



# UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO

## FACULTAD DE INGENIERÍA

### MAESTRÍA EN CIENCIAS LÍNEA TERMINAL CONSTRUCCIÓN

### INFLUENCIA DEL COEFICIENTE SÍSMICO EN EL COSTO DE EDIFICACIONES DE MAS DE 4 NIVELES EN LA CIUDAD DE QUERÉTARO

#### TESIS

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de Maestro en Ciencias

#### Presenta:

Ing. Carlos Alberto Aguilar Barrón

#### Dirigido por:

Dr. Juan Bosco Hernández Zaragoza

#### SINODALES

Dr. Juan Bosco Hernández Zaragoza  
Presidente

Dr. Diego López de Ortigoza Cázares  
Secretario

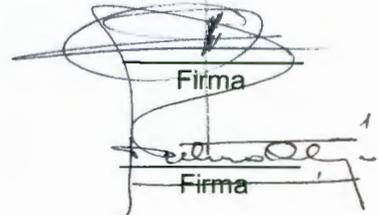
Dra. Teresa López Lara  
Vocal

M. en I. Gerardo Rene Serrano Gutierrez  
Suplente

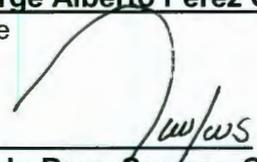
M. en I. Jorge Alberto Pérez González  
Suplente

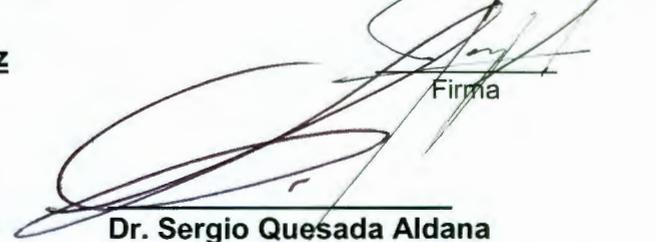
M. en I. Gerardo Rene Serrano Gutierrez  
Director de La Facultad de Ingeniería

Dr. Sergio Quesada Aldana  
Director de Investigación y Posgrado

  
Firma

  
Firma

  
Firma

  
Firma

Centro Universitario  
Santiago de Querétaro, Qro.  
29 de Octubre de 2004  
México

No. Adq. H69485

No. Título \_\_\_\_\_

Clas. TS

624.171

A283i

## RESUMEN

El presente trabajo de investigación se realizó debido a la preocupación que existe acerca del sobre-dimensionamiento y por consecuencia el sobre-costo que se presenta en las edificaciones (se analizará edificios de 4-12 niveles) por el hecho de diseñarlos con coeficientes sísmicos que no corresponden a las condiciones geológicas, geotécnicas y sismográficas que prevalecen en el Municipio de Santiago de Querétaro. Se hace el análisis de este tipo de edificaciones (Tipo A, de 4 a 12 niveles) debido a que tanto el hecho de su construcción como de su funcionamiento producen un cambio sustancial en la derrama de recursos y el aumento en la actividad económica de su entorno, efecto que por si solas no tienen edificaciones tales como casas de interés social, o de menor tamaño. Así como el hecho de su comportamiento similar en un amplio rango de elevaciones ( 4-12 niveles).

En el presente trabajo se muestran los factores que más influyen en la determinación del coeficiente sísmico para la zona (vibración ambiental, geológicos, topografía de la zona, así como a estudios de geofísica, geotécnicos y cortes litológicos), basados en los estudios de ingeniería básica que han sido hechos para el sitio por diferentes instancias educativas, de investigación y particulares con base a los cuales y a los reglamentos vigentes y considerando las acotaciones teóricas recomendadas, se propone coeficientes sísmicos para 3 zonas en las que se propone dividir la Cd. De Santiago de Querétaro.

Se hace el análisis y diseño de una estructura tipo [anteriormente descrita] conforme a la reglamentación vigente con base a 3 diferentes coeficientes sísmicos: Manual de Diseño por Sismo CFE (1993), Reglamento de Construcciones de Querétaro(2003) y Coeficientes propuestos, manteniendo como constante el dimensionamiento de los elementos para cada una de ella y haciendo variar solo el acero de refuerzo utilizado para hacer una comparativa entre los costos de cada una de ellas , encontrando que las diferencias en los costos es mayor de un 3% índice que delimita a un factor que es capaz de hacer que se efectúe una obra o no, con lo cual queda demostrado que se sobre-evaluada el coeficiente sísmico y que esto en el momento de llevar el proyecto acabo repercute fundamentalmente en el costo de la obra. Estos resultados quedan al margen del estudio del análisis de la influencia de el crecimiento del cono de abatimiento freático ya estos generan un cambio en la cohesión y comportamiento de la columna geológica estudiada.

## ABSTRACT

The present work of investigation was done due to the preoccupation that exists about the over-dimensioning and as a consequence the high-cost that appears in the tall constructions (buildings of more than 4 stories) because of the fact to design them with seismicity coefficients that are thought not to correspond to the geologic, geotechnical and seismographic conditions that prevail in the Municipality of Santiago of Querétaro in México. The analysis of this type of constructions is made (Type to, of 4 at 12 stories) because so much the fact of its construction like of its operation they produce a substantial change in it spills it of resources and the increase in the economic activity of its environment, effect that for if alone they don't have such constructions as houses of social interest, or of smaller size. As well as the fact of their similar behavior in a wide range of elevations (4-12 stories).

Presently work the factors are shown that more they influence in the determination of the seismic coefficient for the area (environmental, geologic vibration, topography of the area, as well as to geophysics studies, geotechnical and courteous lithologies), based on the studies of basic engineering that have been made for the place by different educational instances, of investigation and peculiar with base to those which and to the effective regulations and considering the recommended theoretical demarcations, he/she intends seismic coefficients for 3 areas in those that it intends to divide the Santiago of Querétaro City.

It is made the analysis and design of a structure type [previously described] according to the effective regulation with base to 3 different seismicity coefficients [Manual of Design for Seismic CFE[1993], Regulation of Constructions of Querétaro [2003]], maintaining as constant the dimensionamiento of the elements for each one of her and making vary alone the reinforcement steel used to make a comparative one among the costs of each one of them, finding that the differences in the costs are bigger than 3% index that defines to a factor that is be able of making that a work is made or not, with that which is demonstrated that you over-evaluate the seismic coefficient and that this in the moment to take the project ends up it rebounds fundamentally in the cost of the work. These results are already to the margin of the study of the analysis of the influence of the growth of the cone of phreatic depression these they generate a change in the cohesion and behavior of the studied geologic column.

## DEDICATORIAS

## **AGRADECIMIENTOS**

---

---

## ÍNDICE GENERAL

RESUMEN.....	i
ABSTRACT .....	ii
DEDICATORIAS.....	iii
AGRADECIMIENTOS.....	iv
ÍNDICE GENERAL .....	v
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xiii
<b>CAPÍTULO 1.- INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
1.1.- Descripción del Problema.....	1
1.2.- Antecedentes y Justificación .....	2
1.3.- Fundamentación Teórica.....	4
1.4.- Objetivos e Hipótesis de Trabajo.....	5
1.5.- Posibles aplicaciones y usos de la TESIS .....	6

---

---

<b>CAPÍTULO 2-. SISMICIDAD Y RIESGO SÍSMICO .....</b>	<b>8</b>
2.1 CATÁLOGOS .....	8
2.1.1.- Estadística global .....	9
2.1.2.- Estadísticas regional y local. ....	12
2.1.3.- Peligro potencial Sísmico .....	14
2.2.- RIESGO SÍSMICO .....	15
2.2.1.- Efectos Locales .....	16
2.2.1.1.- Zonificación .....	18
2.3.- PREDICCIÓN.....	19
2.4.- POTENCIAL SÍSMICO .....	21
2.5.- PREDICCIÓN A LARGO PLAZO.....	22
2.5.1.- Vacancias.....	24
2.5.2.- Migración.....	28
2.6.- PREDICCIÓN A MEDIANO Y CORTO PLAZOS .....	28
2.6.1.- SISMOS PREMONITORES O PREEVENTOS.....	29
2.6.2.- Zonas de quietud. Patrones de sismicidad. ....	30

---

---

<b>CAPÍTULO 3.- TECTÓNICA, GEOLOGÍA, GEOMORFOLOGÍA, GEOTECNIA Y SISMICIDAD DE LA REGIÓN ESTUDIADA.....</b>	<b>34</b>
3.1.- QUERÉTARO Y GUANAJUATO.....	41
3.2.- EL VALLE DE QUERÉTARO .....	43
3.2.1.- Zonificación Geotécnica propuesta de la región metropolitana y Valle de QUERÉTARO.....	43
a).- Los suelos del Valle y Zona Metropolitana de Querétaro, algunas características mecánicas y clasificación.....	45
a.1).- Sectores de Mesetas.....	46
a.2).- Sectores de Laderas .....	52
a.3).- Sector del Valle o Peniplana .....	60
b).- ZONIFICACIÓN geotécnica PROPUESTA DEL VALLE DE QUERÉTARO ..	62
b.1).- Zona Geotécnica del Valle o Ex lago, ZGVE. ....	62
b.2).- Zona Geotécnica de Acarreos, ZGA.....	63
b.3).- Zona Geotécnica Alta o Rocosa, ZGAR.....	64
b.4).- Zona Geotécnica de Ladera o Falla, ZGLF. ....	65
b.5).- Fallas y agrietamientos en Santiago de Querétaro.....	67
3.2.2.- SISMICIDAD y RIESGO SÍSMICO PARA EL VALLE y ZONA METROPOLITANA DE QUERÉTARO ( MICROZONIFICACIÓN ).....	75
a).- Antecedentes Sísmicos.....	77

---

---

b).- Mapas de Isoperiódos y las zonas de riesgo sísmico.....	81
b.1).- Zona Sísmica 1 .....	87
b.2).- Zona Sísmica 2. ....	87
b.3).- Zona Sísmica 3. ....	88
c).- Daños por un evento sísmico. ....	89
<b>CAPÍTULO 4.- ANÁLISIS SÍSMICO .....</b>	<b>90</b>
4 .1.- REGLAMENTACIÓN Y CRITERIOS PARA EL DISEÑO .....	90
4.1.1.- REGLAMENTACIÓN EN EL MUNICIPIO DE QUERÉTARO .....	91
.....	93
4.1.1.2.- Zonificación .....	114
4.1.1.3.- Coeficiente sísmico .....	114
4.1.1.4.- Reducción de fuerzas sísmicas .....	115
4.1.1.5.- Combinación de acciones.....	114
4.1.1.6.- Análisis estático y dinámico.....	114
4.1.2.- ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO .....	115
IDEALIZACIÓN ESTRUCTURAL .....	117
PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN .....	117

---

---

4.1.3.- REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS DEsPLAZAMIENTOS.....	121
4.1.3.1.- Factor de reducción.....	121
4.1.4.- FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO.....	122
4.1.4.1.- Requisitos para Q=4.....	122
4.1.5.- CONDICIONES DE REGULARIDAD.....	123
4.1.5.1.- Estructura regular.....	123
4.1.6.- ANÁLISIS ESTÁTICO .....	125
4.1.6.1.- Fuerzas cortantes.....	125
4.1.6.2.- Reducción de las fuerzas cortantes.....	126
4.1.6.3.- Revisión por cortante basal .....	127
4.1.7.- APÉNDICE NORMATIVO A .....	128
A.1Alcance .....	128
A.2Notación adicional.....	128
A.3Espectros para diseño sísmico.....	133
A.4Revisión de desplazamientos laterales.....	136
4.1.8.- Diseño sísmico basado en la confiabilidad de sistemas .....	140
4.1.9.- COMENTARIOS SOBRE LOS ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO (83).....	143
4.1.9.-ANÁLISIS DE COEFICIENTES SÍSMICOS PARA PERÍODOS< 0.5SEG(81).....	147
4.1.10.-CARACTERISTICAS DE LOS SISMOS Y ESPECTROS DE DISEÑO (MÈTOD NUMÈRICO PARA ESTABLECER FUNDAMENTACIÓN DEL COEFICIENTE SÍSMICO).....	151

---

---

<b>CAPÍTULO 5.- DISEÑO DE EDIFICIO TIPO DE 4 NIVELES .....</b>	<b>171</b>
5.1.- HIPÓTESIS SÍSMICAS PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS EN EDIFICACIÓN TIPO .....	171
DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO .....	171
ESTRUCTURACIÓN .....	171
5.2.- MEMORIA DE CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA CON BASE A EL PROGRAMA ESTRUCTURAL SAP 2000 .....	175
5.2.1.- INTRODUCCIÓN .....	175
5.2.2.- GEOMETRÍA.....	176
5.2.2.1-Sistemas de coordenadas .....	176
5.2.2.2-Definición de la geometría .....	179
5.2.2.3-Criterio de signos de los listados de solicitaciones .....	179
5.2.3.- CARGAS .....	182
5.2.3.1-Criterios de diseño estructural .....	182
A).- Estados Límite .....	182
B).- Clasificación de las acciones .....	184
C).- Hipótesis de carga y combinaciones de hipótesis.....	188
5.2.4.- Diseño por sismo.....	192
5.2.5.- Espectros para diseño sísmico.....	195
5.2.6.- cálculo de $c$ propuesto para los Periodos natural de interés.....	197

---

---

5.2.7.- Reducción de fuerzas sísmicas .....	198
5.2.8.- Factor de Comportamiento sísmico .....	199
5.2.9.- Efectos de torsión.....	200
5.2.10.- Análisis modal .....	201
5.2.11.- SECCIONES .....	203
5.2.12.- CALCULO DE SOLICITACIONES.....	204
5.2.13.- CALCULO DEL CONCRETO REFORZADO .....	211
5.2.14.- DISPOSICIONES COMPLEMENTARIAS PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES..	259
5.2.15.- VIGAS .....	259
5.2.16.- COLUMNAS .....	260
5.2.17.- CALCULO DE LA CIMENTACIÓN .....	264
5.2.18.- DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES .....	294
5.2.18.1.- DISEÑO FINAL DE COLUMNAS.....	294
5.2.18.2.- DISEÑO FINAL DE TRABES.....	297
5.2.18.3.- DISEÑO FINAL DE ZAPATAS.....	300

---

---

<b>CAPÍTULO 6.-COSTOS ,VOLÚMENES y RESULTADOS .....</b>	<b>303</b>
6.1.- COSTOS (96) .....	302
6.1.1- ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS .....	304
6.2 .- VOLÚMENES .....	308
6.3.- RESULTADOS .....	312
<b>7.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>318</b>
7.1.- CONCLUSIONES DE APLICACIÓN .....	318
7.2 CONCLUSIONES DE INVESTIGACIÓN CIENTÍFICA.....	321
<b>GLOSARIO.....</b>	<b>323</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS .....</b>	<b>326</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

### CAPÍTULO 1

Figura i. Crecimiento de la mancha urbana en Santiago de Querétaro .....	2
Figura ii. Relieve del Valle de Querétaro .....	2
Figura iii. Construcción en el Valle de Querétaro .....	3
Figura iv. Modelación física de estructuras .....	4
Figura v. Placas Tectónicas con influencia en México .....	5

### CAPÍTULO 2

Figura 2.1. Número acumulativo de sismos para toda la región del Pacífico. La línea recta representa la relación G-R.....	11
Figura 2.2. Número acumulativo de sismos para la región de la Trinchera Mesoamericana que comprende Oaxaca, Guerrero y Michoacán. Nótese el la anomalía en las magnitudes de 7.0 a 7.4. ....	12
Figura 2.3. Espectros de la aceleración en dos sitios del valle de México .....	17
Figura 2.4. (a) Modelo de tiempo predecible; (b) Modelo de corrimiento predecible .....	23
Figura 2.5. Corrimiento sísmico acumulativo (1870 a 1980) en la Trinchera Mesoamericana a lo largo de México (Latitud 90 W a 150 W). ....	24
Figura2.6. Gaps sísmicos en 1979. ....	26

Figura 2.7. Dos tipos de actividad de preeventos. La línea gruesa indica el tiempo de ocurrencia del evento principal. ....	29
Figura 2.8. Sismicidad ocurrida en el rectángulo mostrado en (a) graficada a lo largo de la distancia medida desde el punto P, contra el tiempo (b).....	31
Figura 2.9. Patrones espacio temporales de actividades de preeventos. (1) Son preeventos en el sentido estricto; (2) es quietud sísmica; (3) corresponde al caso (a) de la figura 48; (4 + 2) es llamada "patrón de dona". ....	32

### CAPÍTULO 3

Fig. 3.1. Placas Tectónicas.....	38
Fig. 3.2. Provincias Fisiográficas de México (INEGI). ....	38
Fig. 3.3. Tectónica de la Región .....	38
Fig. 3.4. Sismogénesis intraplaca.....	40
Fig. 3.5 Eventos en el eje neovocánico .....	40
Gráfica 3.1. Evento del 29 Enero de 1998, Magnitud 3.7, Pedro Escobedo. ....	41
Gráfica 3.2. Evento del 30 de Septiembre de 1999, Magnitud 7.4, Costas de Oaxaca. ....	42
Fig. 3.6 Estratigrafía de la meseta Centro-Nororiente.....	46
Fig. 3.8 Estratigrafía de la meseta Norponiente.....	47
Fig. 3.9 Meseta Oriente, el cuerpo de intrusión .....	48
Fig. 3.10 Meseta de Arbor Acres, región Centro-Norte.....	50

---

---

Fig. 3.11 Meseta Sur colonia Reforma Agraria .....	51
Fig. 3.12 Laderas de Huertas la joya y su estratigrafía .....	52
Fig. 3.13 Ladera Sur del valle , Av. Luis Vega y Monroy.....	53
Fig. 3.14 Estratigrafía en Cerrito Colorado .....	54
Fig. 3.15 Estratigrafía en la vertiente Norte del Volcán .....	55
Fig. 3.16 San Pedrito Peñuelas, Estratigrafía en suelos colapsables .....	56
Fig. 3.18 Corte para alojar la cimentación de una casa en la Ladera Oriente, Arboledas .....	58
Fig. 3.19 Ladera Norte de la Colonia Los Olivos, contacto vertical entre dos materiales .....	59
Fig. 3.20 Estratigrafía y curvas granulométricas para suelos del Valle de Querétaro .....	61
Fig. 3.21. zonificación geotécnica del valle y Zona metropolitana de Querétaro. Alvarez Manilla Aceves A. Y Pérez Rea M. De la L. , 1995 .....	66
Fig. 3.22. POBLACIONES DE LA REGIÓN.....	68
Fig. 3.23. GEOLOGÍA SUPERFICIAL DEL VALLE DE QUERÉTARO. ....	68
Fig. 3.24. Fallas Geológicas , Fallamientos del suelo y Perfil del Basamento.....	71
Fig. 3.25. Falla de Querétaro.....	72
Fig. 3.26. Estructura Geológica Celaya - Querétaro .....	73
Fig. 3.27.- Relieve topográfico del edo. de Querétaro .....	74
Fig. 3.28 Mapa de isoperíodos considerando que los estratos que vibran están por arriba de la primera capa de basalto y andesita de la unidad Menchaca (Tmbm) .....	82

Fig. 3.29 . Configuración de los isoperíodos asumiendo, como sucede de manera natural, que todos los estratos vibran hasta el basamento geológico, formado por el basalto de la unidad san Pedrito, (Tibsp) .....	83
Fig. 3.30 Zonificación sísmica del Valle y zona metropolitana de Querétaro (Otoño,1998) Geo ingeniería Alfven , S.A. de C.V. para la secretaría de desarrollo urbano, Obras Públicas y Ecología del municipio de Querétaro. ....	86

## CAPÍTULO 4

TABLA 1. Coeficientes Sísmicos para el Municipio de Querétaro.....	93
Figura 65 Zonificación de Querétaro para fines de diseño por sismo .....	113
Figura 4.1 Periodos predominantes del suelo, Ts.....	138
Figura 4.2. Profundidades del terreno Valores de Hs en metros .....	139
Figura 4.3 Corrección por duración finita de las ondas.....	149
Fig.4.4 Acelerograma, Cd. De México, Mayo 11 1962.....	155
FIGURA 4.5 SISMOGÉNESIS INTRAPLACA PARA QUERÉTARO Y GUANAJUATO. ....	156
FIGURA 4.6. EVENTOS EN EL EJE NEOVOLCÁNICO.....	156
GRÁFICA 4.1. EVENTO DEL 29 ENERO DE 1998, MAGNITUD 3.7, PEDRO ESCOBEDO...	158
GRÁFICA 4.2. EVENTO DEL 30 DE SEPTIEMBRE DE 1999, MAGNITUD 7.4, COSTAS DE OAXACA .....	159
GRÁFICA 4.3. EVENTO DEL 9 DE AGOSTO DEL 2000, MAGNITUD 7.4, COSTAS DE MICH. Y GUERRERO. ....	159

---

---

Figura 4.7.- Espectro de Pseudo-Aceleración mayo 11, 1962 .....	163
Cd. de México.....	163
Fig. 4.8 Pendulos de Diferentes Períodos .....	164
Fig.- 4.9 Espectro Envolvente de diseño Sísmico .....	166
Fig. 4.10.- Péndulo de Torsión Simple.....	168
Fig. 4.11 Perfil de Modulo Dinámico de Elasticidad al cortante.....	169

## CAPÍTULO 5

Figura 5.1 Ubicación del predio donde se pretende construir la edificación tipo, zona II o de transición.....	173
Tabla 5.1 Tabla de coeficientes sísmicos para las 3 diferentes formas de análisis sísmico.....	173
Figura 5.2. Esquema de diseño de Columna Caso 1.....	294
Figura 5.3. Esquema de Diseño de Columna Caso 2 .....	295
Figura 5.4. Esquema de Diseño de Columna Caso 3 .....	296
Figura 5.5. Esquema de Diseño de Trabe Caso 1 .....	297
Figura 5.6. Esquema de Diseño de Trabe Caso 2 .....	298
Figura 73. Esquema de Diseño de Trabe Caso 3 .....	299
Figura 5.7. Esquema de Diseño de Trabe Caso 3 .....	299
Figura 5.8. Esquema de Diseño de Zapata Caso 1 .....	300

Figura 5.9. Esquema de Diseño de Zapata Caso 2 .....	301
Figura 5.10. Esquema de Diseño de Zapata Caso 3 .....	302

## CAPÍTULO 6

Tabla 6.1 Tabla de Catálogo de conceptos para la obra(98 y 100).....	303
Tabla 6.2 Integración de factor de sobre costo Stgo. de Querétaro(98 y 100).....	304
Tabla 6.3 Costos de la Construcción por metro cuadrado(99).....	305
Figura 6.1. Generadoras de Concreto premezclado, en estructuras, $f'c=250\text{kg/cm}^2$ , tamaño máximo de agregado 20mm. (3/4"), rev. 12 cm. ....	310
Figura 6.2. Generadora de acero de refuerzo var No 8,6,3 $f_y= 4,200\text{kg/cm}^2$ , incluye : habilitado y armado, ganchos, traslapes y desperdicios. ....	311
Figura 6.3. Generadora de acero de refuerzo var No 8,6,3 $f_y= 4,200\text{kg/cm}^2$ , incluye : habilitado y armado, ganchos, traslapes y desperdicios. ....	312
Figura 6.4. Generadora de acero de refuerzo var No 8,6,3 $f_y= 4,200\text{kg/cm}^2$ , incluye : habilitado y armado, ganchos, traslapes y desperdicios. ....	313
Tabla 6.4 Coeficientes sísmicos propuestos.....	314
Tabla 6.5 Porcentaje del importe por partida para edificios de características similares al propuesto (99) .....	314
Tabla 6.6 Costos de la Construcción por metro cuadrado(99).....	315
Tabla 6.7 Resúmen de % de Obra negra y Acabados y el costo de la obra (99).....	315

---

---

Tabla 6.8 Resúmen de Precios Unitarios de los conceptos más importantes de la Obra negra	316
Tabla 6.9 Distribución porcentual del costo Total de la obra en las partidas más importantes de la misma .....	316
Tabla 6.10 Resúmen de Volúmenes y % de ahorro.....	316
Tabla 6.11 Resúmen de ahorros en costo de la obra al usar los 3 distintos coeficientes .....	317

# 1.- INTRODUCCIÓN

## 1.1.- DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Establecer los efectos de sitio que rigen en el Municipio de Stgo. de Querétaro para configurar un mapa de isoperíodos adecuados y conforme a las formaciones geológicas predominantes en la región de estudio.

Establecer con base a las fallas geológicas existentes en el país que tienen influencia en el sitio de estudio y los datos históricos existentes ,así como de los efectos que pueden producirse por las fallas geológicas que se activan producidas por el abatimiento del cono freático, para con ello establecer la magnitud y probabilidad de un evento sísmico en la región.

Establecer conforme al análisis y diseño estructural de un edificio tipo (4 niveles simétricos de 3.10 m de altura de igual elevación superficiales de planta cuadrangular, regular y simétrica, que cuenta con 10 entre-ejes de longitud 6.0 m cada uno en ambos sentidos a centros columna,cuya estructura principal es una retícula tridimensional formada por marcos continuos formados por columnas y trabes sobre las que descansan las losas ), con 3 coeficientes sísmicos para el sitio : 1) Manual de Diseño por Sismo CFE, 2) Reglamento de Construcción para el Municipio de Querétaro y 3) el propuesto por presente trabajo, la diferencia entre los costos de los insumos más importantes de la obra tales como Concreto y Acero diseñada con cada una de las alternativas mencionadas.

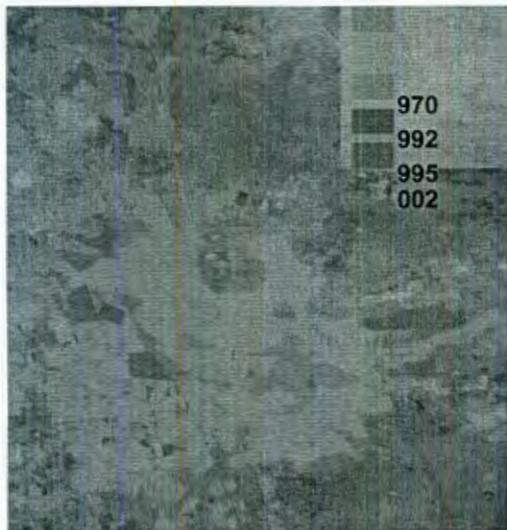


Figura i. Crecimiento de la mancha urbana en Santiago de Querétaro

## 1.2.- ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN

Con el tiempo diversos investigadores tanto del Instituto de Geociencias , UNAM , Campus Juriquilla, de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, del Instituto Mexicano del Transporte , de la Facultad de Ingeniería de la Universidad

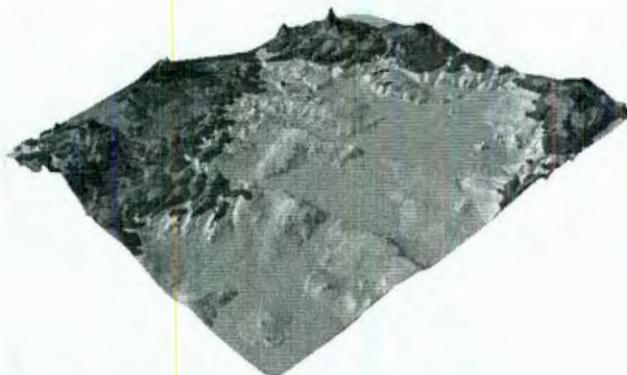


Figura ii. Relieve del Valle de Querétaro

Autónoma de Querétaro y particulares, se han dado a la tarea en sus diferentes ámbitos de realizar estudios acerca del comportamiento geológico, geotécnico hidrológico y sísmico del Valle de Querétaro, los cuales redundan ,al reunir la información recopilada en la imperativa necesidad de establecer una microzonificación sísmica del Municipio de Querétaro, ya que la legislación vigente plasmada en el Reglamento de Construcciones del municipio de Querétaro en su Apartado II ,Capítulo II , III , IV y V nos remite a una zonificación sísmica muy general y a coeficientes sísmicos muy parecidos a los usados en el Distrito Federal lo cual no es congruente ya que las condiciones de sitio son por demás diferentes, esto nos conduce a sobredimensionar los elementos estructurales lo que nos conduce a un sobre costo en la construcción en este tipo de edificaciones en especial, la problemática de otro tipo de construcciones de menor número de niveles o fabricadas en otro material se deberá abordar con las limitaciones y especificaciones propias para ellas, lo que ameritará un trabajo anexo sobre este tipo de construcciones particulares.

El presente trabajo de investigación se realizó debido a que en Querétaro no se tiene una cantidad considerable de edificaciones de mas de 4 niveles, El hecho de disminuir los coeficientes sísmicos con el debido soporte, redundará en la disminución del costo en las edificaciones de 4 hasta 12, niveles dichas edificaciones son usadas en un alto porcentaje para edificios de oficinas, departamentos y hoteles,

que son atractivos económicamente por poseer una densidad mayor de hab/m<sup>2</sup>, un impacto de derrama económica fundamental, una mayor plus valía y un tiempo de recuperación de inversión menor que las plazas comerciales o los fraccionamientos bidimensionales, así mismo el hecho de poder ubicar mas estratégicamente dichas edificaciones y no en la periferia de la ciudad aumentan sus rentabilidad, así como la facilidad de dotarlos de una infraestructura básica, con menor monto de recursos, con

un riesgo sísmico mínimo debido a que la probabilidad de que se produzca un evento sísmico con una intensidad importante en la zona de estudio es muy bajo.

Por lo que es muy importante establecer la influencia del coeficiente sísmico en el costo de elaborar las edificaciones en la región, para con ello evitar un sobredimensionamiento en las estructuras y hacer económicamente más viable la inversión en este tipo de edificaciones, lo cual generará una importante derrama económica y trabajo en la región.

### 1.3.- FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

Se basarán nuestras hipótesis en el estudio de riesgo de la zona, utilizando las condiciones geológicas obtenidas de datos de INEGI y de diferentes estudios del Instituto de Geociencias de la UNAM, geotécnicas recopiladas por diversas empresas de geotecnia de la entidad así como investigadores del IMT y del Instituto de Geociencias de la UNAM, Campus Juriquilla, el CICESE , Fundación ICA, el CENAPRED ,



Figura iv. Modelación física de estructuras

El centro de instrumentación y Registro Sísmico , la facultad de Ingeniería de la UAQ ,el centro de instrumentación sísmica ubicado en la presa de Zimapán por CFE , y en trabajos de investigación realizados durante muchos años por investigadores , Maestros y Técnicos de reconocida trayectoria y seriedad , así mismo el se emplearon los reglamentos vigentes tales como El Reglamento de Construcción para el Municipio de Querétaro , las normas Complementarias del Reglamento del Distrito Federal y el ACI .

#### 1.4.- OBJETIVOS E HIPÓTESIS DE TRABAJO

Las hipótesis de este trabajo es que la actividad sísmica que se presenta en el sitio de estudio es mínima o casi nula, así como las condiciones tectónicas ,geológicas y geotécnicas que predominan en el municipio no favorecen y si atenuan la propagación de las ondas sísmicas en el Valle y sus alrededores .

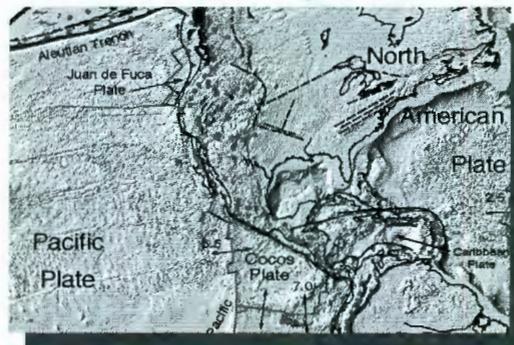


Figura v. Placas Tectónicas con influencia en México

Estas hipótesis conducen a una última que es el hecho que al reducir el coeficiente sísmico después de un estudio sustentado para una determinada zona y edificación disminuirá notablemente el costo de esta, lo que redundará en una mayor factibilidad de que el proyecto se lleve a cabo, y al ser estas edificaciones

estimulantes de actividad económica importante se produce un despegue económico de las zonas aledañas a la construcción.

El objetivo de este trabajo será establecer que la probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico en la zona de estudio no amerita la zonificación sísmica establecida en la reglamentación vigente con base a la tectónica, sísmica, geología y geotecnia de la zona.

El impacto directo que tiene este hecho en el costo de las edificaciones de mas 4 niveles y de tipo A, es el suficiente detonador para proponer una microzonificación sísmica de la zona, con base los anteriores estudios y antecedentes con la cual se mitiguen los volúmenes y con ello los costos en materiales y mano de obra de dichas edificaciones por lo menos en un 3% ya que todo factor que se encuentre por encima de este porcentaje contribuye esencialmente a realización de obra ya que se encuentra por encima del 50% de el porcentaje de ganancia de el contratista y almenos de un año de amortización de la inversión inicial del inversionista..

### **1.5.- ALCANCES, POSIBLES APLICACIONES Y USOS DE LA TESIS**

Este trabajo presenta las bases para poder hacer un análisis de las diferentes formas de estructuración en lo particular se abordó los marcos continuos de concreto reforzado, para construcciones simétricas en planta y elevación de 4 niveles, y por coincidencia de los períodos de oscilación de 4 hasta 12 niveles de 3.10 de altura máximo cada uno de ellos, así mismo por ser un parámetro conservador las conclusiones que se presentan en el presente trabajo pueden incluir a los edificios que no presenten simetría en sus estructuraciones

pues estos presentarán una mayor diferencia de refuerzo por el efecto de la torsión, esto sin embargo es solo hasta 12 niveles.

El uso cualquier otro tipo estructuración ya sea marcos de acero, el uso muros de carga fabricados usando blocks de concreto o de barro recocido, mampostería, nuevos materiales (polímeros, aleaciones inteligentes, cerámicos armados, etc), no están dentro del alcance de este trabajo mas sin embargo un análisis similar al que se desarrollo en el presente, es fácilmente aplicable a este tipo de estructuraciones, para poder establecer el hecho de que los coeficientes sísmicos repercuten de manera importante en el costo de las edificaciones, por lo que se establece la necesidad imperiosa de realizar un espectro de diseño propio para la región, y en general para cada región del país conociendo sus efectos de sitio, por seguridad y economía. Y solo con dichas bases documentales se podrá establecer un reglamento que defina que tipo de análisis debe efectuarse para cada tipo de estructuración en el Municipio de Santiago de Querétaro.

La realización de proyectos arquitectónicos más ambiciosos a un menor costo, estimulará la creación de espacios no sólo más espaciosos sino más funcionales, el impulso que esta propuesta dará a la industria de la construcción redundará en la creación de empleos y una mayor derrama económica.

## 2-. SISMICIDAD Y RIESGO SÍSMICO

Varias naciones se encuentran dispuestas a gastar fuertes sumas en mantener redes sísmicas extensas, densas y complejas para poder observar, localizar, caracterizar y dar informes sobre la mayor cantidad posible de sismos. ¿Por qué? Una muy buena razón es que conocer la sismicidad [i. e., la ocurrencia y distribución de los sismos] permite, además de estudiar los procesos tectónicos, evaluar probabilidades para la ocurrencia de sismos. En este aspecto de la sismología, la correcta aplicación de técnicas estadísticas sirve, no sólo para determinar modelos apropiados a los datos, que permitan el cálculo de probabilidades, sino además para evaluar la aplicabilidad de los modelos empleados y la confiabilidad de las probabilidades calculadas y de los mismos datos.

### 2.1 CATÁLOGOS

Una recopilación de datos acerca de los sismos que incluya tiempo y fecha de ocurrencia, localización [epi o hipocentro, región donde ocurrió], tamaño [magnitudes y/o intensidades], descripción más o menos somera de los daños causados, tiempos de arribo a las estaciones observadas, y algunos otros datos pertinentes, es llamada catálogo. Actualmente casi todos los observatorios o redes sismológicas publican catálogos; y existen también catálogos, algunos muy antiguos, que contienen datos [recopilados a veces a partir de otros catálogos] de regiones determinadas. Como la sismología es una ciencia relativamente nueva, la mayor parte de los catálogos, llamados instrumentales porque están basados principalmente en observaciones de sismógrafos, no se remontan más que a algunas decenas de años.

Un problema grave de los catálogos antiguos consiste en que es necesario corregirlos, debido a varios factores: población de la época, exageraciones, errores de transcripción (rara vez se encuentra la versión original), pérdida de partes, cambios en las regiones muestreadas, etc. (1). Sin embargo, la aplicación de técnicas estadísticas muy refinadas permite aprovechar gran parte de la información antigua (1).

En México tenemos muy pocos datos acerca de los sismos que ocurrieron antes de 1910, cuando se fundó el Servicio Sismológico Nacional. Relaciones en documentos antiguos y en las Crónicas de Indias permiten conocer algunos datos de sismos que se remontan hasta el siglo XV, y hay datos y boletines sísmicos editados por los operadores de la red de telégrafos a finales del siglo pasado (2). Posiblemente estudios antropológicos y arqueológicos, así como paleogeológicos, permitan extender al pasado un poco más los catálogos.

El afán de tener catálogos lo más extensos posible va más allá de la mera curiosidad científica; los grandes terremotos (3), que son los que encierran más interés, tienen tiempos de recurrencia del orden de varias décadas: 27 a 117 años en el caso de sismos en las márgenes de subducción del Pacífico (4), y de  $33 \pm 8$  años, para los en la trinchera mesoamericana (6), de manera que es imposible determinar si existen periodicidades en su ocurrencia y cuáles son sus variaciones si no podemos estudiar varios ciclos completos.

### **2.1.1.- ESTADÍSTICA GLOBAL**

Los primeros estudios estadísticos de sismicidad fueron hechos por Gutenberg y Richter en 1954 (5). Ambos estudiaron los datos disponibles de todas las regiones de

la Tierra y encontraron que el número N de sismos mayores de una magnitud M, que ocurren en un tiempo determinado, es función de la magnitud:

$$\log N = a - bM, \dots\dots\dots(\text{Ec. 2.1})$$

donde a es una constante que depende del tiempo de muestreo y b tiene valores característicos para distintas regiones de la Tierra. Esta fórmula, conocida como "Relación de Gutenberg-Richter" o "Relación G-R", nos dice que, si en un tiempo determinado ocurren, digamos, 10 000 sismos de magnitud 3, en el mismo tiempo ocurrirán 900 de magnitud 4 y 81 de magnitud 5, de manera que la razón del número de sismos de cualquier magnitud, entre el de la magnitud inmediata, siempre será constante.

Si hacemos una gráfica del logaritmo del número de sismos contra la magnitud, la relación de Gutenberg y Richter es una recta como la que se muestra en la figura 8. Sin embargo, vemos en ella que los puntos que representan las observaciones no se ajustan a ésta en el caso de magnitudes muy pequeñas o muy grandes. Este fenómeno puede deberse, al menos parcialmente, a fallas en el muestreo: los sismos muy pequeños no se alcanzan a registrar en un número suficiente de estaciones, y por lo tanto no son localizados ni reportados; mientras que los sismos muy grandes ocurren tan raramente, que los tiempos de muestreo no son significativos, y si se hubiera muestreado un tiempo mucho más largo, los datos referidos a las grandes magnitudes sí se ajustarían a la recta. Aparentemente la explicación acerca de los sismos pequeños es correcta; pero parece que, además del efecto de tiempos de muestreo cortos, y corrigiendo el posible efecto de saturación de las magnitudes, existe un tope superior para el tamaño de los sismos, debido a la cantidad de esfuerzo que

puede soportar el material terrestre y a las dimensiones propias de los continentes (58).

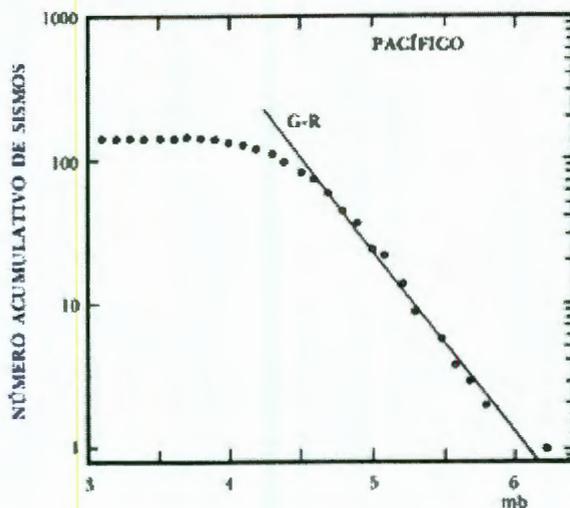


Figura 2.1. Número acumulado de sismos para toda la región del Pacífico. La línea recta representa la relación G-R.

Otras características importantes, de tipo estadístico, de la sismicidad global son las siguientes: la probabilidad de ocurrencia de un sismo de una magnitud dada es constante en el tiempo, es decir, no depende de que acaben de producirse grandes sismos, o de que haga mucho que no ocurran; los intervalos pequeños entre los sismos son más probables que los largos; la probabilidad de que se den en forma simultánea es muy pequeña. La distribución estadística (esto es, el porcentaje de veces que ocurre cada uno de los posibles resultados de un proceso, cuando se ha observado un número muy grande de realizaciones del mismo) que corresponde a estas características se llama distribución de Poisson (9).



observaciones estadísticas globales o regionales. La ocurrencia de un sismo grande en un lugar sí cambia las probabilidades de ocurrencia de otros sismos; un caso claro es el de la ocurrencia de réplicas, que son indefectiblemente observadas tras un sismo grande. Para un punto particular, sobre todo si se encuentra cercano a una falla o zona sísmica activa, no es apropiado un modelo estadístico como el de Poisson; el proceso que adoptemos para modelar la sismicidad del lugar debe "tener memoria", i. e., ser causal [depender de lo que haya pasado antes] (11 y 2). La estadística nos dice que la suma de muchos procesos causales se comporta como un sistema de Poisson (54); es por esto que la distribución de la sismicidad global de la Tierra, la suma de todas las zonas sísmicas, es la de Poisson (3).

Si pudiéramos conocer cada uno de los factores que influyen en la sismicidad y describir cada punto del terreno, cada ruptura, cada roca, etc., entonces podríamos describir de manera analítica el proceso sísmico y predecir la ocurrencia de los terremotos como la de los eclipses. Desgraciadamente el número de parámetros es tan enorme que no podemos llegar a una descripción exacta; sin embargo, podemos aprovechar las propiedades estadísticas para evaluar probabilidades, aun en el caso de sistemas pequeños como una zona sísmica particular. Aquí el problema es de nuevo el de la falta de datos, pues si bien los catálogos de la sismicidad de todo el país contienen un número grande de datos, los referentes a una zona en particular son pocos. Es necesario instrumentar adecuadamente las zonas sísmicas de México (y del mundo) para poder contar con un número mayor de observaciones que permitan obtener resultados estadísticamente confiables.

---

---

### 2.1.3.- PELIGRO POTENCIAL SÍSMICO

Éste referido a un lugar determinado de la Tierra, es la probabilidad de que, en algún lugar de su entorno y dentro de un intervalo de tiempo determinado, ocurra un sismo que produzca un efecto determinado en ese lugar [comúnmente, una aceleración dada]. Usualmente no se toman en cuenta, para el cálculo del peligro potencial sísmico, los posibles efectos de amplificación local, directividad, etc., que puedan modificar los efectos esperados en un terreno estándar.

Así, el peligro potencial sísmico será muy grande en un lugar rodeado de fallas activas, o muy cercano a ellas [como, por ejemplo, Yakutat, en Alaska] y muy pequeño en los lugares lejanos de regiones sismogénicas, independientemente de que éstos se hallen habitados o no.

Son claves esenciales para la evaluación del peligro potencial sísmico la correcta evaluación de la probabilidad de ocurrencia de sismos [la probabilidad de ocurrencia de un sismo de determinada magnitud, en un tiempo dado, se llama riesgo de sismo (54); y es distinto del riesgo sísmico definido más adelante] en las posibles fuentes situadas alrededor de un lugar determinado; lo cual requiere, naturalmente, poderlas identificar como tales. Aquí, de nuevo, son de gran utilidad otras ciencias afines a la sismología, como la geología (13 y 14), los métodos eléctricos [resistividad, magnetismo, gravimetría, etc.] que permitan localizar posibles fallas sismogénicas. De nuevo resulta esencial contar con catálogos que permitan evaluar las probabilidades, y que sean aplicables varios de los métodos usados para la predicción que serán discutidos más adelante.

## 2.2.- RIESGO SÍSMICO

Se llama riesgo sísmico a la probabilidad de ocurrencia, dentro de un plazo dado, de un sismo que cause, en un lugar determinado, cierto efecto definido como pérdidas o daños determinados.

En el riesgo influyen el peligro potencial sísmico, los posibles efectos locales de amplificación, directividad, etc., la vulnerabilidad de las construcciones (e instituciones) y las pérdidas posibles (en vidas y bienes) (15).

El riesgo sísmico depende fuertemente de la cantidad y tipo de asentamientos humanos localizados en el lugar. Aunque el peligro potencial sísmico es muy alto en Yakutat, el riesgo sísmico es pequeño porque es una región con relativamente pocos habitantes; por otro lado, el potencial sísmico no es tan grande en Managua (porque allí los sismos no son tan grandes) pero la cantidad de personas que viven allí, la cercanía a las fallas (16), y el tipo de construcción, hacen que el riesgo sísmico sea muy grande; esto es claro al comparar el número de víctimas, para uno y otro lugar, mostrados en la introducción.

El riesgo sísmico en la ciudad de México varía muchísimo de lugar a lugar; es grande en la zona centro, construida sobre sedimentos lacustres, donde el efecto local de amplificación de ondas de periodos del orden de 2 seg., derribó gran cantidad de construcciones durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, y es pequeña en zonas como el Pedregal de San Ángel, donde las construcciones, de buena calidad generalmente, están asentadas sobre roca o sedimentos muy bien compactados (17). Sin embargo, el peligro potencial sísmico de esta ciudad no es muy grande, ya que se encuentra alejada de las regiones donde se producen los grandes terremotos.

---

### 2.2.1.- EFECTOS LOCALES

. Hemos mencionado arriba la influencia de efectos locales; ahora veremos, de manera somera, en qué consisten. El efecto local más común es el de amplificación de las ondas sísmicas; cuando una onda sísmica pasa de un medio a otro con diferentes propiedades elásticas, su energía se divide, en general, en ondas transmitidas y reflejadas, cuya amplitud depende del ángulo con el cual llegó la onda incidente y de la diferencia entre las propiedades elásticas de los medios. Si una onda pasa de cierto medio a otro con menor rigidez, podrá producir, con la misma energía, ondas de mayor amplitud, pues cuesta menos trabajo deformar el nuevo medio; esto es lo que pasa cuando una onda pasa de roca sólida a sedimentos poco consolidados (18 y 19).

Otro efecto observado en sedimentos del tipo de arenas o arcillas es el de licuefacción, que hace que el terreno fluya como si fuera un líquido (20). Esto es obviamente fatal para las construcciones asentadas sobre este tipo de suelos.

La forma del basamento en los valles puede hacer efecto de lente, enfocando las ondas sísmicas en determinados puntos o líneas llamados cáusticas, a donde llegará, por lo tanto, gran cantidad de energía, y pueden presentarse otros efectos de amplificación debidos a la topografía o a una composición compleja del suelo (21 y 22).

Finalmente en lugares donde hay sedimentos confinados, como en los valles, si la alimentación de energía sísmica se prolonga durante un tiempo largo (del orden de minutos), con ondas de periodo cercano al de los modos propios de los sedimentos, éstos pueden comenzar a resonar, es decir, vibrar en sus modos propios, de manera que el movimiento aumenta cada vez más, como un columpio al que empujamos siguiendo el ritmo de sus oscilaciones (23). Éste es uno de los efectos que causaron grandes daños en la ciudad de México en septiembre de 1985. El efecto de resonancia

a 2s es claro en los acelerogramas obtenidos por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, en diferentes partes del valle de México; la figura 1.3 muestra un aspecto de las aceleraciones registrado en la Ciudad Universitaria (a), fuera de la zona de daños, y el obtenido en el edificio de SCT (b) que resultó dañado por el sismo (24).

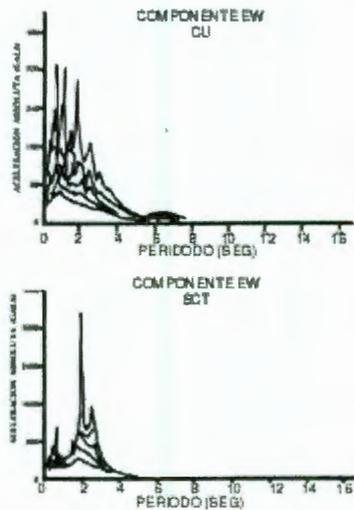


Figura 2.3. Espectros de la aceleración en dos sitios del valle de México.

Para el cálculo del riesgo es necesario tomar en cuenta no sólo el tamaño de los posibles sismos, sino también sus posibles funciones de fuente, pues los efectos sobre los edificios pueden variar dependiendo de la duración y del contenido de frecuencias de las ondas (75); ésta es una de las causas por la que otros sismos grandes no han sido tan destructivos para los edificios de la ciudad de México.

El cálculo del riesgo sísmico es un factor importante para la planeación de construcciones, especialmente hospitales, escuelas, plantas nucleares, etc., situadas

en regiones sísmicas. Aunque es posible construir edificios que resistan cualquier tipo de sismo, generalmente no es costeable hacerlo, particularmente en países subdesarrollados. Los planeadores se encuentran ante disyuntivas como la siguiente: ¿qué es mejor, construir 10 escuelas para las cuales el riesgo de que ocurra un sismo que alcance la aceleración de diseño durante los próximos 10 años sea de 0.1%, o una sola escuela para la cual el riesgo sea de 0.001 %? ¿Es mejor permanecer inculto que exponerse al riesgo de 0.1%? ¿Si no se va a la escuela, está uno a salvo del riesgo? Obviamente es imposible evitar todo riesgo, pero generalmente es posible adoptar uno razonable (26) a cambio de gozar los beneficios de contar con escuelas, hospitales y otras construcciones que reportan beneficios al individuo y a la sociedad.

### **2.2.1.1.- ZONIFICACIÓN**

Determinar en un país o una región las zonas de alto y bajo riesgo sísmico según las condiciones locales [cercanía a fallas activas, peligro sísmico en ellas, efectos de la estructura local del suelo, etc.] que afectarían a una construcción tipo [lo que permite definir el riesgo a partir de una aceleración, en general horizontal, llamada aceleración de diseño], se llama zonificación (27), y es de gran utilidad para la elaboración y aplicación de códigos de construcción.

Cuando la zonificación se hace con gran detalle, como el necesario para describir el riesgo sísmico de las distintas partes de una ciudad de grandes dimensiones, se llama microzonificación.

Generalmente los valores de peligro potencial y riesgo sísmicos, reflejados en la zonificación, se consideran invariantes en el tiempo; por lo que son apropiados como

base para tomar medidas preventivas permanentes, como códigos de construcción (28).

La mitigación del Riesgo Sísmico se ha convertido en una necesidad imperiosa, en los últimos años, incluso en el caso de los países de sismicidad baja y moderada, dado el impacto negativo de los sismos en la economía y las significativas pérdidas de vidas humanas que producen, a pesar de ser menos frecuentes que otros desastres naturales. Sin embargo, desafortunadamente, no todos los países poseen los recursos necesarios para enfrentar estudios tan complejos y costosos, que requieren de información geológica detallada, ensayos de laboratorio, mediciones instrumentales con equipos sofisticados, etc.

### 2.3.- PREDICCIÓN

Puede decirse que la labor de la mayor parte de los sismólogos de todo el mundo está encaminada, de una forma u otra, a lograr predecir los grandes terremotos. Existe una rama de la sismología que trata de aplicar los conocimientos existentes para predecir sismos y determinar las áreas de la sismología que requieren investigación inmediata con miras a lograr tal fin.

El término "predicción" es a menudo utilizado por gente diferente con significados distintos, que son más o menos serios y precisos, por lo que sería conveniente el estandarizar el uso de los términos empleados (53). Una definición formal, con valor científico, es la siguiente:

Llamamos predicción sísmica a la especificación [anticipada], dentro de márgenes pequeños, de la magnitud y localización epicentral de un sismo específico que debe ocurrir dentro de un intervalo de tiempo [definido por lo general a partir del

presente], y del nivel de confianza de la ocurrencia. La predicción es a largo plazo cuando el intervalo de tiempo va de años a décadas; a mediano plazo, de semanas a años; a corto plazo de horas a semanas.

Es muy importante subrayar la "pequeñez" [naturalmente relativa] de los márgenes de error aceptables para una predicción seria. Una predicción sísmica ideal sería capaz de predecir el tamaño de un sismo con variaciones de unos  $\pm 0.2$  grados de magnitud, de unos cuantos kilómetros para el epicentro, y de unas cuantas horas para el tiempo.

Afirmar que durante los próximos 10 años se producirá un temblor de magnitud entre 6 y 8 en algún lugar de México no puede considerarse una predicción; las estadísticas nos dicen que es casi seguro que esto ocurra, y la tal "predicción" sería una perogrullada. Tampoco es correcto predecir un sismo de magnitud 8 en un lugar determinado, y dar por cumplida la predicción si ocurre allí un sismo de magnitud 5; o si el sismo fue de magnitud 8 pero ocurrió lejos del lugar predicho, etcétera.

Dar estimaciones de error requiere del uso de técnicas estadísticas, y hace que la predicción pueda ser expresada, equivalentemente, en términos probabilísticos (14).

A continuación revisaremos algunos métodos de predicción actualmente en estudio. Es necesario señalar aquí que todos estos métodos no son aún completamente confiables; podemos señalar lugares de alto riesgo sísmico y hacer predicciones tentativas, pero definitivamente todavía no se pueden hacer predicciones exactas. Aunque se han dado casos de vaticinios acertados de algunos terremotos, por ejemplo el de Haicheng [China] en 1975; las mismas técnicas no han resultado en otros casos, como, por ejemplo, el de Tangshan [China] en 1976 (15). Por eso no se debe hacer caso a personas que pretendan hacer tal tipo de predicciones

[generalmente basadas en poderes sobrenaturales, numerología, pseudociencia, histerismo o mala fe]. Es muy recomendable la creación de un consejo o cuerpo colegiado, responsable en la Nación, encargado de estudiar las predicciones propuestas y, en su caso, hacerlas públicas (16), según lineamientos de cooperación con las autoridades (17).

Aunque es éste un campo relativamente nuevo, se cuenta ya con una enorme bibliografía al respecto; a continuación se mencionarán, al tratar cada punto, sólo algunas referencias como ejemplos. Se recomienda, para obtener un panorama general, leer las referencias (18 y 19).

## 2.4.- POTENCIAL SÍSMICO

El *potencial sísmico* de un lugar determinado es la *posibilidad* de que, en un intervalo de decenios, siglos o milenios, pueda ocurrir en él un gran terremoto (1). Su determinación se basa en datos como los resultantes de estudios sísmicos, geológicos e históricos, que permitan identificar un lugar como sismogénico, aunque no sean suficientes como para poder determinar tiempos probables ni evaluar niveles de confianza sobre la ocurrencia de futuros sismos. La determinación de potenciales sísmicos resulta de gran valor para la identificación de regiones de interés para futuros estudios sismológicos y puede considerarse como un paso previo a la predicción.

Como ejemplo de declaraciones sobre el potencial sísmico podemos citar a A. Imamura (26), quien encontró que los terremotos en el sureste de Japón se repetían con intervalos de 100 a 150 años, y notó que no había ocurrido [en 1928] ningún terremoto al sureste de Shikoku en 70 años, por lo que sugirió que uno era inminente.

En esa zona ocurrieron dos terremotos, con  $c= 8$  y  $c= 8-2$ , en 1944 y 1946 respectivamente.

La comparación de las velocidades de corrimiento determinadas a partir de los momentos sísmicos, con las indicadas por los lineamientos magnéticos y otras observables de la tectónica de placas (5) sirven perfectamente para identificar posibles zonas de acumulación de esfuerzos (6). Por ejemplo, en la región de Oaxaca, el corrimiento medido a partir de la actividad sísmica es de 2 cm/año (10), y es mucho menor que el indicado por los movimientos relativos de las placas de Norteamérica y de Cocos [4.7 cm/año (11) a 7.6 cm/año (22)].

## 2.5.- PREDICCIÓN A LARGO PLAZO

La predicción a largo plazo se basa, naturalmente, en observaciones a gran escala cuya extrapolación lleva implícita una incertidumbre que requiere de un intervalo extenso para asegurar una probabilidad confiable. Puede hacerse basándose únicamente en estudios estadísticos, o ayudándose con modelos físicos, semejantes a los que veremos a continuación.

Existen dos modelos principales (13 y 17) [y muchas variantes de ellos] usados actualmente para proponer teorías de predicción. El modelo de *tiempo predecible*, Figura 4(a), dice que los sismos ocurren cuando el esfuerzo [indicado en la parte superior] alcanza un valor determinado; por lo tanto, si conocemos ese nivel y sabemos cuál fue la caída de esfuerzos del sismo anterior y la velocidad con que se acumulan los esfuerzos, podemos predecir cuándo ocurrirá el siguiente, pero no podemos decir qué tan grande será.

El modelo de *corrimiento predecible* ,Figura 2.4 (b) ,dice que cada vez que ocurre un sismo, el nivel de esfuerzos en la falla baja a un valor determinado, para lo cual el corrimiento en la falla en un sismo dado, debe ser tal que reponga la deficiencia de corrimiento que causa el esfuerzo. De esta manera, no podemos decir cuándo ocurrirá un sismo, pero sabemos qué tan grande será en el momento en que pueda ocurrir.

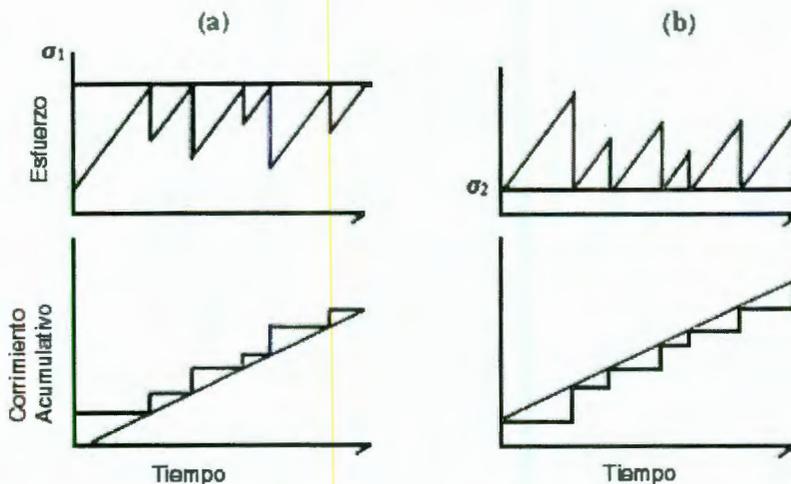


Figura 2.4. (a) Modelo de tiempo predecible; (b) Modelo de corrimiento predecible.

La figura 2.5 muestra el corrimiento acumulativo de toda la costa de México, que parece ajustarse al modelo de corrimiento predecible (64). Sin embargo, sabemos que, en una falla determinada, los sucesos que se producen después de un sismo grande no regresan el nivel de esfuerzos de ésta a un nivel base, y que los grandes ocurren solamente a partir de que exista en la falla cierto nivel mínimo de esfuerzos (15), por lo

que es posible que el modelo de corrimiento predecible sea apropiado solamente con base en datos que incluyan observaciones de muchas fallas.

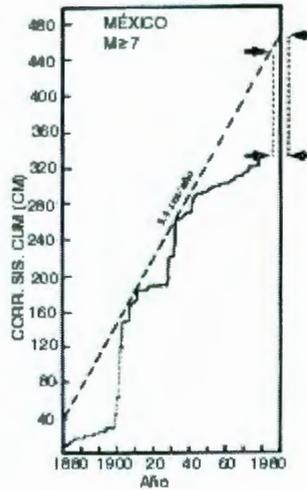


Figura 2.5. Corrimiento sísmico acumulado (1870 a 1980) en la Trinchera Mesoamericana a lo largo de México (Latitud 90 W a 150 W).

Estos modelos, aparentemente tan sencillos, llevan implícita una gran cantidad de suposiciones y condiciones, pero son un buen punto de partida para la elaboración de modelos más realistas, por ejemplo, algunos que incluyan efectos de la actividad viscosa postsísmica y de la deformación (16).

### 2.5.1.- VACANCIAS.

Se ha observado que los terremotos ocurren generalmente muy cerca de donde se han producido otros y que sus áreas de ruptura son muy parecidas a las de los

terremotos previos (17); esto es, los terremotos "recurren" en los mismos lugares (68), y el tiempo entre repeticiones es llamado *periodo de recurrencia*.

Además se observó que las áreas de ruptura de los grandes terremotos casi no se traslapan con las adyacentes; generalmente las áreas de ruptura co-sísmica nunca se traslapan, y los traslapes se observan, por lo común, sólo en las áreas definidas por réplicas durante tiempos largos (semanas a meses) después de un sismo.

Un área situada en una zona sísmica y donde haya ocurrido anteriormente al menos un gran terremoto, y en la que hace mucho tiempo no haya ocurrido otro, puede ser considerada como una zona que ha estado acumulando energía elástica y donde puede producirse un sismo semejante a los anteriores; se le conoce usualmente con el nombre de **gap**, aunque se ha intentado darle nombres en español, tales como *vacancia* o *brecha sísmica*. Si el tiempo transcurrido desde el último sismo es comparable a, o mayor que, el periodo de recurrencia, se dice que el gap está "maduro" (59).

Al considerar como gaps a regiones pertenecientes a las fronteras de las placas que no hubieran experimentado un gran terremoto en un mínimo de 30 años, fueron catalogados 5 gaps en México en 1979 (20), según se muestra en la figura 18. De éstos, se han "roto" [esto es, han experimentado sismos que han fracturado áreas que llenan los gaps], hasta la fecha, tres, en los sismos de Oaxaca [1978,  $M = 7.8$ ], Petatlán [1979,  $M = 7.6$ ] y Michoacán [1985,  $M = 8.2$  y  $M = 7.5$ ]. El sismo de Playa Azul [1981,  $M = 7.3$ ] ocurrió dentro del gap de Michoacán, pero no alcanzó a romperlo completamente.

Quedan, por lo tanto, dos gaps mayores: el de Jalisco, donde ocurrió en 1932 el que ha sido, probablemente el mayor sismo registrado en México (21 y 22), y que está maduro y puede ser origen de un gran terremoto en un futuro próximo.

Otro gap es el de Tehuantepec, localizado en la zona donde la dorsal de Tehuantepec intercepta la trinchera; este gap no ha producido hasta ahora sismos fuertes, por lo que su potencial es desconocido (20). Existe la posibilidad de que el corrimiento en esta zona sea asísmico debido a la presencia de esta dorsal de casi 2 Km. de relieve; la geología superficial presenta también grandes cambios en la estructura de esta zona. Se requieren mayores estudios para tener siquiera una idea del potencial sísmico que encierra.

Existe, por último, un gap relativamente pequeño en Oaxaca; aparentemente el sismo de 1978 no alcanzó a romperlo completamente (23 y 24). Un sismo que rompiera completamente este gap sería probablemente de mecanismo sencillo y de magnitud intermedia [del orden de 7.1 +]; puede ocurrir en un futuro cercano.



Figura2.6. Gaps sísmicos en 1979.

Se han observado relaciones aproximadas entre las dimensiones de las fallas y los momentos y magnitudes de los sismos que producen; por ejemplo,  $M_0$  es proporcional a  $S^2$  [donde  $S$  es la superficie de la falla],  $M_s$  es proporcional a  $\log L$  o a  $\log L^3$  (donde  $L$  es el largo de la falla) para sismos muy grandes y muy pequeños, respectivamente (25). Otras fórmulas que relacionan estos valores son: (26)

$$M = \log S + 4.15 \dots\dots\dots(\text{Ec. 3.1})$$

y

$$\log S = 1.02 M_s - 4.01 \dots\dots\dots (\text{Ec. 3.2})$$

Estas relaciones permiten fijar límites máximos a los sismos que puede generar un gap determinado, ya que pueden ocurrir en él también sismos menores que lo rompan sólo parcialmente.

En México y Mesoamérica los eventos grandes están caracterizados por rupturas máximas de 100 a 200 km de largo, que son relativamente cortas comparadas con rupturas del orden de, o mayores que, 500 km, como las observadas en Chile y las Aleutianas (26). Estas dimensiones máximas indican que en México no son probables sismos mucho mayores que el de Michoacán de septiembre de 1985.

Es importante mencionar que poder determinar no sólo el tamaño sino la existencia misma de los gaps depende de conocer adecuadamente la sismicidad. Éste es un problema grave si no se cuenta con una red adecuada de sismógrafos; la falta de datos puede hacer que no se dé importancia a un gap maduro (27) o, por el contrario, que se desperdicien esfuerzos [necesarios en otra parte].

---

---

### 2.5.2.- MIGRACIÓN.

Algunos estudios sugieren que los epicentros de los terremotos *migran*, es decir, definen una trayectoria que puede indicar la dirección y el tiempo aproximado en que ocurrirá el siguiente sismo (6); la idea es razonable si consideramos que producen concentraciones en las áreas vecinas que, a su vez, originan nuevos terremotos (7). La interpretación de estas observaciones, sin embargo, parece ser bastante subjetiva, y en un buen número de casos sólo es efectiva en predicciones "al pasado" [descripciones de cómo las observaciones podrían haber predicho lo que ocurrió].

### 2.6.- PREDICCIÓN A MEDIANO Y CORTO PLAZOS

Vimos ya que por cada sismo de gran magnitud ocurre un gran número de sismos pequeños; de manera que en, o cerca de, una vacancia se observa generalmente actividad sísmica con eventos de pequeña a mediana magnitud. Cuando es posible, tras haber identificado una zona de interés, se llevan a cabo estudios en detalle de la zona, con el propósito de observar propiedades de la sismicidad, o de otras observables, que permitan hacer predicciones, apoyadas a menudo con resultados de tipo de riesgo estadístico, a mediano o corto plazos.

Un gran número de los fenómenos mencionados a continuación pueden ser explicados, al menos tentativamente, basándose en modelos del comportamiento de las rocas ante cambios en los esfuerzos que actúan sobre ellas. Al aumentar los esfuerzos, y antes de alcanzar el punto de fractura, pueden suceder dos efectos: el primero consiste en el cerrado de los espacios entre granos de la roca, hasta alcanzar el menor volumen posible; a partir de este momento, un incremento de esfuerzos

puede aumentar el volumen (3), efecto conocido como *dilatancia* desde el siglo pasado (28, 29 y 30).

### 2.6.1.- SISMOS PREMONITORES O PREEVENTOS

Los preeventos se dan en menos de 20% de los terremotos, casi exclusivamente en el caso de sismos cuyas profundidades son menores de 100 km (33). Su actividad presenta dos formas, ilustradas en la figura 2.7. En la de tipo discontinuo, la sismicidad de preeventos comienza, alcanza un máximo, y luego disminuye, llegando a veces a cero, antes del evento principal; en la de tipo continuo, comienza antes del evento principal y continúa aumentando hasta la ocurrencia de éste. El segundo tipo sirve para indicar que posiblemente se produzca, en ese lugar, un terremoto; pero no sirve para indicar cuándo. Por otro lado, sismicidad como la del primer tipo puede no ser premonitorea de un terremoto; por esta razón es muy arriesgado basar predicciones solamente en las observaciones de supuestos preeventos.

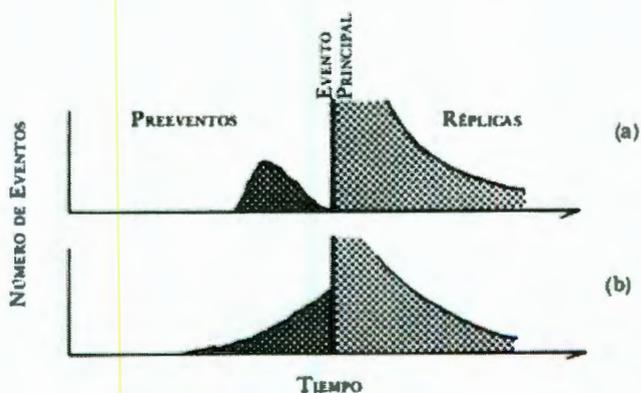


Figura 2.7. Dos tipos de actividad de preeventos. La línea gruesa indica el tiempo de ocurrencia del evento principal.

Una característica importante de los preeventos es que en algunos casos se ha observado que van ocurriendo cada vez más cerca del futuro hipocentro del evento principal (7, 31 y 32).

### 2.6.2.- ZONAS DE QUIETUD. PATRONES DE SISMICIDAD.

Podemos esperar que los cambios en el patrón de esfuerzos de una región estén asociados con cambios en la sismicidad. Es posible observar la ocurrencia de sismos pequeños, llamada microsismicidad, mediante redes locales, usualmente constituidas por sismógrafos portátiles.

Han sido observadas disminuciones drásticas de la microsismicidad antes de grandes terremotos (33 y 34), en las llamadas *zonas de quietud sísmica*, o *gaps del segundo tipo* (20). La quietud antes de un gran terremoto parece ser la característica premonitoria más común (35).

La figura 2.8(b) muestra la sismicidad ocurrida dentro del rectángulo mostrado en el mapa (a) como función del tiempo; en ella están indicados episodios de quietud previos a los terremotos de 1973 y 1978, y muestran los terremotos de 1968 y 1965, para los cuales no se observó quietud previa (83). Los episodios de quietud son generalmente fáciles de identificar sólo a *posteriori*; y podemos ver que ocurren otros episodios de quietud que no son seguidos por sismos grandes. Se puede obtener distribuciones de sismicidad semejantes a la mostrada en la figura 2.8 (b), suponiendo solamente que pueden ocurrir sismos (distribuidos según Poisson) con igual probabilidad a lo largo de toda la trinchera; por lo tanto, la aplicación de observaciones como la mostrada en la figura para fines de predicción, debe ser apoyada por otros de los estudios mencionados aquí (34).

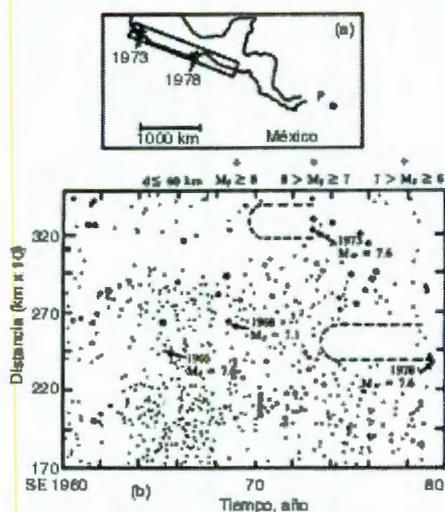


Figura 2.8. Sismicidad ocurrida en el rectángulo mostrado en (a) graficada a lo largo de la distancia medida desde el punto P, contra el tiempo (b).

La disminución de la sismicidad antes de un sismo es, a veces, llamada ; si después ocurren preeventos antes del evento principal, esta actividad es llamada *etapa B*. La etapa B es común en los lugares donde la estructura no es uniforme (85).

A menudo aumenta la actividad microsísmica en las orillas de la zona de quietud, de manera que si diagramamos la actividad a lo largo de la zona contra el tiempo, obtenemos un patrón llamado "de dona" (36 y 37), como el mostrado en la figura 2.9, que muestra también réplicas de un evento anterior, ocurrido en la misma área, y otros eventos indicados por (8 y 9) que ocurren lejos del epicentro, pero que están relacionados con la concentración de esfuerzos, y que se conocen como *preeventos en un sentido amplio* (6). Los preeventos en sentido estricto [en adelante, simplemente, preeventos] se comportan como se explicó en el inciso anterior.

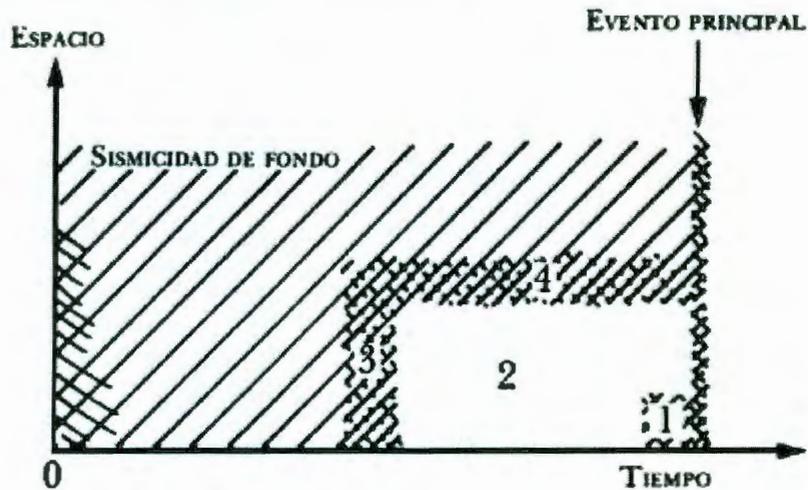


Figura 2.9. Patrones espacio temporales de actividades de preeventos. (1) Son preeventos en el sentido estricto; (2) es quietud sísmica; (3) corresponde al caso (a) de la figura 48; (4 + 2) es llamada "patrón de dona".

Estudios actuales muestran que la actividad sísmica de magnitudes intermedias para las zonas de subducción parece migrar de las regiones profundas, tierra adentro, a las regiones someras, cerca de la costa, antes de un sismo grande (10). La detección de estas migraciones puede ayudar a la detección a corto plazo. Nótese que el efecto de los sismos pequeños es más bien concentrar esfuerzos que liberarlos, como ocurre con los grandes terremotos, por lo que la migración de la microsismicidad es, en principio, distinta a la de los macrosismos, antes expuesta.

Se ha observado también que la relación de sismos grandes a pequeños, representada por la  $b$  de la relación G-R cambia en la actividad de los preeventos (11, 12 y 13). En 1977 fue casi predicho (casi, porque no fueron especificados tiempo de ocurrencia ni nivel de confianza) un sismo en la región costera de Oaxaca (88), con base en la determinación del gap, y en la observación del comienzo de un periodo de quietud sísmica tres años antes; un periodo de quietud mayor que el observado para otros sismos de la región. Esta casi predicción fue controvertida, sobre todo porque

subsecuentemente fue distorsionada por otras personas (no sismólogos) y por los medios de difusión, que predijeron un gran terremoto y un *tsunami* para un día determinado en Pinotepa Nacional, causando pánico y pérdidas en ese lugar (14). El 29 de noviembre de 1978 ocurrió un sismo cuya magnitud y localización concordaron con los valores predichos, indicando el posible valor predictivo del estudio de los gaps y las vacancias sísmicas, así como la necesidad de complementar éstos con estudios locales de sismicidad (que podrían haber permitido la predicción a corto plazo) y de otras observables que se mencionarán a continuación.

Actualmente se llevan a cabo algunos estudios en la zona de quietud de Acapulco, identificada desde 1981 (12), y que, a casi 30 años de la fecha del último sismo grande ocurrido allí, el de Acapulco de 1957, es indudablemente una región que debe ser observada cuidadosamente.

Esto indica que el análisis de los patrones de microsismicidad es importante para la predicción; sin embargo, no siempre son observados, y a veces, aunque han estado sujetos a examen, no son seguidos de un terremoto. Por lo tanto es necesario complementar las observaciones con otros tipos de datos, como veremos a continuación.

### **3.- TECTÓNICA, GEOLOGÍA, GEOMORFOLOGÍA, GEOTECNIA Y SISMICIDAD DE LA REGIÓN ESTUDIADA**

De acuerdo a la Teoría de la Deriva Continental, también conocida como Tectónica de Placas, la litosfera se encuentra dividida, formando una especie de mosaico de sectores rígidos, conocidos como placas que se mueven entre sí con desplazamientos promedios de varios centímetros por año. Los límites de las placas no coinciden con los límites de los continentes, una placa puede contener porciones de continente y porciones de océano. Los límites entre placas pueden ser de tres tipos: Divergentes, en donde las placas se están separando [las cordilleras oceánicas], Convergentes o de subducción, donde una placa se introduce debajo de otra [la placa de Cocos penetra bajo la placa de Norteamérica en la costa occidental del País, figura 21, y Transformación o transcurrentes, donde dos placas se mueven entre sí lateralmente [la falla de San Andrés en California]. Se ha identificado también que los rasgos morfológicos que presenta la superficie de la tierra como son los grabens o fosas así como pequeñas y grandes cadenas de montañas [sierras y valles], volcanes, pliegues y en general las principales estructuras geológicas se deben en buena parte a estos mismos efectos de movimiento entre placas.

El movimiento de las placas tectónicas da lugar a la formación de plegamientos, fracturas y fallas. Como plegamiento se puede mencionar la Sierra Madre Oriental. Las fracturas se producen cuando las rocas presionadas por fuerzas intensas rebasan el límite plástico y en vez de plegarse se rompen. Estas zonas fracturadas reciben presiones posteriores que hacen que el terreno en una de sus áreas se deslice mientras que en la otra permanece en el mismo nivel o se eleva ligeramente. A la porción elevada de la falla se le llama pilar y a las más bajas fosas. En algunas ocasiones las partes hundidas de las fallas se llenan de agua y se forman

lagos como el de Pátzcuaro en Michoacán, o a nivel local la laguna el Salitre, Apaseo el Grande, Gto., México. Es probable que este fenómeno sea también motivo de la causa de almacenamiento de grandes cantidades de agua subterránea, donde las fallas geológicas sirven de medios naturales de conducción de agua.

La actividad sísmica en la República Mexicana se produce principalmente por la interacción de las placas tectónicas de Cocos, de Rivera de Norteamérica y del Pacífico. La interacción de las placas de Norteamérica y la del Pacífico dan origen a la actividad sísmica que se manifiesta en la parte norte de la Península de Baja California, mientras que la subducción de la Placa de Cocos y Rivera bajo la placa de Norteamérica, que va desde el estado de Jalisco hasta el estado de Chiapas, provoca la gran actividad sísmica en el sudeste de México y origina la mayor cantidad de temblores de gran magnitud [ $M_s > 7$ ].

A partir de registros acelerográficos, se han identificado zonas de contacto entre placas, donde se originan sismos que se manifiestan en diferentes periodos de tiempo. En estos periodos de tiempo se vuelve a acumular energía, que puede ser liberada a través de uno o más sismos de diferente magnitud. Lo anterior da pauta a clasificar zonas de mayor o menor riesgo de que ocurra un sismo y estimar su magnitud en función de la ubicación y longitud de la zona. Estas zonas reciben el nombre de "brechas sísmicas". Se puede mencionar la amplia zona de rompimiento que dio origen a los sismos del 19 y 20 de Septiembre de 1985, llamada "Brecha de Michoacán", la cual había permanecido inactiva por más de setenta años. La distancia en línea recta de la fuente de este sismo a nuestra zona de estudio es de aproximadamente 400 kilómetros, sin que haya ocasionado algún daño físico importante. Por la relevancia que tienen estas Brechas y ante la coincidencia de varios investigadores de que puede ser la fuente más probable a corto plazo de generar uno o más sismos de gran magnitud, se han realizado estudios detallados de las mismas, identificando zonas con

mayor o menor probabilidad de ocurrencia de eventos sísmicos. Esta es la razón por la que actualmente la “Brecha de Guerrero” en particular [que se considera tiene la probabilidad más alta de provocar un sismo de gran magnitud, pues no ha tenido actividad desde hace más de treinta años], es la zona del país más instrumentada, lo que ha permitido entre otras cosas la implementación del sistema de “Alerta Sísmica” para la ciudad de México. La distancia media aproximada en línea recta entre esta Brecha de Guerrero y nuestra zona de estudio es de aproximadamente 450 kilómetros.

Dadas las características fisiográficas, estructurales, litológicas, hidrológicas y geológicas de la zona en estudio, se pueden conocer y comprender los fenómenos físicos asociados a una región determinada. De acuerdo al INEGI, la República Mexicana está dividida en 15 provincias fisiográficas, como se muestra en la figura 3.1. De acuerdo a esta clasificación el Estado de Querétaro forma parte de 3 provincias: Sierra Madre Oriental, Mesa Central y Eje Neovolcánico. La ciudad de Stgo. de Querétaro está ubicada justo al norte del Eje Neovolcánico ,figura 3.1. Las fuentes sísmicas susceptibles de afectar a esta ciudad y su zona conurbada son principalmente las estructuras regionales asociadas a la zona de convergencia del pacífico, que se relaciona con la Provincia fisiográfica del Eje Neovolcánico.

De acuerdo a la tectónica de la Región ver figura 3.2 , existe una serie de fallas orientadas aproximadamente norte - sur, comenzando en San Miguel de Allende, Guanajuato, y terminando en Iguala Guerrero. Existe también otro sistema de fallas perpendiculares a las anteriores ubicadas al sur de la zona en estudio, entre Morelia, Michoacán y Querétaro; que aparentemente se extienden hacia el norte de Celaya, cruzando las ciudades de Salamanca e Irapuato, Gto. Aunque los sismos relacionados con la convergencia de placas son los más frecuentes y de magnitudes mayores, también ocurren sismos debido a fallas geológicas locales que pueden obedecer a los

esfuerzos regionales entre las placas. A este tipo de movimientos se les denomina sismos intraplaca, es decir que tienen ocurrencia dentro de la placa continental.

Con el objeto de tener un panorama general e identificar zonas de riesgo sísmico con posible influencia sobre nuestra área de estudio, se recopiló información sísmica de trabajos recientes; referidos principalmente a la ciudad de México, sin embargo se consideran, por su ubicación, zonas sismogénicas coincidentes de posible influencia a dicha zona de estudio. Existen cuatro zonas sísmicas importantes dentro de la placa continental cercanas a nuestra área de interés, que son las estructuras geológicas denominadas Graben de Acambay, Semigraben de Aljibes y en menor grado el Graben del Mezquital, así como el fracturamiento de la zona de Pedro Escobedo. De acuerdo a algunos autores, estas formaciones están asociadas a la evolución del Eje Neovolcánico, figura 3.3.

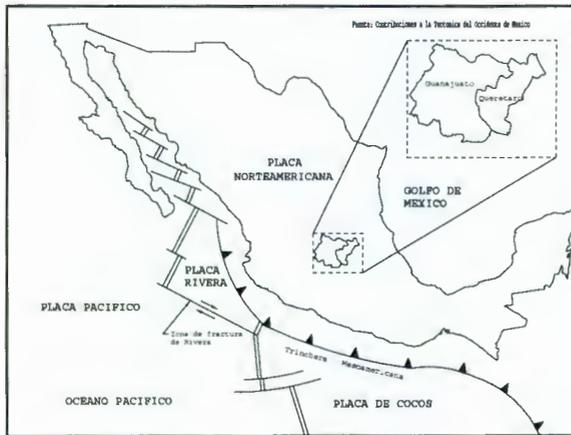


Figura 3.1. Placas Tectónicas.



Figura 3.3. Tectónica de la Región



FIGURA 3.2. Provincias Fisiográficas de México (INEGI).

Lermo et al. [1996] mencionan la detección de ocho temblores intraplaca de magnitud alta [entre 4.1 y 6.9] dentro del Eje Neovolcánico, lo que denota una actividad importante en algunas zonas de esta Provincia. También se menciona que en la zona del semigraben de Aljibes, los días 3 y 5 de Junio de 1996 ocurrieron dos sismos considerables [magnitud de coda de 4.2 y 4.3 respectivamente], los cuales fueron localizados a 14 km al Oeste de la presa de Zimapán, muy cercanos al pueblo de Bellavista, Qro. Los temblores fueron sentidos por la población de Cadereyta, Qro. y tuvieron una intensidad de V grados en la escala de Mercalli modificada, habiéndose determinado que muy probablemente esta actividad sísmica esté relacionada con las fallas normales septentrionales que conforman el semigraben de Aljibes sin descartar que los movimientos se hallan debido a la acción de llenado del embalse de la presa de Zimapán. Algunos eventos de los que se tiene conocimiento, ocurridos a lo largo del Eje Neovolcánico en los últimos años se muestran en la figura 3.4.

Con motivo de los eventos sísmicos de enero de 1998 reportados en algunas poblaciones del Municipio de Pedro Escobedo [San Fandila, la Venta de Ajuchitlancito, la Lira, la Palma, entre otros, ver figura 24], se puso en operación el 19 de enero de 1998, en forma semipermanente, una estación acelerográfica [con un acelerógrafo GSR-18, de Terra Technology Corp.] en las instalaciones de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Querétaro, Campus Centro Universitario, Cerro de las Campanas. Cabe mencionar que la estación acelerográfica, los aparatos y demás equipo se adquieren con patrocinio del Sistema de Investigación Miguel Hidalgo [SIHGO-CONACYT, Proyecto DUV-1/96]. Por otro lado, el acelerógrafo está instalado en un afloramiento de roca de dicho Cerro.

En la gráfica 1 se muestra un ejemplo de los eventos registrados por el instrumento los días 23, 25 y 29 de enero de 1998. Con el propósito de registrar réplicas se colocó temporalmente el acelerógrafo en la Venta de Ajuchitlancito, poblado

cercano al epicentro, el 28 de enero del mismo año, en un terreno con un estrato superficial de aproximadamente 4 m de arcilla. En este intervalo de operación del acelerógrafo [del 28 al 29 de enero de 1998] se registró el evento más importante que se tuvo durante la actividad del mes de enero en la región de Pedro Escobedo. El inicio de este evento se registra a las 7:59:17.83 hora de Greenwich [1:59:17.83 hora local] del 29 de enero de dicho año, con una aceleración máxima en la dirección vertical [movimiento trepidatorio] de 16.566 gals [7:59:23.11 hora local].

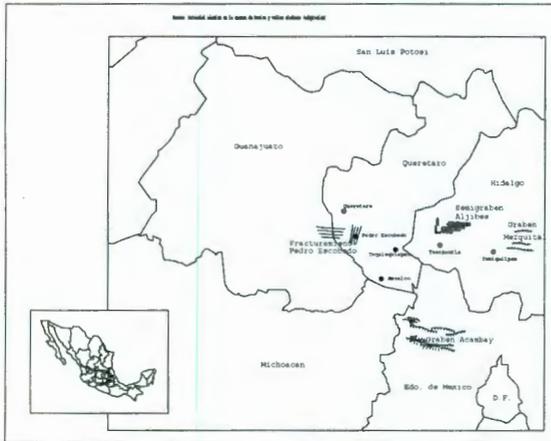


Figura 3.4. Sismogénesis intraplaca

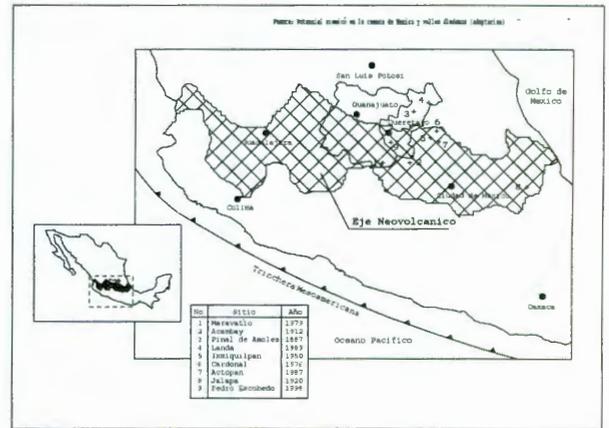
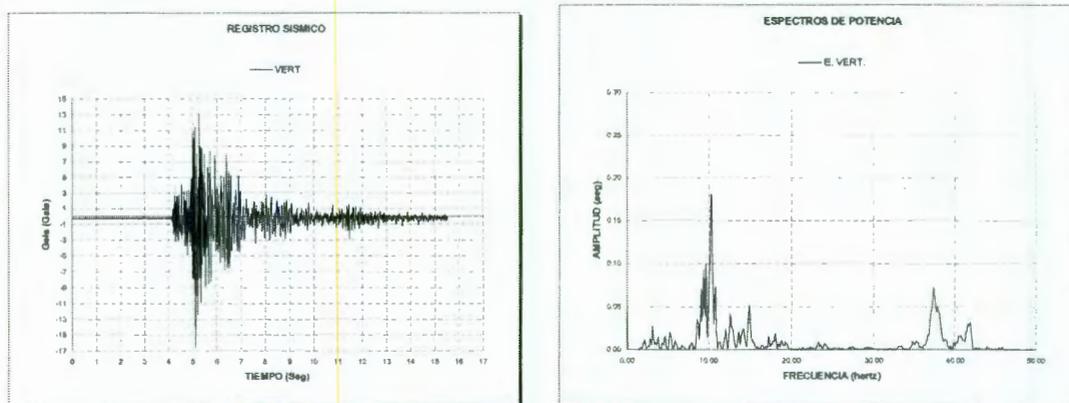


Figura 3.5 Eventos en el eje neovolcánico

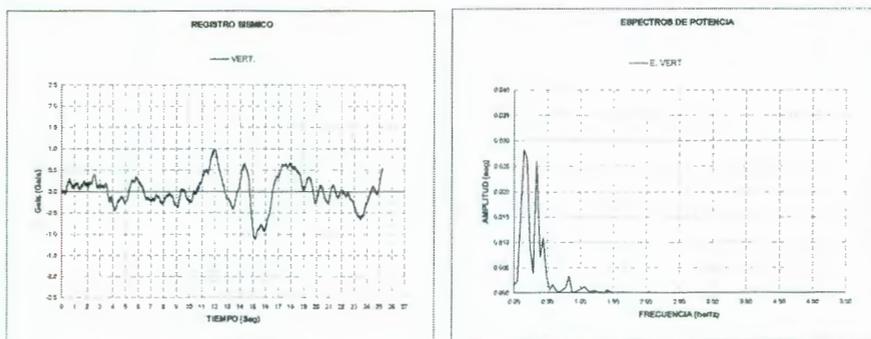
### 3.1.- QUERÉTARO Y GUANAJUATO.

El registro de la componente vertical del acelerograma se muestra en la gráfica 3.1, así como su espectro de potencia respectivo. Este movimiento fue de magnitud 3.7, a 5 km de profundidad, latitud 20.37° longitud -100.11°. Ubicado en la zona de Querétaro - Guanajuato [de acuerdo a lo reportado por el Servicio Sismológico Nacional], este evento se genera por el fracturamiento de rocas en la intersección de las fallas Sur - Norte y Este - Oeste de la región de Pedro Escobedo ver figuras 16 y 17 .



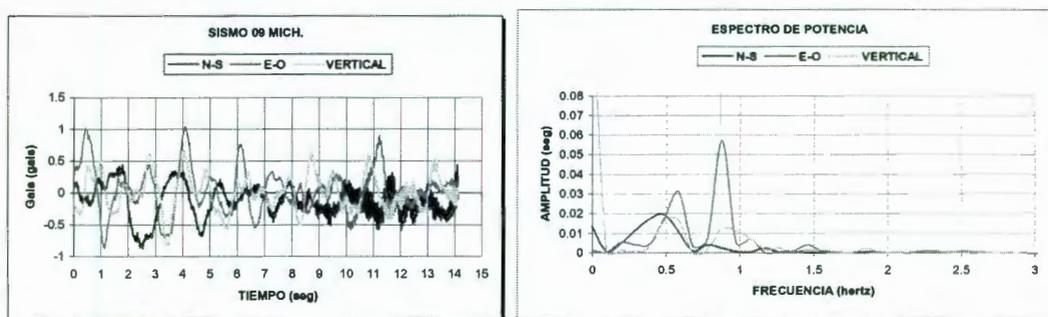
Gráfica 3.1. Evento del 29 Enero de 1998, Magnitud 3.7, Pedro Escobedo.

El 30 de septiembre de 1999 se registró [aproximadamente 3 minutos después de ocurrido, hora: 11:33:31] el sismo de las costas de Oaxaca [latitud 15.89°, longitud -97.07°, hora 11:31:14], de magnitud 7.4 [de acuerdo al Servicio Sismológico Nacional]. En la gráfica 3.2 se muestra la componente vertical del acelerograma y su espectro de potencia respectivo, donde la máxima intensidad es de 1.127 gals.



Gráfica 3.2. Evento del 30 de Septiembre de 1999, Magnitud 7.4, Costas de Oaxaca.

El 9 de agosto del año [2000] se registró [aproximadamente 4 minutos después de ocurrido, hora: 06:45:58] el sismo de las costas de Michoacán Guerrero [latitud 17.94°, longitud -102.71°, hora 06:41:46], de magnitud 7.4 [de acuerdo al Servicio Sismológico Nacional], con una duración del registro de 14 seg. En la gráfica 3.3 se muestran las tres componente del acelerograma y sus espectros de potencia respectivos, donde la máxima intensidad es de 1.0284 gals. Estos registros permitirán en un futuro próximo realizar estudios de atenuación de las señales, de las diferentes zonas sismogénicas con posible influencia sobre nuestra área de interés.



Gráfica 3.3. Evento del 9 DE Agosto del 2000, Magnitud 7.4, Costas de Mich. Y Gro.

## **3.2.- EL VALLE DE QUERÉTARO**

La zonificación de nuestra área de estudio debe basarse no solo en los datos de el entorno o como promedio de las zonas o regiones aledañas sino con base a su propia naturaleza y su problemática tectónica, geológica, de suelos y de abatimiento de nivel freático, por lo que a continuación se procede a hacer un análisis escrupuloso de la zona metropolitana y del Valle de Querétaro.

### **3.2.1.3.- ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA PROPUESTA DE LA REGIÓN METROPOLITANA Y VALLE DE QUERÉTARO**

Mediante el muestreo de los sitios de interés y el control espacial utilizando los sistemas de información geográfica es posible prevenir de las zonas a considerar riesgosas al constructor, así como programar trabajos de conservación de los tramos que necesitan trato especial.

A pesar de que el trabajo de campo es intenso, principalmente para la recolección de datos, suelos, geología, etc., los sistemas de información geográfica permiten identificar de manera rápida las zonas con alguna característica de particular interés.

Se ha desarrollado una sencilla metodología para identificar suelos difíciles primeramente se hace un recorrido donde se identifican los tipos de roca, su posición en la columna estratigráfica y la lectura de las coordenadas geográficas utilizando los Global Positioning System [GPS].

En las notas de campo se establecen las condiciones geomorfológicas que, asociadas a las características geológicas de los materiales en campo, permiten

reconocer de manera inmediata el tipo de suelo que se ha de considerar; ya sea residual, transportado, del tipo lacustre, fluvial, o identificar algún riesgo geológico o geotécnico potencial. Con toda la información recopilada en campo se forman tablas geo-referenciadas que permitirán a través de los Sistemas de Información Geográfica [SIG] conformar mapas de algún tópico de interés.

El área de estudio fue el Valle y Zona Metropolitana de Querétaro, en la que los suelos fueron caracterizados desde el punto de vista ingenieril, conformando la “Carta de Suelos desde el punto de vista ingenieril del Valle y Zona Metropolitana de Querétaro”, encontrando los suelos del tipo residual, fluvial, lacustre y transportados.

El objetivo de este trabajo fue encaminado a descubrir la relación que guardan los suelos con las rocas del lugar, sus comportamiento mecánico para fines de uso en la ingeniería civil y el químico para visualizar los diferentes procesos de transporte de contaminantes y procesos de recarga natural y artificial.

La exploración y muestreo se ha dividido en dos partes, la primera corresponde a la toma de muestras en puntos esparcidos en las Zonas Geotécnica Alta o Rocosa y la de Ladera; la segunda parte corresponde al muestreo en las Zonas Geotécnicas de Valle o ex Lago y la de acarreo.

La segunda parte es un poco más difícil, puesto que hay que demarcar la extensión de los abanicos aluviales, los depósitos fluviales, los del tipo lacustre y por supuesto los transportados. Se tiene que estar atento a la apertura de zanjas para albergar tubería y aprovecharlas para el muestreo.

## **A).- LOS SUELOS DEL VALLE Y ZONA METROPOLITANA DE QUERÉTARO, ALGUNAS CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS Y CLASIFICACIÓN.**

Los procesos del medio físico descritos en el capítulo anterior, aparte de formar el paisaje actual del Valle y Zona Metropolitana de Querétaro, dieron origen a los suelos que se observan en la superficie.

Para lograr hacer la carta de suelos, se realizó una intensa actividad de campo, programándose con diversas Empresas dedicadas a la mecánica de suelos en la ciudad de Santiago de Querétaro y los integrantes del área de Geotecnia Ambiental del Instituto Mexicano del Transporte, que cada vez que se realizara un pozo a cielo abierto, sondeo de penetración estándar, trinchera o cualquier excavación acudir al sitio para realizar la toma de coordenadas geográficas [mediante GPS], el perfil estratigráfico, medición de los espesores y el muestreo en los sitios que lo permitiera.

En los incisos siguientes serán descritos varios perfiles, mostrando las imágenes respectivas y algunas de sus características mecánicas [granulometría, propiedades índice] y en otras las geofísicas.

## A.1).- SECTORES DE MESETAS

Con excepción del Volcán del Cimatario, las partes altas corresponden a mesetas que de manera indistinta están constituidas de lavas, tobas o depósitos fluviales. Estos dieron origen a los distintos tipos de suelos residuales que se describen a continuación.

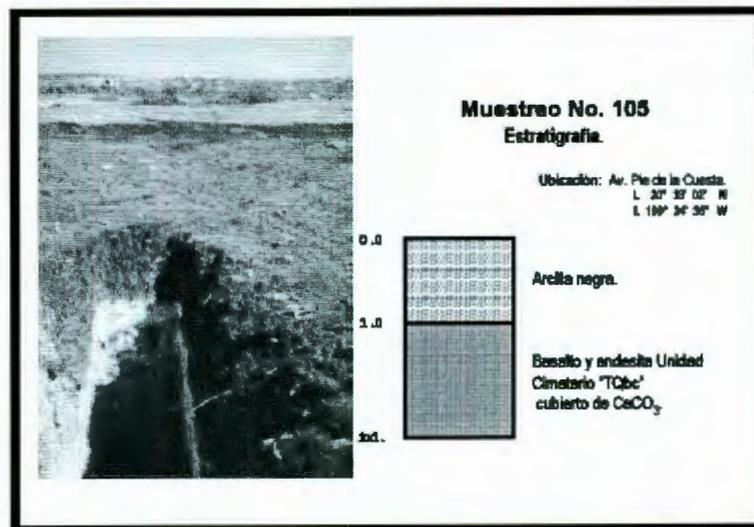


Fig. 3.6 Estratigrafía de la meseta Centro-Nororiental

En la prolongación de la avenida Pie de la Cuesta se llega a la Meseta Centro-Nororiental, donde el perfil estratigráfico de la figura 3.6 exhibe un metro de arcilla negra que cubre a una roca de basalto, la cual presenta abundante precipitación de carbonatos de calcio.

Se asume que la presencia de carbonato de calcio es el producto de diversos procesos de evaporación de un ambiente acuoso existente en un pasado geológico, posteriormente, cuando los procesos tectónicos formaron el Valle, en las mesetas quedaron como vestigios de un antiguo lago.

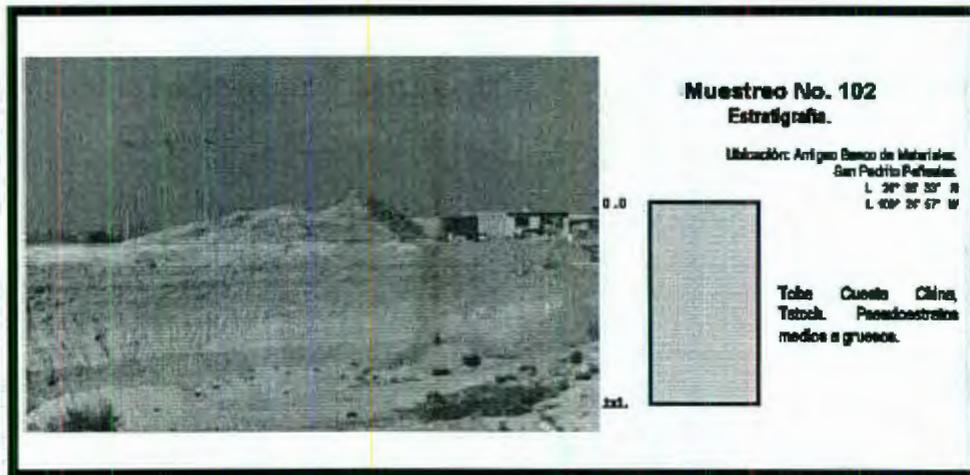


Fig. 3.7 Estratigrafía de la meseta Centro - Norte

En la figura 3.7 aparece el corte realizado en un banco de material en la Meseta Centro-Norte. El banco corresponde a tobas de caída libre depositadas en un ambiente acuoso, según lo demuestran los pseudoestratos en la imagen. En este perfil no se alcanza a desarrollar suelo, comenzando inmediatamente las intercalaciones de tobas.

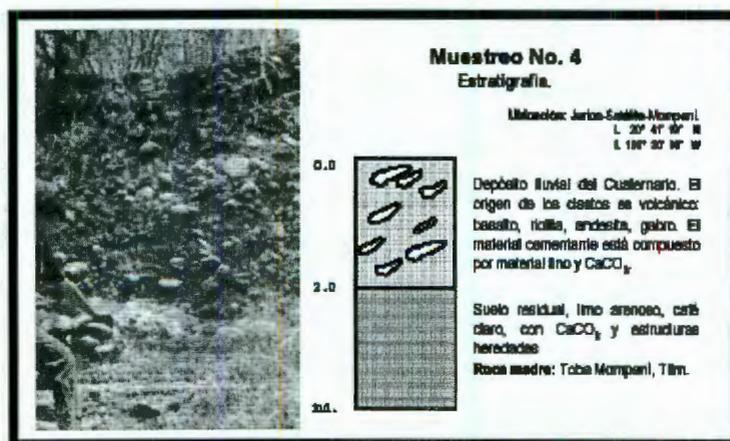


Fig. 3.8 Estratigrafía de la meseta Norponiente

En la figura 3.8 se presenta la imagen de la estratigrafía en la meseta Norponiente, cerca del poblado de Mompaní; en ella aparecen una gran cantidad de depósitos fluviales con sus ejes mayores orientados en la dirección del flujo, sobre ellos se encuentra una capa de tierra arcillosa que da vida a la vegetación local.

La imagen también muestra que los materiales fluviales están sobre unas tobas depositadas en ambiente acuoso por lo que presentan una gran cantidad de carbonato de calcio y ocasionalmente aparecen estructuras heredadas.

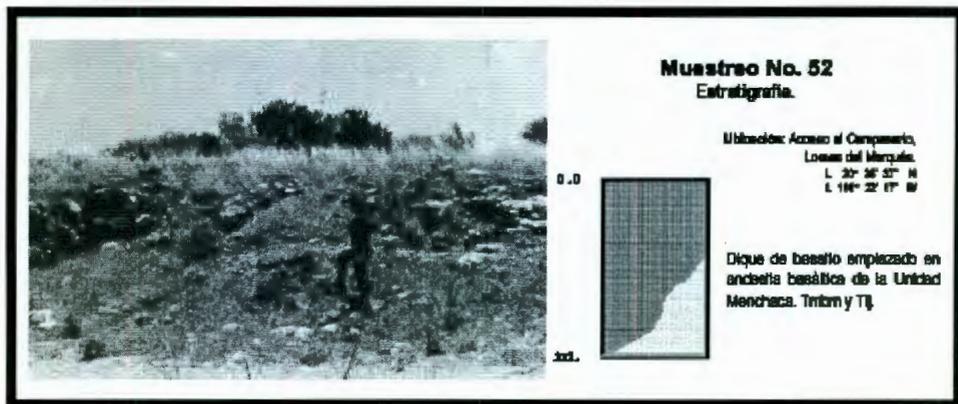


Fig. 3.9 Meseta Oriente, el cuerpo de intrusión

En la Meseta Oriente, donde se encuentran las Colonias Lomas del Marqués, Aeropuerto, etc., se encuentran rocas de composición andesitas basálticas, tal y como se aprecia en la figura 3.9; en algunas zonas de debilidad aparecen rocas intrusivas, como el promontorio observado en la misma figura de color negro y morado, estos cuerpos ha sido posible observarlos en los cortes de las vialidades.

La estratigrafía corresponde a una delgada capa de suelo menor a 5 centímetros, sobre las rocas; los suelos son gruesos desde arenas hasta gravas.

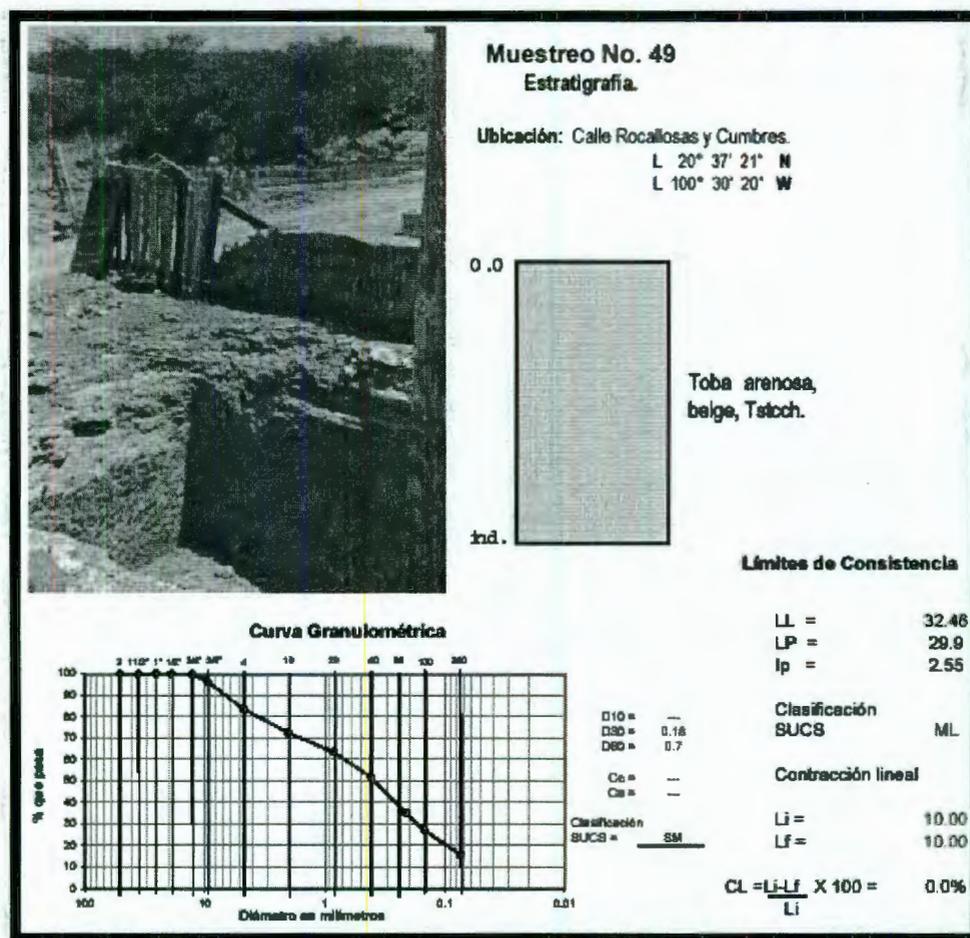


Fig. 3.10 Suelos residuales, estratigrafía en la meseta poniente (Huertas la Joya)

En la Meseta Poniente aparece un potente estrato de tobas de caída libre, compuesta principalmente por arenas de pómez; para poder determinar su granulometría el material se disgregó, resultando, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos [SUCS], un limo de baja plasticidad [ML].

En la figura 3.10 se aprecia la estratigrafía correspondiente a un suelo residual con estructuras heredadas seguido de un potente espesor de tobas depositadas en un ambiente acuoso.

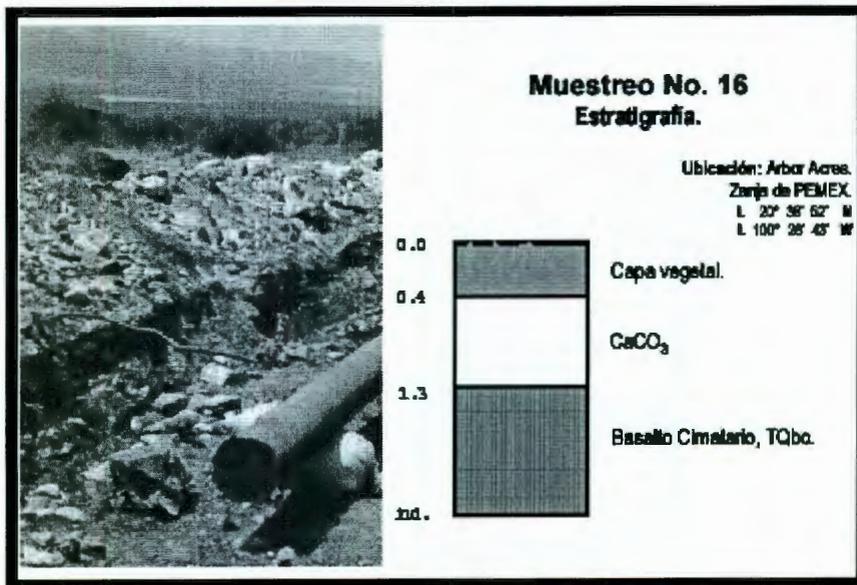


Fig. 3.10 Meseta de Arbor Acres, región Centro-Norte

La meseta en la zona de Arbor Acres en la región Norte, presenta una estratigrafía correspondiente a unos cuantos centímetros de arcilla negra, descansando sobre un capa aproximada de 1.2 metros de espesor de carbonatos y finalmente basalto con una gran cantidad de familia de juntas, tal y como se muestra en la figura 3.10.

Una de las maneras de comprobar que la altura original del valle era precisamente la altitud de Huertas La Joya, Aeropuerto, Arbor Acres y la zona de Los Olivos, es que en la Meseta Sur, donde se ubica la colonia Reforma Agraria, en un pozo a cielo abierto [PCA] existe exactamente la misma estratigrafía.

Esta es: medio metro de arcilla negra descansando sobre carbonato de calcio, el cual está asociado a las evaporitas; por debajo de estos materiales se encuentra las lavas de andesita basáltica del la Unidad "Menchaca, Tmbm".

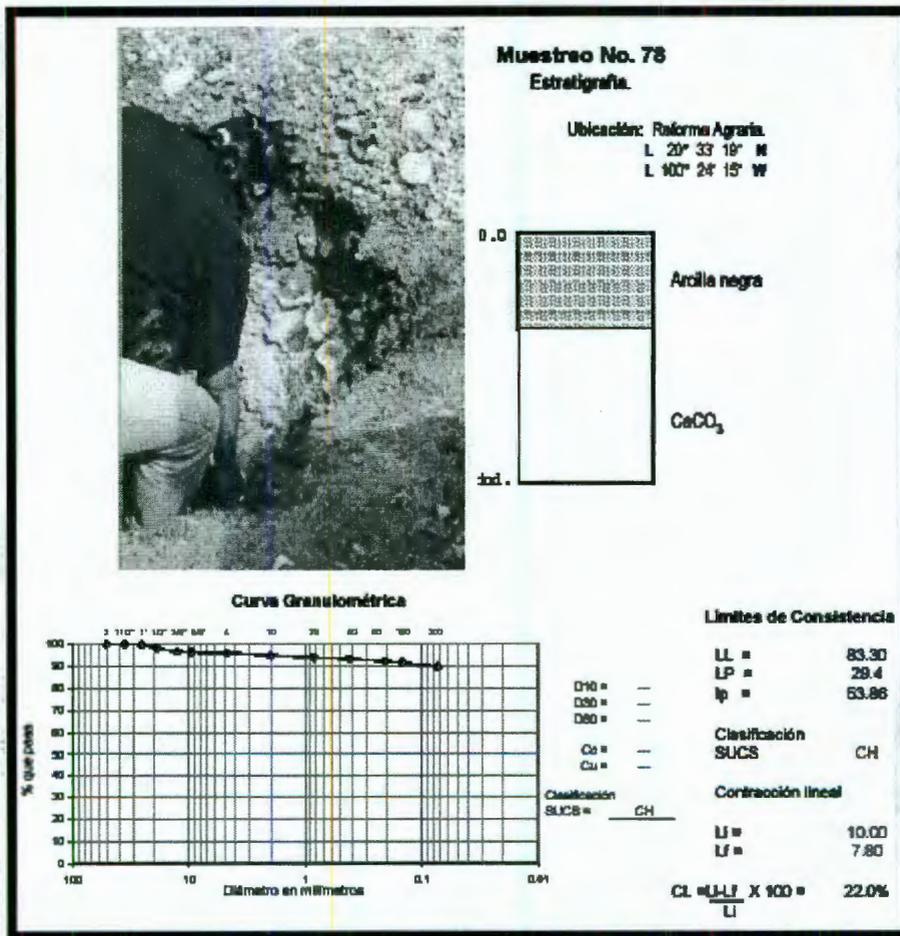


Fig. 3.11 Meseta Sur colonia Reforma Agraria

La figura 3.11 muestra la estratigrafía y la curva granulométrica obtenida de los materiales finos muestreados. La clasificación SUCS corresponde una arcilla de alta plasticidad [CH].

## A.2).- SECTORES DE LADERAS

El origen tectónico del valle permitió la formación de las zonas de laderas o taludes, en los cuales debido a la roca madre del lugar dio origen a diferentes tipos de suelos, los que se describen a continuación.

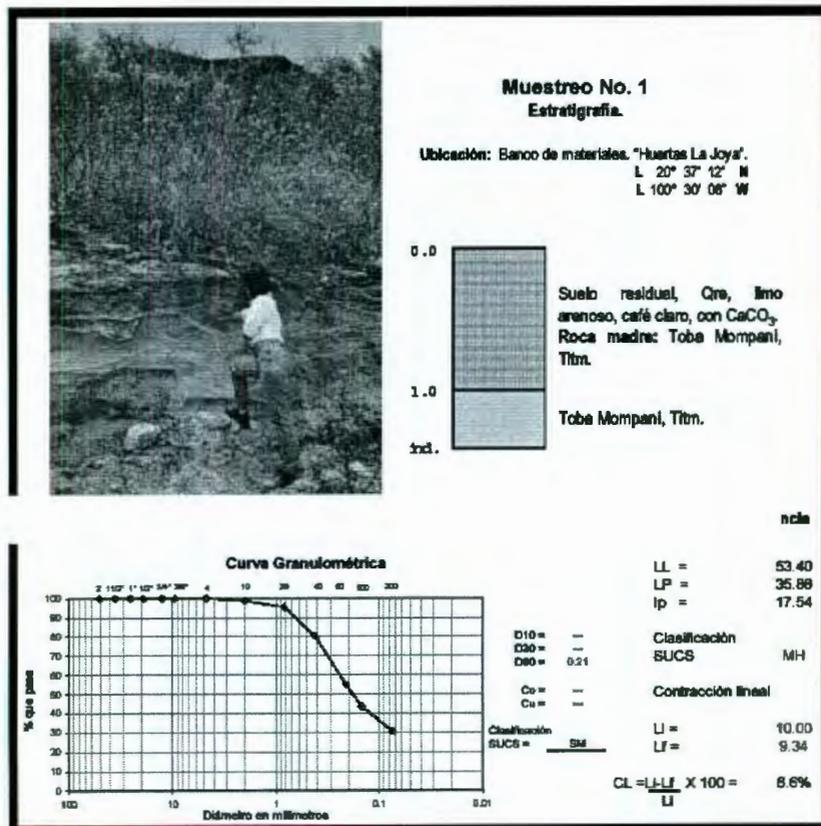


Fig. 3.12 Laderas de Huertas la joya y su estratigrafía

La figura 3.12 muestra la estratigrafía de la ladera de Huertas la Joya, al poniente del Valle de Querétaro; en el suelo residual, cuya roca madre son las tobas de caída libre depositadas en ambiente acuoso, se ha desarrollado la vegetación; al disgregar el material y determinar su granulometría y los límites de consistencia en la parte fina, resulta una arena limosa [SM].

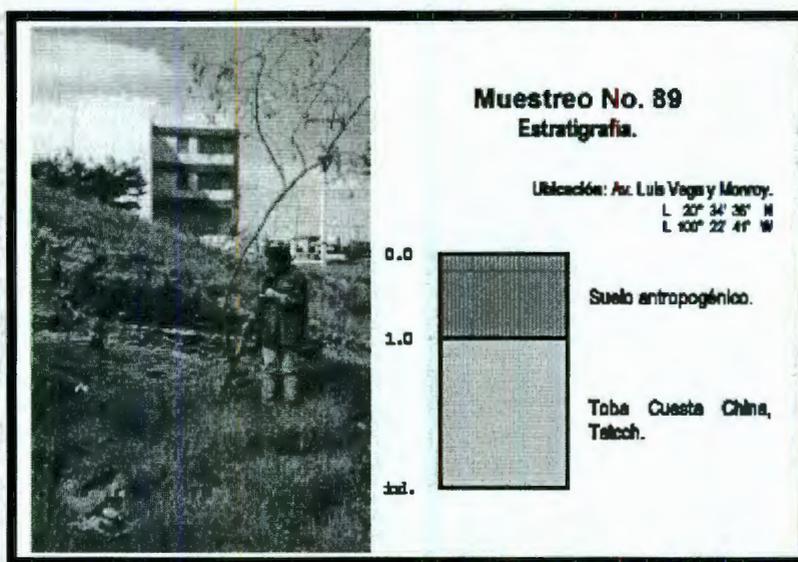


Fig. 3.13 Ladera Sur del valle , Av. Luis Vega y Monroy

En la ladera sur, sitio del Centro Expositor antiguo, se encuentra la misma toba de caída libre depositada en un ambiente acuoso, la capa de suelo es muy delgada y solamente se ha desarrollado algo de pasto, la estratigrafía del corte se aprecia en la figura 3.13.

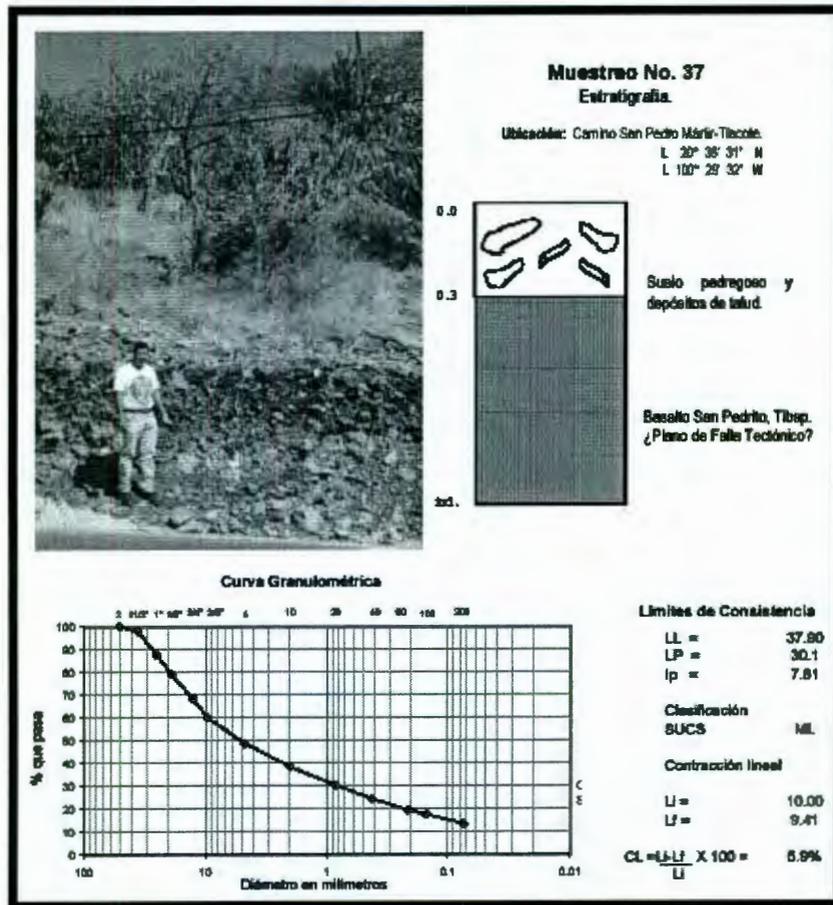


Fig. 3.14 Estratigrafía en Cerrito Colorado

En la vertiente Norte del Volcán El Cimatario, donde se ubica la Colonia Candiles, en la zanja del dren Cimatario, se encuentra un espesor de 0.5 metros de un

suelo blancuzco rosa que descansa sobre otro suelo del mismo color, solamente que en éste se encuentran cantos redondeados con sus ejes mayores orientados en la dirección del flujo, lo que evidencia su arrastre.

Otro aspecto importante de notar, es el bajo peso específico de éste y además de que hierve al contacto de agua con cloro o ácido de la batería.

En la zona de Cerrito Colorado, ladera Sur, se encuentra, en un corte hecho para la vialidad; una capa de 20 centímetros de arcilla donde crece la vegetación; esta capa, descansa sobre un potente espesor de coluvión de aproximadamente 4 metros.

Se tomó una muestra del coluvión, se quitaron los fragmentos gruesos y a la parte restante se le determinó su granulometría y límites de consistencia a la parte fina y su clasificación SUCS corresponde a un limo de baja plasticidad, ML ,figura 3.15.

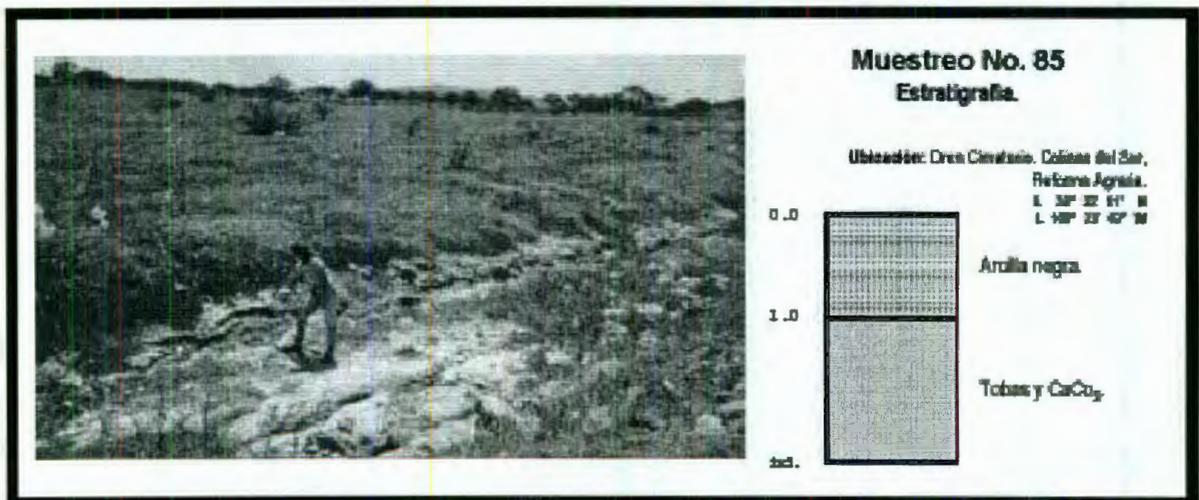


Fig. 3.15 Estratigrafía en la vertiente Norte del Volcán

En la vertiente norte del Volcán El Cimatario, se forma una ladera de pendiente suave; donde los materiales depositados corresponden a tobas pseudoestratificadas y aparecen intercalaciones de carbonato de calcio. Sobre éstas aparece una delgada capa de arcilla negra, tal y como lo muestra la figura 3.16.

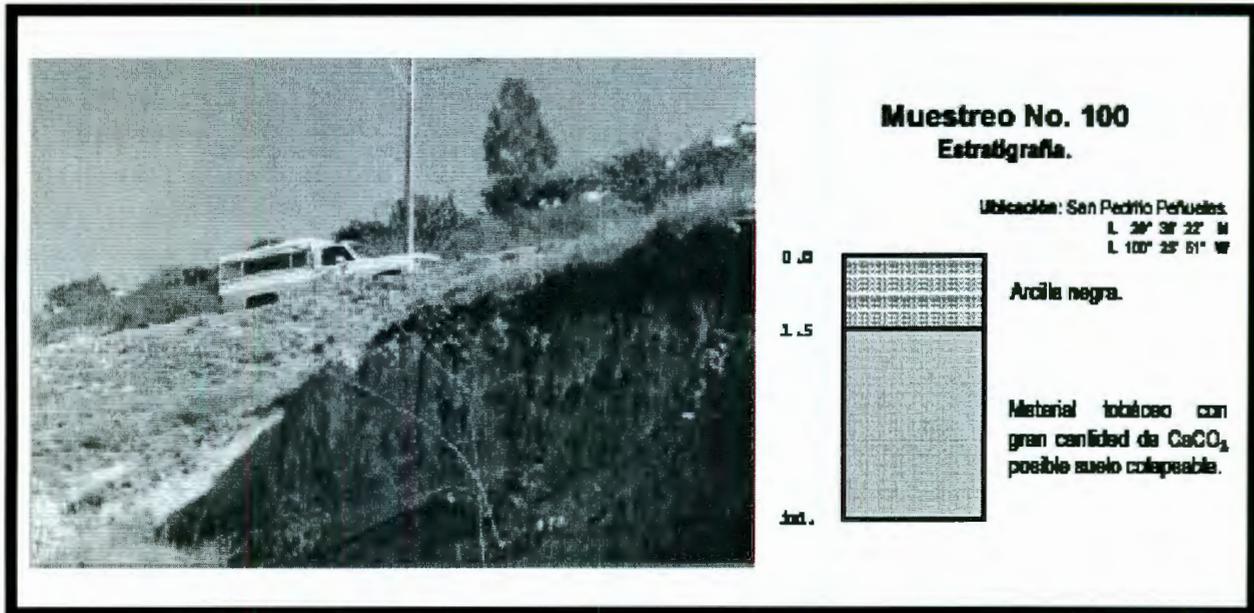


Fig. 3.16 San Pedrito Peñuelas, Estratigrafía en suelos colapsables

Hacia la región nororiente, camino a Chichimequillas, se encuentran diversos cortes, tanto en la carretera como en bancos de material, ver figura 51, donde la columna estratigráfica de la región está compuesta de una capa de aproximadamente 1.5 metros de arcilla negra que alberga la vegetación y que descansa sobre un material tobáceo pseudoestratificado con intercalaciones y precipitaciones de carbonato de calcio.

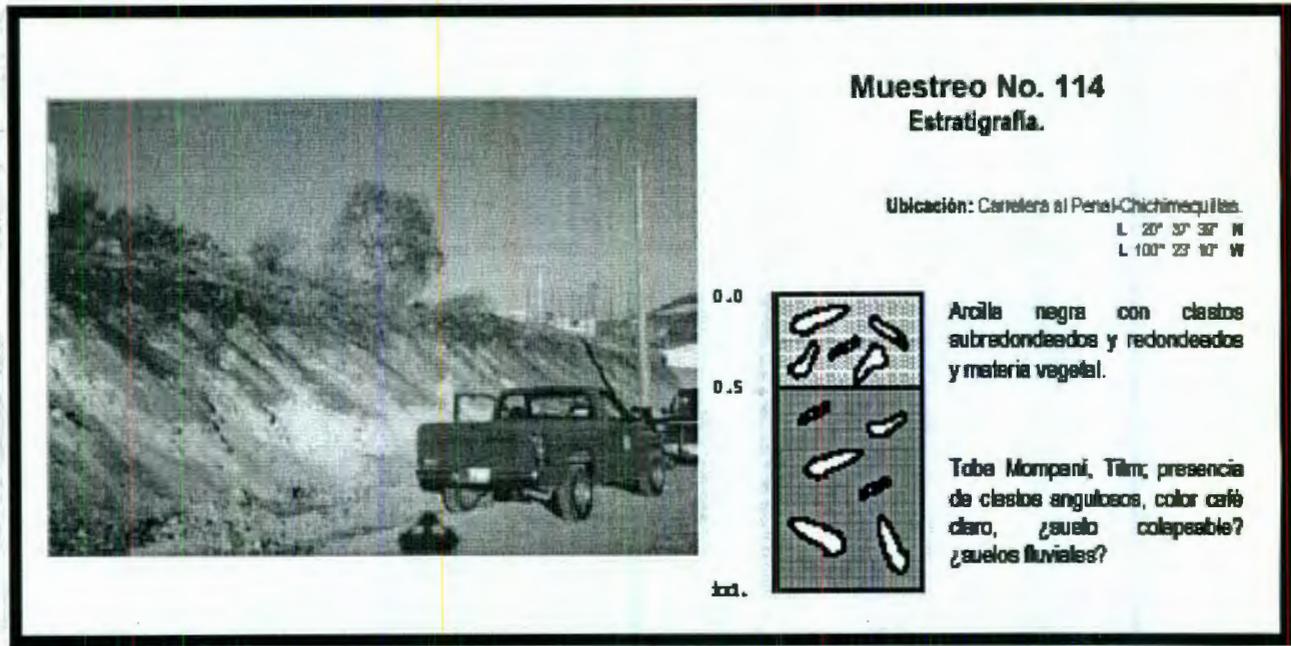


Fig. 3.17 Estratigrafía de la Ladera Norte entrada a la “Microfosa Menchaca”

En la ladera norte de la entrada a la “Microfosa Menchaca” se aprecia medio metro de arcilla negra, descansando sobre limos de color blanco; su espesor no se determinó, pero existe mucha similitud con los suelos tipo colapsable: bajo peso específico, efervescencia con ácido de batería, color claro, etc. Ver figura 3.17.

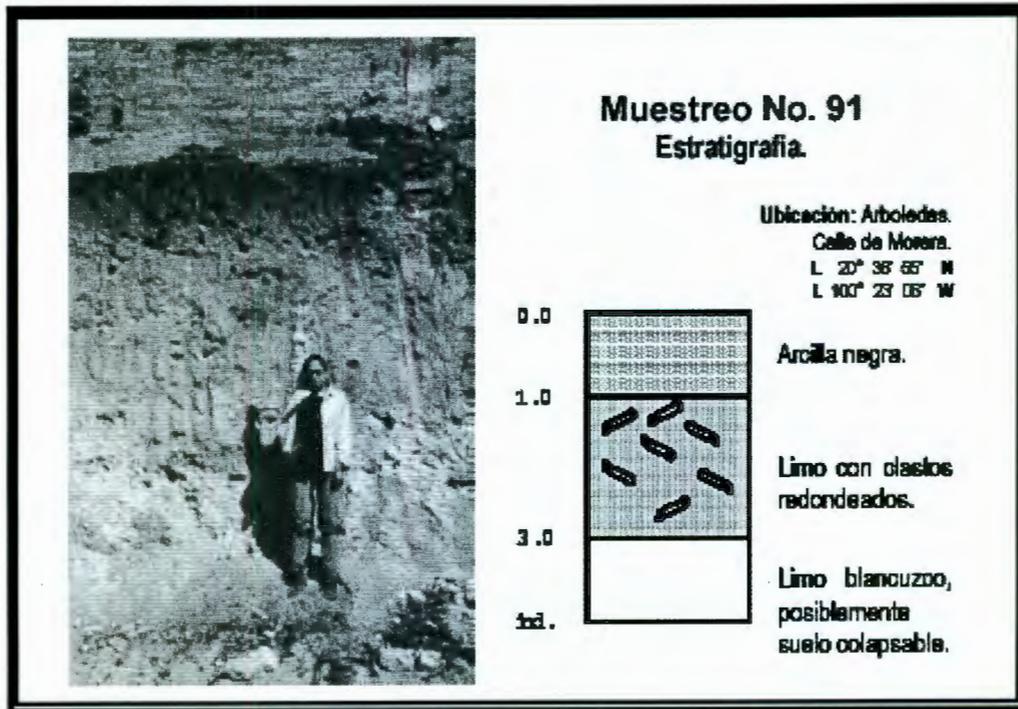


Fig. 3.18 Corte para alojar la cimentación de una casa en la Ladera Oriente, Arboledas

La ladera oriente, sitio de la colonia Arboledas, presenta la estratigrafía que aparece en la figura 3.18; que corresponde a un promedio de un metro de arcilla, le sigue 2 metros de suelos con intercalaciones de cantos redondeados y carbonato de calcio y, finalmente, limos de bajo peso específico, de color claro y abundante carbonato de calcio.

Algunas bardas son inseguras, ya que como se aprecia en la figura 3.19 no tienen cimientos y están desplantadas sobre la arcilla negra.

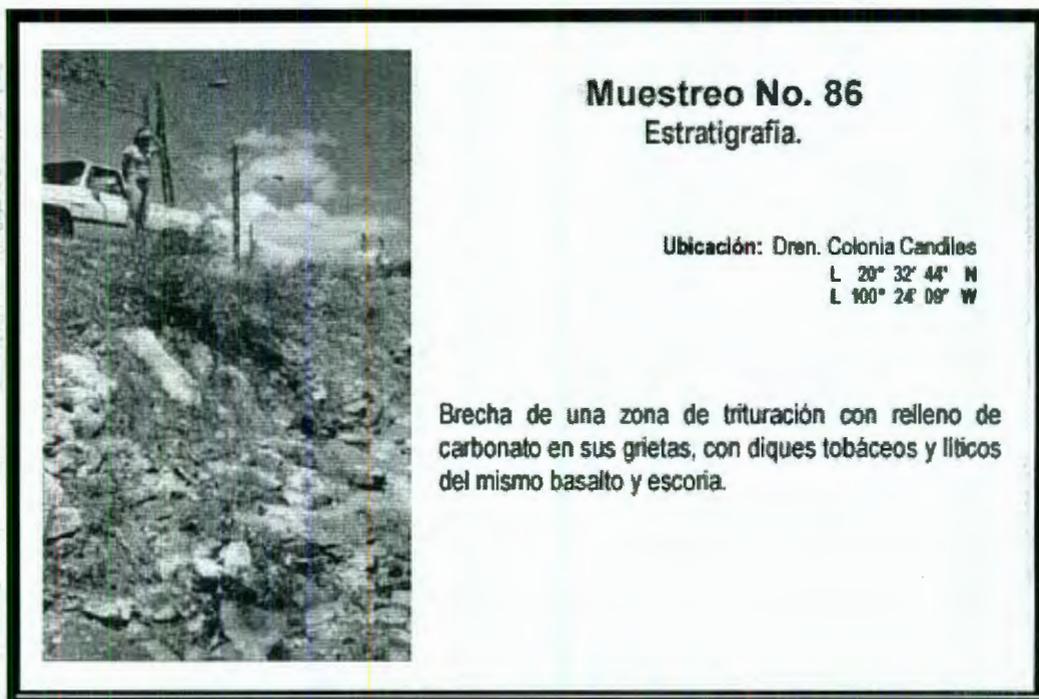


Fig. 3.19 Ladera Norte de la Colonia Los Olivos, contacto vertical entre dos materiales

La figura 3.19 enseña la estratigrafía al sur de la colonia Los Olivos, donde se aprecia el contacto entre rocas andesitas basálticas y materiales fluviales, en el sitio aparece parte del Dren Cimatario que permite desalojar las aguas pluviales rápidamente.

El contacto se debe posiblemente a la Falla Tectónica Sur, de las que dieron origen a la fosa Querétaro.

### **A.3).- SECTOR DEL VALLE O PENIPLANA**

La “Fosa Querétaro” se rellenó de manera indistinta con una gran cantidad de materiales granulares, tobas y lavas. De acuerdo a la ubicación, dentro del mismo, se pueden encontrar suelos transportados o promontorios de lavas producto de la acción de cuerpos de intrusión, tal y como sucede en los cerros de La Cruz, Cerro de las Campanas, Tepetate, San Gregorio, Gordo, etc.

Aprovechando la excavación (figura 3.20) realizada para la construcción de un centro comercial en la intersección de la autopista a Irapuato y la avenida 5 de Febrero, se estableció la estratigrafía que consta de 1.5 m de arcilla negra potencialmente expansiva, 0.5 metros de un suelo café oscuro y por último, un suelo café claro.

Los suelos finos son constitutivos de los tres estratos; los contenidos son del orden de: 95%, 91% y 80% para los estratos superiores, medio e inferior respectivamente.

En lo que respecta a su plasticidad se observa una disminución con la profundidad, sin embargo, los tres estratos se clasifican como arcillas de alta compresibilidad (CH), por lo tanto, el estrato superior presenta mayor contracción lineal que los dos inferiores.

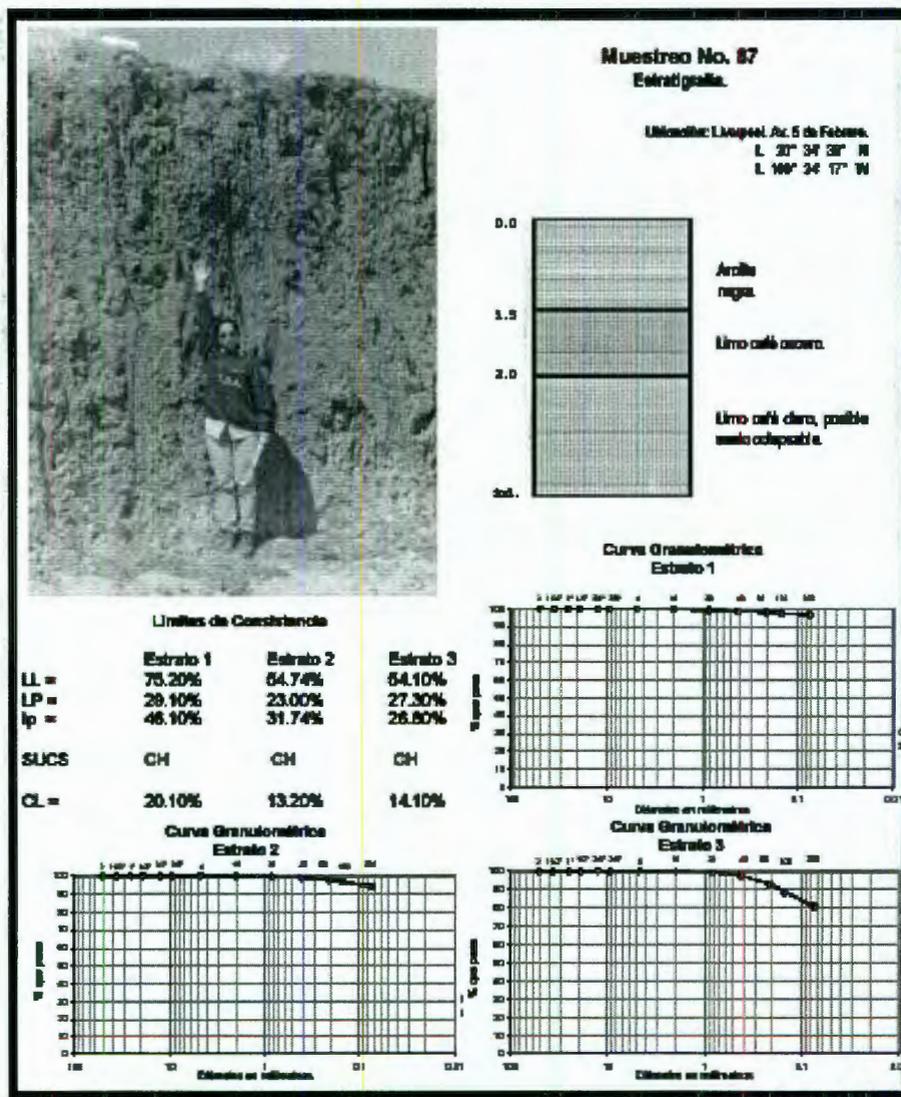


Fig. 3.20 Estratigrafía y curvas granulométricas para suelos del Valle de Querétaro

---

---

## **B).- ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA PROPUESTA DEL VALLE DE QUERÉTARO**

El acuífero alojado en los materiales granulares del Valle de Querétaro está extinto, las deformaciones continúan como fenómenos transitorios y en la superficie se presentan las tres fases de la deformación (45) [Hunt E R., 1975, Alvarez Manilla A. A., 1998]:

Fase 1, Hundimiento por abatimiento del nivel de agua; Fase 2, Generación de Grietas de Tensión y Fase 3, Crecimiento de Fallas, ambas por la sobreexplotación del acuífero.

Tomando en cuenta el relieve topográfico, las Unidades Geológicas definidas de manera informal por Salas C. J. L., y Alvarez Manilla A. A. en 1992, las condiciones geohidrológicas, la valoración de los diversos estudios de mecánica de suelos en la parte del valle y de mecánica de rocas en las elevaciones circundantes del valle, y las observaciones de este trabajo en cada una de estas zonas la región metropolitana y valle de Querétaro se dividió en cuatro zonas geotécnicas, ver la figura 3.36.

### **B.1).- ZONA GEOTÉCNICA DEL VALLE O EX LAGO, ZGVE.**

El Valle de Querétaro es una fosa tectónica cuyo basamento geológico esta compuesto por basalto y andesita de la Unidad San Pedrito [Tibsp], sobre ella se depositó una secuencia de tobas, derrames de lava y depósitos del tipo aluvial y lacustre.

La arcilla negra, rica en minerales, sirvió durante decenas de años como buena tierra de cultivo, en la actualidad ha también de desaparecido prácticamente debido al crecimiento de la mancha urbana.

Muchos problemas han enfrentado los constructores de fraccionamientos al comprobar que las arcillas son de alto potencial expansivo, teniendo que buscar una gama de técnicas para poderlas estabilizar.

Como es la zona donde se concentran los pozos que proveen de agua al sector público urbano e industrial, se ha formado un cono de abatimiento, figura 2a, en él se dan las tres fases de deformación por la sobreexplotación

del acuífero, siendo ellas:

.Fase 1. *Hundimiento* por abatimiento del Nivel Estático.

.Fase 2. *Generación de Grietas* por los que esfuerzos de tensión.

.Fase 3. *Crecimiento de Fallas*. .

## **B.2).- ZONA GEOTÉCNICA DE ACARREOS, ZGA**

Por el origen tectónico y la dirección de esfuerzos, se generaron una gran cantidad de "microfosas" denominadas según el lugar donde se encuentran.

En la parte central de las "microfosas" corren arroyos que han dejado de acuerdo a su velocidad, una gran cantidad de cantos redondeados de diferente tamaño empacados en una matriz areno arcillosa.

El peligro potencial en esta zona geotécnica consiste en posterior a una precipitación pluvial intensa, el agua puede arrasar las construcciones que allí se erijan esto queda resuelto cuando se hace un buen análisis hidrológico, o, cambiando la trayectoria del cause mejorando el drenado de la cuenca tributaria.

### **B.3).- ZONA GEOTÉCNICA ALTA O ROCOSA, ZGAR**

Pascuaré y otros, 1987; establecieron que en el sector central de la Provincia Fisiográfica de la Faja Volcánica Transmexicana, área de Querétaro, aparece bloques basculados, cizallados y fallados. La parte alta de estos bloques se encuentran en la cota promedio 1950 metros sobre el nivel del mar.

Sobre de ella descansa de manera discordante un cuerpo tabular de basalto de la Unidad Cimatarío [TQbc], su espesor promedio es de 10 metros.

En la base presenta textura almoadillonada [pillow lavas] indicativo de que se depositó en un ambiente de lago, por lo que el enfriamiento causó fracturas verticales, existen algunas cavidades como producto del escape gas atrapado.

Durante la excavación de algunas trincheras, la maquinaria se hundió debido al colapso del techo de estas cavernas, por ello, previo a la construcción en esta zona geotécnica, se realizan campañas geofísicas mediante la técnica de la resistividad

media cuadrática(46) [RMC]. Hernández M., G., 1986, arreglo de electrodos dipolo-dipolo, para poder detectar las zonas de riesgo.

#### **B.4).- ZONA GEOTÉCNICA DE LADERA O FALLA, ZGLF.**

Entre las Zonas Geotécnicas Alta y del Valle aparecen franjas donde la pendiente del terreno varía entre 10% y 40%, teniendo en algunas ocasiones un estrato de roca competente inclinado a favor del deslizamiento sobre el descansan suelos arcillosos y expanso colapsables;(47) [García B. J., 1999 y Rojas G. E., 2000].

A esta porción se le denominó Zona Geotécnica Ladera o Falla. No existen depósitos de talud, solamente. las tobas y basaltos de las Unidades Cuesta China [Tstch], Menchaca [Tmbm] y Mompaní [Titm]. Solamente hasta que se rompe el equilibrio de la ladera por algún corte, existe el riesgo potencial de una falla de talud.

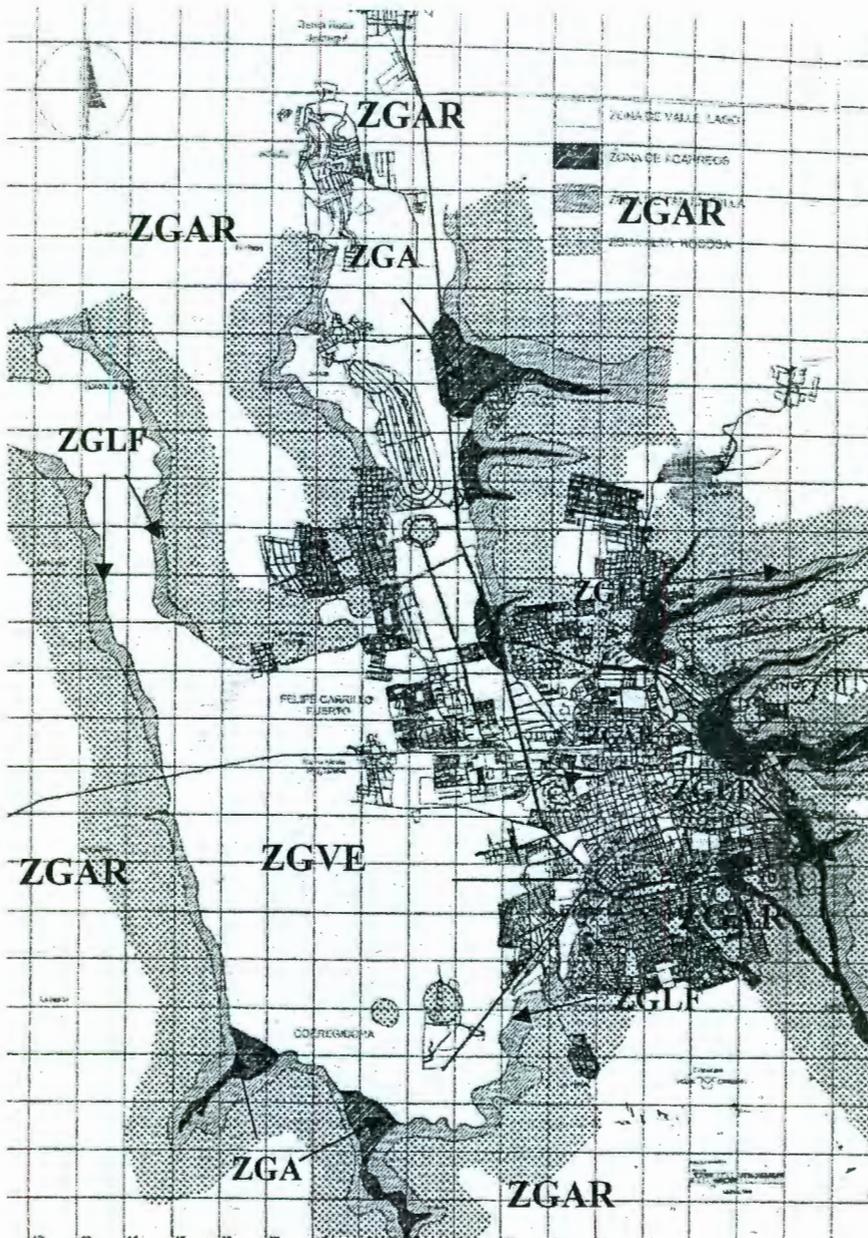


Figura 3.21. zonificación geotécnica del valle y Zona metropolitana de Querétaro. Alvarez Manilla Aceves A. Y Pérez Rea M. De la L. , 1995

## B.5).- FALLAS Y AGRIETAMIENTOS EN SANTIAGO DE QUERÉTARO

La ciudad de Stgo. de Querétaro, como varias ciudades importantes del centro del país, se ha visto afectada en los últimos años por agrietamientos y fallamientos del suelo que ocurren en áreas bien localizadas. Aunque la causa de estos agrietamientos y fallamientos se asocia a la sobreexplotación de los acuíferos cercanos a la ciudad, el relieve del basamento es determinante para que éstas se generen. La distribución superficial de las unidades geológicas en el Valle de Querétaro se muestra en la figura 57 , de acuerdo a la Comisión Estatal del Aguas [1991].

Las principales fallas reguladoras de los agrietamientos en el Valle de Querétaro, cuya orientación es aproximadamente N10W son las llamadas fallas Querétaro Este y Central, así como el Tlacote Figura 3.38. La primera se localiza al este de la ciudad y su traza se puede observar en algunos tramos del bulevar Bernardo Quintana. Hacia el sur, a lo largo de la prolongación Bernardo Quintana pasando por la Central Camionera se puede observar el escarpe de la misma que alcanza en algunos tramos un desnivel mayor a los 100 metros. Hacia el norte, a la altura de Peñuelas cambia su trayectoria a N-E aproximadamente cruzando la ranchería de La Sotana en donde se hace menos evidente.

La falla Querétaro Centro en su tramo norte es visible a lo largo de la carretera a San Luis Potosí hasta la altura de Santa Rosa Jáuregui. En la zona urbana su traza es evidente por los agrietamientos del suelo a lo largo de la avenida 5 de Febrero, así como por sus efectos de cuarteadura en pavimentos, asfaltos y construcciones, sin embargo, existen tramos en donde no es posible distinguir su presencia. Es posible que el tramo norte de la Falla Menchaca converja con la falla Central al norte del Cerro de las Campanas de acuerdo a la trayectoria que sigue la primera, lo cual explicaría al menos parcialmente, la formación de este domo basáltico. Los estudios geofísicos han

permitido determinar la posición de la falla Querétaro centro, entre la Av. Prolongación Zaragoza y la autopista a Celaya, ver Figura 3.39, además de que se identifica un desnivel adicional en el basamento a la altura del Rancho Vanegas, probablemente asociado a otro fallamiento paralelo a la dirección de las estructuras en cuestión. La falla Tlacote es visible por la alineación de los cerros al oeste del valle, atravesando el poblado de Tlacote el Bajo hacia el norte y al poblado de Balvanera, Mpo. Corregidora, hacia el sur.

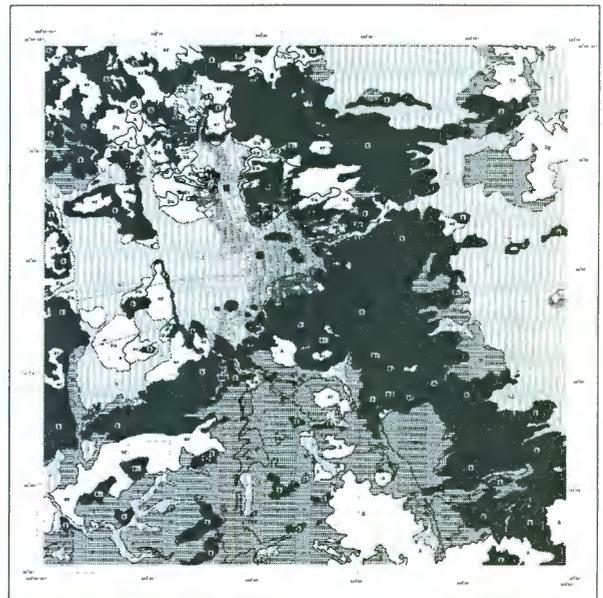
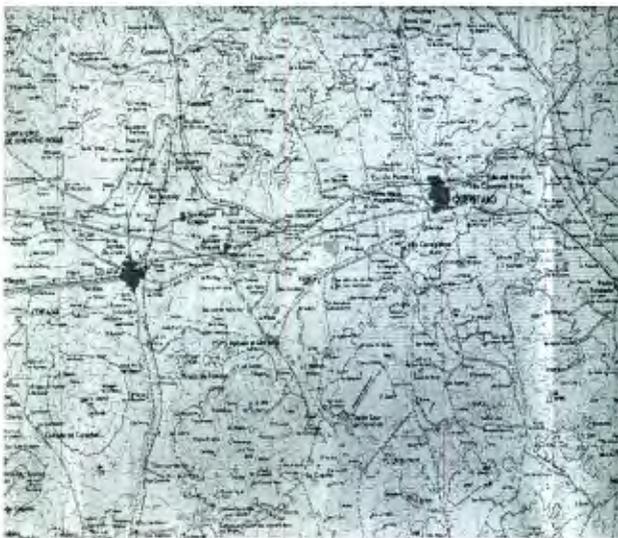


FIGURA 3.22. POBLACIONES DE LA REGIÓN

FIGURA 3.23. GEOLOGÍA SUPERFICIAL DEL VALLE DE QUERÉTARO.

La estructura regional del basamento, localizada en la zona comprendida entre las ciudades de Stgo. de Querétaro, Qro. y Celaya, Gto., se observa en la interpretación simplificada de la Figura 3.38. En esta figura, que sintetizan los resultados de un estudio gravimétrico y magnetotelúrico, se puede observar la

continuidad de una zona de alta conductividad que puede asociarse a una anomalía térmica. Esta afirmación podría parecer demasiado especulativa en este punto, sin embargo, la presencia de manifestaciones hidrotermales en varias localidades a lo largo de la falla de Obrajuelo así como la extensión sur del lineamiento SMA - Tarimoro, apoyan al menos en esta fase especulativa esta posibilidad. Es claro que se requieren campañas de verificación tanto hacia al oeste de la Cd. de Celaya como entre ésta y la población de Apaseo el Grande, así como en la periferia de la Cd. de Stgo. de Querétaro para eliminar el carácter especulativo de algunas de las afirmaciones realizadas aquí.

Tomando en cuenta el trabajo de Trejo A. (1989)(67) y considerando la información sobre la estratigrafía superficial, topográfica, geológica y geotécnica disponible, dentro del marco del presente trabajo, se elabora una carta donde se identifican las zonas de suelos expansivos y zonas donde pueden ocurrir deslizamientos de talud en diferentes puntos del Valle de Querétaro figura 3.11. La mayor parte de los taludes están compuestos por rocas volcánicas que varían en composición de basaltos, andesitas, tobas y tezontle. Su clasificación es con base a la susceptibilidad al deslizamiento, siendo esta: muy alta, alta, moderada, baja y muy baja. Las rocas volcánicas que componen a los taludes presentan diferentes estructuras, variando entre masivas y pseudoestratificadas (que se encuentran compuestas por lo menos de dos rocas volcánicas de diferente composición y propiedades mecánicas). Esta carta es complementada con información deducida de datos de instrumentación sísmica y de geofísica, para poder clasificar mejor los diferentes tipos de terreno y taludes.

El agrietamiento producido por abatimiento del nivel freático se presenta al conjugar los tres elementos siguientes: a) un relieve del basamento rocoso o de suelo no compresible con irregularidades importantes figura 3.24, b) un material de tipo

arcilloso o limoso de compresibilidad media a alta, y c) un abatimiento importante del nivel freático dentro del material compresible. En México este problema se ha venido presentando desde hace una veintena de años o más en diversas poblaciones de la República, generalmente en zonas de fuerte extracción de agua. En el caso de algunas poblaciones del Bajío como son Querétaro, Celaya, Apaseo el Alto e Irapuato este fenómeno generalmente va ligado con la existencia de fallas geológicas preexistentes que se encuentran bajo sedimentos altamente compresibles de tal forma que las trayectorias de las grietas y fallamientos del suelo se alinean con dichas fallas.

Por ello, predecir las zonas potenciales de agrietamiento en un lugar, es necesario contar con la topografía o relieve preciso del basamento rocoso del sitio, así como de las curvas de abatimiento del nivel freático. Además es necesario conocer las características mecánicas de los estratos compresibles. La información del basamento rocoso puede obtenerse de diversas fuentes, generalmente métodos geofísicos indirectos. Sin embargo, estos métodos requieren de información directa que solamente el perfil litológico de los pozos puede proporcionar. Por lo tanto es necesario contar con el perfil del mayor número de pozos posible y a partir de allí complementar la información con los métodos geofísicos. Entre más información pueda recabarse en este aspecto más precisas pueden ser las predicciones de zonas potenciales de agrietamiento y cualquier esfuerzo en este sentido es importante.

La topografía o relieve del basamento rocoso obtenida para el valle de Querétaro, a partir de la información de los pozos y de los afloramientos de material rocoso, se muestra en la figura 3.38, donde la litología del valle es bastante uniforme. En general se presentan una serie de estratos limosos compresible (llamados tobas) alternados con estratos de arena y grava empacada con arcilla bajo los cuales subyace un estrato de basalto fracturado. Bajo los sedimentos de un espesor de hasta 250 m se encuentra la falla geológica central con orientación norte – sur, la cual desaparece a lo

largo del trazo de la carretera Querétaro - San Luis Potosí que atraviesa la parte central de la ciudad.

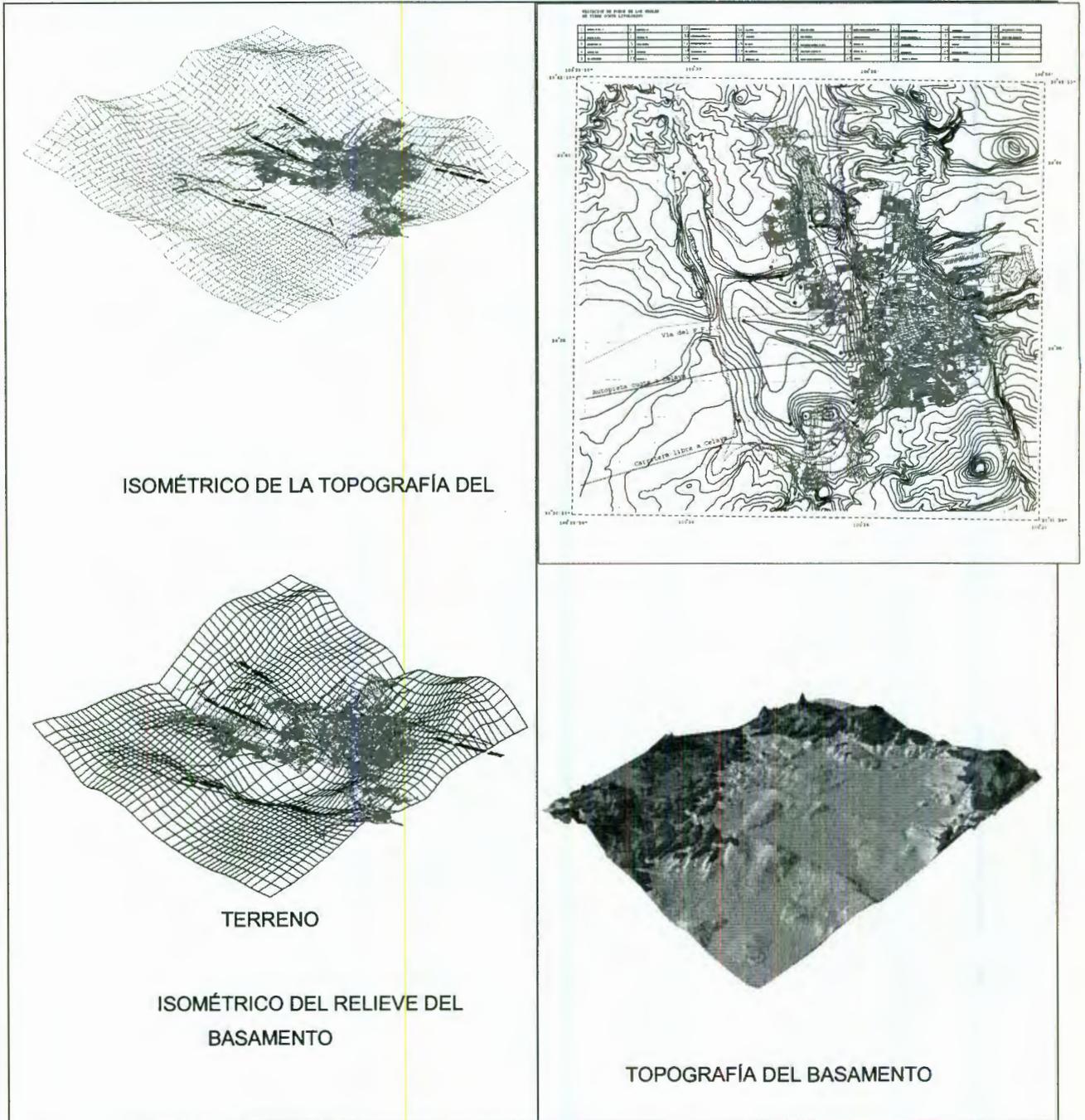


Figura 3.24. Fallas Geológicas , Fallamientos del suelo y Perfil del Basamento

De acuerdo con la posición de las curvas de nivel del basamento se pueden establecer las siguientes conclusiones:

Tanto la grieta central como su ramal San Diego, se ubican justo por encima de la falla geológica Querétaro centro que atraviesa esa zona del valle. Aunque falta definir con mayor claridad la posición de las curvas de nivel del basamento rocoso en la zona ubicada entre la falla centro y la falla Tlacote, todo parece indicar que existe un graben de hasta 250m de profundidad el cual se generó por la presencia de las fallas que lo flanquean,

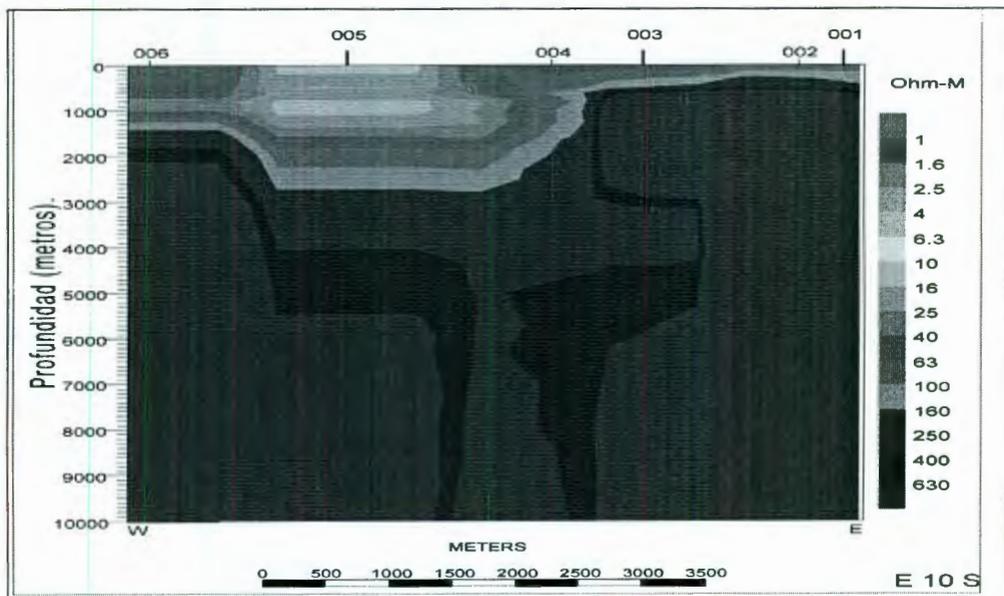


Figura 3.25. Falla de Querétaro.

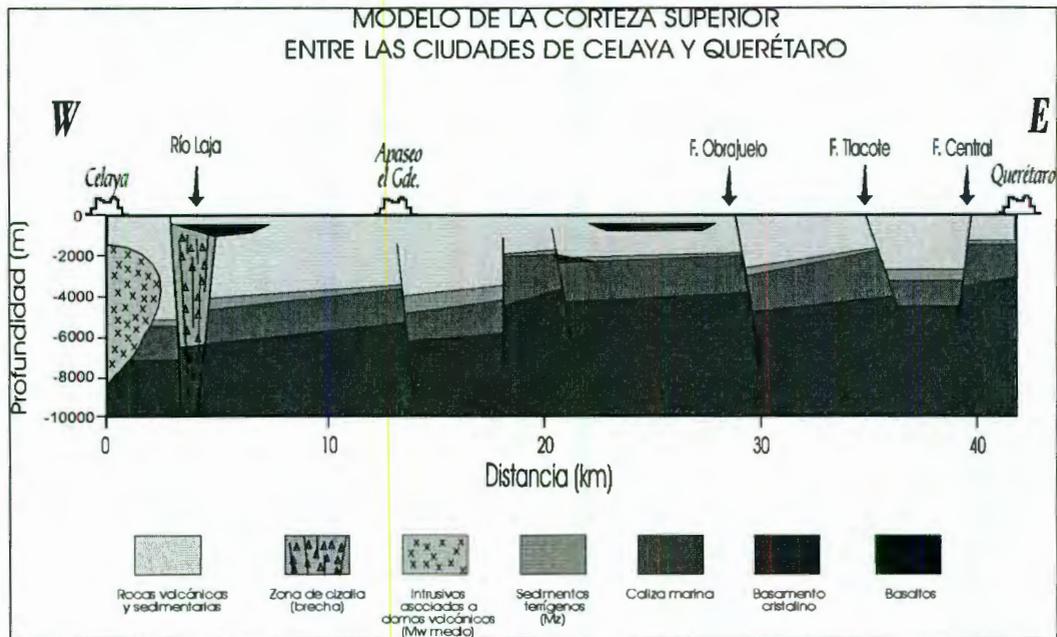


Figura 3.26. Estructura Geológica Celaya - Querétaro.

El agrietamiento más evidente hasta ahora, es el que pasa sobre la falla Querétaro centro. Sin embargo comienzan a observarse indicios de agrietamientos en otras zonas de la ciudad como la zona sudoeste. De acuerdo con la información con la que se cuenta hasta ahora existe una gran zona potencial de agrietamientos alrededor del valle . Al centro del valle existe una zona de peligro, sin embargo se ha preferido no marcarla porque si se toma en cuenta la forma general del graben, todo parece indicar que el basamento al centro es mas o menos plano y las pendientes fuertes se encuentran adyacentes a las fallas que delimitan el valle. Para poder delimitar con mayor precisión estas zonas, es necesario obtener más información de los perfiles litológicos de los pozos perforados en el valle o bien de sondeos geofísicos en esa zona,

La mayor parte de las zonas de agrietamiento potencial están asociadas con las fallas geológicas superficiales que rodean al valle [fallas Querétaro Centro, Este y Tlacote], por lo cual el movimiento de la masa de suelo por consolidación pueden confundirse con el fenómeno de deslizamiento de talud.

El agrietamiento en estas zonas se puede producir si los niveles de abatimiento freático superan los 50 m. Por lo tanto para definir el potencial de riesgo de agrietamiento se requiere conocer la evolución de las curvas de abatimiento en toda la zona, así como su proyección a futuro. Todo esto permite delimitar con mayor seguridad las zonas en donde no es conveniente proyectar el crecimiento urbano debido al alto riesgo de aparición de fallamientos y agrietamientos del suelo.



3.27.- Relieve topográfico del edo. de Querétaro

#### 4.2.1.4.- SISMICIDAD Y RIESGO SÍSMICO PARA EL VALLE Y ZONA METROPOLITANA DE QUERÉTARO ( MICROZONIFICACIÓN )

La actividad sísmica en el Estado de Querétaro se ha considerado nula, ya que solamente los sismos de gran magnitud e intensidad han sido apenas percibidos localmente. Tal es el caso de los sismos que ocurren en la costa del Pacífico Michoacán, Jalisco, Colima o Guerrero [el caso de . ocurrencias en Oaxaca y Chiapas no compete ya que la principalmente en los estados de distancia a Querétaro excede la potencialidad de daño de Tabla 3.1]

Tabla 3.1 Relación del rango de isoperíodos con la Potencialidad del daño

RANGO DE PERÍODO (SEG)	POSIBLES ESTRUCTURAS DAÑADAS
$0.05 < T < 0.10$	Maquinaria, casa de adobe de un piso
$0.10 < T < 0.50$	Casas de uno a dos niveles, Joyas arquitectónicas, Iglesias, construcciones antiguas
$0.50 < T < 1.50$	Edificios de más de cuatro niveles

La Zona Metropolitana y Valle de Querétaro [ZMVQ] están inmersas en la Faja Volcánica Transmexicana [FVT], en donde existen aparatos volcánicos activos como los son el Popocatepetl y el Volcán de Fuego de Colima.

La ZMVQ está limitada por fallas tectónicas inactivas, orientadas NNW-SSE asociadas al Fracturamiento Taxco-San Miguel de Allende, Ramal Querétaro. Las

fallas van unos cuantos kilómetros hasta centenas de ellos, a profundidad, es común que dichas fallas alcancen de 3 a 15 kilómetros. No todas las fallas son susceptibles de romper la corteza hasta la superficie, siendo no poco común la ocurrencia de fallas que no afloran en gran parte de los continentes.

Los materiales geológicos existentes en la ZMVQ se consideran del tipo "firme", además el Volcán del Cimatarío se considera extinto hace diez millones de años.

Por otro lado, el Estado de Querétaro se localiza en la - porción norte de la FVT, en donde la actividad volcánica cesó hace varios millones de años, sin embargo, aun es una zona con alto flujo de calor a escala regional cuyas manifestaciones termales. son bien conocidas La Norita, Laguna El Salitre; Tequisquiapan, Pathé, San Bartolomé Tlacote, Microfosa Pathé, etc. Esto resalta un grado fracturamiento y fallamiento evidentemente grande.

Otros lineamientos estructurales importantes son los orientados sensiblemente W-E; asociado al sistema de fosas [grabens] y fallas Chapala-Cuitzeo-Acambay, pudiendo llegar hasta Tula, Hidalgo. A este sistema pertenecen todas las "Microfosas" definidas por Salas C., J. L. y Alvarez Manilla A. A., en 1992, entre las que se encuentran: Cuesta China, La Cañada, Pathé, Bolaños, Menchaca, El Salitre, etc.; Pascuare O., Ferrari L., , Perazzoli V ., Tiberi M. y Turchetti F ., 1987 describieron a las estructuras como bloques fallados, cizallados y basculados en arreglo ortogonal. Las fallas tectónicas inactivas Oriente, Centro y Poniente aparentemente tienen un control pasivo sobre el agrietamiento y fallamiento existentes por la sobreexplotación del acuífero.

Las zonas más afectadas pueden ser previstas según los Mapas de Isoperíodos definen la Zonificación Sísmica presentados en las figuras 3.27 y 3.28.

### **A).- ANTECEDENTES SÍSMICOS**

En general, el Estado de Querétaro, según Esteva M. L.(68), se ubica dentro de la zona de Riesgo Sísmico Intermedio. No existe una vasta historia de sismos, no porque no se hayan reportado, sino que son realmente muy pocos los que se han presentado y sentido, en la tabla 1 aparecen los más, sobresalientes y de los que se ha descrito algo, De la Revista Ingeniería civil , [Órgano oficial del colegio de Ingenieros Civiles de México] sobre el proyecto hidroeléctrico Zimapán, Hgo. Se encontró el siguiente comentario "La región de estudio se encuentra ubicada en la frontera de las provincias penesísmica y asísmica. La primera se caracteriza por sismos ocasionales , no mayores de 6 grados de la escala de Richter , en donde los epicentros más cercanos se localizan a 200km., al oeste, en el océano pacífico.

Para adoptar el coeficiente sísmico se realizó un estudio de riesgo, para ello se localizaron los epicentros en un área de 100Km. De radio a partir de la cortina, correspondientes a los eventos ocurridos en el período 1920-1984, de donde se concluyó que la actividad es escasa y no hay evidencias históricas de eventos mayores a 5.5 grados (Richter). La aceleración máxima fue de 0.019 seg en el sitio de la boquilla." Este estudio se estudió en este trabajo datos con los cuales además de los archivos históricos en la región en estudio se realizó un trabajo aún mas escrupuloso sobre la ocurrencia de los eventos.

:

Tabla 3.2. Breve historia de sismos en el Estado ( las ondas sísmicas). de Querétaro y lugares vecinos

FECHA	LUGAR	DAÑOS/ESCALA	ACELEROGRAMA
08 / 05 / 1887	Japan, Landa, Pinal de Amoles	Cúpula de templo rota / ?	No existente
26 / 11 / 1887	Oeste del estado de Querétaro	No registrados / ?	No existente
19 / 11 / 1912	Acambay	Derrumbe de varias casas / 7o	No existente
22 / 02 / 1979	Acambay y Venta de Bravo	Ligeros daños a Muros / 5.3°	No registrado
10 / 09 / 1989	Landa de Matamoros	No hubo daños / 4.6°	No registrado
18 / 01 / 1998	Sanfandila	No hubo daños / 3.0°	Cercanías de la Venta

El primero de ellos corresponde a un sismo que tuvo lugar el 8 de mayo de 1887 muy posiblemente localizado en las cercanías de Landa y Jálpan, en la región de la Sierra Gorda “Dicha actividad ocasionó que los vecinos de la zona huyeran al campo aterrorizados” [El Monitor Republicano, 26 de mayo de 1887]. Los reportes indican, además, que se cuarteó la cúpula de un templo y se desplomaron tanto una casa cural como algunas otras casas [García-Acosta y Suárez, 1996](75). Es de notarse la correspondencia en tiempo con el macrosismo de Bavispe, Sonora, con una

magnitud aproximada mínima de  $M_w = 7.4$ , ocurrido sólo 5 días antes, el 3 de mayo [posiblemente en la misma provincia tectónica de Cuencas y Sierras].

Posteriormente, otro sismo tuvo lugar el 26 de noviembre del mismo año [1887] en la misma zona, pero aparentemente cercano a Pinal de Amoles, siendo sentido hasta Guanajuato al oeste. Este sismo fue bien documentado por Orozco y Berra [1887] y se le ha estimado una magnitud de  $m_b = 5.3$  por Suter(74) y otros [1996], con base en las intensidades reportadas para las localidades de la zona. No se tiene certeza de cuál de los dos eventos es el que ocasionó los mayores daños, sobre todo a la iglesia de la Misión de Jalpan [los sismos destruyeron parte de la fachada, ocasionando que se sustituyera el relieve que mostraba a Santiago Apóstol por un reloj que todavía se aprecia hoy. La fecha de dicha destrucción, sin embargo, es contradictoria ya que algunas fuentes indican al sismo como ocurrido durante 1892].

Por último, mencionaremos al sismo ocurrido el 10 de septiembre de 1989, en los alrededores de Landa de Matamoros, al cual se le estimó una magnitud de 4.6 por el Servicio Sismológico Nacional. Con base en los reportes de daños se ha determinado [Suter y otros, 1996](74) que algunas zonas cercanas a la Cd. de Querétaro alcanzaron una intensidad de VIII en la escala de Mercalli-Modificada.

En fechas más recientes, un episodio de sismicidad tuvo lugar en las cercanías de la comunidad de Sanfandila durante los primeros meses de 1998. Los eventos de mayor magnitud se registraron el día 18 de enero a las 13:37, 13:47, 16:18 y 19:47 hrs. hora local. El evento del 18 de enero a las 19:47 tuvo una magnitud de más de 3.0 grados siendo sentido hasta la población de Guadalupe Septién ubicada aproximadamente a 10 km de Sanfandila. Desafortunadamente, los datos de los eventos registrados en los primeros días del monitoreo no fueron suficientes para una localización precisa como la que fue posible efectuar en aquellos que ocurrieron

posteriormente. En total, se localizaron y se determinó la magnitud a 179 eventos subsecuentes con magnitudes entre 1.0 y 2.5.

Todos los epicentros se agruparon siguiendo una configuración típica de falla lo cual sienta las bases para considerar a los sismos como originados por fallamiento tectónico. La longitud del segmento sismogénico de la falla (la sección de la falla que presentó desplazamientos súbitos) es de menos de 4 km. Todos los eventos se ubicaron entre 4 y 6 km de profundidad, lo cual indica la extensión a profundidad del mencionado segmento. La falla tiene un rumbo promedio de N25°W lo cual concuerda con otras fallas de la región y en general con la tendencia del sistema TSMASF. Los mecanismos de falla determinados con base en el modelado de ondas de cuerpo, son también concordantes con dicha tendencia ya que indican fallas normales con rumbo promedio de N26°W y vector de desplazamiento semi-vertical. Estos sismos presentaron una situación de riesgo importante para la comunidad del poblado de Sanfandila, no así para otras comunidades cercanas.

Los epicentros se alienan de acuerdo al Fracturamiento San Miguel de Allende Taxco, configuración típica de una falla, situándose a un promedio de 40 kilómetros de la ZMVQ

Los episodios de sismicidad arriba mencionados, ocurridos en Jalpan, Acambay, Landa de Matamoros y Sanfandila, son producto .de la actividad a lo largo y ancho, de las fallas del tipo cortical someras (fallas en la corteza, de no relacionadas directamente a los límites de contacto entre placas tectónicas).

*Asumiendo en el peor de los casos un período de retorno de 1000 años que en alguna de las fallas con longitudes entre 10 y 20 kilómetros, una profundidad somera [3 a 5 kilómetros, lo cual es poco probable] se generara un sismo cercano a los 5.0*

grados de magnitud y cuya intensidad fuera al menos VI a VII grados con un radio de acción de 25 kilómetros; su efecto sería tal que ocasionaría daños: industrial, joyas arquitectónicas, viviendas de uno a dos niveles, edificios de seis o más pisos, chimeneas, etc.

### **B).- MAPAS DE ISOPERÍODOS Y LAS ZONAS DE RIESGO SÍSMICO.**

Se elaboraron dos mapas de isoperíodos con la técnica de modos atrapados "leaking modes", la diferencia entre ellos radica en que para uno, figura 9, se toman en cuenta los estratos hasta la primera capa de basalto y andesita de la Unidad Menchaca [Tmbm] cuyo espesor promedio es. de ochenta metros. Las Unidades geológicas consideradas son: depósitos del tipo lacustre y aluviones [Qal] con espesor variable entre uno y sesenta metros que yacen sobre tobas areno limosas de la Unidad Cuesta China. [Tstch] de más de cien metros de espesor.

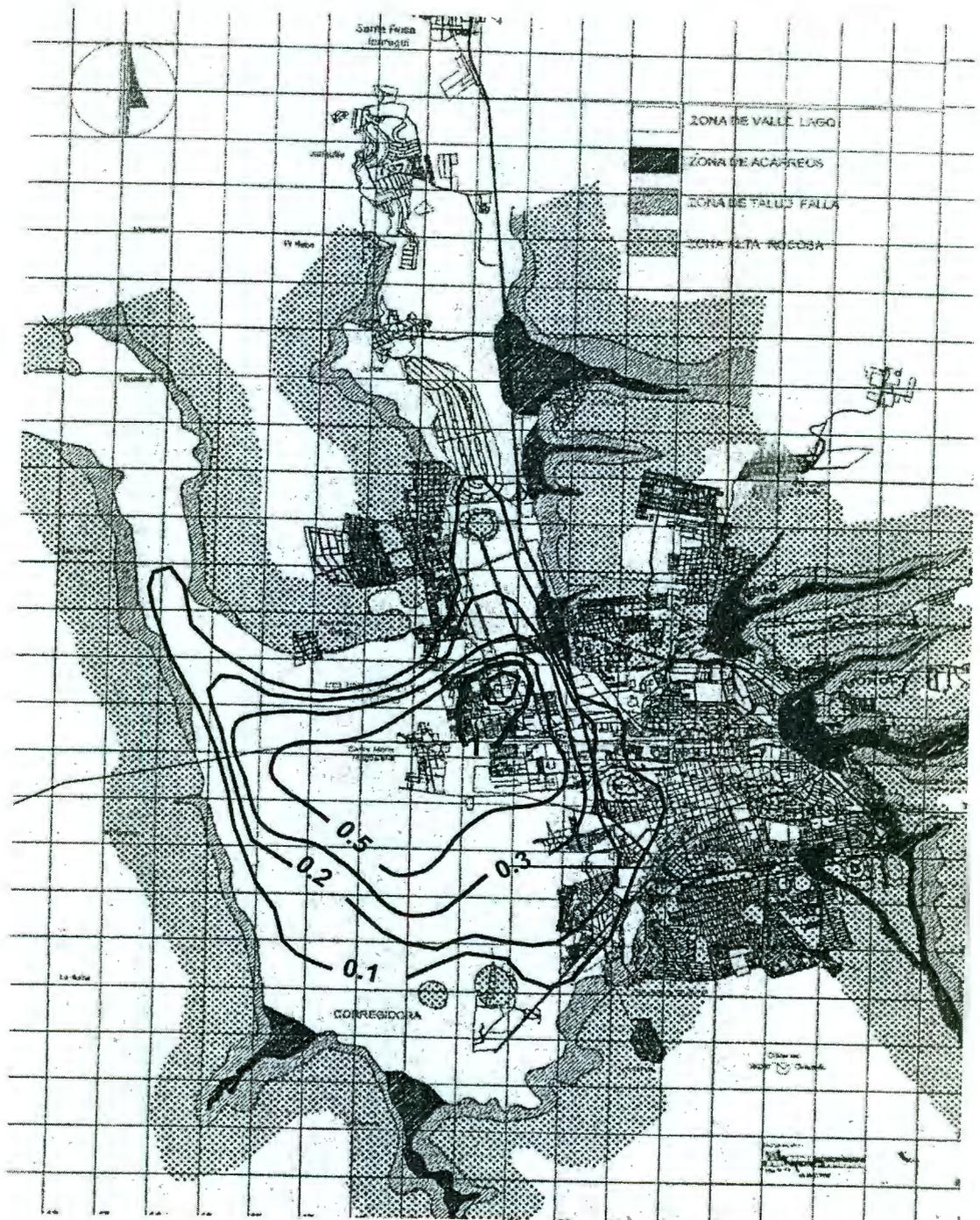


Figura 3.28 Mapa de isoperíodos considerando que los estratos que vibran están por arriba de la primera capa de basalto y andesita de la unidad Menchaca (Tmbm)



Figura 3.29 . Configuración de los isoperíodos asumiendo, como sucede de manera natural, que todos los estratos vibran hasta el basamento geológico, formado por el basalto de la unidad san Pedrito, (Tibsp)

En el segundo mapa de isoperíodos, figura 63, se considera que todas las Unidades Geológicas hasta el techo del basamento geológico, vibran. corresponde al metabasalto de la Unidad San Pedrito [Tibsp]. Bajo la Unidad Menchaca [Tmbm] se encuentra una toba con tres miembros; arcilloso, arenoso y lítico, denomina Unidad Mompaní [Titm] y tiene un espesor promedio de cien metros.

El control de los espesores se obtuvo con el catálogo de. - los cortes litológicos de los pozos formado por Alvarez R.J. 1996-1998 de Aguas Subterráneas de la CNA.

Algo importante de resaltar es la relación existente entre las configuraciones de los conos de abatimiento que aparecen en la Evolución del Nivel Estático y las de los Isoperíodos. El cono de abatimiento usualmente queda definido por una línea de isoperíodo de 0.2 segundos o 0.5 segundos. La descripción que se hará a continuación es considerando que de manera natural todos los estratos, hasta el basamento geológico, vibran.

A pesar de que en el año de 1998 sucedieron sismos en el poblado de Sanfandila de intensidad 4° en la escala de Richter, estos pasaron desapercibidos en el VZMQ . gracias a que los geomateriales que conforman el subsuelo se consideran del tipo " Firme" y mitigan las ondas que produce el sismo.

Otros lineamientos estructurales y tectónicos interesantes aparecen en la zona de Acambay, Valle de los Espejos, donde se han presentado sismos durante la época de la colonia. **Para poder construir el mapa de isoperíodos se utilizó la técnica de "modos atrapados" de Jardetzky**, con la técnica de la sismología de refracción. Se evalúa la onda de corte [ $\beta$ , m/seg] para cada punto de una malla y se configuran los mapas de isoperíodos, para este caso se asumieron dos condiciones: la

primera es considerando que el primer estrato de basalto [Unidad Menchaca, Tmbm] es el basamento, y la otra situación, como debe de ser, que todas las capas de espesor  $h$ ; existentes y que descansan sobre el basamento geológico y geohidrológico (basalto San Pedrito, Tibsp ), "vibran". La ecuación que sirvió para determinar el

período fundamental de vibración (T) es  $T_{(seg)} = \sum_{i=1}^n \frac{4h_i}{\beta_i}$  .....

(Ec. 3.1)

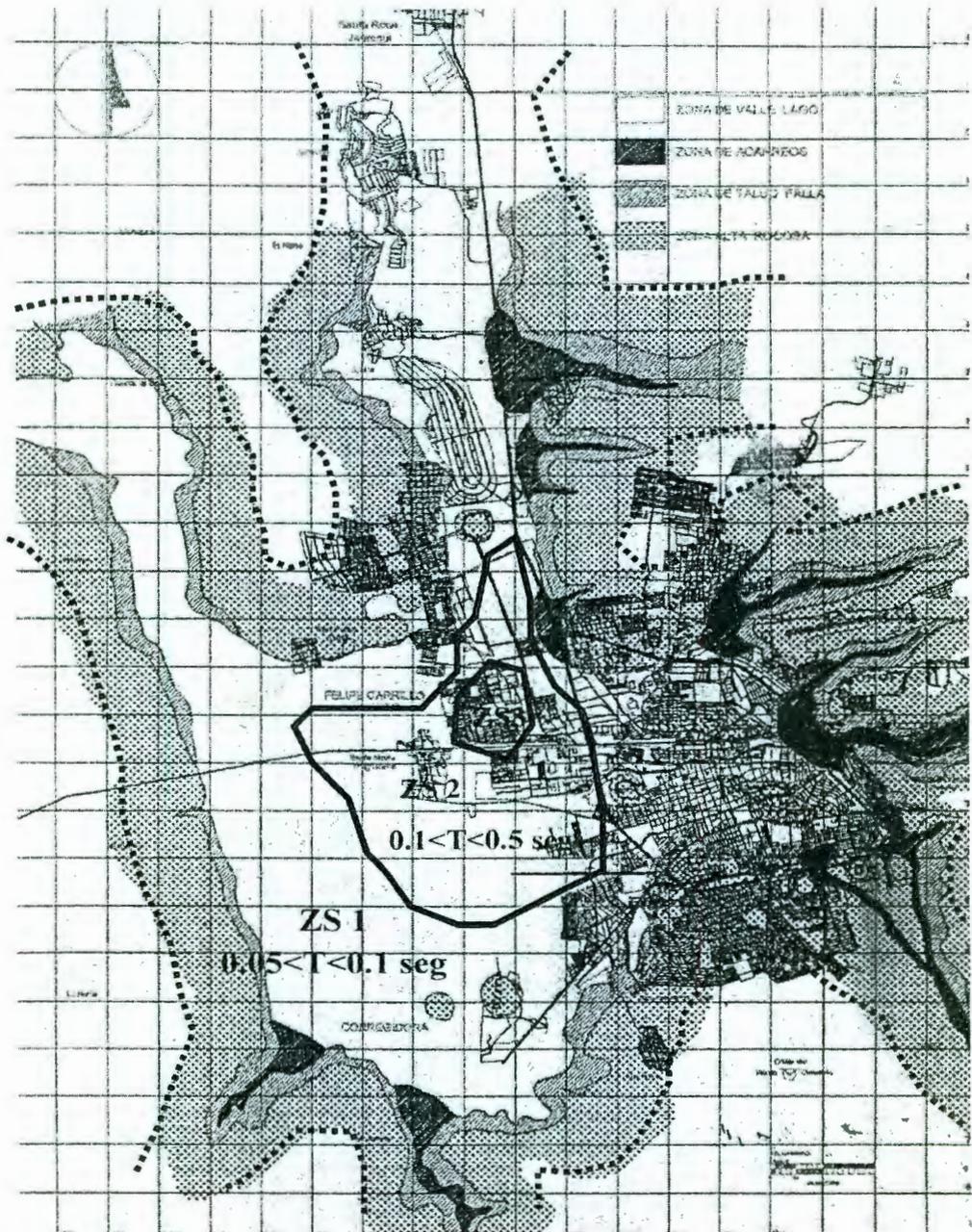


Fig. 3.30 Zonificación sísmica del Valle y zona metropolitana de Querétaro (Otoño, 1998) Geo ingeniería Alfven , S.A. de C.V. para la secretaría de desarrollo urbano, Obras Públicas y Ecología del municipio de Querétaro.

De la comparación de las configuraciones de evolución del nivel estático, distribución de las Unidades y Formaciones Geológicas, resultado de la interpretación de datos gravimétricos y propiedades mecánicas de las rocas y suelos, se formó la zonificación geotécnica que aparece en la figura 3.43, ellas son:

### **B.1).- ZONA SÍSMICA 1**

Comprende el rango  $0.05 < T_1 < 0.10$  segundos, las Zonas Geotécnicas Alta, Ladera, así como la periferia del valle son constitutivas de aquí.

Las rocas presentes son basaltos, tobas, depósitos del tipo lacustre y aluviales compactos.

Se considera una zona con materiales geológicos del tipo firme.

Las construcciones que pueden resultar dañadas durante un evento sísmico de magnitud considerable son las de un nivel.

### **B.2).- ZONA SÍSMICA 2.**

Comprende los períodos  $0.1 < T_1 < 0.5$  segundos, en su mayoría es la Zona Geotécnica del Valle. Los materiales geológicos predominantes son: aluviones y del tipo lacustre que descansan de manera discordante sobre tobas o rocas. Las construcciones posiblemente afectadas van de uno a dos niveles.

El depósito lacustre y tobas no están saturados, y por su trabazón en los granos, se consideran del tipo firme.

### **B.3).- ZONA SÍSMICA 3.**

Comprende los períodos  $0.5 < T_1 < 1.0$  segundos, se localiza en la parte centro norte de la Zona Industrial Benito Juárez ubicada en la Zona Geotécnica del Valle.

Coincide justamente sobre el cono de abatimiento Dado que el incremento del esfuerzo efectivo en la zona del cono de abatimiento conduce a los materiales geológicos a un estado más denso, el cuerpo geométrico que forma hará que las ondas sísmicas sufran cambios de dirección cuando se refracten o reflejen.

Las construcciones que pueden resultar dañadas son los edificios altos o aquellas industrias que presentan altas chimeneas como la industria de vidrio ubicada en la parte norte y joyas arquitectónicas

Los períodos fundamentales de vibración para las rocas y materiales geológicos que componen las Zonas. Geotécnicas Rocosa, de Ladera, Acarreos y la periferia de la del Valle varían entre:  $0.05 \text{ seg} < T < 0.10 \text{ seg}$ , delimitando zonas de rocas o materiales geológicos compactos.

En la parte central del cono de abatimiento, los cierres de líneas de isoperíodos son:  $0.5 \text{ seg} < T < 1.50 \text{ seg}$ , demarcan una área cuyos materiales geológicos han sido drenados, el esfuerzo efectivo se ha incrementado llevando a los materiales geológicos a un estado más denso.

Esta zona tiene sus implicaciones físicas, ya que se convierte en una estructura geológica artificial capaz de modificar la trayectoria de las ondas elásticas,

hasta ahora no se ha hecho una investigación al respecto, y no se conoce si las ondas reflejadas van con mayor o menor energía.

### **C).- DAÑOS POR UN EVENTO SÍSMICO.**

Las estructuras que sufren daños según su modo de vibrar en caso de un evento sísmico son:

El Valle y Zona Metropolitana de Querétaro antigua El basamento queda dentro del rango de  $0.05 \text{ seg} < T < 0.10 \text{ seg}$ , mientras que la moderna se erigió entre las líneas de isoperíodos:  $0.10 \text{ seg} < T < 0.50 \text{ seg}$ .

## **4.- ANÁLISIS SÍSMICO**

### **4.1.- REGLAMENTACIÓN Y CRITERIOS PARA EL DISEÑO**

Comúnmente los edificios y las estructuras civiles se ven sometidos a fuerzas laterales provocadas por acciones de viento y/o fenómenos sísmicos, aunque estos últimos de manera más eventual. Por su parte la acción sísmica ha sido un factor hasta cierto punto impredecible dentro de la proyección estructural. Mucho se ha trabajado en materia de prevención sísmica de tal manera que el conocimiento de la actividad de una región específica, desde el punto de vista geológico, es actualmente una herramienta valiosa en la evaluación del riesgo sísmico. Tal conocimiento es útil al estimar magnitudes, localización y frecuencia de posibles eventos. De la misma forma, conocer los movimientos característicos de una falla tectónica puede contribuir a anticipar las características de respuesta del suelo en las cercanías de la falla. Sin embargo, no logra eliminarse la incertidumbre de la ocurrencia sísmica para fines de diseño, bajo esta situación los esfuerzos de los investigadores en los últimos años se han encaminado al desarrollo de modelos lo suficientemente reales para la predicción de la respuesta de las estructuras bajo excitación dinámica.

Es conocido que la energía de un sismo es disipada por medio de diferentes mecanismos dentro de las estructuras, de esta manera los efectos de las cargas laterales son distribuidos a los diferentes componentes estructurales. Uno de los factores más importantes que afecta la respuesta de las estructuras en condiciones sísmicas de carga es la ductilidad de sus miembros componentes. Ciertamente las estructuras sometidas a fenómenos sísmicos difícilmente conservan su comportamiento en el rango elástico, por lo que es importante contabilizar la capacidad que puedan desarrollar para disipar energía con niveles altos de deformación. Si se

define la ductilidad como la relación entre la respuesta elástica máxima y la inelástica máxima independientemente de la intensidad de la carga entonces las estructuras que tienen valores altos de ductilidad pueden sostener grandes deformaciones plásticas y por lo tanto ofrecen mayor resistencia sísmica. En estas condiciones las componentes estructurales se pueden diseñar con niveles más bajos de capacidad resistente a las fuerzas laterales.

#### **4.1.1.- REGLAMENTACIÓN EN EL MUNICIPIO DE QUERÉTARO**

La ciudad de Santiago de Querétaro, ha mantenido un crecimiento de población importante a partir de que inicia su proceso de industrialización en la década de los 60's. La ciudad sigue acelerando su crecimiento en los últimos años debido a la importancia que a nivel nacional ha adquirido como un centro industrial, así como a las expectativas de vida que representa para los habitantes de poblados y ciudades cercanas. En este proceso, las construcciones se han regido por normas que se derivan de reglamentos de otras entidades, concretamente del reglamento de construcciones para el Distrito Federal. Lo anterior no es del todo malo ya que es preferible adoptar un reglamento externo a no contar con ninguno, sin embargo es indispensable realizar las adaptaciones necesarias que tomen en cuenta las condiciones regionales y locales de la zona de interés. Esta situación, provoca incertidumbre entre los calculistas que deben regirse por un reglamento que les norme sus diseños, por otro lo que su experiencia y criterio les señalan.

Para fines de diseño sísmico se utiliza también en el estado de Querétaro el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 1993), en su fascículo de Diseño por Sismo. Como se aprecia en la figura 12, el estado de Querétaro está comprendido dentro de la zona "B" clasificada como de mediana sismicidad (al igual que la ciudad de México). Esta clasificación general hace que sea poca su precisión y de difícil aplicación. Por tanto, para estimar adecuadamente los efectos de sismo es necesario tomar en cuenta las condiciones locales geotécnicas del subsuelo, su topografía y la sismogénesis, así como la direccionalidad de los posibles sismos.

A iniciativa de la Secretaría de Obras Públicas del Municipio de Querétaro, está en proceso de revisión el Reglamento de Construcción de Servicios Urbanos de este Municipio. Respecto al diseño por sismo, los coeficientes sísmicos se mantienen los propuestos en el Reglamento vigente de 1992, a falta de elementos y estudios que permitan establecer mejor los criterios para este diseño. La única modificación que se propone es considerar sólo dos tipos de terreno, el firme o duro (zona I, lomas o periferia del valle de Querétaro) y el de transición con estratos superficiales arcillosos (zona II, ver carta 13). En la tabla 1 se muestran los valores de los coeficientes utilizados para el Mpo. de Querétaro, en comparación con los propuestos por la CFE y el Reglamento de Construcción para el D.F.

ZONA B. CONSTRUCCIONES GRUPO B			
ZONA	RC – QUERETARO 1991	CFE – 1993 ZONA B	RC – DF 1987
I	0.1	0.14	0.16
II	0.2	0.3	0.32
III	0.25	0.36	0.4

TABLA 1. Coeficientes Sísmicos para el Municipio de Querétaro

Lo anterior ha motivado a que en la ciudad de Santiago de Querétaro y específicamente en la Universidad Autónoma de Querétaro, se venga trabajando en la realización de estudios encaminados a obtener mayor conocimiento respecto a las condiciones y comportamiento locales de sitio, pues si bien no se tienen reportes históricos de daños importantes por eventos ocurridos, tampoco se tiene la certeza de que estos no pudieran ocurrir periódicamente, como el sismo de 1998 de Pedro Escobedo. No hay que perder de vista que existen zonas sismogénicas cercanas a la ciudad, como es el Graben de Acambay (por citar una), y que las condiciones físicas del subsuelo están sujetas a cambios con el paso del tiempo, cambios provocados en ocasiones por el mismo hombre en su afán de satisfacer sus necesidades de bienestar, tal es el caso de la continua sobreexplotación de los mantos acuíferos. Se pretende, con base en los resultados obtenidos, tomar las medidas necesarias y sugerir las adecuaciones pertinentes al reglamento, a la vez de ir aportando los elementos necesarios para la elaboración de las normas técnicas de diseño que carece el actual reglamento de construcciones del Municipio de Querétaro.

La normativa que trata sobre es problema de diseño estructural y sísmico está expresada en los artículos :

APARTADO SEGUNDO.  
SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS CONSTRUCCIONES.  
CAPITULO I  
DISPOSICIONES GENERALES.

**Artículo 119.** La Dirección expedirá Normas Técnicas Complementarias para definir los requisitos específicos de ciertos materiales y sistemas estructurales, así como procedimientos de diseño para acciones particulares, como efecto de sismo y de viento.

**Artículo 120.** Para los efectos de este título las construcciones se clasifican en los siguientes grupos:

I. Grupo A. Construcciones cuya falla estructural podría causar la pérdida de un porcentaje elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales excepcionalmente altas, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias peligrosas, así como construcciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como: hospitales, escuelas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, centrales eléctricas, de telecomunicaciones y de abasto; estadios, depósitos de agua potable; museos y edificios que alojen archivos y registros públicos de particular importancia a juicio de la Dirección; así como construcciones de más de 30 metros de altura, o con más de 3,000 m<sup>2</sup> de área total construida. Además templos, salas de espectáculos y edificios que tengan salas de reunión que puedan alojar más de 150 personas, y

II. Grupo B. Construcciones comunes destinadas a vivienda, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el Grupo A.

**Artículo 121.** Para fines de estas disposiciones, el Municipio de Querétaro se considera dividido en las zonas A y B, dependiendo del tipo de suelo y periodos naturales de vibrar.

Zona A: Lomas formadas por rocas o suelos generalmente firmes con periodos naturales de vibrar menores a 0.40

Zona B: Suelos formados por depósitos aluviales, con periodos naturales de vibrar entre 0.40 y 1.00

Esta zonificación deberá tomarse en cuenta para el Diseño Sísmico de las construcciones

### CAPITULO III CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

**Artículo 128.** Toda estructura y cada una de sus partes deberán diseñarse para cumplir con los requisitos básicos siguientes:

I. Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada, y

II. No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación.

El cumplimiento de estos requisitos se comprobará con los procedimientos establecidos en este Capítulo.

**Artículo 129.** Se considera como estado límite de falla cualquier situación que corresponda a la capacidad máxima de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

Las Normas Técnicas Complementarias establecerán los estados límite de falla más importantes para cada material y tipo de estructura.

**Artículo 130.** El estado límite de servicio se considera como la ocurrencia de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la construcción, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar las acciones.

En las construcciones comunes, la revisión del estado límite de servicio se considera aceptado si se comprueba que no exceden los valores siguientes:

III. I. Una flecha vertical, incluyendo los efectos a largo plazo, igual al claro entre 240 más 0.50 centímetros; además, para miembros cuyas deformaciones afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar deformaciones apreciables; se considerará como estado límite a una flecha, medida después de la colocación de los elementos no estructurales, igual al claro entre 480 más 0.30 centímetros. Para elementos en voladizo, los límites anteriores se multiplicarán por dos, y

IV. II. Una deflexión horizontal entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura de entrepiso dividido entre 500 para estructuras que tengan ligados elementos no estructurales que puedan dañarse con pequeñas deformaciones e igual a la altura de entrepiso entre 250 para otros casos. Para diseño sísmico se observará lo dispuesto desde el artículo 154 hasta el artículo 156 de este Reglamento; se observará, además lo que dispongan las **Normas Técnicas Complementarias relativas a los distintos tipos de estructuras.**

Adicionalmente se respetarán los estados límite de servicio de la cimentación y los relativos a diseño sísmico, especificados en los capítulos respectivos de este Título.

Título tercero  
Sección segunda  
Apartado segundo  
Capítulo tercero  
CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

**Artículo 131.** En el diseño de toda estructura deberán tomarse en cuenta los efectos de las cargas muertas y de las cargas vivas; así como de las fuerzas accidentales cuando estas sean significativas. Las intensidades de estas acciones que deban considerarse en el diseño y la forma en que deben calcularse sus efectos se especifican desde el Capítulo IV hasta el Capítulo VIII de este Título, la manera en que deben combinarse sus efectos se establece en el artículo 134 y artículo 139 de este Reglamento.

**Artículo 132.** Se consideran tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran estas sobre las estructuras con su intensidad máxima:

III. Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la construcción y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas, los efectos del viento, los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios, será necesario tomar precauciones en la estructuración, en su cimentación y en los detalles constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico en la estructura de la construcción para el caso que ocurran estas acciones.

**Artículo 133.** Cuando deba considerarse en el diseño el efecto de acciones cuyas intensidades no estén especificadas en este Reglamento ni en sus Normas Técnicas Complementarias, estas intensidades deberán establecerse siguiendo

procedimientos aprobados por la Secretaría y con base en los criterios generales siguientes:

a) La intensidad máxima se determinará como el valor máximo probable durante la vida esperada de la construcción. Se empleará para combinación con los efectos de acciones permanentes.

b) La intensidad instantánea se determinará como el valor máximo probable en el lapso en que pueda presentarse una acción accidental y se empleará para combinaciones que incluyan acciones accidentales o más de una acción variable;

c) La intensidad media se estimará como el valor medio que puede tomar la acción en un lapso de varios años y se empleará para estimar efectos a largos plazo, y

d) La intensidad mínima se empleará cuando el efecto de la acción sea favorable a la estabilidad de la estructura y se tomará, en general, igual a cero.

III. Para las acciones accidentales se considerará como intensidad de diseño el valor que corresponde a un periodo de recurrencia de cincuenta años.

**Artículo 134.** La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:

I. Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.

Para la combinación de carga muerta más carga viva, se empleará la intensidad máxima de la carga viva señalada en el artículo 145 de este Reglamento, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área. Cuando se tomen en cuenta distribuciones de la carga viva más desfavorables que la uniformemente repartida deberán tomarse los valores de la intensidad instantánea especificada en el mencionado artículo, y

**II. Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.**

En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados de acuerdo con lo señalado en el artículo 140 de este Capítulo.

**Artículo 135.** Las fuerzas internas y las deformaciones producidas por las acciones se determinarán mediante un análisis estructural realizado con un método reconocido por las normas oficiales mexicanas que tome en cuenta las propiedades de los materiales ante los tipos de carga que se estén considerando.

**Artículo 136.** Se entenderá por resistencia a la magnitud de una acción, o de una combinación de acciones, que provocaría la aparición de un estado límite de falla de la estructura o cualesquiera de sus componentes.

En general, la resistencia se expresará en términos de la fuerza interna, o combinación de fuerzas internas, que corresponden a la capacidad máxima de las secciones críticas de la estructura. Se entenderá por fuerzas internas las fuerzas axiales y cortantes, así como los momentos de flexión y torsión que actúan en una sección de la estructura.

**Artículo 137.** Los procedimientos para la determinación de la resistencia de diseño y de los factores de resistencia correspondientes a los materiales y sistemas constructivos más comunes se establecerán en las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento. Para determinar la resistencia de diseño ante los estados límite de falla de cimentaciones se emplearán procedimientos y factores de resistencia especificados en el Capítulo VIII de este Título y en sus Normas Técnicas Complementarias.

En casos no comprendidos en los documentos mencionados la resistencia de diseño se determinará con procedimientos analíticos basados en evidencia teórica y experimental o con procedimientos experimentales de acuerdo con lo señalado en el artículo 139 de este Reglamento.

En ambos casos, el procedimiento para la determinación de la resistencia de diseño deberá ser aprobado por la Secretaría.

**Artículo 138.** Cuando se siga un procedimiento no establecido en las Normas Técnicas Complementarias, la Secretaría podrá exigir una verificación directa de la resistencia por medio de una prueba de carga realizada de acuerdo con lo que dispone el Capítulo XI de este Título.

**Artículo 139.** La determinación de la resistencia podrá llevarse a cabo por medio de ensayos diseñados para simular, en modelos físicos de la estructura o de porciones de ella, el efecto de las combinaciones de acciones que deban considerarse de acuerdo con lo señalado en el artículo 134 de este Reglamento.

Quando se trate de estructuras o elementos estructurales que se produzcan en formas industrializadas, los ensayos se harán sobre muestras de la producción o de prototipo. En otros casos, los ensayos podrán efectuarse sobre modelos de la estructura en cuestión.

La selección de las partes de la estructura que se ensayen y del sistema de carga que se aplique deberá hacerse de manera que se obtengan las condiciones más desfavorables que puedan presentarse en la práctica, pero tomando en cuenta la interacción con otros elementos estructurales.

Con base en los resultados de los ensayos, se deducirá una resistencia de diseño, tomando en cuenta las posibles diferencias entre las propiedades mecánicas y geométricas medidas en los especímenes ensayados y las que puedan esperarse en las estructuras reales.

El tipo de ensaye, el número de especímenes y el criterio para la determinación de la resistencia de diseño se fijarán con base en criterios probabilísticos y deberán ser aprobados por la Secretaría, la cual podrá exigir una

comprobación de la resistencia de la estructura mediante una prueba de carga de acuerdo con lo señalado en el Capítulo XI de este Título.

Se revisará que para las distintas combinaciones de acciones especificadas en el artículo 134 de este Reglamento y para cualquier estado límite de falla posible, la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicado por los factores de carga correspondientes, según lo especificado en el artículo 140 de este Reglamento.

También se revisará que bajo el efecto de las posibles combinaciones de acciones sin multiplicar por factores de carga, no se rebase algún estado límite de servicio.

**Artículo 140.** El factor de carga se determinará de acuerdo con las reglas siguientes:

I. Para combinaciones de acciones clasificadas en la fracción I del artículo 134, se aplicará un factor de carga de 1.4

Cuando se trate de Estructuras del Grupo A, el factor de carga para este tipo de combinación se tomará igual a 1.5 contempladas en el artículo 120;

**II. Para combinaciones de acciones clasificadas en la fracción II del artículo 134 se considerará un factor de carga de 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación;**

III. Para acciones o fuerzas internas cuyos efectos sean favorables a las resistencias o estabilidad de la estructura, el factor de carga se tomará igual a 0.9; además, se tomará como intensidad de la acción el valor mínimo probable de acuerdo con lo señalado en el artículo 133 de este Reglamento, y

IV. Para revisión de los estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario.

**Artículo 141.** Se podrán emplear criterios de diseño diferentes de los especificados en este capítulo y en las Normas Técnicas Complementarias si se justifica, a satisfacción de la Secretaría, que los procedimientos de diseño empleados dan lugar a niveles de seguridad no menores que los que se obtengan empleando los previstos en este ordenamiento.

#### CAPITULO IV. CARGAS MUERTAS

**Artículo 142.** Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.

Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán las dimensiones especificadas de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales. Para estos últimos, se utilizarán valores mínimos cuando sea más

desfavorable para la estabilidad de la estructura considerar una carga muerta menor, como en el caso de volteo, flotación, lastre y succión producida por viento y en otros casos se emplearán valores máximos.

**Artículo 143.** El peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará en 20 kg/m<sup>2</sup>. Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloque una capa de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa se incrementará también en 20 kg/m<sup>2</sup>. De manera que el incremento total será de 40 kg/m<sup>2</sup>. Tratándose de losas y morteros que posean pesos volumétricos diferentes del normal, estos valores se modificarán en proporción a los pesos volumétricos.

Estos aumentos no se aplicarán cuando el efecto de la carga muerta sea favorable a la estabilidad de la estructura.

#### CAPITULO V. CARGAS VIVAS

**Artículo 144.** Se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las Construcciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores, estas cargas se tomarán iguales a las especificadas en el artículo 145.

Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de mampostería o de otros materiales, ni de muebles, equipos u objetos de peso fuera de lo común, como cajas fuertes de gran tamaño, archivos importantes, libreros pesados o cortinajes en salas de espectáculos. Cuando se prevean tales cargas deberán cuantificarse y tomarse en cuenta en el diseño en forma

independiente de la carga viva especificada. Los valores adoptados deberán justificarse en la memoria de cálculo e indicarse en los planos estructurales.

**Artículo 145.** Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberá tomar en consideración las siguientes disposiciones;

I. La carga viva máxima  $w_m$  se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como en el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales;

**II. La carga instantánea  $w_a$  se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área;**

III. La carga media  $w$  se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas;

IV. Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de problemas de flotación, volteo y de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área, a menos que pueda justificarse otro valor acorde con la definición señalada en el artículo 133 de este Reglamento, y

IV. Las cargas uniformes de la tabla de cargas vivas contenida en las Normas Técnicas Complementarias en la sección 15 las cuales se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento.

**Artículo 146.** Durante el proceso de construcción deben considerarse las cargas vivas transitorias que puedan producirse, éstas incluirán el peso de los materiales que se almacenen temporalmente, el de los vehículos y equipo, el del colado de plantas superiores que se apoyen en la planta que se analiza y del personal necesario, no siendo este último peso, menor que 150 Kg/m<sup>2</sup>. Se considerará, además una concentración de 150 kg. en el lugar más desfavorable.

**Artículo 147.** El propietario o poseedor será responsable de los perjuicios que ocasione el cambio de uso de una construcción, cuando produzca cargas muertas o vivas mayores o con una distribución más desfavorable que las del diseño aprobado.

## **CAPITULO VI**

### **DISEÑO POR SISMO**

**Artículo 148.** El proyecto de las estructuras deberá cumplir con las bases y requisitos generales mínimos de diseño para que tengan seguridad adecuada ante los efectos de los sismos. Los métodos de análisis y los requisitos para estructuras específicas se detallarán en las Normas Técnicas Complementarias.

Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneas del movimiento del terreno. Las deformaciones y fuerzas internas que resulten se combinarán entre sí como lo especifiquen las Normas Técnicas complementarias, y se combinarán con los efectos de fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que correspondan según los criterios que establece el Capítulo III de este Título.

Según sean las características de la estructura de que se trate, ésta podrá analizarse por sismo mediante el método simplificado, el método estático o uno de los dinámicos que describan las **Normas Técnicas Complementarias**, con las limitaciones que ahí se establezcan.

En el análisis se tendrá en cuenta la rigidez de todo elemento estructural o no, que sea significativa. Con las salvedades que corresponden al método simplificado de análisis, se calcularán las fuerzas sísmicas, deformaciones y desplazamientos laterales de la estructura, incluyendo sus giros por torsión y teniendo en cuenta los efectos de flexión de sus elementos y, cuando sean

significativos, los de fuerza cortante, fuerza axial y torsión de los elementos, así como los efectos de segundo orden, entendidos éstos como los de las fuerzas gravitacionales actuando en la estructura deformada ante la acción tanto de dichas fuerzas como de las laterales.

Se debe verificar que la estructura y su cimentación no alcancen ningún estado límite de falla ni de servicio a que se refiere este Reglamento. Los criterios que deben aplicarse se especifican en este Capítulo.

Para el diseño de todo elemento que contribuya en más de 35% a la capacidad total en fuerza cortante, momento torsionante o momento de volteo de un entrepiso dado, se adoptarán factores de resistencia 20% inferiores a los que le corresponderían de acuerdo con los artículos respectivos de las Normas Técnicas Complementarias.

**Artículo 149.** Tratándose de muros divisorios, de fachada o de colindancia, se deberán observar las siguientes reglas:

I. Los muros que contribuyan a resistir fuerzas laterales se ligarán adecuadamente a los marcos estructurales o a castillos y dalas en todo el perímetro del muro, su rigidez se tomará en cuenta en el análisis sísmico y se debe verificar su resistencia de acuerdo con las Normas correspondientes.

II. Los castillos y dalas a su vez estarán ligados a los marcos. Se debe verificar que las vigas o losas y columnas resistan la fuerza cortante, el momento flexionante, las fuerzas axiales y, en su caso, las torsiones que en ellas induzcan

los muros. Se debe verificar, así mismo, que las uniones entre elementos estructurales resistan dichas acciones.

III. Cuando los muros no contribuyan a resistir fuerzas laterales, se sujetarán a la estructura de manera que no restrinjan su deformación en el plano de muro. Preferentemente estos muros serán de materiales muy flexibles o débiles.

**Artículo 150.** Para los efectos de este Capítulo se deben de considerar las zonas del Municipio de Querétaro que fija el artículo 121 de este Reglamento.

**Artículo 151.** El coeficiente sísmico,  $c$ , es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la estructura por efecto del sismo, entre el peso de ésta sobre dicho nivel.

Con este fin se debe tomar como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso total se deben tomar en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan según los señalan los Capítulos IV y V de este Título.

**El coeficiente sísmico para las Construcciones clasificadas como del grupo B en el artículo 120 se debe tomar igual a 0.10 en la zona A y 0.20 en la zona B, a menos que se emplee el método simplificado de análisis, en cuyos casos se deben aplicar los coeficientes que fijen las Normas Técnicas Complementarias, y a excepción de las zonas especiales en las que dichas**

**Normas especifiquen otros valores de c. Para las estructuras del grupo A se incrementará el coeficiente sísmico en 50 por ciento**

**Artículo 152.** Cuando se aplique el método estático o un método dinámico para análisis sísmico, podrán reducirse con fines de diseño las fuerzas sísmicas calculadas, empleando para ello los criterios que fijen las Normas Técnicas Complementarias, en función de las características estructurales y del terreno. Los desplazamientos calculados de acuerdo con estos métodos, empleando las fuerzas sísmicas reducidas, deben multiplicarse por el factor de comportamiento sísmico que marquen dichas Normas.

Los coeficientes que especifiquen **las Normas Técnicas complementarias** para la aplicación del método simplificado de análisis deben tomar en cuenta todas las reducciones que procedan por los conceptos mencionados. Por ello las fuerzas sísmicas calculadas por este método no deben sufrir reducciones adicionales.

**Artículo 153.** Se debe verificar que tanto la estructura como su cimentación resistan las fuerzas cortantes, momento torsionante de entrepiso y momentos de volteo inducidos por sismo combinados con los que correspondan a otras solicitaciones, y afectados del correspondiente factor de carga.

**Artículo 154** Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas cortantes horizontales, calculados con algunos de los métodos de análisis sísmico, mencionados en el artículo 148 de este Reglamento, no deben exceder de 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que los elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como los muros de mampostería, estén separados de la estructura

principal de manera que no sufran daños por las deformaciones de ésta, en tal caso, el límite en cuestión será de 0.012.

El calculo de deformaciones laterales podrá omitirse cuando se aplique el método simplificado de análisis sísmico.

**Artículo 155.** En fachadas tanto interiores como exteriores, la colocación de los vidrios en los marcos o la liga de éstos con la estructura serán tales que las deformaciones de ésta no afecten a los vidrios. La holgura que debe dejarse entre vidrios y marcos o entre éstos y la estructura se especificará en las Normas Técnicas Complementarias.

**Artículo 156.** Toda construcción debe separarse de sus linderos con los predios vecinos una distancia no menor de 5 cm ni menor que el desplazamiento horizontal calculado para el nivel de que se trate, aumentado en 0.001 o 0.003 de la altura de dicho nivel sobre el terreno en las zonas A y B respectivamente. El desplazamiento calculado será el que resulte del análisis con las fuerzas sísmicas reducidas según los criterios que fijan las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo, multiplicado por el factor de comportamiento sísmico marcado por dichas Normas.

En caso de que en un predio adyacente se encuentre una construcción que esté separada del lindero una distancia menor que la antes especificada, deberán tomarse precauciones para evitar daños por el posible contacto entre las dos construcciones durante un desplazamiento de las construcciones y respetar lo dispuesto en el presente artículo.

Si se emplea el método simplificado de análisis, la separación mencionada no será, en ningún nivel, menor de 5 cm ni menor que la altura del nivel sobre el terreno multiplicada por 0.007 o 0.009 según que la construcción se halle en las zonas A o B respectivamente.

La separación entre cuerpos de un mismo edificio o entre edificios adyacentes debe ser cuando menos igual a la suma de las que de acuerdo con los párrafos precedentes corresponden a cada uno.

Podrá dejarse una separación igual a la mitad de dicha suma si los dos cuerpos tienen la misma altura y estructuración y, además las losas coinciden a la misma altura en todos los niveles.

Se deben anotar en los planos arquitectónicos y en los estructurales las separaciones que se dejarán en los linderos y entre cuerpos de una misma construcción.

La separación entre construcciones colindantes y entre cuerpos de una misma construcción deben quedar libres de todo material; si se usan tapajuntas, estas deben permitir los desplazamientos relativos tanto en su plano como perpendicularmente a él. Las tapajuntas o chaflán deberán ser instalados por el propietario de la construcción que haya modificado los niveles existentes entre colindancias.

El Reglamento de Construcción y de los Servicios Urbanos para el Municipio de Querétaro, aprobado por el H. Ayuntamiento en Sesión Ordinaria de

Cabildo celebrada el 19 de marzo de 1991 y actualizado al 2003, no contiene Normas Técnicas Complementarias para el análisis sísmico ni hace referencia a las del Distrito Federal, Reglamento en el cual está basado, por lo que mencionarán a continuación los artículos y apartados más importantes usados para el análisis provenientes de Las Normas Técnicas Complementarias para el Reglamento del D.F.

#### **4.1.1.2.- ZONIFICACIÓN**

Para los efectos de estas Normas se considerarán las zonas del Distrito Federal que fija el Artículo 179 del Reglamento. Adicionalmente, la zona III se dividirá en cuatro subzonas (III<sub>a</sub>, III<sub>b</sub>, III<sub>c</sub> y III<sub>d</sub>),. ***(En este apartado se emplearían las zonas establecidas por la zonificación sísmica propuesta por el M.I. Alvarez Manilla)***

#### **4.1.1.3.- COEFICIENTE SÍSMICO**

El coeficiente sísmico,  $c$ , es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por efecto del sismo,  $V_o$ , entre el peso de la edificación sobre dicho nivel,  $W_o$ .

Con este fin se tomará como base o desplante de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso total se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan, según las Normas Técnicas Complementarias sobre Acciones y Criterios para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

El coeficiente sísmico para las edificaciones clasificadas como del grupo B en el Artículo 148 del Reglamento se tomará igual a 0.16 en la zona I, 0.32 en la II, 0.40 en las zonas III<sub>a</sub> y III<sub>c</sub>, 0.45 en la III<sub>b</sub> y 0.30 en la III<sub>d</sub>, a menos que se emplee el método simplificado de análisis. Para las estructuras del grupo A se incrementará el coeficiente sísmico en 50 por ciento. **(EL cambio en esta sección se aplicará la zonificación considerada)**

#### **4.1.1.4.- REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS**

Los coeficientes que se especifican para la aplicación del método simplificado de análisis toman en cuenta todas las reducciones que procedan por los conceptos mencionados; por ello, las fuerzas sísmicas calculadas por este método no deben sufrir reducciones adicionales.

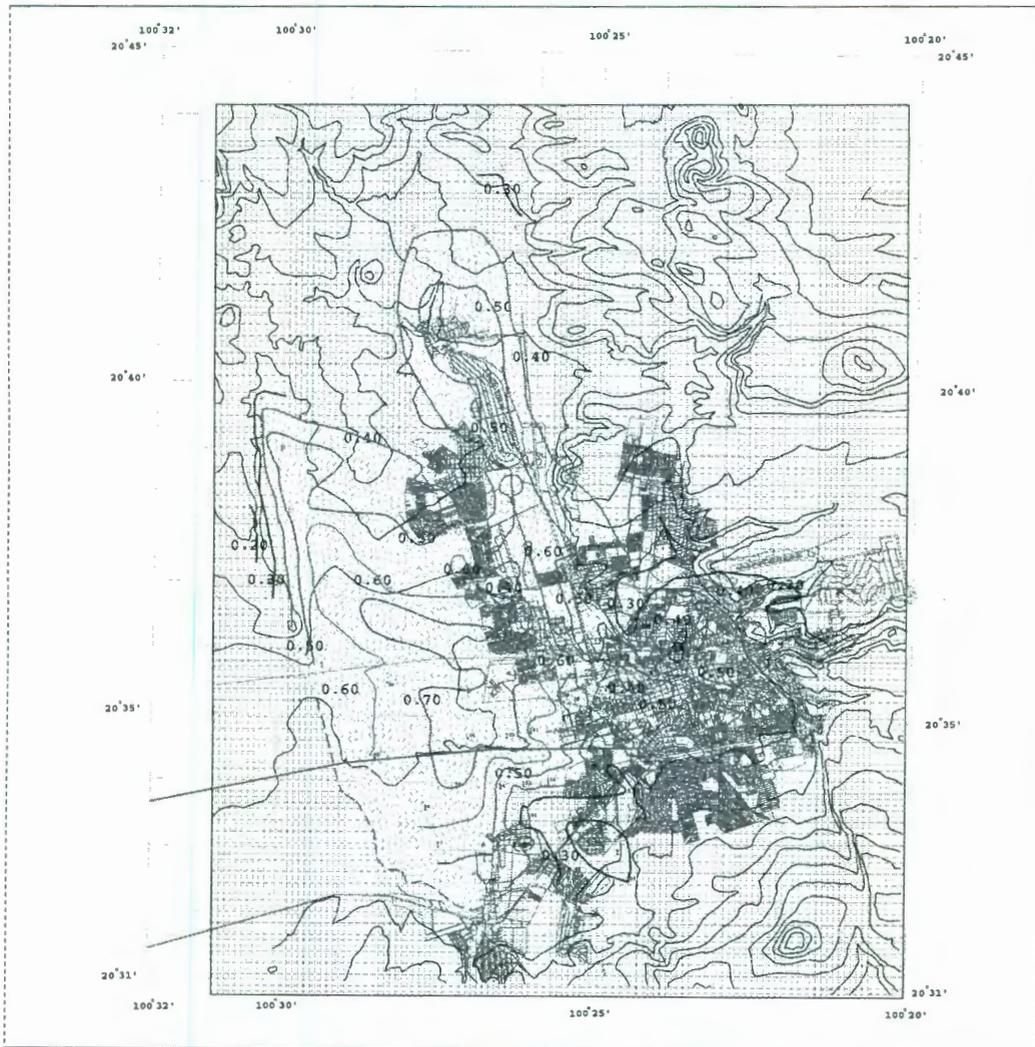


Figura 65 Zonificación de Querétaro para fines de diseño por sismo

#### **4.1.1.5.- COMBINACIÓN DE ACCIONES**

Se verificará que tanto la estructura como su cimentación resistan las fuerzas cortantes y axiales, momentos torsionantes de entrepiso y momentos de volteo inducidos por sismo, combinados con los que correspondan a otras sollicitaciones y afectados del factor de carga correspondiente, según las Normas Técnicas Complementarias sobre Acciones y Criterios para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

#### **4.1.1.6.- ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO**

Los métodos dinámicos de Las Normas Técnicas Complementarias para el reglamento del DF pueden utilizarse para el análisis de toda estructura, cualesquiera que sean sus características. Puede utilizarse el método estático para analizar estructuras regulares, de altura no mayor de 30 m, y estructuras irregulares de no más de 20 m. Para edificios ubicados en la zona I, los límites anteriores se amplían a 40 m y 30 m, respectivamente. Con las mismas limitaciones relativas al uso del análisis estático, para estructuras ubicadas en las zonas II ó III también será admisible emplear los métodos de análisis que especifica el Apéndice Normativo A, en los cuales se tienen en cuenta los periodos dominantes del terreno en el sitio de interés y la interacción suelo-estructura.

#### 4.1.2.- ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO

Se define como una relación gráfica de la respuesta máxima de un sistema elástico de un solo grado de libertad, con amortiguamientos a fuerzas o a movimientos dinámicos. Las medidas más comunes de respuesta son el desplazamiento máximo,  $D$ , que es una medida de la deformación del resorte del sistema; la máxima pseudovelocidad relativa,  $V$ , que es una medida de la absorción de energía en el resorte, y la máxima pseudoaceleración,  $A$ , que es también una medida de la fuerza máxima en el resorte. Aunque las respuestas espectrales reales para movimientos sísmicos son bastante irregulares, tiene la forma general de un trapecoide; en la figura 2.1 se muestra un espectro simplificado, trazado en una gráfica tripartita sobre papel logarítmico modificado de tal manera que las diversas regiones del espectro quedan suavizadas y representadas por segmentos de líneas rectas. En la misma gráfica se muestran los valores máximos de la aceleración, velocidad y desplazamiento del terreno. La figura indica por consiguiente que los valores espectrales pueden interpretarse como los valores máximos del movimiento del terreno multiplicados por factores de amplificación dependientes de la zona de frecuencias del espectro, según la cual rigen desplazamientos, velocidades o aceleraciones.

El amortiguamiento que genera el suelo y los mismos materiales del que se encuentra fabricado el edificio (Damping) recomendado por los diferentes reglamentos para concreto reforzado oscila entre 7 y 10%.

Las masas que se utilizan en el análisis de un edificio incluyen todas las cargas fijas vivas y muertas, más aquellos valores probables de las cargas vivas móviles o variables.

El factor de ductilidad de un miembro, o de un entrepiso, o el factor de ductilidad global, están todos gobernados por el desarrollo de una relación resistencia-desplazamiento, en la que el desplazamiento es la deformación longitudinal de un miembro a tensión o a compresión, la rotación de una junta o conexión en un miembro a flexión, o la deformación por cortante total en un muro de cortante. El factor de ductilidad de entrepiso se define esencialmente por medio de una relación, en la que el desplazamiento es la deflexión relativa entre el piso por encima y el piso por debajo del entrepiso que se trata. El factor de ductilidad global es, en general, un promedio pesado de los factores de ductilidad de entrepiso, y la mejor manera de definirlo es considerarlo un patrón particular en desplazamientos que corresponda al modo preferible de deformación de la estructura, en una condición de respuesta en la que la energía inelástica sea absorbida de manera tan general como sea posible para desarrollar tal deformación por toda la estructura.

Para el concreto reforzado, la ductilidad es una función del estado de esfuerzos y de la disposición del refuerzo. No es difícil lograr factores de ductilidad del orden de 10 o más en flexión de vigas de concreto reforzado, con iguales cantidades de refuerzo de tensión y compresión. Sin embargo sin refuerzo de compresión, el factor de ductilidad es menor para porcentajes altos de acero y es inversamente proporcional a la cantidad de acero, con un valor del orden de 10, siendo el máximo 1% de refuerzo de tensión.

Un análisis Modal completo proporciona la historia de la respuesta (fuerzas, desplazamientos y deformaciones) de una estructura a una historia específica de aceleración del terreno. Sin embargo, la historia completa de respuesta raramente se necesita para el diseño; bastan generalmente los valores máximos de respuesta durante la duración la duración del sismo. Puesto que la respuesta en cada modo de vibración puede modelarse con base en la respuesta de un oscilador de un grado de libertad, la respuesta máxima en el modo puede calcularse directamente a partir del espectro de respuesta del sismo, y existen procedimientos para combinar los máximos modales para obtener estimaciones (no el valor exacto) del máximo de la respuesta total.

### **Idealización estructural**

La masa de la estructura se concentra en los pisos; solo se requiere un grado de libertad por piso (el desplazamiento lateral en la dirección en la que se está analizando la estructura), dando como resultado tantos grados de libertad como número de pisos.

### **Período fundamental de vibración**

Los métodos de la mecánica no pueden emplearse para calcular el período de vibración antes de que se tenga un diseño de la estructura, aunque sea preliminar. Se necesitan fórmulas sencillas que abarquen sólo una descripción general del tipo de edificio; por ejemplo marcos rígidos de acero, marcos rígidos de concreto, sistema de muros de cortante, marcos contraventeados, etc., y dimensiones generales tales como la altura y el tamaño de la planta, para estimar el período de vibración de manera que pueda calcularse el cortante basas y comenzar con el diseño inicial. Puesto que los valores de sudosceleración en espectros de diseño para sistemas inelásticos, con

valores de moderados a grandes del factor permisible de ductilidad, generalmente disminuyen para valores crecientes del período de vibración, es deseable subestimar el período fundamental de manera que el cortante basal calculado sea conservador, excepto para frecuencias muy altas o períodos muy cortos.

Una fórmula recientemente recomendada para edificios a base de marcos rígidos de concreto es la siguiente:

$$T = C_T H^{3/4} \dots\dots\dots(\text{Eq. 4.1})$$

H en pies

Donde  $C_T = 0.085$

$T = 1.35$  seg para nuestro caso

Cuando se aplique el análisis dinámico modal, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico,  $a$ , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{P'h^3}{3EIg}}$$

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} ; \quad \text{si } T < T_a$$

$$a = c ; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = qc ; \quad \text{si } T > T_b \dots\dots\dots(\text{Ec. 4.2})$$

donde:

$$q = (T_b/T)^r \dots\dots\dots(\text{Ec. 4.3})$$

**T** el período del modo fundamental de vibración;

**h** la altura del centro de gravedad de la masa;

**E** el módulo de elasticidad del material que constituye el soporte;

**I** el momento de inercia de la sección del soporte;

**g** la aceleración de la gravedad;

**P'** dado por la siguiente expresión:

$$P' = P + 0,236 P_s$$

**P** el peso de la masa, concentrado en el centro de gravedad;

**P<sub>s</sub>** el peso total del soporte.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{P' h^3}{3EIg}}$$

$$P' = P + 0.236P_s$$

$$E = 14,000 \sqrt{f'_c}$$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{(10'142,186.11)(620)^3}{3(221,359)16(213,333)(980)}} = 6.5 \text{seg}$$

Los parámetros que intervienen en estas expresiones se obtienen de la tabla 4.1

**Tabla 5.1 Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones propuestos en el presente trabajo.**

Zona	$c^*$	$a^{**}$	$a_0^{**}$	$T_a^1$	$T_b^1$	$r$
I	0.05	2.1E-4	0.0004	0.05	0.10	1.0
II	0.10	6.01E-5	0.008	0.10	0.50	1.33
III	0.20	2.05E-6	0.010	0.50	1.0	2

<sup>1</sup> Periodos en segundos

\*\* Estos datos fueron proporcionados por el Dr. Marco Guzmán Speziale Investigador Titular A(Centro de Geociencias, UNAM, Campus Juriquilla, Querétaro);

Dr. Carlos Mendoza, Investigador Titular B(Centro de Geociencias, UNAM, Campus Juriquilla, Querétaro ), Dr. M.A. Arroyo , Maestro Investigador, Tiempo completo( Universidad Autónoma de Querétaro ) obtenidos de los acelerogramas pertenecientes a la estación acelerográfica, parte del sistema de Investigación Miguel Hidalgo (SIHGO-CONACYT, Proyecto DUV-1/96) del programa, instalado en las instalaciones de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Querétaro, Campus Centro Universitario, Cerro de las Campanas, el equipo es un acelerógrafo GSR-18, de Terra Technology Corp. dicho programa se puso en operación el 19 de enero de 1998.

\* Estos datos fueron obtenidos apartir de Eq. 5.2

### 4.1.3.- REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS DESPLAZAMIENTOS

#### 4.1.3.1.- FACTOR DE REDUCCIÓN

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas para análisis estático y de las obtenidas del análisis dinámico modal se empleará un factor de reducción  $Q'$  que se calculará como sigue:

**$Q' = Q$  ; si se desconoce  $T$ , o si  $T \geq T_a$**

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a}(Q-1) ; \quad \text{si } T < T_a \dots\dots\dots(\text{Ec. 4.4})$$

$T$  se tomará igual al periodo fundamental de vibración de la estructura cuando se utilice el método estático, e igual al periodo natural de vibración del modo que se considere cuando se utilice el análisis dinámico modal;  $T_a$  es un periodo característico del espectro de diseño.

#### **4.1.4.- FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO**

Para el factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , se adoptarán los valores especificados en alguna de las secciones siguientes, según se cumplan los requisitos en ellas indicados.

##### **4.1.4.1.- REQUISITOS PARA $Q=4$**

**Se usará  $Q=4$  cuando se cumplan los requisitos siguientes:**

a) La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero, concreto reforzado o compuestos de los dos materiales, o bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.

b) Si hay muros de mampostería ligados a la estructura, éstos se deben considerar en el análisis, pero su contribución a la resistencia ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si son de piezas macizas, y los marcos, sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de los dos materiales, son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.

c) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará

la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

d) Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las Normas correspondientes para marcos y muros dúctiles.

e) Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las Normas correspondientes, o están provistos de contraventeo excéntrico de acuerdo con las mismas Normas.

#### **4.1.5.- CONDICIONES DE REGULARIDAD**

##### **4.1.5.1.- ESTRUCTURA REGULAR**

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos.

1) Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.

2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.

3) La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.

- 4) En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.
- 5) En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
- 6) No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.
- 7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.
- 8) Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.
- 9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.

10) Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

11) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente,  $e_s$ , excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

#### **4.1.6.- ANÁLISIS ESTÁTICO**

##### **4.1.6.1.- FUERZAS CORTANTES**

Se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde, multiplicado por un coeficiente proporcional a  $h$ , siendo  $h$  la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables). El coeficiente se tomará de tal manera que la relación  $V_o/W_o$  sea igual a  $c/Q'$  pero no menor que  $a_o$ , donde  $a_o$  es la ordenada espectral que corresponde a  $T=0$  y  $c$  el coeficiente sísmico, que se consignan en la tabla 3.

De acuerdo con este requisito, la fuerza lateral que actúa en el  $i$ -ésimo nivel,  $F_i$ , resulta ser

$$F_i = \frac{c}{Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \dots\dots\dots(\text{Ec. 4.5})$$

donde

$W_i$  peso de la  $i$ -ésima masa; y

$h_i$  altura de la  $i$ -ésima masa sobre el desplante.

**4.1.6.2.- REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS CORTANTES.**

Podrán adoptarse fuerzas cortantes menores que las calculadas según la sección anterior, siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibración de la estructura, de acuerdo con lo siguiente:

a) El periodo fundamental de vibración,  $T$ , se tomará igual a

$$2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum F_i x_i}} \dots\dots\dots(\text{Ec. 4.6})$$

donde  $x_i$  es el desplazamiento del nivel  $i$ , relativo a la base de la estructura, en la dirección de la fuerza,  $g$  la aceleración de la gravedad, y las sumatorias se llevan a todos los niveles.

b) Si  $T$  es menor o igual que  $T_b$ , se procederá como en la sección 4.1.1, pero de tal manera que la relación  $V_o/W_o$  sea igual a  $a/Q'$ .

c) Si  $T$  es mayor que  $T_b$ , cada una de las fuerzas laterales se tomará igual a

$$F_i = W_i(k_1 h_i + k_2 h_i^2) \frac{a}{Q'} \dots\dots\dots(\text{Ec. 4.7})$$

donde

$$k_1 = [1 - 0.5r(1 - q)] \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \dots\dots\dots(\text{Ec. 4.8})$$

$$k_2 = 0.75r(1 - q) \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i^2} \dots\dots\dots(\text{Ec. 4.9})$$

$q$  se calcula con la ec. 5.4. El valor de  $a$  no se tomará menor que  $a_o$ .

**4.1.6.3.- REVISIÓN POR CORTANTE BASAL**

Si con el método de análisis dinámico que se haya aplicado se encuentra que, en la dirección que se considera, la fuerza cortante basal  $V_o$  es menor que

$$0.8 a \frac{W_o}{Q'} \dots\dots\dots(\text{Ec. 4.13})$$

se incrementarán todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes, en una proporción tal que  $V_o$  iguale a este valor;  $a$  y  $Q'$  se calculan para el periodo fundamental de la estructura en la dirección de análisis.

## 4.1.7.- APÉNDICE NORMATIVO A

### A.1 ALCANCE

Para el diseño sísmico de estructuras ubicadas en las zonas II y III será permisible tener en cuenta explícitamente los efectos de sitio y la interacción suelo-estructura. Cuando así se proceda se aplicarán al cuerpo principal de las presentes Normas las disposiciones que contiene este Apéndice. En todos los aspectos que no cubre el Apéndice son aplicables las demás disposiciones de las Normas.

### A.2 NOTACIÓN ADICIONAL

Se emplean en este Apéndice símbolos adicionales o con diferente significado a los empleados en el cuerpo principal de estas Normas. Cada símbolo se define donde aparece por primera vez, siendo los más importantes los siguientes:

$A$       área de la superficie neta de cimentación

$a_{min}$     resistencia mínima de diseño

$C_r$       amortiguamiento del suelo en el modo de rotación de la cimentación

$C_{vi}$     amortiguamiento del pilote o zapata  $i$  en traslación vertical

$C_x$       amortiguamiento del suelo en el modo de traslación horizontal de la cimentación

---

---

$C_{xi}$	amortiguamiento del pilote $i$ en traslación horizontal
$D$	profundidad de desplante de la cimentación
$d$	diámetro del pilote
$E_p$	módulo de elasticidad del material del pilote
$E_s$	módulo de elasticidad del suelo
$G$	el módulo de rigidez medio del suelo de soporte
$H_e$	altura efectiva de la estructura vibrando en su modo fundamental
$H_s$	profundidad de los depósitos firmes profundos en el sitio de interés
$I$	momento de inercia de la superficie neta de cimentación
$K_r$	rigidez del suelo en el modo de rotación de la cimentación
$K_{vi}$	rigidez del pilote o zapata $i$ en traslación vertical
$K_x$	rigidez del suelo en el modo de traslación horizontal de la cimentación
$K_{xi}$	rigidez del pilote $i$ en traslación horizontal
$k$	variable para calcular el factor de reducción por ductilidad

- 
- $L$  longitud del pilote
- $p$  variable usada para el cálculo de  $a$  y de  $Q'$
- $R$  factor de reducción por sobrerresistencia
- $R_r$  radio del círculo equivalente a la superficie de desplante para el modo de rotación
- $R_x$  radio del círculo equivalente a la superficie de desplante para el modo de translación
- $T_e$  periodo fundamental de la estructura supuesta con base rígida, en la dirección que se analiza
- $\tilde{T}_e$  periodo efectivo del sistema suelo-estructura en la dirección de análisis
- $T_s$  periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés
- $V_{o,1}$  fuerza cortante basal de la estructura supuesta con base rígida, en la dirección que se analiza
- $\tilde{V}_{o,1}$  fuerza cortante basal de la estructura corregida por interacción con el suelo, en la dirección que se analiza

$X_i$  desplazamiento lateral del  $i$ -ésimo nivel de la estructura supuesta con base rígida

$\tilde{X}_i$  desplazamiento lateral del  $i$ -ésimo nivel de la estructura corregido por interacción con el suelo

$x_i$  distancia en la dirección de análisis entre el centroide de la zapata o pilote  $i$  y el eje centroidal de la planta de cimentación

$W_e$  peso efectivo de la estructura vibrando en su modo fundamental

$\beta$  factor reductivo por amortiguamiento suplementario, debido a la interacción suelo–estructura

$\gamma$  peso volumétrico medio del suelo

$\zeta$  amortiguamiento histerético del suelo

$\zeta_e$  fracción de amortiguamiento crítico de la estructura supuesta con base rígida, en la dirección que se analiza

$\tilde{\zeta}_e$  amortiguamiento efectivo del sistema suelo–estructura en la dirección de análisis

$\zeta_r$  coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de rotación

- 
- $\zeta_x$  coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de translación
- $\lambda$  variable para el cálculo de  $\beta$
- $\nu$  relación de Poisson del suelo
- $\omega$  frecuencia

### A.3 ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO

Cuando se apliquen los métodos estático o dinámico modal, respectivamente, será admisible considerar explícitamente los efectos del periodo dominante más largo del terreno,  $T_s$ . Para ello, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico,  $a$ , expresada como fracción de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$a = \begin{cases} a_o + (\beta c - a_o) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ \beta c p \left( \frac{T_b}{T} \right)^2; & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \dots\dots\dots(\text{Ec. 4.10})$$

donde

$$p = k + (1 - k) (T_b / T)^2 ; \text{ y}$$

$\beta$  es un factor de reducción por amortiguamiento suplementario, que es igual a uno cuando se ignora la interacción suelo-estructura.

El coeficiente de aceleración del terreno,  $a_o$ , el coeficiente sísmico  $c$ , el coeficiente  $k$  y los periodos característicos  $T_a$  y  $T_b$  del espectro de aceleraciones se obtendrán en función del periodo dominante del sitio, usando las siguientes expresiones:

$$a_o = \begin{cases} 0.1 + 0.15 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 \leq T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 0.25; & \text{si } T_s > 1.5 \text{ s} \end{cases} \dots\dots\dots(\text{Ec. 4.11})$$

$$c = \begin{cases} 0.28 + 0.92 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 1.2; & \text{si } 1.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.2 - 0.5 (T_s - 2.5); & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 0.7; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \dots\dots\dots(\text{Ec. 4.12})$$

$$T_a = \begin{cases} 0.2 + 0.65 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.5; & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.25 \text{ s} \\ 4.75 - T_s; & \text{si } 3.25 < T_s \leq 3.9 \text{ s} \\ 0.85; & \text{si } T_s > 3.9 \text{ s} \end{cases} \dots\dots\dots(\text{Ec. 4.13})$$

$$T_b = \begin{cases} 1.35; & \text{si } T_s \leq 1.125 \text{ s} \\ 1.2 T_s; & \text{si } 1.125 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 4.2; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \dots\dots\dots(\text{Ec. 4.14})$$

$$k = \begin{cases} 2 - T_s; & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.65 \text{ s} \\ 0.35 & \text{si } T_s > 1.65 \text{ s} \end{cases} \dots\dots\dots(\text{Ec. 4.15})$$

El valor de  $T_s$  se tomará de la figura A.1 o, cuando la importancia de la estructura lo justifique, se determinará a partir de ensayos y análisis de dinámica de suelos que tengan en cuenta la estratigrafía y las propiedades del subsuelo en el sitio de interés.

Para realizar los análisis sísmicos, las ordenadas espectrales de aceleración obtenidas con la ec. A.1 podrán ser reducidas por los factores de ductilidad,  $Q'$ , y de sobrerresistencia,  $R$ , de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$Q' = \begin{cases} 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}} \frac{T}{T_a}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{P}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases} \dots\dots\dots(\text{Ec. 4.16})$$

donde

$Q$  es el factor de comportamiento sísmico que se fija en el Capítulo 5.

La reducción por sobrerresistencia está dada por el factor

$$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 2; & \text{si } T > T_a \end{cases} \dots\dots\dots(\text{Ec. 4.17})$$

Si del análisis se encuentra que en la dirección que se considera, la fuerza cortante  $V_o$  es menor que  $a_{min} W_o$ , se incrementarán todas las fuerzas de diseño en una proporción tal que  $V_o$  iguale a ese valor; los desplazamientos no se afectarán por esta corrección.  **$a_{min}$  se tomará igual a 0.03 cuando  $T_s < 1$  s o 0.05 cuando  $T_s \geq 1$  s.**

Las ordenadas espectrales que resultan de la aplicación de las expresiones anteriores son para las estructuras del grupo B, y habrán de multiplicarse por 1.5 para las estructuras del grupo A.

#### **A.4 REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES**

Se revisará que la rigidez lateral de la estructura sea suficiente para cumplir con las dos condiciones siguientes:

a) Para limitación de daños a elementos no estructurales, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las acciones sísmicas, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas según la sección anterior y multiplicadas por el factor  $Q'R/7$ , no excederán 0.002 veces las diferencias de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones; en tal caso, el límite en cuestión será de 0.004. Los valores de  $Q'$  y  $R$  se calcularán para el periodo fundamental de la estructura.

b) Para seguridad contra colapso, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las acciones sísmicas, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas según la sección anterior, multiplicadas por el factor  $QR$  y divididas por las diferencias de elevaciones correspondiente, no excederán las distorsiones de entrepiso establecidas en la tabla 5.5 para los distintos sistemas estructurales.

**Tabla 5.5 Distorsiones permisibles de entrepiso**

Sistema estructural					Distorsión
Marcos	dúctiles	de	concreto	reforzado	0.030
(Q = 3 ó 4)					

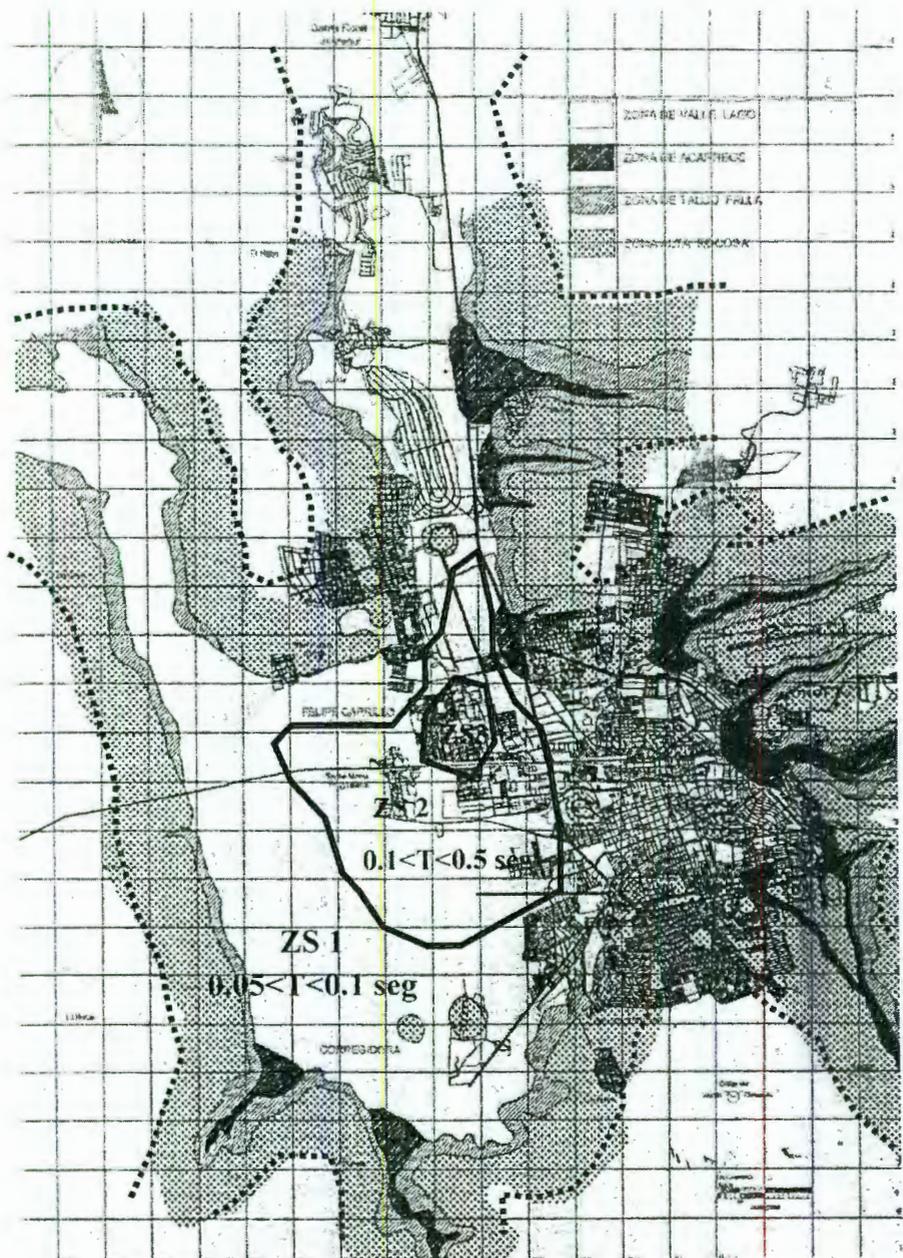


Figura 4.1 Periodos predominantes del suelo,  $T_s$

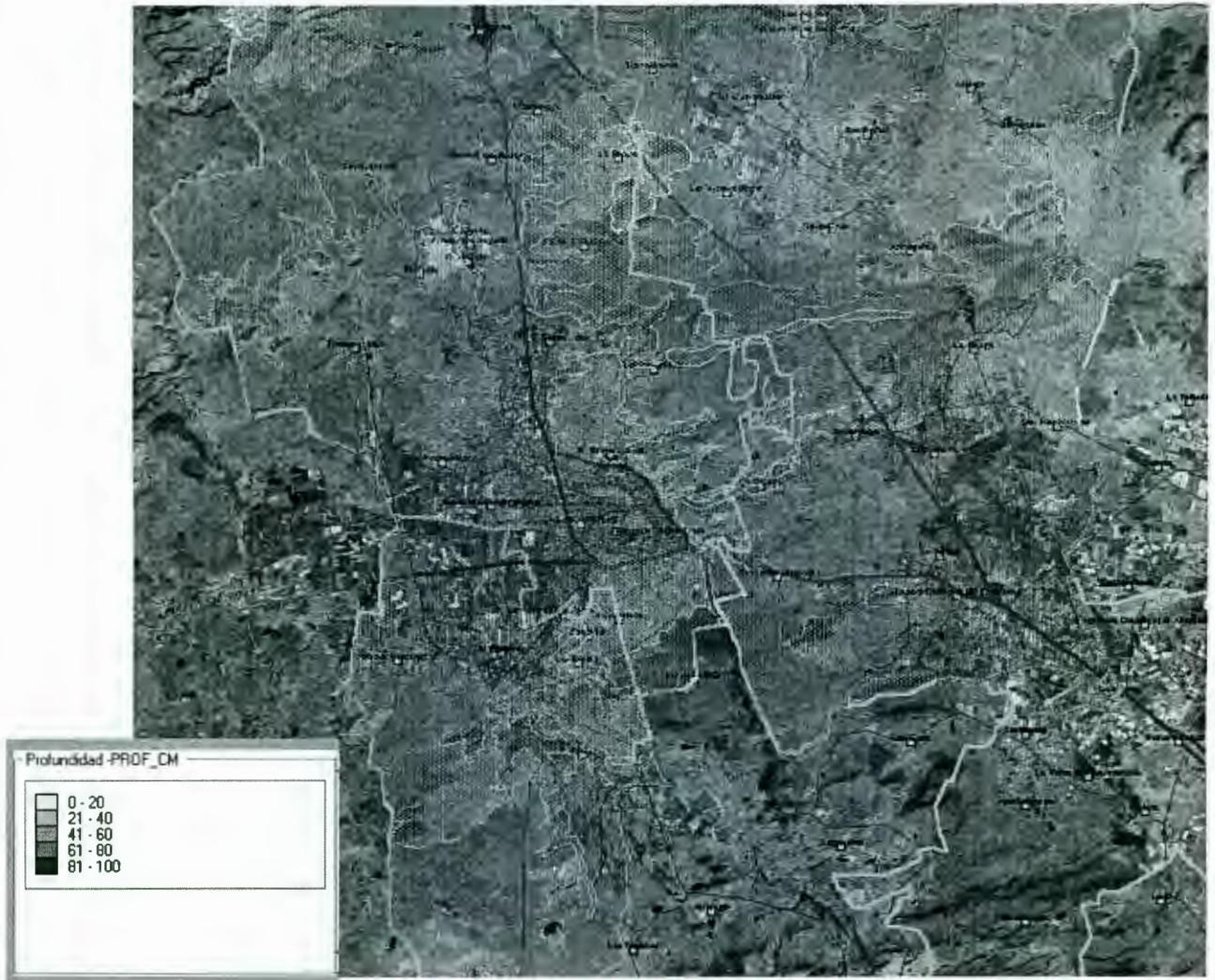


Figura 4.2. Profundidades del terreno Valores de  $H_s$  en metros

#### 4.1.8.- DISEÑO SÍSMICO BASADO EN LA CONFIABILIDAD DE SISTEMAS

Existen diversas formas, no necesariamente equivalentes, para medir la confiabilidad (o su complemento, el riesgo) de una estructura expuesta a sismos. Teóricamente, la descripción más completa del riesgo se expresaría en términos de la probabilidad de falla de la estructura como función del tiempo transcurrido a partir de su construcción. Otra mucho mas limitada, tomaría en cuenta únicamente la probabilidad de falla ante un temblor de una intensidad dada, la cual podría tomarse como la "máxima probable" en el sitio, o asociarse con un período de recurrencia establecido. En el primer caso para calcular la probabilidad de falla es necesario contar con un modelo refinado del proceso estocástico de la ocurrencia de temblores de distintas intensidades en el sitio de interés. En el segundo, basta con definir la intensidad (incluyendo las características de movimiento del terreno que se pueden esperar en el sitio ) para la que se determinará la probabilidad de falla. La solución práctica es una intermedia: medir el riesgo por medio de la tasa esperada de falla por unidad de tiempo (un año). De esta manera, la única información que se requiere del proceso estocástico citado arriba es la función intensidad recurrencia, es decir el número promedio de veces por año que se excede cada intensidad.

En lo que se sigue, esa función se designará por  $v(y)$  , en donde  $y$  es la intensidad que interesa y  $v(.)$  la correspondiente tasa de excedencia.

De acuerdo con la referencia 83 (vf) se obtiene a partir de la probabilidad de falla para cada intensidad ( $pf(y)$ ) como sigue:

$$v_f = - \int \frac{\partial v(y)}{\partial y} p_f(y) dy \quad (4.18)$$

Para calcular  $pf(y)$  para un sistema dado, debe realizarse un análisis que considere la probabilidad de ocurrencia de los modos de falla significativos. El problema se trata en detalle en las referencias (83), cuyas conclusiones más importantes se presentan en forma resumida en secciones previas de este trabajo. A fin de hacer factible la aplicación de estos conceptos en la práctica de diseño sísmico, en algunos estudios recientes se han introducido simplificaciones importantes en relación con los criterios para seleccionar los modos significativos de falla y para formular las condiciones límite para la ocurrencia de cada uno de ellos.(83)

En la referencia (83) se estudia la confiabilidad de sistemas planos, incluyendo marcos continuos para edificios, marcos contra venteados y combinaciones de ambos tipos de arreglos estructurales. Se considera un modo de falla por deformación lateral excesiva en cada entrepiso. La probabilidad de falla de cada entrepiso es igual a la probabilidad de que en dicho entrepiso la ductilidad demandada según la respuesta estructural sea mayor que la disponible de acuerdo con las propiedades de los miembros estructurales. Si se define la falla del sistema como el evento de que uno cualquiera de los entrepisos se alcance el estado límite correspondiente, la probabilidad de falla del sistema es en general mayor que el valor máximo asociado a alguno de los entrepisos. Una limitación del criterio propuesto es que no toma en cuenta esta diferencia; en consecuencia, la probabilidad de falla del sistema resulta sub evaluada.

Para estimar la distribución de probabilidad de las deformaciones máximas de entrepiso, en el estudio que se discute se parte de un modelo simplificado equivalente de un grado de libertad empleado para estimar el desplazamiento del extremo superior del edificio; las deformaciones de entrepiso se expresan en términos de factores aleatorios que se aplican al desplazamiento máximo del sistema simplificado equivalente.

Para tomar en cuenta la incertidumbre de las propiedades de los materiales en el edificio se consideraron como variables aleatorias la resistencia del concreto ( $f'c$ ), la resistencia a la fluencia del acero ( $f_y$ ), así como la carga viva instantánea ( $W_{inst}$ ) que actúa sobre la estructura. Las respuestas de interés de la estructura en estudio pueden ser las siguientes: ductilidad de entrepiso, índice de daño, energía histerética normalizada, desplazamiento máximo de azotea, distorsión máxima de entrepiso, etc. En este artículo se eligió como medida de daño a la distorsión máxima del segundo entrepiso ( $\delta_{máx}$ ). Los análisis del marco se realizaron con el programa Sap-2000. En estos se consideró la degradación de la rigidez de los elementos mediante el modelo de Takeda.

Sería ocioso diseñar una obra con factores sísmicos no realistas por temor a fallas, cuando el subsuelo mismo no garantice resistir el sismo asignado. Por otro lado, si el sismo asignado es tal que cause la ruina prácticamente total de las instalaciones y obras bien construidas, se podría considerar como una verdadera catástrofe, lejos de cualquier tolerancia práctica y experiencia pasada y de nuestros días. Por consiguiente, basándose en la historia sísmica de la región se justificaría utilizar únicamente un factor de seguridad de 1.5 a 2.0 sobre los parámetros sísmicos netos probables, siempre y cuando el subsuelo pueda ser capaz de resistir en forma satisfactoria las condiciones asignadas.

#### **4.1.9.- COMENTARIOS SOBRE LOS ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO**

**(83)**

En Rosenblueth et al (1987) se describen los criterios y cálculos que condujeron a establecer los espectros correspondientes a las tres zonas en que se divide el Distrito Federal según su subsuelo. Para determinar dichos espectros se emplearon procedimientos deterministas y probabilistas, registros del temblor de 1985.9.19 y de varios otros sismos, fórmulas semiempíricas de atenuación, soluciones teóricas para las formas de los espectros de amplitudes de Fourier, análisis unidimensionales de los efectos locales del suelo y teoría de vibraciones casuales para pasar de espectros de Fourier a espectros de respuestas. Los resultados analíticos y numéricos se complementaron además mediante el análisis de registros de ruido ambiental en campo libre obtenidos por Kobayashi et al (88)(1986a, 1986b) y Lermo et al (1987), que confirmaron lo asentado respecto a la bondad del análisis unidimensional para predecir períodos dominantes locales. Los análisis bidimensionales todavía no habían avanzado lo suficiente como para cuantificar analíticamente los efectos de ondas superficiales, pero ya permitían asegurar que los períodos dominantes en cada sitio se predecían adecuadamente con la teoría unidimensional aunque las amplitudes espectrales pudieran quedar escasas al aplicar esta teoría.

Los espectros de diseño que especifica esta sección, ya sea para análisis estático o para análisis dinámico, poseen una ancha porción horizontal lo cual podría hacer pensar que todas las estructuras cuyo período fundamental se halle en esta parte del espectro tendrían respuestas iguales; sin embargo, ese no es el caso: que esta porción sea plana obedece en parte a que las rigideces estructurales se deterioran ante la acción de sismos y, como consecuencia, se alargarían sus períodos naturales de vibración. También con esta posición horizontal, se busca cubrir algún

grado de incertidumbre en los periodos calculados, tanto en los naturales de vibración de la estructura como en el más largo entre los dominantes del terreno. Así, en los valores de  $T_a$  que dan las Normas, se cubren estos aspectos y se incluye una reducción de  $0.05 T_s$  que tiene por objeto considerar los efectos de la consolidación regional del valle durante los próximos decenios.

Con respecto a la consolidación, el estudio de distribución de intensidades de daños en edificios realizado por Iglesias et al (1987) con datos de efectos del temblor de 1985.9.19 confirmado con información sobre daños causados por ese temblor a tuberías de abastecimiento de agua potable, así como con la distribución de daños a edificios en 1957 y 1979 hizo concluir que hay una parte de la zona III (la porción del primer cuadro de la ciudad ocupada por las construcciones aztecas y coloniales más pesadas) donde los daños son en general apreciablemente menores que en el resto de dicha zona.

El valor de 0.4, adoptado para el coeficiente sísmico en la zona III, se basó en las interpretaciones de las experiencias grupo de especialistas integrantes del Subcomité de Normas Procedimientos de Construcción. Este proceder, no obstante su subjetividad, constituye la forma más viable para definir nivel de seguridad de las obras que han de diseñarse de acuerdo con un reglamento. El valor mencionado implica una reducción 40% de la ordenada máxima del espectro de aceleraciones para de amortiguamiento, calculado a partir del registro más intenso que se obtuvo en 1985.

El grupo de especialistas también consideró adecuado no reducir los valores de  $c$  para el resto de las zonas II y III pues carece de bases analíticas fehacientes que justifiquen su reducción. Por la misma razón, se optó por no reducir  $c$  en parte del primer cuadro de la ciudad, antes mencionada. Para puntos representativos de las tres zonas del Distrito Federal, los valores de  $r$  son apreciablemente menores que los que

se inferirían directamente de los espectros de aceleraciones de diversos temblores (incluyendo el de 1985.9.19) y los que resultarían directamente de los análisis unidimensionales mencionados. Esta diferencia obedece a las siguientes consideraciones:

1. El diseño óptimo -el equilibrio entre inversión inicial para incrementar la seguridad de una obra y las pérdidas que pueda ocasionar su daño o falla- establece que cuanto menores sean las fuerzas por resistir mayores serán los márgenes de seguridad que se justifica tomar. Puesto en otros términos, si se han de resistir fuerzas más pequeñas, cabe darse el lujo de diseñar más conservadoramente para resistirlas. Ahora bien, cuando  $T > T_b$ , las ordenadas espectrales son funciones decrecientes de  $r$ . De allí que proceda adoptar valores de este parámetro más pequeños que los que resultarían de ajustarse a las ordenadas medias de los registros o a las esperanzas de las ordenadas calculadas.

2. Generalmente sucede que cuanto mayor es el periodo fundamental de vibración tanto mayor es el número de grados de libertad de la estructura que contribuyen a las respuestas de esta y, en consecuencia, más desfavorable puede ser la distribución de las demandas de ductilidad que se requieren para resistir una familia cualquiera de macrosismos. Finalmente, los efectos P-delta son tanto más importantes cuanto mayores son la altura de un edificio y su flexibilidad y, por ende, cuanto más largo es su periodo fundamental de vibración. Dado que la posibilidad de inestabilidad de la estructura por efectos P-delta es algo que aún no se analiza con gran precisión, conviene ser tanto más conservadores en el diseño por fuerzas laterales cuanto más largo sea el periodo fundamental de vibración; esto se logra justamente reduciendo los valores de  $r$  que se adopten para diseñar.

**3. Por otra parte, cuando se consideran el periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés y la interacción suelo-estructura, se disminuyen apreciablemente las incertidumbres en los periodos naturales de vibración de la estructura. Esto permite ser menos conservadores en el diseño, reduciendo tanto los valores de  $c$  y el ancho de la porción plana del espectro en buena parte de las zonas II y III como las ordenadas de las envolventes de los espectros de diseño en amplios intervalos de los periodos naturales de la estructura para un valor dado de  $c$ . Análisis más realistas también tendrían en cuenta los efectos que la interacción suelo-estructura ocasiona en el amortiguamiento y en la ductilidad de las estructuras. Si embargo, aún falta investigar más sobre estos temas antes de que se esté en posibilidad de dictar normas realistas y fidedignas que tengan en cuenta esos efectos (Rosenblueth y Reséndiz, 1987) . De todo lo anterior se puede inferir la complejidad de las tareas necesarias para definir un espectro de diseño. No obstante, **el Reglamento considera la alternativa de que los ingenieros estructuristas obtengan los espectros correspondientes a sitios y obras específicas, siempre y cuando se cumpla con niveles de seguridad razonables y los procedimientos utilizados reciban la aprobación de autoridades en la materia.****

Esta situación errónea ha surgido de los siguientes factores :desconocimiento de las bases teóricas sobre las que se apoyan los modelos unidimensionales para el cálculo de las funciones de transferencia; desconocimiento de conceptos de la teoría de vibraciones casuales; mal manejo e interpretación de los resultados de los programas de computadora que se usan comercialmente para estos fines, y práctica defectuosa en la realización de pruebas de campo y de laboratorio necesarias para estimar las propiedades de los depósitos de suelo.

Es deseable que en una futura edición del Reglamento se propongan procedimientos detallados con bases teóricas fundamentadas, que permitan emplear la alternativa que por ahora se debe suprimir, sin olvidar la consideración de criterios rigurosos de la evaluación de los procedimientos propuestos.

#### 4.1.9.-ANÁLISIS DE COEFICIENTES SÍSMICOS PARA PERÍODOS < 0.5SEG(81)

Desde el punto de vista estructural quedan tan solo como diferencia importante entre los movimientos ficticios y los temblores reales la duración finita de las ondas sísmicas. Como una primera aproximación a las ondas supondremos que todos los impulsos son ondas semisinusoidales de duración  $t_0$ , corta en comparación del movimiento. Así el impulso de magnitud  $u_i$  que ocurre en el instante  $\tau_i$  queda sustituido por la onda

$$x_b(t) = \begin{cases} 0 \dots \text{para} \dots t \leq \tau_1 - \frac{t_0}{2} \\ \frac{\pi u_1}{2t_0} \text{Cos} \frac{\pi}{t_0} (t - \tau_1) \text{ para} \dots \tau_1 - \frac{t_0}{2} \leq t \leq \tau_1 + \frac{t_0}{2} \\ 0 \dots \text{para} \dots t \geq \tau_1 + \frac{t_0}{2} \end{cases} \dots \dots \dots (\text{Ec. 4.18})$$

El coeficiente  $\pi/2t_0$  se ha obtenido de manera que el cambio total en la velocidad causado por la onda sinusoidal sea idéntico al que causa el impulso concentrado:

$$\int_{\tau_1 - \frac{t_0}{2}}^{\tau_1 + \frac{t_0}{2}} x_b(t) dt = u_i \dots\dots\dots(\text{Ec. 4.19})$$

La respuesta al impulso  $i$  vale , según la ecuación 5.49,

$$x(t) = \frac{u_i}{P} \text{Sen}(T - \tau_i) \dots\dots\dots(\text{Ec. 4.20})$$

Y de acuerdo con la integral de Duhamel la respuesta a la onda semisinusoidal correspondiente ( Ec. 5.47) vale , para  $t \leq \tau_i + t_0/2$

$$x(t) = \frac{u_i}{P} \int_{\tau_1 - \frac{t_0}{2}}^{\tau_1 + \frac{t_0}{2}} \text{Cos} \frac{\pi}{t_0} (t - \tau_i) \text{Sen} p(t - \tau_i) d\tau \dots\dots\dots(\text{Ec. 4.21})$$

$$\beta = \frac{\text{Cos} \left( \frac{p t_0}{2} \right) u_i}{1 - \left( \frac{p t_0}{\pi} \right)^2 P} \text{Sen} p(t - \tau_i) d\tau$$

En consecuencia para encontrar la respuesta a la onda basta con multiplicar la respuesta que produce el impulso concentrado correspondiente con el factor

$$\beta = \frac{\cos\left(\frac{pt_0}{2}\right)}{1 - \left(\frac{pt_0}{\pi}\right)^2}$$

.....(Ec. 4.22)

Como esto es cierto para todas las ondas , las respuestas (inclusive las de diseño ) a un temblor que conste de ondas con duración  $t_0$  podrán encontrarse multiplicando por el factor  $\beta$  las respuestas correspondientes a un temblor formado por impulsos concentrados de magnitudes iguales a las ondas de aquí.

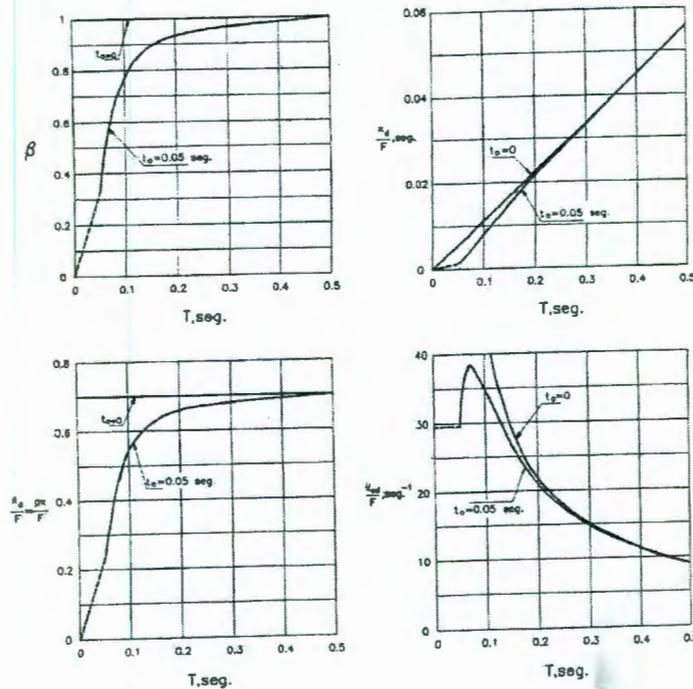


Figura 4.3 Corrección por duración finita de las ondas

Al construir la Fig. 65 se ha puesto  $t_0=0.05\text{seg}$ . los acelerogramas y espectros de terremotos destructivos en terrenos relativamente firmes indica que  $0.05 \text{ seg} < T_0 < 0.10 \text{ seg}$  , por lo que el valor propuesto es conservador.

Se ha hecho la hipótesis d que el cociente  $T/2s$  es relativamente pequeño . en consecuencia no se sugiere la aplicación de la gráficas mostradas en la figura 65 a estructuras cuyo período natural exceda de 5 a 10 seg, dependiendo de la región de que se trate , si bien es probable que se obtengan resultados satisfactorios para períodos naturales mayores. En todo caso , la aplicación a estructuras con períodos naturales excesivamente largos , de la conclusiones deducidas en este trabajo, sólo puede llevar a diseños que yerren del lado de la seguridad.

Para períodos naturales inferiores a 0.05 seg es conservador interpolar b linealmente entre los valores a 0 y 0.05 , pues todos los tipos de ondas investigados dan valores de b inferiores a dicha interpolación.

Puede notarse que para  $T \geq 0.2$  ó  $0.3$  seg la corrección para la duración finita de las ondas sísmicas es casi nula. (134)

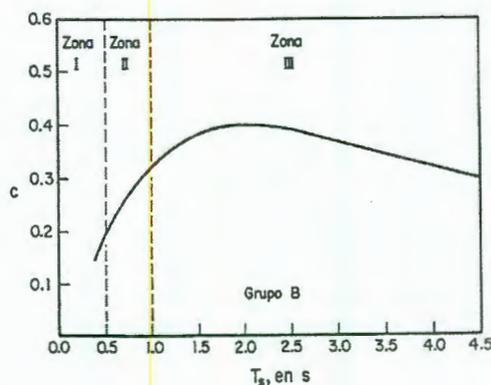


Fig. 4.3 Variación del coeficiente sísmico en función del período dominante más largo

#### **4.1.10.-CARACTERISTICAS DE LOS SISMOS Y ESPECTROS DE DISEÑO (MÈTODO NUMÈRICO PARA ESTABLECER FUNDAMENTACIÓN DEL COEFICIENTE SÍSMICO)**

Los sismos deberán identificarse por su Magnitud e Intensidad y elegir las características del sismo que se utilizará como base para poder efectuar un diseño los más apegado a la realidad cuando quiera llevarse a cabo una mejor visualización de los fenómenos involucrados, y los cuales deberán cumplir como mínimo con los códigos legales de diseño establecidos. Los códigos para las diferentes regiones sísmicas han sido elaborados con la intención de cubrir por medio de factores las peores condiciones que podrían presentarse y que por experiencia local han sido observadas en la región considerada. No siempre los códigos así aplicados proporcionan diseños seguros. El principal defecto es que el ingeniero de cimentaciones pierde contacto con la física elemental del problema dinámico. El código siendo una legislación deberá, sin embargo, respetarse como una condición mínima. Por otro lado, el ingeniero diseñador no deberá perder de vista cualesquiera de los aspectos físicos y ambientales que puedan afectar el diseño sísmico de la cimentación y superestructura.

La magnitud de un sismo se mide indirectamente por la cantidad de energía potencial liberada en la zona focal y por tanto es independiente de la distancia. Sin embargo, a determinada distancia la intensidad sísmica se mide por la aceleración registrada en los acelerógrafos. El profesor Richter (2) estableció la escala de magnitud sísmica que lleva su nombre. La escala de Richter sirve para estimar la posible energía liberada en los focos sísmicos y su apreciación de los efectos producidos en el lugar de observación deberá de interpretarse cuidadosamente. Un

grado más en la escala de Richter significa diez veces más energía liberada en la zona focal.

En efecto, si una  $M_R = 6.0$  produce determinado nivel de daño en una región lejos del foco, podría pensarse que la liberación del doble de energía correspondiente a  $M_R = 6.3$  producirá el doble de daños.

Para precisar mejor los efectos de determinada magnitud sísmica en el lugar de observación se utilizan las escalas de "Intensidad Sísmica". La intensidad sísmica representa los efectos medios producidos en el lugar de observación. Estos pueden ser medidos en fuerza, aceleración o por los daños producidos. De tal manera que, en una región podrá establecerse lugares donde sean observadas las mismas intensidades sísmicas para un sismo de cierta magnitud obteniéndose así las cartas isosísmicas.

Sin embargo, hay que aclarar que un lugar en particular a cierta distancia del epicentro puede presentarse intensidades variables que dependerán de las condiciones geológicas – estratigráficas del sitio, debido principalmente a la reflexión que sufren las ondas sísmicas.

La intensidad se tabula por escalas de grados sísmicos, como bien conocida escala Modificada de Mercalli usada en América y Europa. Las escalas de intensidad han sido también estudiadas en términos de la aceleración máxima en la superficie del suelo por Cancani – Iceberg(92,93) y correlacionadas con la escala modificada de Mercalli la cual corresponde en términos de aceleración a una escala geométrica. Así pues, la intensidad de grado VII es doble del grado VI y el grado VIII es cuatro veces mayor. En términos de aceleración aproximadamente: VI =25  $\text{cm}/\text{seg}^2$ , VII = 50  $\text{cm}/\text{seg}^2$ , y VIII =100  $\text{cm}/\text{seg}^2$ . Desde el punto de vista de ingeniería sísmica de

diseño, sin embargo, el conocimiento de la intensidad sísmica máxima para el lugar de interés no es suficiente información para efectuar un diseño apropiado de la cimentación y estructura de un edificio, ya que la respuesta sísmica es función de las características dinámicas del subsuelo y del esqueleto del edificio.

Se puede demostrar que las ondas de cuerpo principales que se producen en la zona de generación sísmica corresponden a: Ondas compresionales conocidas como ondas de dilatación u ondas P, que requieren para su transmisión que el suelo sufra cambios de volumen. Las ondas compresionales se desplazan con una velocidad  $v_d$  en el sentido de la compresión y dilatación. Las otras ondas de cuerpo importantes se transmiten sin cambio de volumen y se conocen como ondas S, ondas equivolúmetricas o de esfuerzo cortante y producen distorsión en el suelo perpendicular a la dirección de translación con velocidad  $v_s$ . Así también debido a reflexiones sobre macizos rígidos podrá generarse ondas superficiales conocidas como ondas Rayleigh.

De las ecuaciones de movimiento de las ondas de cuerpo se deduce que:

1. la velocidad de las ondas P;

$$v_d = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \dots\dots\dots(\text{Eq. 4.19})$$

2. la velocidad de las ondas S;

$$v_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \dots\dots\dots(\text{Eq.4.20})$$

La teoría de elasticidad el valor  $\lambda$  queda definido por:

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \dots\dots\dots(\text{Eq.4.21})$$

Se observa que la velocidad de las ondas P es función de la relación de Poisson y tiene una velocidad mayor que las ondas S, estas últimas que pueden investigarse directamente conociendo únicamente el módulo de rigidez del suelo  $\mu$  y la masa unitaria  $\rho$ . Para un suelo saturado donde el cambio de volumen no puede verificarse en forma instantánea el valor de  $v_d$  tiende a ser varias veces mayor que  $v_s$ . Por lo anterior se puede también deducir que las deformaciones sísmicas ocasionadas por las ondas S son de mayor importancia

Para calcular la respuesta sísmica en un determinado lugar se hace necesario conocer la historia de aceleración del sismo, la cual se determina registrando el movimiento sísmico por medio de acelerógrafos. En la **Fig. 4.4** se muestra un acelerograma registrado en Mayo 11, 1962 para la parte central de la ciudad de México, en donde se observa que la aceleración máxima am del suelo alcanza un orden de 38 cm/seg<sup>2</sup>.

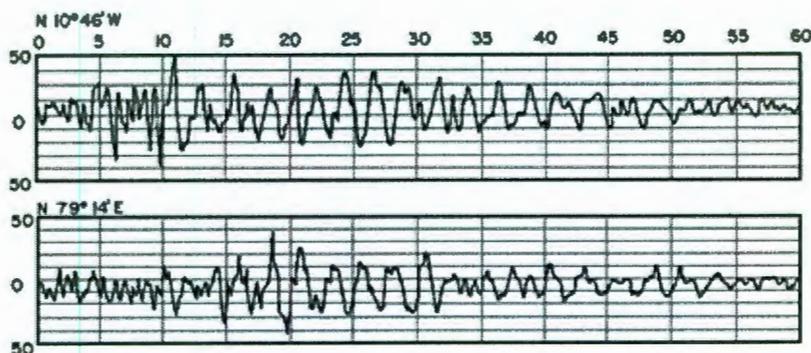


Fig.4.4 Acelerograma, Cd. De México, Mayo 11 1962.

Con el objeto de tener un panorama general e identificar zonas de riesgo sísmico con posible influencia sobre nuestra área de estudio, se recopiló información sísmica de trabajos recientes; referidos principalmente a la ciudad de México, sin embargo se consideran, por su ubicación, zonas sismogénicas coincidentes de posible influencia a dicha zona de estudio. Existen cuatro zonas sísmicas importantes dentro de la placa continental cercanas a nuestra área de interés, que son las estructuras geológicas denominadas Graben de Acambay, Semigraben de Aljibes y en menor grado el Graben del Mezquital, así como el fracturamiento de la zona de Pedro Escobedo. De acuerdo a algunos autores, estas formaciones están asociadas a la evolución del Eje Neovolcánico (figura 4.5).

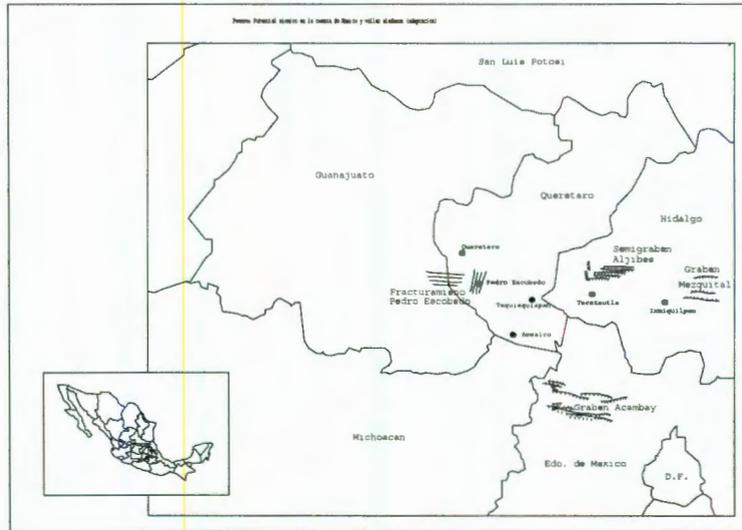


FIGURA 4.5 SISMOGÉNESIS INTRAPLACA PARA QUERÉTARO Y GUANAJUATO.

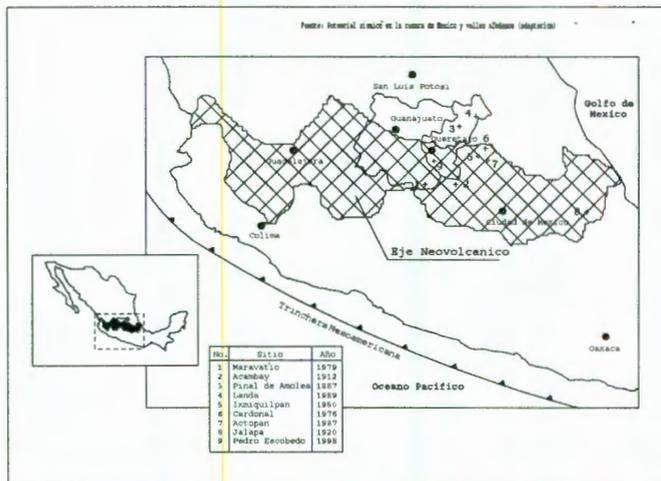


FIGURA 4.6. EVENTOS EN EL EJE NEOVOLCÁNICO

Con motivo de los eventos sísmicos de enero de 1998 reportados en algunas poblaciones del Municipio de Pedro Escobedo (San Fandila, la Venta de Ajuchitlancito, la Lira, la Palma, entre otros, ver figura 6), se puso en operación el 19 de enero de 1998, en forma semipermanente, una estación acelerográfica (con un acelerógrafo GSR-18, de Terra Technology Corp.) en las instalaciones de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Querétaro, Campus Centro Universitario, Cerro de las Campanas. Cabe mencionar que la estación acelerográfica, los aparatos y demás equipo se adquieren con patrocinio del Sistema de Investigación Miguel Hidalgo (SIHGO-CONACYT, Proyecto DUV-1/96). Por otro lado, el acelerógrafo está instalado en un afloramiento de roca de dicho Cerro.

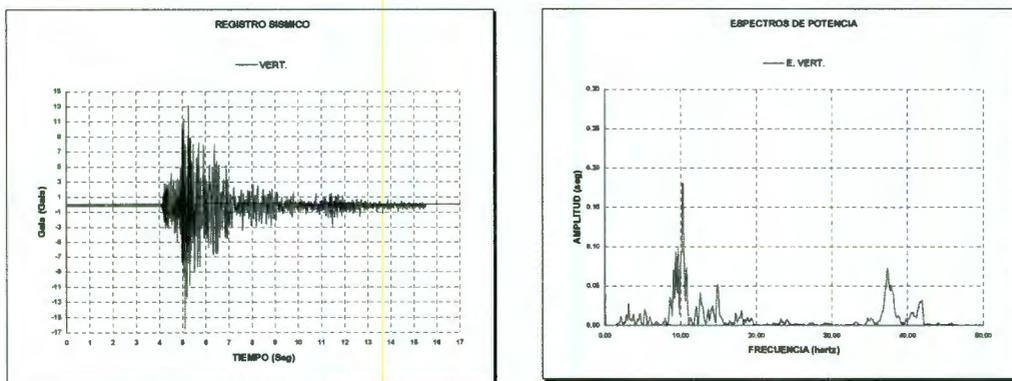
En la gráfica 1 se muestra un ejemplo de los eventos registrados por el instrumento los días 23, 25 y 29 de enero de 1998. Con el propósito de registrar réplicas se colocó temporalmente el acelerógrafo en la Venta de Ajuchitlancito, poblado cercano al epicentro, el 28 de enero del mismo año, en un terreno con un estrato superficial de aproximadamente 4 m de arcilla. En este intervalo de operación del acelerógrafo (del 28 al 29 de enero de 1998) se registró el evento más importante que se tuvo durante la actividad del mes de enero en la región de Pedro Escobedo. El inicio de este evento se registra a las 7:59:17.83 hora de Greenwich (1:59:17.83 hora local) del 29 de enero de dicho año, con una aceleración máxima en la dirección vertical (movimiento trepiratorio) de 16.566 gals (7:59:23.11 hora local).

El registro de la componente vertical del acelerograma se muestra en la **gráfica 4.1**, así como su espectro de potencia respectivo. Este movimiento fue de magnitud 3.7, a 5 km de profundidad, latitud 20.37° longitud -100.11°. Ubicado en la zona de Querétaro - Guanajuato (de acuerdo a lo reportado por el Servicio Sismológico

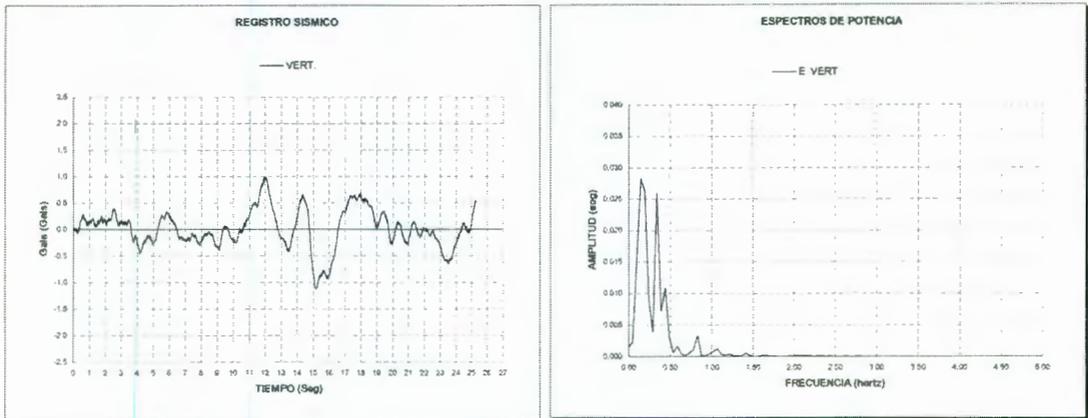
Nacional), este evento se genera por el fracturamiento de rocas en la intersección de las fallas Sur - Norte y Este - Oeste de la región de Pedro Escobedo (ver figuras 3 y 4).

El 30 de septiembre de 1999 se registró (aproximadamente 3 minutos después de ocurrido, hora: 11:33:31) el sismo de las costas de Oaxaca (latitud  $15.89^\circ$ , longitud  $-97.07^\circ$ , hora 11:31:14), de magnitud 7.4 (de acuerdo al Servicio Sismológico Nacional). En la **gráfica 4.2** se muestra la componente vertical del acelerograma y su espectro de potencia respectivo, donde la máxima intensidad es de 1.127 gals.

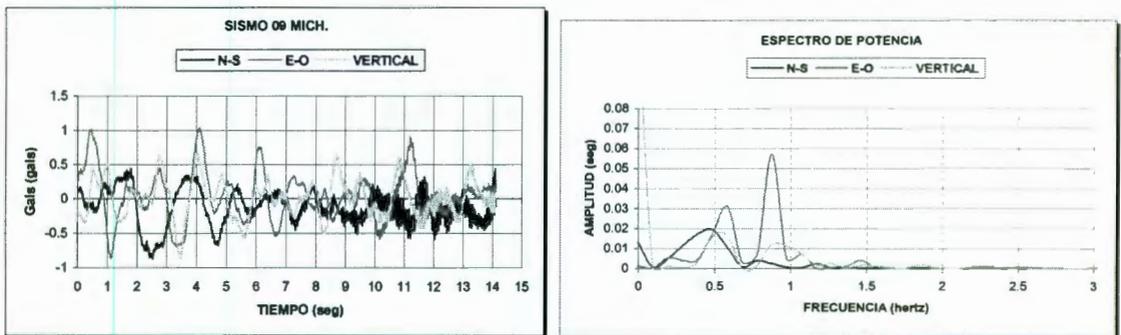
El 9 de agosto del presente año (2000) se registró (aproximadamente 4 minutos después de ocurrido, hora: 06:45:58) el sismo de las costas de Michoacán Guerrero (latitud  $17.94^\circ$ , longitud  $-102.71^\circ$ , hora 06:41:46), de magnitud 7.4 (de acuerdo al Servicio Sismológico Nacional), con una duración del registro de 14 seg. En la **gráfica 4.3** se muestran las tres componente del acelerograma y sus espectros de potencia respectivos, donde la máxima intensidad es de 1.0284 gals. Estos registros permitirán en un futuro próximo realizar estudios de atenuación de las señales, de las diferentes zonas sismogénicas con posible influencia sobre nuestra área de interés.



GRÁFICA 4.1. EVENTO DEL 29 ENERO DE 1998, MAGNITUD 3.7, PEDRO ESCOBEDO.



GRÁFICA 4.2. EVENTO DEL 30 DE SEPTIEMBRE DE 1999, MAGNITUD 7.4, COSTAS DE OAXACA.



GRÁFICA 4.3. EVENTO DEL 9 DE AGOSTO DEL 2000, MAGNITUD 7.4, COSTAS DE MICH. Y GUERRERO.

Ante la carencia en muchas ciudades y poblaciones de la República Mexicana de estaciones sismológicas y en consecuencia de registros de eventos sísmicos, se ha empleado con buenos resultados la metodología para obtener los efectos de sitio en suelos suaves a partir de la obtención de registros cuyo origen es la vibración ambiental o microtemblores. Esta metodología es cada vez más utilizada en virtud de

las ventajas de fácil procedimiento, bajo costo y corto tiempo en que puede ser desarrollada. Esto ha permitido que algunas ciudades cuenten con estudios basados en esta técnica para la elaboración de cartas de isoperiodos y zonificación por tipos de suelo.

Existen varios métodos que se utilizan para el análisis de registros de microtemores. Lermo, J. y Chávez F. (84) analizan las ventajas y desventajas de tres de ellos con el objeto de determinar cual arroja resultados más confiables en la evaluación de los efectos de sitio en suelos suaves. Estas técnicas son:

- a) Interpretación directa de amplitudes de Fourier o densidad de potencia espectral,
- b) cálculo de los radios espectrales respecto a una estación en terreno firme y
- c) cálculo de los cocientes espectrales de las componentes horizontales de movimiento respecto a la componente vertical. De acuerdo a Lermo, J. y Chávez, F. (84), esta última técnica desarrollada por Nakamura (86) es la que más ventajas y mejores resultados ofrece.

Con base a lo anterior se estimó conveniente utilizar esta técnica de Nakamura para el análisis de los registros. Estos registros fueron procesados mediante el programa DEGTRA5, versión 1.5 del Instituto de Ingeniería de la UNAM, desarrollado por Mario Ordaz Schroeder y Carlos Montoya. Los espectros de Fourier para las componentes vertical y horizontal de los registros son obtenidos para una ventana de entre 15 y 20 segundos aproximadamente, no abarcando por lo tanto toda la señal de

60 segundos. Posteriormente se calcula la media del cociente espectral de tres ventanas que abarcaran toda la señal con el objeto de obtener los valores más representativos. Con lo anterior se puede estimar la frecuencia de la señal y su amplificación relativa, posteriormente se promedian aritméticamente los resultados de ambas componentes para obtener el periodo correspondiente en cada uno de los sitios donde se tienen registros. Algunos periodos naturales de vibración del terreno se calibraron con expresiones y modelos analíticos.

Posteriormente, se ejecutaron mediciones de microsismos de período corto ( $T < 1\text{seg}$ ), con ayuda de sismómetros digitales de alta sensibilidad en puntos previamente seleccionados, con el objetivo de evaluar la respuesta dinámica de los suelos de cada una de las zonas del mapa. Esto último resulta esencial, debido a que las variaciones de la intensidad sísmica no son constantes, sino dependen de las características de los sismos susceptibles de afectar el territorio, debido al rol de filtro dinámico de los suelos friables que componen la parte superior del corte geológico.

Se puede demostrar que la respuesta sísmica máxima para el lugar en cuestión puede determinarse por medio de la integral de Duhamel :

$$R_v = \int_0^t \left[ a(\tau) e^{-\zeta\omega_0(t-\tau)} \bullet \text{sen } \omega_d(t-\tau) d\tau \right]_{max} \dots\dots\dots(\text{Eq. 4.22})$$

El valor de  $R_v$  representa la integración de los impulsos transmitidos por la aceleración  $a(\tau)$  en la base de una estructura equivalente de un grado de libertad con frecuencia circular libre  $\omega_0$  y amortiguada  $\omega_d = \omega_0 (1 - \zeta_0^2)$ , en donde  $\zeta_0$  representa la fracción de amortiguamiento crítico de dicha estructura.

Para el diseño sísmico de la estructura al ingeniero le interesa fundamentalmente la fuerza de inercia que se genera en el centro de la masa, esto es:

$$V_m = M \cdot R_a \dots\dots\dots(\text{Eq.4.23})$$

El valor de  $R_a = \omega_0 R_v$ , se conoce como la respuesta de pseudo – aceleración y la relación  $R_a$  vs.  $T$  el espectro de pseudo – aceleración. Por medio de acelerograma de la Fig. 4.4 y la expresión (4.23) se obtuvieron los espectros de respuesta de aceleración que muestra la **Fig. 4.7** para diferentes amortiguamientos críticos y para el centro de la Ciudad de México. Para una estructura rígida donde  $T \approx 0$  la aceleración será la de la superficie del suelo obtenida como la máxima del acelerograma. Nótese que a medida que la estructura se hace más flexible aumenta hasta llegar a un valor máximo después del cual declina hasta hacerse pequeña.

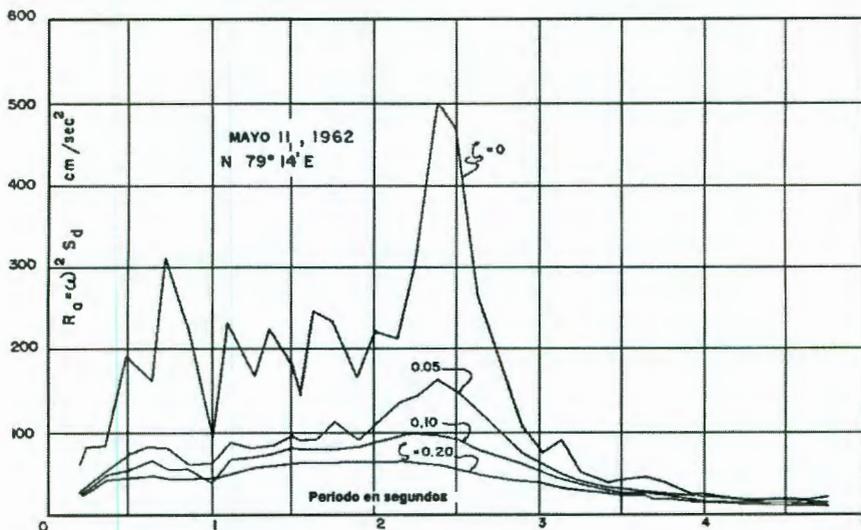


Figura 4.7.- Espectro de Pseudo-Aceleración mayo 11, 1962

Cd. de México.

El significado físico del espectro de respuesta se puede visualizar suponiendo **Fig. 4.8**, una serie de edificios en la zona de estudio, representados por péndulos con períodos  $T$  diferentes y representativos del modo fundamental de vibrar de los edificios. Supongamos períodos que varían desde  $T = 0$  hasta  $T = 4$  seg. Ahora imaginemos que en la interfase con el suelo firme se producen trenes de ondas de esfuerzo cortante con velocidad de translación  $V_s$  pero con diferentes períodos y longitudes de onda de tal manera que

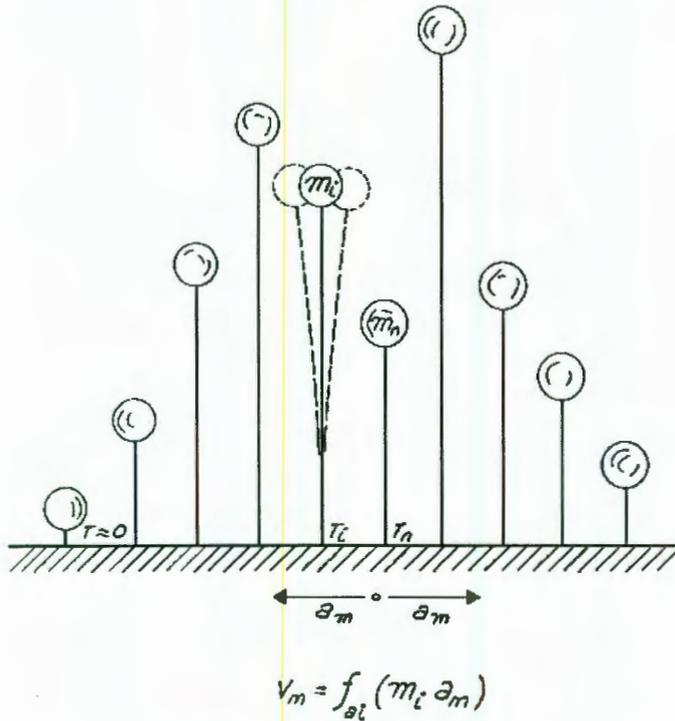


Fig. 4.8 Pendulos de Diferentes Periodos

$$v_s = \frac{L_1}{T_1} = \frac{L_2}{T_2} = \dots = \frac{L_i}{T_i} \dots \dots \dots (\text{Eq.4.24})$$

El suelo se puede considerar como un vibrador, por tanto tendrá una serie de períodos de vibración libre dependiendo de las condiciones estratigráficas y de sus propiedades dinámicas. Se encontrará que existirá un período máximo de vibración o fundamental el cual puede ser excitado por la perturbación sísmica más fácilmente que los armónicos más altos y el cual puede producir falla en el subsuelo cuando este es de baja resistencia.

Cuando el período fundamental del suelo  $T_{s1}$  sea aproximadamente coincidente con alguno de los períodos de los péndulos representativos de los edificios, dicho péndulo estará en resonancia produciéndose en su centro de masa una amplificación de la aceleración con respecto a la aceleración máxima de la superficie del suelo. La aceleración de la superficie del suelo será tomada únicamente por el péndulo de alta rigidez:  $T_n = 0$ . Así pues los picos en el espectro de respuesta de pseudo-aceleración serán representativos de las amplificaciones producidas cuando las longitudes de las ondas sean compatibles con la estratigrafía del subsuelo y, por tanto, se induzcan períodos cercanos a los períodos fundamentales de las estructuras. **El período fundamental  $T_{s1}$  del subsuelo resulta el más importante de considerar ya que origina la respuesta máxima y consecuentemente la amplificación máxima para determinado amortiguamiento crítico, y por tanto, puede servir como base para formular un espectro práctico de diseño(94).**

Llamemos la amplificación de la aceleración por  $f_a = R_a / a_m$  y dibujemos en escalas log – logarítmicas el espectro de respuesta de aceleración en términos de  $f_a$  vs.  $T_0 / T_{s1}$ , en donde  $T_0$  es el período equivalente de la estructura y su cimentación como si fuese de un grado de libertad. El dibujo se efectuará de tal manera que represente la envolvente de todos los picos en el rango, desde  $T_0 / T_{s1}$  pequeño, hasta  $T_0 / T_{s1} = 3$ . Por consiguiente el valor  $T_0 / T_{s1} = 1$  representará la coincidencia del período equivalente  $T_0$  con el subsuelo  $T_{s1}$  y por tanto se obtendrá la respuesta máxima  $f_a$ , **Fig. 4.9**

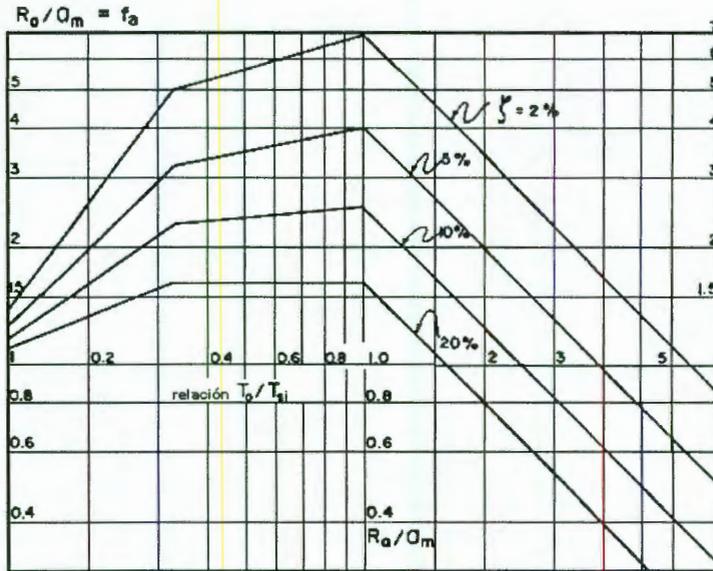


Fig.- 4.9 Espectro Envolvente de diseño Sísmico

De la anterior discusión se ve la importancia de poder conocer el período fundamental del subsuelo. También son importante otros modos de vibración de los sedimentos suaves como es el caso de la Ciudad de México. El uso del espectro de respuesta sísmica que muestra la Fig. 4.9 es como sigue; imaginemos que el subsuelo tiene un período dominante de  $T_{s1} = 1.0$  seg., Una estructura tiene un período fundamental de  $T_0 = 2.0$  seg., por consiguiente  $T_0 / T_{s1} = 2.0$  y de la Fig. 4.9 se obtiene  $f_a = 2.0$  para un amortiguamiento de  $\zeta_0 = 5\%$ . De donde la fuerza de inercia en el centro de masa de la estructura será :  $V_m = 2 (Ma_m)$ .

Si  $h_m$  es la altura d equivalente del centro de masa desde la interfase del suelo con la cimentación del péndulo equivalente, el momento de volteo será:

$$O_T = 2h_m (M \cdot a_m) \dots \dots \dots (Eq. 4.25)$$

y la fuerza cortante en la base:  $V_B = V_m \dots \dots \dots (Eq. 4.26)$

### PERIODO FUNDAMENTAL DEL SUELO

En párrafos anteriores se mencionó la importancia de conocer las propiedades dinámicas del suelo, para lo cual es necesario investigar cada uno de los estratos que lo forman hasta alcanzar la base firme.

De la experiencia se conoce que en sedimentos no consolidados y saturados los efectos más importantes de movimiento sísmico son los producidos por las ondas de esfuerzo cortante con velocidad

$$v_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \dots \dots \dots (Eq. 4.26)$$

en donde  $\mu$  es la rigidez del suelo  $\sigma$  módulo de elasticidad el cortante, y  $\rho$  la masa unitaria. El valor de  $\mu$  puede ser determinado en probetas de suelo inalterado representativas de cada uno de los estratos del subsuelo. La determinación de  $\mu$  se puede efectuar por medio del "Péndulo de Torsión Libre" diseñado por Dr. Leonardo Zeevaert (93). La probeta inalterada representativa de cada estrato del subsuelo se

coloca en una cámara triaxial a un esfuerzo de confinamiento  $\sigma_c$  equivalente al esfuerzo efectivo octaédrico al cual dicho material se encontraba sujeto a la profundidad de donde la muestra inalterada fue extraída, Fig. 4.10.

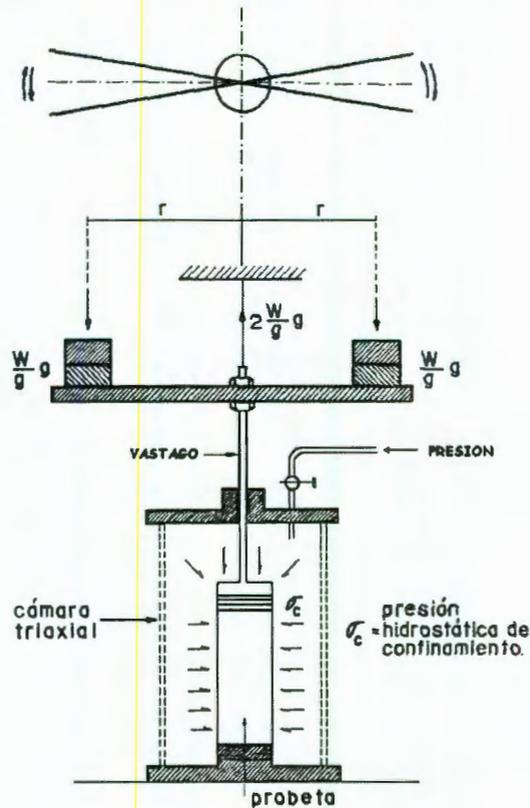


Fig. 4.10.- Péndulo de Torsión Simple

Si el material se encuentra saturado se permite la consolidación total del suelo y luego se hace vibrar la muestra libremente, obteniéndose la respuesta elástica. Con

los resultados obtenidos se calcula la rigidez del suelo  $\mu$  y la fracción del amortiguamiento crítico  $\zeta_s$  son representativos de cada estrato Fig. 4.11.

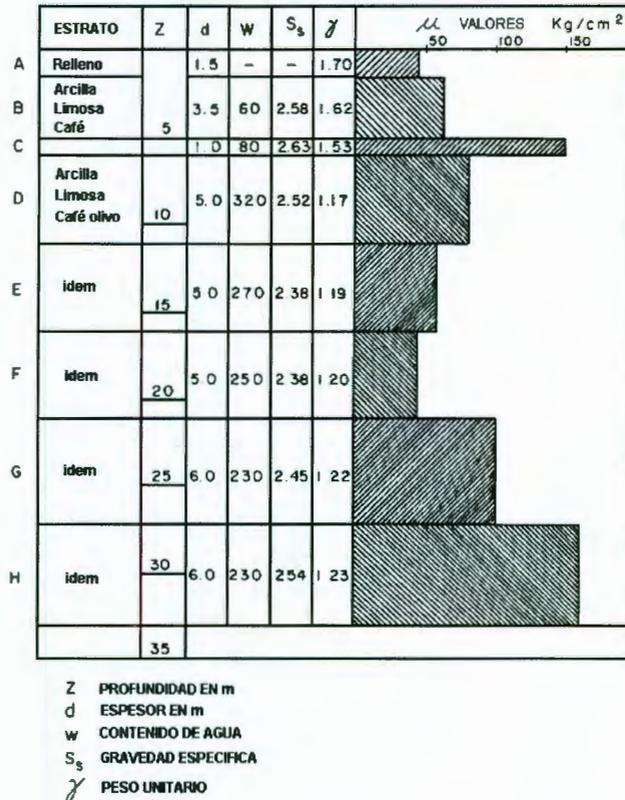


Fig. 4.11 Perfil de Modulo Dinámico de Elasticidad al cortante

Con los valores de  $\mu$  y la masa unitaria del suelo se calcula la velocidad  $V_s$  de la onda cortante por la (9), de donde podrá calcularse aproximadamente el período fundamental del suelo. Sea  $V_{s1}$ ,  $\rho_i$  y  $d_i$  la velocidad de la onda, masa unitaria, y espesor respectivamente del estrato  $i$ . El tiempo que la onda tardaría en atravesar dicho estrato es

$$\Delta t_i = \frac{d_i}{v_{si}} \dots\dots\dots(\text{Eq. 4.27})$$

La onda recorre de la base firme a la superficie del suelo donde es reflejada hacia la base firme en un tiempo de  $\frac{1}{4}$  del período fundamental, así también la distorsión total del suelo en la superficie representará la amplitud del movimiento, Fig. 7 por consiguiente:

$$T_{s1} = 4 \sum_1^n \frac{d_i}{v_{si}} \dots\dots\dots(\text{Eq. 4.28})$$

las distorsiones relativas y esfuerzos cortantes en el subsuelo producidas por cierta aceleración sísmica en la superficie pueden calcularse por medio de expresiones paramétricas del movimiento para el caso de ondas, tanto compresionales como de esfuerzo cortante que viajan desde el estrato firme hacia la superficie, (91)

## **5.- DISEÑO DE EDIFICIO TIPO DE 4 NIVELES**

### **5.1.- HIPÓTESIS SÍSMICAS PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS EN EDIFICACIÓN TIPO**

#### **DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO**

Se trata de un edificio de 2,880.00 m<sup>2</sup> en 4 niveles simétricos de 3.10 m de altura de igual elevación superficiales de planta cuadrangular, regular y simétrica,. cuenta con 10 entre-ejes de longitud 6.0 m cada uno en ambos sentidos a centros columna. Su uso podrá ser Departamental Habitacional, Comercial, Oficinas y Negocios o Gubernamental.

#### **ESTRUCTURACIÓN**

La estructura principal del edificio es una retícula tridimensional formada por las losas de entrepiso y columnas de concreto reforzado.

El sistema de piso en todos los niveles es a base de losas planas y losas aligeradas de concreto reforzado. En la totalidad de los entrepisos, dichas losas se apoyan en trabes que transmiten los esfuerzos hacia las columnas también de concreto reforzado.

La cimentación consiste básicamente en zapatas aisladas perimetralmente ligadas por contratrabes de concreto armado desplantadas a una profundidad variable hasta encontrar terreno resistente, según el reporte de geotécnia.

Existen muros que tienen carácter de no estructurales. Serán de tabique de barro rojo recocido, y se desplantarán sobre una cimentación corrida de mampostería de piedras naturales.

Se eligió un total de 4 niveles debido a que se quiere establecer el parámetro de disminución de costo conforme a una estructura que genere un cambio económico y social suficiente para aumentar la actividad económica en el área que se elige para construir, esto es una estructura de tipo A según el reglamento del Municipio de Querétaro la cual requiere para pertenecer a este rubro es de 2,800 m<sup>2</sup> de área construida.

Se considera una estructura regular debido a lo cual el diferencial de volumen de acero con respecto de considerar una estructura irregular será más conservador y por consiguiente más apropiado para establecer conclusiones generales sobre este tipo de construcciones.

Se propone un análisis con los coeficientes sísmicos propuestos por las distintas reglamentaciones vigentes el diseño por sismo de la Comisión Federal de Electricidad de 1993, El Reglamento de Construcciones del Municipio de Querétaro de 1991(2003) y la microzonificación sísmica (espectro de diseño sísmico) propuesta en este trabajo.

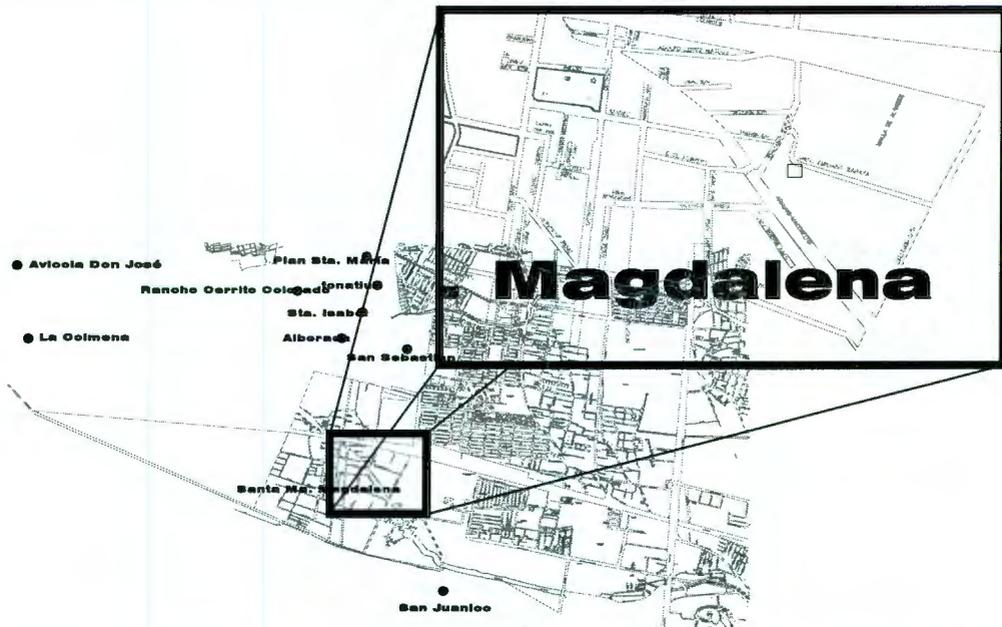


Figura 5.1 Ubicación del predio donde se pretende construir la edificación tipo, zona II o de transición.

ZONA B , CONSTRUCCIONES TIPO A				
ZONA	RC-QRO (1991)	CFE-1993 (ZONA B)	RC-DF (1987)	PROPUESTAS
I	0.10 (<0.04)	0.14(0.2-0.6)	0.16	0.05 (0.05-0.10)
II	0.20(0.4-1.0)	0.3(0.6-1.5)	0.32	0.10(0.10-0.50)
III	0.25	0.36(1.5-2.9)	0.40	0.25(0.50-1.00)

Tabla 5.1 Tabla de coeficientes sísmicos para las 3 diferentes formas de análisis sísmico.

---

---

## ANÁLISIS 1

Se usará el coeficiente sísmico encontrado apartir de la regionalización dada por el diseño por sismo de Comisión Federal de Electricidad para una construcción de cuatro niveles de tipo A, ubicada en el fraccionamiento Sn. Francisquito, siendo una estructura de tipo A, en una zona II con  $0.4 < T < 0.5$ , es una estructura regular con un  $Q = 4$ , y un  $c = 0.30 * 1.5 = .45$

## ANÁLISIS 2

Se usará el coeficiente sísmico recomendado por Reglamento de Construcción y de los Servicios Urbanos para el Municipio de Querétaro para una construcción de cuatro niveles de tipo A, ubicada en el fraccionamiento Sn. Francisquito, siendo una estructura de tipo A, en una zona B con  $0.4 < T < 0.5$ , es una estructura regular con un  $Q = 4$ , y un  $c = 0.20 * 1.5 = 0.30$

## ANÁLISIS 3.

Se usará el coeficiente sísmico encontrado apartir de la microzonificación sugerida en el capítulo 5 para una construcción de cuatro niveles de tipo A, ubicada en el fraccionamiento Sn. Francisquito, siendo una estructura de tipo A, en una zona II con  $0.1 < T < 0.5$ , es una estructura regular con un  $Q = 4$ , y un  $c = 0.10 * 1.50 = 0.15$

## **5.2.- MEMORIA DE CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA CON BASE A EL PROGRAMA ESTRUCTURAL SAP 2000**

### **5.2.1.- INTRODUCCIÓN**

El cálculo de la estructura ha sido realizado mediante el programa SAP 2000 Nonlinear versión 6.11 [Structural Análisis Program] Copyright 1984-1997, Computers and Structures, 1995 University Av. , Berkeley, CA 94704

En párrafos siguientes se refiere al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de México como el 'Reglamento', y a las Normas Complementarias del Distrito Federal como las 'Normas'.

## 5.2.2.- GEOMETRÍA

### 5.2.2.1-SISTEMAS DE COORDENADAS

Se utilizan tres tipos de sistemas de coordenadas:

**-SISTEMA GENERAL:** Es el sistema de coordenadas utilizado para situar elementos en el espacio. Está constituido por el origen de coordenadas  $O_g$  y los ejes  $X_g$ ,  $Y_g$  y  $Z_g$ , formando un triedro. Los ejes  $X_g$  y  $Z_g$  definen el plano horizontal del espacio, y los planos formados por  $X_gY_g$  y  $Y_gZ_g$  son los verticales.

**-SISTEMA LOCAL:** Es el sistema de coordenadas propio de cada una de los miembros de la estructura y depende de su situación y orientación en el espacio. Cada miembro tiene un eje de coordenadas local para cada uno de sus nudos  $i$  y  $j$ , a los que se denominará  $[O_{li}, X_{li}, Y_{li}, Z_{li}]$  y  $[O_{lj}, X_{lj}, Y_{lj}, Z_{lj}]$ , respectivamente. Los ejes locales se definen de la siguiente manera.

Ejes Locales en el NUDO  $i$ :

El origen de coordenadas  $O_{li}$  está situado en el nudo  $i$ . El eje  $X_{li}$  se define como el vector de dirección  $j$ . El eje  $Y_{li}$  se selecciona perpendicular a los ejes  $X_{li}$  y  $Z_g$ , de

forma que el producto vectorial de  $Z_g$  con  $X_{li}$  coincida con  $Y_{li}$ . El eje  $Z_{li}$  se determina por la condición de ortogonalidad que debe cumplir el triedro formado por  $X_{li}$ ,  $Y_{li}$  y  $Z_{li}$ .

**-SISTEMA PRINCIPAL:** Es el sistema de coordenadas que coincide con el sistema de ejes principales de inercia de la sección transversal de un miembro.

Se obtiene mediante una rotación de valor un ángulo  $\beta$ , entre los ejes  $Y$  local e  $Y$  principal de su nudo de menor numeración, medido desde el eje  $Y$  local en dirección a  $Z$  local.

El sistema de coordenadas general  $[O_g, X_g, Y_g, Z_g]$  se utiliza para definir las siguientes magnitudes:

-Coordenadas de los nudos.

- Condiciones de sustentación de los nudos en contacto con la cimentación (apoyos, empotramientos, resortes y asientos).

---

- Cargas continuas, discontinuas, triangulares y puntuales aplicadas en los miembros.

- Fuerzas y momentos en los nudos.

- Desplazamientos en los nudos y reacciones de aquellos en contacto con el terreno, obtenidos después del cálculo.

El sistema de coordenadas principal  $[O_p, X_p, Y_p, Z_p]$  se utiliza para definir las siguientes magnitudes:

- Cargas de temperaturas, con gradiente térmico a lo largo del eje  $Y_p$  o  $Z_p$  de la sección.

- Cargas del tipo momentos flexionantes y torsionantes en miembros.

- Resultados de solicitaciones de un miembro.

---

---

### 5.2.2.2-DEFINICIÓN DE LA GEOMETRÍA

La estructura se ha definido como una malla tridimensional compuesta por miembros, nudos y nodos. Se considera miembro al elemento que une dos nudos. Los miembros son de directriz recta, de sección constante entre sus nudos, y de longitud igual a la distancia entre el origen de los ejes locales de sus nudos extremos. Los nodos pertenecen a los elementos finitos que se utilizan para modelizar las paredes resistentes.

Las uniones de los miembros en los nudos pueden ser de diferentes tipos:

-*UNIONES RIGIDAS*, en las que los miembros transmiten giros y desplazamientos a los nudos.

### 5.2.2.3-CRITERIO DE SIGNOS DE LOS LISTADOS DE SOLICITACIONES

Los listados de 'Solicitaciones' y 'Por Secciones', que se obtienen factorizados, se realizan según los ejes principales del nudo inicial de los miembros  $[X_p, Y_p, Z_p]$ . El criterio de signos utilizado es el siguiente:

- **Axiles Fx.** Un valor negativo indicará compresión, mientras que uno positivo, tensión.
  
- **Cortantes Vy.** Un valor positivo indicará que la tensión de cortadura de una rebanada, en la cara que se ve desde el nudo inicial, tiene el mismo sentido que el eje Yp.
  
- **Cortantes Vz.** Un valor positivo indicará que la tensión de cortadura de una rebanada, en la cara que se ve desde el nudo inicial, tiene el mismo sentido que el eje Zp.
  
- **Momentos Flexionantes My** [plano de flexión perpendicular a Yp]. En el caso de vigas y diagonales cuyo plano de flexión no sea horizontal [es decir, su eje Zp no es horizontal], se utiliza el criterio habitual: los momentos situados por encima del miembro la fibra tensionada es la superior] son negativos, mientras que los situados por debajo [la fibra tensionada es la inferior] son positivos.

En el caso de vigas y diagonales cuyo plano de flexión sea horizontal (su eje Zp es horizontal), y en el caso de columnas, se utiliza el siguiente criterio: los momentos situados hacia el eje Zp positivo son positivos, mientras que los situados hacia el eje Zp negativo son negativos.

- **Momentos Flexionantes  $M_z$**  [plano de flexión perpendicular a  $Z_p$ ]. En el caso de vigas y diagonales cuyo plano de flexión no sea horizontal [es decir, su eje  $Y_p$  no es horizontal], se utiliza el criterio habitual: los momentos situados por encima del miembro [la fibra tensionada es la superior] son negativos, mientras que los situados por debajo [la fibra tensionada es la inferior] son positivos.

En el caso de vigas y diagonales cuyo plano de flexión sea horizontal (su eje  $Y_p$  es horizontal), y en el caso de columnas, se utiliza el siguiente criterio: los momentos situados hacia el eje  $Y_p$  positivo son positivos, mientras que los situados hacia el eje  $Y_p$  negativo son negativos.

- **Momentos Torsionantes  $M_x$** . El momento torsionante será positivo si, vista la sección desde el eje  $X_p$  del miembro [desde su nudo inicial], ésta tiende a girar en el sentido de las agujas del reloj.

## **5.2.3.- CARGAS**

### **5.2.3.1-CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL**

#### **A).- ESTADOS LÍMITE**

El programa verifica la seguridad de las estructuras con relación a diferentes estados límites, según el título Sexto, capítulo III del Reglamento. Los estados límites considerados son:

- Estado límite de servicio.
- Estado límite de falla.

Según dicta el Art.184 del Reglamento, se deberán considerar los siguientes valores para la comprobación del estado límite de desplazamientos:

- Limitación de deflexión vertical:

$L/240+0.5\text{cm}$  o  $L/480+0.3\text{cm}$ , si existen elementos estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos. En voladizos, se duplican los límites anteriores.

- Limitación de deflexión horizontal:

$H/500$  o  $H/250$  si existen elementos estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos.

El programa contempla la posibilidad de fijar una deflexión relativa vertical, tal como  $L/400$ , para utilizar como comparación con los valores de deflexión calculados, sin considerar comprobaciones de desplazamiento relativo horizontal. Estas comprobaciones pueden, sin embargo, ser realizadas manualmente por el usuario a partir de los listados de desplazamientos de los nudos, en los que se recoge abundante información sobre los desplazamientos y giros de los nudos.

---

---

## **B).- CLASIFICACIÓN DE LAS ACCIONES**

sap2000 considera en el cálculo el efecto de las acciones según las intensidades dispuestas en el Art.187 del Reglamento, pudiendo definirse cargas muertas [G], cargas vivas [W] y cargas accidentales [A].

### **B.1).- CARGAS MUERTAS [G]**

Según el Art.196, "Se consideran como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no varía substancialmente con el tiempo."

Según el Art.187, "Para acciones permanentes se tomará en cuenta la variabilidad de las dimensiones de los elementos, de los pesos volumétricos y de otras propiedades relevantes de los materiales, para determinar un valor máximo probable de la intensidad."

Material	Peso T/m <sup>3</sup>
Concreto	2.40
Mortero cal arena	1.50
Yeso	1.50
Bloque hueco de concreto	1.70
Mosaico de pasta	30.00

$G_{máx}$  se utiliza si su efecto es desfavorable a la estabilidad de la estructura.

Cuando el efecto de la acción permanente sea favorable a la estabilidad de la estructura, se determinará un valor mínimo probable de la intensidad.

$G_{mín}$  se utiliza si su efecto es favorable a la estabilidad de la estructura.

En el programa se permite definir un único valor para las cargas muertas, debiendo decidir el usuario el valor más apropiado en cada caso.

• **B2).- CARGAS VIVAS [W]:**

Según el Art.198, “Se consideran cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente.” .

Según el Art. 187 del Reglamento se determinan las siguientes intensidades:

*W<sub>m</sub> (máxima)*: se determina como el valor máximo probable durante la vida esperada de la edificación.

$$W_m = 250.0 \text{ Kg/m}^2$$

*W<sub>a</sub> (instantánea)*: se determina como el valor máximo probable durante el transcurso de una acción accidental

$$W_a = 180.0 \text{ Kg/m}^2$$

$W$  (media): se estima como el valor medio que puede tomar la acción durante un lapso de tiempo de varios años.

$$W = 70.0 \text{ Kg/m}^2$$

$W$  (mínima): se utiliza si su efecto es favorable a la estabilidad de la estructura. En general su valor será igual a cero.

Se debe cumplir que  $W_m$  (máxima) >  $W_a$  (instantánea) >  $W$  (media) >  $W$  (mínima).

Atendiendo a los Art.187 y 199, el programa permite definir mediante la función "Cargas/Opciones..." los coeficientes de combinación, que aplicados a las cargas vivas unitarias introducidas, producen las cargas vivas  $W_m$ ,  $W_a$  y  $W$ :

$W_m$ : Se emplea para combinación con los efectos de acciones permanentes, en el cálculo de estructuras por fuerzas gravitacionales, para calcular asentamientos inmediatos en suelos y para el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales, en su estado límite de falla.

**Wa: Se emplea para el diseño sísmico, en cuanto a la obtención de la fracción de cargas variables intervinientes o cargas participantes, y para cualquier combinación que incluya acciones accidentales o más de una acción variable.**

W: Se emplea para estimar efectos a largo plazo como el cálculo de asentamientos y deflexiones diferidas, que son necesarios de considerar en el estado límite de servicio.

### **B3).- CARGAS ACCIDENTALES (A):**

Se consideran cargas accidentales las fuerzas producidas por efecto de sismo, viento o efectos propiamente accidentales de rara aparición (ej. choque de un coche contra una columna de primera planta).

### **C).- HIPÓTESIS DE CARGA Y COMBINACIONES DE HIPÓTESIS**

El programa permite introducir cada tipo de carga en distintas hipótesis, de un total de 25 hipótesis. El programa combina automáticamente las hipótesis de carga según unas reglas de combinación preestablecidas, siendo posible definir un factor de carga, independiente para cada hipótesis y cada material.

La función "*Cargas/Opciones...*" muestra los diferentes tipos de acciones que son considerados por el programa, permitiendo definir factores de carga para cada una de las hipótesis.

- Las cargas permanentes o muertas (G) deben introducirse en la hipótesis "0".
- Las cargas variables o vivas (W) deben introducirse en las siguientes hipótesis, dependiendo del origen de la carga:

El programa considera de forma automática el peso propio de los miembros de la estructura como carga muerta en la hipótesis "0", siempre que la opción "*Peso propio*" de la caja de diálogo "*Cargas/Opciones...*" esté activada. Igualmente el programa utiliza el valor del peso propio definido en las fichas de losas reticulares o aligeradas y el peso propio de los forjados de losa maciza, para considerarlo como carga muerta en la hipótesis "0".

### **Combinaciones de solicitaciones realizadas.**

Según Art.188 del Reglamento, a fin de verificar la seguridad de la estructura, deben considerarse dos categorías de combinaciones:

· I Combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables

-  **$Ia : G + W0m + \Sigma Wia$**  La carga variable más desfavorable se considerará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea.

-  **$Ib : G + \Sigma Wi$**  Para largo plazo, por ejemplo en el cálculo de las deflexiones, todas las acciones variables se considerarán con intensidad media.

· II Combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales

-  **$II : G + \Sigma Wia + Ai$**  Se considerarán las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.

- pendientes (factores de carga), definidos en el Art. 194 del Reglamento.

### 3.5-Factores de carga:

Según el Art.194 del Reglamento, se deben considerar los siguientes valores de los factores de carga:

- Para las combinaciones de carga que se encuentren dentro de la categoría I, Edificios del grupo B se aplicará un factor de carga de valor 1.4.
- Para las combinaciones de carga que se encuentren dentro de la categoría I, **Edificios del grupo A se aplicará un factor de carga de valor 1.5.**
- Para las combinaciones de carga que se encuentren dentro de la categoría II se aplicará un factor de carga de valor 1.1.
- Para acciones o fuerzas internas permanentes cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura se aplicará un factor de carga igual a 0.9. Se tomará como intensidad de la acción el valor mínimo probable.

Para revisión de los estados límite de servicio se tomará un factor de carga de valor 1.0.

En el programa se definen los valores de los factores de carga para cada hipótesis y para los estados, I y II. Para las cargas permanentes introducidas en la hipótesis 0 (G), el programa considera tanto el coeficiente introducido en los estados I y II, como el valor 0.90, coeficiente característico a aplicar a acciones favorables para la estructura. Esta consideración incrementa el número de combinaciones automáticas que realiza el programa.

---

---

### 5.2.4.- DISEÑO POR SISMO

Para la evaluación de la acción sísmica sobre una estructura, el programa utiliza las especificaciones incluidas en las Normas para Diseño por Sismo así como en el Reglamento - Título Sexto, Capítulo VI -.

El artículo 203 del Reglamento establece, que según las características de la estructura es posible optar por un análisis según métodos simplificados, estáticos o dinámicos.

En los capítulos 2.1. y 9 del Reglamento se recogen respectivamente:

- "Toda estructura podrá analizarse mediante un método dinámico"
- "Se aceptarán como métodos de análisis dinámico el análisis modal y el cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos".

El programa realiza el cálculo de la acción sísmica mediante un análisis de tipo dinámico, en el que el cálculo de las cargas sísmicas se realiza mediante un análisis modal espectral.

La acción sísmica se estudia, según especifica el artículo 203 del Reglamento, bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneas. En las “Normas Técnicas Complementarias”, sección 8.8, se especifica que los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se deben combinar tomando en cada dirección analizada, el 100% de los efectos de la componente en esa dirección, y el 30% de los efectos perpendicularmente a ella, con los signos que para el concepto resulten más desfavorables. *Sap2000* permite considerar la regla anterior, llamada “regla del 30%”, de forma opcional, ya que la bibliografía actual considera menos acertada que considerar un coeficiente adicional de 1,2 sobre las acciones sísmicas horizontales, que consiste en factorizar las cargas sísmicas por este factor adicional.

Los efectos de 2º orden, producidos por carga vertical actuando sobre la estructura ya deformada o por la plastificación parcial de la estructura, no son considerados.

Se considera que bajo la acción sísmica, la estructura no deberá alcanzar ningún estado límite de falla o de servicio.

Según el Art. 203 del reglamento, para el diseño de todo elemento que contribuya en más del 35% a la capacidad de resistencia total de la estructura en cuanto a fuerza cortante, momento torsionante o momento de volteo de un entrepiso, se adoptarán factores de resistencia 20% inferiores a los especificados en las Normas Técnicas Complementarias.

En el programa se utilizan métodos dinámicos para el análisis sísmico, no contemplando métodos simplificados o estáticos en ningún caso. No se toman en consideración factores reductores de resistencia en los elementos mencionados anteriormente.

---

### 5.2.5.- ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO

Según el Art.206. del Reglamento, se establecen las siguientes definiciones:

- El coeficiente sísmico, 'c' , se define como el cociente entre la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por efecto del sismo y el peso de la edificación sobre dicho nivel.
- Se tomará como 'base' de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos.
- En el cálculo del peso total de la estructura se deberán tener en cuenta tanto las cargas vivas como las muertas.

El programa considera solamente los nudos situados sobre la rasante, cuyo movimiento en la dirección de estudio no esté coaccionado mediante un apoyo; es decir, se considera que toda la estructura bajo rasante se mueve solidariamente con el terreno durante el sismo. El usuario puede definir la cota de rasante a considerar en la caja de diálogo de la función "Cargas/Opciones...".

El programa utiliza la ecuación del espectro definida en el capítulo 3 de las Normas Técnicas Complementarias. En él se define la forma de obtener la aceleración 'a' a partir del período 'T' y del coeficiente sísmico 'c'. La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico 'a', expresada como fracción de la gravedad, está dada por las siguientes expresiones:

- $a = (1+3 \cdot T/T_a) \cdot c/4$  si  $T < T_a$
  
- $a = c$  si  $T_a < T < T_b$
  
- $a = (T_b/T)^r \cdot c$  si  $T > T_b$  ..... (Ec. 5.1)

Los valores de 'c', 'Ta', 'Tb' y del exponente 'r' se obtienen a partir de los datos "Uso del edificio(Grupo)" y "Zona sísmica" de la caja de diálogo de la función 'Cargas/Definir/Sismo Dinámico'. La tabla que se utiliza en el programa es la siguiente:

Zona	Coeficiente 'c'	Ta (seg)	Tb (seg)	r Sísmica	Tipo A	Tipo B ( B1-B2)
I	0.24	0.16	0.2	0.61		1/2
II	0.48	0.32	0.3	1.52		1/3
II	0.60	0.40	0.6	3.91		
III	0.60	0.40	0.6	3.91		

### 5.2.6.- CÁLCULO DE C PROPUESTO PARA LOS PERIODOS NATURAL DE INTERÉS

Cuando se selecciona una determinada normativa para el cálculo del sismo, en este caso la de México D.F., y se elige la opción “Dinámico” en la caja “Cargas/Opciones/Sismo”, se utilizan internamente los espectros fijados por la normativa.

Cuando se elige la opción “Genérico” en la caja “Cargas/Opciones/Sismo”, Sap2000 permite considerar la acción sísmica mediante una formulación ‘genérica’, en la que se pueden definir diferentes espectros de respuesta a partir de sus valores característicos. Se puede realizar la composición de hasta 4 espectros, mediante distintas formas de combinación: suma, media aritmética, media cuadrática y la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS). Del capítulo 4. Usando la Ec. 5.1 para  $T > T_b$  se obtienen los valores de c

Zona	$c^*$	$a^{**}$	$a_0^{**}$	$T_a^1$	$T_b^1$	$r$
I	0.05	2.1E-4	0.0004	0.05	0.10	1.0
II	0.10	6.01E-5	0.008	0.10	0.50	1.33
III	0.20	2.05E-6	0.010	0.50	1.0	2

\*\*Estos datos fueron proporcionados por el Dr. Marco Guzmán Speziale Investigador Titular A(Centro de Geociencias, UNAM, Campus Juriquilla, Querétaro); Dr. Carlos Mendoza, Investigador Titular B(Centro de Geociencias, UNAM, Campus Juriquilla, Querétaro ), Dr. M.A. Arroyo , Maestro Investigador, Tiempo completo( Universidad Autónoma de Querétaro ) obtenidos de los acelerogramas pertenecientes a la estación acelerográfica, parte del sistema de Investigación Miguel Hidalgo (SIHGO-CONACYT, Proyecto DUV-1/96) del programa, instalado en las instalaciones de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Querétaro, Campus Centro Universitario, Cerro de las Campanas, el equipo es un acelerógrafo GSR-18, de Terra Technology Corp. dicho programa se puso en operación el 19 de enero de 1998.

### 5.2.7.- REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS

El programa permite considerar la reducción de fuerzas sísmicas del capítulo 4.1. de las Normas Técnicas Complementarias. En la caja de definición del sismo del tipo '*Dinámico*' se selecciona el valor de  $Q$ , factor de comportamiento sísmico, de entre los valores 1.0, 1.5 o 2.0. También se define la opción "*Estructura regular*", que puede estar activada o desactivada, debiendo activarse cuando se cumplen las condiciones de regularidad de la sección 6 de las Normas.

El valor del factor reductivo  $Q'$ , se calculará de la siguiente manera:

- $Q' = Q$  si se desconoce  $T$ , o  $T > T_a$
- $Q' = 1 + (T/T_a)(Q-1)$  si  $T < T_a$ ..... (Ec. 5.2)

Si la opción “Estructura regular” no está activada porque no se satisfacen las condiciones de regularidad establecidas en las Normas, entonces el programa considera siempre un valor del factor reductivo igual a  $0.8 Q'$ , calculando  $Q'$  de la forma expresada anteriormente.

### 5.2.8.- FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO

Los valores del factor de comportamiento sísmico  $Q$  se definen en el capítulo 4 de las Normas, y en el artículo 207 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

El valor de  $Q$  varía en función de las características de la estructura a calcular, pudiendo tomar los valores  $Q = 4, 3, 2, 1.5$  ó  $1$ .

El factor  $Q$  puede variar en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de esta en dichas direcciones.

El factor de comportamiento sísmico  $Q$  es un factor de ductilidad. A estos efectos el programa no contempla las disposiciones de edificios constituidos por marcos dúctiles ( $Q=3$  ó  $Q=4$ ), pudiendo tomar el factor de comportamiento sísmico  $Q$  solamente los valores 1.0, 1.5 o 2.0.

### 5.2.9.- EFECTOS DE TORSIÓN

A efectos de diseño, el momento torsionante se considera igual a la fuerza cortante del entrepiso, cuyo punto de aplicación *-PA-* se asume inicialmente en el centro de masas, multiplicada por la excentricidad que resulte más desfavorable de las siguientes:

- Excentricidad 1 (hipótesis 5 y 6) : Reducir la distancia de *PA* al centro de rigideces ( $et$ ) en un valor  $0.1B$
- Excentricidad 2 (hipótesis 7 y 8) : Aumentar la distancia de *PA* al centro de rigideces ( $et$ ) en un valor  $0.5et + 0.1B$  (7.3)

siendo,

- $e_t$  : Distancia, proyectada sobre la dirección ortogonal al sismo, entre el centro de masas y el centro de rigideces.
- $B$ : Dimensión ortogonal a la dirección del sismo de la planta.

#### 5.2.10.- ANÁLISIS MODAL

*Sap2000*, utiliza para el análisis sísmico el método modal espectral, permitiendo elegir el número de modos, hasta un máximo de 30, que van a combinarse, o el tanto por ciento máximo de masa movilizada.

Según la sección 9.1 de las Normas Técnicas Complementarias, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración que tengan un periodo  $T=0.4\text{seg}$  considerando al menos 3 modos de translación por cada dirección de análisis. El programa considera todos los modos incluidos en la opción "Número de modos de vibración a componer(1 a 30)", con independencia de que su periodo sea de valor  $T=0.4\text{seg}$ .

Igualmente aunque la sección 9.1 de las Normas indica que puede despreciarse el efecto dinámico torsional, los modos rotacionales, y las excentricidades estáticas, el programa considera todos los modos de vibración incluidos en el número de modos a componer, con independencia de que sean traslacionales o rotacionales.

La sección 9.1. de la Norma indica que las respuestas modales se combinarán según la expresión  $S=(\sum S_i^2)^{1/2}$ , salvo que existan periodos de los modos separados menos del 10% entre sí. El programa utiliza siempre la Combinación Cuadrática Completa (CQC), adecuada para todos los casos, incluso cuando existan períodos que estén separados menos del 10%.

El programa no considera efectos de segundo orden La norma indica que los desplazamientos horizontales se deben multiplicar por Q para el cálculo de estos.

Cuando está habilitada la opción "*Considerar la excentricidad accidental*" de las opciones avanzadas de sismo, se toma la excentricidad accidental especificada en la sección 8.6. de la Norma, que hace referencia a análisis estático, y se especifica en el apartado 4.5 Efectos de torsión, de este documento.

Los efectos bidireccionales especificados en el apartado 8.8 "Efectos bidireccionales", se pueden considerar utilizando la denominada '*regla del 30%*', o amplificando los factores de las cargas sísmicas con un coeficiente adicional de valor

1.2 sobre las acciones sísmicas horizontales, como la bibliografía actual apunta como más acertado.

### 5.2.11.- SECCIONES

Definición de las características geométricas y mecánicas de los perfiles

PERALTE H: Es el valor de la dimensión del perfil en el sentido paralelo a su eje Y principal, en mm.

ANCHO B: Es el valor de la dimensión del perfil en el sentido paralelo a su eje Z principal, en mm.

AREA  $A_x$ : Es el valor del área de la sección transversal de un perfil de acero, en  $cm^2$ .  
En una sección rectangular viene dada por la expresión:

$$A_x = B \cdot H \dots\dots\dots(Ec. 5.3)$$

### 5.2.12.- CALCULO DE SOLICITACIONES

El cálculo de las solicitaciones realizó mediante el método matricial espacial de la rigidez, suponiendo una relación lineal entre esfuerzos y deformaciones en los miembros y considerando los seis grados de libertad posibles de cada nudo. A título indicativo, se muestra a continuación la matriz de rigidez de un miembro, donde se pueden observar las características de los perfiles que han sido utilizadas para el cálculo de esfuerzos.

$$\begin{array}{cccccc}
 \frac{E \cdot A_x}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & \frac{12 \cdot E \cdot I_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{-6 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \\
 0 & 0 & \frac{12 \cdot E \cdot I_y}{L^3} & 0 & \frac{6 \cdot E \cdot I_y}{L^2} & 0 \\
 0 & 0 & 0 & \frac{G \cdot I_x}{L} & 0 & 0 \\
 0 & 0 & \frac{6 \cdot E \cdot I_y}{L^2} & 0 & \frac{4 \cdot E \cdot I_y}{L} & 0 \\
 0 & \frac{-6 \cdot E \cdot I_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4 \cdot E \cdot I_z}{L}
 \end{array}
 \dots\dots\dots (Ec.5.4)$$

Donde  $E$  es el módulo de deformación longitudinal y  $G$  es el módulo de deformación transversal calculado en función del coeficiente de Poisson y de  $E$ . Sus valores se toman de la base de perfiles correspondiente a cada miembro.

Es posible reducir el acortamiento por axil de las columnas mediante la introducción de un factor multiplicador del término ' $E \cdot Ax / L$ ' de la matriz anterior, como se recoge en el LISTADO DE DATOS DE CALCULO.

Es posible considerar la opción de indeformabilidad de losas horizontales en su plano, como se recoge en el LISTADO DE DATOS DE CALCULO. Al seleccionar esta opción todos los nudos situados dentro del perímetro de cada losa horizontal, unidireccional, reticular o maciza, quedan englobados en 'grupos' (uno por cada losa), a los que individualmente se asignan 3 grados de libertad: El desplazamiento vertical - $Dy$ - y los giros según los ejes horizontales - $Gx$  y  $Gz$ -. Los otros tres grados de libertad ( $Dx, Dz$  y  $Gy$ ) se suponen compatibilizados entre todos los nudos del "grupo": Los nudos que no pertenezcan a una losa horizontal, ya sea por ser independientes o por estar en planos inclinados, se les asignan 6 grados de libertad.

Es posible considerar el tamaño de la columna en las losas reticulares y macizas, como se recoge en el LISTADO DE DATOS DE CALCULO. Al seleccionar esta opción, se considera que la parte de losa situada sobre la columna (considerando para ello la exacta dimensión de la columna y su posición o crecimiento) es infinitamente rígida. Todos los nudos situados en el interior del perímetro de la columna

comparten, por tanto, los 6 grados de libertad ( $D_x$ ,  $D_y$ ,  $D_z$ ,  $G_x$ ,  $G_y$ ,  $G_z$ ). Esto hace que en el interior de esta porción de losa, no existan esfuerzos, y por tanto, los nervios y vigas que acometen a la columna se arman con los esfuerzos existentes en la cara de la columna.

En base a éstas hipótesis se ha planteado y resuelto el sistema de ecuaciones o matriz de rigidez de la estructura, determinando los desplazamientos de los nudos por la actuación del conjunto de las cargas, para posteriormente obtener los esfuerzos en los nudos en función de los desplazamientos obtenidos.

---

---

## Principios fundamentales del cálculo matricial

El programa realiza el cálculo de esfuerzos utilizando como método de cálculo el método matricial de la rigidez. En este método, se calculan los desplazamientos y giros de todos los nudos y nodos de la estructura, [cada nudo/nodo tiene seis grados de libertad: los desplazamientos y giros sobre tres ejes generales del espacio, a menos que se opte por la opción de indeformabilidad de las losas horizontales en su plano o la consideración del tamaño de la columna en losas reticulares y macizas], y en función de ellos se obtienen los esfuerzos [axiles, cortantes, momento torsionante y flectores] de cada sección.

Para la validez de este método, las estructuras a calcular deben cumplir, o se debe suponer el cumplimiento de los siguientes supuestos:

### *-Teoría de las pequeñas deformaciones*

Se supone que la geometría de una estructura no cambia apreciablemente bajo la aplicación de las cargas. Este principio es en general válido, salvo en casos en los que la deformación es excesiva [puentes colgantes, arcos esbeltos...]. Implica además, que se desprecian los esfuerzos producidos por los desplazamientos de las cargas originados al desplazarse la estructura.

Este mismo principio establece que se desprecian los cambios de longitud entre los extremos de un miembro debidos a la curvatura de la misma o a desplazamientos producidos en una dirección ortogonal a su directriz.

Hay otros métodos tales como la teoría de las grandes deflexiones o teoría de segundo orden que sí recogen estos casos.

#### *-Linealidad*

Este principio supone que la relación tensión - deformación, y por tanto, la relación carga - deflexión, es constante. Esto es generalmente válido en los

materiales elásticos, pero debe garantizarse que el material no llega al punto de fluencia en ninguna de sus secciones.

#### *-Superposición*

Este principio establece que la secuencia de aplicación de las cargas no altera los resultados finales. Como consecuencia de este principio, es válido el uso de las

"fuerzas equivalentes en los nudos" calculadas a partir de las cargas existentes en los miembros; esto es, para el cálculo de los desplazamientos y giros de los nudos se sustituyen las cargas existentes en los miembros por sus cargas equivalentes aplicadas en los nudos.

#### *-Equilibrio*

La condición de equilibrio estático establece que la suma de todas las fuerzas externas que actúan sobre la estructura, más las reacciones, será igual a cero. Así mismo, deben estar en equilibrio todos los nudos y todas los miembros de la estructura, para lo que la suma de fuerzas y momentos internos y externos en todos los nudos de la estructura debe ser igual a cero.

#### *-Compatibilidad*

Este principio supone que la deformación y consecuentemente el desplazamiento, de cualquier punto de la estructura es continuo y tiene un solo valor.

### *-Condiciones de contorno*

Para poder calcular una estructura, deben imponerse una serie de condiciones de contorno. Sap2000 permite definir en cualquier nudo restricciones absolutas (apoyos y empotramientos) o relativas (resortes) al desplazamiento y al giro en los tres ejes generales de la estructura, así como desplazamientos impuestos (asientos).

### *-Unicidad de las soluciones*

Para un conjunto dado de cargas externas, tanto la forma deformada de la estructura y las fuerzas internas así como las reacciones tiene un valor único.

---

---

### **5.2.13.- CALCULO DEL CONCRETO REFORZADO**

#### **Consideraciones generales**

El diseño y construcción de estructuras de concreto se realiza de acuerdo con lo especificado en las 'Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto', y los artículos pertinentes del 'Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal', título sexto.

#### **Criterios de diseño**

La sección 1.2. de la Norma establece las siguientes directrices a seguir en el cálculo:

El dimensionado se efectuará de acuerdo a criterios relativos a estados límites de falla y de servicio.

Las estructuras de concreto se analizan con métodos que suponen su comportamiento elástico, limitando la Norma, en su sección 1.3.1., la redistribución o

plastificación de momentos negativos al 20% en vigas. *Sap2000* permite al usuario decidir el porcentaje de redistribución en la caja de diálogo de 'Cálculo/Refuerzo/Opciones...', hasta el valor máximo del 20%.

El estudio de plastificación en losas y columnas no es acometido por *Sap2000*. Según la sección 1.3.1. de las Normas la redistribución de momentos negativos vendría limitada al 20% en losas apoyadas en vigas o muros, y al 10% en columnas y losas sobre columnas.

### **Comprobación de pandeo. Esbeltez**

Las Normas establecen unas condiciones para la consideración de intraslacionalidad de los diferentes miembros estructurales, en la sección 1.3.2.a.

El programa permite al usuario elegir entre las opciones de traslacional o intraslacional para realizar las diferentes comprobaciones de los elementos. Se consideran los siguientes parámetros:

$H$  :Longitud libre de un miembro a flexocompresión. En columnas equivale a la distancia entre la base de forjado y la cara inferior de la viga de más peralte.

$H'$  :Longitud efectiva o longitud de pandeo.

$M1, M2$  :Momentos en los extremos

$r$  : radio de giro

#### **-Estructuras intraslacionales:**

El programa utiliza la limitación que las Normas establecen para poder desprejarse los efectos de esbeltez, en la sección 1.3.2.b, para miembros con extremos restringidos lateralmente. La condición utilizada es:

$$H'/r < 34 - 12 M1/M2, \text{ siendo } M2 > M1, \text{ en valor absoluto..... (Ec. 5.5)}$$

El cociente  $M1/M2$  será positivo cuando haya curvatura simple, momentos del mismo lado de la columna. Será negativo cuando exista curvatura doble.

Si  $M1=M2=0$ , entonces se considera que el cociente  $M1/M2=1.0$  ..(Ec. 5.6)

### Estructuras traslacionales

Los efectos de esbeltez pueden despreciarse si no hay cargas horizontales y las cargas verticales no producen desplazamientos laterales apreciables o si los producen se cumple que  $H'/r < 22$ .

Tanto para estructuras traslacionales como intraslacionales si se cumple la condición  $H'/r > 100$ , no se puede utilizar el método simplificado, debiendo realizar un análisis de segundo orden. El programa emita un mensaje de error indicando problemas de esbeltez en la columna en el que se cumpla la condición anterior. En este caso el usuario debe de realizar las comprobaciones que crea necesarias independientemente al programa.

### Comprobación a pandeo

Según las Normas, sección 1.3.2.d 'Momentos de cálculo', los miembros sujetos a flexocompresión en los que no puedan despreciarse los efectos de esbeltez se dimensionan a partir de  $P_u$ , carga axial de diseño o axil factorizado, y un momento amplificado  $M_c$ .

$$M_c = F_b \cdot M_{2b} + F_s \cdot M_{2s}$$

$$F_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} \geq 1.0 \quad ; \quad C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad ; \quad P_c = \frac{F_R \cdot \pi^2 \cdot EI}{(H')^2} \quad ; \quad EI = 0.4 \frac{E_c I}{1 + u} \text{ si}$$

$$F_s = 1 + \frac{W_u/h}{R/Q - 1.2W_u/h}$$

así, .....(Ec. 5.7)

$u$  : relación entre el máximo momento de diseño por carga muerta, en hipótesis 0, y el máximo momento de diseño total, el obtenido de la envolvente.

**$W_u$**  : Suma de todas las cargas gravitatorias por encima de la cota superior de la columna. En *Sap2000* se utiliza el axil en hipótesis 0 de la columna.

**$R$**  : Rigidez de las columnas de la planta o rigidez de entrepiso, obtenida como el cociente entre la suma de los esfuerzos cortantes existentes en el entrepiso y el desplazamiento diferencial de la planta.

En el programa se estudia el pandeo a nivel de cada columna independientemente, no a nivel de planta, por lo que se toma el valor de  $R$  igual a  $12EI/L^3$ , que es la rigidez al desplazamiento horizontal de una columna considerado empotrado en sus extremos. Las otras variables de la formulación anterior tienen el siguiente valor en el programa:

**$Q$**  : Factor de sismo. Si no hay sismo se toma  $Q=1.0$ .

**$h$**  : Altura de la columna, medida entre los ejes de los pisos.

$M2b$  : Es el valor máximo de  $M1$  y  $M2$ , en valor absoluto, momento producidos por las cargas que no producen desplazamientos horizontales. El valor de  $M2b$  debe de ser mayor o igual a  $Pu \cdot e$ , siendo 'e' la excentricidad mínima, de valor el mayor entre 2 cm y  $0.05h/20$ .

$M2s$  : Es el valor máximo de  $M1$  y  $M2$ , en valor absoluto, producidos por las cargas que producen desplazamientos horizontales.

Si la estructura es intraslacional, el programa considera que  $M2s$  tiene valor nulo.

El programa realiza la comprobación  $M2b + M2s \geq Pu \cdot e$ , estando siempre del lado de la seguridad.

En el programa se considera que para estructuras intraslacionales, las cargas no producen desplazamientos horizontales; en estructuras traslacionales, se considera el caso más desfavorable entre las hipótesis de considerar que

TODAS ó que NINGUNA de las cargas producen desplazamientos horizontales. Esto equivale a utilizar el siguiente criterio:

Estructuras intraslacionales:  $M_c = F_b \cdot (M_{2b} + M_{2s}) \dots\dots\dots$  (Ec. 5.8)

Estructuras traslacionales:  $M_c = \text{máx}(F_b, F_s) \cdot (M_{2b} + M_{2s}) \dots\dots$  (Ec. 5.9)

Para estructuras traslacionales, el programa no considera el momento amplificado  $M_c$  que deben soportar las vigas, según 1.3.2 de las Normas.

## **Materiales**

El programa permite definir el tipo de concreto y de acero corrugado a utilizar.

## •Concreto

Según la sección 1.4.1 de la Norma, el concreto empleado para fines estructurales puede ser de dos clases:

•Clase 1 : Densidad en estado fresco mayor de 2.2 t/m<sup>3</sup>.

•Clase 2 : Densidad en estado fresco entre 1.9 y 2.2 t/m<sup>3</sup>.

En los diversos apartados de la sección 1.4.1 se especifican los valores de resistencias a considerar en función de la clase de concreto utilizado.

Los valores recogidos en la Norma son :

$f'_c$  : Resistencia especificada.

$f_c^*$  : Resistencia nominal, siendo  $f_c^* = 0.8f'_c$  . El valor de la resistencia nominal define el tipo de concreto que se introduce en el programa. Por ejemplo si se selecciona un concreto C200, la resistencia nominal que se utiliza es de 200 kg/cm<sup>2</sup>.

$\bar{f}_c$  : Resistencia media

$\bar{f}_t$  : Resistencia a tensión.

$\bar{f}_f$  : Resistencia a tensión por flexión ó módulo de rotura.

$E_c$  : Módulo de elasticidad del concreto.

$C_f$  : Coeficiente de deformación axial diferida final

Para las obras del grupo A ó B1, se debe utilizar concreto de clase 1. según se define en la sección 1.4.1. de la Norma y en el Artículo 174 del Reglamento.

Tabla 6.1 Tipos de cemento

Concreto	clase 1	clase 2
$f_c$	>250 Kg/cm <sup>2</sup>	<250 Kg/cm <sup>2</sup>
$\bar{f}_t$	$1.5\sqrt{f'_c}$	$1.2\sqrt{f'_c}$
$\bar{f}_f$	$2\sqrt{f'_c}$	$1.4\sqrt{f'_c}$
$\bar{f}_t^*$	$1.2\sqrt{f'_c}$	$0.9\sqrt{f'_c}$

$\bar{f}_f^*$	$1.6\sqrt{f'_c}$	$1.1\sqrt{f'_c}$
$E_c$	$14000\sqrt{f'_c}$	$8000\sqrt{f'_c}$
$C_f$	2.4	5.0

Reglamento ACI

Concreto clase 1 clase 2  $f'_c < 250 \text{ Kg/cm}^2 < 250 \text{ Kg/cm}^2$  Equivale a  $f_{ctk}$  Equivale a  $f_{cf}$   $E_c C_f 2.45.0$  ·

---

---

## Acero

El módulo de elasticidad del acero considerado por el programa *Sap2000* tiene un valor de  $E_s=2.000.000$  Kg/cm<sup>2</sup>

*Sap2000* recoge las especificaciones del acero corrugado de diversas Normas, donde se especifican los límites de fluencia y rotura:

- La norma *NOM-B-32-1988* define los grados de acero 30 y 42, de valores 3000 Kg/cm<sup>2</sup> y 4200 Kg/cm<sup>2</sup> de esfuerzo de fluencia del acero, respectivamente.

- La norma *NOM-B-18-1988* define los grados de acero 35 y 42, de valores 3500 Kg/cm<sup>2</sup> y 4200 Kg/cm<sup>2</sup> de esfuerzo de fluencia del acero, respectivamente.

- La norma *NOM-B-294-1986* define los grados de acero 42, 50 y 60 (acero torcido en frío), de valores 4200 Kg/cm<sup>2</sup>, 5000 Kg/cm<sup>2</sup> y 6000 Kg/cm<sup>2</sup> de esfuerzo de fluencia del acero, respectivamente.

Aceros corrugados Límite de rotura Límite de fluencia (elástico) ay Grado 30490  
APA (5000 Kgf/cm<sup>2</sup>)294 APA (3000 Kgf/cm<sup>2</sup>)Grado 35549 APA (5600 Kgf/cm<sup>2</sup>)343  
APA (3500 Kgf/cm<sup>2</sup>)Grado 42618 APA (6300 Kgf/cm<sup>2</sup>)412 APA (4200 Kgf/cm<sup>2</sup>)Grado  
42 (T. Frío)510 MPa (5200 Kgf/cm<sup>2</sup>)412 MPa (4200 Kgf/cm<sup>2</sup>)Grado 50 (T. Frío)589  
MPa (6000 Kgf/cm<sup>2</sup>)490 MPa (5000 Kgf/cm<sup>2</sup>)Grado 60 (T. Frío)687 MPa (7000  
Kgf/cm<sup>2</sup>)589 MPa (6000 Kgf/cm<sup>2</sup>)

### Factores de Resistencia, FR

El Art. 191, Capítulo III, Título Sexto del Reglamento remite a la sección 1.6. de las Normas, donde se especifica que las resistencias deben afectarse por un factor de reducción,  $Fr$ , denominado factor de resistencia. Este factor  $Fr$  es un coeficiente, que multiplicado por  $f^*$ , proporciona el valor de la resistencia de diseño, también llamada resistencia reducida, equivalente a la resistencia de cálculo  $fcd$  de otras normativas, entre ellas Código Modelo CEB-FIP 1990 y la española EH-91.

Los valores del factor  $Fr$  dependen del estado de sollicitación de las secciones:

-  $Fr = 0.9$  Para esfuerzos de flexión.

-  $Fr = 0.8$  Para esfuerzos de cortante, de torsión, de flexocompresión y de flexotensión.

-  $Fr = 0.7$  Para esfuerzos de aplastamiento o penetración.

Este factor se introduce por el usuario en cada una de las cajas de diálogo “../Materiales”, teniendo por defecto los valores antes citados.

## Revisión de los estados límite

### Estados límites de falla

El programa realiza la revisión de los estados límite de falla según las especificaciones de la sección 2.1. de las Normas, donde se recoge: “*La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto cuando se alcanza la resistencia es uniforme en una zona cuya profundidad es 0.8 veces la del eje neutro*”. Es decir, se utiliza un diagrama de tensión deformación de tipo rectangular, con la profundidad de la cabeza de compresión y de valor  $0.8x$ . Se realizan igualmente las siguientes consideraciones:

- La compresión máxima del concreto es del 3.0‰

- La resistencia del concreto comprimido es:

$$f_c'' = 0.85 f_c^* \text{ si } f_c^* > 250 \text{ Kg/cm}^2 \dots\dots\dots (\text{Ec. 5.10})$$

$$f_c'' = \left( 1.05 - \frac{f_c^*}{1250} \right) f_c^* \text{ si } f_c^* > 250 \text{ Kg/cm}^2 \dots\dots\dots (\text{Ec. 5.11})$$

Multiplicando (reduciendo) las resistencias determinadas a partir de estas consideraciones por el factor  $F_r$ , correspondiente al esfuerzo considerado, se obtienen las resistencias de diseño.

## **Flexión**

El programa realiza las comprobaciones a partir de las especificaciones expuestas en la sección 2.1.2 de la Norma.

## **Refuerzo mínimo**

Según las Normas, el refuerzo o área mínima de tensión que debe colocarse, salvo en losas apoyadas en su contorno, debe ser el necesario para que el momento resistente de la sección sea al menos 1.5 el momento de agrietamiento de la sección, transformada no agrietada [obtenido con , módulo de rotura no reducido], aunque no es necesario que supere 1.33 veces el necesario por cálculo.

La expresión utilizada por el programa para secciones rectangulares es:

$$A_{s\min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \dots\dots\dots(\text{Ec. 5.12})$$

siendo  $b$  el ancho de la sección y  $d$  el peralte efectivo.

### Refuerzo máximo o área máxima de acero en tensión

El área máxima en tensión, cuando no existe acción sísmica, corresponde a la falla balanceada de la sección, es decir, cuando el concreto alcanza una deformación del 0.003 y el acero en tensión llega a su esfuerzo de fluencia  $f_y/E_s$ , independientemente de si existe o no refuerzo de compresión. Si se deben resistir esfuerzos de sismo, el límite se reduce a un 75% del área calculada según el criterio anterior. En el programa se considera el factor del 75% si se activa la opción "Considerar los criterios constructivos de sismo" de la caja de diálogo de "Opciones Sismo" en "Cálculo/Refuerzo/Opciones".

En secciones rectangulares sin refuerzo de compresión, el área máxima a tensión corresponde a la expresión:

$$A_{s\max} = \frac{f_c''}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} bd \dots\dots\dots(\text{Ec. 5.13})$$

Esto equivale a un valor de momento límite (máximo momento resistido sin refuerzo de compresión) calculado según la expresión:

$$\alpha = \frac{4800}{6000 + f_y} \Rightarrow M_{\lim} = f_c'' \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot (1 - 0.5 \cdot \alpha) \dots\dots\dots(\text{Ec. 5.14})$$

Siguiendo las indicaciones de las Normas, no se considera en ningún caso el estado de deformación 4 para flexión, con lo que el caso de necesitar refuerzo de compresión en flexión se disminuye el bloque de compresión del concreto para sustituirlo por el área de acero a compresión.

---

## Flexocompresión

El programa realiza las comprobaciones a partir de las puntualizaciones expuestas en la sección 2.1.3. de las Normas, en las que se especifica que toda sección sujeta a flexocompresión se dimensionará para la combinación más desfavorable de carga axial y momento, incluyendo los efectos de esbeltez.

Las Normas proponen la transformación de la flexión según los dos ejes principales en dos problemas de flexión simple. El programa no utiliza esta simplificación, sino que utiliza el método general de respuesta de una sección sometida a una flexión en los dos ejes principales, encontrando la posición de la resultante de la respuesta de la sección que equilibra a la fuerza existente.