
0.20	0.18	0.22	0.26	0.14	0.16	0.24
0.30	0.16	0.22	0.25	0.16	0.22	0.25
0.50	0.14	0.20	0.21	0.12	0.21	0.32

7.2 LEYES DE ATENUACIÓN PARA ESPECTROS ELÁSTICOS E INELÁSTICOS

En la Figura 7.3 se presentan, para el caso de fuentes "Activas", espectros de respuesta para diferentes demandas de ductilidad, magnitudes y distancias epicentrales para relación de amortiguamiento con respecto al crítico, $\alpha=0.05$. Se presenta tanto el espectro elástico tomado de los desarrollos presentados en el Capítulo 6 como los espectros de respuesta inelásticos calculados con los valores de R del modelo propuesto. Estas figuras constituyen leyes de atenuación para las ordenadas de los espectros de respuesta elásticos e inelásticos. Por otro lado en la Figura 7.4 se presentan

los espectros de desplazamiento inelásticos equivalentes a los anteriormente presentados y que fueron calculados utilizando la ecuación 7.7.

7.3 COMPARACION DEL MODELO PARA CALCULO DE R CON RESULTADOS A PARTIR DE REGISTROS INSTRUMENTALES

Los factores de reducción basados en el modelo propuesto pueden utilizarse para reducir los espectros de diseño evaluados mediante teoría de amenaza sísmica de forma directa, siempre y cuando se cuente con el desplazamiento máximo asociado al período de retorno en cuestión (Ec. 7.7), el cual debe calcularse con el modelo probabilístico descrito en el Capítulo 4.

Con base en el desplazamiento y la velocidad máxima asociada a un mismo período de retorno en un sitio determinado mediante las leyes de atenuación, se puede aplicar el factor para evaluar los espectros de resistencia y desplazamientos asociados a diferentes demandas de ductilidad. Por otro lado, en el desarrollo de las nuevas técnicas de diseño sismorresistente, esta siendo reconocida la rigidez de pos fluencia de las estructuras. muchos de los factores de reducción que existen hasta el momento consideran estructuras elastoplásticas siguiendo los conceptos de Newmark y Veletsos (1960), dejando un vacío al respecto.

La utilización del modelo propuesto para el cálculo del factor R se verifica por medio de sismos registrados en la zona para corroborar su correcto comportamiento. En la Figura 7.5 se presentan los espectros de resistencia para diferentes demandas de ductilidad de diferentes sismos de la zona. La relación entre la resistencia del sismo elástico y la resistencia asociada a una demanda de ductilidad es el factor de reducción obtenido a partir de registros, el cual debe compararse con el calculado con el modelo propuesto.

En la Figura 7.6 se comparan los espectros de resistencia a una demanda de ductilidad prescrita con las respuestas teóricas del modelo propuesto, observándose en todos los casos una correlación aceptable.

En la Figura 7.7 se presentan los espectros de los factores de reducción calculados rigurosamente comparados con la aproximación propuesta y con el factor de Newmark y Hall, observándose valores mayores a los prescritos normalmente.

7.4 AJUSTE DE ESPECTROS POR DUCTILIDAD

Con base en el modelo desarrollado para el cálculo de los espectros de los factores de reducción de la respuesta por ductilidad, se pueden ajustar los espectros de amenaza deducidos en el Capítulo anterior de manera que al utilizar los factores de reducción establecidos por las NSR-98 se obtengan los espectros de resistencia compatibles con

los niveles de reducción por ductilidad encontrados anteriormente. En la Figura 7.8 se presentan los espectros de respuesta corregidos con la metodología propuesta correspondientes a los puntos de estudio seleccionados para este trabajo. En las mismas figuras se presentan además los espectros correspondientes sin corregir y los espectros inelásticos para diferentes niveles de ductilidad.

Estos espectros ajustados se utilizan en el siguiente capítulo para establecer los espectros de diseño definitivos dentro de la microzonificación sísmica de la ciudad.

8 ZONIFICACIÓN SÍSMICA, ESPECTROS DE DISEÑO Y RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE

8.1 GENERALIDADES

El objetivo final de este trabajo consiste en la elaboración de los mapas de zonificación sísmica de la ciudad de Manizales y el desarrollo de las recomendaciones para el diseño sísmico de estructuras en cada una de estas zonas. Los mapas de zonificación sísmica incluyen subzonas en cada una de las cuales se espera un comportamiento sísmico similar de manera que puedan establecerse allí requisitos mínimos de diseño sismo resistente.

Los requisitos de diseño sismo resistente que se especifican incluyen el nivel de fuerza sísmica de diseño a nivel de la superficie del terreno para diferentes tipos estructurales, desde casas de uno y dos pisos hasta edificaciones de altura o construcciones como bodegas, edificios industriales, tanques y otros, la eventualidad de ocurrencia de amplificaciones por efectos topográficos o geométricos tales como el caso de amplificaciones especiales en zonas de taludes o laderas y en zonas de rellenos. Este tipo de información puede complementarse en el futuro con información relacionado tales como zonas en las que pueden llegar a presentarse fenómenos especiales asociados al sismo tales como eventuales fallas de taludes ante lo cual se establece la necesidad de adelantar estudios particulares en especial cuando el tipo de proyecto lo amerite.

En la definición de zonas de comportamiento sísmico similar deben quedar definidas claramente las zonas que conforman las rondas de los ríos, las zonas inundables y la ubicación de zonas especiales de reserva como son humedales, pantanos o lagos, las zonas de rellenos, las zonas de fallamientos superficiales y en términos generales cualquier zona que implique un comportamiento sísmico esperado diferente o una restricción especial en cuanto a su uso futuro.

Con base en un mapa de zonificación sísmica, una ciudad puede adelantar la planificación de su desarrollo hacia el futuro, puede definir claramente las políticas de uso de la tierra, las restricciones a los tipos de construcción que deben imponerse y puede adelantar de manera racional, el desarrollo de las construcciones diseñándolas para los efectos locales especiales que el sismo máximo probable pueda producir en la zona, minimizando así los efectos futuros de eventos sísmicos, en especial las pérdidas de vidas humanas, el número de personas afectadas por el fenómeno natural y las pérdidas económicas causadas.

Adicionalmente a lo anterior, la zonificación sísmica puede utilizarse para estudiar posibles escenarios de daños en sismos futuros esperados tanto a nivel de las estructuras como en

cuanto a las líneas vitales y en general los efectos sobre la infraestructura existente, la cual en su mayoría carece de especificaciones de sismo resistencia, por lo que resulta en general de alta vulnerabilidad ante la ocurrencia de un sismo intenso cercano. Solo después de muchos años de utilización de las especificaciones de diseño sismo resistente, esta vulnerabilidad global a nivel municipal irá disminuyendo hasta alcanzar los niveles aceptables para la sociedad.

Las especificaciones de diseño sísmico dadas en el presente informe están referidas de manera integral a las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, Ley 400 de 1997 y Decretos 33 de 1998 y 34 de 1999.

8.2 MAPAS DE MICROZONIFICACION SISMICA

Los criterios para la elaboración del mapa de Microzonificación Sísmica de la ciudad de Manizales se presentaron en los capítulos anteriores de este informe.

Para el caso de la ciudad de Manizales, se han establecido cinco zonas diferenciales desde el punto de vista geológico, para lo cual se repiten aquí sus descripciones ya presentadas anteriormente en el Capítulo 5:

Zona I: Cenizas. Corresponde a cenizas volcánicas superficiales e intermedias con depósitos de profundidad variable hasta valores máximos en el orden de 50 m. Considerando la alta variabilidad de espesores y la complejidad de la distribución topográfica resulta prácticamente imposible subdividir esta zona dependiendo de los rangos de espesores de estos suelos.

Zona II: Rellenos. Aquí se agrupan las zonas en las que se han colocado rellenos de suelos con fines de construcción. Los hay de diferente tipo tales como hidráulico arenoso, hidráulico integral, hidráulico (relleno con gravas), mecánico en seco, botadero y lleno natural (flujo de escombros). Debido a que durante la investigación geotécnica realizada no se encontraron méritos para caracterizarlos de manera diferencial, para efectos del presente proyecto se asume un solo tipo de relleno independientemente de su origen.

Zona III: Formación Manizales. Se caracteriza por la presencia de rocas volcanodetríticas y conglomerados de bloques generalmente, matriz soportados. Son materiales competentes, compuestos por fragmentos duros litificados. Constituyen una capa con propiedades geotécnicas distintivas y adecuadas que permiten ubicarlos como roca. Se encuentran en profundidad a todo lo largo de la ciudad a profundidades que oscilan entre 25 y 35 m desde la superficie y en algunas zonas a nivel superficial. Para efectos sísmicos y de ingeniería de cimentaciones profundas constituye un estrato de referencia, al ser un material con una rigidez notoria en relación con los estratos superiores.

Zona IV: Formación Casabianca. Esta zona se caracteriza por la presencia de sedimentos volcanogénicos de grano grueso con alto grado de meteorización.

Zona V: Formación Quebradagrande. Corresponde a la zona rocosa, caracterizada por la presencia de lutitas, limolitas areniscas y roca fresca y meteorizada.

Zona VI: Depósitos Competentes Aislados. En esta zona se agrupan los materiales competentes distribuidos en diferentes zonas de la ciudad incluyendo depósitos aluviales, flujos de escombros, depósitos de lavas y otros depósitos menores.

Luego de los diversos análisis realizados y después de consultar detalladamente la información geológica y geotécnica disponible, las anteriores 6 zonas se simplificaron a 3 zonas principales con base en criterios de respuesta sísmica esperada. Las zonas definidas son las siguientes y se presentan en la Figura 8.1:

- ZONA A - **Cenizas** : conformada principalmente por la zona I
- ZONA B - **Llenos** : conformada principalmente por la zona II
- ZONA C - **Rocas y Depósitos de poco espesor**: conformada principalmente por las zonas III, IV, V y VI.

8.3 ESPECTROS DE DISEÑO PARA CADA ZONA

La respuesta sísmica estudiada en el capítulo anterior para los sondeos y las diferentes estratigrafías permiten establecer los espectros de diseño sísmo resistente para estructuras en cada zona.

En primera instancia debe reconocerse que la respuesta sísmica en toda la zona de estudio está caracterizada principalmente por la presencia o no de depósitos de cenizas volcánicas superficiales que conforman normalmente depósitos de suelos blandos superficiales. Los depósitos sobre los cuales se apoyan estas cenizas son normalmente depósitos de conglomerados, flujos de escombros, depósitos de lavas, suelos residuales o suelos de origen aluvial que dadas sus características dinámicas ofrecen en general el contraste de impedancias necesaria para considerar que la respuesta dinámica queda controlada por el depósito superficial. De esta manera, en todas las zonas donde se presenten cenizas superficiales en la estratigrafía, la respuesta dinámica queda definida por estos depósitos, de manera casi independiente a los depósitos más profundos.

Las zonas con depósitos de cenizas volcánicas superficiales, **Zona A**, que son las que predominan en la zona de estudio, están caracterizadas principalmente por el espesor medio estimado de las cenizas o sea, los depósitos de suelos blandos superficiales. Con base en la

información disponible resultó muy difícil la diferenciación de diferentes zonas dentro de la zona clasificada como de cenizas. Por esta razón se decidió conformar una sola zona en la cual predominan los depósitos de cenizas superficiales con espesores que varían entre los 10 m y los 50 m.

Por otro lado las zonas de llenos, **Zona B**, parecen mezclarse casi generalizadamente con las zonas de cenizas. De hecho resulta bastante complicada, por no decir imposible, la definición de los límites de las zonas de llenos y de las zonas de cenizas. Por otro lado, las evidencias experimentales demuestran que el comportamiento geomecánico de los llenos típicos de la ciudad no varían de manera definitiva con respecto al comportamiento observado para las cenizas, dentro de sus altos rangos de variación. De nuevo por la dificultad en la caracterización geométrica, mecánica y de ubicación se decide por el momento conformar una sola zona de llenos. De hecho, y con base en la información disponible, no se presentan diferencias significativas entre los espectros de diseño de la zona de llenos y de la zona de cenizas. Lo que si puede llegar a introducir una diferencia importante son los efectos geométricos bidimensionales que produce la presencia de un material con propiedades ligeramente diferentes como son los llenos dentro de zonas amplias de cenizas. Este aspecto, aunque no puede cuantificarse en el presente estudio, se dejan las bases para poder ir afinando la respuesta mediante estudios futuros puntuales.

Finalmente están las zonas con depósitos de suelos conformados por terrazas aluviales, flujos volcánicos y suelos residuales y coluviales de poco espesor, **Zona C**, en las cuales la respuesta sísmica está dominada principalmente por una respuesta en terreno firme, con lo cual los espectros establecidos en la NSR-98 siguen siendo aplicables.

Con base en los análisis presentados anteriormente se establecen los espectros de diseño recomendados para las zonas sísmicas definidas. Las Figuras 8.2, 8.3 y 8.4 presentan los espectros de respuesta obtenidos en los sondeos disponibles agrupados en cada una de las zonas características mencionadas, con los correspondientes espectros de diseño propuestos en cada una de ellas.

La Figura 8.2, correspondiente a los espectros de la Zona A, merece una atención especial. Para esta figura se han obtenido las envolventes de los resultados de todos los sondeos ubicados en dicha zona, observándose claramente grandes diferencias entre estos. La grandes diferencias se deben fundamentalmente al espesor de los suelos blandos como se demostró anteriormente. Para esta zona, y probablemente para la zona de llenos, Zona B, la cual tiene un comportamiento muy similar, y que por lo tanto se constituye en prácticamente toda la zona urbana de la ciudad, se recomienda desarrollar una metodología más detallada para evaluar el espectro de diseño en cada punto con base en el mapa de espesor de depósitos de suelos blandos planteado en la Figura 5.46 y en los espectros puntuales disponibles. Esta metodología debería permitir evaluar el espectro de diseño punto a punto de la ciudad, mediante interpolación entre los espectros disponibles y

considerando el espesor de los depósitos de suelo en cada punto. Para esto se requiere el desarrollo de un software especial, lo cual está por fuera del alcance del presente estudio.

Los espectros de diseño se han caracterizado en forma de ecuaciones y en forma gráfica. La Figura 8.5 presenta los espectros de diseño para cada una de las zonas definidas para la ciudad de Manizales. Estas Figuras deben utilizarse conjuntamente con el mapa de zonificación sísmica presentado en la Figura 8.1.

Los espectros de diseño se presentan únicamente hasta períodos estructurales de 3.0 seg que corresponden a estructuras que pueden clasificarse como “convencionales”. Estructuras con períodos de vibración superiores a los 3.0 segundos (puentes de grandes luces, torres muy altas y similares) o incluso las que tengan períodos superiores a 2.0 seg ameritan la realización de un estudio específico de respuesta dinámica y probablemente no resulta adecuado adelantar un análisis de respuesta espectral como el que se plantea en el presente estudio para edificaciones convencionales.

Finalmente deben hacerse unas aclaraciones respecto a la aplicabilidad de las anteriores recomendaciones de diseño:

- (a) Todas las recomendaciones de diseño aquí establecidas son complementarias a las dadas en las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes, Ley 400 de 1997, Decreto 33 de 1998 y Decreto 34 de 1999 y en ningún caso podrá tomarse un requisito inferior al establecido por la Norma.
- (b) Todos los espectros de diseño recomendados son a nivel de la superficie del terreno para un amortiguamiento con respecto al crítico del 5% y para zonas sin efectos topográficos de consideración.
- (c) En las zonas con efectos topográficos de consideración como son las zonas cercanas a los bordes de los taludes deben aplicarse, en forma complementaria a lo anterior, los factores de amplificación por efectos topográficos que se especifican más adelante.
- (d) En las zonas con pendientes superiores a los 20° , todo proyecto debe incluir un análisis de estabilidad sísmica de taludes basado en las aceleraciones máximas de terreno establecidas en los espectros de diseño recomendados, correspondientes a la zona de estudio.
- (e) Para estructuras con períodos de vibración fundamental mayores o iguales a 2.0 seg deben adelantarse análisis sísmicos especiales que se salen del alcance de las presentes recomendaciones.

- (f) La utilización de los espectros de diseño correspondientes a la Zona C, Terreno firme, deberá ser justificada en forma explícita por el ingeniero geotécnico en todos los casos, dada la gran variabilidad en los depósitos de cenizas que se encuentran por toda la ciudad. En todos los casos en que no haya certeza sobre la presencia de estos depósitos de suelos competentes o en que dichos depósitos no van a ser utilizados como soporte de la cimentación de la estructura, se deben utilizar los espectros correspondientes a las Zonas A o B, según corresponda.
- (g) Podrán utilizarse fuerzas de diseño diferentes a las que resultan de la utilización de los espectros de diseño recomendados siempre y cuando se justifique el valor empleado con análisis de respuesta de perfiles debidamente estudiados, utilizando hipótesis equivalentes a las dadas en el presente estudio y atendiendo los requisitos mínimos establecidos en las NSR-98 (Capítulo A.2). Para el efecto deberán utilizarse en el análisis al menos los cuatro acelerogramas de diseño establecidos en el presente estudio y que se incluyen en formato digital anexo. En ningún caso la fuerza sísmica de diseño adoptada podrá ser inferior al 80% de la fuerza que resulta utilizando los espectros aquí recomendados.
- (h) Para efectos de aplicación de requisitos complementarios de las NSR-98, la ciudad de Manizales sigue perteneciendo a una zona de Amenaza Sísmica Alta.
- (i) Los coeficientes de aceleración A_m establecen los valores equivalentes a A_a a nivel del terreno en las diferentes zonas establecidos por las normas NSR-98. Los valores de aceleración correspondientes a A_m pueden utilizarse en el diseño de estructuras muy rígidas (de bajo período) o en el diseño de obras geotécnicas como excavaciones, muros de contención, terraplenes y otros.
- (j) Para el caso de estructuras de período corto (viviendas de uno y dos pisos y edificaciones de muros de pocos pisos), la selección del valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía para el sistema estructural, R , deberá realizarse de acuerdo con lo establecido en el numeral A.2.9.4 del Decreto 34 de 1999.
- (k) Podrán considerarse en el diseño los efectos de la interacción dinámica suelo estructura de acuerdo con los lineamientos establecidos en el Apéndice A-2 de la NSR-98.

8.4 FACTORES DE AMPLIFICACION POR EFECTOS GEOMETRICOS Y TOPOGRAFICOS

Tal como se explicó anteriormente, los espectros de diseño especificados anteriormente corresponden a depósitos de suelo caracterizados por no presentar variaciones importantes en dirección horizontal y por presentar topografías planas a nivel superficial. Esta respuesta

debe entonces modificarse para considerar los efectos geométricos tanto superficiales como subsuperficiales.

Los efectos geométricos son de mucha importancia en la zona de estudio dadas las características topográficas superficiales. En las zonas de mayores pendientes se recomienda la evaluación de efectos topográficos superficiales de acuerdo con lo indicado más adelante.

Por otro lado en el mapa de zonificación presentado en la Figura 8.1 se indican las zonas de rellenos de acuerdo con la mejor información disponible en la actualidad. En estas zonas deben tenerse en cuenta los efectos de la amplificación topográfica mediante estudios particulares que están por fuera del alcance del presente proyecto.

Se propone una metodología de cálculo mediante la cual el ingeniero geotecnista del proyecto será el responsable de caracterizar la situación geométrica particular de acuerdo con los casos típicos analizados y establecer si se requiere o no la aplicación del factor de amplificación.

Los factores de amplificación por efectos geométricos recomendados para el diseño deben aplicarse en principio a toda estructura ubicada a una distancia menor a $2H$ o 60 m, la menor, desde el borde del talud, de acuerdo con la siguiente expresión que depende del período de vibración estructural, T :

$$F_{TOP} = 1.5 \quad \text{Para } T < T^* \text{ seg} \quad \text{Ec. 6.2}$$

$$F_{TOP} = 1 + 0.5 \left(\frac{T^*}{T} \right)^{1.5} \quad \text{Para } T > T^* \text{ seg}$$

donde $T^* = \frac{4H}{V_s}$, H en [m], V_s [m/s] y T^* en [seg].

Ante la falta de datos debe utilizarse un $V_s = 250$ m/s y el espesor de depósitos de suelo blando H a partir de la Figura 5.46.

El procedimiento de diseño recomendado es el siguiente:

- Ubicar la edificación a diseñar en el mapa de microzonificación sísmica correspondiente.

- b) Con base en el estudio geotécnico para el proyecto, verificar que la zona sísmica seleccionada corresponda a los resultados de la estratigrafía obtenida de los sondeos realizados para dicha zona.
- c) En caso de discrepancia con la zona sísmica del mapa, el ingeniero geotecnista deberá definir con su criterio en cual de las zonas sísmicas se ajusta de mejor manera el perfil estratigráfico obtenido. En caso de duda se deberán utilizar los espectros correspondientes a la Zona A.
- d) Una vez seleccionada la zona sísmica se tiene definido el espectro de diseño de acuerdo con las Figuras 8.5.
- e) En caso de identificarse la ubicación en una zona de relleno o en caso de evidenciar posibles efectos topográficos superficiales según la Figura 8.1, el ingeniero geotecnista deberá definir las condiciones geométricas más críticas para el proyecto con el fin de establecer si se deben aplicar o no los factores de amplificación por efectos geométricos, los cuales a su vez dependen del período estructural.
- f) El procedimiento de diseño de la estructura se desarrollará de acuerdo con lo especificado en las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, Ley 400 de 1997, Decreto 33 de 1998 y Decreto 34 de 1999. Para el cálculo de la fuerza sísmica a aplicar a la estructura, bien sea fuerza sísmica horizontal equivalente o espectro de diseño, esta se obtendrá multiplicando la aceleración espectral o el espectro de diseño recomendado por el factor de amplificación o espectro de factores de amplificación establecidos.
- g) En los casos en que amerite su aplicación, podrán considerarse los efectos de interacción dinámica suelo estructura. Estos efectos producen por lo general un alargamiento en el período de vibración fundamental del conjunto estructura cimentación suelo con respecto al modelo tradicional de estructura empotrada en la base, aumenta el amortiguamiento general del sistema y disminuye la fuerza sísmica de diseño en la base, aumentando en forma correspondiente las deformaciones horizontales totales de la estructura. Los efectos de interacción dinámica suelo-estructura pueden tenerse en cuenta según lo establecido en el apéndice A-2 de la NSR-98.

8.5 RECOMENDACIONES PARA ESTUDIOS FUTUROS

Con base en los resultados encontrados en el presente estudio se pueden establecer las siguientes recomendaciones generales:

- (a) Los datos disponibles hasta el momento referentes a acelerogramas de eventos sísmicos registrados en estaciones ubicadas en los suelos de la zona de estudio

resultan vitales para adelantar los estudios de microzonificación sísmica de la ciudad pero son aún insuficientes para poder proponer modelos de comportamiento general. Se requiere en general mucha más instrumentación especialmente en la zona de suelos blandos para lograr captar las señales de sismos que ocurran en el futuro. Esta instrumentación debe hacerse a través de acelerógrafos distribuidos en las diferentes zonas de la ciudad, con el fin de calibrar el modelo propuesto por este proyecto.

- (b) Para efectos de conocer el comportamiento global del depósito es imperativo tratar de instalar instrumentos en profundidad, en especial para conocer la señal en la roca base y contar simultáneamente con registros en superficie.
- (c) Los espectros de diseño dentro de las Zonas A y B debe detallarse en función de la profundidad de los depósitos. Para el efecto se recomienda el desarrollo de un software que permita la interpolación automática del espectro de diseño según unas coordenadas geográficas dadas teniendo en cuenta el mapa de espesor de depósitos de suelos blandos y los puntos de control establecidos en el presente estudio (todos los sondeos estudiados). Esto permitirá la especificación de los espectros de diseño de una manera más acorde con el comportamiento observado lo cual redundará en economías importantes para ciertos tipos de edificaciones. La zona correspondiente a la Formación Casabianca (Zona 4 de la Figura 5.44) debe estudiarse en mayor detalle ya que ninguna perforación quedo ubicada allí. Es previsible cambios en el espectro de diseño de esta zona una vez se conozca en detalle la estratigrafía característica.
- (d) Para conocer en más detalle los efectos topográficos que puedan presentarse en la zona también se requieren algunos instrumentos en sitios estratégicos. Para este efecto se recomienda trabajar con una red portátil de manera que se puedan estudiar las diferentes configuraciones geométricas que pueden producir amplificaciones en las señales sísmicas. Se deben seleccionar taludes críticos representativos.
- (e) Otro aspecto que requiere mayor estudio es el de la caracterización geotécnica en profundidad de los sitios bajo estudio. Hasta el presente se cuenta con información geotécnica de calidad en muy pocos sitios y debe pensarse en el futuro en mejorar la cantidad y calidad de esta información. Debe darse énfasis en definir los límites de las zonas de depósitos de suelos blandos a los depósitos de suelos competentes. Además dentro de la zona de depósitos de suelos blandos debe trabajarse en el afinamiento del mapa de espesor de depósitos de suelo blando el cual resulta vital para aplicaciones futuras. Además deben realizarse perforaciones adicionales en las diferentes zonas sísmicas con el fin de confirmar la delimitación de cada una de ellas y definir si las estratigrafías típicas propuestas en este estudio se mantienen o deben modificarse. Debe darse prioridad a los métodos de investigación de campo y

a ensayos básicos como son la medición de la velocidad de onda de cortante en el sitio con métodos como el Down Hole o el Cono Sísmico.

- (f) Las cenizas volcánicas características de toda la zona requieren de mucho más estudio tanto desde el punto de vista estático como dinámico. Aspectos como la cementación, colapsabilidad, caracterización de respuesta dinámica con parámetros estáticos novedosos y otros temas similares requieren de mayor investigación.
- (g) La investigación futura de aspectos geotécnicos debe centrarse a la variación de propiedades como la velocidad de onda de corte con la profundidad. Las investigaciones en profundidad deben llevarse hasta que la velocidad de onda de los depósitos presente un incremento significativo con respecto a las cenizas. Se recomienda utilizar métodos in-situ para medición de perfiles de propiedades dinámicas en profundidad.
- (h) Los aspectos de modelación bi y tridimensional requieren definitivamente mucha más información y desarrollo. Es necesario adaptar programas de computador avanzados en máquinas mucho más potentes que los computadores personales. Es necesario adentrarse en la modelación bi y tridimensional con la utilización de computadores de alto desempeño con múltiples procesadores. Se requiere en este campo la participación de grupos internacionales de apoyo. La instrumentación resulta vital para conocer mejor las características de amplificación de diferentes depósitos y el comportamiento de los efectos topográficos.
- (i) Los problemas de estabilidad de las zonas de pendiente deben estudiarse en más detalle. Deben realizarse estudios detallados caso por caso. Considerando la información disponible hasta el momento se puede adelantar un estudio global de estabilidad e implementar un modelo global de estabilidad de la ciudad con dos variables de control principal que son la fuerza sísmica y la hidrología de la zona. Deben instrumentarse algunos taludes y hacerles el seguimiento en el tiempo.

8.6 REFERENCIAS

- [8.1] Alcaldía de Manizales.
"Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Manizales - Caldas", Universidad de los Andes, Marzo de 1998
- [8.2] Berg, Glen V.
Seismic Design Codes And Procedures. Earthquake Engineering research Institute. 1982
- [8.3] Chopra Anil.K.
Dynamics of Structures. Earthquake Engineering Research Institute. 1982.

-
- [8.4] Código Colombiano de Construcciones Sismoresistentes, Ley 400 de 1997. *Decreto 33 de 1998*, República de Colombia.
- [8.5] Corporación Autónoma Regional del Quindío, CRQ.
"Microzonificación Sísmica Preliminar de la Ciudad de Armenia - Quindío",
Universidad de los Andes, Julio de 1997
- [8.6] García L. E.
Dinámica Estructural y Diseño SismoResistente. Universidad de los Andes. Facultad de Ingeniería. 1996.
- [8.7] Housner G.W & Jennings P.C.
Earthquake Design Criteria. Earthquake. Engineering research Institute. 1982.
- [8.8] Hudson D.E.
Reading And Interpreting Strong Motion Accelerograms. Earthquake Engineering research Institute. 1982
- [8.9] INGEOMINAS.1992
"Microzonificación Sísmogeotectónica de Popayán.", Universidad de los Andes, 1992.
- [8.10] National Earthquake Hazards Reduction Program .
"Recommended provisions for seismic regulation for building". Part 1 and 2. 1994 Edition.
- [8.11] Newmark N.M. & Hall W.J.
Earthquake Spectral And Design. Earthquake Engineering research Institute. 1982
- [8.12] Sarria A.
Ingeniería Sísmica. Ediciones Uniandes. 1996
- [8.13] Seed H. B & Idriss I.M Lysmer
Ground Motions And Soil Liquefaction During Earthquake. Earthquake Engineering research Institute. 1982
- [8.14] UNIVERSIDAD DE LOS ANDES - INGEOMINAS.1997
"Microzonificación Sísmica de Santa Fe de Bogotá."
- [8.15] INGEOMINAS.
"Terremoto del Quindío (Enero 25 de 1999) Informe Técnico-Científico." 1999.