

**REPUBLICA DE BOLIVIA**

**MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS  
SERVICIOS Y VIVIENDA  
VICEMINISTERIO DE VIVIENDA Y URBANISMO  
DIRECCIÓN NACIONAL DE VIVIENDA  
PROVIVIENDA**

**BANCO INTERAMERICANO DE DESARROLLO**

**SOCIEDAD DE INGENIEROS BOLIVIA**

**NORMA BOLIVIANA  
DE  
DISEÑO SÍSMICO**

**NBDS – 2006**

**V.1.4 (NOV. 2006)**

**TITULO A. ANÁLISIS Y DISEÑO SISMO  
RESISTENTE**

**AUTOR: MSC. ING. ROLANDO GRANDI GÓMEZ**

# TITULO A. ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMO RESISTENTE

<b>INDICE .....</b>	<b>PAG.</b>
CAPITULO 1 OBJETO Y ALCANCE .....	1-1
1.1 OBJETO.....	1-1
1.2 ALCANCE .....	1-1
CAPITULO 2 SISMICIDAD DE BOLIVIA.....	2-1
CAPITULO 3 ZONIFICACION SÍSMICA DE BOLIVIA .....	3-1
3.1 CATALOGO SISMICO .....	3-1
3.2 ACELERACIONES EN SUELO FIRME .....	3-1
3.3 CURVAS DE ISO ACELERACIÓN .....	3-2
3.4 COEFICIENTES SÍSMICOS DE POBLACIONES DE BOLIVIA.....	3-2
3.5 MAPAS DE ACELERACIONES SÍSMICAS DE BOLIVIA .....	3-3
3.6 MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LA CIUDAD DE LA PAZ .....	3-15
3.6.1 INFORMACIÓN BÁSICA .....	3-16
3.6.1.1 Mapa geotécnico de la ciudad de La Paz .....	3-16
3.6.1.2 Mapa topográfico de la ciudad de La Paz.....	3-21
3.6.1.3 Mapa de fallas geológicas de la ciudad de La Paz .....	3-21
3.6.2 METODOLOGIA DE TRABAJO .....	3-24
3.6.2.1 Factor de amplificación sísmica de los suelos .....	3-24
3.6.2.2 Factor de amplificación sísmica del mapa de pendientes .....	3-25
3.6.2.3 Factor de amplificación sísmica del mapa de fallas geológicas .....	3-25
3.6.2.4 Factor de amplificación sísmica total .....	3-26
3.6.2.5 Aceleración sísmica básica en cada zona .....	3-26
3.6.2.6 Mapas de zonificación sísmica de La Paz .....	3-26
3.7 DATOS SÍSMICOS .....	3-34

CAPITULO 4 CLASIFICACION DE SUELOS DE CIMENTACION.....	4-1
4.1 SUELOS FIRMES.....	4-1
4.2 SUELOS INTERMEDIOS.....	4-1
4.3 SUELOS BLANDOS.....	4-1
CAPITULO 5 CLASIFICACION DE EDIFICACIONES.....	5-1
5.1 GRUPO A.....	5-1
5.2 GRUPO B.....	5-1
5.3 GRUPO C.....	5-1
5.4 GRUPO D.....	5-1
CAPITULO 6 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL SÍSMICA .....	6-1
6.1 BASES DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE.....	6-1
6.2 CONFIGURACION ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE.....	6-2
CAPITULO 7 DUCTILIDAD Y FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO... ..	7-1
7.1 FACTOR DE COMPORTAMIENTO.....	7-1
CAPITULO 8 ESPECTROS Y ACELERACIONES DE DISEÑO .....	8-1
8.1 OBTENCION DE ESPECTROS DE DISEÑO .....	8-1
8.1.1 ESPECTROS PARA LAS ZONAS SÍSMICAS DE BOLIVIA .....	8-3
8.1.2 ESPECTROS PARA LAS ZONAS SÍSMICAS DE LA CIUDAD DE "LA PAZ".....	8-3
8.2 ESPECTROS SÍSMICOS DE BOLIVIA.....	8-4
8.3 ESPECTROS SÍSMICOS DE "LA PAZ".....	8-12
CAPITULO 9 ANÁLISIS ESTRUCTURAL SÍSMICO DINAMICO .....	9-1
9.1 ANÁLISIS SÍSMICO.....	9-2
9.1.1 MATRIZ DE MASA.....	9-2
9.1.2 MATRIZ DE RIGIDEZ.....	9-3
9.1.2.1 Secciones Nominales.....	9-4
9.1.2.2 Excentricidad de Columnas y Muros Portantes .....	9-4
9.1.2.3 Diafragmas Rígidos .....	9-4
9.1.2.4 Modelos Tridimensionales .....	9-5
9.1.2.5 Efectos P-Delta .....	9-5
9.1.2.6 Interacción Suelo Estructura .....	9-6

9.1.3 MATRIZ DE AMORTIGUAMIENTO.....	9-10
9.1.4 ACELERACIONES ESPECTRALES MÁXIMAS.....	9-11
9.1.4.1 Modos y Periodos Naturales de Vibrar .....	9-11
9.1.4.2 Aceleraciones Espectrales Máximas .....	9-12
9.2 RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO.....	9-13
9.2.1 COMBINACION MODAL.....	9-13
9.2.1.1 Método CQC .....	9-14
9.2.2 EFECTOS DIRECCIONALES.....	9-15
9.2.2.1 Desplazamientos Finales.....	9-17
9.2.2.2 Fuerzas Internas y Reacciones.....	9-18
9.3 TORSION ACCIDENTAL .....	9-18
9.4 COMBINACION DE RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO CON RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO PARA CARGAS PERMANENTES Y VARIABLES.....	9-19
9.4.1 ANÁLISIS ESTÁTICO PARA CARGAS PERMANENTES.....	9-19
9.4.2 COMBINACION DE RESULTADOS.....	9-20
9.4.2.1 Estados Limite de Servicio.....	9-20
9.4.2.2 Estados Limite Últimos .....	9-22
9.5 PROBLEMAS DE COLINDANCIA .....	9-23
9.5.1 SEPARACIONES ENTRE EDIFICACIONES.....	9-23
9.5.2 JUNTAS SISMICAS.....	9-24
CAPITULO 10 DISEÑO ESTRUCTURAL SISMO RESISTENTE.....	10-1
10.1 FACTOR DE DUCTILIDAD.....	10-1
10.2 REQUISITOS ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO PARA $Q=2$ ...10-2	
10.2.1 MATERIALES.....	10-3
10.2.2 VIGAS.....	10-3
10.2.2.1 Requisitos geométricos.....	10-3
10.2.2.2 Requisitos para el refuerzo longitudinal.....	10-4
10.2.2.3 Cantidad de varillas que pasan por la columna.....	10-5
10.2.2.4 Tamaño de la columna en función al diámetro máximo de la varilla de refuerzo de la viga .....	10-6

10.2.2.5	Requisitos para el diámetro de estribos .....	10-6
10.2.2.6	Requisitos para la separación de estribos .....	10-7
10.2.2.7	Anclaje de barras longitudinales de las vigas en columnas de borde.....	10-7
10.2.3	COLUMNAS.....	10-8
10.2.3.1	Requisitos geométricos.....	10-8
10.2.3.2	Requisitos para el refuerzo longitudinal .....	10-9
10.2.3.3	Requisitos para diámetros de estribos .....	10-9
10.2.3.4	Requisitos para separación de estribos .....	10-9
10.2.3.5	Requisitos de separación de barras y combinación de estribos y ganchos .....	10-10
10.2.4	MUROS DE CORTANTE.....	10-11
10.2.4.1	Requisitos geométricos.....	10-11
10.2.4.2	Requisitos de acero mínimo.....	10-11
10.2.4.3	Requisitos de diámetros de barras .....	10-11
10.2.4.4	Requisitos de separación de barras.....	10-11
10.2.4.5	Requisitos para refuerzo en bordes .....	10-13
10.3	REQUISITOS PARA ELEMENTOS DE ACERO ESTRUCTURAL ....	10-13
10.3.1	REQUISITOS PARA PERFILES LAMINADOS EN FRIO.....	10-13
10.3.1.1	Materiales .....	10-13
10.3.1.2	Conexiones soldadas.....	10-14
10.3.1.3	Elementos .....	10-14
10.3.2	REQUISITOS PARA PERFILES LAMINADOS EN CALIENTE....	10-14
10.4	REQUISITOS PARA ELEMENTOS DE MAMPOSTERÍA SIMPLE, CONFINADA Y ARMADA, Y ELEMENTOS DE ADOBE.....	10-14
11.	DIAGNOSTICO Y REFUERZO SÍSMICO .....	11-1
11.1	PROCEDIMIENTO PARA REALIZAR EL DIAGNOSTICO Y REFUERZO SÍSMICO.....	11-1
11.1.1	RECOPIACION DE INFORMACIÓN .....	11-2
11.1.1.1	Documentos técnicos necesarios .....	11-2
11.1.1.2	Información complementaria adicional.....	11-3

11.1.2 INSPECCIONES TÉCNICAS .....	11-3
11.1.3 ESTUDIO DEL PROYECTO ESTRUCTURAL Y DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO .....	11-4
11.1.4 ESTUDIO DE LOS PROYECTOS ARQUITECTÓNICO, DE INSTALACIONES E INFORMACIÓN ADICIONAL.....	11-5
11.1.5 LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL Y DE INFORMACIÓN ADICIONAL .....	11-6
11.1.5.1 Levantamiento Estructural .....	11-6
11.1.5.2 Levantamiento de muros divisorios .....	11-6
11.1.5.3 Levantamiento de áreas y funciones .....	11-6
11.1.5.4 Levantamiento de grietas .....	11-6
11.1.5.5 Levantamiento de desplazamientos y deformaciones, asentamientos e inclinaciones .....	11-7
11.1.5.6 Investigación para conocer la localización de barras de acero.....	11-7
11.1.5.7 Investigación para conocer la calidad del hormigón y del acero.....	11-7
11.1.5.8 Estudio de suelos .....	11-8
11.1.6 DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL .....	11-8
11.1.6.1 Típicas deficiencias estructurales .....	11-8
11.1.6.2 Clasificación y evaluación preliminar de daños .....	11-8
11.1.6.3 Daños en elementos estructurales .....	11-9
11.1.6.4 Daños en elementos no estructurales .....	11-12
11.1.6.3 Causas de problemas y daños estructurales .....	11-12
11.1.6.4 Análisis sísmico dinámico modal espectral.....	11-13
11.1.7 REFUERZO SÍSMICO.....	11-14
11.1.7.1 Variables de decisión.....	11-14
11.1.7.2 Materiales de refuerzo .....	11-14
11.1.7.3 Elementos estructurales de refuerzo .....	11-15
CAPITULO 12 SOFTWARE ESPECIALIZADO.....	12-1
CAPITULO 13 COMENTARIOS.....	13-1

**INDICE DE TABLAS Y CUADROS ..... PAG.**

TC2-1 RESUMEN HISTORIA SÍSMICA DE BOLIVIA.....	2-4
TC3-1 ACELERACIONES ESPERADAS EN SUELO FIRME PARA CIUDADES CAPITALES.....	3-2
TC3-2 ACELERACIONES ESPERADAS EN SUELO FIRME PARA DIVERSAS LOCALIDADES.....	3-3
TC3-3 CARACTERÍSTICAS DE LOS SUELOS.....	3-19
TC3-3 CARACTERÍSTICAS DE LOS SUELOS (CONTINUACIÓN).....	3-20
TC3-4 FACTORES DE AMPLIFICACIÓN SISMICA POR TIPO DE SUELO.....	3-24
TC3-5 FACTORES DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA POR LA PENDIENTE (FP).....	3-25
TC3-6 FACTORES DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA POR LA INFLUENCIA DE LA FALLA (FF).....	3-25
TC3-7 FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA TOTAL (FA).....	3-26
TC3-8 CATÁLOGO SÍSMICO DEPURADO.....	3-38
TC11-1 CLASIFICACION Y EVALUACIÓN PRELIMINAR DE DAÑOS.....	11-9
TC11-2 DAÑOS ESTRUCTURALES MAS COMUNES.....	11-10

**INDICE DE FIGURAS ..... PAG.**

FC2-1 ORIGEN DE LOS SISMOS.....	2-2
FC2-2. PLACAS TECTÓNICAS.....	2-3
FC3-1. ACELERACIONES SÍSMICAS EN BOLIVIA.....	3-4
FC3-2. ACELERACIONES SÍSMICAS EN DEPARTAMENTOS.....	3-5
FC3-3. ACELERACIONES SÍSMICAS EN PANDO.....	3-6
FC3-4. ACELERACIONES SÍSMICAS EN BENI.....	3-7
FC3-5. ACELERACIONES SÍSMICAS EN SANTA CRUZ.....	3-8
FC3-6. ACELERACIONES SÍSMICAS EN LA PAZ.....	3-9
FC3-7. ACELERACIONES SÍSMICAS EN COCHABAMBA.....	3-10
FC3-8. ACELERACIONES SÍSMICAS EN CHUQUISACA.....	3-11
FC3-9. ACELERACIONES SÍSMICAS EN TARIJA.....	3-12
FC3-10. ACELERACIONES SÍSMICAS EN ORURO.....	3-13
FC3-11. ACELERACIONES SÍSMICAS EN POTOSI.....	3-14

FC3-12. MAPA GEOTÉCNICO - GEOLÓGICO DE LA PAZ .....	3-17
FC3-13. MAPA GEOTÉCNICO - GEOLÓGICO CON LA MANCHA URBANA.....	3-18
FC3-14. MAPA DE PENDIENTES .....	3-22
FC3-15. MAPA DE FALLAS GEOLÓGICAS.....	3-23
FC3-16. ZONIFICACION SÍSMICA DE LA PAZ .....	3-27
FC3-17. ZONIFICACION SÍSMICA LA PAZ (1/6).....	3-28
FC3-18. ZONIFICACION SÍSMICA LA PAZ (2/6).....	3-29
FC3-19. ZONIFICACION SÍSMICA LA PAZ (3/6).....	3-30
FC3-20. ZONIFICACION SÍSMICA LA PAZ (4/6).....	3-31
FC3-21. ZONIFICACION SÍSMICA LA PAZ (5/6).....	3-32
FC3-22. ZONIFICACION SÍSMICA LA PAZ (6/6).....	3-33
FC3-23. EPICENTROS SÍSMICOS.....	3-39
FC6-1. ALGUNAS REGLAS PARA LA CONFIGURACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS. ....	6-4
FC6-2. TORSIÓN GENERADA POR LA INCORRECTA LOCALIZACIÓN DE MUROS DE CORTANTE.....	6-8
FC6-3. TORSIÓN GENERADA POR LA INCORRECTA LOCALIZACIÓN DE MUROS DE CORTANTE.....	6-9
FC10-1. NOMENCLATURA VIGAS Y COLUMNAS .....	10-4
FC10-2. NOMENCLATURA DE ÁREAS DE ACERO Y DIÁMETRO DE VARILLAS.....	10-5
FC10-3. NOMENCLATURA DE REFUERZOS TRANSVERSALES.....	10-6
FC10-4. LONGITUDES DE ANCLAJE.....	10-7
FC10-5. NOMENCLATURA COLUMNAS.....	10-8
FC10-6. REQUISITOS PARA ESTRIBOS Y GANCHOS EN COLUMNAS. ....	10-10
FC10-7. MUROS DE CORTANTE, VISTA EN PLANTA Y SECCIÓN M-M.....	10-12
FC11-1. DAÑOS EN COLUMNAS .....	11-10
FC11-2. DAÑOS EN VIGAS Y NUDOS .....	11-11
FC11-3. DAÑOS EN LOSAS PLANAS .....	11-11
FC11-4. DAÑOS EN MUROS DE HORMIGÓN.....	11-11
FC11-5. DAÑOS EN MUROS DE MAMPOSTERÍA.....	11-12
FC11-6. ENCAMISADO DE COLUMNA .....	11-15
FC11-7. ENCAMISADO DE VIGA.....	11-16

# GLOSARIO

**Acelerógrafo.** Sismómetro para medir aceleraciones del suelo en función del tiempo.

**Astenosfera.** La capa por debajo de la litosfera, caracterizada por velocidades sísmicas bajas y gran atenuación de las ondas. Es una capa “blanda”, probablemente en estado de fusión parcial.

**Buzamiento.** Angulo de una capa de rocas o plano de falla que se desvía de la horizontal. El ángulo se mide en el plano perpendicular al rumbo.

**Corteza (de la Tierra).** La parte rocosa más externa de la Tierra.

**Epicentro.** El punto de la superficie de la Tierra directamente encima del foco (o hipocentro) de un terremoto.

**Falla.** Una fractura o zona de fractura en rocas a lo largo de la cual los dos lados se han desplazado, el uno con relación al otro, paralelamente a la fractura. El desplazamiento total puede variar desde centímetros a kilómetros.

**Falla activa.** Falla a lo largo de la cual ha habido desplazamientos en tiempos históricos (Holoceno) o donde se han localizado focos de terremotos.

**Falla de cabalgamiento.** Falla invertida en la que las rocas por encima del plano de falla se mueven hacia arriba y sobre las de debajo, de manera que los estratos más viejos se colocan sobre los más jóvenes.

**Falla normal.** Falla vertical en la que las rocas por encima del plano de falla se han movido hacia abajo en relación al bloque que estaba por debajo.

**Falla vertical.** Falla en la que el desplazamiento relativo es a lo largo de la dirección del buzamiento de la falla. El desplazamiento es normal o invertido.

**Foco (hipocentro).** Lugar donde empieza la ruptura sísmica.

**Intensidad (de terremotos).** Medida cualitativa del temblor del suelo obtenida del daño causado a estructuras edificadas por el hombre, cambios en la superficie de la Tierra e informes de campo.

**Isosistas.** Líneas de contorno dibujadas para separar un nivel de intensidad sísmica de otro.

**Licuefacción (del suelo).** Proceso en el que la tierra y la arena se comportan como un fluido denso más que un sólido húmedo durante un terremoto.

**Litosfera.** La parte externa, rígida, de la Tierra por encima de la astenosfera. Contiene la corteza, los continentes y las placas.

**Magma.** Material de roca fundido que forma las rocas ígneas cuando se solidifica.

**Magnitud (de terremotos).** Medida del tamaño de un terremoto, determinado tomando el logaritmo (en base 10) del mayor movimiento del suelo registrado durante la llegada de un tipo de onda sísmica y aplicando la corrección estándar por la distancia al epicentro. Tres tipos comunes de magnitud son: Richter (o local) ( $M_L$ ), onda de cuerpo ( $m_b$ ) y onda superficial ( $M_S$ ).

**Ondas Love.** Ondas sísmicas superficiales con movimiento sólo horizontal de cizalla normal a la dirección de propagación.

**Ondas P.** La primera onda, o la más rápida, viajando desde el lugar del evento sísmico a través de las rocas y que consiste en un tren de compresiones y dilataciones del material.

**Onda Rayleigh.** Ondas sísmicas superficiales con movimiento del suelo sólo en el plano vertical conteniendo la dirección de propagación de la onda.

**Ondas S.** Ondas sísmicas secundarias, viajando más lentamente que las ondas P y que consisten en vibraciones elásticas transversales a la dirección de recorrido. No pueden propagarse en líquidos.

**Onda sísmica.** Onda elástica en la tierra, normalmente generada por un terremoto o una explosión.

**Ondas superficiales (de terremotos).** Ondas sísmicas que solo siguen la superficie de la tierra, con una velocidad menos que la de las ondas S. Hay dos tipos de ondas superficiales, ondas Rayleigh y ondas Love.

**Placa (tectónica).** Parte de la litosfera de la Tierra, grande y relativamente rígida, que se mueve en relación con otras partes de la litosfera sobre zonas más profundas del interior de la Tierra. Las placas chocan en zonas de convergencia y se separan en zonas de divergencia.

**Profundidad focal (de un terremoto).** Profundidad del foco por debajo de la superficie de la Tierra.

**Sismicidad.** La ocurrencia de terremotos en el espacio y en el tiempo.

**Sismógrafo.** Instrumento para registrar los movimientos de la superficie de la Tierra, en función del tiempo, que son causados por ondas sísmicas.

**Sismología.** El estudio de terremotos, fuentes sísmicas y propagación de ondas a través de la Tierra.

**Tectónica de placas.** Teoría del movimiento e interacción de placas. Un intento de explicar terremotos, volcanes y formación de montañas como consecuencias de grandes movimientos superficiales horizontales.

**Terremoto.** Vibraciones de la Tierra causadas por el paso de ondas sísmicas irradiadas desde una fuente de energía elástica.

**Terremotos tectónicos.** Terremotos que son el resultado de la liberación súbita de energía acumulada por deformación de la Tierra.

**Terremotos volcánicos.** Terremotos asociados con la actividad volcánica.

**Tsunami.** Una onda larga del océano, generalmente causada por movimientos del suelo oceánico en un terremoto.

**Volcán.** Apertura en la corteza que ha permitido al magma alcanzar la superficie.

**Zona de Benioff.** Zona estrecha definida por los focos de terremotos, de un espesor de unas decenas de kilómetros, que desciende desde la superficie bajo la corteza terrestre.

**Zona de subducción.** Placa oceánica que desciende hacia el interior de la Tierra alejándose de la fosa oceánica. Normalmente es el lugar de ocurrencia de terremotos intermedios y profundos que define la zona de Benioff.

# 1. OBJETO Y ALCANCE

## 1.1 OBJETO

La presente norma tiene por objeto primordial reducir a un mínimo la posible pérdida de vidas humanas por efectos sísmicos, y preservar en lo posible el patrimonio del estado, de las instituciones públicas y particulares y de los habitantes.

Esta norma establece los requisitos mínimos para el análisis, diseño y construcción de edificaciones sismorresistentes ubicadas en zonas de amenaza sísmica. Se incluye también indicaciones para realizar el diagnóstico sísmico de edificaciones y recomendaciones de refuerzos estructurales.

Los principales objetivos que se busca son:

- Evitar pérdidas de vidas humanas por la ocurrencia de cualquier evento sísmico “corriente o frecuente” que pudiese presentarse ocasionalmente (sismos de baja intensidad), protegiendo los servicios, inmuebles y bienes de la población.
- Evitar daños en la estructura y en los componentes estructurales durante los sismos de “frecuente” ocurrencia (sismos de baja intensidad).
- Evitar perjuicios en la estructura y reducir al mínimo los daños en los elementos no-estructurales por la ocurrencia de sismos de mediana intensidad.
- Minimizar la posibilidad de fallas y daños estructurales que puedan poner en peligro a las personas y a sus bienes por la ocurrencia de sismos muy severos de ocurrencia extraordinaria.
- Lograr que las edificaciones esenciales continúen funcionando por la ocurrencia de sismos destructores.

## 1.2 ALCANCE

Esta norma contiene:

- Requisitos mínimos para el análisis, diseño y construcción de edificaciones sismo resistentes nuevas en la República de Bolivia. (Título A).
- Indicaciones mínimas necesarias para realizar el diagnóstico sísmico de edificaciones construidas anteriormente a la aplicación de esta norma. (Título A).
- Indicaciones básicas para realizar el refuerzo estructural sísmico de edificaciones que deban ser reforzadas. (Título A).

- Especificaciones de cargas a utilizarse para el diseño sísmico. (Título B).
- Requisitos mínimos para diseñar y construir estructuras de hormigón armado y estructuras metálicas sismorresistentes. (Títulos C y D en etapa de planificación).
- Requisitos mínimos para diseñar y construir edificaciones de mampostería estructural y adobe. (Títulos E y F).
- Requisitos mínimos que deben contener los Estudios de Suelos. (Título G).

Esta norma no contempla la posibilidad de presentarse en los suelos efectos nocivos generados por sismos severos, como por ejemplo asentamientos excesivos (hundimientos), deslizamientos, licuación de suelos, etc, por lo que el Ingeniero Estructural deberá verificar que en el sitio de fundación no existe la posibilidad de que se presenten estos problemas o en su defecto tomar las previsiones necesarias para controlar estos efectos.

Los requisitos contenidos en esta norma se refieren específicamente a edificaciones tales como edificios de vivienda, comercio, oficinas, hoteles, restaurantes, centros religiosos, teatros, cines, museos, parqueos, escuelas, clínicas, hospitales, universidades, complejos culturales, comerciales, deportivos, estadios, coliseos, terminales de transporte, aeropuertos, fábricas, bodegas, etc.

Esta norma no contempla recomendaciones específicas para el diseño sismorresistente de estructuras como puentes, viaductos, túneles, represas, tanques, obras hidráulicas, grandes muros de contención, redes de líneas vitales (redes de agua, gas, telefonía, electricidad, etc), torres de transmisión, chimeneas, fundaciones de equipos industriales, etc. Pero los lineamientos básicos de esta norma pueden servir de referencia para realizar diseños específicos de estas estructuras, en tanto se complemente esta norma sísmica con requisitos especiales y específicos para dichas estructuras.

## 2. SISMICIDAD DE BOLIVIA

La actividad sísmica en nuestro planeta es intensa y permanente, diariamente se registran sismos en muchas partes del mundo, principalmente en la zona que limita al océano Pacífico con los continentes que lo rodean, zona que incluso se adentra parcialmente hacia los continentes que lo limitan. Esta zona es la más sísmica del mundo, se la conoce como el “cinturón de fuego” del Pacífico, es llamada así por la intensa actividad sísmica que allí ocurre, lastimosamente nuestro país, Bolivia, forma parte de ese cinturón sísmico, pese a que no se encuentra en la costa junto al océano, está en la parte continental que también sufre efectos por los movimientos sísmicos.

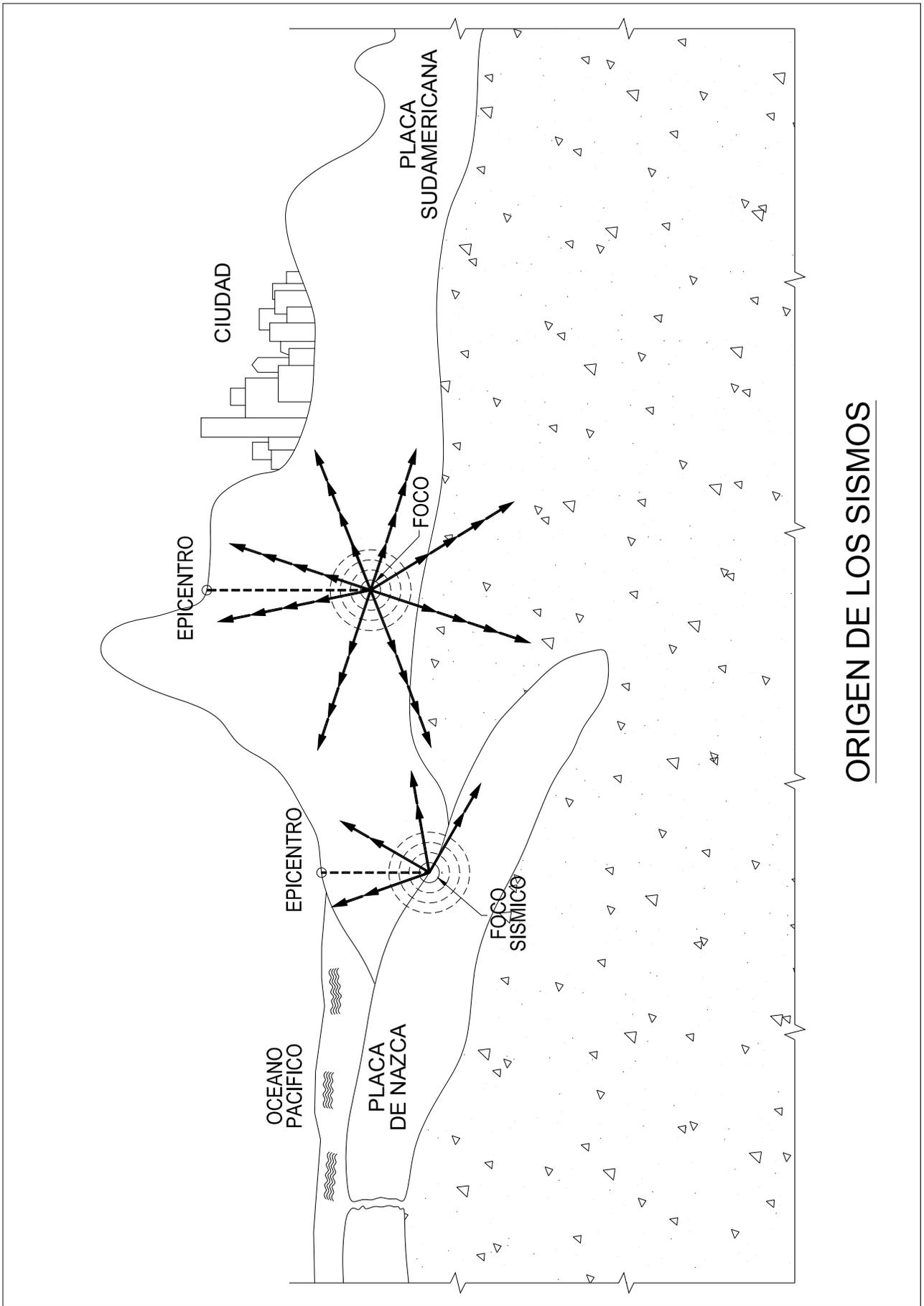
Los sismos en Bolivia son generados por la subducción de la placa de Nazca por debajo de la placa Sudamericana, el movimiento de la placa de Nazca es de aproximadamente 8 cm por año, generando de esa manera un estado de esfuerzos tan crítico que la ocurrencia de sismos es constante y continua.

En nuestro país estos movimientos sísmicos son continuamente registrados por el Observatorio San Calixto, llegando al número promedio de aproximadamente 1000 sismos por año, lo cual es una buena medida de la intensa actividad sísmica del país, afortunadamente la gran mayoría de esos movimientos son leves y casi imperceptibles, lo cual no significa que en cualquier instante se produzcan sismos de gran magnitud.

Las principales fuentes generadoras de sismos en Bolivia son:

- La zona central de Bolivia (Cochabamba, Chuquisaca, parte de Santa Cruz y Tarija) que manifiesta sismos de tipo superficiales, muy destructores, no tanto por su magnitud, sino por su poca profundidad.
- La zona de “Consata – Mapiri” en la parte norte del departamento de La Paz, con sismos también superficiales y destructores.
- La zona costera norte de Chile y sur de Perú, donde ocurren fuertes sismos que son sentidos en Bolivia, especialmente en la ciudad de La Paz. Además existe en una parte de esa zona un “vacío” o “laguna sísmica” de más de 120 años, que significa que en todos esos años no se ha presentado un sismo importante, que ocurrió allí hace más de 120 años, por lo que la energía sísmica se está acumulando y puede súbitamente liberarse generando un enorme terremoto.

Sin embargo se puede considerar a Bolivia como una región de sismicidad moderada, mas que por el número de sismos, que son muchos, por sus relativamente bajos efectos. Las magnitudes máximas e intensidades sentidas no son muy fuertes, pero en contrapartida la vulnerabilidad es muy alta, por lo que el riesgo sísmico es elevado.



**ORIGEN DE LOS SISMOS**

FIGURA FC2-1. ORIGEN DE LOS SISMOS

La vulnerabilidad es alta ya que la gran mayoría de las construcciones no esta preparada para soportar acciones sísmicas, esto ha sido demostrado varias veces en la historia sísmica de Bolivia, cuando los sismos han ocasionado mucha destrucción en distintas partes de Bolivia

La historia sísmica de Bolivia registra una gran cantidad de eventos sísmicos, varios terremotos han ocasionado daños en diferentes regiones del país e incluso en ciudades capitales. Destaca nítidamente el último gran evento sísmico, registrado en las localidades de Aiquile, Totora y Mizque, en el valle cochabambino.

Pero también deben tomarse en cuenta el efecto de sismos ocurridos fuera de nuestras fronteras, principalmente los terremotos localizados en Chile y Perú, cuyos efectos pueden llegar a dañar a estructuras no preparadas en Bolivia, sismos como los sentidos en el mes de Junio del año 2001.

En ese sentido esta norma pretende ser una herramienta útil e imprescindible para el diseño de estructuras sismo resistentes en Bolivia

Como referencia se adjunta una tabla resumen de la historia sísmica de Bolivia, datos obtenidos de la publicación:

- Mapa Sismo Tectónico de Bolivia 2004, Memoria Explicativa, publicado por el Observatorio San Calixto. Diciembre, 2004.



FIGURA FC2-2. PLACAS TECTÓNICAS

Año	Mes	Día	Magnitud Mb	Intensidad (MM)	Observaciones
1650	11	10	6,4	VIII	Destrucción en la capital del Alto Perú (hoy Sucre)
1662	2	23	5,8	VII	Daños en la ciudad de Potosí y pueblos cercanos
1720	9	7	5,2	VI	En la ciudad de Potosí objetos fueron lanzados al suelo
1743	9	2	5,2	VI	Pánico en la ciudad de Potosí
1845	1	14	5,2	VI	Sentido en Santa Cruz y daños en casas de adobe
1851	7	5	5,8	VII	Daños en la ciudad de Potosí
1871	2	23	5,2	VI	Daños en Villa San Antonio (hoy Villa Tunari), Cochabamba
1884	11	26	5,2	VI	Destrozos en Tarabuco, Sucre
1887	9	23	6,4	VII	Destrucción en Yacuiba
1891	8	15	5,8	VII	Daños en Consata y sentido fuertemente en la ciudad de La Paz
1899	3	23	6,4	VIII	Cerca de Yacuiba muchas casas de adobe fueron destruidas
1909	5	17	6,3	VI	Sentido en Tupiza y Tarija
1909	7	23	5,8	VII	En Sipe Sipe, destrucción, muertos y heridos
1923	9	2	6,2	VI	Sentido fuerte en Mapiri, Consata
1925	10	25	5,2	VI	En Aiquile daños ligeros en casas de adobe
1929	2	19	5,3	IV	Fuerte en Warnes (Santa Cruz)
1932	12	25	5,3	VI	Sentido fuerte en Colquechaca (Potosí), varias réplicas
1937	11	3	5,3	VI	Sentido fuerte en Consata
1942	12	25	5,6	VI	En la ciudad de Cochabamba se sintió fuertemente
1943	2	18	5,8	VI	Muy fuerte en la ciudad de Cochabamba (destrucción)
1947	2	24	6,4	VIII	Consata destruida, sentido fuertemente en la ciudad de La Paz
1948	3	28	6,1	VII	Destrucción en Sucre, muertos y heridos
1949	11	7	5	V	Fue sentido en la ciudad de Florida (Santa Cruz)
1956	8	23	5,8	VI	Fuerte en Consata, sentido en la ciudad de La Paz
1957	8	26	5,9	VII	En Postervalle varias casas de adobe destruidas
1958	1	6	5,2	VI	Pasorapa, casas de adobe sufrieron daños
1958	9	1	5,9	VII	Destrozos en Aiquile.
1970	3	6	4,5	VI	Dos muertos en Ajtara, Potosí
1972	5	12	5	VI	Sentido en la ciudad de Cochabamba, ligeros daños
1976	2	22	5,2	VI	Sentido en las cercanías de Aiquile y ligeros daños
1976	6	30	4,7	V	Sentido en Arque y ligeros daños en casas de adobe
1981	7	23	5	VI	Sentido en Ivirgarzama, daños estructurales
1982	8	23	4,4	V	Sentido fuerte en la ciudad de Oruro, ligeros daños
1983	5	19	4,3	V	Causo alarma en Huañacoma y Caripuyo (Potosí)
1984	6	27	4,6	V	Sentido en Sabaya (Oruro) ligeros daños en casas de adobe
1985	3	19	5,4	VI	En Monteagudo hubieron derrumbes.
1986	5	9	5,6	VI	Sentido fuerte en Villa Tunari.
1986	6	19	5,4	V	Sentido fuerte en Villa Tunari, Chimore y Puerto Villarroel.
1987	8	22	4,8	V	En forestal (Santa Cruz) ligeros daños
1991	12	21	5	V	En Bermejo casas de adobes agrietadas
1994	6	9	8	VI	Sismo profundo, sentido en todo Bolivia
1995	11	6	5,2	V	En Comujo (Oruro) daños en casas de adobe
1998	5	22	6,6	VIII	Destrozos y muertos en Aiquile, Mizque y Totorá
2001	6	23	6,9	V	Sentido fuerte en La Paz, con ligeros daños materiales
2001	7	4	6,2	IV	Sentido en casi todo Bolivia, no se reportaron daños materiales
2001	7	24	5,5	V	Sentido y con leves daños en Psigua y Coipasa
2002	2	23	4,5	V	Sentido en Jorochito, Santa Cruz
2002	10	24	6,1	V	Sentido y con daños en Alto Milluni, Zongo
2004	1	21	3,6	III	Sentido en Zongo
2004	3	17	4,9	III	Sentido en Sucre
2004	3	22	5,8	III	Sentido en Tarija
2004	7	17	4,5	III	Sentido en Sucre
2004	8	3	4	V	Daños en Rivera Provincia G. Villarroel

TABLA TC2-1. RESUMEN HISTORIA SÍSMICA DE BOLIVIA

### 3. ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE BOLIVIA

Para realizar la zonificación sísmica de Bolivia se utilizó el enfoque determinista:

#### 3.1 CATALOGO SÍSMICO

Debido a que no se cuenta con un catálogo oficial publicado y accesible, se tuvo que recurrir a la publicación N.40 (1989) del Observatorio San Calixto que recopila datos sísmicos desde el año 1975 hasta el año 1985, 10 años de intensa actividad sísmica. Ese catálogo “parcial” tiene acerca de tres mil registros sísmicos. Se observa que la magnitud máxima es del orden de 6.

Para mejorar la información sísmica se aumentó el catálogo “parcial” con datos de sismos históricos, es decir de eventos sísmicos registrados desde el año 1650 hasta el presente. Estos eventos sísmicos han ocasionado destrucción o deterioro en las estructuras de las regiones donde se han sentido.

Para obtener los mapas se realizó una depuración del catálogo, se trabajó solamente con sismos de magnitud  $M_b$  mayor a 4 y foco superficial, es decir aquellos ocurridos a una profundidad máxima de 70 Km.

Finalmente con el catálogo depurado se pudo obtener las aceleraciones que cada sismo genera en superficie. En el inciso 3.7 se muestra los datos utilizados en este catálogo depurado.

#### 3.2 ACELERACIONES EN SUELO FIRME

Para obtener las aceleraciones que genera cada sismo en superficie se utilizó la fórmula de Mc Guire:

$$a = 472 \cdot \left( e^{0.64 \cdot M_b} \right) \cdot (R + 25)^{-1.30}$$

Donde:

a.- aceleración en el epicentro (proyección del foco en la superficie) cm/seg<sup>2</sup>

$M_b$ .- Magnitud  $M_b$  (datos del catálogo sísmico depurado)

R.- Distancia hipocentral (para nuestro caso la profundidad) km

Cada sismo ha generado una aceleración máxima en superficie, esa aceleración depende de la magnitud y de la profundidad del sismo. Los sismos de mayor magnitud y de menor profundidad son los que generan las mayores aceleraciones.

### 3.3 CURVAS DE ISO ACELERACIÓN

Se considera que cada sismo ha generado un valor máximo de aceleración en superficie (en el epicentro), valor obtenido con la fórmula de Mc Guire, como se conoce la localización geográfica de cada sismo, en esa localización se ha asignado ese valor de aceleración máxima. En base a cada punto de aceleración se ha unido los puntos que tienen la misma aceleración y se ha generado las curvas de iso aceleración, después se ha procedido a colorear las zonas que poseen el mismo nivel de aceleración y finalmente se ha definido 8 zonas sísmicas. Se presenta en el inciso 3.5 los mapas obtenidos, previamente se presenta un listado con coeficientes sísmicos para poblaciones importantes de Bolivia.

Las poblaciones fueron seleccionadas exclusivamente por haberse logrado obtener la localización geográfica de las mismas (latitud y longitud), no se pudo colocar otras poblaciones por no contar con ese dato.

### 3.4 COEFICIENTES SÍSMICOS DE POBLACIONES DE BOLIVIA

Para realizar el análisis y diseño se requiere los parámetros de aceleración en suelo firme y el tipo de espectro que le corresponde.

CIUDAD CAPITAL	DEPARTAMENTO	Ao / g	ESPECTRO
TRINIDAD	BENI	0.05	TIPO 1
COCHABAMBA	COCHABAMBA	0.10	TIPO 6
SUCRE	CHUQUISACA	0.10	TIPO 6
LA PAZ	LA PAZ	Según zonas	TIPOS A, B, C y E
ORURO	ORURO	0.06	TIPO 2
POTOSI	POTOSÍ	0.07	TIPO 3
COBIJA	PANDO	0.06	TIPO 2
SANTA CRUZ	SANTA CRUZ	0.08	TIPO 4
TARIJA	TARIJA	0.08	TIPO 4

Tabla TC3-1. Aceleraciones esperadas en suelo firme para ciudades capitales.

LOCALIDAD	DEPARTAMENTO	Ao / g	ESPECTRO
ACHACACHI	LA PAZ	0.05	TIPO 1
AIQUILE	COCHABAMBA	0.12	TIPO 8
APOLO	LA PAZ	0.06	TIPO 2
ASCENSION	SANTA CRUZ	0.03	Acel. Constante
AZURDUY	SUCRE	0.09	TIPO 5
BAURES	BENI	0.03	Acel. Constante
BETANZOS	POTOSÍ	0.08	TIPO 4
CALAMARCA	LAPAZ	0.05	TIPO 1
CAMARGO	SUCRE	0.06	TIPO 2

CAMIRI	SANTA CRUZ	0.09	TIPO 5
CAPINOTA	COCHABAMBA	0.07	TIPO 3
CLIZA	COCHABAMBA	0.12	TIPO 8
CONCEPCION	SANTA CRUZ	0.03	Acel. Constante
COROCORO	LA PAZ	0.05	TIPO 1
COTAGAITA	POTOSÍ	0.05	TIPO 1
COTOCA	SANTA CRUZ	0.07	TIPO 3
CHALLAPATA	ORURO	0.05	TIPO 1
CHARAÑA	LA PAZ	0.05	TIPO 1
CHULUMANI	LA PAZ	0.05	TIPO 1
CHUMA	LA PAZ	0.12	TIPO 8
GUAQUI	LA PAZ	0.05	TIPO 1
HUARINA	LA PAZ	0.05	TIPO 1
INDEPENDENCIA	LA PAZ	0.07	TIPO 3
IXIAMAS	LA PAZ	0.05	TIPO 1
MONTERO	SANTA CRUZ	0.06	TIPO 2
PALCA	LA PAZ	0.05	TIPO 1
PATACAMAYA	LA PAZ	0.05	TIPO 1
PORTACHUELO	SANTA CRUZ	0.06	TIPO 2
PUERTO ACOSTA	LA PAZ	0.12	TIPO 8
PUERTO SUAREZ	SANTA CRUZ	0.03	Acel. Constante
PUNATA	COCHABAMBA	0.12	TIPO 8
QUILLACOLLO	COCHABAMBA	0.10	TIPO 6
RIBERALTA	BENI	0.03	Acel. Constante
ROBORE	SANTA CRUZ	0.03	Acel. Constante
RURRENABAQUE	BENI	0.05	TIPO 1
SAMAIPATA	SANTA CRUZ	0.08	TIPO 4
SAN JAVIER	SANTA CRUZ	0.03	Acel. Constante
SANTA ANA	TARIJA	0.08	TIPO 4
SORATA	LA PAZ	0.12	TIPO 8
TARABUCO	POTOSÍ	0.12	TIPO 8
TIAHUANACU	LA PAZ	0.05	TIPO 1
TOROTORO	POTOSÍ	0.08	TIPO 4
TOTORA	COCHABAMBA	0.12	TIPO 8
TUPIZA	POTOSÍ	0.05	TIPO 1
UYUNI	POTOSÍ	0.05	TIPO 1
VILLAZON	POTOSÍ	0.06	TIPO 2
YACUIBA	TARIJA	0.10	TIPO 6

Tabla TC3-2. Aceleraciones esperadas en suelo firme para diversas localidades.

### 3.5 MAPAS DE ACELERACIONES SÍSMICAS DE BOLIVIA

A continuación se presenta el mapa de aceleraciones sísmicas de Bolivia (zonificación sísmica) y luego el mismo mapa pero detallado por departamentos.

## ACELERACIONES SISMICAS EN BOLIVIA

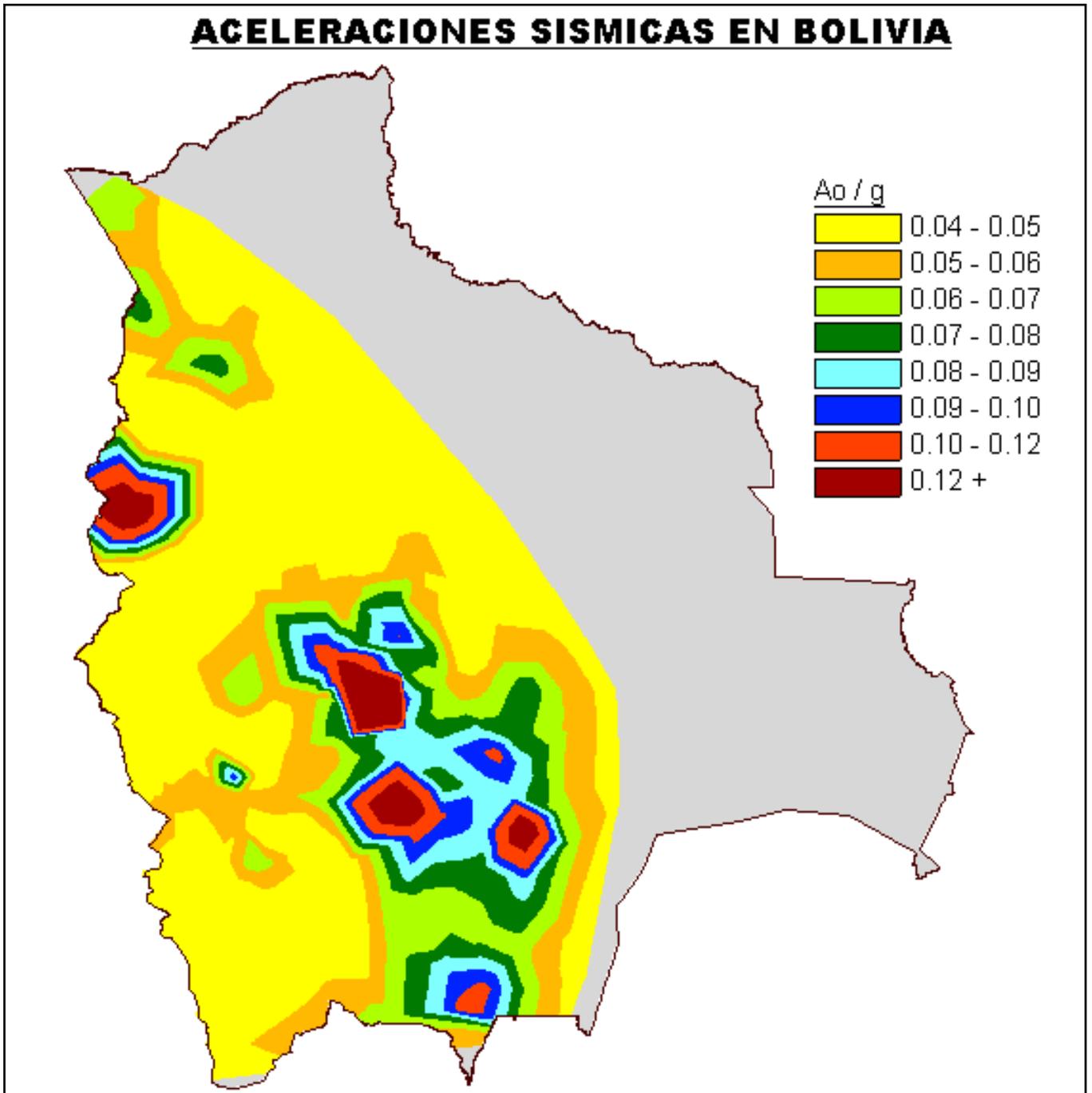


FIGURA FC3-1. ACELERACIONES SÍSMICAS EN BOLIVIA

# **ACELERACIONES SÍSMICAS EN DEPARTAMENTOS**

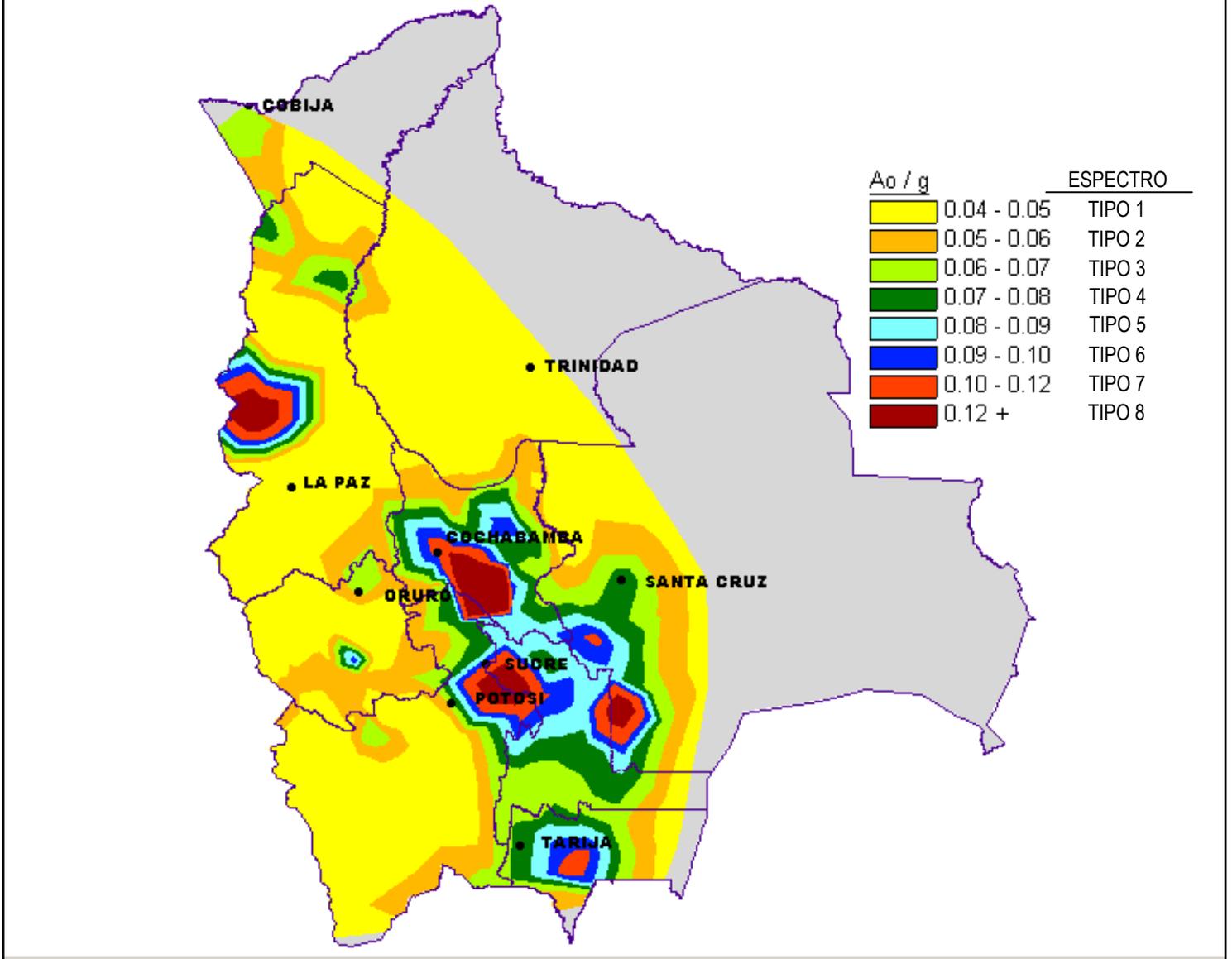


FIGURA FC3-2. ACELERACIONES SÍSMICAS EN DEPARTAMENTOS

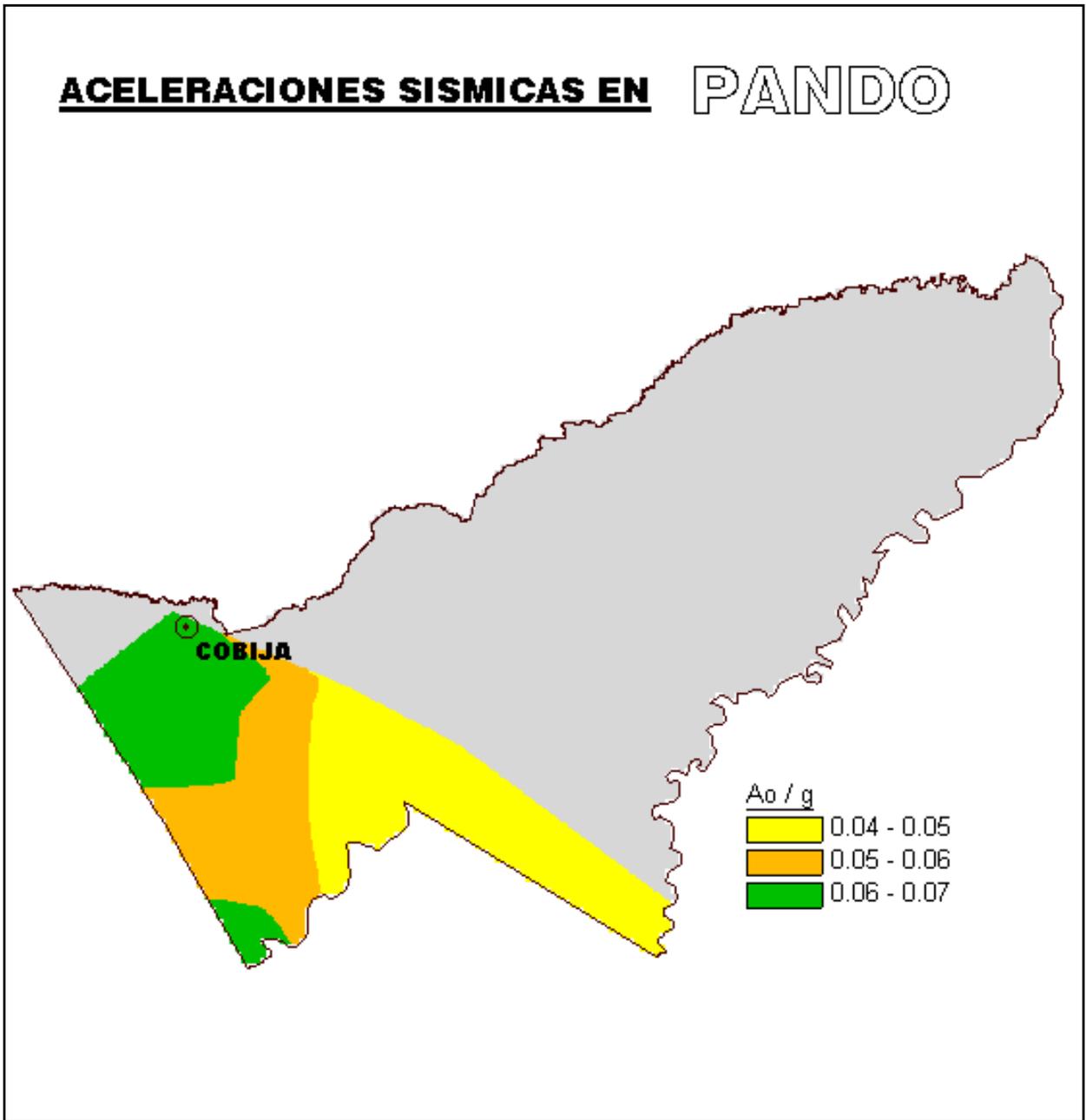


FIGURA FC3-3. ACELERACIONES SÍSMICAS EN PANDO

# ACELERACIONES SISMICAS EN BENI

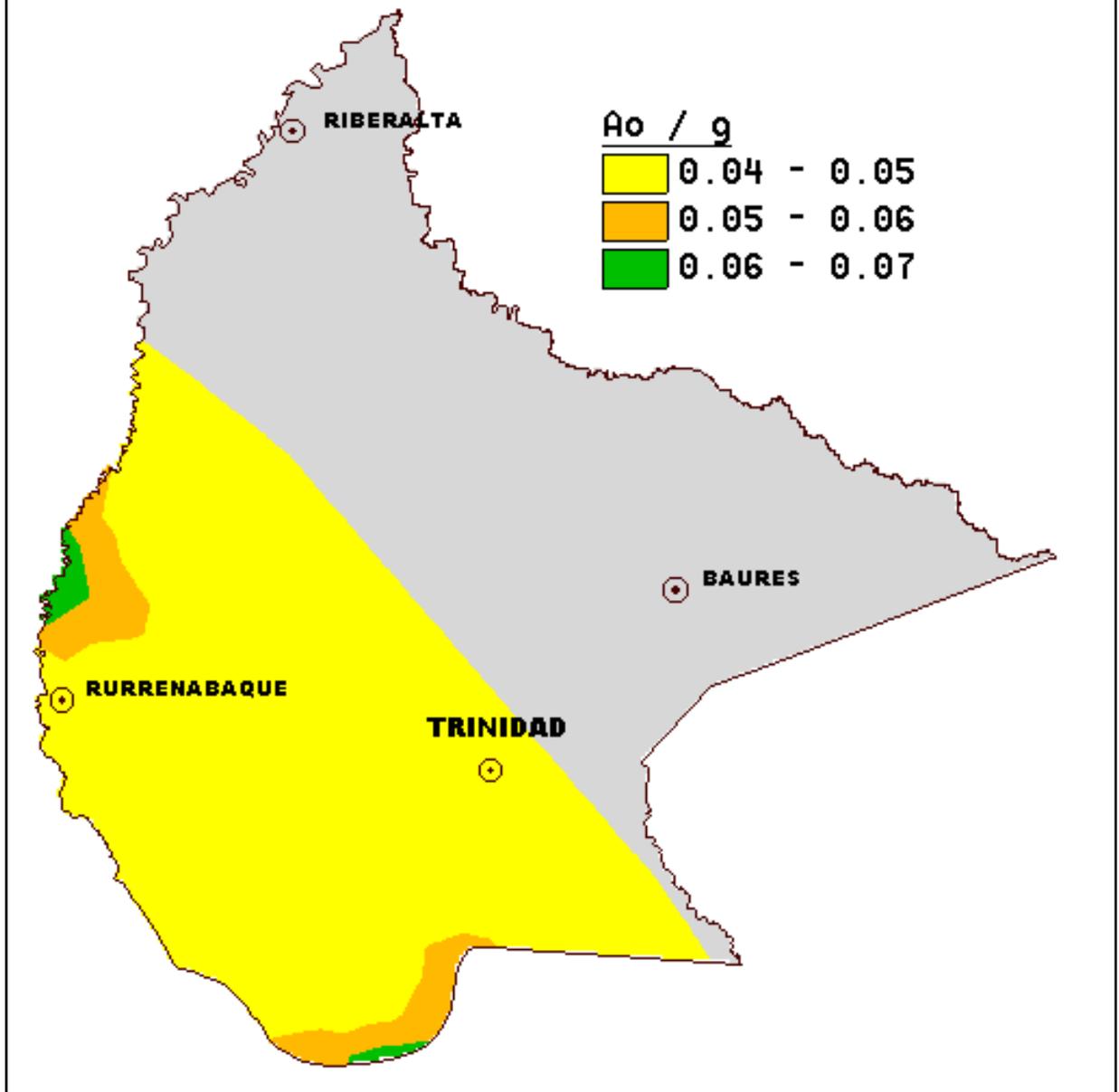


FIGURA FC3-4. ACCELERACIONES SÍSMICAS EN BENI

## ACELERACIONES SISMICAS EN Santa Cruz

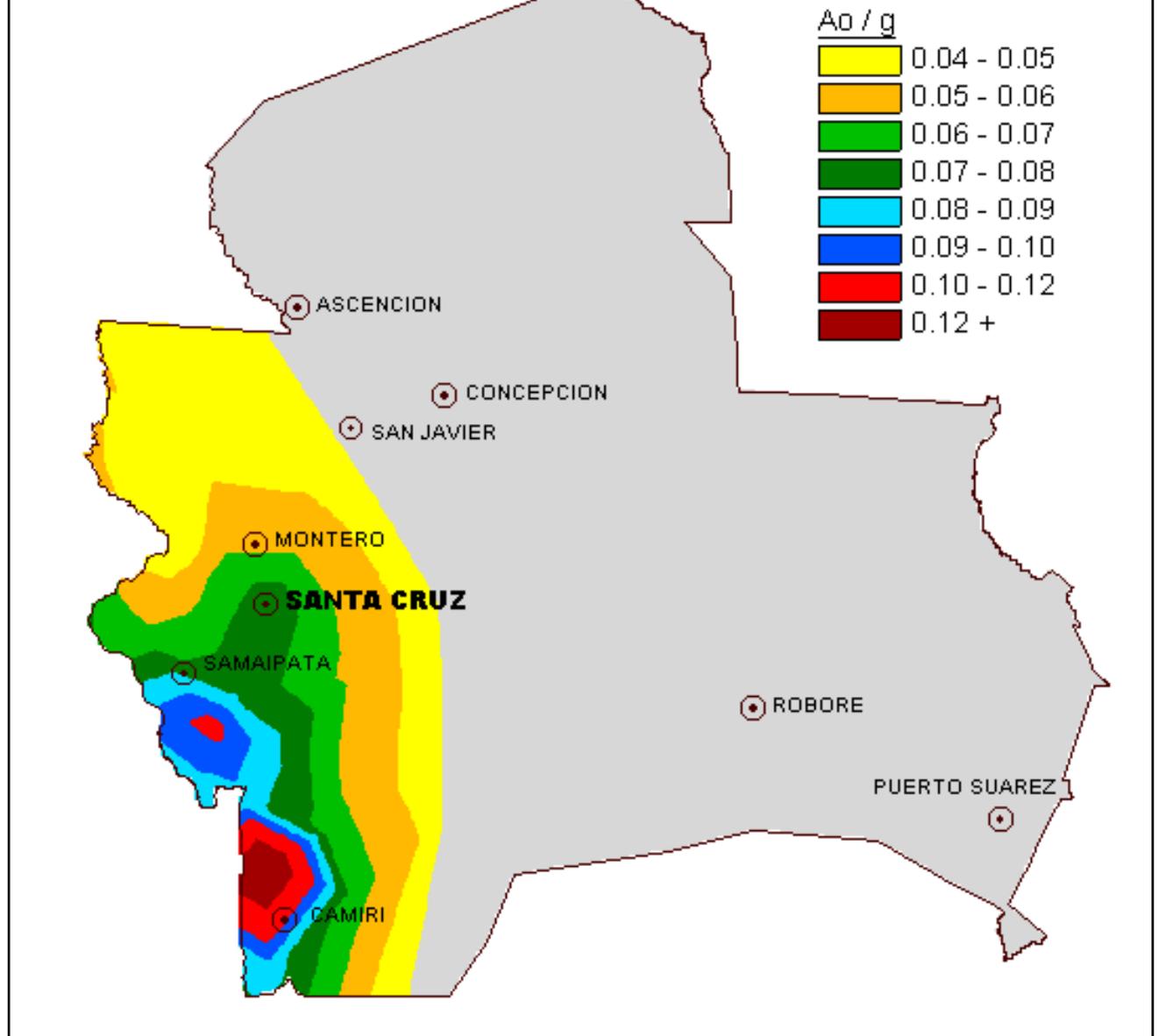


FIGURA FC3-5. ACELERACIONES SÍSMICAS EN SANTA CRUZ

## ACELERACIONES SISMICAS EN La Paz

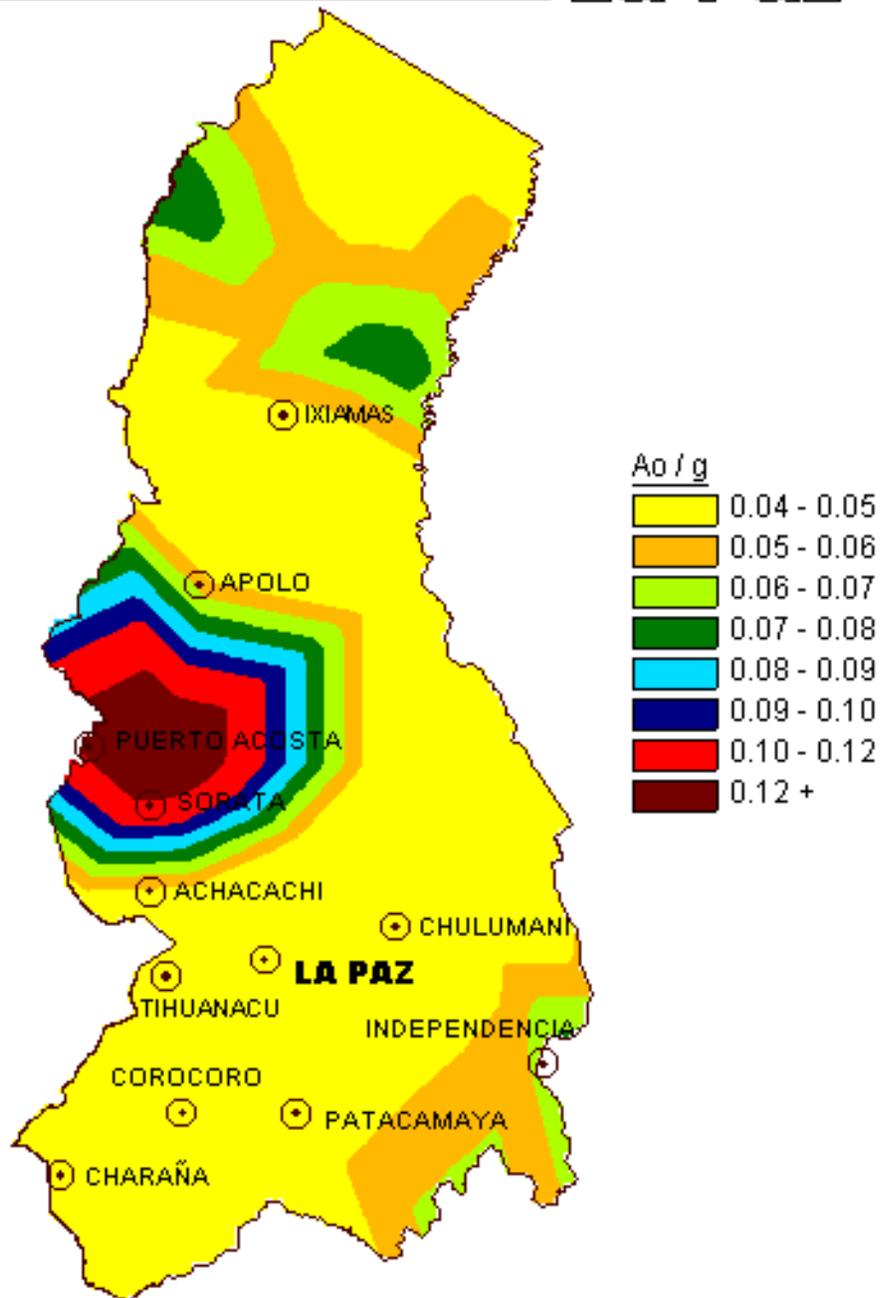


FIGURA FC3-6. ACELERACIONES SÍSMICAS EN LA PAZ

## ACELERACIONES SISMICAS EN Cochabamba

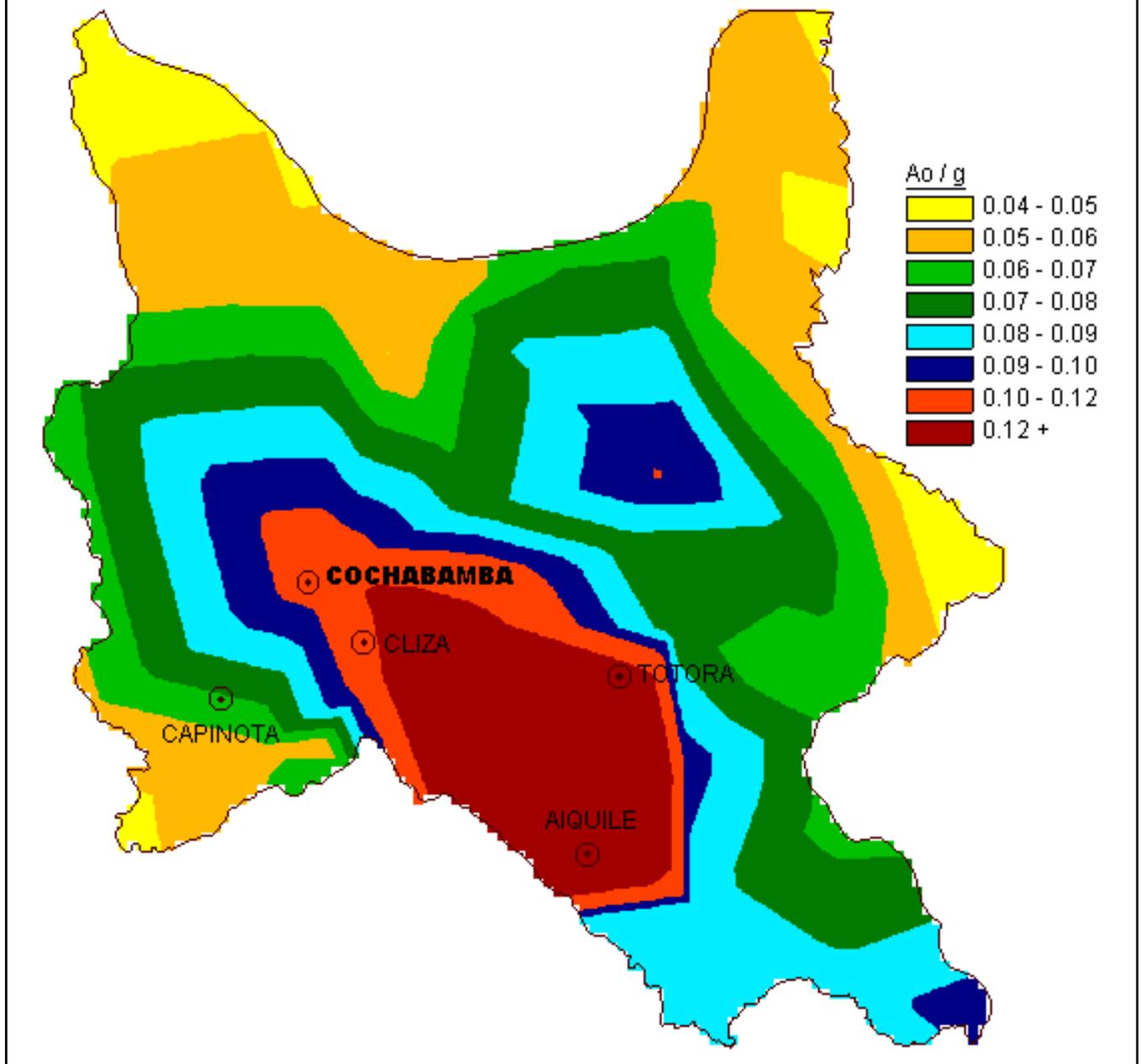


FIGURA FC3-7. ACCELERACIONES SÍSMICAS EN COCHABAMBA

# ACELERACIONES SISMICAS EN CHUQUISACA

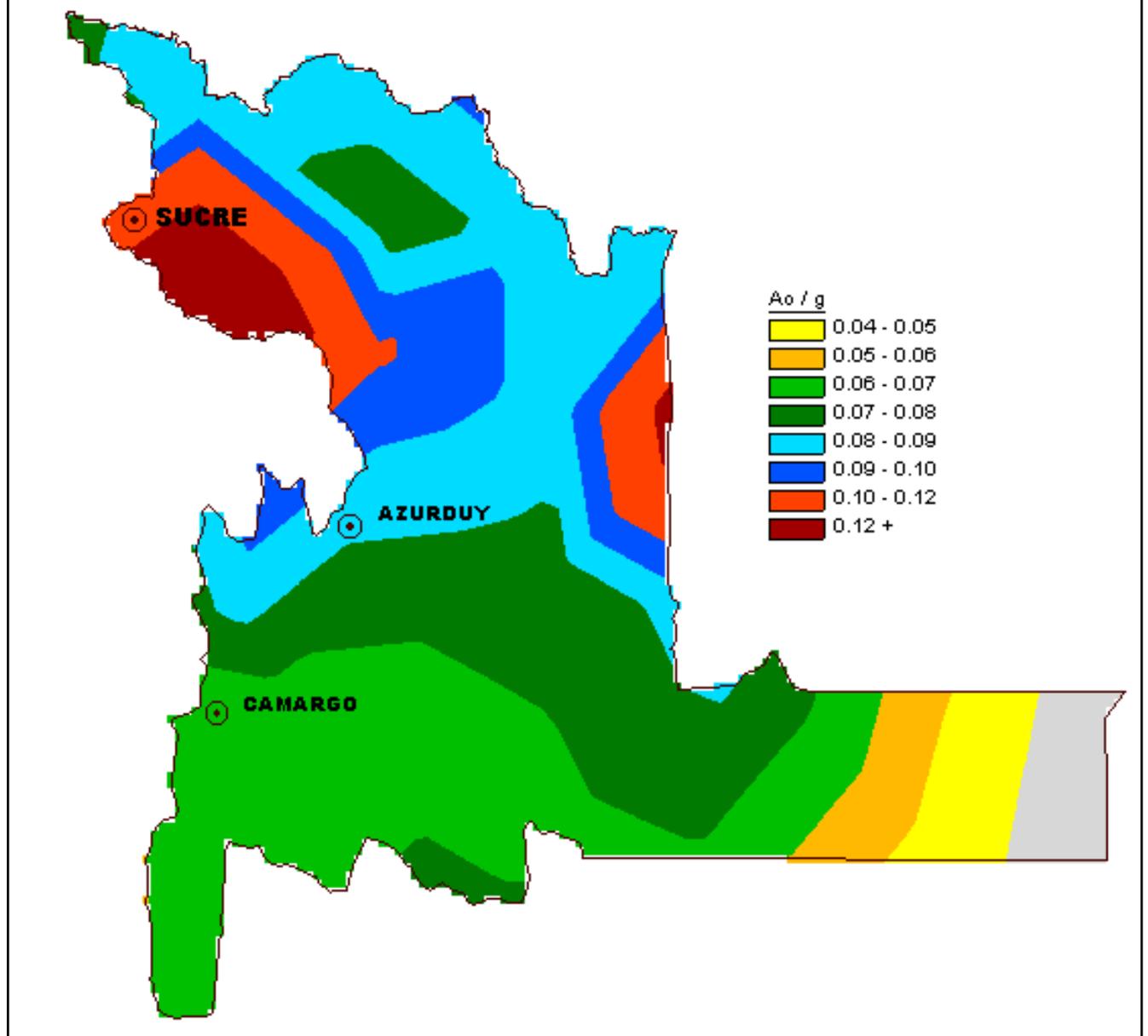


FIGURA FC3-8. ACELERACIONES SÍSMICAS EN CHUQUISACA

# ACELERACIONES SISMICAS EN TARIJA

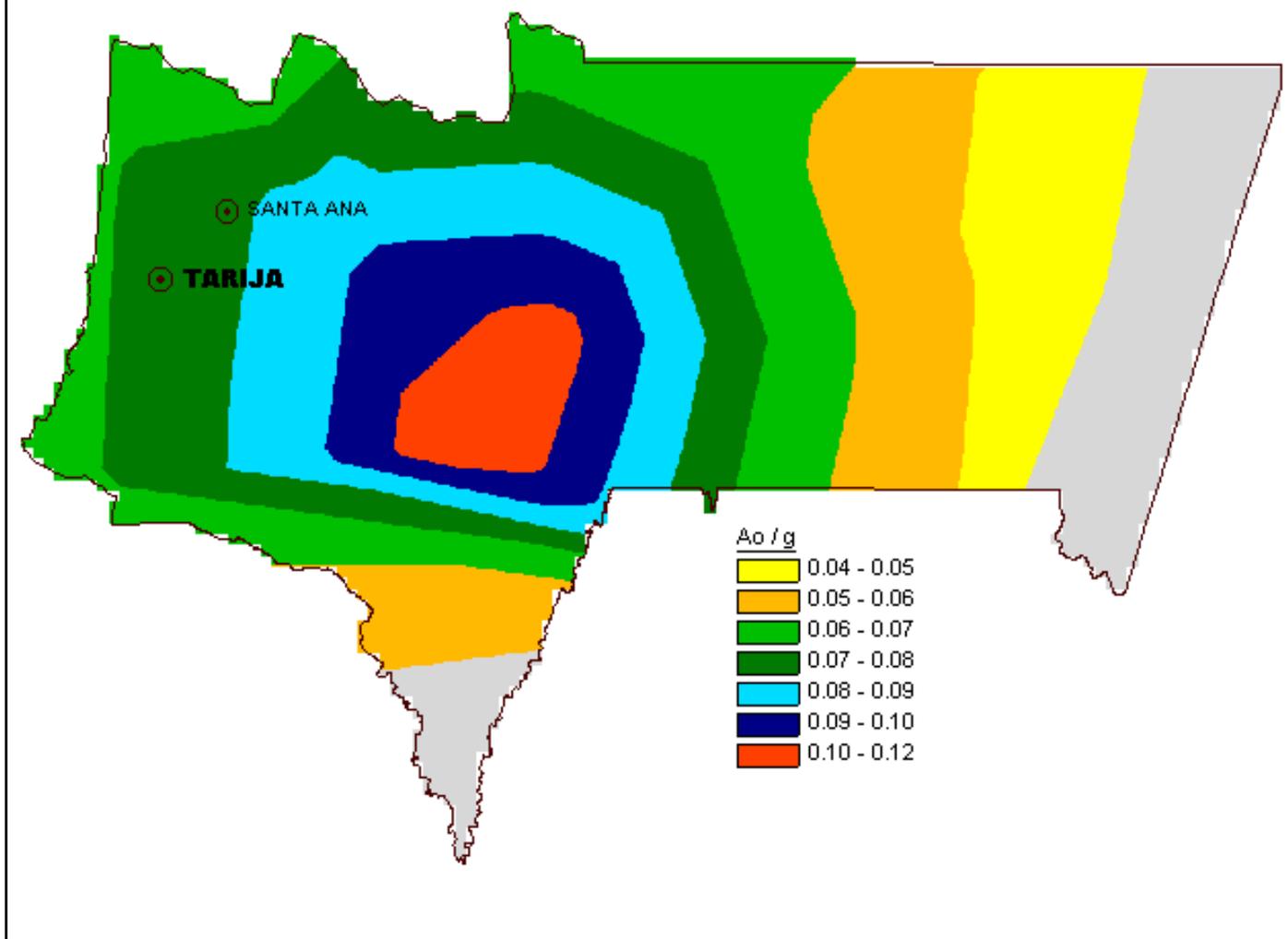


FIGURA FC3-9. ACELERACIONES SÍSMICAS EN TARIJA

## ACELERACIONES SISMICAS EN ORURO

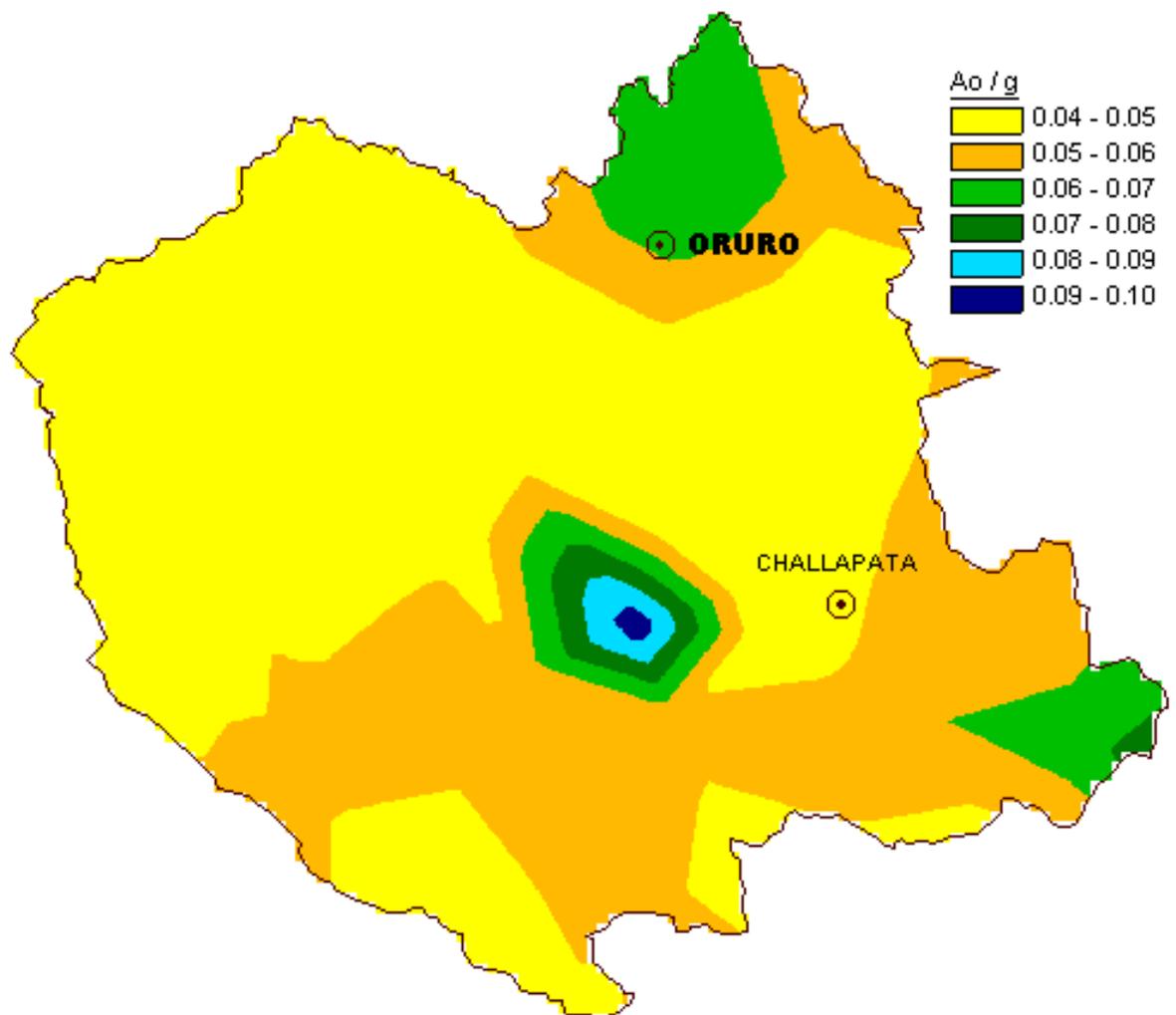


FIGURA FC3-10. ACELERACIONES SÍSMICAS EN ORURO

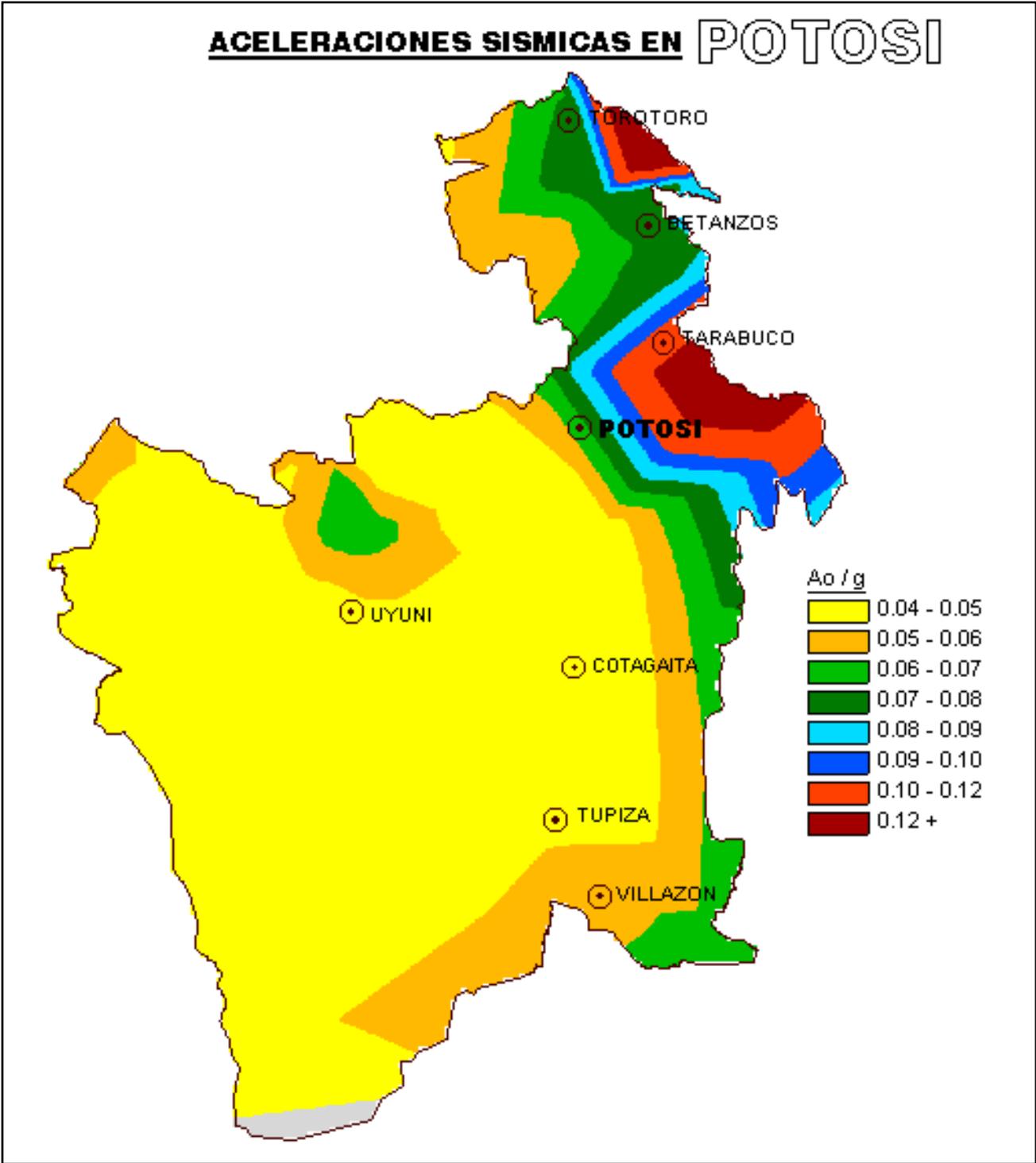


FIGURA FC3-11. ACELERACIONES SÍSMICAS EN POTOSI

### 3.6 MICRO ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LA CIUDAD DE LA PAZ

Para realizar la micro zonificación sísmica de una ciudad se requiere de abundante información, equipos sofisticados y mucho trabajo de campo, además de un enorme presupuesto y mano de obra calificada, por ejemplo se requiere:

- Información técnica:
  - Informes y estudios de organismos dedicados a la gestión de riesgos
  - Informes y estudios de la Alcaldía referidos al tema
  - Estudios geotécnicos y geológicos de toda la ciudad
  - Catálogos sísmicos
  - Registros sísmicos (acelerogramas)
  - Trabajos de investigación, tesis, etc.
  
- Mapas especializados
  - Mapas geológicos
  - Mapas geotécnicos
  - Mapas hidráulicos
  - Mapas topográficos
  - Mapas de intensidades sísmicas
  - Mapas de aceleraciones sísmicas
  - Mapas de eventos sísmicos
  - Mapas de isoperiodos
  - Otros mapas relacionados
  
- Estudios especializados y Trabajos de campo
  - Estudios de interferometría diferencial
  - Estudios geofísicos
  - Estudios con sondeos eléctricos
  - Estudios con radar
  - Exploraciones geotécnicas
  - Estudios para determinar periodos naturales
  - Estudios de espectros de respuesta
  - Análisis con software especializado, etc.

El objetivo final de un mapa de micro zonificación sísmica es conocer las aceleraciones del suelo, los valores de periodos dominantes del suelo y el nivel de amenaza sísmica en todas las zonas de una ciudad, además de los espectros de diseño.

Por lo indicado, el trabajo para obtener mapas de micro zonificación sísmica es enorme y de muy alto costo. Debido a limitantes de presupuesto, en esta Norma Sísmica se recurre a la poca información disponible, a información técnica especializada generada en países con gran avance tecnológico y al conocimiento del comportamiento sísmico característico de varios tipos de suelo.

### **3.6.1 INFORMACIÓN BÁSICA**

Solamente se cuenta con la siguiente información:

- Mapa geotécnico – geológico
- Mapa topográfico
- Mapa de fallas geológicas

#### **3.6.1.1 Mapa geotécnico de la ciudad de La Paz**

Afortunadamente se cuenta con un mapa que presenta una síntesis de las características geológicas, geotécnicas, geomorfológicas e hidrogeológicas.

Este mapa fue elaborado por las consultoras BRGM y BCEOM en base al trabajo preliminar para los estudios del Plan de Desarrollo Urbano de la ciudad de La Paz (1977), desarrollado por la propia BRGM, por la consultora PCA y por la Alcaldía de La Paz.

Para poder utilizar este mapa se tuvo que “digitalizarlo” completamente, es decir “calcarlo” mediante una “mesa electrónica” (digitalizador) a un programa de computación especializado, a un Sistema de Información Geográfica (SIG).

Este mapa indica en forma gráfica la formación litoestratigráfica y tiene una tabla donde destaca las características geológicas sumarias, los principales problemas y la aptitud de los suelos para realizar fundaciones, construcciones y movimientos de tierra.

Este mapa cuenta con una tabla descriptiva de los tipos de suelos, tabla número TC3-3, que se muestra mas adelante.

A continuación se muestra el mapa geotécnico – geológico.

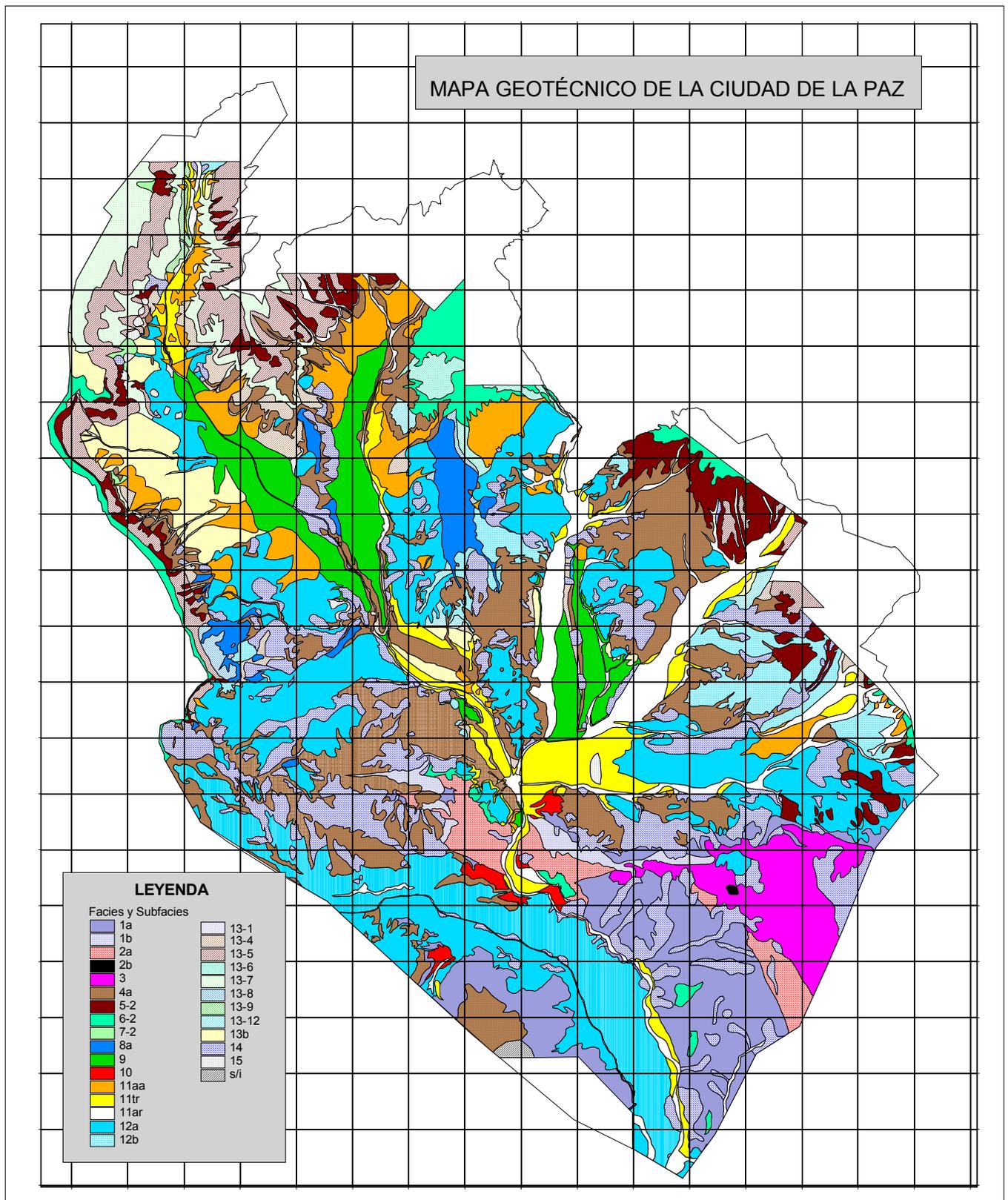


FIGURA FC3-12. MAPA GEOTÉCNICO – GEOLÓGICO DE LA PAZ

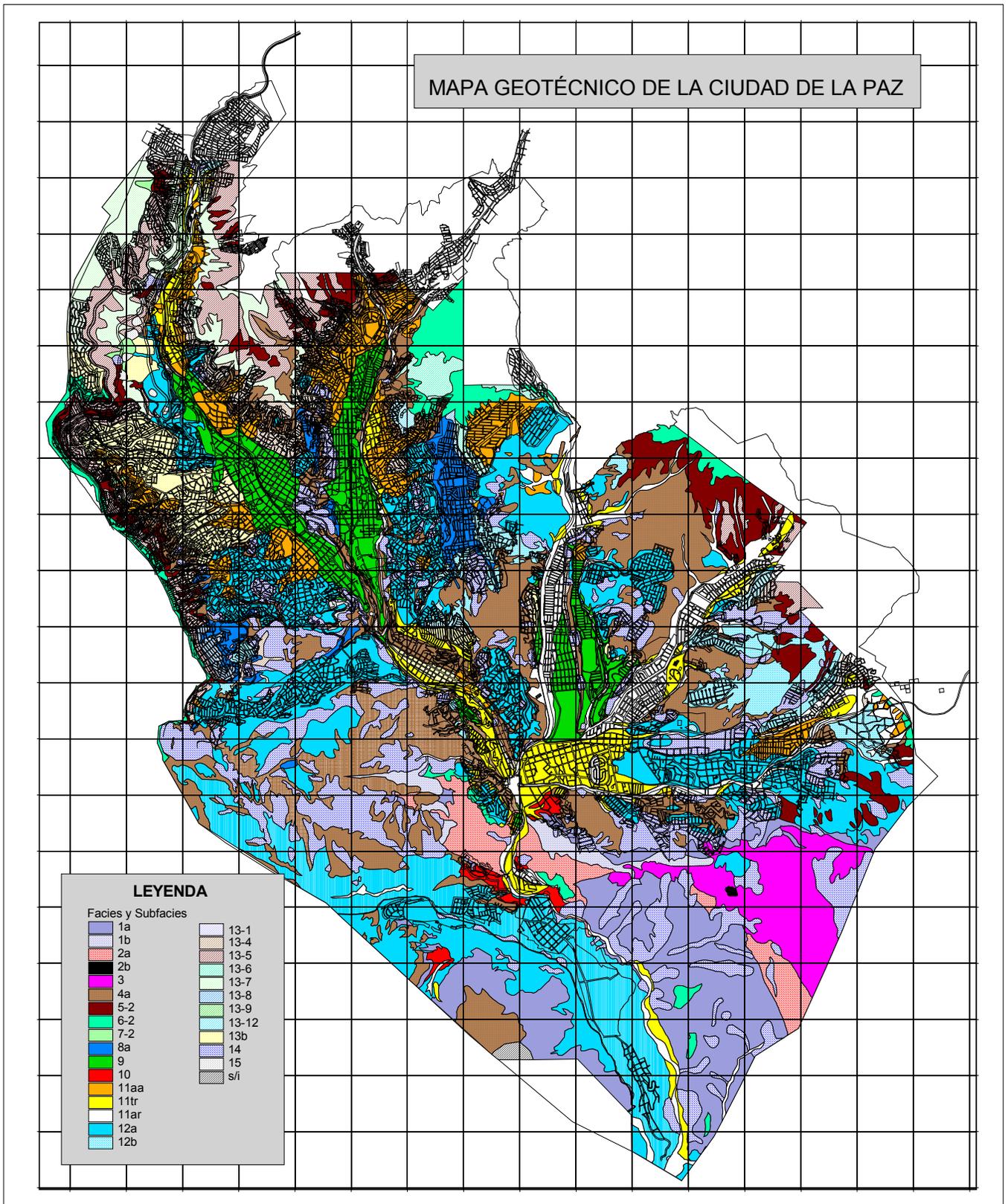


FIGURA FC3-13. MAPA GEOTÉCNICO – GEOLÓGICO CON LA MANCHA URBANA

FACIES	FORMACION LITOESTRATIGRAFICA	CARACTERISTICAS GEOLOGICAS SUMARIAS	PROBLEMAS MAYORES
1	SICA, SICA (Silburo - Devónico)		
2	ARANJUEZ (Cretácico)	ZOCALO	
3	HUALLACONI Hu		
4	LA PAZ PURAPURANI LP, PU		
5	LA PAZ PURAPURANI CALVARIO (Basal)	FORMACIONES DEL ALTIPLANO	
6	LA PAZ PURAPURANI MILLUNI INF.		
6	GRAVAS del techo del Altiplano LP, PU, CA, MI, GA		
7	CALVARIO s.s. MILLUNI SUP. CA, MS		
8	Deslizamientos antiguos PAMPAJASI JUCUMARINI KAYU del		
9	MIRAFLORES (Gravas miraflores e Irpawi)		
10	Sedimentos lacustres ARANJUEZ LA FLORIDA LF		
11	as Aboncos aluviales tr Terrazas de ríos ar Depósitos actuales de ríos	DEPOSITOS CONTEMPORANEOS DE LA FORMACION DE LA CUENCA	
12	Remoción en masa antigua de tipo Armonía fa 2		
13	Coluvios y escombros de pie de talud Co		
14	Remoción en masa de cualquier tipo reciente y/o actual Oq		
	Repleno Artificial	RELLENO	

TABLA TC3-3. CARACTERÍSTICAS DE LOS SUELOS

APTITUD DE LOS TERRENOS	
1	<p><b>DEBIL</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fundaciones y movimiento de tierras generalmente difíciles y costosos.</li> </ul>
2	<p><b>POBRE</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Urbanizaciones y movimientos de tierras posibles localmente con los estudios y precauciones adaptados al lugar.</li> </ul>
3	<p><b>POBRE</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- En ciertos lugares, buen terreno de fundación, fácilmente excavable.</li> </ul>
4	<p><b>POBRE, localmente BUENA</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Para una urbanización extensa (según la topografía, la naturaleza del terreno y las condiciones hidrogeológicas).</li> <li>- Para edificios aislados en pendientes débiles, condiciones de fundación generalmente buenas.</li> <li>- En todo caso, tomar las precauciones clásicas en estos tipos de terrenos plásticos (drenaje, ...).</li> <li>- Un buen mantenimiento de las redes de agua potable y alcantarillado, es esencial para evitar filtraciones.</li> <li>- Los materiales más limosos arcillosos, pueden ser usados para la fabricación de adobes, ladrillos y tejas.</li> </ul>
5	<p><b>De MEDIA a BUENA</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Para una urbanización extensa (según la topografía, la naturaleza de los terrenos y las condiciones hidrogeológicas).</li> <li>- Para edificios aislados en pendientes débiles, condiciones de fundación buenas a excelentes ( con las precauciones usuales en terrenos finos plásticos).</li> <li>- Un buen mantenimiento de las redes de agua potable y alcantarillado es esencial para evitar filtraciones.</li> <li>- Localmente, los materiales más gravosos y arenosos pueden ser fuentes de préstamo.</li> </ul>
6	<p><b>EXCELENTE</b> en el altiplano y los terrenos poco inclinados.</p> <p><b>De MEDIA a BUENA</b> en otros lugares.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Prohibir toda construcción en las zonas mismas de fallas potencialmente activas del Altiplano (ver el mapa de constructibilidad).</li> <li>- Buenas fuentes de préstamo para toda clase de uso.</li> </ul>
7	<p><b>BUENA</b> en el Altiplano y Huaripampa.</p> <p><b>POBRE</b> sobre las pendientes.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- El todo caso, tomar precauciones relativas al drenaje de los terrenos.</li> </ul>
8	<p><b>De EXCELENTE a BUENA,</b> localmente de <b>MEDIA a POBRE</b> (zonas limosas-arcillosas de las planicies, y bordes de estas mismas.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Las formaciones gravosas constituyen generalmente una buena fuente de préstamo para toda clase de uso.</li> </ul>
9	<p><b>EXCELENTE</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- El mejor terreno de fundación de la cuenca (con la condición de comprobar la ausencia de los niveles finos en profundidad y de no afectar la estabilidad de los taludes de los ríos).</li> </ul> <p><b>De POBRE a DEBIL.</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Generalmente buena fuente de préstamo para toda clase de uso, localmente puede tener demasiada proporción de finos o de pedrones de gran tamaño.</li> </ul>
10	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tomar las precauciones usuales en estos tipos de terrenos arcillosos (drenaje).</li> </ul> <p>Material de construcción: ladrillos y tejas.</p>
11	<p><b>De EXCELENTE a BUENA</b> en general, localmente de <b>MEDIA a POBRE</b>, según la naturaleza del terreno y la presencia de aguas subterráneas.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Necesidad de estudios geotécnicos para controlar la profundidad del nivel freático, y la presencia de lentes de materiales finos o poco compactos.</li> </ul>
12	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Las gravas arenosas fluviales constituyen las fuentes de préstamo por excelencia.</li> <li>- <b>De MEDIA a POBRE</b>, localmente <b>BUENA</b> (grandes bloques inalterados deslizados o predominancia de material grueso).</li> <li>- Necesidad de estudios geotécnicos detallados al nivel de cada zona y al nivel local.</li> <li>- Generalmente, las obras de drenaje de las aguas superficiales y subterráneas son indispensables.</li> <li>- Un buen mantenimiento de las redes de agua potable y alcantarillado es esencial para evitar filtraciones.</li> <li>- Las zonas más gravosas-arenosas pueden ser fuentes de préstamo para terraplenes de carreteras.</li> </ul>
13	<p><b>De MEDIA a DEBIL</b> localmente <b>BUENA</b> (pendientes poco inclinadas y granulometría gruesa).</p> <p>Para edificios pesados, necesidad de comprobar los riesgos de inestabilidad y de asentamientos diferenciales.</p> <p>Generalmente, tomar las precauciones usuales de drenaje.</p>
14	<p><b>De POBRE a NULA.</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Rehabilitación posible de ciertos lugares, de poca extensión, esencialmente por medio de obras de drenaje, protección y recalculo del pie.</li> </ul>
	<p><b>De DEBIL a NULA.</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Buena en caso de compactación correcta.</li> <li>- Necesidad de comprobar el espesor y la compactación del relleno.</li> </ul>

TABLA TC3-3. CARACTERÍSTICAS DE LOS SUELOS (CONTINUACIÓN)

### **3.6.1.2 Mapa topográfico de la ciudad de La Paz**

Respecto al mapa topográfico, se pudo conseguir un mapa razonablemente adecuado en formato digital.

La característica más importante, para efecto sísmico es determinar las pendientes que genera la complicada topografía de la ciudad, para esto se trabajó en el SIG y se elaboró el “mapa de pendientes”, que se muestra en la figura FC3-13.

### **3.6.1.3 Mapa de fallas geológicas de la ciudad de La Paz**

El mapa de fallas también tuvo que ser digitalizado. Se observa este mapa en la figura FC3-14.

Una vez digitalizada la información se tuvo que realizar un proceso de adecuación entre los tres mapas para que sean coherentes entre sí.

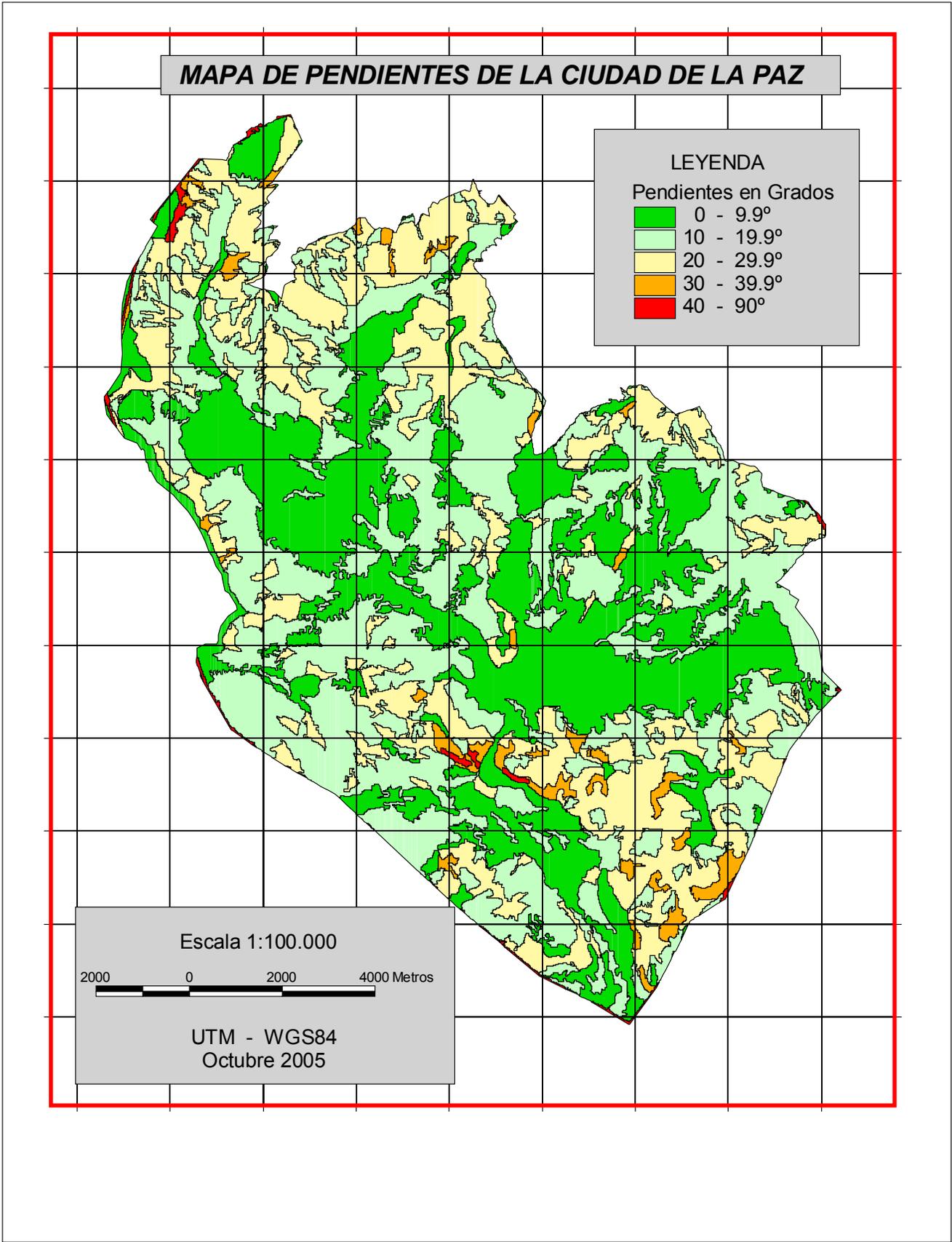


FIGURA FC3-14. MAPA DE PENDIENTES

MAPA DE AREAS DE AFECTACIÓN DE LAS FALLAS EN LA CIUDAD DE LA PAZ

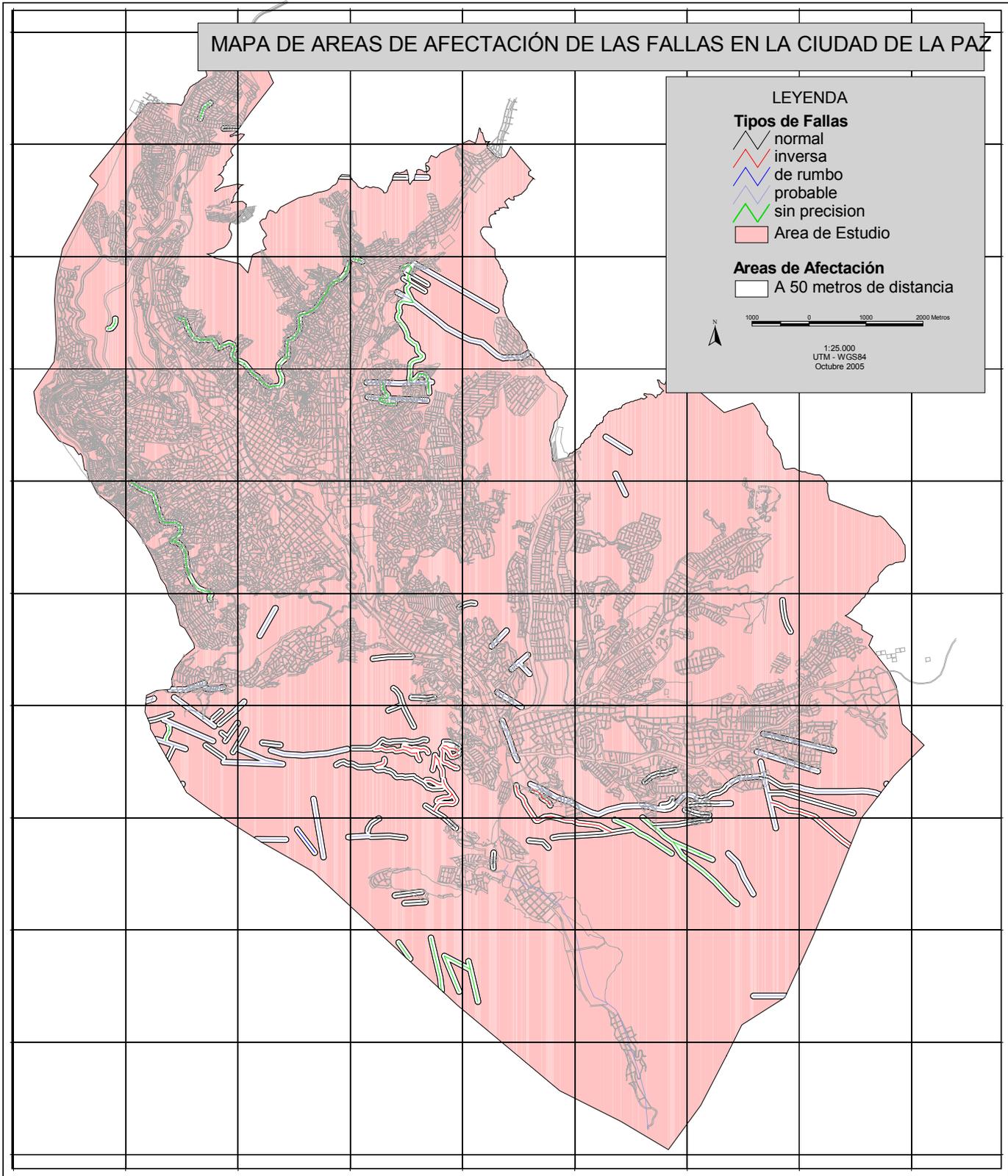


FIGURA FC3-15. MAPA DE FALLAS GEOLÓGICAS

### 3.6.2 METODOLOGÍA DE TRABAJO

Para obtener el mapa de micro zonificación sísmica se procedió a combinar los efectos del tipo de suelo, las pendientes y las fallas geológicas de la siguiente manera:

#### 3.6.2.1 Factor de amplificación sísmica de los suelos

En función al tipo de amplificación sísmica que generan los distintos tipos de suelos representados en las facies mostradas en la tabla TC3-3, tomando en cuenta su formación litoestratigráfica, sus características geológicas, los problemas y aptitudes que tiene el suelo de cada facie, se ha asignado a cada una de ellas un factor de amplificación sísmica.

Este factor va desde 1 hasta 3, uno (1) para los mejores suelos (aquellos que prácticamente no amplifican las ondas sísmicas), y tres (3) para los peores suelos (aquellos que amplifican fuertemente las ondas sísmicas).

Se ha determinado esos factores de manera similar a lo que se realiza en otros códigos y normas internacionales.

En la siguiente tabla TC3-4 se indica el factor de amplificación sísmica asignado a cada facie.

FACIES	FORMACIÓN LITOSTRATIGRÁFICA	FACTOR
1	SICA-SICA (Silúrico - Devónico)	2.8
2	ARANJUEZ (Cretácico)	2.5
3	HUALLACONI	2.5
4	LA PAZ PURAPURANI	2.5
5	LA PAZ PURAPURANI CALVARIO	1.6
6	LA PAZ PURAPURANI MILLUNI INF. GRAVAS del techo del Altiplano	1.6
7	CALVARIO s.s. MILLUNI SUP.	2.5
8	Deslizamientos antiguos PAMPAJASI JUCUMARINI KAYU	1.2
9	MIRAFLORES (Gravas miraflores e Irpavi)	1.0

10	Sedimentos Lacustres Aranjuez LA FLORIDA	2.6
11	aa Abanicos aluviales Tr Terrazas de ríos ar Depósitos actuales de ríos	1.2
12	Remoción en masa antigua de tipo Achocalla - Llojeta - Villa Armonía	2.2
13	Coluvios y escombros de pié de talud	2.4
14	Remoción en masa de cualquier tipo reciente	2.7
15	Relleno Artificial	2.9

TABLA TC3-4. FACTORES DE AMPLIFICACIÓN SISMICA  
POR TIPO DE SUELO (FS)

### 3.6.2.2 Factor de amplificación sísmica del mapa de pendientes

En función al grado de inclinación de cada zona del mapa de pendientes, se ha asignado otro factor de amplificación sísmica, los factores también varían de 1 a 3, de la siguiente manera:

Pendiente	Factor FP
0 a 9.9 Grados	1.0
10 a 19.9 Grados	1.5
20 a 29.9 Grados	2.0
30 a 39.9 Grados	2.5
40 a 90 Grados	3.0

TABLA TC3-5. FACTORES DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA  
POR LA PENDIENTE (FP)

### 3.6.2.3 Factor de amplificación sísmica del mapa de fallas geológicas

Debido al poco conocimiento sísmico de las fallas geológicas de la ciudad, por ejemplo si las fallas están activas, la profundidad, longitud, edad, etc, es que se ha considerado que ellas solamente afectarían a las zonas vecinas a las mismas. Para esto se ha determinado que en función a un radio de influencia de la falla, las zonas que se encuentren dentro de ese radio, se verían afectadas por otro factor de amplificación sísmica, definido de esta manera:

Influencia de la falla	Factor FF
Radio de 50 metros	3.0

TABLA TC3-6. FACTORES DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA  
POR LA INFLUENCIA DE LA FALLA (FF)

### 3.6.2.4 Factor de amplificación sísmica total

Para obtener el factor de amplificación sísmica total (FA) se procedió de la siguiente manera:

$$FA = FS \cdot FP \cdot FF$$

Es decir que el factor de amplificación sísmica total es la combinación o influencia de cada uno de los factores de amplificación individual.

Debido a los múltiples resultados que se pueden obtener al multiplicar los respectivos factores de amplificación, el factor FA se ha clasificado de la siguiente manera:

Rango de valores	Factor FA
1.0 a 1.2	1.0
1.3 a 1.8	1.5
1.9 a 2.4	2.0
2.5 a 3.3	3.0
3.4 a 9.0	5.0

TABLA TC3-7. FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA TOTAL (FA)

Mediante el software SIG, procesando los tres mapas (tipos de suelo, pendientes topográficas y fallas geológicas), cada cual ponderado por sus respectivos factores, se ha obtenido el factor FA para las distintas zonas de la ciudad de La Paz.

### 3.6.2.5 Aceleración sísmica en cada zona

Según el mapa de aceleraciones sísmicas de Bolivia, a la ciudad de La Paz le corresponde una aceleración en suelo firme de 0.05g, esa es la aceleración que corresponde a las zonas con factor FA = 1, las demás zonas tienen una aceleración calculada de la siguiente manera:

$$a_{0z} = 0.05g \cdot FA$$

En base a esa aceleración se ha obtenido los respectivos espectros de diseño para cada zona de La Paz, espectros que se muestran en el capítulo 8.

### 3.6.2.6 Mapas de zonificación sísmica de La Paz

A continuación se muestran los mapas de zonificación sísmica de la ciudad de La Paz.

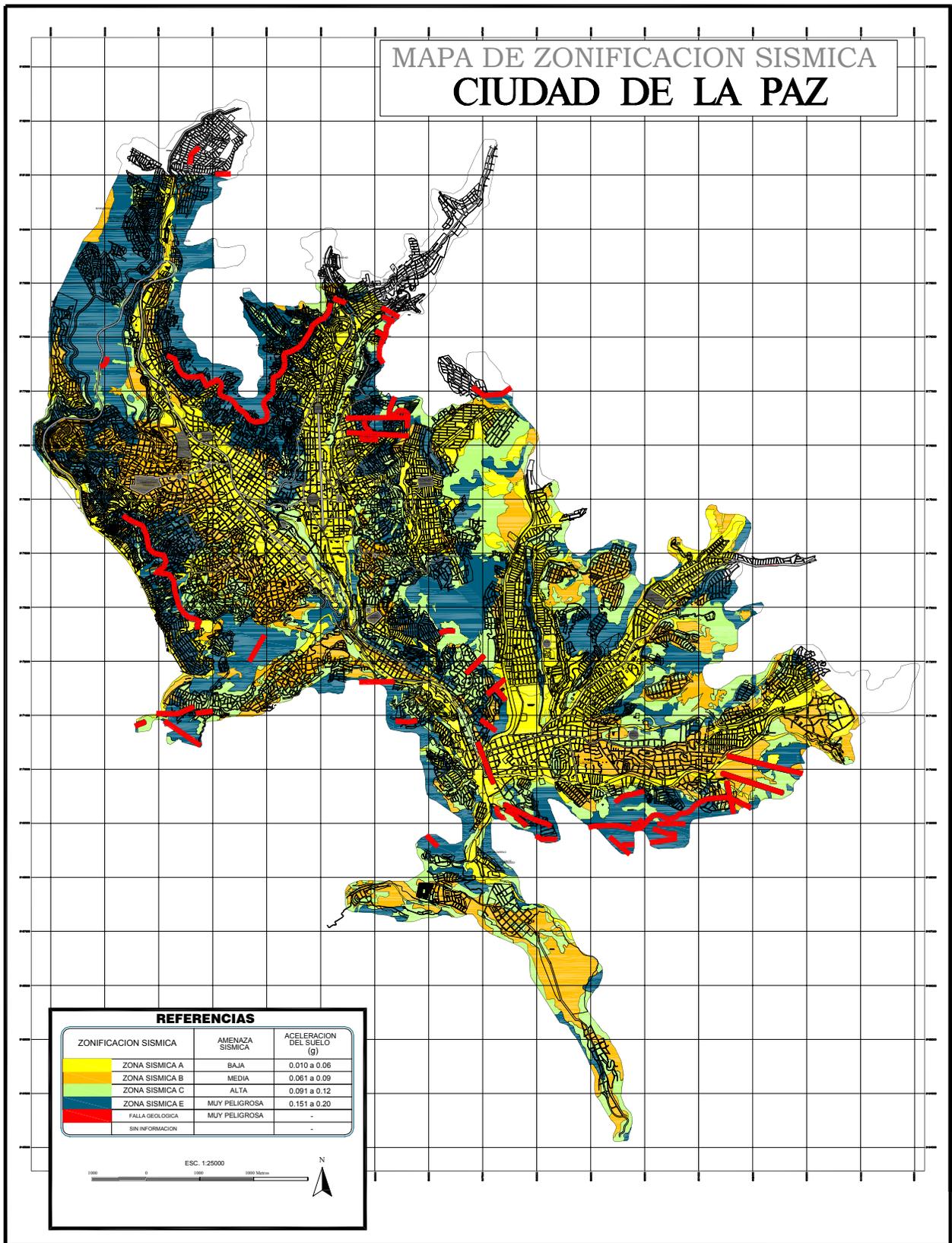
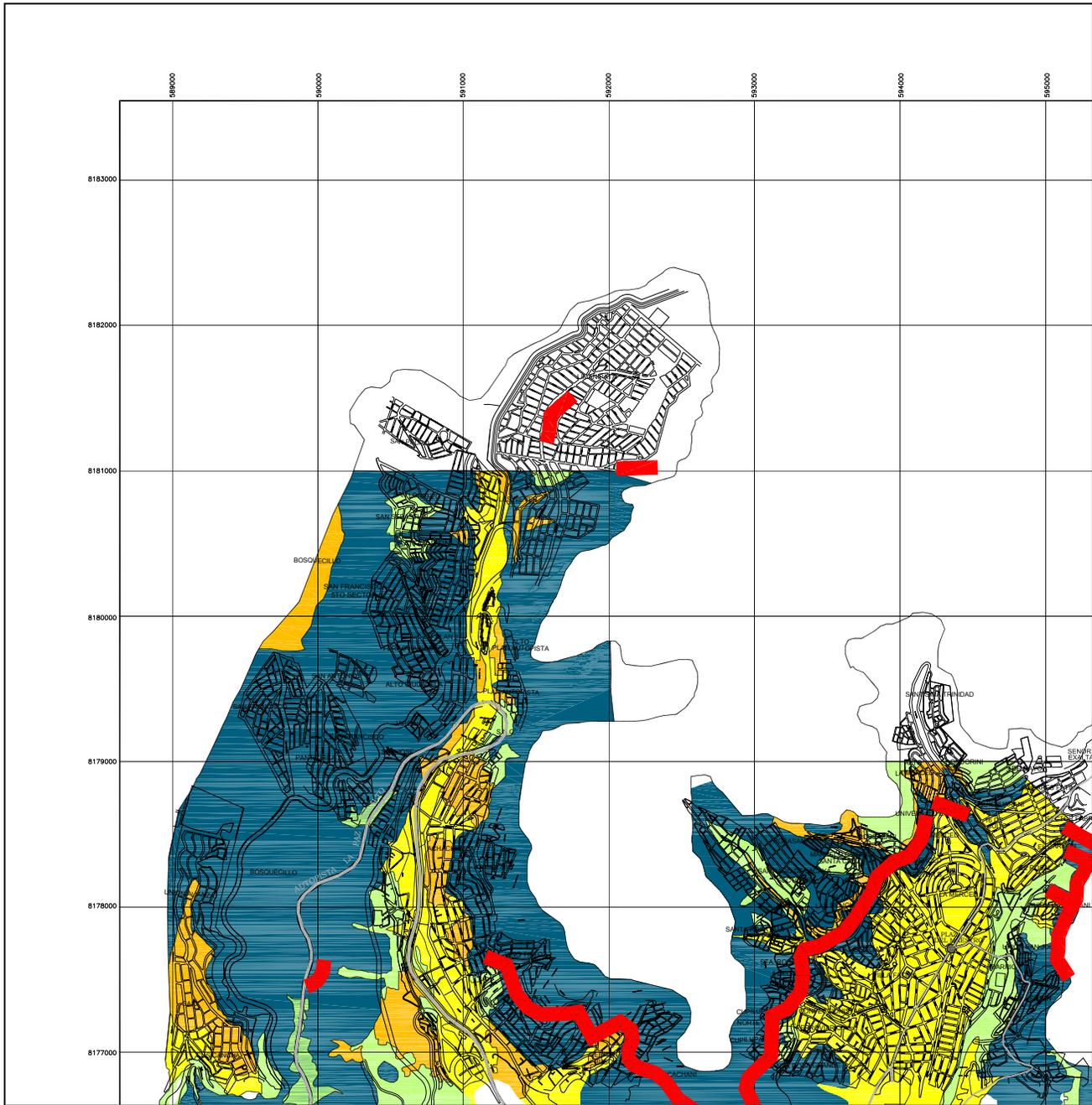


FIGURA FC3-16. ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LA PAZ



MAPA DE ZONIFICACION SISMICA  
**CIUDAD DE LA PAZ**

FIGURA FC3-17. ZONIFICACIÓN SÍSMICA LA PAZ  
 (1/5)

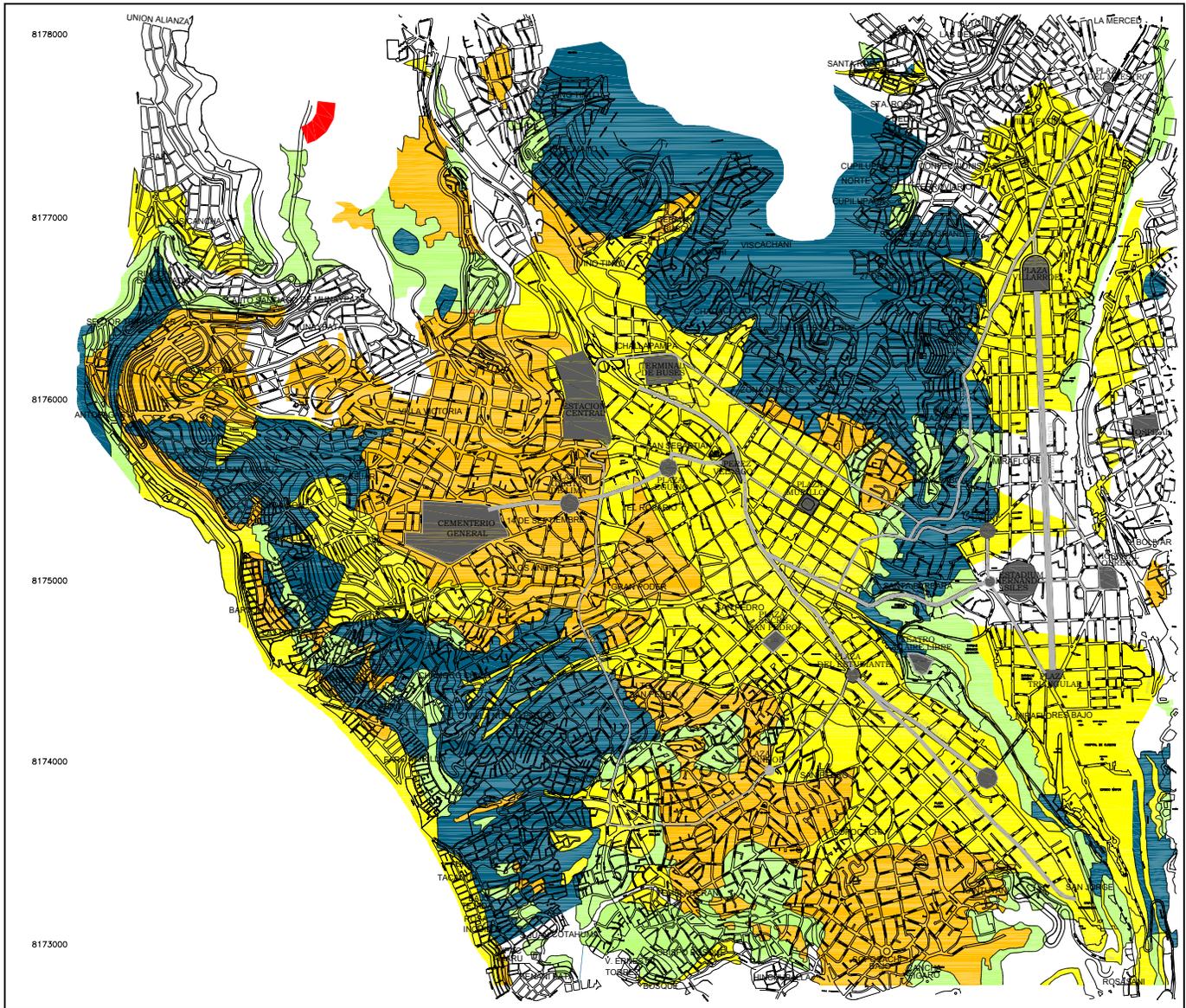
**REFERENCIAS**

ZONIFICACION SISMICA	AMENAZA SISMICA	ACELERACION DEL SUELO (g)
	BAJA	0.010 a 0.06
	MEDIA	0.061 a 0.09
	ALTA	0.091 a 0.12
	MUY PELIGROSA	0.151 a 0.20
	FALLA GEOLOGICA	MUY PELIGROSA
	SIN INFORMACION	-

ESC. 1:25000

1000 0 1000 1000 Metros





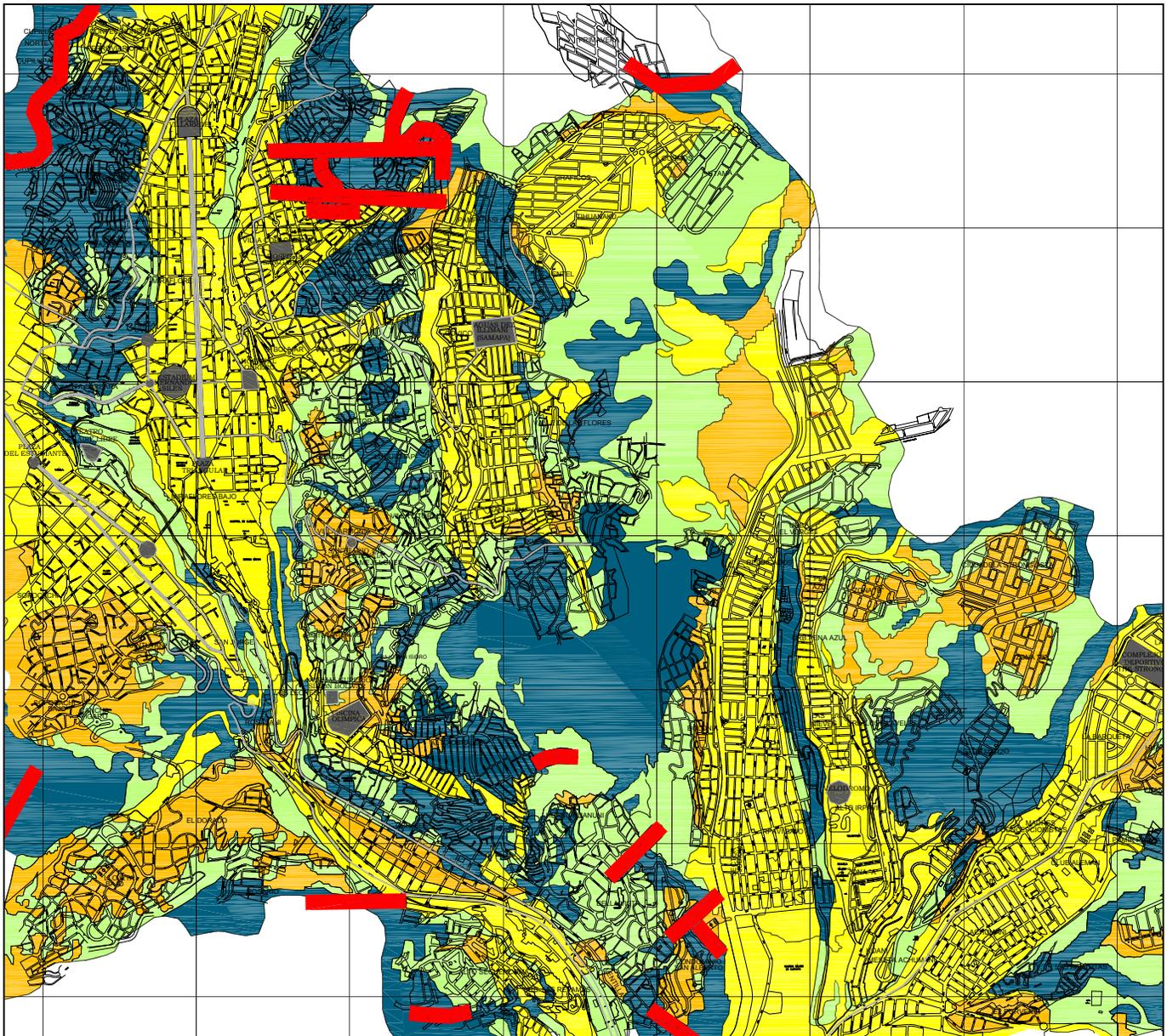
**MAPA DE ZONIFICACION SISMICA  
CIUDAD DE LA PAZ**

**REFERENCIAS**

ZONIFICACION SISMICA	AMENAZA SISMICA	ACELERACION DEL SUELO (g)
ZONA SISMICA A	BAJA	0.010 a 0.06
ZONA SISMICA B	MEDIA	0.061 a 0.09
ZONA SISMICA C	ALTA	0.091 a 0.12
ZONA SISMICA E	MUY PELIGROSA	0.151 a 0.20
FALLA GEOLOGICA	MUY PELIGROSA	-
SIN INFORMACION		-

ESC. 1:25000

FIGURA FC3-18. ZONIFICACIÓN SÍSMICA LA PAZ (2/5)



**MAPA DE ZONIFICACION SISMICA  
CIUDAD DE LA PAZ**

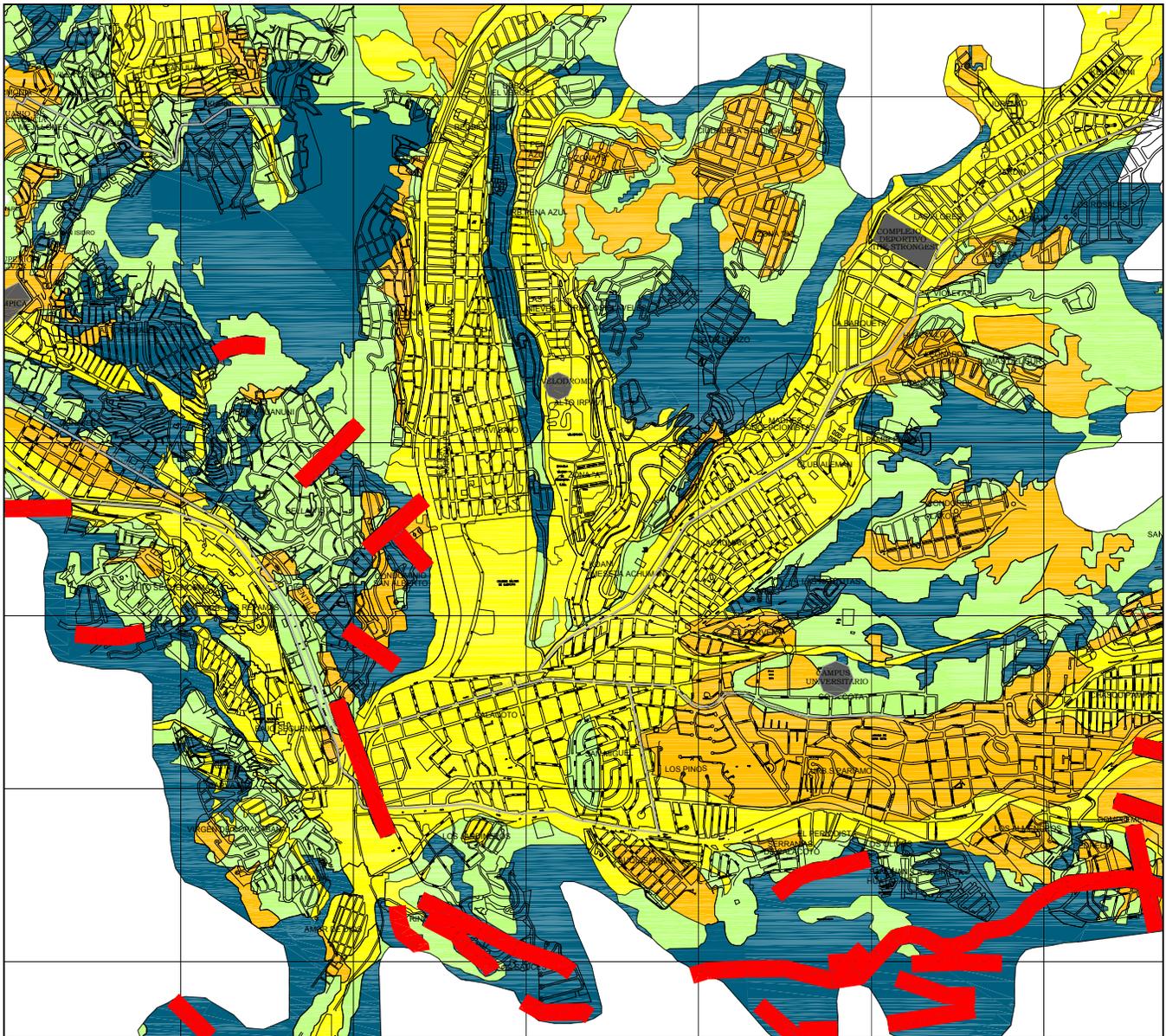
REFERENCIAS			
ZONIFICACION SISMICA	AMENAZA SISMICA	ACELERACION DEL SUELO (g)	
	ZONA SISMICA A	BAJA	0.010 a 0.06
	ZONA SISMICA B	MEDIA	0.061 a 0.09
	ZONA SISMICA C	ALTA	0.091 a 0.12
	ZONA SISMICA E	MUY PELIGROSA	0.151 a 0.20
	FALLA GEOLOGICA	MUY PELIGROSA	-
	SIN INFORMACION		-

ESC. 1:25000

1000 0 1000 1000 Metros

N  
↑

FIGURA FC3-19. ZONIFICACIÓN SÍSMICA LA PAZ (3/5)



**MAPA DE ZONIFICACION SISMICA  
CIUDAD DE LA PAZ**

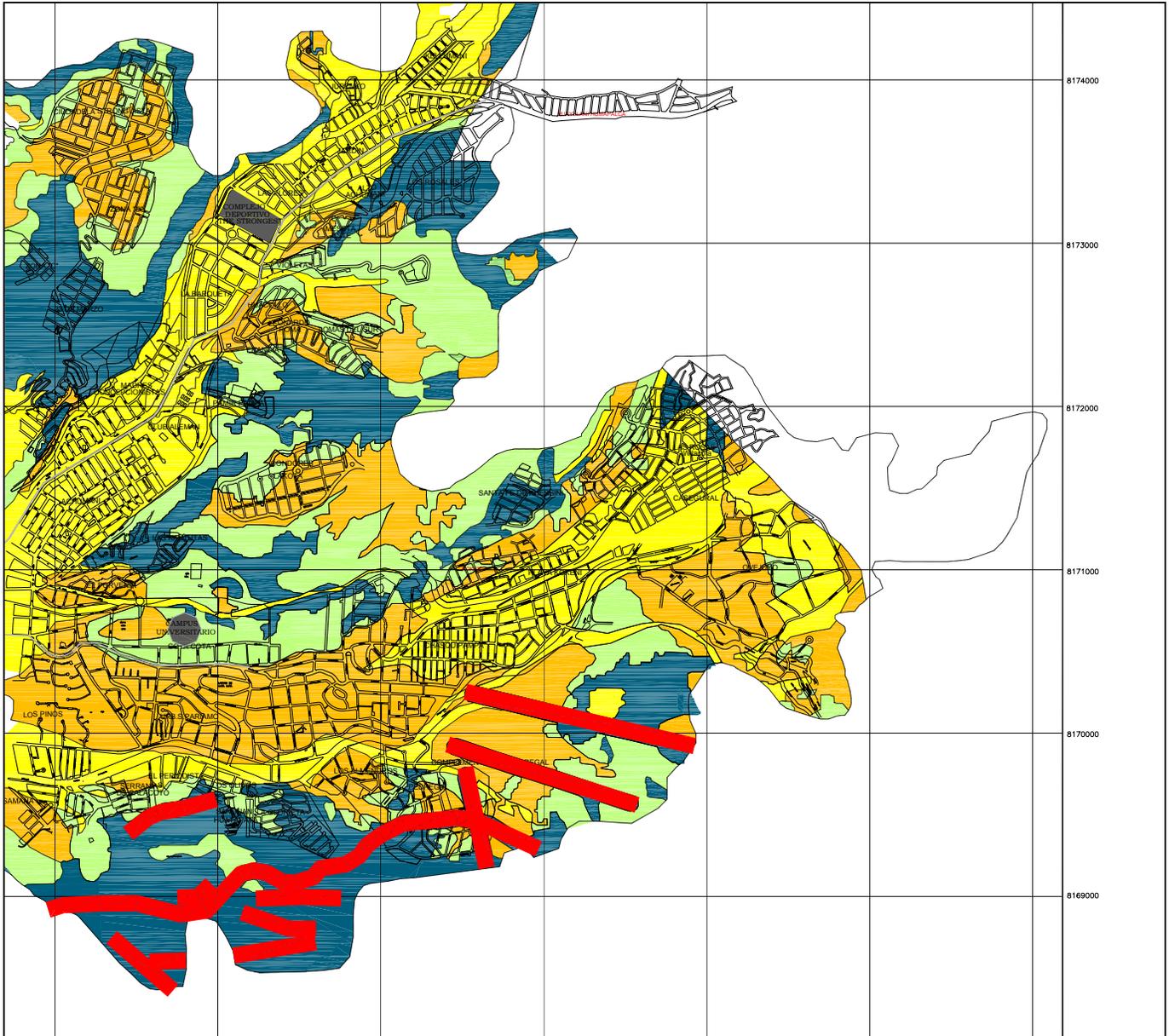
REFERENCIAS		
ZONIFICACION SISMICA	AMENAZA SISMICA	ACELERACION DEL SUELO (g)
	BAJA	0.010 a 0.06
	MEDIA	0.061 a 0.09
	ALTA	0.091 a 0.12
	MUY PELIGROSA	0.151 a 0.20
	FALLA GEOLOGICA	MUY PELIGROSA
	SIN INFORMACION	-

ESC. 1:25000

1000 0 1000 2000 Metros

N

FIGURA FC3-20. ZONIFICACIÓN SÍSMICA LA PAZ (4/5)



**MAPA DE ZONIFICACION SISMICA  
CIUDAD DE LA PAZ**

REFERENCIAS			
ZONIFICACION SISMICA	AMENAZA SISMICA	ACELERACION DEL SUELO (g)	
	ZONA SISMICA A	BAJA	0.010 a 0.06
	ZONA SISMICA B	MEDIA	0.061 a 0.09
	ZONA SISMICA C	ALTA	0.091 a 0.12
	ZONA SISMICA E	MUY PELIGROSA	0.151 a 0.20
	FALLA GEOLOGICA	MUY PELIGROSA	-
	SIN INFORMACION		-

ESC. 1:25000

1000 0 1000 1000 Metros

N  
↑

FIGURA FC3-21. ZONIFICACIÓN SÍSMICA LA PAZ (5/5)

### 3.7 DATOS SÍSMICOS

A continuación se presenta el catálogo depurado de eventos sísmicos con los cuales se elaboró los mapas de zonificación sísmica.

Los datos provienen del Observatorio San Calixto y del Servicio Geológico de Estados Unidos (USGS), datos del año 1975 al año 1985.

Se adjunta 9 datos de sismos “históricos” que se pudo obtener de varias fuentes de información como tesis y otras publicaciones científicas.

Finalmente se adjunta un mapa que muestra la localización de los eventos sísmicos.

<b>CUADRO DE ACELERACIONES SISMICAS</b>											
<b>DIA</b>	<b>MES</b>	<b>AÑO</b>	<b>LATITUD</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>PROFUNDIDAD</b>	<b>MAGNITUD</b>	<b>ACEL cm/s2</b>	<b>ACEL/g</b>	<b>LUGAR</b>	<b>OBSERVACIONES</b>	
15	4	1975	-22.20	-68.9	10	4.3	72.75	0.074	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	
20	4	1975	-12.80	-68.60	10	4.4	77.56	0.079	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	
23	6	1975	-21.13	-66.88	22	4	40.93	0.042	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	
27	7	1975	-20.64	-69.63	33	4.6	45.71	0.047	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	
26	8	1975	-19.30	-69.20	33	4.6	45.71	0.047	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	
2	9	1975	-19.40	-69.00	33	5.1	62.95	0.064	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	
23	11	1975	-21.30	-65.50	33	4.4	40.22	0.041	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	
29	12	1975	-22.50	-67.00	33	4.7	48.74	0.050	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	
20	8	1976	-20.45	-69.88	63	5.6	50.42	0.051	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	
11	10	1976	-20.66	-68.60	33	4.4	40.22	0.041	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	
29	10	1976	-21.30	-68.90	33	4.5	42.88	0.044	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	
16	11	1976	-22.70	-67.60	33	4.5	42.88	0.044	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	
30	11	1976	-20.57	-68.93	70	6.5	81.20	0.083	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	
28	12	1976	-21.27	-68.64	85	5.7	40.22	0.041	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	
29	3	1977	-21.40	-69.90	33	4.4	40.22	0.041	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	
8	11	1977	-15.84	-69.51	26	4.4	47.54	0.049	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	
12	11	1977	-20.25	-69.10	13	4.7	84.45	0.086	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	
18	5	1978	-13.84	-66.91	33	4.8	51.96	0.053	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	
5	9	1978	-20.39	-69.30	21	4.3	51.00	0.052	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	
20	12	1978	-19.80	-69.92	33	4.7	48.74	0.050	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	
12	2	1979	-17.34	-63.63	33	4.9	55.39	0.057	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	
15	2	1979	-18.37	-63.43	33	5.4	76.28	0.078	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	
26	2	1979	-21.60	-69.80	44	4.8	41.46	0.042	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	
14	5	1979	-22.95	-69.09	51	5.8	69.34	0.071	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	
2	8	1979	-21.50	-69.60	33	4.7	48.74	0.050	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	
21	8	1979	-19.50	-69.93	33	4.7	48.74	0.050	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	
26	5	1980	-19.42	-69.33	73	5.9	53.12	0.054	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	
26	5	1980	-19.70	-69.20	33	4.4	40.22	0.041	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	
16	10	1980	-19.70	-69.00	33	4.7	48.74	0.050	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	
11	12	1980	-21.35	-68.10	77	5.8	47.30	0.048	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	
17	1	1981	-22.09	-69.88	29	4.3	41.40	0.042	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	
27	5	1981	-20.21	-69.65	33	4.7	48.74	0.050	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	
19	4	1982	-20.38	-69.88	33	4.4	40.22	0.041	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	
28	12	1982	-18.90	-69.50	52	5	40.86	0.042	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS	

1	9	1983	-17.44	-69.96	73	5.8	49.83	0.051	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS
10	2	1984	-20.00	-69.30	33	4.9	55.39	0.057	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS
16	7	1984	-22.20	-69.60	10	4.4	77.56	0.079	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS
19	11	1984	-19.58	-68.36	12	4.1	59.55	0.061	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS
10	1	1985	-17.74	-64.39	33	5.1	62.95	0.064	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS
22	2	1985	-19.13	-68.56	33	4.4	40.22	0.041	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS
7	3	1985	-21.90	-66.70	33	4.5	42.88	0.044	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS
19	3	1985	-18.60	-63.60	19	5.3	102.47	0.105	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS
22	3	1985	-19.58	-63.18	9	5.3	143.27	0.146	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS
3	6	1985	-19.46	-68.07	10	3.7	49.55	0.051	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS
25	8	1985	-19.61	-68.90	30	4.8	55.67	0.057	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS
8	9	1985	-18.90	-68.10	10	3.4	40.90	0.042	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS
15	9	1985	-19.10	-68.60	33	4.5	42.88	0.044	Sin Dato	Cat75-85,OSC-USGS
19	7	1975	-14.89	-70.53	14	3.9	48.93	0.050	Sin Dato	Cat75-85, OSC
17	8	1975	-13.30	-70.30	14	4	52.16	0.053	Sin Dato	Cat75-85, OSC
23	8	1975	-12.09	-68.45	20	4.3	52.47	0.054	Sin Dato	Cat75-85, OSC
24	8	1975	-18.75	-68.11	17	3.8	41.68	0.043	Sin Dato	Cat75-85, OSC
21	9	1975	-12.34	-67.06	14	3.8	45.89	0.047	Sin Dato	Cat75-85, OSC
10	10	1975	-18.57	-66.25	12	4	55.86	0.057	Sin Dato	Cat75-85, OSC
14	10	1975	-18.80	-69.46	13	4.2	61.32	0.063	Sin Dato	Cat75-85, OSC
16	10	1975	-14.93	-70.59	14	3.6	40.38	0.041	Sin Dato	Cat75-85, OSC
23	10	1975	-18.53	-68.32	18	3.8	40.42	0.041	Sin Dato	Cat75-85, OSC
25	10	1975	-14.82	-70.81	13	3.6	41.77	0.043	Sin Dato	Cat75-85, OSC
14	11	1975	-14.91	-70.38	16	4.1	52.11	0.053	Sin Dato	Cat75-85, OSC
8	12	1975	-16.14	-70.95	14	3.7	43.05	0.044	Sin Dato	Cat75-85, OSC
9	12	1975	-18.77	-65.94	12	3.9	52.39	0.053	Sin Dato	Cat75-85, OSC
9	12	1975	-15.03	-70.15	20	4.6	63.58	0.065	Sin Dato	Cat75-85, OSC
12	12	1975	-19.28	-65.97	15	4.4	65.20	0.067	Sin Dato	Cat75-85, OSC
12	12	1975	-16.84	-64.44	12	3.8	49.15	0.050	Sin Dato	Cat75-85, OSC
27	12	1975	-18.80	-69.42	13	3.8	47.47	0.048	Sin Dato	Cat75-85, OSC
29	12	1975	-19.55	-66.21	15	3.8	44.41	0.045	Sin Dato	Cat75-85, OSC
11	1	1976	-19.78	-66.79	16	3.7	40.34	0.041	Sin Dato	Cat75-85, OSC
16	1	1976	-14.22	-70.70	12	4	55.86	0.057	Sin Dato	Cat75-85, OSC
27	1	1976	-20.25	-68.43	15	3.8	44.41	0.045	Sin Dato	Cat75-85, OSC
5	2	1976	-18.98	-67.22	13	4.9	95.98	0.098	Sin Dato	Cat75-85, OSC
13	2	1976	-20.17	-68.82	18	4.3	55.67	0.057	Sin Dato	Cat75-85, OSC
16	2	1976	-18.59	-67.52	18	4.1	48.98	0.050	Sin Dato	Cat75-85, OSC
25	3	1976	-17.10	-64.99	12	4.9	99.36	0.101	Sin Dato	Cat75-85, OSC
27	3	1976	-19.30	-69.71	13	3.7	44.53	0.045	Sin Dato	Cat75-85, OSC
28	3	1976	-18.45	-70.82	13	3.6	41.77	0.043	Sin Dato	Cat75-85, OSC
3	4	1976	-14.03	-70.43	12	3.5	40.56	0.041	Sin Dato	Cat75-85, OSC
6	5	1976	-14.70	-65.80	14	3.6	40.38	0.041	Sin Dato	Cat75-85, OSC
21	5	1976	-18.41	-70.66	12	3.6	43.24	0.044	Sin Dato	Cat75-85, OSC
24	5	1976	-19.35	-68.63	12	3.7	46.10	0.047	Sin Dato	Cat75-85, OSC
7	12	1976	-19.40	-67.70	12	3.8	49.15	0.050	Sin Dato	Cat75-85, OSC
22	12	1976	-18.90	-68.10	14	3.6	40.38	0.041	Sin Dato	Cat75-85, OSC
30	12	1976	-18.70	-65.58	19	4.6	65.47	0.067	Sin Dato	Cat75-85, OSC
26	3	1977	-18.97	-65.49	17	4.7	74.14	0.076	Sin Dato	Cat75-85, OSC
12	8	1977	-20.06	-68.11	14	3.6	40.38	0.041	Sin Dato	Cat75-85, OSC
25	8	1977	-16.54	-64.54	13	4.1	57.52	0.059	Sin Dato	Cat75-85, OSC
26	8	1977	-17.02	-65.60	14	4.4	67.38	0.069	Sin Dato	Cat75-85, OSC
6	10	1977	-18.79	-67.86	16	3.9	45.85	0.047	Sin Dato	Cat75-85, OSC

12	10	1977	-18.71	-70.76	14	3.7	43.05	0.044	Sin Dato	Cat75-85, OSC
13	10	1977	-14.90	-70.39	16	3.9	45.85	0.047	Sin Dato	Cat75-85, OSC
30	10	1977	-13.32	-70.92	19	3.9	41.83	0.043	Sin Dato	Cat75-85, OSC
1	11	1977	-17.30	-70.77	13	3.6	41.77	0.043	Sin Dato	Cat75-85, OSC
24	11	1977	-16.61	-64.81	12	4	55.86	0.057	Sin Dato	Cat75-85, OSC
14	12	1977	-15.56	-67.58	6	3.1	39.52	0.040	Sin Dato	Cat75-85, OSC
14	1	1979	-19.22	-68.22	12	3.8	49.15	0.050	Sin Dato	Cat75-85, OSC
1	2	1979	-18.05	-67.69	16	3.8	43.01	0.044	Sin Dato	Cat75-85, OSC
27	2	1979	-15.10	-70.58	15	4.6	74.10	0.076	Sin Dato	Cat75-85, OSC
4	3	1979	-14.61	-70.56	13	4.4	69.69	0.071	Sin Dato	Cat75-85, OSC
22	3	1979	-18.69	-68.26	16	3.7	40.34	0.041	Sin Dato	Cat75-85, OSC
24	3	1979	-18.96	-66.44	12	4	55.86	0.057	Sin Dato	Cat75-85, OSC
5	4	1979	-19.11	-67.55	13	3.9	50.61	0.052	Sin Dato	Cat75-85, OSC
7	4	1979	-16.54	-65.01	12	4.4	72.15	0.074	Sin Dato	Cat75-85, OSC
9	4	1979	-18.67	-68.05	17	3.8	41.68	0.043	Sin Dato	Cat75-85, OSC
13	4	1979	-13.14	-68.74	12	3.9	52.39	0.053	Sin Dato	Cat75-85, OSC
24	4	1979	-18.59	-67.84	17	3.8	41.68	0.043	Sin Dato	Cat75-85, OSC
24	5	1979	-17.89	-66.16	16	4.2	55.55	0.057	Sin Dato	Cat75-85, OSC
12	6	1979	-18.71	-70.02	12	4	55.86	0.057	Sin Dato	Cat75-85, OSC
21	8	1979	-18.51	-67.47	18	3.8	40.42	0.041	Sin Dato	Cat75-85, OSC
12	9	1979	-17.46	-70.51	15	3.7	41.66	0.043	Sin Dato	Cat75-85, OSC
27	11	1979	-17.00	-70.66	16	3.7	40.34	0.041	Sin Dato	Cat75-85, OSC
28	1	1980	-18.96	-68.30	14	3.8	45.89	0.047	Sin Dato	Cat75-85, OSC
24	2	1980	-13.12	-67.26	14	4	52.16	0.053	Sin Dato	Cat75-85, OSC
14	3	1980	-13.76	-68.67	16	3.8	43.01	0.044	Sin Dato	Cat75-85, OSC
22	3	1980	-15.01	-70.38	16	3.7	40.34	0.041	Sin Dato	Cat75-85, OSC
27	7	1980	-18.51	-68.50	18	3.8	40.42	0.041	Sin Dato	Cat75-85, OSC
4	8	1980	-12.83	-69.31	13	3.7	44.53	0.045	Sin Dato	Cat75-85, OSC
14	8	1980	-18.70	-67.98	16	3.8	43.01	0.044	Sin Dato	Cat75-85, OSC
23	11	1980	-17.16	-64.27	16	4	48.88	0.050	Sin Dato	Cat75-85, OSC
24	11	1980	-19.91	-66.93	17	4.5	65.24	0.067	Sin Dato	Cat75-85, OSC
22	12	1980	-18.42	-69.51	15	3.7	41.66	0.043	Sin Dato	Cat75-85, OSC
26	12	1980	-18.60	-69.36	14	3.6	40.38	0.041	Sin Dato	Cat75-85, OSC
26	12	1980	-17.88	-70.16	15	4.1	53.81	0.055	Sin Dato	Cat75-85, OSC
31	12	1980	-18.45	-69.68	14	3.8	45.89	0.047	Sin Dato	Cat75-85, OSC
10	3	1981	-18.50	-67.78	21	3.9	39.48	0.040	Sin Dato	Cat75-85, OSC
17	3	1981	-18.58	-68.85	18	3.8	40.42	0.041	Sin Dato	Cat75-85, OSC
1	4	1981	-13.23	-70.52	16	4	48.88	0.050	Sin Dato	Cat75-85, OSC
5	4	1981	-18.48	-69.31	17	4.1	50.50	0.052	Sin Dato	Cat75-85, OSC
26	5	1981	-15.95	-65.13	13	3.8	47.47	0.048	Sin Dato	Cat75-85, OSC
1	6	1981	-18.56	-67.92	18	3.8	40.42	0.041	Sin Dato	Cat75-85, OSC
3	6	1981	-14.47	-70.31	14	3.6	40.38	0.041	Sin Dato	Cat75-85, OSC
11	6	1981	-20.09	-65.64	31	4.3	39.49	0.040	Sin Dato	Cat75-85, OSC
24	6	1981	-16.69	-65.50	16	4.7	76.50	0.078	Sin Dato	Cat75-85, OSC
24	6	1981	-16.08	-65.71	16	3.8	43.01	0.044	Sin Dato	Cat75-85, OSC
27	7	1981	-18.71	-67.68	16	3.8	43.01	0.044	Sin Dato	Cat75-85, OSC
4	7	1981	-18.52	-70.10	13	4	53.95	0.055	Sin Dato	Cat75-85, OSC
6	7	1981	-14.78	-70.91	12	3.5	40.56	0.041	Sin Dato	Cat75-85, OSC
10	7	1981	-13.39	-68.19	13	3.9	50.61	0.052	Sin Dato	Cat75-85, OSC
24	7	1981	-16.76	-64.65	12	4	55.86	0.057	Sin Dato	Cat75-85, OSC
25	7	1981	-16.41	-64.73	12	3.9	52.39	0.053	Sin Dato	Cat75-85, OSC
26	7	1981	-16.39	-64.18	15	3.9	47.34	0.048	Sin Dato	Cat75-85, OSC

22	8	1981	-16.62	-65.96	15	4.2	57.37	0.059	Sin Dato	Cat75-85, OSC
23	8	1981	-17.77	-64.10	19	4.2	50.68	0.052	Sin Dato	Cat75-85, OSC
22	10	1981	-18.72	-67.15	12	3.6	43.24	0.044	Sin Dato	Cat75-85, OSC
10	11	1981	-19.80	-69.34	15	3.7	41.66	0.043	Sin Dato	Cat75-85, OSC
16	11	1981	-18.93	-68.87	14	3.7	43.05	0.044	Sin Dato	Cat75-85, OSC
17	11	1981	-18.88	-68.83	14	3.8	45.89	0.047	Sin Dato	Cat75-85, OSC
21	11	1981	-18.42	-69.15	18	3.8	40.42	0.041	Sin Dato	Cat75-85, OSC
12	3	1982	-19.78	-68.04	14	3.9	48.93	0.050	Sin Dato	Cat75-85, OSC
14	3	1982	-18.56	-69.23	16	3.7	40.34	0.041	Sin Dato	Cat75-85, OSC
8	4	1982	-18.10	-69.71	18	3.8	40.42	0.041	Sin Dato	Cat75-85, OSC
18	4	1982	-18.91	-66.73	12	3.6	43.24	0.044	Sin Dato	Cat75-85, OSC
25	4	1982	-16.87	-64.78	12	4.3	67.68	0.069	Sin Dato	Cat75-85, OSC
7	5	1982	-18.55	-68.98	18	3.8	40.42	0.041	Sin Dato	Cat75-85, OSC
21	6	1982	-16.77	-65.78	18	4.1	48.98	0.050	Sin Dato	Cat75-85, OSC
2	7	1982	-16.19	-65.38	15	3.8	44.41	0.045	Sin Dato	Cat75-85, OSC
9	7	1982	-18.95	-66.11	12	3.9	52.39	0.053	Sin Dato	Cat75-85, OSC
10	7	1982	-14.59	-70.68	13	3.8	47.47	0.048	Sin Dato	Cat75-85, OSC
26	7	1982	-18.91	-68.34	14	3.7	43.05	0.044	Sin Dato	Cat75-85, OSC
18	8	1982	-15.63	-65.18	12	3.7	46.10	0.047	Sin Dato	Cat75-85, OSC
22	8	1982	-18.56	-68.01	18	3.9	43.10	0.044	Sin Dato	Cat75-85, OSC
23	8	1982	-17.90	-67.10	20	4.7	67.78	0.069	Sin Dato	Cat75-85, OSC
5	9	1982	-17.52	-64.15	18	4.1	48.98	0.050	Sin Dato	Cat75-85, OSC
11	9	1982	-14.44	-70.64	12	4	55.86	0.057	Sin Dato	Cat75-85, OSC
21	12	1982	-18.62	-69.33	14	3.6	40.38	0.041	Sin Dato	Cat75-85, OSC
31	12	1982	-12.90	-65.92	17	3.8	41.68	0.043	Sin Dato	Cat75-85, OSC
1	1	1983	-17.21	-70.03	24	4.4	50.08	0.051	Sin Dato	Cat75-85, OSC
29	1	1983	-18.36	-65.87	13	4.5	74.30	0.076	Sin Dato	Cat75-85, OSC
20	2	1983	-11.94	-68.05	27	4.3	43.48	0.044	Sin Dato	Cat75-85, OSC
17	3	1983	-13.55	-67.54	14	4.6	76.58	0.078	Sin Dato	Cat75-85, OSC
29	3	1983	-17.88	-63.74	23	4.7	62.33	0.064	Sin Dato	Cat75-85, OSC
30	3	1983	-14.08	-70.51	13	4	53.95	0.055	Sin Dato	Cat75-85, OSC
19	5	1983	-18.55	-65.80	12	4.1	59.55	0.061	Sin Dato	Cat75-85, OSC
21	5	1983	-17.39	-65.49	13	5.1	109.08	0.111	Sin Dato	Cat75-85, OSC
3	6	1983	-18.61	-68.94	17	4	47.37	0.048	Sin Dato	Cat75-85, OSC
9	6	1983	-13.38	-66.91	13	3.8	47.47	0.048	Sin Dato	Cat75-85, OSC
12	6	1983	-13.99	-70.92	13	3.7	44.53	0.045	Sin Dato	Cat75-85, OSC
23	6	1983	-18.93	-67.78	14	4	52.16	0.053	Sin Dato	Cat75-85, OSC
4	7	1983	-18.60	-68.77	18	3.8	40.42	0.041	Sin Dato	Cat75-85, OSC
6	7	1983	-12.94	-67.63	12	3.7	46.10	0.047	Sin Dato	Cat75-85, OSC
15	7	1983	-16.29	-64.84	13	4.1	57.52	0.059	Sin Dato	Cat75-85, OSC
31	7	1983	-18.45	-69.21	18	3.8	40.42	0.041	Sin Dato	Cat75-85, OSC
12	8	1983	-16.99	-64.91	12	4.8	93.20	0.095	Sin Dato	Cat75-85, OSC
20	8	1983	-19.63	-67.70	13	3.6	41.77	0.043	Sin Dato	Cat75-85, OSC
26	8	1983	-18.98	-68.57	14	3.9	48.93	0.050	Sin Dato	Cat75-85, OSC
28	8	1983	-18.68	-67.79	18	3.9	43.10	0.044	Sin Dato	Cat75-85, OSC
5	9	1983	-18.89	-66.93	13	3.7	44.53	0.045	Sin Dato	Cat75-85, OSC
14	9	1983	-19.20	-66.46	13	4.1	57.52	0.059	Sin Dato	Cat75-85, OSC
4	11	1983	-13.53	-68.07	15	4.4	65.20	0.067	Sin Dato	Cat75-85, OSC
8	11	1983	-17.87	-65.95	15	4.1	53.81	0.055	Sin Dato	Cat75-85, OSC
13	11	1983	-13.18	-69.18	12	3.5	40.56	0.041	Sin Dato	Cat75-85, OSC
14	11	1983	-16.72	-64.85	12	4.2	63.48	0.065	Sin Dato	Cat75-85, OSC
19	12	1983	-18.80	-67.86	16	3.8	43.01	0.044	Sin Dato	Cat75-85, OSC

23	12	1983	-14.14	-68.90	21	4	42.09	0.043	Sin Dato	Cat75-85, OSC
26	1	1984	-18.51	-69.35	16	3.7	40.34	0.041	Sin Dato	Cat75-85, OSC
8	2	1984	-18.49	-68.60	20	4	43.31	0.044	Sin Dato	Cat75-85, OSC
8	2	1984	-18.70	-68.84	16	3.7	40.34	0.041	Sin Dato	Cat75-85, OSC
16	2	1984	-16.05	-64.81	13	4	53.95	0.055	Sin Dato	Cat75-85, OSC
28	2	1984	-17.53	-70.49	15	3.9	47.34	0.048	Sin Dato	Cat75-85, OSC
28	2	1984	-16.39	-65.63	18	4.2	52.22	0.053	Sin Dato	Cat75-85, OSC
29	2	1984	-14.76	-70.67	13	3.6	41.77	0.043	Sin Dato	Cat75-85, OSC
10	3	1984	-16.82	-66.70	14	4.4	67.38	0.069	Sin Dato	Cat75-85, OSC
29	3	1984	-18.47	-69.29	16	3.7	40.34	0.041	Sin Dato	Cat75-85, OSC
25	4	1984	-16.17	-69.08	7	3.5	48.99	0.050	Sin Dato	Cat75-85, OSC
6	5	1984	-14.20	-67.21	22	4.2	46.52	0.047	Sin Dato	Cat75-85, OSC
13	5	1984	-18.84	-69.06	14	3.7	43.05	0.044	Sin Dato	Cat75-85, OSC
7	6	1984	-18.65	-68.97	16	3.7	40.34	0.041	Sin Dato	Cat75-85, OSC
18	6	1984	-16.22	-70.59	18	5.4	112.55	0.115	Sin Dato	Cat75-85, OSC
8	7	1984	-16.60	-65.63	18	4.2	52.22	0.053	Sin Dato	Cat75-85, OSC
22	7	1984	-16.54	-65.27	13	4.4	69.69	0.071	Sin Dato	Cat75-85, OSC
20	8	1984	-16.23	-70.78	15	3.7	41.66	0.043	Sin Dato	Cat75-85, OSC
21	8	1984	-16.55	-66.28	22	4.4	52.87	0.054	Sin Dato	Cat75-85, OSC
9	9	1984	-16.45	-63.69	23	4.1	42.45	0.043	Sin Dato	Cat75-85, OSC
22	9	1984	-14.52	-70.87	13	3.8	47.47	0.048	Sin Dato	Cat75-85, OSC
23	9	1984	-13.72	-66.28	13	3.6	41.77	0.043	Sin Dato	Cat75-85, OSC
4	10	1984	-17.42	-70.36	17	4.2	53.84	0.055	Sin Dato	Cat75-85, OSC
6	11	1984	-13.90	-67.87	19	3.9	41.83	0.043	Sin Dato	Cat75-85, OSC
8	11	1984	-20.25	-66.09	25	4.2	42.92	0.044	Sin Dato	Cat75-85, OSC
9	11	1984	-12.97	-68.99	13	4.2	61.32	0.063	Sin Dato	Cat75-85, OSC
12	11	1984	-16.70	-65.51	17	4.6	69.55	0.071	Sin Dato	Cat75-85, OSC
20	11	1984	-14.15	-70.61	12	3.6	43.24	0.044	Sin Dato	Cat75-85, OSC
9	12	1984	-19.22	-67.13	12	3.9	52.39	0.053	Sin Dato	Cat75-85, OSC
14	12	1984	-19.64	-67.13	13	3.9	50.61	0.052	Sin Dato	Cat75-85, OSC
23	1	1985	-13.76	-70.61	14	3.8	45.89	0.047	Sin Dato	Cat75-85, OSC
27	1	1985	-17.44	-70.38	16	3.7	40.34	0.041	Sin Dato	Cat75-85, OSC
3	2	1985	-17.37	-63.76	24	4.3	46.97	0.048	Sin Dato	Cat75-85, OSC
10	2	1985	-17.26	-64.53	15	4.6	74.10	0.076	Sin Dato	Cat75-85, OSC
22	2	1985	-16.50	-64.40	19	3.9	41.83	0.043	Sin Dato	Cat75-85, OSC
24	2	1985	-19.18	-68.32	13	3.8	47.47	0.048	Sin Dato	Cat75-85, OSC
8	3	1985	-19.00	-66.87	14	3.6	40.38	0.041	Sin Dato	Cat75-85, OSC
9	3	1985	-19.53	-69.03	13	3.6	41.77	0.043	Sin Dato	Cat75-85, OSC
10	3	1985	-18.16	-66.76	21	4	42.09	0.043	Sin Dato	Cat75-85, OSC
17	3	1985	-19.66	-69.75	16	4.1	52.11	0.053	Sin Dato	Cat75-85, OSC
8	4	1985	-19.24	-68.44	12	3.6	43.24	0.044	Sin Dato	Cat75-85, OSC
7	5	1985	-19.03	-68.64	14	3.8	45.89	0.047	Sin Dato	Cat75-85, OSC
14	7	1985	-13.11	-69.15	13	4.1	57.52	0.059	Sin Dato	Cat75-85, OSC
30	7	1985	-16.98	-66.91	17	4.2	53.84	0.055	Sin Dato	Cat75-85, OSC
30	8	1985	-18.19	-69.12	21	4.2	47.83	0.049	Sin Dato	Cat75-85, OSC
1	9	1985	-14.92	-70.86	13	3.6	41.77	0.043	Sin Dato	Cat75-85, OSC
8	9	1985	-12.26	-69.43	25	4.2	42.92	0.044	Sin Dato	Cat75-85, OSC
19	9	1985	-18.07	-69.02	22	4	40.93	0.042	Sin Dato	Cat75-85, OSC
17	10	1985	-14.77	-70.81	13	3.6	41.77	0.043	Sin Dato	Cat75-85, OSC
24	2	1947	-15.50	-68.70	22	6.4	190.15	0.155	Consata	Historico
28	3	1948	-19.31	-64.96	15	6.1	193.53	0.158	Yotala,Sucre	Historico
10	11	1650	-19.44	-64.35	40	6.4	124.75	0.102	Sucre, Prof.sup	Historico

22	5	1998	-18.00	-65.15	11	6.6	305.64	0.250	Aiquile,Totora	Historico
18	2	1943	-17.38	-65.93	20	5.8	137.05	0.112	Cochabamba	Historico
17	8	1906	-17.70	-63.20	20	5.2	93.35	0.076	Santa Cruz	Historico
26	8	1957	-19.05	-64.30	40	5.9	90.58	0.074	Postrevalle,SC	Historico
23	9	1887	-22.00	-63.70	40	6.4	124.75	0.102	Yacuiba,Tarja	Historico
5	5	1919	-11.32	-69.24	33	5.5	81.32	0.066	Cobija,Pando	Historico

TABLA TC3-8. CATÁLOGO SÍSMICO DEPURADO

# EPICENTROS SISMICOS

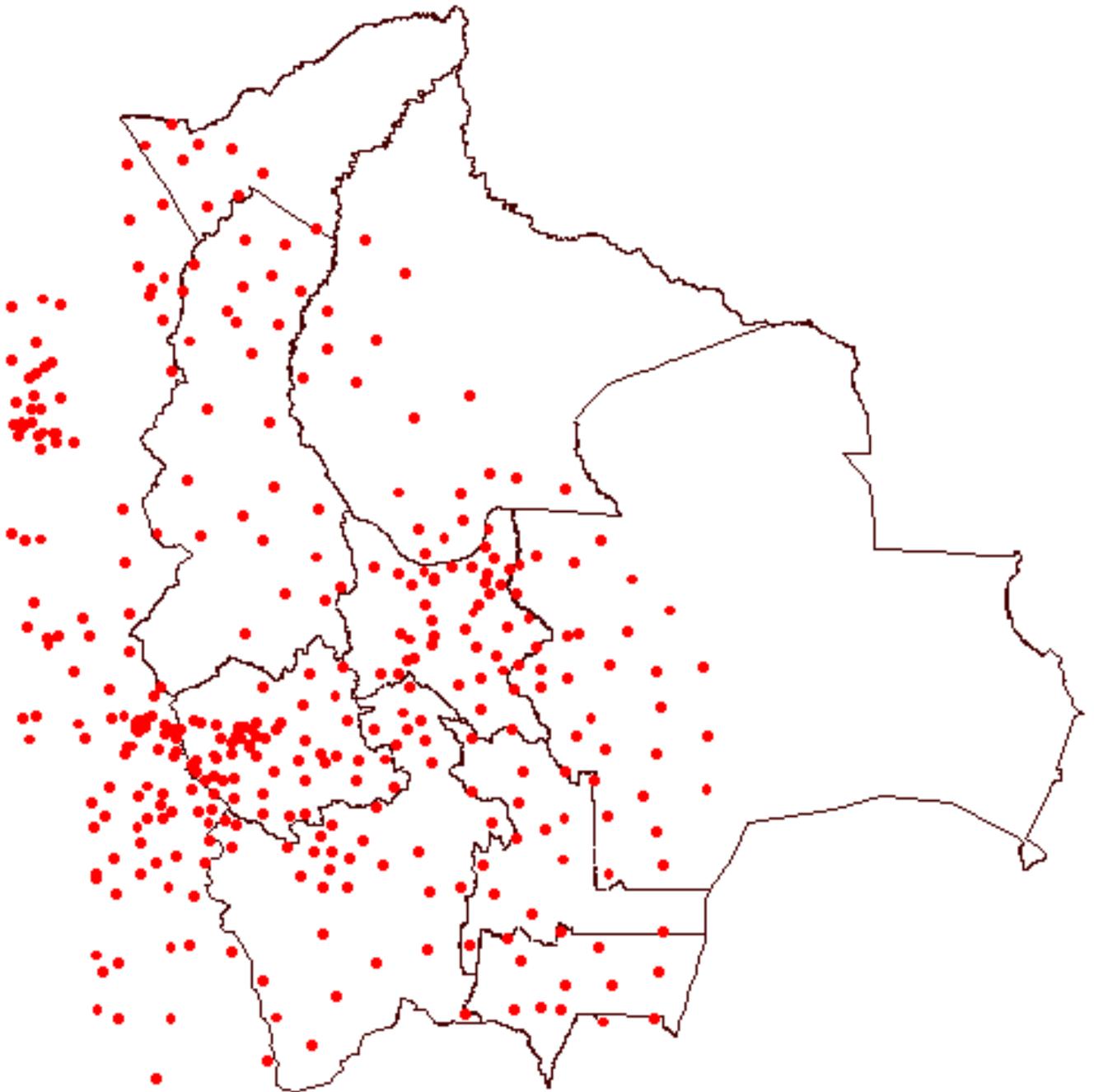


FIGURA FC3-22. EPICENTROS SÍSMICOS

## **4. CLASIFICACION DE SUELOS DE CIMENTACION**

Para tomar en cuenta los efectos del suelo de cimentación en la respuesta sísmica de la estructura, los suelos de fundación se clasifican en base a su mínima capacidad portante admisible determinada por un ensaye SPT. Se clasifican de la siguiente manera:

### **4.1 SUELOS FIRMES**

Suelos Tipo S1.- Suelo Firme, capacidad portante  $\sigma_{adm} \geq 3.0 \text{ kg/cm}^2$

Son suelos compuestos por rocas firmes y formaciones similares, también suelos compuestos por gravas y arenas muy densas y compactas, e incluso suelos cohesivos muy duros.

### **4.2 SUELOS INTERMEDIOS**

Suelos Tipo S2.- Suelo Intermedio, capacidad portante  $2.0 \leq \sigma_{adm} < 3.0 \text{ kg/cm}^2$

Son suelos compuestos por gravas y arenas medianamente densas y compactas, también suelos cohesivos firmes.

### **4.3 SUELOS BLANDOS**

Suelos Tipo S3.- Suelo Blando, capacidad portante  $0.5 \leq \sigma_{adm} < 2.0 \text{ kg/cm}^2$

Son suelos compuestos por gravas y arenas poco densos y poco compactos, también suelos cohesivos semiduros y blandos.

## **5. CLASIFICACION DE EDIFICACIONES**

En función al nivel de seguridad estructural que deben poseer las edificaciones, se define 4 grupos y se le asigna a cada grupo un factor de importancia (FI). Esta clasificación esta en función de la importancia de la edificación, de las consecuencias de su posible colapso representado en perdidas de vidas humanas, en afectaciones sociales y económicas, y en la importancia de la edificación para la seguridad publica y protección civil después del sismo.

### **5.1 GRUPO A**

Edificaciones cuya integridad estructural durante y después del sismo es vital, donde se requiere un grado de seguridad muy alto, por ejemplo hospitales, plantas de energía, plantas de agua, plantas de combustibles, plantas de gas, centrales de telecomunicaciones, canales de radio y teledifusión, torres de transmisión, estaciones de bomberos, instituciones oficiales (gubernamentales, prefecturales, municipales, militares, policiales, etc), industrias que puedan contener materiales y sustancias toxicas o explosivas, puentes y viaductos principales, túneles, represas de agua, etc. Factor de Importancia FI=1.4

### **5.2 GRUPO B**

Edificaciones cuya importancia sísmica se justifica en función a su alto contenido de valor humano, social y cultural, donde se requiere un grado de seguridad alto, por ejemplo escuelas, colegios, universidades, estadios, coliseos, teatros, cines, centros comerciales, centros fériales, centros culturales, museos, centros religiosos, complejos deportivos, terminales de transporte, aeropuertos, hoteles que posean centros de convenciones de alta capacidad, etc. Factor de Importancia FI=1.2

### **5.3 GRUPO C**

Edificaciones comunes, donde se requiere un grado de seguridad normal, por ejemplo edificaciones de vivienda (casas, edificios de departamentos), oficinas, centros comerciales pequeños, consultorios, tiendas, restaurantes, hoteles, almacenes, industrias que no posean materiales y sustancias toxicas o explosivas, bodegas de almacenamiento, muros de contención, muros perimetrales, etc. Factor de Importancia FI=1.0

### **5.4 GRUPO D**

Edificaciones de menor importancia para la seguridad publica, donde se puede admitir un grado de seguridad bajo, por ejemplo bodegas provisionales no destinadas a

habitación, muros perimetrales provisionales, establos, casetas ligeras. Factor de Importancia  $FI=0.0$ . Es decir que no se diseñan para sismo.

Es necesario estacar que en caso de estructuras especialmente importantes como un túnel o un puente vital, una obra de estabilización y control de deslizamientos (grandes taludes, muros especiales, pilotajes, drenajes, etc), una gigantesca represa, una termoeléctrica, etc, se debe determinar otros factores de importancia evidentemente mayores, mediante un estudio acorde a la importancia de la edificación.

Nota: En caso de duda, se debe utilizar el mayor factor de importancia (FI) posible.

## **6. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL SÍSMICA**

Este capítulo es sumamente importante, ya que en base a una amplia experiencia a nivel mundial se conoce que una adecuada configuración estructural permite un satisfactorio comportamiento estructural durante la acción sísmica, que incluso durante sismos severos varias estructuras no diseñadas para sismos se han comportado razonablemente bien gracias a una buena configuración estructural, mejor aún si a una adecuada práctica de configuración estructural se le añade las bases del diseño sismorresistente y posteriormente un adecuado análisis y diseño estructural sísmico.

Las indicaciones del procedimiento de análisis y diseño sísmico que se muestran en los capítulos siguientes buscan dotar a las estructuras de un adecuado nivel de resistencia, estabilidad y seguridad, pero en esta norma se busca que las estructuras posean además un nivel adicional de seguridad, eso sólo se logra siguiendo los lineamientos de este capítulo.

### **6.1 BASES DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE**

El diseño sismorresistente se basa en:

- Proteger la vida de las personas.
- Asegurar la continuidad de los servicios vitales.
- Minimizar los daños a las construcciones.

En función a lo anterior se establecen los siguientes principios:

- Las estructuras se proyectaran para resistir sismos leves sin daños.
- Las estructuras se proyectaran para resistir sismos moderados sin daños estructurales pero con la posibilidad de presentarse daños leves en elementos no-estructurales (muros divisorios, fachadas, ventanas, puertas, acabados diversos, etc.), pero factibles de reparar a costos razonables.
- Las estructuras se proyectaran para resistir sismos fuertes e intensos (severos) sin colapsar aunque con la posibilidad de presentarse daños estructurales importantes que pueden ser o no factibles de reparar.
- Existe la remota posibilidad de que se presente una acción sísmica extraordinaria no contemplada en los estudios de amenaza sísmica que pueda exceder todas las previsiones indicadas en esta norma, en ese caso es posible que la estructura colapse, pero las recomendaciones de esta norma, si son bien aplicadas, lograrían que la estructura demore mucho tiempo en colapsar, manifestando en forma evidente esta situación, lo cual permitiría salir a las personas antes del colapso.

## 6.2 CONFIGURACION ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE

En función a la filosofía del diseño sismorresistente y para lograr que las estructuras posean resistencia adicional a la que le puede proporcionar un adecuado análisis y diseño estructural sismorresistente acompañado de un buen método constructivo, se debe seguir los siguientes lineamientos:

a.- La estructura debe poseer una configuración de elementos estructurales que le confieran resistencia y rigidez a cargas sísmicas en cualquier dirección lateral, además formando un mecanismo apto para la resistencia a la torsión. Esto se logra proporcionando sistemas estructurales de similar rigidez y resistencia en dos direcciones ortogonales.

b.- Se deberá realizar una adecuada selección y uso de los materiales estructurales disponibles.

c.- La configuración de la estructura debe permitir un flujo continuo, regular y eficiente de las fuerzas sísmicas desde cada piso hasta la cimentación. Por lo que no se permite (sólo excepcionalmente en sectores muy secundarios) la eliminación de columnas o muros portantes intermedios, mucho menos la eliminación de columnas o muros portantes en la planta baja y cimentación.

d.- Se debe evitar la amplificación local de las vibraciones en cada piso de la estructura, las concentraciones de esfuerzos y la posibilidad de movimientos torsionales que pueden originarse por una distribución irregular de rigideces o masas, por ello la estructura debe ser en lo posible:

- sencilla
- regular
- simétrica
- continua
- resistente
- altamente hiperestática
- dúctil

e.- En la configuración estructural se evitara aquellas situaciones que generen cambios bruscos de rigidez y/o resistencia en planta y/o en elevación, procurando obtener una distribución uniforme y continua de resistencia, rigidez y ductilidad.

f.- El sistema estructural deberá ser continuo y de un alto grado de hiperestaticidad que permita la redistribución de esfuerzos y el flujo plástico cuando se alcance la fluencia en los elementos más solicitados, logrando disipar una gran cantidad de energía sísmica. Se recomienda que la estructura pueda presentar varias líneas sucesivas de resistencia (redundancia estructural) conectando entre si a los subsistemas estructurales mediante elementos de elevada ductilidad.

g.- Se deberá utilizar relaciones entre las rigideces lineales de columnas y vigas que permitan la disipación de energía preferentemente en las vigas, reduciendo así la posibilidad de falla en las columnas.

h.- La configuración y comportamiento del sistema de piso deberá ser lo mas cercano posible al comportamiento de un diafragma rígido en planta.

i.- La estructura deberá poseer la ductilidad necesaria para comportarse adecuadamente durante sismos severos.

j.- La resistencia y rigidez de la estructura debe ser compatible con el tipo de fundación y el tipo de suelo.

k.- La rigidez y resistencia de la cimentación y su conexión con la estructura debe ser lo suficientemente alta que permita un flujo uniforme de la acción sísmica y un comportamiento también uniforme de la cimentación. La cimentación debe estar bien arriostrada entre sí.

l.- Se deberá diseñar un sistema estructural acorde al sitio de fundación, a su nivel de amenaza sísmica, al nivel de importancia de la estructura y al mejor tipo de estructuración posible que provea un buen comportamiento sísmico.

Para ejemplificar mejor los requisitos de configuración estructural se muestra la figura FC6-1 extractada de recomendaciones de configuración que se publica en diversas publicaciones internacionales.

Del análisis de dicha figura podemos comentar lo siguiente:

1.- Figura FC6-1.a.- Si bien se recomienda no construir sobre el talud de los cerros, realizando la construcción en un terreno plano que resultaría de eliminar o modificar el talud, en la mayoría de las ciudades y poblaciones de Bolivia esta tarea es muy costosa y complicada, por lo que se construye normalmente directamente sobre el talud, esto genera la aparición de esfuerzos fuertes y adicionales en la estructura, especialmente en las columnas, las cuales deben ser diseñadas cuidadosamente.

Se presenta la posibilidad de tener columnas “cortas” con trabajo de mucha fuerza cortante que deben ser reforzadas con muchos estribos. Además de tener columnas “esbeltas” con trabajo por compresión y flexión, las cuales deben ser reforzadas con una buena sección y acero vertical y horizontal adecuadamente distribuido. Para minimizar este problema se debe procurar que la edificación se acomode de tal manera al talud que las columnas midan en altura prácticamente lo mismo.

Otro potencial problema que no debe olvidarse es que internamente se debe diseñar varios muros de contención, donde la carga contra el muro no es solamente el empuje de tierras sino fundamentalmente el peso del sector del edificio que se encuentra sobre o adjunto al muro.

2.- Figura FC6-1.b.- Se recomienda no tener columnas más altas en la planta baja (planta baja débil) por la posibilidad de presentarse problemas de inestabilidad (pandeo, efectos p-delta, etc) o de resistencia, pero nuevamente esto es difícil de evitar, ya que en la planta baja de muchos edificios se aprovecha para definir centros comerciales o similares, por lo que se debe reforzar adecuadamente estas columnas, procurando que

no sean tan esbeltas aumentándoles su sección y colocándoles un acero vertical y horizontal adecuadamente distribuido. Evidentemente se debe procurar disminuir la altura de esta planta hasta donde sea posible.

	CORRECTO	INCORRECTO
A		
B		
C		
D		
E		
F		
G		

Figura FC6-1. Algunas reglas para la configuración sísmica de edificios.

3.- Figuras FC6-1.c y d.- Se debe evitar tener plantas “complicadas” que puedan generar torsión, esfuerzos concentrados y un comportamiento difícil de predecir con los modelos de análisis sísmicos disponibles. Para solucionar esto se debe “dividir” la planta “complicada” en varias plantas “simples” separadas entre sí por juntas “sísmicas”, no juntas “constructivas”, más adelante se especifica la separación que tienen las juntas sísmicas y su significado e importancia.

	CORRECTO	INCORRECTO
Ⓜ		
Ⓜ		
Ⓜ		
Ⓜ		
Ⓜ		
Ⓜ		

FIGURA FC6-1. CONTINUACIÓN

4.- Figuras FC6-1.e, f y g.- Se debe realizar una configuración estructural en lo posible sencilla, simétrica, regular y uniforme. En este caso la ubicación de columnas y muros debe seguir dichas recomendaciones, caso contrario se presentarán en la estructura torsiones difíciles de evaluar y de resistir (torsiones y esfuerzos concentrados debidos a variación extrema de rigidez y resistencia). Evidentemente por motivos de funcionalidad y distribución arquitectónica es posible que algunos elementos estructurales no cumplan lo indicado, pero se debe procurar que sean muy pocos.

5.- Figura FC6-1.h.- Es totalmente prohibido eliminar una columna y menos un muro portante (falta de continuidad en la transmisión de cargas y elevada concentración de esfuerzos). Todas las columnas y muros deben llegar hasta la cimentación. Solamente se podría eliminar alguna columna de algún sector muy secundario, por ejemplo del último piso, del altillo que se utiliza en algunas edificaciones, del techo, etc.

Esto también significa que no se debe iniciar una columna de cualquier viga de piso, ya que esta columna no llegaría hasta la cimentación. Nuevamente, sólo se debe iniciar una columna en un sector muy secundario y relativamente liviano, por ejemplo para definir un altillo, un pequeño desnivel, para soportar una porción de techo, etc.

6.- Figura FC6-1.i.- Se recomienda no tener desniveles en los edificios (columnas cortas). Sin embargo esto es difícil de evitar, ya que es muy utilizado este sistema en nuestro país, por lo que se debe reforzar adecuadamente las columnas que permiten la creación de los desniveles, que trabajan por mucho cortante, con un adecuado refuerzo de estribos.

7.- Figura FC6-1.j.- En el caso de edificios vecinos, estos deben estar separados con una distancia que se especifica más adelante, en forma similar a una junta sísmica. No se permite que un edificio este junto al otro, debe existir una separación, esto evitará que durante un sismo severo o uno moderado de larga duración, los edificios se golpeen entre sí ocasionándose bastante daño.

En caso de tratarse de un zócalo de planta baja y mezanine, muy común en nuestro país, donde en los primeros dos a tres pisos se acostumbra utilizar todo el terreno y en los pisos superiores dejar los retiros correspondientes, cuando el edificio se convierte en una torre, es muy difícil materializar una junta constructiva "interior" por lo que se debe reforzar muy bien los elementos de unión (vigas, columnas, muros y losas).

8.- Figura FC6-1.k y l.- Se debe distribuir uniformemente las cargas y por lo tanto las masas dentro de un edificio, no se permite concentrar grandes cargas en algún piso superior (depósitos, archivos, etc), estas deben ser colocadas en la base del edificio o en otras edificaciones preparadas para este efecto (bodegas, etc).

Tampoco se permite concentrar grandes cargas en alguna fachada del edificio, por la gran concentración de masa y la aparición de fuertes concentraciones de esfuerzos difíciles de cuantificar, se recomienda utilizar armazones de madera o metal para lograr el efecto visual requerido.

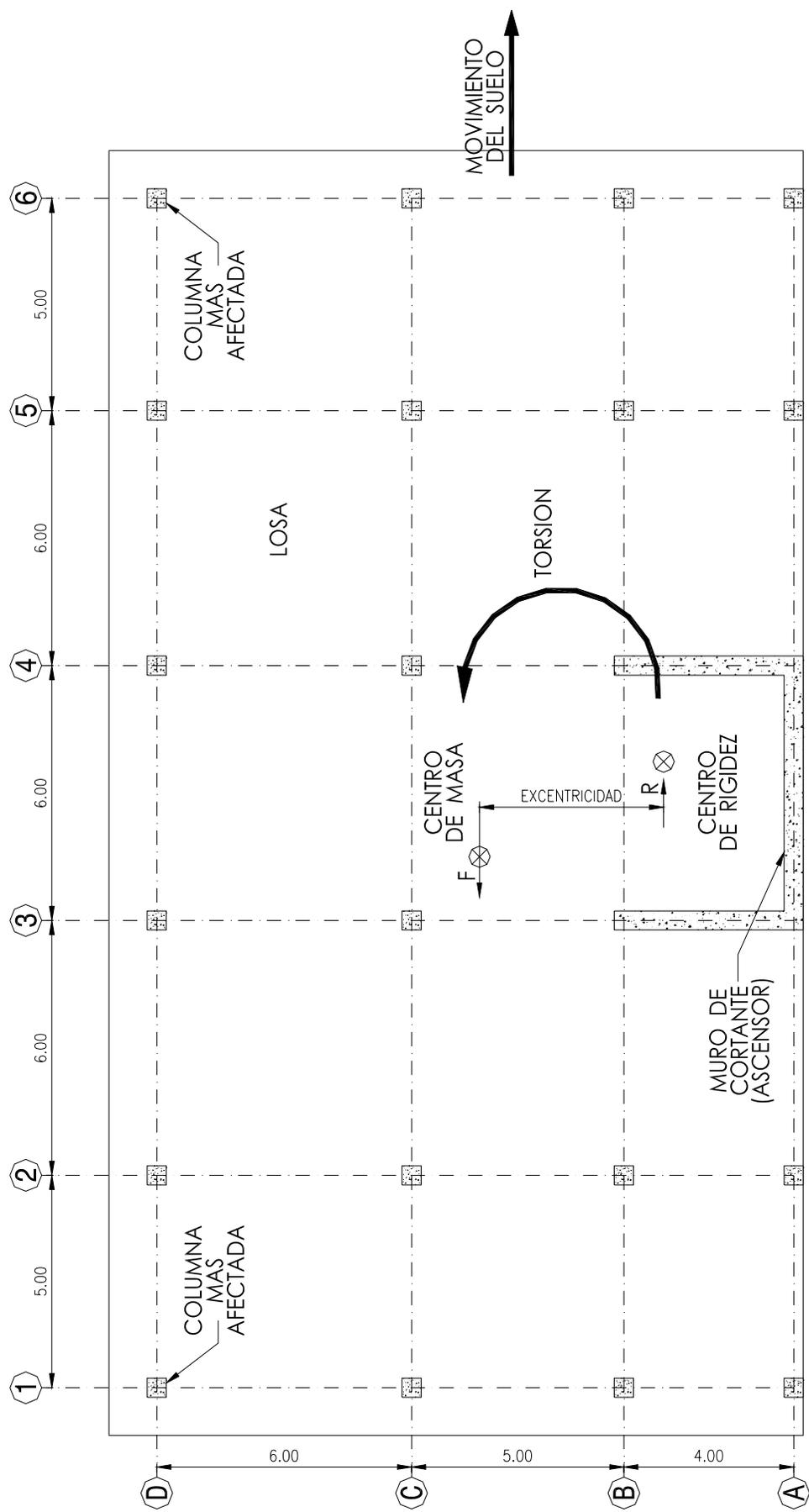
9.- Figura FC6-1.m.- La sección de las columnas no debe ser pequeña comparada con la sección de las vigas (columna débil, viga fuerte), ya que la posibilidad de falla de la

estructura es muy alta. La solución consiste en agrandar la sección de las columnas buscando que la rigidez de las columnas sea similar a la de las vigas.

Los muros de cortante, además de servir como muros portantes son altamente eficientes para soportar cargas laterales hasta alturas moderadas, por lo que su uso debe ser promovido, además de que se utilizan mucho en nuestro país, la mayoría de las veces se los ha estado utilizando para servir de “caja de ascensores”, pero se debe tener mucho cuidado en su adecuada colocación, tal como se destaca en las figuras FC6-1.f y FC6-1.g anteriores y en las figuras FC6-2 y FC6-3 que analizamos a continuación.

1.- Figuras FC6-2 y FC6-3.- La localización incorrecta del muro de cortante (seguramente debida a la posición del ascensor) esta generando una fuerte torsión en la estructura, peor en el caso del muro de cortante localizado en la esquina de la estructura. Para solucionar este caso tenemos dos alternativas:

- Si el ascensor debe permanecer en esos lugares no se debe utilizar muros de cortante, los rieles guías del ascensor pueden simplemente apoyarse en vigas alrededor del mismo, dejando el hueco limitado solamente por vigas y columnas. De esta manera se elimina la gran excentricidad y la torsión asociada.
- Si se requiere utilizar muros de cortante para ayudar a soportar la acción sísmica se debe colocar los muros de manera simétrica en la planta, pudiendo definirse un núcleo interior central o colocándose muros en las cuatro fachadas, e incluso ambos sistemas, ver la figura FC6-1.f.



R = RESISTENCIA  
F = FUERZA SISMICA

GENERACION DE LA TORSION DEBIDA A LA  
INCORRECTA LOCALIZACION DEL MURO DE CORTANTE

Figura FC6-2. Torsión generada por la incorrecta localización de muros de cortante.

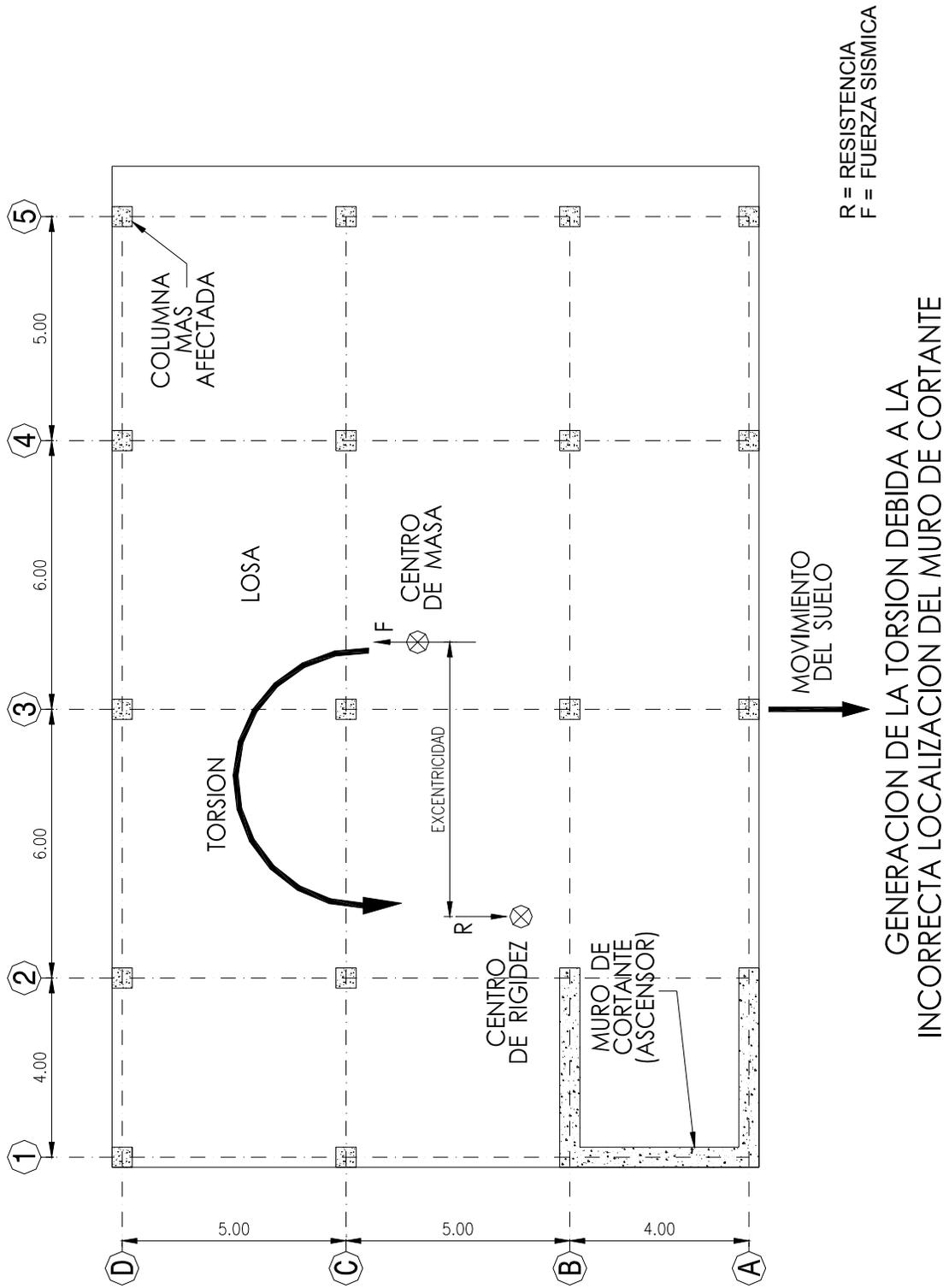


Figura FC6-3. Torsión generada por la incorrecta localización de muros de cortante.

## 7. DUCTILIDAD Y FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO

Se considera que un sismo “severo” (fuerte e intenso) se podría presentar muy pocas veces durante la vida útil de la edificación (estimada en 50 años), probablemente el sismo severo se presente una sola vez durante toda la vida útil de la edificación, pero evidentemente, se pueden presentar muchos sismos “moderados” durante esa vida.

Por lo tanto es totalmente impracticable y poco económico diseñar estructuras de edificaciones para que resistan sismos severos manteniendo su comportamiento en el rango elástico, cuando esta acción quizás se presente una sola vez en la vida útil de la estructura, o tal vez nunca se presente, entonces se permite que en caso de presentarse una acción sísmica severa, la estructura incurra en comportamiento inelástico y logre disipar la energía sísmica por histéresis.

Evidentemente para sismos “moderados” (comunes y corrientes) la estructura trabajará en el rango elástico.

El comportamiento inelástico de la estructura y de sus componentes permite reducir las fuerzas elásticas sísmicas mediante factores que reflejan la capacidad del sistema estructural para deformarse inelásticamente ante fuertes fuerzas laterales alternantes sin perder prácticamente su resistencia (ductilidad) aunque se presenten grandes deformaciones y posible daño en elementos estructurales y no-estructurales.

Esto significa que se permite reducir las acciones sísmicas dividiéndolas entre un factor de comportamiento (FC). Este factor no solo está asociado a la ductilidad estructural, sino también a la estructuración misma, a la calidad del diseño estructural, a la calidad de materiales, a la calidad de construcción, a la distribución de elementos no-estructurales (que pueden mejorar o perjudicar el comportamiento sísmico de la estructura), a la distribución de ambientes y funciones (distribución de cargas), al adecuado estado de conservación y mantenimiento de la estructura y a reservas extra de resistencia sísmica que los métodos convencionales no consideran.

### 7.1 FACTOR DE COMPORTAMIENTO

El factor de comportamiento (FC) toma los siguientes valores:

a)  $FC = 2$

- Cuando los elementos estructurales posean ductilidad igual o mayor a dos (2).
- Cuando la estructura este configurada siguiendo las recomendaciones del capítulo 6 de esta norma.
- Cuando la estructura posea un sistema resistente basado en:
  - o pórticos espaciales (tridimensionales) de hormigón y/o acero, formados por columnas y vigas con losas unidas monolíticamente a los pórticos,

losas que puedan trabajar en una o dos direcciones (losas macizas, reticulares, nervuradas unidireccionales y viguetas).

- muros portantes de hormigón resistentes en dos direcciones ortogonales, adecuadamente acoplados mediante vigas dúctiles y resistentes y losas que puedan trabajar en una o dos direcciones (losas macizas, reticulares, nervuradas unidireccionales y viguetas).
  - combinaciones de pórticos (hormigón y/o acero) y muros de hormigón definiendo un sistema espacial (tridimensional), unidos con vigas dúctiles y resistentes y losas que puedan trabajar en una o dos direcciones (losas macizas, reticulares, nervuradas unidireccionales y viguetas).
- Cuando el diseño sísmico ha seguido estrictamente lo indicado en esta norma.
  - Cuando se va a realizar una adecuada construcción supervisada por un Ingeniero Civil Estructural.

b)  $FC = 1$

- Cuando no se cumpla lo estipulado en el inciso anterior.
- Cuando la estructura posea un sistema resistente basado en:
  - pórticos planos (bidimensionales) formados por columnas y vigas con losas unidas monolíticamente a los pórticos, losas que principalmente trabajan en una dirección (losas nervuradas unidireccionales y viguetas).
  - pórticos planos con losas simplemente apoyadas sobre las vigas.
  - pórticos planos con sistema de piso de metal o madera simplemente apoyado sobre las vigas.
  - pórticos espaciales con sistema de piso de madera.
  - muros portantes (bidimensionales), resistentes en una dirección principal, acoplados mediante vigas y losas que principalmente trabajan en una dirección (losas nervuradas unidireccionales y viguetas).
  - combinaciones de pórticos y muros definiendo un sistema plano (bidimensional), unidos con vigas y losas que principalmente trabajan en una dirección (losas nervuradas unidireccionales y viguetas).
  - sistema de losa plana sin vigas, es decir estructuras compuestas solamente por columnas y losas. La losa puede ser maciza o reticular, con ábacos y capiteles.

- sistema compuesto por pórticos espaciales de columnas y vigas, con la característica de que una gran cantidad de vigas son “planas” (del mismo peralte que la losa de piso).
- Cuando la estructura sea de mampostería simple, confinada o armada.
- Cuando la estructura sea de adobe.
- Cuando el Ingeniero Estructural así lo diseñe.
- Cuando los requisitos de funcionamiento así lo exijan.
- Cuando se requiera brindarle a la estructura la máxima protección, aun a costa de la economía.
- Cuando se requiera que la estructura se comporte totalmente en forma elástica ante sismos severos.

Nota: En caso de duda se debe utilizar el factor de comportamiento igual a uno ( $FC=1$ ).

Debido a que el mayor valor que puede tomar el factor de comportamiento es de dos (2), se puede definir los sismos de la siguiente manera:

- Sismos moderados (comunes y corrientes) son aquellos cuya aceleración máxima registrada en terreno firme, es del orden de la mitad o menos de la aceleración sísmica máxima “esperada” en la zona donde se construirá la edificación, (valor inicial “ $a_0$ ” del espectro correspondiente).
- Sismos severos son aquellos cuya aceleración máxima en terreno firme, es igual o mayor que la aceleración sísmica máxima esperada en la zona donde se construirá la edificación, (valor inicial “ $a_0$ ” del espectro correspondiente).

Entonces, aquellas estructuras cuyo factor de comportamiento sea igual a uno ( $FC=1$ ) se diseñaran elásticamente para soportar la máxima acción sísmica (sismos severos). El diseño será totalmente elástico.

Las estructuras cuyo factor de comportamiento sea igual a dos ( $FC=2$ ) se diseñaran una parte elásticamente y otra parte plásticamente para soportar la acción sísmica máxima (sismos severos). La parte elástica servirá para soportar la mitad de la acción sísmica de diseño, considerada la parte correspondiente a los sismos moderados (comunes y corrientes), que son los que se presentan varias veces durante la vida útil de la estructura, la otra mitad del sismo se absorberá mediante comportamiento inelástico de la estructura, cuando se presente la acción máxima poco probable (sismo severo). De esta manera se consigue una seguridad razonable a un costo adecuado.

Esto significa que las estructuras con  $FC=2$  trabajaran elásticamente durante los sismos moderados, pero cuando se presente un sismo severo (de baja probabilidad), la estructura incursionará en el rango inelástico, generando fuertes deformaciones, deformaciones que pueden o no ser reparadas después. Es posible que después de un

evento sísmico de intensidad extraordinaria la estructura quede con deformaciones tan fuertes que este fuera de servicio, que incluso haya que demolerla, pero se habrá cumplido el objetivo principal de esta norma, que es el de salvar las vidas humanas para eventos sísmicos extraordinarios.

Es interesante mencionar que aunque aparentemente las estructuras diseñadas elásticamente con  $FC=1$  parecieran ser mas resistentes y seguras que aquellas diseñadas con  $FC=2$ , esta comprobado que las primeras al intentar trabajar totalmente en el rango elástico descuidan la ductilidad y se vuelven muy frágiles, por lo que en un evento sísmico extraordinario fallan rápidamente y colapsan en su gran mayoría, mientras que las segundas, que son dúctiles, poseen capacidad extra de resistencia, lo cual les permite sobrevivir o en algunos casos quedar tan dañadas que ya no sirven, pero reducen los colapsos a un mínimo.

Los requisitos específicos que deben cumplir los elementos estructurales, columnas, vigas, muros, losas, fundaciones, etc, para lograr desarrollar un comportamiento inelástico se especifican en los Títulos respectivos de esta norma.

## **8. ESPECTROS Y ACELERACIONES DE DISEÑO**

El “espectro sísmico de diseño” de una determinada zona, es la envolvente suavizada de los “espectros sísmicos de respuesta” de muchos sismos cuyos efectos han sido sentidos en dicha zona.

El espectro sísmico representa las aceleraciones máximas experimentadas por un oscilador simple de un grado de libertad, aceleraciones generadas por varios sismos en cada zona en estudio, por lo que la acción sísmica máxima se puede definir razonablemente bien mediante los espectros de diseño.

En el método de análisis sísmico modal espectral utilizado en esta norma es imprescindible contar con espectros de diseño para todas las regiones, ciudades y poblaciones importantes de Bolivia, en este capítulo se presenta dichos espectros.

Bolivia no cuenta hasta el momento con un “centro de monitoreo sísmico” que posea una red de acelerógrafos que puedan generar la información necesaria para obtener los espectros de respuesta en cualquier zona del país. Nuestro único centro, pionero a nivel Latinoamérica, muy meritorio, de gran prestigio y que genera prácticamente toda la información sísmica de Bolivia, el Observatorio “San Calixto” no posee estos equipos, por lo que no se cuenta con acelerogramas de ninguna parte del país, por lo tanto los espectros que se presentan en este capítulo son obtenidos de manera diferente a lo convencional.

### **8.1 OBTENCION DE ESPECTROS DE DISEÑO**

En base a la zonificación sísmica de Bolivia, zonificación mostrada en el capítulo 3 de esta norma, se puede conocer para cada región del país las aceleraciones básicas para terreno firme.

Del mapa de aceleraciones sísmicas del país se define ocho zonas sísmicas (rangos de colores), entonces para cada zona sísmica se debe definir su respectivo espectro de diseño.

En el capítulo 4 de esta norma se define los tres tipos de suelo, suelos firmes, intermedios y blandos.

En cada zona sísmica, se define que la aceleración básica ( $a_0$ ) para suelo firme será la que indica el mapa de zonificación sísmica de Bolivia, para suelo intermedio la aceleración básica ( $a_0$ ) será de un centésimo de la gravedad ( $0.01g$ ) mayor que la de suelo firme, y la aceleración básica ( $a_0$ ) para suelo blando será de dos centésimos de la gravedad ( $0.02g$ ) mayor que la de suelo firme.

De las experiencias de observaciones de sismos en todo el mundo se conoce que los suelos intermedios y blandos amplifican la acción sísmica, por eso es que las aceleraciones básicas se incrementan. Los valores de incremento son bastante

parecidos a los que usan varios códigos y normas internacionales y se considera que son bastante razonables y no exagerados.

Los espectros tienen un valor máximo usualmente representado por una “meseta” de aceleración constante, esa meseta se puede obtener multiplicando por 2.5 el valor de la aceleración básica. La aceleración constante máxima de la meseta del espectro representa la amplificación máxima que se espera que una estructura experimente por la acción del sismo. El valor de 2.5 es utilizado por casi todos los códigos y normas internacionales, algunos un poco exagerados utilizan un valor de 4.0, por lo que se considera adecuado utilizar el valor de 2.5, que es bastante realista.

Para conocer la forma completa del espectro se utilizó las siguientes fórmulas:

a) Rango de periodos  $T \leq T_1$  (línea ascendente)

$$\frac{Sa}{g} = a_0 + (c - a_0) \cdot \frac{T}{T_1}$$

b) Rango de periodos  $T_1 \leq T \leq T_2$  (meseta del espectro)

$$\frac{Sa}{g} = c$$

c) Rango de periodos  $T_2 \leq T$  (curva descendente)

$$\frac{Sa}{g} = c \cdot \left( \frac{T_2}{T} \right)^r$$

Donde:

Sa.- Aceleración espectral.

g.- Aceleración de la gravedad.

a<sub>0</sub>.- Aceleración básica.

c.- Aceleración máxima.

r.- Exponente que define la curva de disminución de la aceleración en la rama descendente del espectro.

T.- Periodo de vibración de la estructura.

T<sub>1</sub>.- Periodo de inicio de la meseta.

T<sub>2</sub>.- Periodo de finalización de la meseta.

Del estudio de códigos y normas internacionales se observa que los valores de “r” se definen así:

- Suelo firme.-  $r = 1/2$
- Suelo intermedio.-  $r = 2/3$
- Suelo blando.-  $r = 1$

Para los valores de  $T_1$  y  $T_2$  los códigos y norma internacionales difieren bastante entre sí, por lo que para Bolivia, en virtud a que se tiene muy poca información y para ser razonablemente conservadores se ha definido  $T_1$  y  $T_2$  de la siguiente manera:

- Suelo firme.-  $T_1 = 0.4\text{seg}$  y  $T_2 = 1.0\text{seg}$
- Suelo intermedio.-  $T_1 = 0.6\text{seg}$  y  $T_2 = 2.0\text{seg}$
- Suelo blando.-  $T_1 = 0.8\text{seg}$  y  $T_2 = 3.0\text{seg}$

Estos rangos de periodos están definidos para lograr que los periodos principales de vibración de una buena cantidad de estructuras queden dentro de las zonas de mayor aceleración, para ser conservadores en el diseño, conociendo además que las estructuras “rígidas” por ejemplo (que tienen periodos cortos), apoyadas en suelos firmes, amplificarán más la respuesta en los periodos cortos del espectro de suelo firme, y que esa estructura rígida en suelo blando no amplificará tanto la respuesta, y de manera similar se analizó para estructuras “flexibles” (que tienen periodos largos).

### **8.1.1 ESPECTROS PARA LAS ZONAS SÍSMICAS DE BOLIVIA**

En las hojas siguientes se presentan los espectros de diseño para las ocho zonas sísmicas de Bolivia.

Los espectros están numerados desde el TIPO 1 hasta el TIPO 8.

La manera de utilizar estos espectros esta indicada en el capítulo 9 de esta norma.

### **8.1.2 ESPECTROS PARA LAS ZONAS SÍSMICAS DE LA CIUDAD DE “LA PAZ”**

Conociendo la aceleración básica ( $a_0$ ) de las cuatro zonas sísmicas de la ciudad de La Paz, que se muestran en el capítulo 3, se puede proceder de la misma manera que para las zonas sísmicas de Bolivia, por lo que también se puede definir los respectivos espectros.

Los espectros están numerados del TIPO A hasta el TIPO E.

Se muestran en las siguientes hojas.

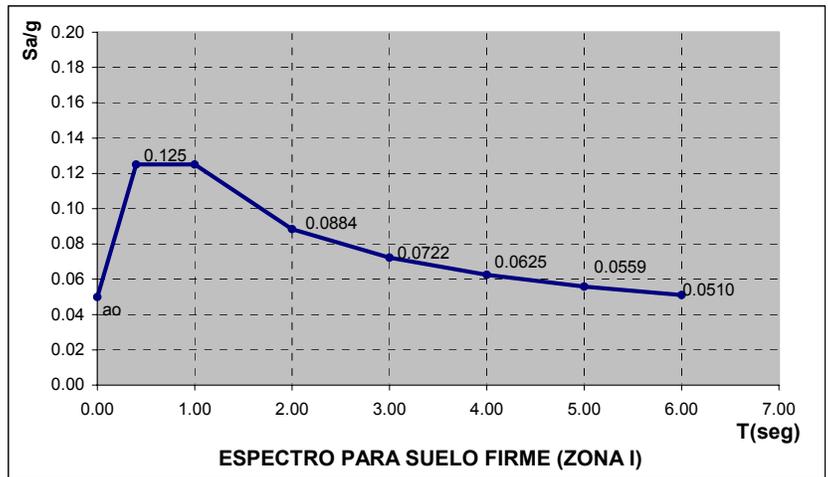
## 8.2 ESPECTROS SÍSMICOS DE BOLIVIA

### ESPECTROS TIPO 1

Espectro Para Suelo Firme ( $\sigma_{adm} \geq 3.0 \text{ kg/cm}^2$ )

Datos		Lmites	
$a_0$	0.05	$T_1$	0.4
$c$	0.125	$T_2$	1
$r$	1/2		

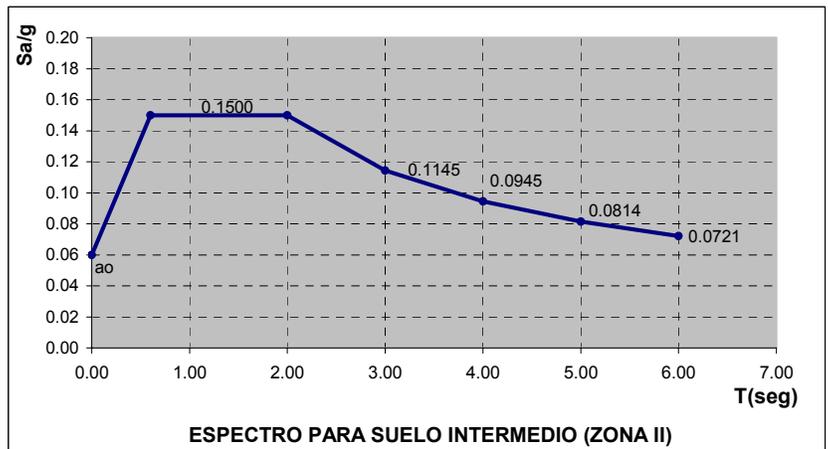
Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.0500
2	0.40	0.1250
3	1.00	0.1250
4	2.00	0.0884
5	3.00	0.0722
6	4.00	0.0625
7	5.00	0.0559
8	6.00	0.0510



Espectro Para Suelo Intermedio ( $2.0 \leq \sigma_{adm} < 3.0 \text{ kg/cm}^2$ )

Datos		Lmites	
$a_0$	0.06	$T_1$	0.6
$c$	0.15	$T_2$	2
$r$	2/3		

Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.0600
2	0.60	0.1500
3	2.00	0.1500
4	3.00	0.1145
5	4.00	0.0945
6	5.00	0.0814
7	6.00	0.0721



Espectro Para Suelo Blando ( $0.5 \leq \sigma_{adm} < 2.0 \text{ kg/cm}^2$ )

Datos		Lmites	
$a_0$	0.07	$T_1$	0.8
$c$	0.175	$T_2$	3
$r$	1		

Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.0700
2	0.80	0.1750
3	3.00	0.1750
4	4.00	0.1313
5	5.00	0.1050
6	6.00	0.0875



## ESPECTROS TIPO 2

**Espectro Para Suelo Firme ( $\sigma_{adm} \geq 3.0 \text{ kg/cm}^2$ )**

Datos		Lmites	
$a_0$	0.06	$T_1$	0.4
$c$	0.15	$T_2$	1
$r$	1/2		

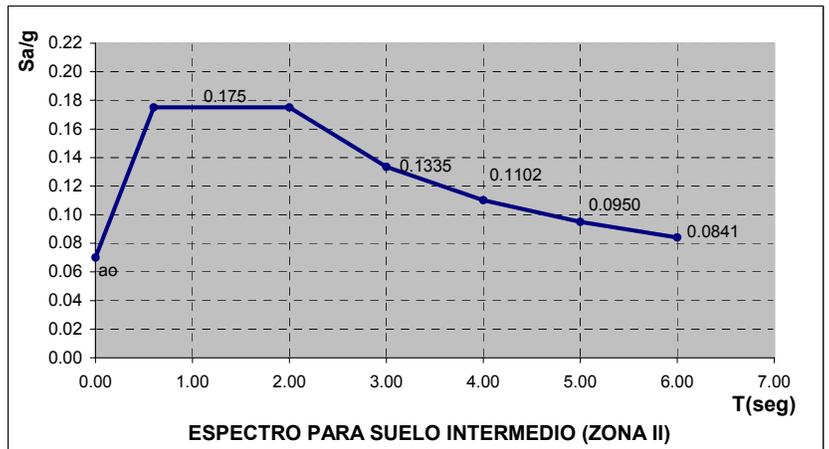
Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.0600
2	0.40	0.1500
3	1.00	0.1500
4	2.00	0.1061
5	3.00	0.0866
6	4.00	0.0750
7	5.00	0.0671
8	6.00	0.0612



**Espectro Para Suelo Intermedio ( $2.0 \leq \sigma_{adm} < 3.0 \text{ kg/cm}^2$ )**

Datos		Lmites	
$a_0$	0.07	$T_1$	0.6
$c$	0.175	$T_2$	2
$r$	2/3		

Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.0700
2	0.60	0.1750
3	2.00	0.1750
4	3.00	0.1335
5	4.00	0.1102
6	5.00	0.0950
7	6.00	0.0841



**Espectro Para Suelo Blando ( $0.5 \leq \sigma_{adm} < 2.0 \text{ kg/cm}^2$ )**

Datos		Lmites	
$a_0$	0.08	$T_1$	0.8
$c$	0.2	$T_2$	3
$r$	1		

Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.0800
2	0.80	0.2000
3	3.00	0.2000
4	4.00	0.1500
5	5.00	0.1200
6	6.00	0.1000



## ESPECTROS TIPO 3

### Espectro Para Suelo Firme ( $\sigma_{adm} \geq 3.0 \text{ kg/cm}^2$ )

Datos		Lmites	
$a_0$	0.07	$T_1$	0.4
$c$	0.175	$T_2$	1
$r$	1/2		

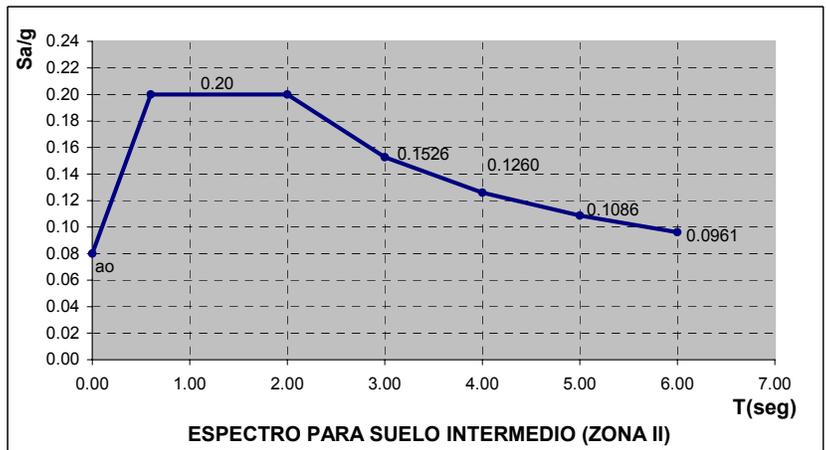
Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.0700
2	0.40	0.1750
3	1.00	0.1750
4	2.00	0.1237
5	3.00	0.1010
6	4.00	0.0875
7	5.00	0.0783
8	6.00	0.0714



### Espectro Para Suelo Intermedio ( $2.0 \leq \sigma_{adm} < 3.0 \text{ kg/cm}^2$ )

Datos		Lmites	
$a_0$	0.08	$T_1$	0.6
$c$	0.2	$T_2$	2
$r$	2/3		

Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.0800
2	0.60	0.2000
3	2.00	0.2000
4	3.00	0.1526
5	4.00	0.1260
6	5.00	0.1086
7	6.00	0.0961



### Espectro Para Suelo Blando ( $0.5 \leq \sigma_{adm} < 2.0 \text{ kg/cm}^2$ )

Datos		Lmites	
$a_0$	0.09	$T_1$	0.8
$c$	0.225	$T_2$	3
$r$	1		

Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.0900
2	0.80	0.2250
3	3.00	0.2250
4	4.00	0.1688
5	5.00	0.1350
6	6.00	0.1125



## ESPECTROS TIPO 4

Espectro Para Suelo Firme ( $\sigma_{adm} \geq 3.0 \text{ kg/cm}^2$ )

Datos		Limites	
$a_0$	0.08	$T_1$	0.4
$c$	0.2	$T_2$	1
$r$	1/2		

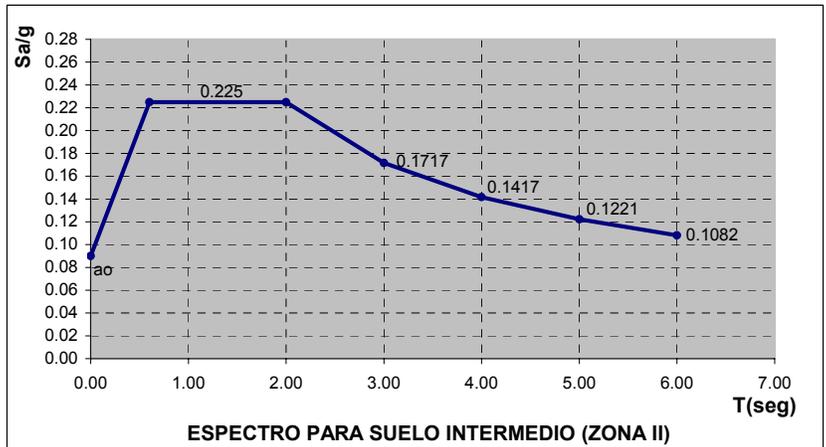
Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.0800
2	0.40	0.2000
3	1.00	0.2000
4	2.00	0.1414
5	3.00	0.1155
6	4.00	0.1000
7	5.00	0.0894
8	6.00	0.0816



Espectro Para Suelo Intermedio ( $2.0 \leq \sigma_{adm} < 3.0 \text{ kg/cm}^2$ )

Datos		Limites	
$a_0$	0.09	$T_1$	0.6
$c$	0.225	$T_2$	2
$r$	2/3		

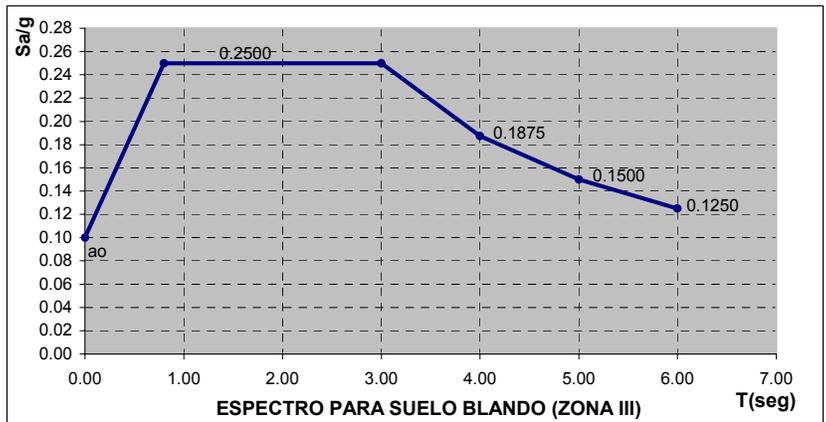
Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.0900
2	0.60	0.2250
3	2.00	0.2250
4	3.00	0.1717
5	4.00	0.1417
6	5.00	0.1221
7	6.00	0.1082



Espectro Para Suelo Blando ( $0.5 \leq \sigma_{adm} < 2.0 \text{ kg/cm}^2$ )

Datos		Limites	
$a_0$	0.10	$T_1$	0.8
$c$	0.25	$T_2$	3
$r$	1		

Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.1000
2	0.80	0.2500
3	3.00	0.2500
4	4.00	0.1875
5	5.00	0.1500
6	6.00	0.1250

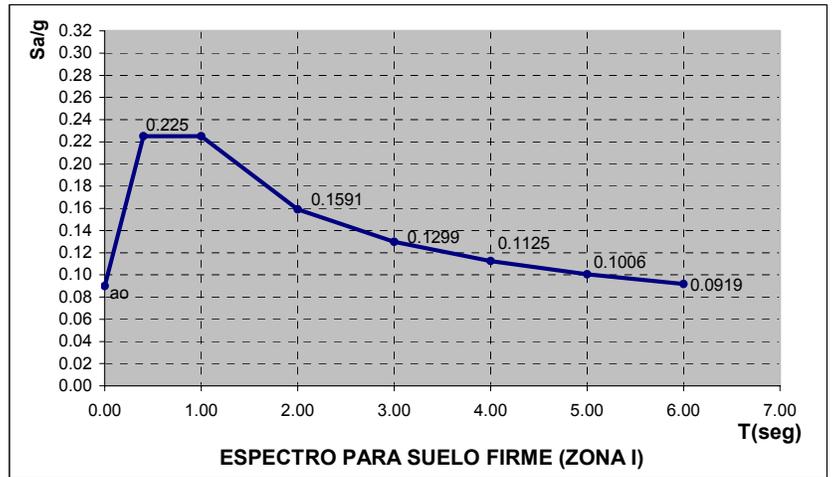


## ESPECTROS TIPO 5

### Espectro Para Suelo Firme ( $\sigma_{adm} \geq 3.0 \text{ kg/cm}^2$ )

Datos		Limites	
$a_0$	0.09	$T_1$	0.4
$c$	0.225	$T_2$	1
$r$	1/2		

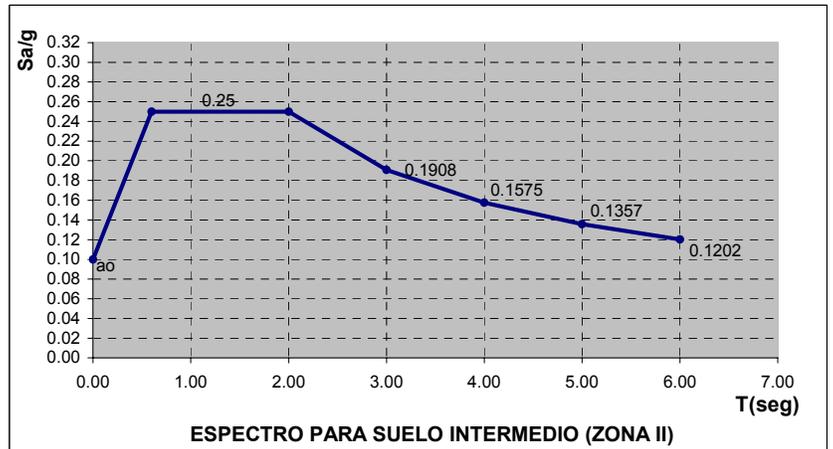
Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.0900
2	0.40	0.2250
3	1.00	0.2250
4	2.00	0.1591
5	3.00	0.1299
6	4.00	0.1125
7	5.00	0.1006
8	6.00	0.0919



### Espectro Para Suelo Intermedio ( $2.0 \leq \sigma_{adm} < 3.0 \text{ kg/cm}^2$ )

Datos		Limites	
$a_0$	0.10	$T_1$	0.6
$c$	0.25	$T_2$	2
$r$	2/3		

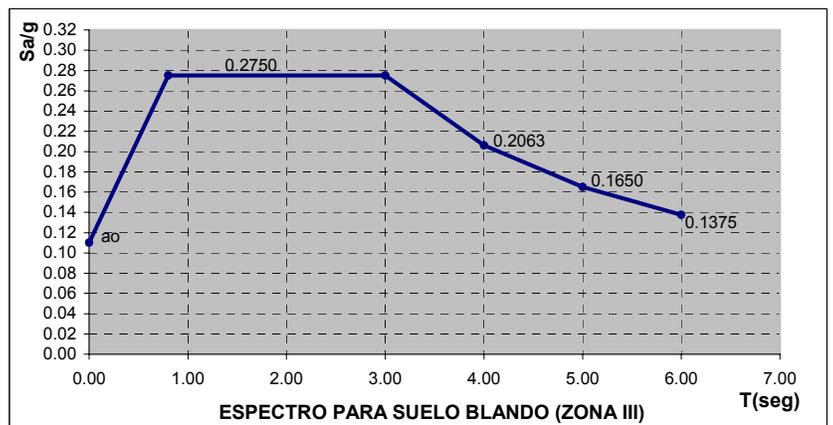
Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.1000
2	0.60	0.2500
3	2.00	0.2500
4	3.00	0.1908
5	4.00	0.1575
6	5.00	0.1357
7	6.00	0.1202



### Espectro Para Suelo Blando ( $0.5 \leq \sigma_{adm} < 2.0 \text{ kg/cm}^2$ )

Datos		Limites	
$a_0$	0.11	$T_1$	0.8
$c$	0.275	$T_2$	3
$r$	1		

Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.1100
2	0.80	0.2750
3	3.00	0.2750
4	4.00	0.2063
5	5.00	0.1650
6	6.00	0.1375



## ESPECTROS TIPO 6

Espectro Para Suelo Firme ( $\sigma_{adm} \geq 3.0 \text{ kg/cm}^2$ )

Datos		Limites	
$a_0$	0.1	$T_1$	0.4
$c$	0.25	$T_2$	1
$r$	1/2		

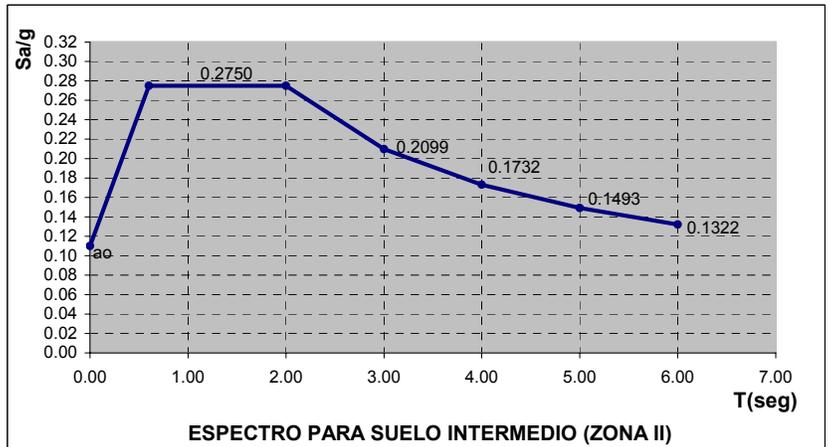
Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.1000
2	0.40	0.2500
3	1.00	0.2500
4	2.00	0.1768
5	3.00	0.1443
6	4.00	0.1250
7	5.00	0.1118
8	6.00	0.1021



Espectro Para Suelo Intermedio ( $2.0 \leq \sigma_{adm} < 3.0 \text{ kg/cm}^2$ )

Datos		Limites	
$a_0$	0.11	$T_1$	0.6
$c$	0.275	$T_2$	2
$r$	2/3		

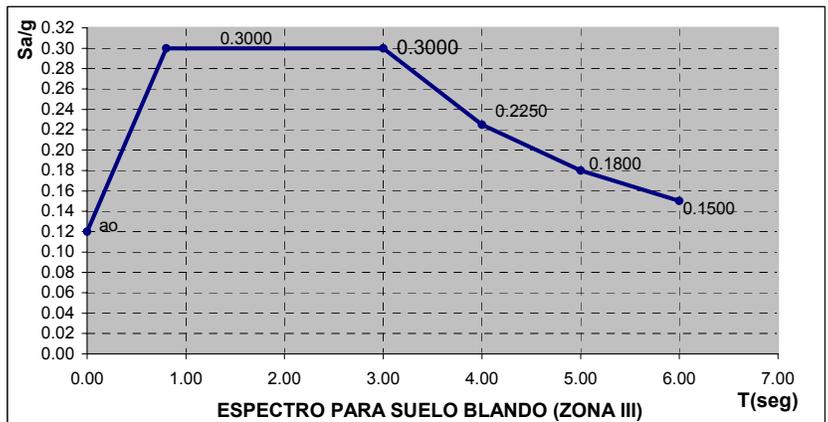
Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.1100
2	0.60	0.2750
3	2.00	0.2750
4	3.00	0.2099
5	4.00	0.1732
6	5.00	0.1493
7	6.00	0.1322



Espectro Para Suelo Blando ( $0.5 \leq \sigma_{adm} < 2.0 \text{ kg/cm}^2$ )

Datos		Limites	
$a_0$	0.12	$T_1$	0.8
$c$	0.3	$T_2$	3
$r$	1		

Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.1200
2	0.80	0.3000
3	3.00	0.3000
4	4.00	0.2250
5	5.00	0.1800
6	6.00	0.1500



## ESPECTROS TIPO 7

### Espectro Para Suelo Firme ( $\sigma_{adm} \geq 3.0 \text{ kg/cm}^2$ )

Datos		Limites	
$a_0$	0.11	$T_1$	0.4
$c$	0.275	$T_2$	1
$r$	1/2		

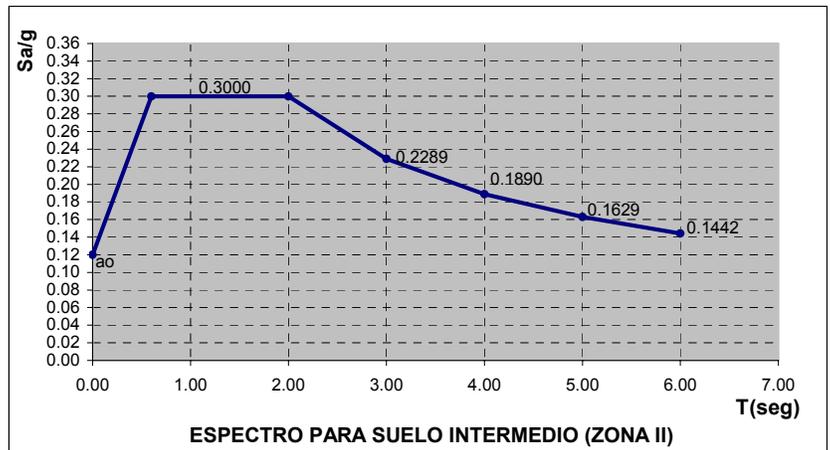
Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.1100
2	0.40	0.2750
3	1.00	0.2750
4	2.00	0.1945
5	3.00	0.1588
6	4.00	0.1375
7	5.00	0.1230
8	6.00	0.1123



### Espectro Para Suelo Intermedio ( $2.0 \leq \sigma_{adm} < 3.0 \text{ kg/cm}^2$ )

Datos		Limites	
$a_0$	0.12	$T_1$	0.6
$c$	0.3	$T_2$	2
$r$	2/3		

Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.1200
2	0.60	0.3000
3	2.00	0.3000
4	3.00	0.2289
5	4.00	0.1890
6	5.00	0.1629
7	6.00	0.1442



### Espectro Para Suelo Blando ( $0.5 \leq \sigma_{adm} < 2.0 \text{ kg/cm}^2$ )

Datos		Limites	
$a_0$	0.13	$T_1$	0.8
$c$	0.325	$T_2$	3
$r$	1		

Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.1300
2	0.80	0.3250
3	3.00	0.3250
4	4.00	0.2438
5	5.00	0.1950
6	6.00	0.1625



## ESPECTROS TIPO 8

**Espectro Para Suelo Firme ( $\sigma_{adm} \geq 3.0 \text{ kg/cm}^2$ )**

Datos		Limites	
$a_0$	0.12	$T_1$	0.4
$c$	0.3	$T_2$	1
$r$	1/2		

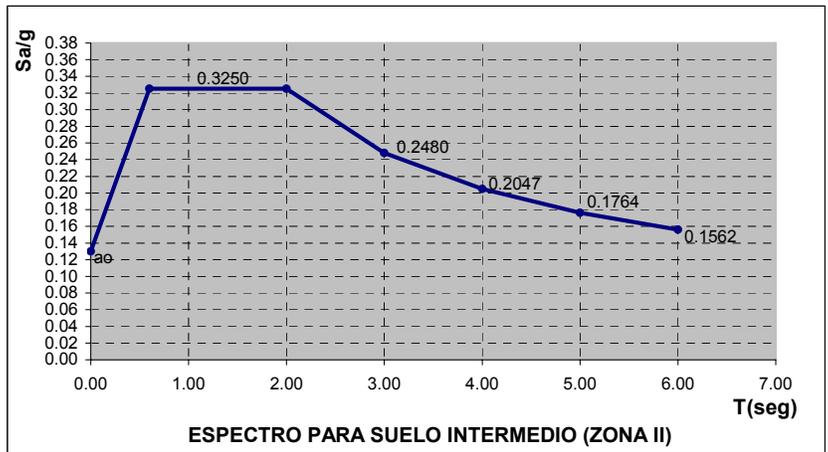
Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.1200
2	0.40	0.3000
3	1.00	0.3000
4	2.00	0.2121
5	3.00	0.1732
6	4.00	0.1500
7	5.00	0.1342
8	6.00	0.1225



**Espectro Para Suelo Intermedio ( $2.0 \leq \sigma_{adm} < 3.0 \text{ kg/cm}^2$ )**

Datos		Limites	
$a_0$	0.13	$T_1$	0.6
$c$	0.325	$T_2$	2
$r$	2/3		

Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.1300
2	0.60	0.3250
3	2.00	0.3250
4	3.00	0.2480
5	4.00	0.2047
6	5.00	0.1764
7	6.00	0.1562



**Espectro Para Suelo Blando ( $0.5 \leq \sigma_{adm} < 2.0 \text{ kg/cm}^2$ )**

Datos		Limites	
$a_0$	0.14	$T_1$	0.8
$c$	0.35	$T_2$	3
$r$	1		

Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.1400
2	0.80	0.3500
3	3.00	0.3500
4	4.00	0.2625
5	5.00	0.2100
6	6.00	0.1750

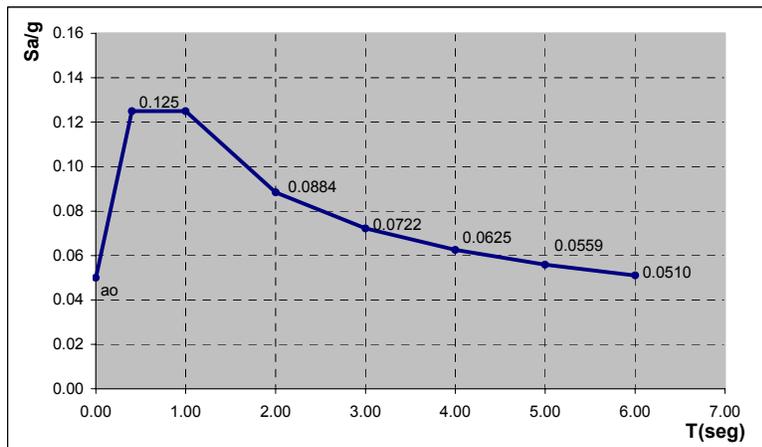


## 8.3 ESPECTROS SÍSMICOS DE "LA PAZ"

### ESPECTRO ZONA SISMICA "A"

Datos		Limites	
$a_0$	0.050	$T_1$	0.40
$c$	0.125	$T_2$	1.00
$r$	1/2		

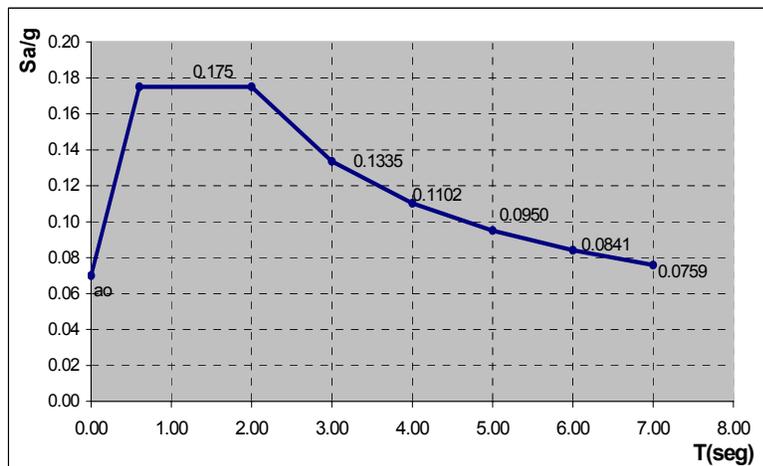
Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.0500
2	0.40	0.1250
3	1.00	0.1250
4	2.00	0.0884
5	3.00	0.0722
6	4.00	0.0625
7	5.00	0.0559
8	6.00	0.0510



### ESPECTRO ZONA SISMICA "B"

Datos		Limites	
$a_0$	0.070	$T_1$	0.60
$c$	0.175	$T_2$	2.00
$r$	2/3		

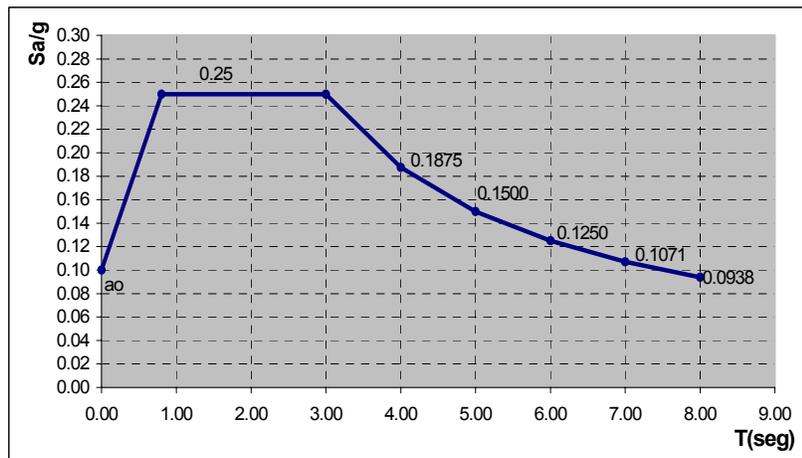
Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.0700
2	0.60	0.1750
3	2.00	0.1750
4	3.00	0.1335
5	4.00	0.1102
6	5.00	0.0950
7	6.00	0.0841
8	7.00	0.0759



### ESPECTRO ZONA SISMICA "C"

Datos		Limites	
$a_0$	0.10	$T_1$	0.80
$c$	0.25	$T_2$	3.00
$r$	1		

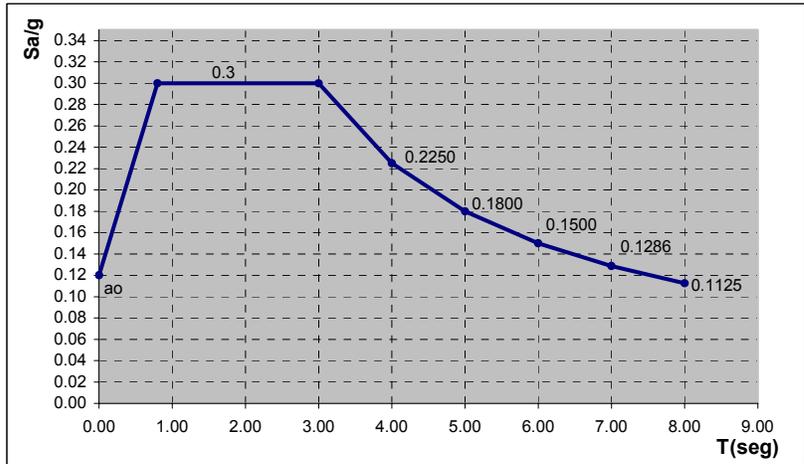
Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.1000
2	0.80	0.2500
3	3.00	0.2500
4	4.00	0.1875
5	5.00	0.1500
6	6.00	0.1250
7	7.00	0.1071
8	8.00	0.0938



## ESPECTRO ZONA SISMICA "D"

Datos		Limites	
$a_0$	0.120	$T_1$	0.80
$c$	0.300	$T_2$	3.00
$r$	1		

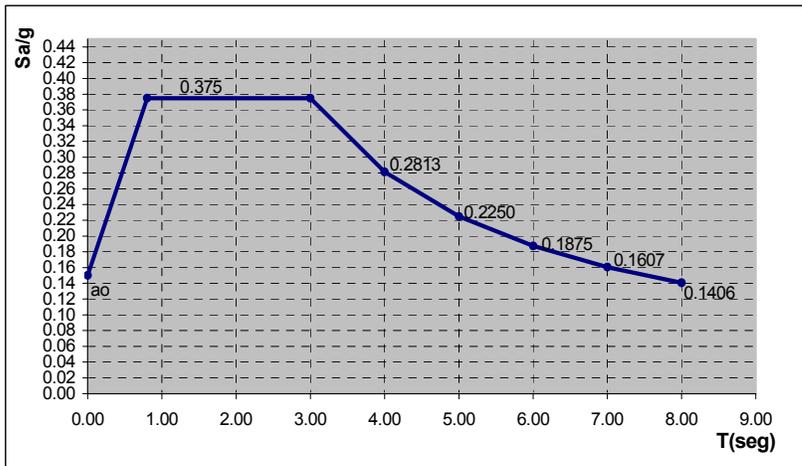
Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.1200
2	0.80	0.3000
3	3.00	0.3000
4	4.00	0.2250
5	5.00	0.1800
6	6.00	0.1500
7	7.00	0.1286
8	8.00	0.1125



## ESPECTRO ZONA SISMICA "E"

Datos		Limites	
$a_0$	0.150	$T_1$	0.80
$c$	0.375	$T_2$	3.00
$r$	1		

Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.1500
2	0.80	0.3750
3	3.00	0.3750
4	4.00	0.2813
5	5.00	0.2250
6	6.00	0.1875
7	7.00	0.1607
8	8.00	0.1406



## 9. ANÁLISIS ESTRUCTURAL SÍSMICO DINAMICO

El método de análisis a ser utilizado para obtener en las estructuras los desplazamientos, deformaciones y esfuerzos generados por la acción sísmica, es el análisis estructural sísmico dinámico modal espectral espacial (tridimensional).

No se recomienda utilizar métodos antiguos como el método “estático equivalente” en sus distintas variantes que se puede observar en códigos de otros países ni métodos “simplificados” también indicados en otros códigos o normas sísmicas.

No se recomienda dichos métodos antiguos, simplificados, poco realistas, que solo toman en cuenta limitados aspectos del problema real, que para su aplicación además limitan en mucho a la forma, altura, distribución y configuración no sólo de la estructura sino también de la arquitectura; que consideran que la acción sísmica es estática, simple y aplicada en forma lateral, cuando es una acción totalmente dinámica y compleja, con un movimiento inercial en tres dimensiones. Adicionalmente, estos métodos estáticos y simplificados sólo trabajan en una o dos dimensiones, por lo que los resultados obtenidos no son compatibles con el comportamiento real de una estructura tridimensional sometida a la acción sísmica.

Actualmente se cuenta con la tecnología disponible para realizar análisis mas realistas y completos, se cuenta con micro-computadoras de gran velocidad de proceso de bajo costo, se cuenta con poderosas herramientas de software (SAP2000, ETABS, CYPECAD, ROBOT, AV-WIN, RAM-ADVANCE, STAAD, STRUDUL, MIDAS, etc, sólo por nombrar algunos), de costo relativamente alto para nuestro país, pero de amplia difusión y uso, se cuenta con literatura técnica especializada y se cuenta con cursos de maestría, especialidad y diplomados de actualización profesional y finalmente se cuenta con una gran base de ingenieros que siempre esta actualizándose, por lo que se puede utilizar para todo tipo de estructuras el método especificado en esta norma.

Sin embargo, al ser los programas de computación tan especializados y complejos para realizar análisis sísmicos, es fácil cometer equivocaciones. Si se comete equivocaciones tanto en su manejo como en la alimentación de información, la posibilidad de obtener resultados y a la vez diseños totalmente incorrectos es muy alta, y además involucra mucho riesgo, por lo que se recomienda que el Ingeniero Civil Estructural no sea un simple “usuario” o “transcriptor de datos”, sino que conozca perfectamente bien los programas, que conozca su uso, sus características funcionales, los métodos que utiliza, los conceptos y bases teóricas, las simplificaciones asumidas, sus ventajas y desventajas, etc, para utilizar apropiadamente dichas magnificas herramientas de análisis y diseño, pero recordando siempre que son simples herramientas, que la decisión final y sobre todo la responsabilidad del diseño y consecuentemente las vidas humanas que utilizarán ese diseño materializado en una edificación, estarán bajo la total responsabilidad del Ingeniero. Por supuesto que los constructores, supervisores, fiscalizadores, financiadores y comercializadores también tendrán responsabilidad en función de las actividades que les toque desempeñar.

Evidentemente, también se puede utilizar métodos más completos y complejos, como análisis dinámicos lineales y no-lineales utilizando funciones de aceleración-tiempo

(time history analysis), también conocidos como análisis paso a paso (step by step analysis), pero al no existir acelerogramas registrados en el país, estos métodos no pueden utilizarse, a menos que se utilice acelerogramas sintéticos generados específicamente para algún proyecto muy importante, en dicho caso se debe adjuntar toda la información técnica necesaria para documentar el proyecto.

## 9.1 ANÁLISIS SÍSMICO

El análisis sísmico se realizará en tres dimensiones. El modelo físico matemático de este método está representado por la siguiente ecuación:

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = -M \cdot A_s \quad (\text{Ecuación 9.1})$$

Donde:

M.- Matriz de masa.

K.- Matriz de rigidez.

C.- Matriz de amortiguamiento.

A<sub>s</sub>.- Vector de aceleraciones espectrales máximas.

x y sus derivadas.- Vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración de los nudos de la estructura.

Para esta norma las direcciones horizontales son "X" y "Y" y la dirección vertical es "Z", formando las tres un sistema cartesiano "derecho".

Debido a que se realizará un análisis elástico lineal modal espectral, la ecuación Eq.9.1 se resuelve independientemente para cada modo natural de vibrar de la estructura, asociando a cada modo un valor de aceleración espectral. Los resultados de la resolución de la ecuación dinámica para cada modo de vibrar se combinan entre sí según el método "CQC" que se especifica más adelante. El análisis estructural sísmico se realizará simultáneamente en dos direcciones horizontales ortogonales "X" y "Y", combinándose sus efectos mediante el método "SRSS" que también se especifica más adelante. Usualmente todo este proceso es realizado automáticamente por los programas indicados o por otros similares.

Para desarrollar correctamente el análisis, se debe generar adecuadamente las matrices de masas, rigideces y amortiguamiento.

### 9.1.1 MATRIZ DE MASA

Toda la masa de la edificación se concentrará en los nudos de la estructura, se deberá tomar en cuenta las siguientes masas:

- El total de las masas debidas al peso propio de los elementos estructurales (columnas, vigas, losas, muros, escaleras, rampas, etc.). No se considera la masa de los elementos estructurales de cimentación (zapatas, cimientos corridos, losas de fundación, pilotes, etc.).
- El total de las masas debidas al peso de las cargas muertas (contrapiso, tabiquería, acabados de piso, de techo, etc.).
- La mitad de las masas debidas a la carga de uso, de funcionamiento, cargas vivas (cargas variables), es decir se utiliza el 50% de estas cargas para el cálculo de la masa.

Estas masas deberán ser introducidas al programa de cálculo, varias de ellas serán automáticamente calculadas por el programa, se debe conocer bien el manejo del mismo para controlar la introducción correcta de datos.

Para el calculo de la masa correspondiente a las cargas vivas (muebles, equipos, personas etc.), para esta carga de tipo variable, se utiliza solamente el 50% de la misma, ya que se supone que durante la acción sísmica no se encuentra toda la carga viva en la estructura. Este porcentaje es fácilmente verificable de la simple observación del nivel de ocupación de edificios en nuestras ciudades a cualquier hora del día. Además los códigos y normas sísmicas de otros países utilizan porcentajes que van desde 40 a 60% de esta carga.

Si se utiliza diafragmas rígidos para el modelo estructural, la masa se debe concentrar en el nudo maestro del piso (centro de masa), se debe utilizar dos masas traslacionales ( $m_x$ ,  $m_y$ ) para los movimientos horizontales y una masa rotacional ( $m_r$ ) para la rotación alrededor del eje vertical.

Para masas uniformemente distribuidas se puede suponer que la posición del centro de masa coincide con el centro geométrico de la losa de piso.

Si no se utiliza diafragmas rígidos, la masa se debe concentrar en todos los nudos de la estructura, en proporción a las áreas y longitudes de influencia, normalmente los programas realizan la concentración automática de las masas en los nudos.

### **9.1.2 MATRIZ DE RIGIDEZ**

La matriz de rigidez será formada automáticamente por el programa de calculo, para lo cual se debe introducir al mismo todos los elementos estructurales (zapatas, cimientos corridos, losas de cimentación, pilotes, columnas, vigas, muros de contención, muros de cortante, losas de diversos tipos, escaleras, rampas, etc.). Así como se debe representar adecuadamente los tipos de apoyo.

En los programas de análisis estructural, las columnas y vigas se modelan como elementos finitos tipo “barra” y las losas, escaleras, rampas, et, se modelan como

elementos finitos tipo “placa”. Las uniones entre estos elementos y los puntos de apoyo se modelan como “nudos”.

La matriz de rigidez depende fundamentalmente de un buen modelo tridimensional, para lo cual se recomienda lo siguiente:

#### **9.1.2.1 Secciones Nominales**

Para el cálculo de las propiedades físicas y mecánicas, se introducirán los elementos estructurales con sus secciones nominales y con las propiedades lineales elásticas de los materiales que los componen.

En caso de elementos de hormigón armado se introducirán las secciones nominales sin aumentar ninguna rigidez por la contribución del acero de refuerzo y tampoco sin efectuar ninguna disminución por el agrietamiento de las secciones.

Es conservador y sobre todo realista no incrementar la rigidez por la ayuda del acero de refuerzo y no tomar en cuenta el agrietamiento, sobre todo en las vigas, que se introducen con su sección normalmente rectangular, ya que las vigas al estar unidas a las losas forman secciones tipo “T”, sección compuesta que dota a las vigas de una mayor rigidez, pero que se compensa con la pérdida por agrietamiento. Es decir que se desprecia la contribución de la sección “T” introduciendo las vigas solamente con su sección rectangular, pero se evita el cálculo de las pérdidas de rigidez por agrietamiento, es una compensación bastante realista y simple.

En el caso de perfiles metálicos, estos se deben introducir con sus secciones nominales.

#### **9.1.2.2 Excentricidad de Columnas y Muros Portantes**

Para tomar en cuenta la excentricidad de la aplicación de cargas verticales en los elementos de apoyo (columnas y muros portantes), estos se deben analizar en su posición real, ya que en muchos casos sus ejes centroidales no coinciden con los ejes de la estructura, los programas modernos permiten realizar esta diferenciación. Las vigas y losas se deben trabajar simplemente en su eje centroidal.

#### **9.1.2.3 Diafragmas Rígidos**

Las losas de piso, siempre y cuando posean la rigidez y resistencia adecuadas, se pueden considerar como diafragmas rígidos, capaces de transmitir horizontalmente las fuerzas sísmicas a las columnas y muros portantes. Las losas que pueden ser consideradas que tienen la capacidad de comportarse como diafragmas rígidos son las siguientes:

- Losas macizas.
- Losas reticulares formadas por nervaduras bi-direccionales unidas entre si por una carpeta de compresión de por lo menos 5cm. de espesor.

- Losas aligeradas unidireccionales formadas por nervaduras unidas entre si por una carpeta de compresión de por lo menos 5cm. de espesor, además esta carpeta se une monolíticamente con las vigas perpendiculares a la dirección de trabajo de la losa.
- Losas aligeradas unidireccionales formadas por viguetas pretensadas monolíticamente unidas con las vigas de apoyo (empotradas por lo menos 5 cm. dentro de las vigas), viguetas unidas entre si por una carpeta de compresión de por lo menos 5cm. de espesor, además esta carpeta se une monolíticamente con las vigas perpendiculares a la dirección de trabajo de la losa.
- Losas macizas unidireccionales compuestas por hormigón y por una placa metálica de forma especial localizada en la parte inferior de la losa (placa colaborante) cuando esta rígidamente unida a las vigas perimetrales mediante conectores adecuados y mediante la armadura de distribución empotrada en las vigas.

No se consideran que puedan formar diafragmas rígidos los siguientes sistemas de piso:

- Losas de viguetas y/o viguetones pretensados simplemente apoyadas sobre las vigas de apoyo.
- Pisos de machihembrado de madera simplemente apoyado sobre las vigas de apoyo, ni aunque los listones de madera estén empotrados en dichas vigas.
- Pisos de entramado o rejillas metálicas simplemente apoyado sobre las vigas, ni aunque las rejillas estén empotradas en las vigas.
- Losas macizas unidireccionales compuestas por placa colaborante, simplemente apoyadas sobre las vigas portantes.

#### **9.1.2.4 Modelos Tridimensionales**

El modelo estructural debe representar de la mejor manera posible el comportamiento real de la estructura. El modelo debe representar prácticamente las mismas propiedades, características, formas, apoyos, cargas, etc. de la estructura real. El modelo debe trabajar con todas las fuerzas internas, es decir axial, flexión, flexocompresión, cortante y torsión, en forma espacial (tridimensional).

Todas la estructuras debe ser tratadas como sistemas tridimensionales, de esta manera las incertidumbres en el comportamiento sísmico que generan plantas irregulares, elevaciones complicadas, distintos sistemas de piso, elevaciones, etc, se minimizaran.

#### **9.1.2.5 Efectos P-Delta**

Se debe considerar explícitamente en el calculo los efectos P-Delta (efectos de segundo orden causados por las cargas gravitacionales en los elementos que sufren desplazamientos laterales), especialmente en las columnas.

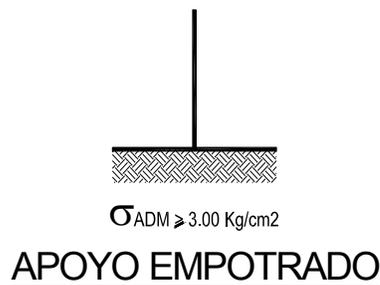
Estos efectos pueden ser calculados automáticamente por los programas de cálculo, por lo que se debe conocer bien el funcionamiento de esta opción para activarla adecuadamente. Se recomienda hacer correr el programa con y sin esta opción para comparar los resultados obtenidos.

La acción sísmica genera fuertes movimientos laterales, por lo que es imprescindible tomar en cuenta los efectos P-Delta, que normalmente amplifican los momentos flectores y fuerzas cortantes sobre todo en las columnas, por lo que al considerar estos efectos y al estar preparada la estructura para ellos, su comportamiento será muy satisfactorio.

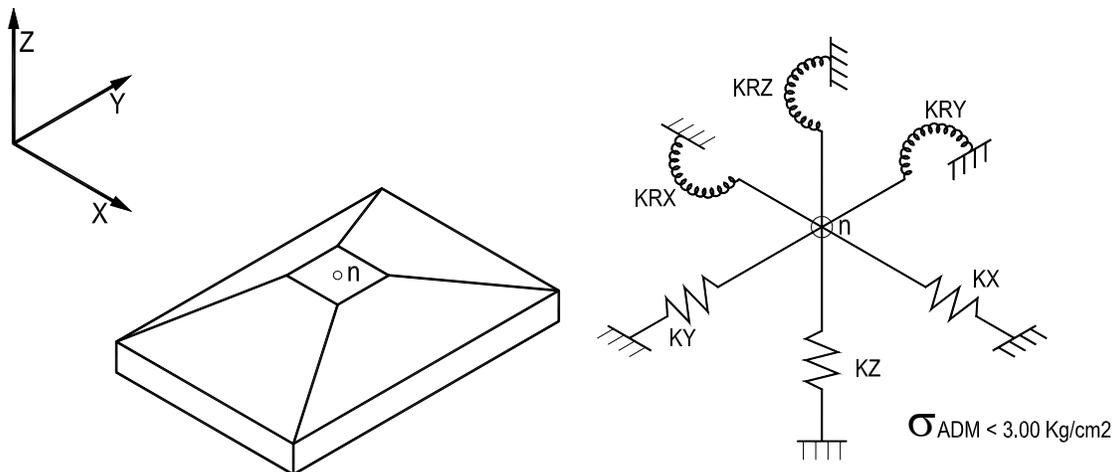
### 9.1.2.6 Interacción Suelo Estructura

Para tomar en cuenta en el análisis sísmico la influencia de la interacción suelo estructura se recomienda utilizar lo siguiente:

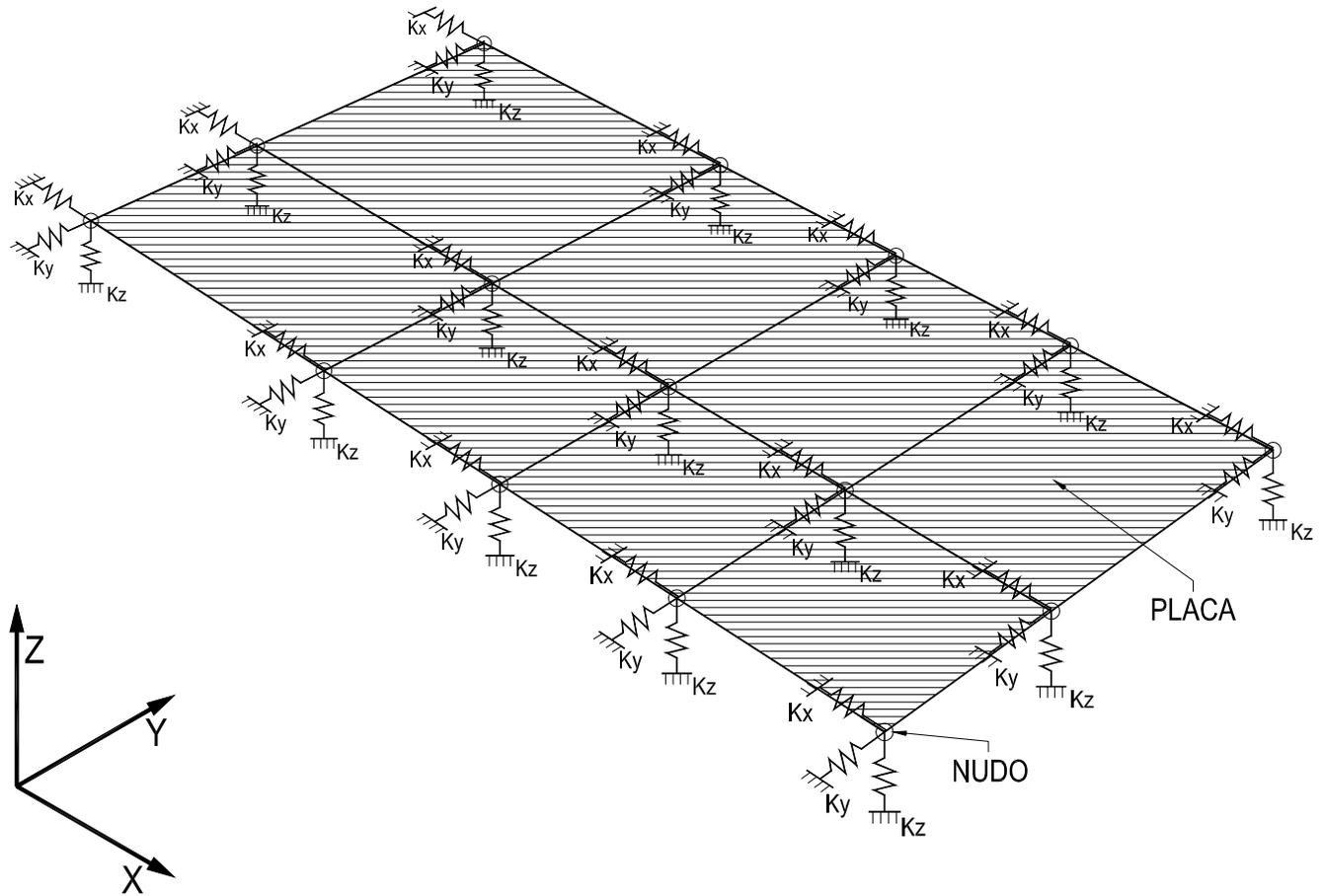
- Apoyos empotrados.- Si la capacidad portante del suelo (esfuerzo admisible) es mayor a 3.00 kg/cm<sup>2</sup>.



- Apoyos elásticos.- Si la capacidad portante del suelo es menor a 3.00 kg/cm<sup>2</sup>.



### APOYOS ELASTICOS PARA ZAPATAS



## APOYOS ELASTICOS PARA CIMIENTOS CORRIDOS Y/O LOSAS DE FUNDACION

Para calcular los apoyos elásticos se puede utilizar las siguientes formulas aplicables para zapatas rígidas circulares:

$$K_Z = \frac{4 \cdot G \cdot R}{1 - \nu}$$

$$K_X = K_Y = 18.20 \cdot G \cdot R \cdot \frac{(1 - \nu^2)}{(2 - \nu)^2}$$

$$K_{RX} = K_{RY} = 2.70 \cdot G \cdot R^3$$

$$K_{RZ} = 5.30 \cdot G \cdot R^3$$

Donde:

G.- Modulo de corte del suelo.

R.- Radio de la zapata circular o radio equivalente de una zapata rectangular de lados B x L. La zapata rectangular debe tener la misma área que la zapata circular equivalente, para la deducción del radio R.

v.- Coeficiente de Poisson del suelo.

Kx y Ky.- Resortes traslacionales horizontales del punto (nudo) de apoyo.

Kz.- Resorte traslacional vertical del punto de apoyo.

Krx y Kry.- Resortes rotacionales horizontales (balanceo) del punto de apoyo.

Krz.- Resorte rotacional alrededor del eje vertical (torsión) del punto de apoyo.

Nota: Adaptado de “Three Dimensional Dynamic Analysis of Structures” de Edward L. Wilson, Computers and Structures, 1977, quien a su vez lo adaptó de “Fundamentals of Earthquake Engineering” de Newmark and Rosenblueth, Prentice-Hall, 1971.

Con los valores de resorte indicados (Kx, Ky, Kz, Krx, Kry y Krz), se procede a asignar en el programa dichos valores a cada nudo de apoyo que representa una zapata aislada, ver figura FC9-1.

Para calcular los apoyos elásticos de los nudos de una losa de fundación o de un cimiento corrido, se debe trabajar con las áreas tributarias de cada nudo y solamente obtener los resortes Kx, Ky y Kz, ver figura FC9-2.

Al utilizar este tipo de apoyos elásticos se consigue un modelo que considera razonablemente bien la interacción suelo estructura.

Se puede utilizar valores similares de resortes que indican otros autores, por ejemplo, “Diseño Sísmico de Edificios” de Bazán y Meli, Limusa, 1999, “Ingeniería Sísmica” de Alberto Sarria, Ediciones Uniandes, 1990, “Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos” de D.J.Dowrick, Limusa, 1992, etc.

El principal problema de esas formulas es que se debe conocer razonablemente bien los parámetros del suelo.

En caso de que no se disponga de esos datos, se permite para edificaciones del Grupo “C”, utilizar el siguiente procedimiento simplificado en función de conocer el “principal” resorte Kz:

Resorte vertical:

$$Kz = K_B \times A$$

Resortes horizontales:

$$Kx = Kz \times 0.8$$

Resortes rotacionales:

$$K_{rx} = K_{ry} = K_{rz} = 1.2 K_z$$

Donde:

$K_B$ .- Coeficiente de balasto (Presión aplicada en una superficie de suelo que produce un asentamiento unitario), normalmente se obtiene por medio de una prueba de "placa".

A.- Área de la base de la zapata o área tributaria de un nudo de un cimiento corrido o losa de fundación.

Este es un procedimiento aproximado porque el coeficiente de balasto solo representa una porción muy limitada de suelo, además muy superficial, la manera de obtenerlo es muy simple y puede ser distorsionada por muchos factores.

Este procedimiento simplificado proporciona valores conservadores del lado de la seguridad, se basa en que si se conoce razonablemente bien el resorte vertical, los otros pueden determinarse en función a ese. El resorte vertical es el principal ya que es el que soporta las mayores cargas, incluso bajo la acción de un sismo severo las fuerzas laterales sísmicas que se generan en la cimentación no llegan a ser tan grandes como para generar un posible desplazamiento horizontal, por lo que el valor de los resortes horizontales no necesita ser tan preciso, mientras que el resorte vertical si se mueve considerablemente, tanto por la acción de las fuerzas gravitacionales como por las fuerzas sísmicas. Los resortes rotacionales normalmente son de valores tan grandes que los momentos flectores que actúan contra ellos solo producen mínimas rotaciones, por lo que su valor tampoco necesita ser muy preciso.

Es muy significativo destacar que en los distintos casos de patología estructural que tenemos en el país, es muy raro observar zapatas que se hayan desplazado o rotado, lo que siempre se ve son zapatas que se han asentado (desplazamiento vertical), por lo que nuevamente se confirma la gran importancia del resorte vertical.

En caso de no contar con el coeficiente de balasto, este se puede aproximar de la siguiente manera:

$$(T/m^3) K_B = 1000 \times \sigma_{adm} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Donde:

$\sigma_{adm}$ .- Esfuerzo admisible del suelo, obtenido de un ensayo geotécnico simple.

El método aproximado de calcular el coeficiente de balasto es también muy conservador y del lado de la seguridad.

### 9.1.3 MATRIZ DE AMORTIGUAMIENTO

Se considera que la matriz de amortiguamiento se forma solamente en base al porcentaje de amortiguamiento respecto al crítico, porcentaje que se define en forma muy simple de la siguiente manera:

- Edificaciones de acero estructural que no cuenten con elementos que incrementen el amortiguamiento.-  $\xi = 2\%$
- Edificaciones usuales.-  $\xi = 5\%$ , de:
  - o Hormigón armado
  - o Hormigón pretensado
  - o Madera
  - o Mampostería en general
  - o Acero estructural con presencia de elementos que incrementen el amortiguamiento

Esta forma de tomar en cuenta el amortiguamiento es muy simple pero a la vez razonable y efectiva, la mayoría de los códigos o norma sísmicas mundiales la utiliza.

El porcentaje de amortiguamiento engloba en un solo valor el amortiguamiento real producido por:

- Elementos estructurales:
  - o Deformaciones elásticas e inelásticas de las uniones entre vigas y columnas
  - o Deformaciones de las uniones entre muros portante y vigas
  - o Fricciones internas entre los agregados pétreos
  - o Fricciones internas entre los agregados y el acero de refuerzo
  - o Etc.
- Elementos no estructurales y estructurales:
  - o Fricciones entre paredes divisorias y vigas y columnas
  - o Fricciones entre puertas y ventanas con vigas y columnas
  - o Fricciones entre acabados de piso y de paredes con elementos estructurales
  - o Fricciones entre muretes, jardineras, etc, con elementos estructurales
  - o Fricciones entre elementos no estructurales
  - o Etc.

Como se puede observar es muy complejo calcular cual es la influencia de cada elemento en particular para el calculo del amortiguamiento, por lo que se engloba todos ellos en un solo valor.

En el caso de edificaciones de acero estructural comunes y corrientes como pórticos planos, galpones, techos, etc, se acostumbra fijar un valor de amortiguamiento del 2%, ya que normalmente no existen otros elementos que colaboren a la estructura amortiguándola.

En caso de que un galpón, o un pórtico metálico, este restringido por otros elementos estructurales de hormigón por ejemplo, o por muros de tabiquería, se puede asumir 5% de amortiguamiento. También si se diseña un edificio de estructura metálica que va a tener losas de hormigón, muros divisorios de ladrillo, puertas y ventanas, se puede asumir 5% de amortiguamiento respecto al crítico.

Los espectros de diseño de esta norma están elaborados para estructuras con 5% de amortiguamiento, sin embargo estos espectros pueden ser utilizados para estructuras que tienen 2% de amortiguamiento, ya que la acción sísmica para este tipo de estructuras no es muy crítica, debido a que normalmente poseen poca masa y por lo tanto generan pequeñas fuerzas inerciales que no ameritan un análisis más refinado.

Usualmente los programas de cálculo sólo piden el valor del porcentaje crítico de amortiguamiento para realizar el proceso, dato que debe ser introducido por el usuario del programa.

#### **9.1.4 ACELERACIONES ESPECTRALES MÁXIMAS**

Las aceleraciones espectrales máximas que pueden presentarse en el sitio donde se construirá la edificación se pueden obtener de los espectros de diseño mostrados en el capítulo “8” de esta norma.

Evidentemente se puede utilizar otros espectros de aceleraciones que se hayan podido obtener de estudios de microsismicidad específicos para el sitio de la construcción. Estos estudios deben adjuntarse con la documentación técnica del proyecto estructural para justificar el uso de otros valores de aceleraciones.

##### **9.1.4.1 Modos y Periodos Naturales de Vibrar**

Se debe obtener un número de modos naturales de vibrar suficientes para lograr un adecuado análisis sísmico, se recomienda utilizar una cantidad de modos tal que la suma de las masas asociadas a cada uno de ellos llegue a por lo menos el 90% de la masa total de la estructura en cada dirección de análisis (“X” y “Y”).

No se requiere conocer modos de vibrar en la dirección vertical “Z”, ya que se estima que los sismos se presentarán a varios kilómetros de distancia de la estructura, por lo que el movimiento sísmico será fundamentalmente horizontal.

Se recomienda utilizar el método de “RITZ” (Load Dependent Ritz Vectors) que para análisis sísmico es el más adecuado, ya que genera modos de vibrar en las direcciones de análisis, que son las horizontales “X” y “Y”.

Para mayor información revisar:

- Wilson E.L., *Three Dimensional Dynamic Analysis of Structures*, Computers and Structures, Inc. 1997.
- Wilson E.L., Yuan M. y Dickens J., *Dynamic Analysis by Direct Superposition of Ritz Vectors*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 1982.

Usualmente se consigue llegar al 90% de la masa total en cada dirección de análisis “X” y “Y” utilizando unos 12 a 24 modos obtenidos por el método de RITZ. Los vectores de Ritz al ser dependientes de la “carga” o acción que les da origen, genera modos de vibrar justamente asociados a las direcciones de esas “acciones”, por lo que se recomienda utilizar como “acciones” generadoras las aceleraciones “X” y “Y”.

Se puede utilizar el método “exacto” de encontrar los valores y vectores característicos, (EIGEN) pero se tiene la desventaja de que usualmente se requieren unos 30 a 60 modos de vibrar, ya que al ser los modos “exactos”, los programas encuentran los modos en cualquier dirección, entonces tenemos por ejemplo modos “verticales” (con tendencia principal a mover la estructura en dirección vertical) que no sirven para el análisis y también aparecen otros modos con combinaciones de movimiento entre vertical, horizontal y torsional, que tienen muy poca masa asociada, por lo que se requiere de muchos modos para alcanzar el 90% en cada dirección.

Entonces el método de RITZ para efectos de análisis sísmico es más preciso, directo y eficiente, mientras que el método EIGEN se puede utilizar por ejemplo para análisis dinámicos de vibraciones de maquinarias, fundaciones, etc.

Durante el proceso de análisis sísmico se debe evaluar varias veces la forma y periodos de los modos de vibrar, ya que los modos dependen totalmente de la matriz de masa y de la matriz de rigideces, se debe buscar que los principales modos de vibrar (casi siempre los tres primeros), se “muevan” en las direcciones “X” y “Y” con la menor cantidad de movimiento “torsional” posible, para lograr esto se debe cambiar la estructuración lo suficiente (especialmente la posición y dimensiones de columnas y muros portantes) para que los modos tengan poca torsión asociada a ellos.

Al ser los análisis estructurales tridimensionales, con modelos computacionales que reflejan una gran aproximación a la estructura a construirse, los modos que generan los programas no son simples y unidireccionales, mas bien son complejos y muestran direcciones “asociadas”, por ejemplo modos que se mueven predominantemente en “X” pero que tienen asociada cierta cantidad de torsión (rotación alrededor de “Z”).

Los programas usualmente muestran los “factores de participación modal” (representación de la cantidad de “movimiento” en cada dirección), para cada modo de vibrar, además de mostrar gráficamente la forma de vibrar del modo, por lo que el Ingeniero puede modificar la forma de los modos cambiando la rigidez de la estructura, buscando formas modales lo mas sencillas y unidireccionales posibles. Estas formas modales ya da una buena indicación de cómo será el funcionamiento de la estructura durante un sismo severo.

#### **9.1.4.2 Aceleraciones Espectrales Máximas**

A cada modo de vibrar se debe asociar una aceleración espectral. Cada modo tiene una frecuencia natural y por lo tanto un periodo, con el valor del periodo se busca en el espectro de diseño respectivo (ver los espectros en el capítulo “8”) la aceleración correspondiente, esa aceleración es la que forma parte de la ecuación dinámica de movimiento (Ecuación 9.1) para cada modo.

La aceleración espectral máxima debe tomar en cuenta la influencia del Factor de Importancia “FI” (ver capítulo “5”) y del Factor de Comportamiento “FC” (ver capítulo “7”), de la siguiente manera:

$$A_s = (S_a/g) \times (FI/FC) \times g$$

Donde:

$A_s$ .- Aceleración espectral máxima, constante para cada modo de vibrar.

$S_a/g$ .- Seudo aceleración tomada del espectro de diseño.

Una vez completada toda la información se realiza el análisis sísmico dinámico y se procede a la obtención e interpretación de resultados.

## **9.2 RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO**

### **9.2.1 COMBINACION MODAL**

El análisis sísmico modal espectral obtendrá resultados para cada modo de vibrar.

La ecuación dinámica resulta para cada modo de vibrar generará:

- Desplazamientos de todos los nudos de la estructura.
- Fuerzas internas en todos los elementos estructurales (fuerzas axiales, cortantes, momentos flectores y momentos torsores).
- Reacciones en todos los puntos de apoyo (fijos o elásticos).

Debido a que estos resultados para cada modo provienen de una acción sísmica representada por el espectro de aceleraciones máximas, no es posible sumarlos algebraicamente, ya que las aceleraciones espectrales para cada modo de vibrar no se han producido en el mismo instante de tiempo y además corresponden a sismos diferentes, ocurridos en lugares e instantes diferentes.

Entonces los resultados de cada modo de vibrar deben combinarse mediante métodos estadísticos que permitan obtener valores máximos.

El método más conservador para estimar el valor máximo de desplazamientos, fuerzas y reacciones es la simple suma en valor absoluto (ABS SUM), de los resultados de cada modo de vibrar. Esto quiere decir que los valores máximos de cada modo de vibrar ocurren simultáneamente en el mismo instante de tiempo. Evidentemente esta forma de combinar los resultados modales es muy exagerada, por lo que no se recomienda su uso.

Otro método para obtener los desplazamientos, fuerzas y reacciones, muy difundido en todos los códigos y normas sísmicas, además de estar incorporado en todos los programas de computación especializados, es el método SRSS (Square Root of the Sum of Squares), que se puede traducir como raíz cuadrada de la suma de cuadrados y que se ejemplifica de la siguiente manera:

Por ejemplo, para cualquier fuerza interna “F” de algún elemento estructural.

$$F_{SRSS} = \sqrt{F_1^2 + F_2^2 + \dots + F_n^2}$$

Es decir que la fuerza interna “Fi” obtenida para cada modo de vibrar se eleva al cuadrado, se suman todas y se obtiene la raíz cuadrada, esa raíz representa la fuerza interna en el elemento estructural debida a la contribución de todos los modos. Los demás resultados para desplazamientos y reacciones se combinan de similar manera.

El método SRSS asume que las respuestas modales son estadísticamente independientes y que no existe acoplamiento entre los modos. Este método fue desarrollado hace muchos años cuando sólo se realizaban análisis a lo sumo bidimensionales (2D) desconociéndose los efectos tridimensionales. Actualmente, que se debe realizar análisis tridimensionales (3D) se observa perfectamente el acoplamiento de las formas modales y la cercanía y similitud de frecuencias de vibrar para distintas formas modales, por lo que este método debe ser desechado.

Finalmente, se recomienda utilizar el siguiente método de combinación modal.

### 9.2.1.1 Método CQC

Para realizar la combinación modal de resultados debe utilizarse el método CQC.

El método CQC (Complete Quadratic Combination), o traducido como Combinación Cuadrática Completa, esta basado en teorías de vibración aleatoria, tiene una sólida base teórica, toma en cuenta el acoplamiento de modos y se ha demostrado una excelente similitud de resultados con modelos reales y de laboratorio.

Los valores modales combinados, desplazamientos, fuerzas internas y reacciones se pueden obtener, por ejemplo para las fuerzas, mediante:

$$F = \sqrt{\sum_n \cdot \sum_m \cdot f_n \cdot \rho_{n \cdot m} \cdot f_m}$$

Donde:

F.- Cualquier fuerza interna (axial, cortante, flexión o torsión).

f<sub>n</sub>.- Fuerza interna asociada al modo “n”.

f<sub>m</sub>.- Fuerza interna asociada al modo “m”.

$\rho$ .- Coeficiente de correlación modal.

El coeficiente de correlación modal se obtiene mediante:

$$\rho_{n.m} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1+r) \cdot r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot r \cdot (1+r)^2}$$

Donde:

$\xi$ .- Amortiguamiento respecto del crítico.

$r$ .- Relación entre frecuencias, que debe ser igual o menor a uno (1.00).

$$r = \frac{\omega_n}{\omega_m}$$

La suma doble se realiza sobre todos los modos. Es interesante notar que la matriz de coeficientes de correlación modal es simétrica y que todos sus términos son positivos.

Lo usual es que los programas especializados realicen esta morosa tarea de combinación modal, pero el Ingeniero debe evaluar los resultados producidos por los programas.

No todos los programas tienen incorporado este método, se debe verificar la capacidad y actualización necesaria del programa.

Una vez realizada la combinación modal se podrá conocer los valores de desplazamiento, fuerzas internas y reacciones del análisis sísmico.

### 9.2.2 EFECTOS DIRECCIONALES

Tal como se indicó en el inciso 9.1, el análisis sísmico de una estructura se debe realizar simultáneamente para dos direcciones ortogonales “X” y “Y”.

Es decir que se debe aplicar el 100% de la acción sísmica, representada por el espectro de diseño, en cada dirección de análisis.

Una estructura sismo resistente debe tener la capacidad de resistir sismos que “ataquen” en cualquier dirección a la estructura. Su sistema resistente debe funcionar en cualquier dirección.

Muchos códigos y normas sísmicas de otros países indican que se debe realizar los siguientes análisis sísmicos:

- Sismo actuando al 100% en la dirección "X" mas 30% (o 40% dicen otros) actuando simultáneamente en la dirección "Y".
- Sismo actuando al 100% en la dirección "Y" mas 30% (o 40% dicen otros) actuando simultáneamente en la dirección "X".

Las direcciones principales "X" y "Y" son definidas por el Ingeniero Estructural, dichos códigos y normas no dan indicaciones practicas de cómo definir dichas direcciones principales, para estructuras simples, rectangulares y uniformes, parece sencillo definir dichas direcciones, pero para estructuras complejas tridimensionales que tienen formas complicadas tanto en planta como en elevación, el definir las direcciones principales es difícil y muy delicado, ya que en base a dicha definición se realizarán los análisis sísmicos.

Los códigos y normas de otros países indican que una vez realizados los dos análisis sísmicos mencionados, se debe realizar una envolvente de los resultados generados por cada análisis y con esa envolvente se debe proceder a diseñar.

Se ha comprobado que esa manera de proceder no garantiza que la estructura este preparada para soportar sismos en cualquier dirección. Primero no existe una base teórica sólida que defina esos porcentajes de participación y segundo es difícil definir una dirección principal de acción sísmica, por la complejidad de la estructura y por la geografía del sitio.

Dicha dirección principal existe en un cierto periodo de tiempo cuando ocurren las máximas aceleraciones del terreno.

Al ser difícil definir a priori una dirección principal de acción sísmica, se debe preparar a la estructura para resistir dichas acciones en cualquier dirección, para lograr esto se recurre nuevamente a métodos estadísticos. Primero se supone la existencia de una dirección principal de acción sísmica, segundo se supone que existe la posibilidad de presentarse otra acción sísmica simultáneamente en una dirección perpendicular a la principal, esto debido a lo complejo de la propagación tridimensional de las ondas sísmicas, por lo que además puede suponerse que ambos movimientos son estadísticamente independientes, tercero, los resultados de ambos análisis sísmicos se combinan estadísticamente utilizando el método SRSS (Square Root of the Sum of Squares). Se comprueba que el resultado obtenido de combinar ambos análisis de esta manera resulta invariante para las posibles direcciones elegidas, por lo que se puede elegir cualquier sistema de referencia, con la ventaja adicional de que la estructura diseñada poseerá elementos preparados para resistir acciones sísmicas en cualquier dirección. Entonces por comodidad se definen las direcciones principales como los ejes "X" y "Y" de la estructura.

Para mayor información se recomienda revisar:

- Wilson E.L., *Three Dimensional Dynamic Analysis of Structures*, Computers and Structures, Inc. 1997.

Para realizar un análisis sísmico que tome en cuenta la posibilidad de que se presenten aceleraciones sísmicas verticales, se recomienda utilizar para la dirección “Z” el 10% del espectro de diseño.

En resumen el proceso es el siguiente:

- Análisis sísmico al 100% en la dirección “X”.
- Análisis sísmico al 100% en la dirección “Y”.
- Análisis sísmico al 10% en la dirección “Z”.

Combinación de resultados, por ejemplo para cualquier fuerza interna:

$$F = \sqrt{Fx^2 + Fy^2 + Fz^2}$$

Donde:

F.- Cualquier fuerza interna (axial, cortante, flexión o torsión).

Fx.- Fuerza interna obtenida con sismo en “X”.

Fy.- Fuerza interna obtenida con sismo en “Y”.

Fz.- Fuerza interna obtenida con sismo en “Z”.

De esta manera se obtendrá desplazamientos, fuerzas internas y reacciones en toda la estructura.

### **9.2.2.1 Desplazamientos Finales**

Para obtener desplazamientos finales, se deberá multiplicar los desplazamientos obtenidos en el análisis sísmico por el Factor de Comportamiento “FC”, es decir:

$$U_f = U_s \times FC$$

Donde:

U<sub>f</sub>.- Desplazamiento final.

U<sub>s</sub>.- Desplazamiento obtenido en el análisis sísmico.

Se debe multiplicar los desplazamientos para intentar conocer el desplazamiento total máximo que puede experimentar la estructura después de pasar los estados elástico e inelástico. Se debe recordar que el análisis sísmico modal espectral se realiza solamente en la parte elástica del comportamiento estructural, ya que se utilizaron las aceleraciones espectrales reducidas, ver inciso 9.1.4.2. La parte inelástica se completa con un adecuado diseño y detallado estructural como se verá en el capítulo siguiente.

### 9.2.2.2 Fuerzas Internas y Reacciones

Las fuerzas internas no necesitan ser multiplicadas por el Factor de Comportamiento, ya que justamente se espera que la estructura este diseñada elásticamente para soportar las acciones sísmicas reducidas, es decir que se comporte elásticamente durante las acciones sísmicas comunes y corrientes, pero también se espera que con un adecuado diseño y sobre todo un adecuado detallado estructural, que se especifica en el siguiente capítulo, la estructura pueda entrar en el rango inelástico y soportar los sismos severos.

Las reacciones en los apoyos (fijos o elásticos), tampoco deben ser multiplicadas por el Factor de Comportamiento, ya que usualmente en nuestro país se diseñan las fundaciones tomando en cuenta la capacidad admisible del suelo, es decir la capacidad "elástica", no se diseñan para la resistencia de rotura del suelo. Usualmente el diseño de las fundaciones está regido por la acción de las cargas gravitacionales, pero siempre debe verificarse que dicho diseño funcione para las reacciones sísmicas.

## 9.3 TORSION ACCIDENTAL

Debido a la posible presencia de movimientos torsionales en la base, pero principalmente a la variabilidad de la distribución de la masa asociada a la carga viva (equipos, muebles, personas, etc) y a la variabilidad de la distribución de la carga muerta (contrapiso, tabiquería, acabados de piso y de techo, etc), se presentan efectos torsionales en la estructura. Usualmente los programas toman en cuenta la distribución de los elementos estructurales para el cálculo del centro de masa.

La posición del centro de masa en cada piso, debido a esa variabilidad de la carga viva y de la carga muerta, no es fija. Como la acción sísmica se supone concentrada en el nudo maestro (centro de masa) al ser esta posición variable, genera momentos torsores en cada piso. Estos momentos sobre todo afectan a las columnas y muros portantes.

Los códigos y normas de otros países indican que se debe definir varias posibles posiciones del centro de masa y por lo tanto realizar varios análisis sísmicos, uno para cada posición y después obtener la envolvente de dichos análisis. Dicha tarea es monumental para un análisis tridimensional, por lo que se propone el siguiente método alternativo más sencillo y práctico.

Para tomar en cuenta la variabilidad de la masa de la carga viva y de la carga muerta, se debe definir un momento torsor sísmico estático en cada piso.

Este momento torsor se aplica en el centro de masa de cada piso, (el centro de masa se obtiene según lo indicado en el inciso 9.1.1).

El momento torsor se define de la siguiente manera:

$$M_{tor} = F_{sis} * e_{sis}$$

Donde:

$e_{sis}$  .- excentricidad sísmica máxima, se obtiene así:

$$e_{sis} = \text{Lado mayor} * 0.10$$

$F_{sis}$ .- Fuerza sísmica total en el piso, se obtiene así:

$$F_{sis} = \frac{FI}{FC} (Mt * Sa)$$

Donde:

Mt.- Total de la masa de las cargas “vivas” y “muertas” del piso.

Sa.- Aceleración espectral máxima para el primer modo de vibrar de la estructura.

FI.- Factor de Importancia.

FC.- Factor de Comportamiento.

Este momento torsor debe ser aplicado en cada piso y debe ser combinado con los demás grupos de cargas, como se especifica en el siguiente inciso.

## **9.4 COMBINACION DE RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO CON RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO PARA CARGAS PERMANENTES Y VARIABLES**

### **9.4.1 ANÁLISIS ESTÁTICO PARA CARGAS PERMANENTES**

En forma previa al análisis sísmico, el Ingeniero Estructural debe realizar un análisis estático para conocer los esfuerzos y deformaciones que producen en la estructura las cargas permanentes y las cargas variables, que usualmente son cargas sólo gravitacionales, es decir las cargas:

A) Permanentes:

- Peso Propio de la Estructura (PP)
- Carga Muerta (CM)
- Empuje de Suelos (ET)
- Empuje de Agua (EA)
- Etc.

B) Variables:

- Carga Viva (CV)

- Temperatura (TEMP)
- Vibraciones (VIB)
- Etc.

El análisis estático también debe ser realizado en tres dimensiones, ya que el modelo de computadora que se defina para el análisis estático debe servir para el análisis sísmico. El Ingeniero Estructural debe verificar que la estructura es perfectamente adecuada para soportar las cargas permanentes y variables, antes de proceder al análisis sísmico.

Los efectos que producen estas cargas deben ser combinados adecuadamente con los efectos que produce el análisis sísmico.

## 9.4.2 COMBINACION DE RESULTADOS

Se considera a la acción sísmica como “accidental”, por lo que se debe tener cuidado al combinarla con las acciones “permanentes” y “variables”.

La acción sísmica no se combina con otra acción de tipo accidental como es la acción del viento.

Los “resultados” tanto del análisis estático como del análisis sísmico, consisten en fuerzas internas y desplazamientos, los cuales a la vez generan esfuerzos y deformaciones, al trabajar en estados límite se debe verificar que la estructura funcione bien para las siguientes combinaciones de cargas:

### 9.4.2.1 Estados Límite de Servicio

Se debe verificar:

A) Combinación para verificar deformadas verticales y también sirve para el diseño de fundaciones:

$$\text{COMBSERV} = 1.00 \text{ PP} + 1.00 \text{ CM} + 1.00 \text{ ET} + 1.00 \text{ EA} + 1.00 \text{ CV}$$

La verificación de desplazamientos verticales permite conocer si las deformaciones verticales no exceden los siguientes límites:

- Deformación admisible máxima en vigas y losas que soportan muros de tabiquería con acabados frágiles:

$$\Delta_a \leq \Delta_v = L / 500$$

- Deformación admisible máxima en viga y losas que soportan muros divisorios ligeros, de materiales y acabados no frágiles:

$$\Delta_a \leq \Delta_v = L / 300$$

Donde:

$\Delta_v$ .- Deformación vertical admisible máxima en cm.

$\Delta_a$ .- Deformación vertical “actuante” en cm. La deformación actuante se obtiene restando del desplazamiento vertical máximo del elemento estructural, el desplazamiento vertical de sus puntos de apoyo.

L.- Longitud libre de la viga o de la losa. (En el caso de la losa se debe verificar varias longitudes, lado corto, lado largo, diagonales, etc).

Esta combinación también sirve para el diseño de fundaciones, ya que usualmente se conoce el “esfuerzo admisible” del suelo (capacidad portante) y no el esfuerzo último o de rotura del suelo. Con esta combinación se debe diseñar las fundaciones.

B) Combinación para verificar deformadas laterales (horizontales):

$$\text{COMBLAT} = 1.00 \text{ ESPEC (Espectro sísmico)}$$

Se debe verificar que:

$$\Delta_x = (U_{x\text{sup}} - U_{x\text{inf}}) \text{ FC} \leq \Delta_{as} = 0.012 H$$

$$\Delta_y = (U_{y\text{sup}} - U_{y\text{inf}}) \text{ FC} \leq \Delta_{as} = 0.012 H$$

Donde:

$\Delta_x$ .- Deformación lateral en la dirección “x” de una columna o un muro portante, en cm.

$\Delta_y$ .- Deformación lateral en la dirección “y” de una columna o un muro portante, en cm.

$U_{x\text{sup}}$  y  $U_{x\text{inf}}$ .- Desplazamientos del nudo superior y del nudo inferior de la columna o muro portante, en la dirección “x”, en cm.

$U_{y\text{sup}}$  y  $U_{y\text{inf}}$ .- Desplazamientos del nudo superior y del nudo inferior de la columna o muro portante, en la dirección “y”, en cm.

FC.- Factor de comportamiento.

$\Delta_{as}$ .- Deformación lateral máxima en cm.

H.- Altura de entrepiso, en cm.

En las formulas aparece el factor de comportamiento (FC) debido a que el análisis se realiza para las acciones sísmicas reducidas por el factor FC (ver inciso 9.1.4.2), entonces para intentar conocer el desplazamiento máximo que puede experimentar la estructura durante un sismo severo, se debe multiplicar los desplazamientos por el factor FC (también ver inciso 9.2.2.1).

La verificación se debe realizar en cada eje vertical (compuesto por columnas o muros) que se desplace lateralmente en forma notoria.

Si la edificación no posee muros divisorios (tabiquería), el límite  $\Delta_{as}$  se puede duplicar.

#### **9.4.2.2 Estados Limite Últimos**

Con las siguientes combinaciones se procede a realizar el diseño estructural:

- a) DCON1 = 1.35 PERMANENTES (Análisis Estático)
- b) DCON2 = 1.35 PERMANENTES + 1.50 VARIABLES (Análisis Estático)
- c) DCON3 = 1.00 PERMANENTES + 0.50 VARIABLES + 1.00 SISMO (Sísmico)

Para el caso más común de una estructura con cargas permanentes (PP, CM, ET y EA), cargas variables (sólo carga viva CV) y carga sísmica (momento torsor TOR y espectro sísmico ESPEC), se puede deducir las siguientes combinaciones:

- 1) DCON1 = 1.35 PP + 1.35 CM + 1.35 ET + 1.35 EA
- 2) DCON2 = 1.35 PP + 1.35 CM + 1.35 ET + 1.35 EA + 1.50 CV
- 3) DCON3 = 1.00PP + 1.00CM + 1.00ET + 1.00EA + 0.50CV + 1.00TOR + 1.00ESPEC
- 4) DCON4 = 1.00PP + 1.00CM + 1.00ET + 1.00EA + 0.50CV - 1.00TOR + 1.00ESPEC

Se debe diseñar los elementos estructurales con la combinación que en cada elemento genere los máximos esfuerzos.

Las combinaciones “1” y “2” representan a las cargas permanentes y variables trabajando solas (análisis estático). Las dos últimas combinaciones, la “3” y la “4”, muestran como se debe combinar las acciones permanentes con las variables y con la acción sísmica (análisis estático más sísmico).

Se observa en las dos últimas combinaciones, que las cargas permanentes están trabajando sin ninguna mayoración y la carga variable (carga viva) trabajando al 50% de su valor. Esto se debe a que se considera que cuando actúa el sismo, las cargas permanentes están en estado de servicio y que las cargas variables están a la mitad de su capacidad.

En otras palabras significa que las cargas vivas representadas por personas, equipos, muebles, etc, en el instante de ocurrencia del sismo no están en su totalidad, se considera que un 50% de esta carga no esta presente durante el sismo. Esto es congruente con el cálculo de masas que se debe realizar según lo indicado en el inciso 9.1.1.

En las dos ultimas combinaciones también se observa que los efectos sísmicos representados por el momento torsor TOR y por el espectro sísmico ESPEC están

solamente mayorados por uno (1.00), esto se debe a que ambos efectos representan la acción sísmica máxima de diseño, por lo que no se necesita mayorar nada mas.

El momento TOR aparece en la combinación DCON3 con signo positivo y en la combinación DCON4 con signo negativo, esto se debe a que se debe considerar la posibilidad de que el momento torsor actúe en uno u otro sentido.

El espectro sísmico genera solamente resultados positivos, tanto fuerzas internas como desplazamientos, por lo que también debería considerarse con signo positivo en algunas combinaciones y con signo negativo en otras, combinándose con el momento torsor, lo cual daría cuatro (4) posibilidades, afortunadamente los programas modernos toman en cuenta dicha consideración (espectro “positivo” y “negativo”), de todas maneras el Ingeniero Estructural debe verificar si su programa tiene dicha capacidad.

## **9.5 PROBLEMAS DE COLINDANCIA**

En todo el mundo se ha observado que durante la acción sísmica se han producido muchos daños en edificios por el golpeteo entre ellos. Al estar juntos (lado a lado), se mueven de manera diferente y se golpean, además de generarse mucho daño estructural, varios edificios han colapsado por esta causa.

### **9.5.1 SEPARACIONES ENTRE EDIFICACIONES**

En ese sentido se limita la separación que debe existir entre una edificación y su vecina, el límite es de 5 cm a cada lado. Es decir que al proyectarse una edificación nueva debe dejarse libres 5 cm del límite del predio.

Se espera que en el predio vecino, la futura nueva construcción también respete los 5 cm de separación, por lo que la separación total entre ambas edificaciones deberá ser de 10 cm.

En caso de que en el predio vecino ya exista una edificación que se encuentra exactamente en su límite de propiedad, la nueva edificación, que se esta proyectando con esta Norma, deberá dejar 10 cm de separación.

Los límites mencionados son para el cuerpo principal de la edificación (sótanos, zócalos, mezanines y torres). Para bardas de colindancia o para edificaciones secundarias (de servicio) estos límites pueden ser ignorados.

Cuando una edificación conste de varios bloques dentro de un mismo predio, la separación mínima entre ellos se podrá obtener del análisis sísmico, duplicando los valores de desplazamiento máximo que presenten los sectores colindantes. Es decir que el límite será la suma de los desplazamientos de los sectores colindantes multiplicada por dos (2).

## **9.5.2 JUNTAS SISMICAS**

Cuando se requiera separar una edificación en uno varios cuerpos para lograr un mejor comportamiento estructural, se debe definir "juntas sísmicas".

La junta sísmica debe tener una separación entre dos cuerpos de una edificación de al menos el doble del desplazamiento esperado de cada cuerpo, o de por lo menos 10 cm, se utilizará el mayor.

La junta sísmica podrá forrarse de materiales flexibles y de fácil reposición, además de que esos materiales deben permitir el libre movimiento de cada uno de los cuerpos que unen.

Se debe cuidar que las juntas sísmicas queden libres de obstáculos, escombros, etc, que vayan a perjudicar su libre movimiento.

A nivel de piso y de techo, debe diseñarse cubrejuntas que permitan el libre movimiento de un cuerpo respecto al otro.

Las juntas por temperatura y cualquier junta constructiva deberán ser tratadas como una junta sísmica.

## 10. DISEÑO ESTRUCTURAL SISMO RESISTENTE

En esta norma se busca que el diseño y detallado sísmico de los elementos estructurales y de sus conexiones, logre obtener una estructura altamente dúctil, de buen comportamiento en el rango elástico y de mejor comportamiento en el rango inelástico.

Los elementos estructurales deben trabajar en el rango elástico para soportar los sismos comunes y corrientes que se espera que se presenten durante la vida útil de la estructura, fijada en 50 años. Estos sismos son los que tienen como aceleración máxima la mitad de la aceleración indicada en los espectros de diseño especificados para cada región de Bolivia.

Los elementos estructurales deben trabajar en el rango inelástico para sismos mayores a los indicados en el anterior párrafo. Una vez que han incursionado en dicho rango se espera que se presenten deformaciones fuertes que pueden o no ser motivo de posteriores reparaciones o incluso refuerzos, situación que deberá ser evaluada por el Ingeniero Estructural, pero se espera que la estructura pueda seguir funcionando.

En caso de presentarse un sismo severo, el que corresponda a la máxima aceleración esperada o incluso mayor en una zona, la estructura incursionará en el rango inelástico y deberá ser capaz de desarrollar mecanismos de deformación inelástica que le permitan disipar la gran energía que produce el movimiento sísmico sin llegar al colapso, es posible que la estructura quede inservible, pero habrá cumplido su mayor objetivo que es preservar la vida humana, ver el capítulo 7.

Para que la estructura tenga un buen comportamiento estructural deben seguirse las indicaciones dadas en el capítulo 6, pero para que los elementos estructurales principales sean dúctiles se debe seguir ciertas reglas estrictas pero simples y fáciles de cumplir.

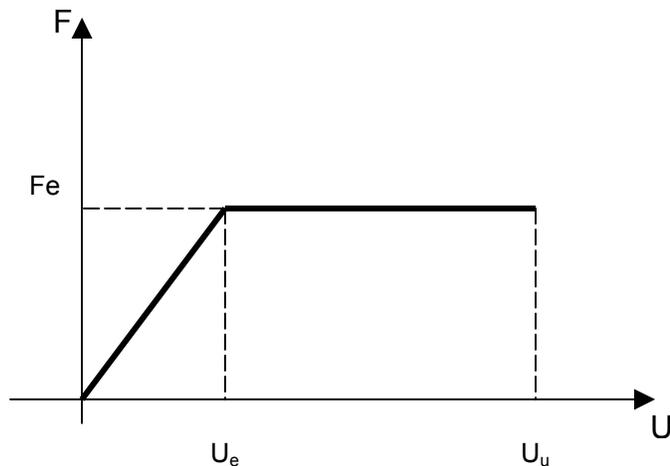
Por ejemplo, para estructuras de hormigón armado, no basta con proporcionar a un elemento estructural la resistencia necesaria mediante los aceros de refuerzo, sino que se debe seguir ciertas reglas que permitan conducir al elemento estructural a una falla de tipo dúctil.

Estas reglas están relacionadas con el tipo de material, la geometría, dimensiones y formas del elemento estructural, tipos, cantidades y disposiciones del refuerzo estructural, incluso en otros países se toma en cuenta los métodos constructivos y la calidad del proceso constructivo.

### 10.1 FACTOR DE DUCTILIDAD

Una forma simple de fijar el nivel de comportamiento de un elemento estructural dentro del rango inelástico es determinando un “factor de ductilidad” (Q), que se define como:

$$Q = U_u / U_e$$



Donde:

Q.- Factor de ductilidad.

$U_u$ .- Deformación última del elemento estructural.

$U_e$ .- Deformación elástica máxima del elemento estructural.

Es decir que el factor de ductilidad representa cuanto el elemento estructural puede incursionar en el rango inelástico hasta llegar a la rotura.

En Bolivia utilizaremos como máximo un factor de dos (2), es decir que tendremos dos opciones:

- $Q = 2$  Cuando se cumpla las reglas que se indican mas adelante.
- $Q = 1$  Cuando no se cumplan dichas reglas.

Otros países utilizan valores de Q desde uno (1) hasta incluso ocho (8), pero las reglas que se definen para alcanzar esos valores son muy estrictas y por lo pronto muy difíciles de cumplir en nuestro país, además, según los mapas de amenaza sísmica que se observan en el capítulo 3 de esta norma, las aceleraciones sísmicas no son tan altas para que se necesite utilizar factores de ductilidad tan altos, que complicarían el diseño, el proceso constructivo y aumentarían quizá exageradamente los costos de construcción.

## 10.2 REQUISITOS ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO PARA $Q=2$

Las reglas que deben cumplir los elementos estructurales para lograr obtener un factor de ductilidad igual a dos son:

## 10.2.1 MATERIALES

Se debe utilizar como mínimo hormigones de resistencia característica:

$$f_{ck} = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

El motivo de esta regla es evitar que se construya con hormigones de poco control de calidad, mas que propiciar la construcción con hormigones de alta resistencia.

El acero de refuerzo debe tener los siguientes rangos de resistencia característica:

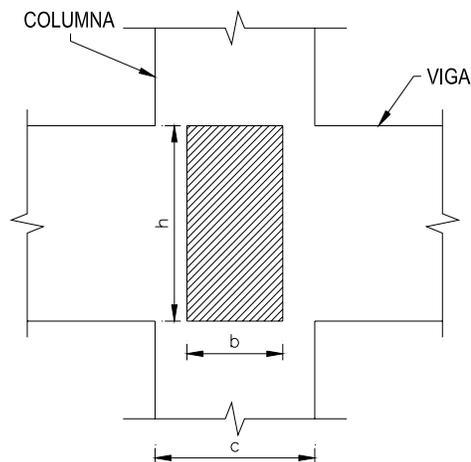
- Mínimo:  $f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Máximo:  $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$

El motivo de esta regla es que se utilice aceros de fluencia definida y con amplio rango de deformación inelástica. Se pretende que estos aceros puedan generar la formación de articulaciones plásticas con gran capacidad de rotación y de disipación de energía.

## 10.2.2 VIGAS

### 10.2.2.1 Requisitos geométricos

- $h \geq L_p / 20$
- $L_p / b \leq 35$
- $h / b \leq 4$
- $b \geq 20 \text{ cm.}$



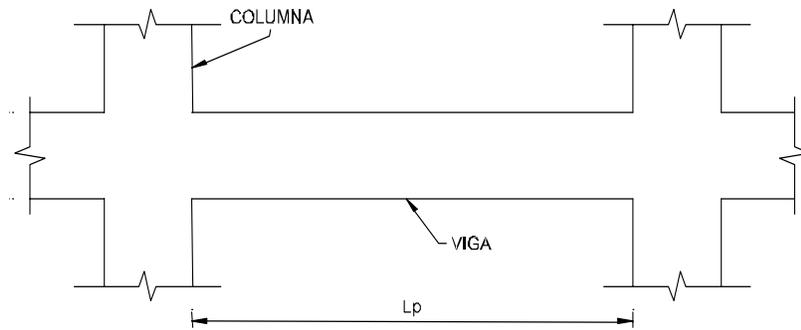


FIGURA FC10-1. Nomenclatura vigas y columnas.

Se procura evitar secciones de vigas muy delgadas, muy altas, muy esbeltas y también muy “planas”, sobre todo para evitar problemas de pandeo lateral, evitar deflexiones excesivas y lograr que la sección posea dimensiones suficientes para desarrollar toda su capacidad resistente en el rango inelástico.

### 10.2.2.2 Requisitos para el refuerzo longitudinal

- Cuantía mínima:

$$\rho = 0.8 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

- Área mínima de aceros de refuerzo “inferiores”:

$$A_s \geq \rho \cdot b \cdot d$$

- Área mínima de aceros de refuerzo “superiores”:

$$A_s' \geq \rho \cdot b \cdot d$$

- Cuantía balanceada:

$$\rho_b = 0.85 \left( \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \cdot \frac{5100}{f_{yk} + 6000} \right)$$

- Área máxima de aceros de refuerzo “inferiores”:

$$A_s \leq 0.75 \cdot A_{Sb}$$

$$A_{Sb} = \rho_b \cdot b \cdot d$$

Donde:

$f_{ck}$ .- Resistencia característica del hormigón (kg/cm<sup>2</sup>).

$f_{yk}$ .- Resistencia característica del acero de refuerzo (kg/cm<sup>2</sup>).

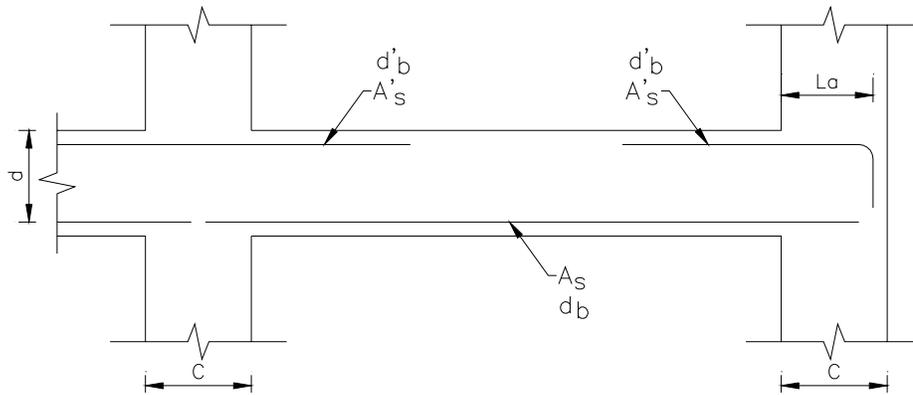


FIGURA FC10-2. Nomenclatura de áreas de acero y diámetro de varillas.

Con estas reglas se busca lograr que la viga posea el acero necesario para desarrollar una adecuada ductilidad. La limitación para que el área de acero inferior sea menor al 75% del área de acero balanceada, es debido a que se busca obtener secciones lo más subreforzadas posibles, mientras más subreforzada es una sección más ductilidad puede desarrollar.

Una sección subreforzada es aquella cuya capacidad resistente del acero en tracción, es menor que la capacidad del hormigón en compresión. Por ejemplo, el acero estará trabajando cerca al límite de su capacidad elástica y el hormigón a un 60% de su capacidad "elástica". Durante una acción sísmica severa, se presentaran fuertes incrementos de carga, es posible que el momento flector actuante haga que el acero llegue a su límite y entre a su rango plástico, mientras que el hormigón que tiene todavía un amplio margen seguirá trabajando en un rango prácticamente elástico, logrando de esta manera realizar un trabajo con grandes deformaciones, disipando mucha energía pero con poca probabilidad de llegar a la falla, en el caso eventual de que se llegue a la falla, por un sismo extraordinario, esta será muy anunciada, con grandes deformaciones y con mucha lentitud (falla dúctil), situación que facilitará el abandono de la estructura.

Por lo tanto se debe buscar obtener secciones subreforzadas. Este requisito no se verifica en los extremos de la viga debido a que en los extremos se cuenta con acero superior y también con acero inferior, por lo que el hormigón no está solo. Entonces se recomienda que por lo menos 2/3 partes del acero inferior llegue hasta las columnas.

### 10.2.2.3 Cantidad de varillas que pasan por la columna

Se recomienda que por lo menos el 70% del acero de refuerzo tanto superior como inferior pase por el núcleo de la columna. Esto se aplica para vigas que son más anchas que las columnas.

#### 10.2.2.4 Tamaño de la columna en función al diámetro máximo de la varilla de refuerzo de la viga

- Si  $d_b$  o  $d'_b = 8, 10, 12$  o  $16$  mm, entonces  $c \geq 20$  cm.
- Si  $d_b$  o  $d'_b = 20$  mm, entonces  $c \geq 30$  cm.
- Si  $d_b$  o  $d'_b = 25$  mm, entonces  $c \geq 40$  cm.

Esta regla busca que la transmisión de fuerzas de la viga a las columnas sea adecuada, que la dimensión de la columna permita soportar fuertes momentos flectores que le transmita la viga. Se busca que en las vigas se formen las rótulas plásticas, que en las columnas prácticamente no se presenten articulaciones plásticas.

#### 10.2.2.5 Requisitos para el diámetro de estribos

- Para  $8 \text{ mm} \leq F_s \leq 16 \text{ mm}$ , entonces  $F_1 \geq 6 \text{ mm}$ .
- Para  $F_s > 16 \text{ mm}$ , entonces  $F_1 \geq 8 \text{ mm}$ .
- Para  $F_i \geq 8 \text{ mm}$ , entonces  $F_2 \geq 6 \text{ mm}$ .

Donde:

$F_s$ .- Diámetro mayor del acero de refuerzo "superior".

$F_i$ .- Diámetro mayor del acero de refuerzo "inferior".

$F_1$ .- Diámetro del estribo en el extremo de la viga.

$F_2$ .- Diámetro del estribo en la zona central de la viga.

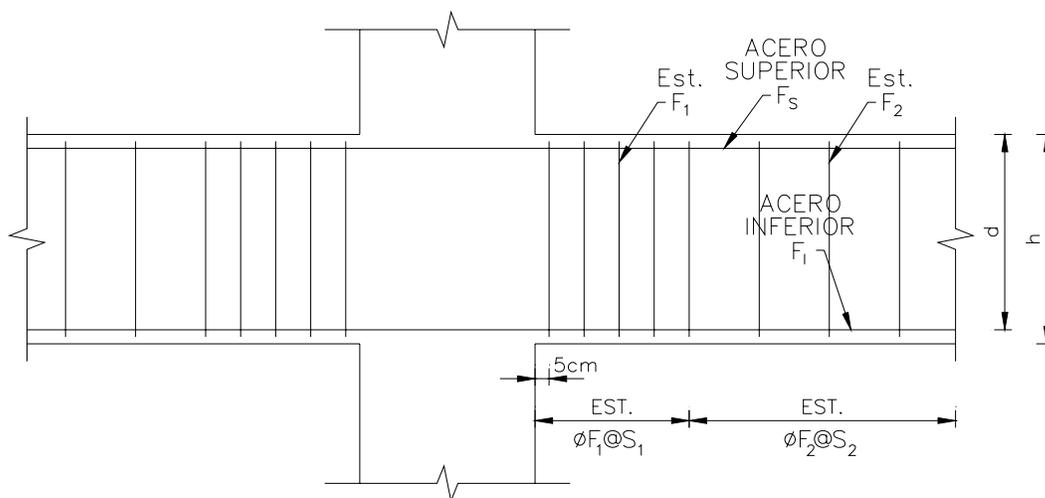


FIGURA FC10-3. Nomenclatura de refuerzos transversales.

### 10.2.2.6 Requisitos para la separación de estribos

- $S_1 \leq 0.50 d$
- $S_1 \leq 15 \text{ cm.}$
- $S_2 \leq 0.80 d$
- $S_2 \leq 20 \text{ cm.}$

Donde:

S<sub>1</sub>.- Separación de estribos en el extremo de la viga.

S<sub>2</sub>.- Separación de estribos en la zona central de la viga.

Estas reglas en conjunto con las anteriores, buscan evitar que en las vigas se presenten fallas frágiles por cortante y que los extremos de las vigas estén lo suficientemente reforzados para que allí se puedan formar articulaciones plásticas durante la ocurrencia de sismos severos.

### 10.2.2.7 Anclaje de barras longitudinales de las vigas en columnas de borde

- $L_a \geq 15 \text{ cm.}$
- $L_a \geq 8 d_b$
- $L_a \geq \frac{0.06}{\sqrt{f_{ck}}} \cdot f_{yk} \cdot d_b$

Donde:

db.- Diámetro mayor del acero de refuerzo.

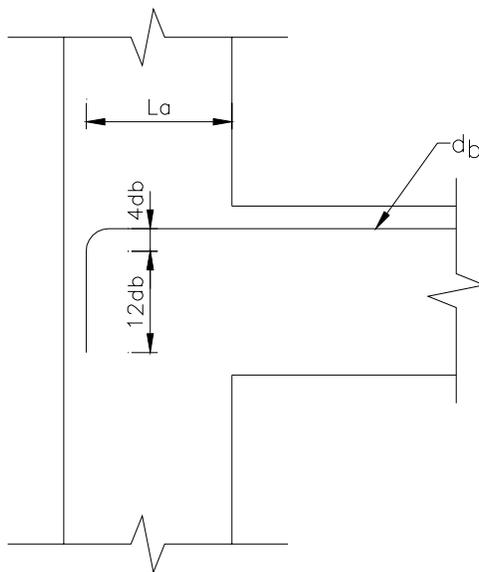


FIGURA FC10-4. Longitudes de anclaje.

Estas reglas buscan que las barras estén lo suficientemente ancladas para que puedan desarrollar los momentos resistentes.

### 10.2.3 COLUMNAS

#### 10.2.3.1 Requisitos geométricos

- $C_1 > 20 \text{ cm.}$
- $C_2 \geq 20 \text{ cm.}$
- $C_1 / C_2 \leq 4$
- $L / C_2 \leq 15$

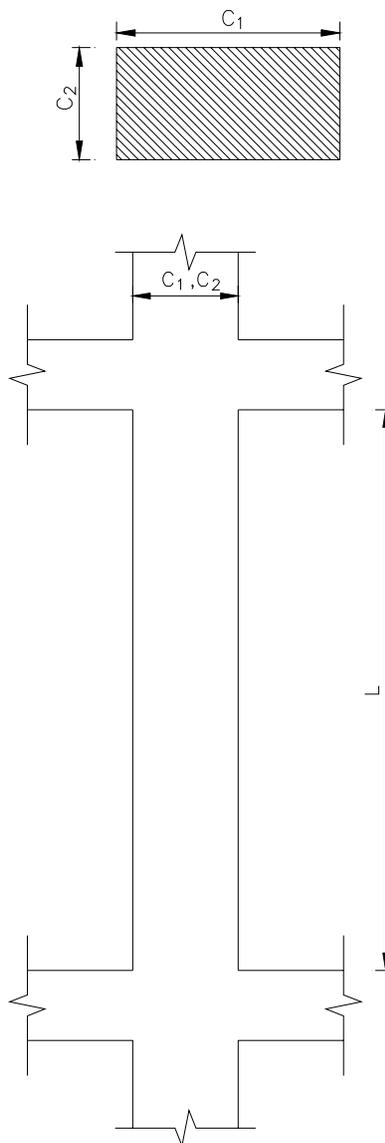


FIGURA FC10-5. Nomenclatura columnas.

Las reglas indicadas buscan que las dimensiones de las columnas sean adecuadas para minimizar problemas de esbeltez que generen posibles efectos de pandeo y generación de efectos de segundo orden.

### **10.2.3.2 Requisitos para el refuerzo longitudinal**

- $0.008 \leq \rho \leq 0.04$
- Diámetro mínimo de la barra.- 12 mm.

Donde:

$\rho$ .- Cuantía del acero vertical.

Estas reglas buscan que las columnas posean suficiente resistencia para soportar las fuerzas axiales y momentos flectores que actúan sobre ellas. La cuantía mínima es para evitar que el acero fluya para cargas inferiores a la de fluencia teórica, proporcionando además una resistencia mínima a la flexión. La cuantía máxima tiende a evitar el congestionamiento de barras en la unión de la columna con las vigas y lograr que la sección posea una robusta dimensión, es decir que exista más hormigón que acero. Se busca que las columnas sean altamente resistentes, que sean los últimos elementos en fallar.

### **10.2.3.3 Requisitos para diámetros de estribos**

- Si la mayor barra vertical es de 25 mm, entonces estribo mínimo de 8 mm.
- Si la mayor barra vertical es de 20 mm, entonces estribo mínimo de 8 mm.
- Si la mayor barra vertical es de 16 mm, entonces estribo mínimo de 6 mm.
- Si la mayor barra vertical es de 12 mm, entonces estribo mínimo de 6 mm.

### **10.2.3.4 Requisitos para separación de estribos**

- $S_1 \leq C_1 / 2$
- $S_1 \leq C_2 / 2$
- $S_1 \leq 15 \text{ cm.}$
  
- Además el núcleo o nudo de unión entre columnas y vigas debe estar reforzado con estribos separados a cada 10 cm. El diámetro de los estribos esta especificado en el inciso anterior.

Estas reglas junto con las del anterior inciso buscan dotar a la columna de una gran resistencia a la fuerza cortante, buscan proporcionar un adecuado confinamiento al hormigón y buscan dar una adecuada restricción lateral a las barras verticales.

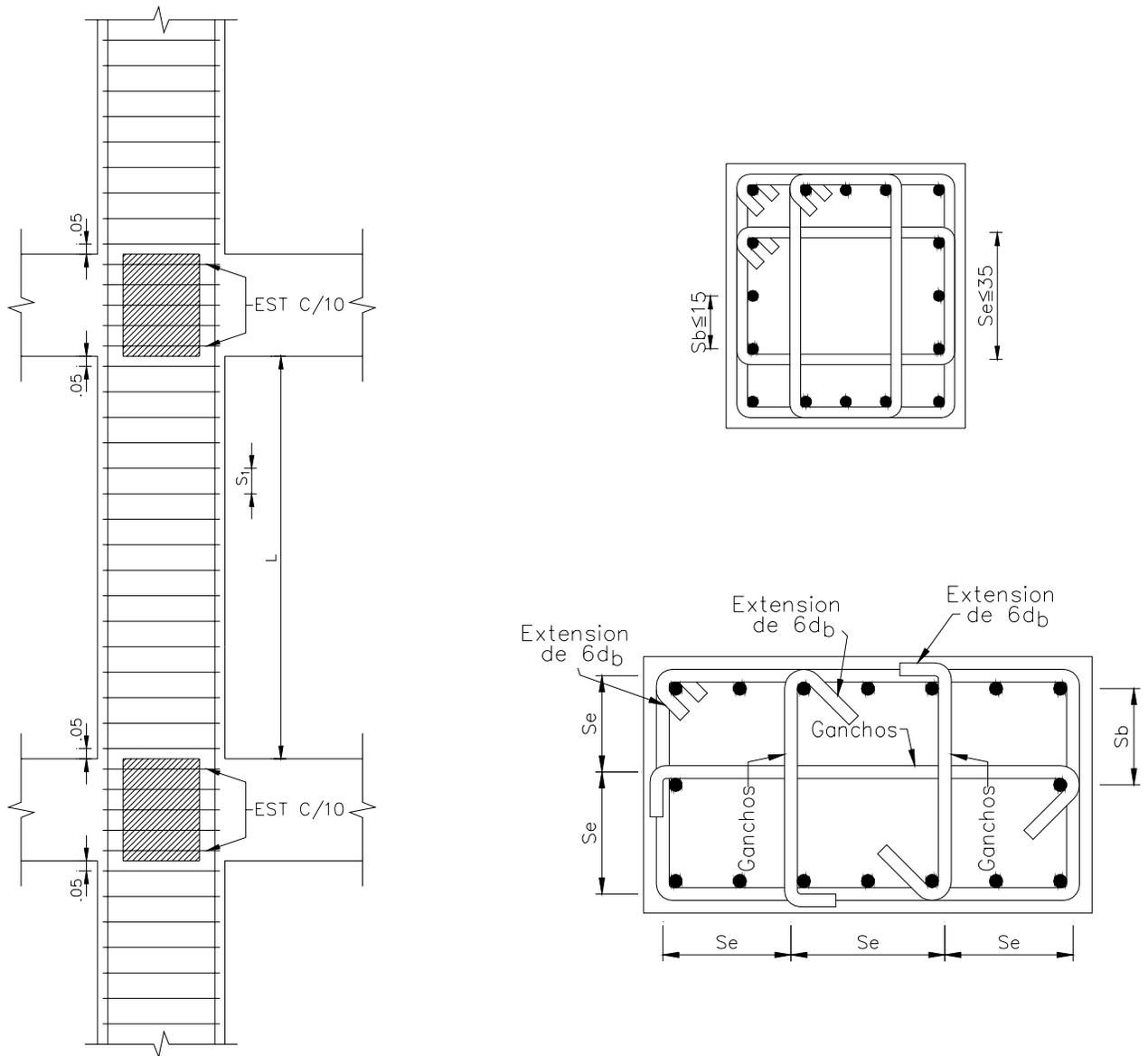


FIGURA FC10-6. Requisitos para estribos y ganchos en columnas.

### 10.2.3.5 Requisitos de separación de barras y combinación de estribos y ganchos

- Las varillas deben estar separadas entre sí máximo 15 cm.  
 $S_b \leq 15$  cm.
- Los estribos y ganchos deben estar separados entre sí máximo 35 cm.  
 $S_e \leq 35$  cm.

Estas reglas buscan lograr que el hormigón este adecuadamente confinado, que las varillas tengan una buena restricción lateral, que los estribos no se "abran" bajo fuertes cargas axiales y que mantengan a la sección trabajando al máximo.

## 10.2.4 MUROS DE CORTANTE

Los muros de cortante o de corte usualmente se usan en nuestro país para acomodar los ascensores o las escaleras o ambos, pero esa no es su mejor función. Su función principal es servir como muros de rigidez para tomar una buena cantidad de la acción sísmica, usualmente estos muros toman una gran cantidad de fuerza cortante. Para que funcionen bien deben ser estratégicamente ubicados en la estructura, por lo cual se recomienda revisar el capítulo 6 de esta norma. Además de su ubicación, para que puedan colaborar ampliamente a los demás elementos estructurales, logrando llegar a una ductilidad  $Q=2$  se recomienda lo siguiente:

### 10.2.4.1 Requisitos geométricos

- $b \geq L_n / 20$
- $b \geq L_m / 20$
- $b \geq 15 \text{ cm.}$
- $b \geq H / 17$

Donde:

H.- Altura libre del muro.

Estas reglas buscan evitar el pandeo de las paredes del muro.

### 10.2.4.2 Requisitos de acero mínimo

- $A_{sv} \geq 0.0025 b \cdot 100$
- $A_{sh} \geq 0.0025 b \cdot 100$

Donde:

$A_{sv}$ .- Área de acero por metro lineal en cada cara del muro en dirección vertical.

$A_{sh}$ .- Área de acero por metro lineal en cada cara del muro en dirección horizontal.

### 10.2.4.3 Requisitos de diámetros de barras

- $d_{bv}$  mínimo 10 mm.
- $d_{bh}$  mínimo 8 mm.

### 10.2.4.4 Requisitos de separación de barras

- $S_v \leq 20 \text{ cm.}$
- $S_h \leq 20 \text{ cm.}$

Estos requisitos, junto con los anteriores buscan dotarle al muro de alta resistencia, que pueda soportar fuertes cargas axiales y sobre todo fuertes fuerzas cortantes. Se busca minimizar la posibilidad de falla frágil por cortante.

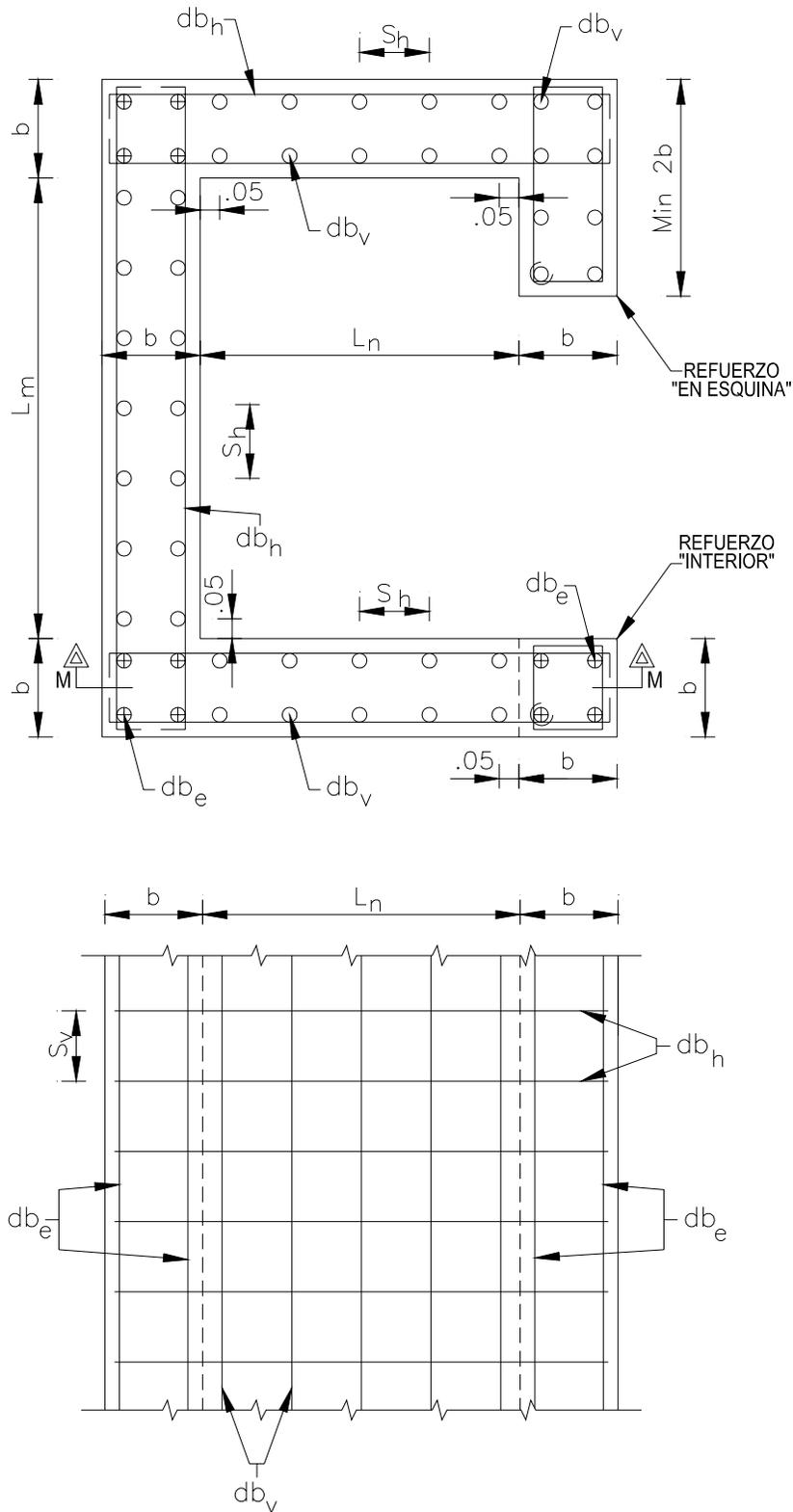


FIGURA FC10-7. Muros de cortante, vista en planta y sección M-M.

#### **10.2.4.5 Requisitos para refuerzo en bordes**

Debido a la gran concentración de esfuerzos axiales y cortantes en los extremos (bordes libres) de los muros de cortante, se recomienda reforzarlos de dos maneras:

- Refuerzo en esquina.- Significa “agrandar” el borde libre para poder acomodar más aceros de refuerzo y poder distribuir mejor los esfuerzos en una mayor masa de hormigón. Esta solución es muy eficiente ya que no solamente mejora la distribución de esfuerzos, sino que disminuye notablemente la posibilidad de pandeo de los “patines” del muro. Se recomienda utilizar esta opción.
- En caso de que no se pueda materializar la primera opción, se recomienda reforzar el borde libre mediante una “columna interior” embebida en el muro. Los diámetros ( $d_{be}$ ) de los aceros de este refuerzo interior deben ser de un diámetro inmediatamente mayor que el que se calcule para la pared (patín) del muro. El estribo o gancho adicional, debe ser del mismo diámetro que los aceros horizontales del “patín” del muro.

### **10.3 REQUISITOS PARA ELEMENTOS DE ACERO ESTRUCTURAL**

En nuestro país se utiliza ampliamente perfiles laminados en frío para construir una amplia variedad de estructuras. Lastimosamente estos perfiles no cumplen las reglas necesarias para asumir un factor de ductilidad  $Q=2$ , por lo que se debe trabajar con  $Q=1$ , lo que significa que estas estructuras trabajan totalmente en el rango elástico para soportar las acciones sísmicas.

Los perfiles laminados en frío son muy propensos a fallar por pandeo local, pandeo de conjunto y por diversos modos de pandeo, por fuerza axial, por cortante, por torsión y por diversas combinaciones entre ellos, además al ser de secciones pequeñas y espesores delgados su resistencia es baja. Por todo ello es muy difícil que puedan soportar grandes deformaciones generando rótulas plásticas sin fallar previamente, por lo que su ductilidad se fija en  $Q=1$ .

De todas maneras, para lograr un buen comportamiento estructural, se recomienda seguir lo siguiente:

#### **10.3.1 REQUISITOS PARA PERFILES LAMINADOS EN FRIO**

##### **10.3.1.1 Materiales**

- Acero A36
- Acero A500 (grado B o C)
- Acero A529
- Acero A570
- Acero A572 (grado 42, 50 o 55)

Los tipos de acero están indicados en la nomenclatura ASTM. (Sociedad Americana de Pruebas y Materiales).

Los pernos y accesorios de conexión deben satisfacer una de las siguientes especificaciones de la ASTM:

- A325
- A490

### **10.3.1.2 Conexiones soldadas**

Se debe seguir las especificaciones para el procedimiento de soldadura como lo indica el AWS D1.3 (Sociedad Americana de Soldadura).

### **10.3.1.3 Elementos**

- Las columnas y vigas deben tener dos ejes de simetría. Estas secciones se logran soldando dos perfiles tipo “canal” o tipo “costanera”, formando secciones cajón o secciones “I”. La soldadura de unión debe ser continua en todo el elemento.
- Las columnas y vigas no pueden ser de alma abierta.
- Se recomienda utilizar perfiles de espesores mayores o iguales a 2 mm. Aquellos perfiles de espesor menor a 2mm, no deben considerarse parte del sistema sismo resistente.

Estas recomendaciones son para realizar construcciones de pequeños edificios, casas, comercios, cubiertas importantes, naves industriales o similares, en caso de galpones y cubiertas comunes y corrientes se puede obviarlas.

## **10.3.2 REQUISITOS PARA PERFILES LAMINADOS EN CALIENTE**

En un caso muy raro (en Bolivia no se dispone de estos perfiles), de que se logre disponer de perfiles laminados en caliente se recomienda utilizar las recomendaciones del AISC (Instituto Americano de Construcciones de Acero), evidentemente se puede utilizar Q=2 si se siguen esas recomendaciones.

## **10.4 REQUISITOS PARA ELEMENTOS DE MAMPOSTERÍA SIMPLE, CONFINADA Y ARMADA, Y ELEMENTOS DE ADOBE**

Se define que las estructuras de mampostería y de adobe en general trabajen con Q=1, pero para lograr un buen comportamiento sísmico se fijan requisitos que están indicados en los Títulos E y F de esta norma.

# **11. DIAGNOSTICO Y REFUERZO SÍSMICO**

El presente capítulo tiene por objetivo presentar un procedimiento para realizar el diagnóstico y refuerzo sísmico de edificaciones existentes.

Las edificaciones existentes diseñadas antes de la entrada en vigencia de esta norma sísmica evidentemente no cumplen los requisitos específicos de esta normativa, es posible que algunas hayan sido diseñadas con el código sísmico de otros países o con procedimientos relativamente similares, pero la gran mayoría de edificaciones en nuestro país no cuentan con un diseño sismorresistente, por lo que se hace imprescindible contar con una herramienta que permita evaluar el comportamiento estructural y sobre todo el nivel de estabilidad y seguridad de una edificación ante acciones sísmicas, en base a esa evaluación, determinar si procede un refuerzo sísmico o incluso una reparación y posterior refuerzo.

Se debe realizar una reparación en caso de que la estructura tenga daños estructurales ocasionados por acciones accidentales como sismos, vientos, incendios, inundaciones, etc, o por problemas estructurales previos generados por asentamientos diferenciales, cargas excesivas, deflexiones excesivas, problemas de temperaturas, corrosión de armaduras, remodelaciones, cambios de uso, etc.

Una vez solucionados los problemas estructurales y reparada la estructura se puede considerar que prácticamente se le ha restablecido su resistencia, rigidez y estabilidad original, entonces se puede proceder a su refuerzo, para dotarle de resistencia y rigidez adicional para soportar las acciones sísmicas.

En estructuras que no tengan problemas estructurales y que no tengan el nivel adecuado de resistencia sísmica, se debe proceder a realizar directamente el fuerzo estructural para dotarles de mayor resistencia y rigidez para soportar las acciones sísmicas.

El objetivo de realizar una evaluación o diagnóstico sísmico de una estructura es conocer el nivel de vulnerabilidad sísmica de la misma, determinar el nivel de daño que puede experimentar, cuanto pueden afectar esos daños a la estabilidad y seguridad de la edificación y en que medida puede ser peligrosa la estructura para sus ocupantes y para su entorno (vecindario).

Después de realizar el diagnóstico, que además permitirá conocer muy bien a la estructura, se debe realizar el refuerzo estructural, por lo que en este capítulo también se indicará las alternativas de refuerzo.

## **11.1 PROCEDIMIENTO PARA REALIZAR EL DIAGNOSTICO Y REFUERZO SÍSMICO**

Se presenta a continuación el procedimiento para realizar el diagnóstico y el refuerzo sísmico de una edificación:

- Recopilación de información
- Inspecciones técnicas
- Estudio del proyecto estructural
- Estudio de los proyectos arquitectónico, de instalaciones e información adicional
- Levantamiento estructural y de información adicional
- Diagnostico estructural
- Refuerzo sísmico

### **11.1.1 RECOPIACION DE INFORMACIÓN**

El primer paso consiste en conseguir toda la información técnica posible, para lo cual se debe recurrir a los propietarios, a los usuarios, a los diseñadores, a los constructores, a los Gobiernos Municipales, a las entidades oficiales relacionadas con la edificación (salud, educación, caminos, fondos de desarrollo, prefecturas, etc), a las compañías proveedoras de servicios básicos, a las entidades financieras, a las compañías de seguros, etc.

Se recomienda que una vez que entre en vigencia esta norma, el Colegio de Ingenieros Civiles pueda guardar una copia de cada nuevo proyecto estructural, para que exista un archivo técnico que pueda ser consultado cuando sea necesario. De igual manera los otros colegios de profesionales deben tener copias de los distintos proyectos técnicos con los que debe contar una edificación.

#### **11.1.1.1 Documentos técnicos necesarios**

Para realizar un buen diagnostico es importante contar con los siguientes documentos técnicos:

- Planos estructurales
- Memoria de cálculo
- Estudio geotécnico
- Planos arquitectónicos
- Planos de instalaciones eléctricas, sanitarias y otras

El estudio de esta información se describe en los incisos 11.1.3 y 11.1.4.

En caso de no contar con estos documentos, se complica enormemente el trabajo, pero se puede razonablemente bien conocer la estructura, la distribución arquitectónica y el funcionamiento de los servicios básicos mediante levantamiento de datos en la misma edificación, realizando investigaciones, prospecciones, ensayos, mediciones, etc. Toda la información relevada deberá ser plasmada en “croquis” o planos referenciales.

Ante la falta del estudio de suelos o siendo necesario corroborar la información, es pertinente realizar un estudio de suelos para conocer la características actuales del suelo.

### **11.1.1.2 Información complementaria adicional**

Es importante contar con la siguiente información complementaria:

- Informes del control de calidad de los materiales empleados
- Libro de ordenes de la construcción
- Remodelaciones, ampliaciones y modificaciones previas
- Reparaciones previas
- Uso actual de la estructura
- Planos de uso actual
- Datos del Arquitecto
- Datos del Ingeniero Estructural
- Datos de la Empresa Constructora

Con esta información se puede conocer mejor el funcionamiento de la edificación y el comportamiento actual de la estructura.

El conocer los datos del Arquitecto diseñador, del Ingeniero que realizó el proyecto estructural y de la Empresa Constructora, sirven para identificar el tipo de estructura y posiblemente la calidad de la misma, además de poderles realizar las consultas pertinentes al diagnostico que se esta realizando.

Con toda la información técnica disponible se procede a realizar los siguientes pasos.

### **11.1.2 INSPECCIONES TÉCNICAS**

Es importante realizar varias inspecciones detalladas y minuciosas de la estructura para conocer las dimensiones, formas y geometría de los elementos estructurales y de la estructura en general, y finalmente para observar su comportamiento individual y global.

También son importantes las inspecciones de la edificación para visualizar los problemas o fallas estructurales que pudiesen existir.

El motivo de las inspecciones es verificar el comportamiento de la estructura y en su caso visualizar la presencia de problemas estructurales como "asentamientos diferenciales", "flechas" (desplazamientos verticales excesivos), desplazamientos horizontales excesivos, "rotaciones angulares" y "deformaciones" en general excesivas.

Normalmente estos fenómenos se manifiestan con la presencia de inclinaciones, asentamientos y grietas.

Se debe realizar varias inspecciones a la edificación, usualmente la inspección preliminar permite visualizar el comportamiento de la estructura y la existencia de problemas estructurales. Otras inspecciones se deben realizar para verificar la información técnica obtenida, para obtener información adicional y finalmente para planificar los refuerzos estructurales.

Durante las varias inspecciones técnicas se debe lograr la:

- Identificación del sistema estructural
- Identificación de problemas estructurales
- Identificación de daños (si es que existen) en elementos estructurales
- Identificación de daños (si es que existen) en elementos no estructurales
- Identificación de problemas de estructuración
- Identificación de problemas en la cimentación
- Estimación de la posible causa de los daños (si es que existen)

Evidentemente no todas las estructuras tendrán problemas ni daños estructurales, en tal caso el diagnostico será mas sencillo.

Se recomienda que el Ingeniero elabore formularios de inspección donde consigne toda la información relevada. Se adjunta al final del capítulo un formulario de ejemplo.

### **11.1.3 ESTUDIO DEL PROYECTO ESTRUCTURAL Y DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO**

Consiste en estudiar y analizar la información técnica plasmada en el proyecto estructural y en el estudio de suelos, de debe conocer:

- Normas de diseño
- Propiedades de materiales
- Elementos estructurales
- Tipo de estructura
- Estructuración
- Tipo y elementos de fundación
- Cargas permanentes
- Cargas variables
- Cargas accidentales
- Fuerzas internas (diagramas de fuerzas internas)
- Datos del diseño estructural
- Existencia y ubicación de los elementos estructurales
- Dimensiones y armado de los elementos estructurales
- Distribución de masas (si es que se realizó un diseño sísmico)
- Tipo de análisis y diseño sísmico (si es que se realizó un diseño sísmico)
- Parámetros y características del suelo de fundación

Para corroborar esta situación es necesario realizar inspecciones a la edificación y un levantamiento estructural.

Para realizar un diagnostico correcto se necesita una serie de datos técnicos, entre ellos se necesita conocer la definición de cargas permanentes, variables, accidentales, etc., propiedades y características de los materiales utilizados, tipo de estructuración utilizada (pórticos planos, losas planas sin vigas, pórticos espaciales, etc.), datos de secciones, dimensiones, geometría de los elementos estructurales, localización de los elementos estructurales, tipos de columnas, vigas, losas, muros, zapatas, etc., procedimientos de calculo estructural, procedimientos de diseño estructural, armados

de refuerzo de los elementos estructurales, resistencia del hormigón, datos técnicos del suelo de fundación, métodos y procedimientos constructivos, etc.

Estudiando el proyecto estructural, además de toda la información que se pueda extraer, se podrá verificar si cumple con las normas técnicas de diseño y construcción de la época en que fue diseñado, ya que es posible que no cumpla con ciertas prescripciones de los códigos, esta falencia puede ser generadora de problemas estructurales. También del estudio del proyecto estructural se podrá detectar fallas, errores u omisiones en el diseño original, falencias que pueden ser causa de actuales problemas estructurales o generadores de un mal comportamiento estructural durante la acción sísmica.

El estudio geotécnico “inicial” es importante para conocer el tipo de suelo, sus características y su nivel de respuesta ante movimientos sísmicos. Usualmente los estudios de suelo dan recomendaciones para realizar las cimentaciones, los sistemas de estabilización del suelo y también indican los sistemas de drenajes. Es importante verificar si se han cumplido estas recomendaciones o cuanto puede afectar el no cumplimiento de alguna de las mismas.

Es especialmente importante conocer el tipo de estructura, sus elementos estructurales y su estructuración, ya que según se indicó en el capítulo 6, el comportamiento de la estructura depende mucho de su configuración estructural.

El estudio del proyecto estructural dará mucha información para intentar predecir el comportamiento de la estructura durante la acción sísmica, detectar potenciales problemas y pensar en sistemas de refuerzo que mejoren dicho comportamiento.

#### **11.1.4 ESTUDIO DE LOS PROYECTOS ARQUITECTÓNICO, DE INSTALACIONES E INFORMACIÓN ADICIONAL**

El estudio del proyecto arquitectónico y de los proyectos de instalaciones eléctricas, sanitarias, telefónicas, especiales, de gas, etc, sirven para conocer el tipo de actividades, el funcionamiento y fundamentalmente las cargas de operación de la edificación. Conociendo las cargas de funcionamiento y las cargas permanentes (peso propio y cargas muertas) se puede conocer la “masa” para poder realizar los análisis sísmicos necesarios.

El estudio de la información complementaria sirve para conocer si se realizaron modificaciones, remodelaciones, ampliaciones, reparaciones, etc, en la edificación que puedan modificar el funcionamiento de la misma, su nivel de cargas de operación y el comportamiento actual de la estructura.

Además es importante conocer:

- Existencia, ubicación y tipo de los elementos divisorios
- Existencia y ubicación de aberturas
- Tipos de acabados y elementos de fachada
- Rellenos en azoteas

- Uso actual de la estructura
- Existencia y ubicación de ductos

Para corroborar esta información también se deberá realizar otras inspecciones a la edificación.

### **11.1.5 LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL Y DE INFORMACIÓN ADICIONAL**

Se debe realizar varios levantamientos y realizar varias investigaciones:

#### **11.1.5.1 Levantamiento Estructural**

Consiste en realizar en la edificación un levantamiento de información lo mas completo posible, para verificar la geometría, forma, medidas, dimensiones y localización de todos los elementos estructurales, losas, columnas, vigas, muros, escaleras, etc. en función de los planos estructurales de la edificación, relevando especialmente aquellos que no coincidan o aquellos que no aparezcan en el plano, con toda esta información se elaborará nuevos planos estructurales de todas las plantas, planos “as-build”.

#### **11.1.5.2 Levantamiento de muros divisorios**

Sobre un juego de los nuevos planos estructurales de plantas de la edificación se levantará todos los muros divisorios, esto permitirá conocer el tipo de muros divisorios, sus cargas y efectos que producen los muros sobre la estructura.

#### **11.1.5.3 Levantamiento de áreas y funciones**

Sobre otro juego de los nuevos planos estructurales de plantas, se delimitará las áreas y funciones de cada sector de la edificación, de acuerdo al uso de cada espacio se podrá asignar las cargas y masas más adecuadas y representativas.

#### **11.1.5.4 Levantamiento de grietas**

En caso de que existan patologías estructurales, para comprender el actual funcionamiento de la estructura y realizar un adecuado diagnóstico, es fundamental conocer la localización, forma, dimensión, longitud, grosor, profundidad, etc. de todas las grietas de la edificación, ya que ellas indican el tipo de patología estructural que esta presente en la edificación.

Este levantamiento se mostrará sobre plantas estructurales, además de documentarse cada una con una foto y con una hoja de registro que contenga todos los datos y la descripción respectiva.

Adicionalmente, para realizar un seguimiento de la evolución de la grieta, se colocará sobre la misma una pequeña marca de yeso (testigo), el cual se va a monitorear cada semana, para ver si esta activa o no, su velocidad de avance y si refleja algún grado de peligrosidad, se podrá además conocer en que direcciones avanza y cómo afecta a elementos estructurales y no estructurales (paredes divisorias, acabados de estuco, cerámicas de paredes y de piso, plafones, etc.).

#### **11.1.5.5 Levantamiento de desplazamientos y deformaciones, asentamientos e inclinaciones**

Si es que existen patologías estructurales, se deberá realizar la medición de deflexiones en losas y vigas, inclinaciones laterales de columnas y muros, y asentamientos en las bases del edificio. Se deberá verificar la verticalidad de las cuatro fachadas y las cuatro esquinas de la edificación.

#### **11.1.5.6 Investigación para conocer la localización de barras de acero**

Es parte fundamental del diagnóstico el verificar si las barras de acero de los elementos de hormigón armado poseen las cantidades y dimensiones indicadas en los planos estructurales, o si no existen planos estructurales, se debe conocer aunque sea parcialmente esa distribución, para lo cual se puede utilizar los siguientes métodos o similares:

- “Picados” en varios elementos de hormigón, consiste en quitar el recubrimiento y visualizar la distribución de las barras de acero.
- Uso de sistemas electromagnéticos, mediante un aparato que genera un campo electromagnético y que registra las alteraciones que este sufre en presencia de objetos de acero. Se puede conocer la ubicación y diámetro de las barras de acero.
- Radiografías o similares, permiten visualizar la ubicación y diámetro de las barras de acero, es más complicado y más costosa que la anterior.

#### **11.1.5.7 Investigación para conocer la calidad del hormigón y del acero**

También es muy importante verificar las propiedades mecánicas del hormigón y del acero, para esto se puede realizar:

- Extracción de muestras de hormigón, que consiste en extraer un pequeño pedazo de hormigón para someterlo a pruebas de laboratorio, se puede conocer su resistencia, su módulo de elasticidad y tener idea de la composición granulométrica, su densidad y su nivel de carbonatación.
- Ultrasonido, mediante un aparato que registra la velocidad de un pulso ultrasónico a través del hormigón, la cual depende de la densidad del mismo, se puede estimar la resistencia del hormigón, su módulo de elasticidad y su densidad, así como el estado de agrietamiento interno.
- Esclerometría, el esclerómetro es un dispositivo que mide el rebote de un sistema masa-resorte contra la superficie de un elemento de hormigón. En base a relaciones empíricas se puede estimar la resistencia del hormigón en función de la lectura del índice de rebote. No es un método preciso pero da una idea de la resistencia, se debe complementar con otras investigaciones para ajustar los resultados.

- Extracción de barras de acero, consiste en extraer pequeñas barras de acero para probarlas en laboratorio, se puede conocer la resistencia, modulo de elasticidad, peso y nivel de corrosión.

Evidentemente se puede utilizar otros métodos, lo importante es conocer de la mejor manera posible la calidad de los materiales.

#### **11.1.5.8 Estudio de suelos**

Se debe realizar un estudio de suelos que verifique los parámetros y características del suelo de fundación, para detectar si algunos parámetros han cambiado en los años que tiene la edificación y en que medida influyen esos cambios, tanto en la cimentación como en el comportamiento estructural.

### **11.1.6 DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL**

Con toda la información disponible, con el estudio del proyecto estructural, con el estudio de la información adicional, con los datos del levantamiento estructural y con las inspecciones técnicas se puede conocer:

#### **11.1.6.1 Típicas deficiencias estructurales**

- Torsión excesiva por una distribución inadecuada de la rigidez en planta
- Muros de cortante excéntricos
- Cambios abruptos de rigidez y estructuración en planta
- Cambios abruptos de rigidez y estructuración en elevación
- Columnas cortas
- Columna débil - viga fuerte
- Planta baja débil
- Conexiones columnas – losa plana
- Uniones viga – columna
- Refuerzo estructural sobre-reforzado e insuficiente

Estas deficiencias estructurales dan una clara indicación de un mal comportamiento de la estructura ante la acción sísmica. La influencia en el comportamiento de la estructura por estas deficiencias se puede conocer por las explicaciones mostradas en el capítulo 6. Las estructuras que tienen esas deficiencias no necesariamente muestran daños visibles, pero con seguridad que tendrán problemas ante eventos sísmicos.

Sin embargo, las estructuras pueden tener además de las deficiencias indicadas, problemas estructurales activos. Estos problemas estructurales pueden generar daños en elementos estructurales y en elementos no estructurales.

#### **11.1.6.2 Clasificación y evaluación preliminar de daños**

Se presenta a continuación una tabla para definir el tipo de daño, la descripción, la evaluación preliminar y las acciones a seguir.

Tipo de Daño	Descripción	Evaluación preliminar
No estructural	Daños únicamente en elementos no estructurales.	No existe reducción en la capacidad estructural. No se requiere desocupar. La reparación consistirá en la restauración de los elementos estructurales.
Estructural ligero	Grietas de menos de 0.5 mm de ancho en elementos de hormigón. Fisuras y caída de aplanados en paredes y techo. Grietas de menos de 3 mm de ancho en muros de mampostería.	No existe reducción en la capacidad estructural. No se requiere desocupar. La reparación consistirá en la restauración de los elementos dañados.
Estructural fuerte	Grietas de 0.5 a 1 mm de ancho en elementos de hormigón. Grietas de 3 a 10 mm de ancho en muros de mampostería.	Existe una reducción importante en la capacidad estructural. Debe desocuparse y mantenerse sólo acceso controlado, previa rehabilitación temporal. Es necesario realizar un proyecto de reparación y el refuerzo de la estructura.
Estructural grave	Grietas de más de 1 mm de ancho en elementos de hormigón. Desprendimiento del recubrimiento en columnas. Aplastamiento del hormigón. Rotura de estribos y pandeo de barras de acero de columnas y muros de hormigón. Agrietamiento de losas planas alrededor de las columnas. Aberturas en muros de mampostería. Inclinaciones de columnas de más de 1:100 de su altura. Inclinaciones de la edificación de más de 1:100 de su altura.	Existe una reducción muy alta en la capacidad estructural. Debe desocuparse y suprimirse el acceso y la circulación en la vecindad. Es necesario proteger la calle y las edificaciones vecinas mediante la rehabilitación temporal, o proceder a la demolición urgente. Deberá realizarse una evaluación definitiva que permita decidir si procede la demolición o bien el refuerzo generalizado de la estructura.

TABLA TC11-1. CLASIFICACION Y EVALUACIÓN PRELIMINAR DE DAÑOS

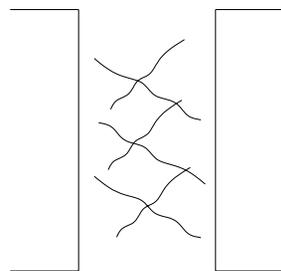
### 11.1.6.3 Daños en elementos estructurales

Los elementos estructurales mas importantes como las columnas, vigas, muros, losas y elementos de fundación pueden tener daños fuertes, estos daños pueden ser identificados y clasificados, se presenta la siguiente tabla para colaborar a distinguir los distintos tipos de daños y sus causas.

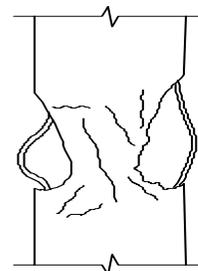
Elemento Estructural	Tipo de Daño	Causa
Columnas	Grietas diagonales Grietas verticales Desprendimiento del recubrimiento Aplastamiento del hormigón y pandeo de barras	Cortante o torsión Flexocompresión Flexocompresión Flexocompresión
Vigas	Grietas diagonales Rotura de estribos Grietas verticales Rotura del refuerzo Aplastamiento del hormigón	Cortante o torsión Cortante o torsión Flexión Flexión Flexión
Unión viga - columna (nudos)	Grietas diagonales Falla por adherencia del refuerzo de vigas	Cortante Flexión
Sistemas de losas planas	Grietas alrededor de columnas Grietas longitudinales	Punzonamiento Flexión
Muros de hormigón	Grietas diagonales Grietas horizontales Aplastamiento del hormigón y pandeo de barras	Cortante Flexocompresión Flexocompresión
Muros de mampostería	Grietas diagonales Grietas verticales en las esquinas y centro Grietas como placa perimetralmente apoyada	Cortante Flexión y volteo Flexión

TABLA TC11-2 DAÑOS ESTRUCTURALES MAS COMUNES

Varios de los tipos de daño indicados en la tabla anterior se pueden observar en las siguientes figuras:

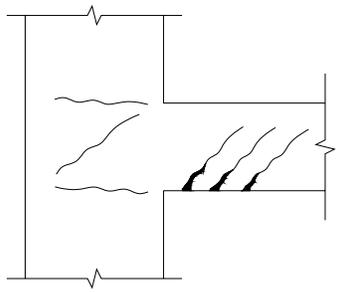


a) Grietas diagonales

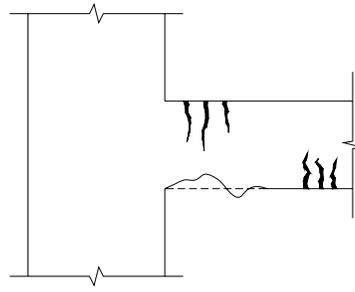


b) Aplastamiento del hormigón y pandeo de barras

FIGURA FC11-1. DAÑOS EN COLUMNAS

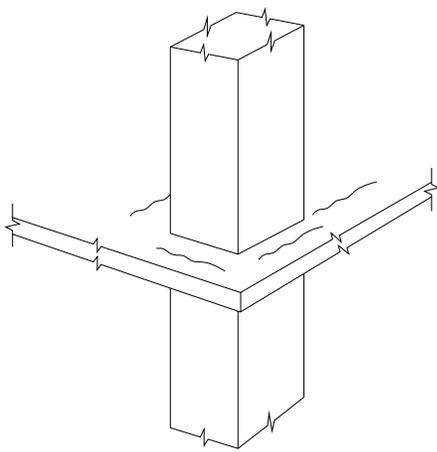


a) Grietas diagonales

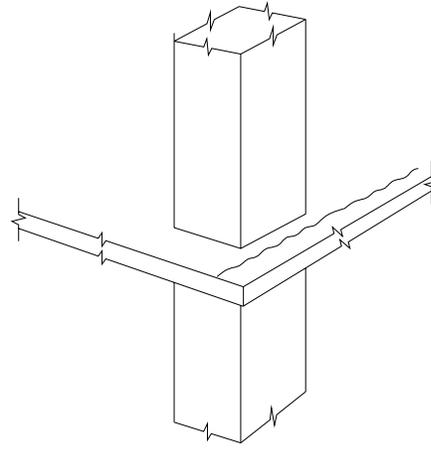


b) Grietas verticales y aplastamiento del hormigón

FIGURA FC11-2. DAÑOS EN VIGAS Y NUDOS

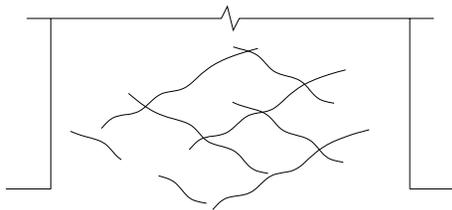


a) Grietas por Punzonamiento

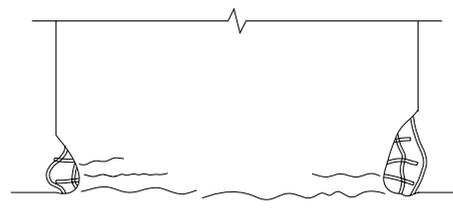


b) Grietas longitudinales por flexión

FIGURA FC11-3. DAÑOS EN LOSAS PLANAS



a) Grietas diagonales



b) Grietas horizontales, aplastamiento del hormigón y pandeo de barras

FIGURA FC11-4. DAÑOS EN MUROS DE HORMIGÓN

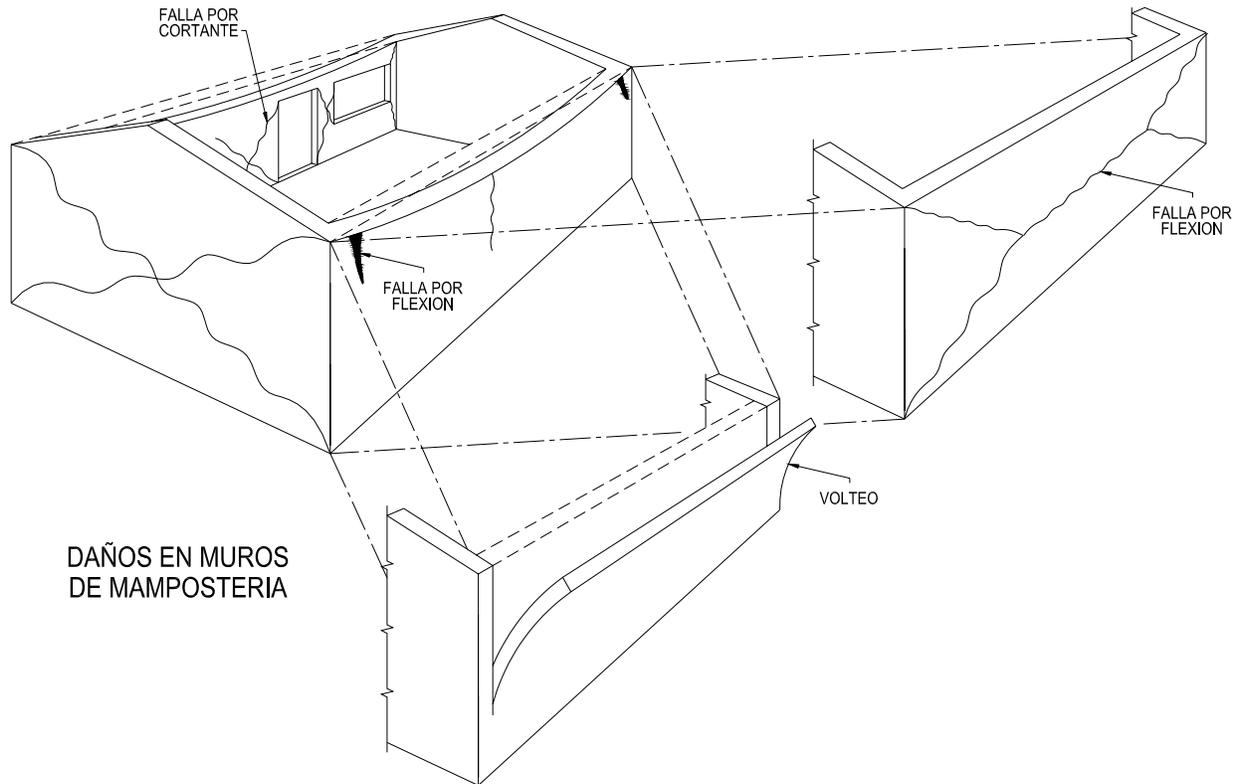


FIGURA FC11-5. DAÑOS EN MUROS DE MAMPOSTERÍA

#### 11.1.6.4 Daños en elementos no estructurales

- Aplastamiento de las uniones entre la estructura y los elementos divisorios
- Agrietamiento de los elementos divisorios de mampostería
- Rotura de vidrios
- Desprendimiento de aplanados, acabados y recubrimientos de elementos divisorios y de fachada
- Desprendimiento de plafones
- Agrietamiento de acabados de piso
- Rotura de tuberías e instalaciones diversas

Estos daños muestran la existencia de problemas estructurales. Si la estructura no tiene esos daños, el diagnóstico es más sencillo, caso contrario se debe investigar a qué se deben estos problemas, usualmente se deben a:

#### 11.1.6.3 Causas de problemas y daños estructurales

- Proyecto estructural deficiente
- Construcción de mala calidad
- Cambio de uso de la estructura
- Influencia del tipo de suelo
  - Suelo en zona de deslizamiento
  - Suelo en zona de reptación
  - Suelo en zona de flujo de aguas
  - Suelo complejo e irregular propenso a generar asentamientos diferenciales
  - Suelo de baja capacidad portante

- Suelo en zonas con susceptibilidad a licuefacción
- Otros factores
- Influencia de agentes externos
  - Sismo
  - Viento
  - Inundaciones
  - Temperatura
  - Vandalismo
  - Otros

#### **11.1.6.4 Análisis sísmico dinámico modal espectral**

Una vez determinadas las deficiencias estructurales, los problemas estructurales activos, las causas y sus efectos, se procede a realizar el análisis sísmico de la estructura, se busca conocer:

- Comportamiento estructural global
- Comportamiento de los elementos estructurales
- Estimación de la rigidez de la estructura
- Estimación de la resistencia de la estructura
- Estimación del amortiguamiento de la estructura
- Estimación de la ductilidad de la estructura
- Nivel de vulnerabilidad (Factor de seguridad sísmica)

El comportamiento de la estructura, de los elementos estructurales, y el nivel de vulnerabilidad se pueden conocer mediante un análisis sísmico. La rigidez y la resistencia de la estructura se pueden estimar del estudio de la información técnica y también del análisis sísmico. El nivel de amortiguamiento se puede fijar según lo indicado en el capítulo 9 y el nivel de ductilidad se puede fijar según lo indicado en el capítulo 10.

El análisis sísmico debe realizarse según lo indicado en el capítulo 9. Para definir el espectro sísmico se debe utilizar la zonificación mostrada en el capítulo 3 y los parámetros del suelo obtenidos del “nuevo” estudio de suelos.

Se puede utilizar otros métodos de análisis sísmico, se recomienda:

- Dinámico modal espectral
- Paso a paso
- No lineal dinámico modal espectral
- No lineal estático modal espectral (Pushover)
- No lineal paso a paso

De los resultados del análisis sísmico se puede conocer el comportamiento de la estructura, especialmente los desplazamientos laterales y los esfuerzos ocasionados por la acción sísmica.

Los desplazamientos laterales dan una idea de la rigidez de la estructura, se debe verificar si cumplen los límites indicados en el capítulo 9, inciso 9.4.2.1

En base a los esfuerzos actuantes por sismo y los esfuerzos resistentes se puede determinar el nivel de vulnerabilidad, es decir cuan vulnerable es la estructura ante los efectos sísmicos.

En caso de que los desplazamientos laterales excedan los límites y que los esfuerzos sísmicos actuantes sean mayores a los esfuerzos resistentes, y que además la estructura presente deficiencias y problemas estructurales, se debe proceder a diseñar los refuerzos estructurales.

### **11.1.7 REFUERZO SÍSMICO**

El refuerzo sísmico puede consistir solamente en mejorar la resistencia de los elementos estructurales o puede también contemplar la inclusión de otros elementos estructurales, es decir puede contemplar incluso la reestructuración de la edificación.

Para planificar el nivel de refuerzo sísmico se debe tomar en cuenta las siguientes variables de decisión:

#### **11.1.7.1 Variables de decisión**

- Vulnerabilidad sísmica
- Preservación de la vida
- Valor económico de la edificación
- Función, importancia y belleza de la edificación
- Dificultad técnica del refuerzo
- Costo del refuerzo

En función a estas variables debe decidirse el nivel de refuerzo sísmico requerido, posteriormente debe analizarse con que materiales se cuenta:

#### **11.1.7.2 Materiales de refuerzo**

- Resinas
- Lechadas y morteros
- Hormigón simple
- Hormigón armado
- Hormigón lanzado
- Perfiles metálicos
- Platinas metálicas
- Platinas Sika Carbodur
- Soldadura y anclajes

Los materiales mas utilizados son el hormigón armado, los perfiles metálicos, las platinas metálicas y las platinas de fibras de carbono (Sika Carbodur). Cada material tiene sus ventajas y desventajas, por lo que debe analizarse cuidadosamente cual material se va a utilizar para realizar los refuerzos.

Con esos materiales se puede definir los siguientes elementos de refuerzo:

### 11.1.7.3 Elementos estructurales de refuerzo

- Columnas
- Vigas
- Encamisados de vigas y columnas
- Encamisados de fundaciones
- Cerchas y Contraventeos
- Pórticos
- Muros de rigidez y de cortante
- Contrafuertes
- Muros de mampostería

Puede utilizarse uno o varios de estos elementos combinados entre sí para lograr un buen comportamiento estructural.

El sistema de refuerzo trabajando en conjunto con los elementos estructurales existentes, debe brindar a la estructura seguridad, estabilidad, resistencia y un adecuado comportamiento ante acciones sísmicas. El sistema de refuerzo debe ser factible de construir, racional, de bajo costo y funcional.

El sistema de refuerzo debe solucionar los problemas estructurales que tenga la estructura, debe corregir los problemas de estructuración, las deficiencias estructurales y además lograr un adecuado comportamiento sísmico.

Una vez definido el sistema de refuerzo se debe realizar un análisis sísmico que tome en cuenta el trabajo conjunto de los nuevos elementos estructurales y de los elementos estructurales existentes, es decir de la “nueva” estructura. Para el análisis sísmico se debe asumir el factor de ductilidad  $Q=1$ . Con los resultados de este análisis sísmico se procede a diseñar los nuevos elementos y a verificar que los elementos existentes están funcionando adecuadamente, además que los desplazamientos laterales de la estructura sean tolerables, según lo que se especifica en el inciso 9.4.2.1.

A modo de ejemplo se presenta un encamisado típico de columna y otro de viga, ambos tienen por objeto aumentar la capacidad portante de los elementos originales.

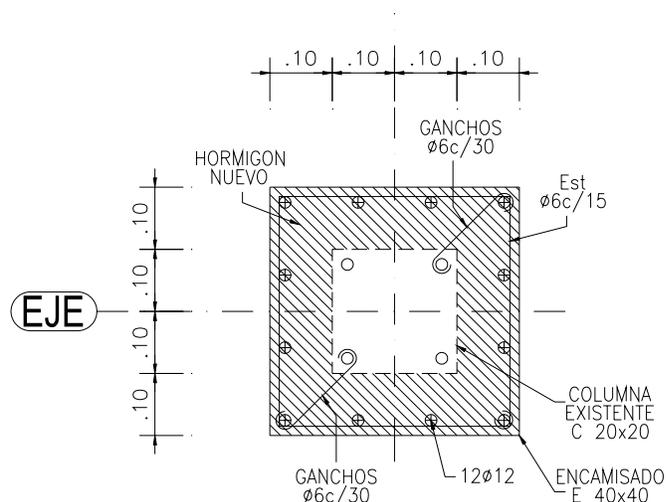


FIGURA FC11-6. ENCAMISADO DE COLUMNA

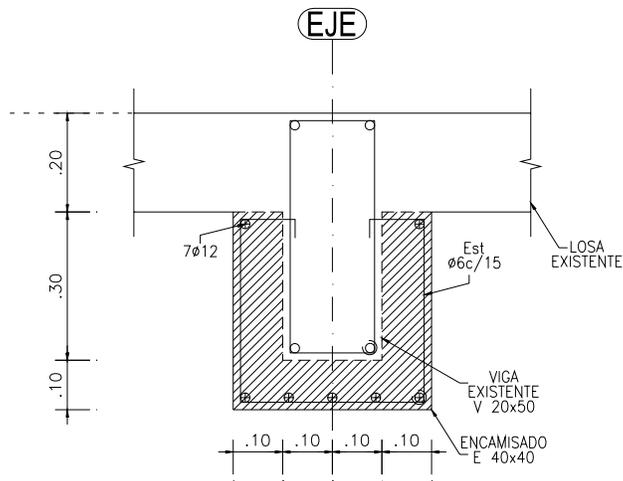


FIGURA FC11-7. ENCAMISADO DE VIGA

Se debe diseñar cuidadosamente el sistema de refuerzo para que los nuevos elementos trabajen en conjunto con los elementos existentes. El nuevo sistema debe procurar dotarle de ductilidad a los elementos estructurales y a la estructura en general (aunque el análisis sísmico se haya realizado con  $Q=1$ ), esto es para mejorar el comportamiento estructural y mejorar la seguridad. Se debe tener especial cuidado en el diseño de las conexiones entre los elementos nuevos y los existentes. Para realizar el diseño estructural debe recurrirse a textos especializados en la materia.

<b>FORMULARIO DE INSPECCION TECNICA</b>		
<b>A) DATOS GENERALES</b>		
Nombre del Edificio	Teléfono	
Propietario		
Dirección		
Representante		
<b>B) DATOS ESTRUCTURALES</b>		
<b>SISTEMA ESTRUCTURAL PRINCIPAL</b>		
Pórticos planos	<input type="checkbox"/>	Obs.
Pórticos espaciales	<input type="checkbox"/>	Obs.
Losa plana sin vigas	<input type="checkbox"/>	Obs.
<b>SISTEMA DE PISO</b>		
Losa nervurada unidireccional	<input type="checkbox"/>	Obs.
Losa nervurada bidireccional	<input type="checkbox"/>	Obs.
Losa de viguetas	<input type="checkbox"/>	Obs.
Losa postesada	<input type="checkbox"/>	Obs.
Piso de madera	<input type="checkbox"/>	Obs.
<b>SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS LATERALES</b>		
Muro de cortante	<input type="checkbox"/>	Obs.
Columnas	<input type="checkbox"/>	Obs.
Muros y columnas	<input type="checkbox"/>	Obs.
<b>SISTEMA DE VIGAS PREDOMINANTE</b>		
Vigas aperaltadas	<input type="checkbox"/>	Obs.
Vigas planas	<input type="checkbox"/>	Obs.
Mixto	<input type="checkbox"/>	Obs.
<b>CIMENTACION</b>		
Zapatas aisladas	<input type="checkbox"/>	Obs.
Losa de fundación	<input type="checkbox"/>	Obs.
Cimientos corridos	<input type="checkbox"/>	Obs.
Mixtos	<input type="checkbox"/>	Obs.
Pilas y pilotes	<input type="checkbox"/>	Obs.
<b>C) PROBLEMAS ESTRUCTURALES</b>		
Asentamientos diferenciales	<input type="checkbox"/>	Obs.
Inclinación visible	<input type="checkbox"/>	Obs.



## 12. SOFTWARE ESPECIALIZADO

Se recomienda utilizar programas que tengan la capacidad de realizar el análisis sísmico dinámico modal espectral, que puedan trabajar en tres dimensiones y que tengan los tipos de elementos y la capacidad suficiente para modelar adecuadamente toda la estructura.

Programas conocidos y recomendados son:

- SAP2000
- ROBOT
- CYPECAD
- MIDAS
- RAM-ADVANCE
- STAAD
- ETABS
- STRUDUL
- AV-WIN

Esta lista es sólo referencial, y el orden en que se han colocado es aleatorio, el Ingeniero Estructural puede utilizar otros conociendo el manejo del programa, sus bases teóricas y su capacidad para realizar el análisis sísmico.

## 13. COMENTARIOS

Debido a que esta es la primera norma sísmica de Bolivia y considerando que para muchos Ingenieros estos temas son muy nuevos, novedosos, algo complicados e incluso algo complejos, se ha procurado en lo posible, darle un aspecto académico, similar a un libro de texto universitario de post grado, por lo que en el desarrollo de los capítulos se ha ido explicando, comentando e incluso en algún caso hasta justificando algunos temas especiales.

Normalmente este capítulo de comentarios en otras normas y códigos internacionales es muy amplio, en nuestro caso particular todos los “comentarios” están incorporados en cada capítulo de la norma sísmica.

En ese sentido es que en este capítulo de comentarios solo resta recomendar a los Ingenieros Estructurales y a todos los que vayan a utilizar esta norma sísmica, procurar tener el máximo cuidado, dedicación y esmero profesional al realizar los diseños sismo resistentes, acumulando experiencias que se puedan plasmar en la próxima versión de esta norma. Es importante también difundir y promover el uso intensivo del diseño sísmico, para de esta manera brindar protección a la vida humana y a las inversiones que representan las obras civiles.

Finalmente recomendamos a los Ingenieros continuar superándose y capacitándose profesionalmente, organizando y participando en seminarios, cursos, diplomados, maestrías y doctorados, para mejorar aun más el nivel de la ingeniería boliviana.