



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE INGENIERÍAS
CIVIL Y GEOMÁTICA**

**REVISIÓN ESTRUCTURAL DE UN
EDIFICIO DE 4 NIVELES PARA
MODIFICAR SU USO ORIGINAL**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A N:

**JESÚS ISMAEL MARTÍNEZ VALDÉZ
RAÚL SÁNCHEZ GARCÍA**

DIRECTOR DE TESIS:
M.I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ



CIUDAD UNIVERSITARIA, MÉXICO. D.F.

JUNIO 2006.



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

AGRADECIMIENTOS

JESÚS ISMAEL MARTÍNEZ VALDEZ

A Carmen el amor de mi vida por las alegrías, las dificultades y el júbilo que vienen con la dicha de experimentar esta aventura que es la vida juntos.

A mis padres Ismael y Oliva que con su sacrificio me permitieron realizar mis estudios y como familia me brindan en todo momento su amor y respaldo para poder abatir toda dificultad.

A mi alma mater la Universidad Nacional Autónoma de México que a través de la Facultad de Ingeniería me ha dado la oportunidad de superarme, permitiéndome en el proceso experimentar la dicha de formar parte de la comunidad puma; dejando en mí marcando el compromiso de trabajar en beneficio de mi país, como una pequeña retribución de lo mucho que me ha dado esta institución.

Al Maestro Octavio, por brindarme su apoyo para la elaboración de este trabajo, de igual forma por ser un ejemplo manifiesto de trabajo y dedicación.

A mis sinodales por su respaldo y consejos, quienes en cumplimiento de una vocación social como docentes, transmiten en las aulas sus conocimientos y experiencia, labor de la cual tuve la fortuna de resultar beneficiado.

A los amigos de la facultad con los que compartiendo la inquietud de hacer una carrera universitaria establecí una amistad entrañable, compartiendo por igual momentos de angustia que de diversión, instantes que persistirán atesorados en mi memoria.

"La hormiga carga 50 veces su peso,
El salmón nada contra corriente,
Dios crea mundos en siete días,
El hombre hace ingeniería."

Quiero dedicar este trabajo a:

Mi mamá Fernanda,
Mis hermanos: Sergio, Fernando, Estela, Lorena y Graciela
Y a Isela.

Raúl.



REVISIÓN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 4 NIVELES PARA MODIFICAR SU USO ORIGINAL

ÍNDICE

	Introducción	10
1.	Antecedentes	12
1.1	Efectos sísmicos en los edificios	12
1.1.1	Características de la acción sísmica	12
1.1.2	Respuesta de los edificios a la acción sísmica	14
1.2	Conceptos básicos de vibración ambiental.	18
1.2.1	Importancia del estudio de las señales en Ingeniería.	18
1.2.2	Características fundamentales de las señales	18
1.2.3	Clasificación de las señales	20
1.2.4	Descripción estadística de una función aleatoria	20
1.2.5	Función de densidad espectral	23
1.2.6	Ruido blanco	24
1.3	Análisis Sísmico Estático	25
1.3.1	Aspectos Reglamentarios	25
1.3.1.1	Métodos de análisis	25
1.3.1.2	Coeficientes y espectros de diseño sísmico.	26
1.3.1.3	Requisitos de regularidad para una estructura.	29
1.3.1.4	Acciones permanentes (Cargas muertas)	32
1.3.1.5	Cargas variables (Cargas vivas)	32
1.3.2	Hipótesis para el modelado de sistemas de piso de edificios bajo la acción de cargas laterales	34



1.3.3	Bases del análisis sísmico estático	35
1.3.4	Análisis sísmico estático de edificios empleando marcos planos	36
1.3.4.1	Desplazamientos en marcos	37
1.3.4.2	Fuerzas estáticamente equivalentes	38
1.3.4.3	Determinación de la matriz de rigidez global del edificio	39
1.3.4.4	Obtención de elementos mecánicos	40
1.3.4.5	Efectos de torsión.	41
1.3.4.5.1	Antecedentes	41
1.3.4.5.2	Excentricidades estática y de diseño	41
1.3.4.5.3	Planteamiento matricial para el cálculo del centro de torsión.	44
1.4	Refuerzo de estructuras de concreto reforzado	47
1.4.1	Conceptos generales del refuerzo estructural de edificios de concreto reforzado	48
1.4.1.1	Elementos disponibles para refuerzo estructural de edificios de concreto reforzado.	48
1.4.1.1.1	Muros de concreto.	48
1.4.1.1.2	Encamisado	48
1.4.1.1.3	Contravientos	49
1.4.1.1.4	Dispositivos disipadores de energía sísmica	50
1.4.2	Generalidades del refuerzo de estructuras	51
2.	Descripción de la estructura.	53
3.	Evaluación y diagnóstico del estado actual.	59
3.1	Metodología.	59
3.2	Levantamiento geométrico y topográfico	60



3.2.1	Levantamiento geométrico	60
3.2.2	Levantamiento topográfico.	60
3.3	Inspección e identificación estructural.	62
3.4	Pruebas de laboratorio	62
3.5	Estudio de vibración ambiental (determinación de propiedades dinámicas).	62
3.5.1	Procedimiento para realizar el análisis de señales.	63
3.5.2	Señales registradas	64
3.6	Análisis de cargas.	66
3.6.1	Análisis de cargas muertas (CM)	67
3.6.2	Análisis de cargas vivas (CV).	68
3.6.3	Peso por niveles.	70
4.	Desarrollo y análisis estructural del modelo del edificio	72
4.1	Modelo matemático.	72
4.2	Calibración del modelo estructural.	74
4.3	Análisis sísmico.	75
4.4	Aplicación del RCDF y de sus NTC aplicables	77
4.4.1	Ocupación: Almacén de archivo muerto en todos sus niveles	77
4.4.1.1	Datos geométrico y estructurales	77
4.4.1.1.1	Constitución y forma geométrica del edificio.	77
4.4.1.1.2	Descripción del uso del edificio.	77
4.4.1.1.3	Estructuración del edificio.	78
4.4.1.2	Criterios de análisis y diseño.	78
4.4.1.2.1	Disposiciones generales.	78



ÍNDICE



4.4.1.2.2	Propiedades de los materiales.	78
4.4.1.3	Evaluación de cargas.	79
4.4.1.3.1	Estimación del peso en niveles 1,2 y 3	79
4.4.1.3.2	Estimación del peso en nivel de azotea	79
4.4.1.3.3	Resumen de cargas	80
4.4.1.3.4	Peso por nivel (carga sísmica)	80
4.4.1.3.5	Peso por nivel (carga gravitacional)	80
4.4.1.4	Análisis sísmico estático.	81
4.4.1.4.1	Coefficiente sísmico y parámetros sísmicos.	81
4.4.1.4.2	Obtención de fuerzas y cortante sísmico.	81
4.4.1.4.3	Vectores de carga F para el análisis considerando la norma de torsión	81
4.4.1.4.4	Revisión de los estados límite de desplazamiento	82
4.4.2	Ocupación: almacén de archivo en pb y nivel 1. oficinas en nivel 2 y 3	84
4.4.2.1	Datos geométrico y estructurales	84
4.4.2.1.1	Constitución y forma geométrica del edificio.	84
4.4.2.1.2	Descripción del uso del edificio.	84
4.4.2.1.3	Estructuración del edificio.	84
4.4.2.2	Criterios de análisis y diseño.	85
4.4.2.2.1	Disposiciones generales.	85
4.4.2.2.2	Propiedades de los materiales.	85
4.4.2.3	Evaluación de cargas.	86
4.4.2.3.1	Estimación del peso en niveles 1 (archivo muerto)	86



ÍNDICE



4.4.2.3.2	Estimación del peso en niveles 2 y 3 (oficinas).	86
4.4.2.3.3	Estimación del peso en nivel de azotea	87
4.4.2.3.4	Resumen de cargas	87
4.4.2.3.5	Peso por nivel (carga sísmica)	87
4.4.1.3.6	Peso por nivel (carga gravitacional)	88
4.4.1.4	Análisis sísmico estático.	88
4.4.1.4.1	Coeficiente sísmico y parámetros sísmicos.	88
4.4.1.4.2	Obtención de fuerzas y cortante sísmico.	88
4.4.1.4.3	Vectores de carga F para el análisis considerando la norma de torsión	89
4.4.1.4.4	Revisión de los estados límite de desplazamiento	90
4.4.3	Ocupación: oficinas en todos sus niveles	91
4.4.3.1	Datos geométrico y estructurales	91
4.4.3.1.1	Constitución y forma geométrica del edificio.	91
4.4.3.1.2	Descripción del uso del edificio.	92
4.4.3.1.3	Estructuración del edificio.	92
4.4.3.2	Criterios de análisis y diseño.	93
4.4.3.2.1	Disposiciones generales.	93
4.4.3.2.2	Propiedades de los materiales.	93
4.4.3.3	Evaluación de cargas.	93
4.4.3.3.1	Estimación del peso en niveles 1, 2 y 3 (oficinas)	93
4.4.3.3.2	Estimación del peso en nivel de azotea	94
4.4.3.3.3	Resumen de cargas	94



ÍNDICE



4.4.3.3.4	Peso por nivel (carga sísmica)	94
4.4.3.3.5	Peso por nivel (carga gravitacional)	95
4.4.3.4	Análisis sísmico estático.	95
4.4.3.4.1	Coefficiente sísmico y parámetros sísmicos.	95
4.4.3.4.2	Obtención de fuerzas y cortante sísmico.	95
4.4.3.4.3	Vectores de carga F para el análisis considerando la norma de torsión	96
4.4.3.4.4	Revisión de los estados límite de desplazamiento	97
5.	Resultados obtenidos.	99
5.1	Propiedades dinámicas.	99
5.2	Comparación de resultados analíticos y experimentales.	99
5.3	Desplazamientos.	99
5.4	Distribución de cortante.	110
5.5	Revisión de miembros estructurales.	112
5.5.1	Refuerzo en columnas.	113
5.5.2	Refuerzo en vigas.	114
5.6	Propuesta de reforzamiento.	115
	Conclusiones y recomendaciones.	119
	Anexo A	122
	Anexo B	136
	Bibliografía	160



Introducción

El propósito de esta tesis, es presentar diversos elementos e información técnica necesaria para evaluar la seguridad y el desempeño estructural de un edificio diseñado y construido a finales de la década de los 50´s, empleado como taller de costura. Forma parte de un proyecto en el cual participamos los que lo presentan, realizado recientemente por el Departamento de Estructuras de la División de Ingenierías Civil y Geomática de la Facultad de Ingeniería.

Para llevar a cabo esta evaluación se tomó como base el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC) vigentes, considerando que ahora esta estructura, se propone emplearla para almacenar archivo muerto, uso diferente al supuesto en su diseño original.

Para la evaluación estructural se contó con toda la información analítica (memoria de cálculo y planos originales) y experimental (pruebas de laboratorio y mediciones de vibración ambiental) necesaria para llevar a cabo el estudio detallado del comportamiento del edificio ante diferentes solicitaciones estáticas y dinámicas.

En la realización de este estudio se utilizaron criterios y herramientas de análisis estructural validadas internacionalmente.

Conscientes de la existencia de incertidumbres en el modelado de estructuras existentes, se realizó un estudio de vibraciones ambientales, es decir, se plantea el uso de estrategias o técnicas de instrumentación de estructuras mediante el análisis de registros de vibración ambiental, para mejorar el conocimiento del comportamiento dinámico de estructuras existentes. Para ello se determinaron las propiedades dinámicas de la estructura, dadas por sus formas modales y correspondientes periodos de vibrar. Este tipo de estudios es de gran utilidad en estructuras existentes sobre las cuales se tiene duda de su comportamiento dinámico ante excitaciones sísmicas, ya que con la información obtenida es posible calibrar los modelos estructurales de computadora empleados para su evaluación. Esta información permitió desarrollar y calibrar modelos matemáticos confiables de la estructura, con los que se calculó las respuestas estructurales necesarias para la revisión del diseño y la evaluación del desempeño del edificio, ya que, con base en estos se emitieron las recomendaciones sobre su seguridad estructural.

Atendiendo a la información contenida en los planos existentes y a la obtenida de las actividades de inspección, el programa utilizado para desarrollar los modelos estructurales del edificio fue el SAP2000.

Para fines del trabajo, se realizó un estudio detallado, encaminado a la identificación y/o detección de armados de elementos estructurales y a la determinación de las propiedades mecánicas de los materiales empleados en la construcción del edificio, basado en técnicas directas e indirectas de laboratorio. Como resultado de la inspección realizada a las estructuras se seleccionaron algunos elementos estructurales representativos, o bien en los que se tenía interés particular, para llevar a cabo estas pruebas.



INTRODUCCIÓN



Con base en los planos arquitectónicos y estructurales existentes, se realizó el levantamiento geométrico de la superestructura del edificio con el fin de conocer la distribución y características de los elementos estructurales y los sistemas de piso que posee. Simultáneamente se llevó a cabo la inspección de la estructura para detectar, cualquier daño visible, atribuible a temblor o a cualquier otra acción extraordinaria. Toda esta información se recabó en medios digitales para su evaluación y uso.

Con objeto de determinar si existen asentamientos diferenciales o desplomes en las estructuras, que excedan los máximos permisibles establecidos por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, RCDF-93, se realizó una nivelación y levantamiento topográfico de las estructuras. Dicha información sirvió además para identificar en ellas zonas potenciales de daño, de utilidad en la inspección realizada.

Con los modelos finales se realizaron los análisis estructurales del edificio bajo las diferentes condiciones de carga que establece el reglamento de construcciones vigente (RCDF) y se analizaron los resultados para determinar el comportamiento del edificio y evaluar su seguridad estructural en función del uso que se le pretende dar.



1. Antecedentes.

1.1 Efectos sísmicos en los edificios

1.1.1 Características de la acción sísmica

El movimiento sísmico del suelo se transmite a los edificios que se apoyan sobre éste. La base del edificio tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que, por inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente y a seguir el movimiento de su base (figura 1.1). Se generan entonces las fuerzas de inercia que ponen en peligro la seguridad de la estructura. Se trata de un problema dinámico y que, por la irregularidad del movimiento del suelo y por la complejidad de los sistemas constituidos por las edificaciones, requiere de grandes simplificaciones para ser objeto de análisis como parte del diseño estructural de las construcciones.

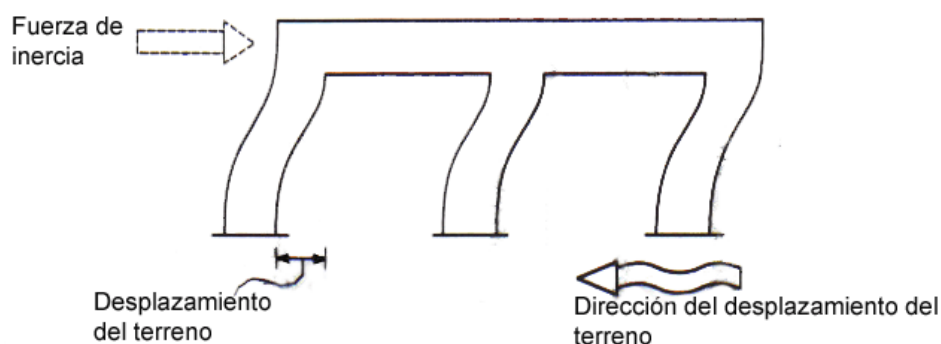


Figura 1.1 Fuerza de inercia generada por la vibración de la estructura.

El movimiento del suelo consta de vibraciones horizontales y verticales. Las primeras resultan en general más críticas y son las únicas consideradas en este planteamiento preliminar.

La flexibilidad de la estructura ante el efecto de las fuerzas de inercia hace que ésta vibre de forma distinta a la del suelo mismo. Las fuerzas que se inducen en la estructura no son función solamente de la intensidad del movimiento del suelo, sino dependen en forma preponderante de las propiedades de la estructura misma. Por una parte, las fuerzas son proporcionales a la masa del edificio y, por otra, son función de algunas propiedades dinámicas que definen su forma de vibrar.



Una apreciación aproximada de la respuesta sísmica de una estructura se tiene al estudiar un modelo simple que es un sistema de un grado de libertad, constituido por una masa concentrada y un elemento resistente con cierta rigidez lateral y cierto amortiguamiento (figura 1.2). Este sistema se caracteriza por su periodo natural de vibración que es proporcional a la raíz cuadrada de la relación entre la masa y la rigidez.

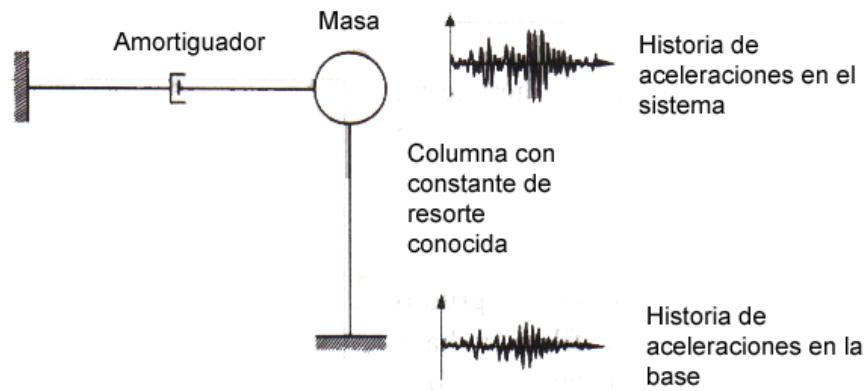


Figura 1.2. Modelo de un sistema de un grado de libertad.

Los movimientos del suelo son amplificados en forma importante por la vibración de la estructura, de manera que las aceleraciones que se presentan en la misma llegan a ser varias veces superiores a las del terreno. El grado de amplificación depende del amortiguamiento propio de la edificación y de la relación entre el periodo de la estructura y el periodo dominante del suelo. De esta manera, cuando los movimientos del suelo son bruscos con predominio de ondas de periodo corto, resultan más afectadas las construcciones rígidas y pesadas. Cuando el movimiento del terreno es lento, con periodos dominantes largos, es en las estructuras altas y flexibles donde se amplifican las vibraciones y se generan aceleraciones más elevadas y por ende fuerzas de inercia mayores.

Las fuerzas de inercia que se generan por la vibración en los lugares donde se encuentran las masas del edificio se transmiten a través de la estructura por trayectorias que dependen de la configuración estructural. Estas fuerzas generan esfuerzos y deformaciones que pueden poner en peligro la estabilidad de la construcción. La figura 1.3 muestra esquemáticamente el flujo de fuerzas en una estructura típica. Se observa que pueden resultar críticas las fuerzas en las uniones entre los elementos estructurales, las fuerzas cortantes en las columnas y la transmisión de dichas fuerzas a la cimentación.

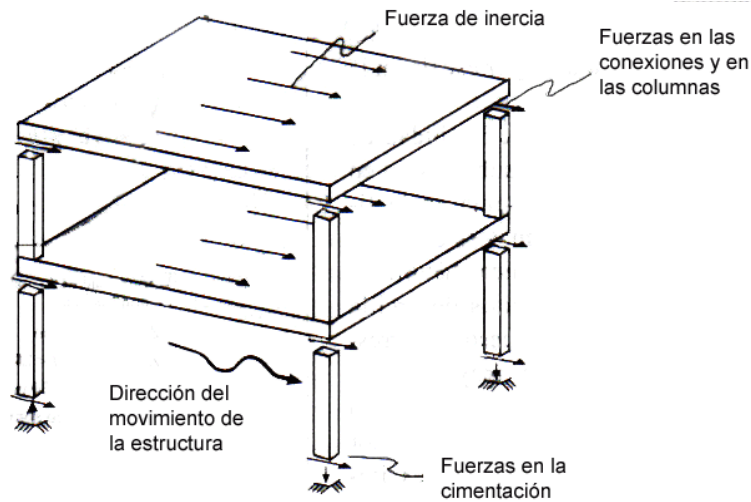


Figura 1.3. Flujo de fuerzas en la estructura debido a la vibración.

1.1.2 Respuesta de los edificios a la acción sísmica

Como se ha mencionado en la sección anterior, la intensidad de la vibración inducida en un edificio depende tanto de las características del movimiento terreno como de las propiedades dinámicas de la estructura. Para sismos moderados la estructura se mantiene, normalmente, dentro de un intervalo de comportamiento elástico lineal y su respuesta puede calcularse con buena aproximación en los métodos de análisis dinámico de sistemas lineales.

Las características esenciales de la respuesta se llega a estimar con aceptable precisión al modelar la estructura mediante un sistema de un grado de libertad con periodo igual al fundamental de la estructura. La figura 1.4 ilustra algunos aspectos del problema. Si se someten varios sistemas de un grado de libertad con diferentes periodos a cierta ley de movimientos del terreno cada uno responde de manera diferente; la amplitud de su respuesta depende esencialmente la relación entre el periodo del sistema y el periodo dominante del movimiento del suelo (T_E/T_S). Se aprecia en el ejemplo que mientras mas cercana a la unidad sea esta relación, mayor es la amplitud de la respuesta

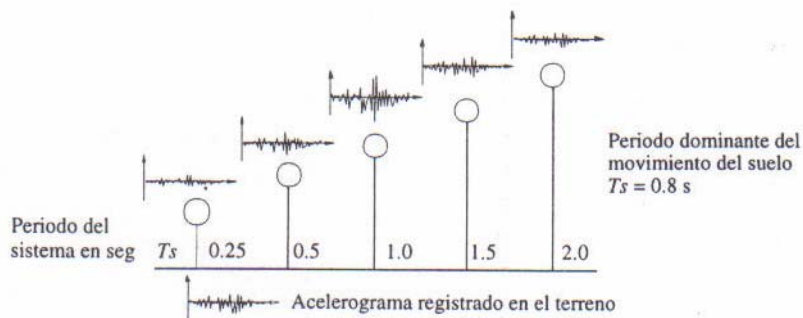


Figura 1.4. Amplificación del movimiento del terreno en sistemas con distinto periodo fundamental de vibración.



Una estructura real es un sistema más complejo que el de un grado de libertad y su respuesta es más difícil de estimar. La figura 1.5 muestra las aceleraciones medidas en distintos puntos de un edificio de la ciudad de México sometido a un sismo de intensidad moderada, así como en el terreno adyacente y en el subsuelo. El conjunto de mediciones permite apreciar cómo el movimiento es casi imperceptible en los depósitos firmes profundos y crece en intensidad dentro de los estratos de arcilla (20 m de profundidad), y más aún en la superficie. El registro obtenido en el sótano del edificio resulta prácticamente igual al medido en el terreno libre, lo que indica que, en este caso, la presencia del edificio no altera significativamente el movimiento del terreno. Los registros obtenidos en el edificio van creciendo en intensidad con la altura, hasta que en la azotea la aceleración máxima es 2.5 veces mayor que la máxima registrada en el sótano. De los comentarios sobre la respuesta de sistemas de un grado de libertad se desprende que esta amplificación entre la azotea y el sótano depende principalmente de la relación entre el periodo fundamental del edificio y el periodo dominante del suelo.

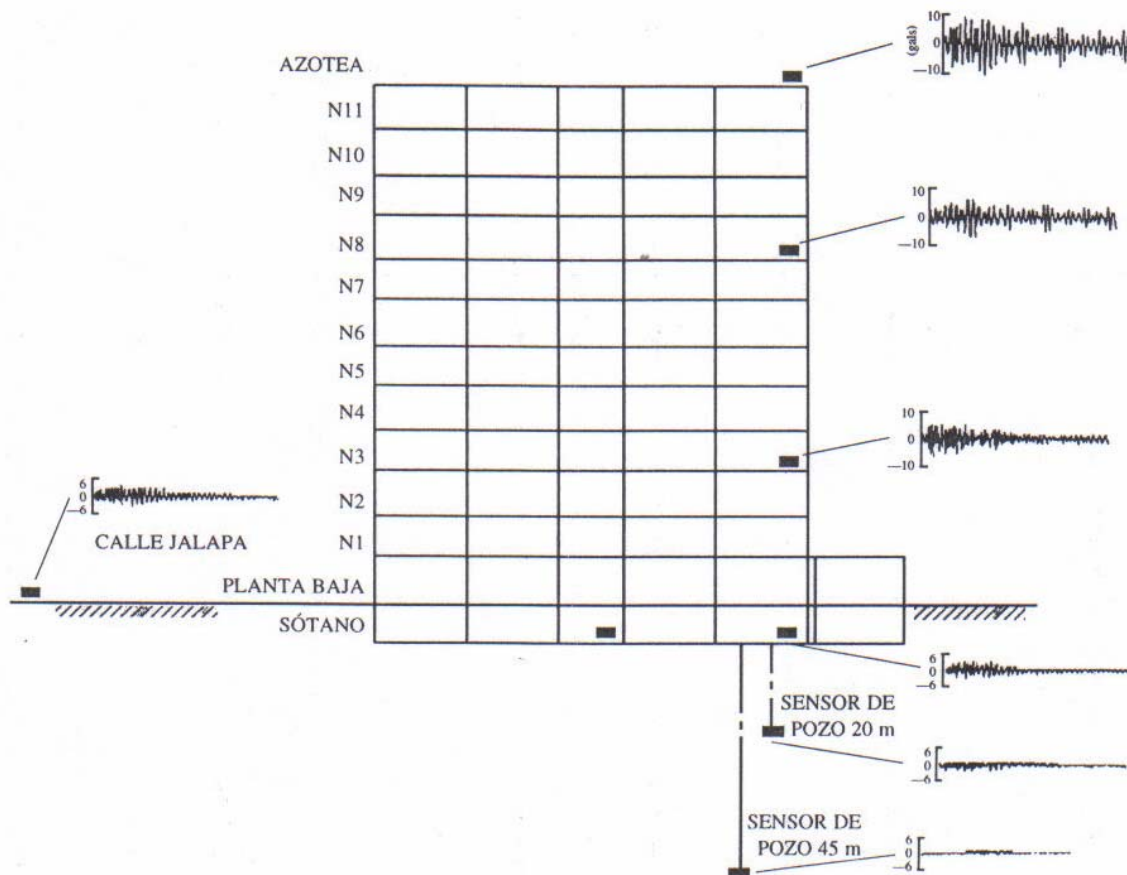


Figura 1.5. Registros de aceleraciones en un edificio de la ciudad de México para un sismo moderado (28 de octubre de 1993).

A medida que la intensidad de la excitación aplicada al edificio aumenta, se generan cambios en las propiedades dinámicas del mismo, las que alteran su respuesta. En términos generales, el comportamiento deja de ser lineal, la rigidez tiende a bajar y el amortiguamiento tiende a aumentar.



La magnitud de estas modificaciones es muy distinta para diferentes tipos de sistemas y de materiales. El acero, por ejemplo, mantiene su comportamiento lineal hasta niveles muy altos de esfuerzos, correspondiente a la fluencia. El concreto tiene una reducción significativa en su rigidez cuando los esfuerzos de compresión exceden a 50 por ciento de la resistencia, pero sobre todo, la rigidez de estructuras de este material se ve disminuida por el agrietamiento de las secciones que están sujetas a momentos flexionales elevados.

Una fuente importante de cambio en las propiedades dinámicas de las construcciones es el efecto de elementos no estructurales, o sea de los recubrimientos y paredes divisorias que para niveles bajos de sollicitación pueden contribuir significativamente a la rigidez, pero que después se agrietan o se separan de la estructura principal.

Importa sobre todo la modificación en la respuesta que se tiene después de la fluencia, cuando la rigidez de la estructura se reduce drásticamente y por otra parte entran en juego fuentes de amortiguamiento mucho mayores que las que se tienen en la etapa de comportamiento lineal. Es costumbre relacionar este comportamiento de la respuesta debido a la disipación de energía por comportamiento no lineal de la estructura, a una propiedad llamada ductilidad, la que se refiere a su capacidad de mantener su resistencia para deformaciones muy superiores a aquella para la que se inició la fluencia.

La ductilidad es una propiedad muy importante en una estructura que debe resistir efectos sísmicos, ya que elimina la posibilidad de una falla súbita de tipo frágil y, además, pone en juego una fuente adicional de amortiguamiento.

El comportamiento no lineal está asociado a daño, inicialmente sólo en elementos no estructurales y después también en la estructura misma. Evidencia del comportamiento no lineal, y del daño, son agrietamientos, desprendimientos, pandeos locales, y deformaciones residuales de la estructura.

La descripción más simple que se puede dar del comportamiento no lineal, de una estructura es mediante la relación que priva entre la carga lateral total aplicada (fuerza cortante en la base) y el desplazamiento de la punta del edificio. La figura **1.3** muestra formas típicas de esta relación para una estructura simple. Una corresponde a una estructura con ductilidad considerable y la otra a una de comportamiento frágil. En las curvas se distinguen puntos en los que la rigidez cambiaría drásticamente y que corresponden a cambios importantes de comportamiento, como la iniciación del agrietamiento de la estructura, la primera fluencia de un elemento estructural, y la pérdida de capacidad de carga que marca el inicio del colapso. Estos puntos pueden asociarse a estados límite del comportamiento estructural. En el primero puede considerarse que se rebasan las condiciones deseables de servicio de la construcción, en el segundo se llega a daño estructural significativo y en el tercero ocurre el colapso.

El comportamiento ilustrado en la figura **1.6** es muy esquemático; cada material y sistema estructural presenta variaciones en su respuesta que dan lugar a diferencias tanto en las cargas como a las deformaciones que se requieren para alcanzar los distintos estados límite. Una parte importante del diseño sísmico consiste en proporcionar a la estructura, además de la resistencia necesaria, ¡a capacidad de deformación que permita la mayor ductilidad posible.

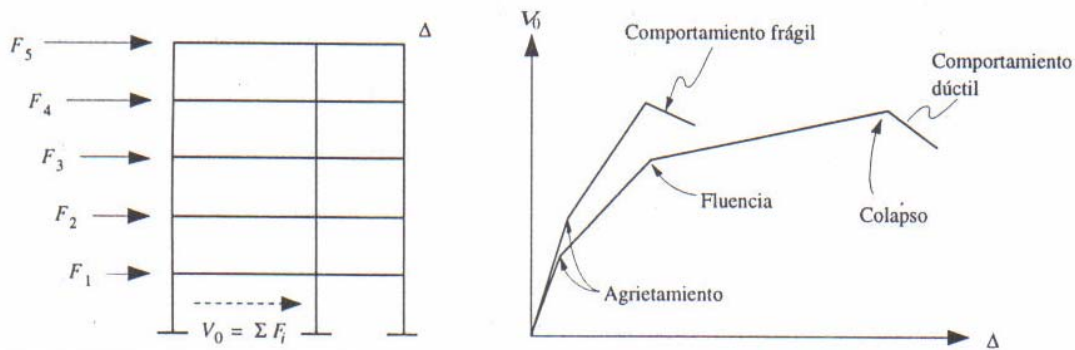


Figura 1.6. Relación carga-deformación de una estructura.

Para ilustrar el efecto del comportamiento inelástico en la respuesta sísmica, en la figura 1.7 muestra la historia de desplazamientos de tres sistemas de un grado de libertad ante un mismo movimiento de la base, correspondiente a un mismo sismo severo. Los tres sistemas tienen el mismo periodo de vibración y el mismo porcentaje de amortiguamiento. El primero posee suficiente resistencia para soportar el sismo manteniéndose en su intervalo de comportamiento lineal. El segundo tiene la mitad de esa resistencia y el tercero la cuarta parte, pero estos dos últimos poseen suficiente capacidad de deformación para que la respuesta se mantenga dentro de la zona de fluencia sin llegar al colapso, con un tipo de comportamiento que se denomina elastoplástico. Las historias de desplazamientos de la figura 1.7 resultan parecidas en lo general y, en particular, el desplazamiento máximo de los tres sistemas es muy similar.

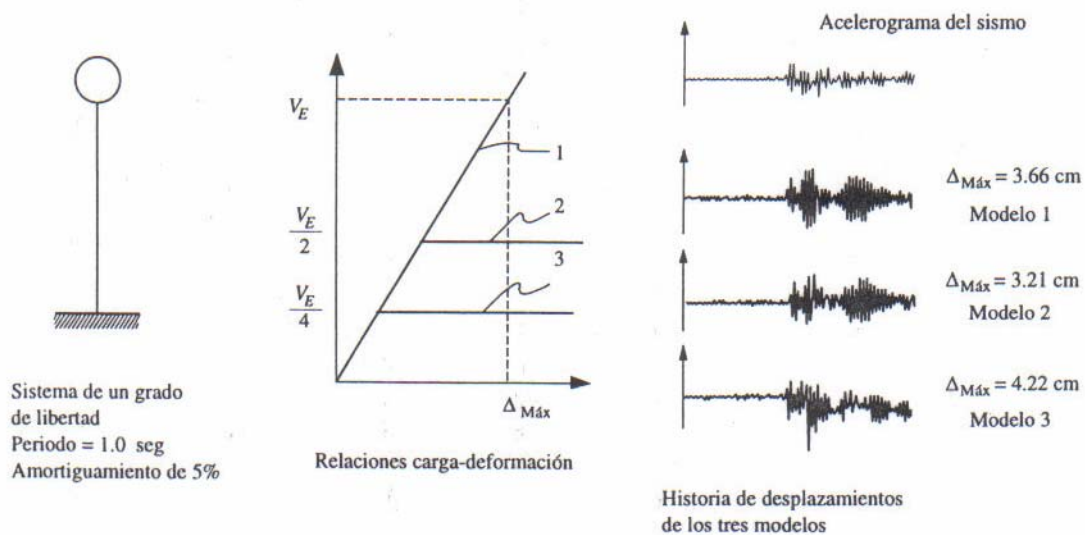


Figura 1.7. Respuesta elástica inelástica de sistemas de un grado de libertad.

Del ejemplo mostrado puede inferirse que es posible dar a una estructura una seguridad adecuada contra el colapso, con una resistencia elevada aunque no se cuente con mucha ductilidad, o con una resistencia mucho menor siempre que se proporcione amplia capacidad de deformación inelástica (ductilidad). De esta segunda manera se aprovecha el amortiguamiento inelástico para disipar una parte sustancial de la energía introducida por el sismo.



1.2 Conceptos básicos de vibración ambiental.

1.2.1 Importancia del estudio de las señales en Ingeniería.

Debido a la gran importancia que en el contexto de la sismología tienen las señales producto de movimiento inducido a las estructuras, el propósito de éste capítulo consiste en presentar las ideas y los conceptos necesarios para entender el concepto de las señales y como interactúa con la sismología. No es únicamente en dicha área donde las señales han adquirido importancia; también en otros campos del conocimiento, tales como telecomunicaciones, aeronáutica, acústica, ingeniería biomédica, medicina en general, sistemas de generación y distribución de energía eléctrica, control de procesos de transformación y de manufactura, uso doméstico y entretenimiento.

En cada una de esas áreas del conocimiento, las señales utilizadas son de distinta naturaleza, en acústica se trata de señales generadas por fuentes de sonido como la voz, la música o cualquier clase de ruido; en control de procesos pueden ser señales de tipo térmico, mecánico o eléctrico generado por los mismos procesos; en medicina pueden ser señales eléctricas o magnéticas generadas por el organismo humano; y en particular en el área de sismología se trata de señales mecánicas, es decir movimientos o vibraciones de la corteza terrestre.

Sin embargo, todas ellas tienen algo en común: cada señal tiene una o más características que reflejan el comportamiento de uno o varios fenómenos físicos; es decir que alguna de sus características contiene información acerca de los fenómenos físicos que entran en juego.

Para analizar esto con más detalle, se analiza el área de interés: la sismología. El fenómeno físico participante en la generación de un sismo es el movimiento brusco de las capas que forman la corteza terrestre. Como la liberación de energía, produce movimientos en la superficie terrestre, ocasionando lo que se conoce como sismo. Dicho movimiento tiene ciertas características, tales como intensidad y naturaleza ondulatoria. Si el movimiento de la superficie terrestre se traduce de alguna manera a una señal eléctrica, las características de la señal sísmica se preservan, pero en este caso se cuenta con una señal que puede ser estudiada con mayor facilidad que la señal mecánica original.

1.2.2 Características fundamentales de las señales

En una señal existe dependencia con el tiempo: cualquier persona que haya estado presente durante un sismo, recordará que conforme avanza el tiempo los movimientos de la tierra cambian de sentido y también conforme avanza el tiempo, la intensidad de los movimientos disminuye hasta que todo vuelve a un estado de reposo.

Esta dependencia del tiempo es una de las características más importantes de casi todas las señales. En términos un poco más formales, las características de la señal son **una función del tiempo**. Para ilustrar esto, en la figura 1.8 se presentan dos señales aparentemente iguales en forma, pero distintas entre sí porque su relación con el tiempo es diferente; la primera tiene una duración de 5 segundos, elevándose su valor máximo en 3 segundos, mientras que la segunda sube su valor máximo en 2 segundos y tiene una duración total de 4 segundos.

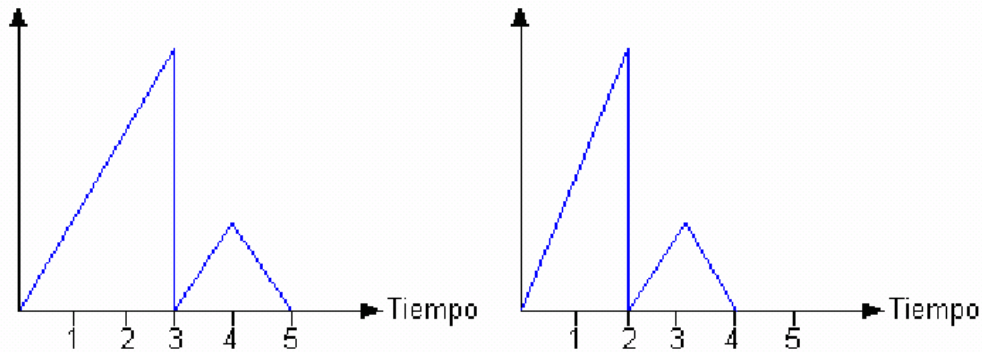


Figura 1.8 Dos señales con igual forma pero con distinta relación temporal

En el ejemplo anterior, las señales varían de una manera continua en función del tiempo; esto significa que conforme avanza el tiempo la señal adquiere valores dentro de un intervalo continuo.

En la figura 1.9 se ilustra un ejemplo de lo que se puede llamar la vibración más simple y ordenada posible conocida como movimiento armónico simple. Dos parámetros son suficientes para caracterizar esta señal. En primer lugar el parámetro A determina la altura de la vibración y recibe el nombre de **amplitud de onda**. En segundo lugar, el parámetro T , determina la duración de un ciclo de vibración y recibe el nombre de **período**. El periodo se define como el tiempo que tarda la vibración en repetirse.

Frecuentemente se representa el movimiento armónico como la proyección sobre una línea recta, de un punto que se mueve en una circunferencia a velocidad constante. La cantidad ω es la velocidad angular de la línea op , la cual está generalmente en unidades de radianes por segundo (Rad/s) y se le denomina **frecuencia circular**. Como el movimiento se repite cada 2π radianes, se tiene

$$\omega = \frac{2\pi}{T} = 2\pi f \quad (1.2.1)$$

en donde f es la frecuencia del movimiento armónico

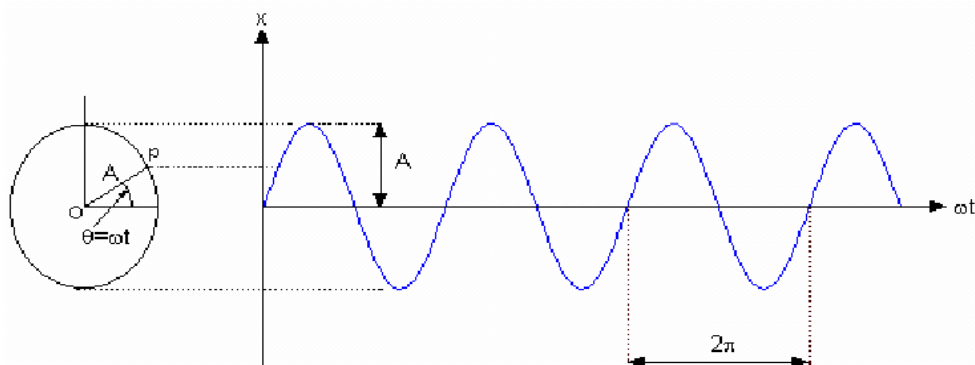


Figura 1.9 Ejemplo de una señal o vibración armónica simple



En el tratamiento de vibraciones el concepto de frecuencia se utiliza para describir la rapidez con la que una vibración se repite, La rapidez de vibración es inversamente proporcional a la duración del período, por lo tanto se define el concepto de **frecuencia** f como el inverso del período, es decir $f=1/T$. De este modo la frecuencia es un indicador directo de la velocidad de la vibración, y por lo tanto es más intuitivo. Sus unidades son las de ciclos por unidad de tiempo. Cuando la unidad de tiempo es el segundo, la unidad de frecuencia se llama Hertz, Hz.

1.2.3 Clasificación de las señales

El mejor método de representación de señales en una situación dada, depende del tipo de señal que se considere. A continuación se mencionan algunas de las clasificaciones más útiles de señales que son necesarias para representar las señales sísmicas,

Señales periódicas.

Una señal periódica es la que se repite exactamente a si misma después de un intervalo de tiempo fijo.

Señales deterministas

Una señal determinista es aquella sobre cuyos valores no existe incertidumbre. Casi siempre puede escribirse una expresión matemática para tales señales.

Señales aleatorias

Una señal aleatoria es aquella sobre la que se tiene algún grado de Incertidumbre antes de que ocurra realmente. Esta señal se puede considerar como perteneciente a un conjunto de señales, todas ellas diferentes.

La importancia de las señales aleatorias para este trabajo, radica en que las señales sísmicas forman parte de ellas, por lo que una vez definidos los conceptos básicos de las señales, es necesario introducir los conceptos necesarios para el tratamiento de las señales aleatorias, empezando por definir algunos términos estadísticos de las funciones aleatorias.

1.2.4 Descripción estadística de una función aleatoria

En cualquier método estadístico se necesita un gran número de casos para describir una función aleatoria. Por ejemplo, para establecer la estadística de la excitación en un cimiento causada por explosiones en la vecindad de una estructura, se necesita tener varios registros gráficos, como los mostrados en la figura 1.10. Cada registro gráfico se llama **muestra** y la colección de registros **conjunto de muestras**.

Para describir estadísticamente un conjunto, podemos calcular en cualquier instante de tiempo t_i el valor medio de los desplazamientos instantáneos x_i . Si estos promedios no difieren cuando son calculados para diferentes valores de t_i decimos que el **proceso es estacionario**. Además, si el promedio obtenido a lo largo del tiempo para cualquier muestra del conjunto, es igual al promedio del conjunto para un instante arbitrario del tiempo t_i , el proceso aleatorio se llama **ergódico**.

Consecuentemente, en un proceso estacionario y ergódico es suficiente un solo registro para obtener la descripción de la función aleatoria.

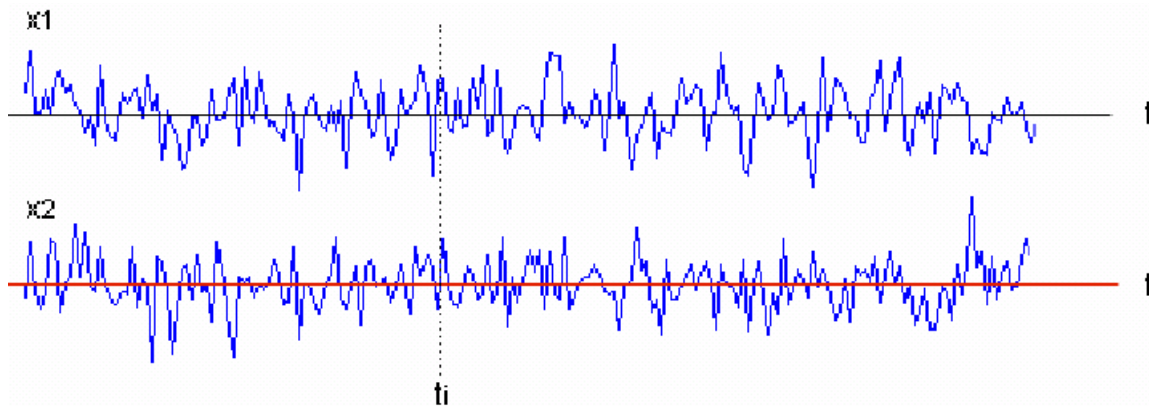


Figura 1.10 Un conjunto de funciones aleatorias del tiempo

La función aleatoria del tiempo, representada en la figura 1.11, ha sido registrada en un intervalo de tiempo T . Varios valores son útiles para describir esta función aleatoria. Los más comunes son la **media (o promedio)** \bar{x} que se define como:

$$\bar{x} = \frac{1}{T} \int_0^T x(t) dt \quad (1.2.2)$$

y la media cuadrática definida de la siguiente manera:

$$\overline{x^2} = \frac{1}{T} \int_0^T x^2(t) dt \quad (1.2.3)$$

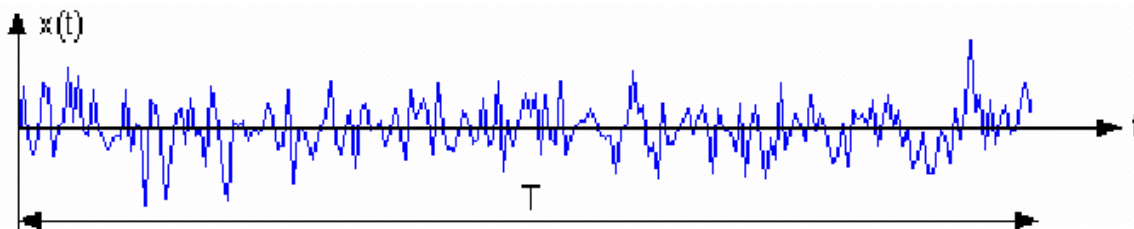


Figura 1.11 Gráfico de una función aleatoria en el tiempo

Estos dos valores, la media y la media cuadrática, nos dan medidas del valor medio de la función aleatoria $x(t)$, La medida de en cuánto difiere la función $x(t)$ respecto de su media está dada por la **varianza**, que se define como:

$$\sigma_x^2 = \frac{1}{T} \int_0^T [x(t) - \bar{x}]^2(t) dt \quad (1.2.4)$$



Cuando la expresión bajo la integral de la ecuación 1.2.4 se desarrolla e integra, se encuentra que:

$$\sigma_x^2 = \overline{x^2} - (\bar{x})^2 \quad (1.2.5)$$

que expresa que la varianza puede calcularse como la diferencia entre la media cuadrática y el cuadrado de la media. En muchos casos la media es igual a cero y, por lo tanto la varianza es igual a la media cuadrática.

La desviación estándar σ , de $x(t)$ es la raíz cuadrada de la varianza

$$\sigma_x = \sqrt{\overline{x^2} - (\bar{x})^2} \quad (1.2.6)$$

La correlación es una medida de la similitud entre dos cantidades. Como se aplica a ondas de vibración, la correlación es un análisis en el dominio del tiempo útil para detectar señales periódicas ocultas, y para determinar otra información relacionada a sus características espectrales que se discuten mejor utilizando transformadas de Fourier. Si se consideran los dos registros gráficos $x_1(t)$ y $x_2(t)$ mostrados en la figura 1.12, la correlación entre estos dos registros se calcula multiplicando sus ordenadas para cada tiempo t_i y calculando el valor medio, dividiendo la suma de los productos por el número de ellos. Es evidente que la correlación determinada de esta forma será mayor cuánto más similares sean los dos registros. Para registros no similares, algunos de los productos serán positivos y otros negativos, así que su suma serán más pequeña.

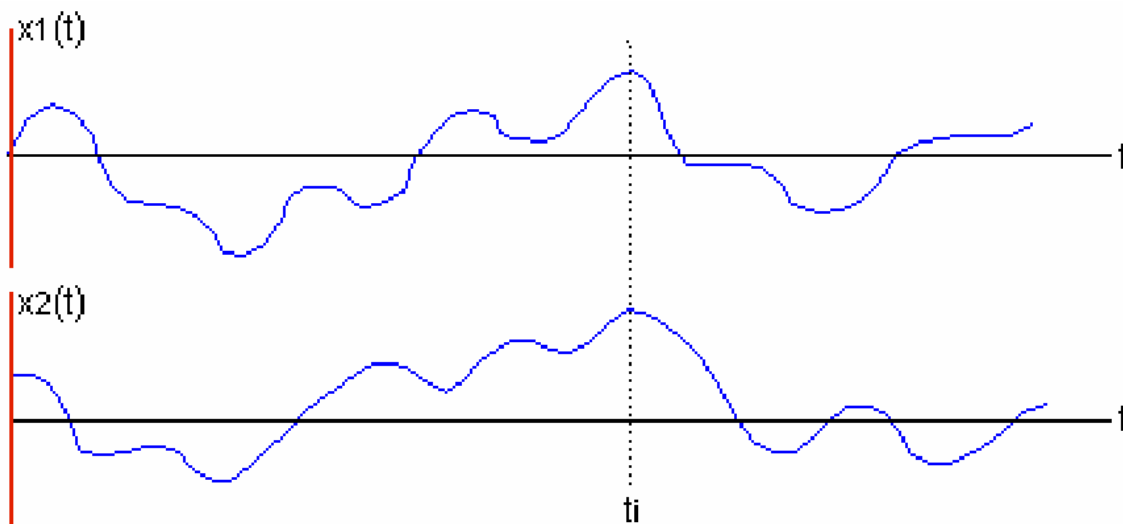


Figura 1.12 Correlación entre las funciones $x_1(t)$ y $x_2(t)$.

Considerando ahora los dos registros mostrados en la figura 1.13. En que la función $x_1(t)$ es idéntica a $x_2(t)$ pero desplazada hacia la izquierda en la cantidad τ esto es, $x_1(t) = x_2(t + \tau)$. Aquí si $\tau=0$, se tiene correlación completa. Cuando τ crece, la correlación decrecerá.

Es evidente que el resultado de arriba puede calcularse a partir de un registro multiplicando las ordenadas en los tiempos t y $t + \tau$ obteniendo el promedio. A este resultado se le llama la **autocorrelación** y se designa por $R(t)$.

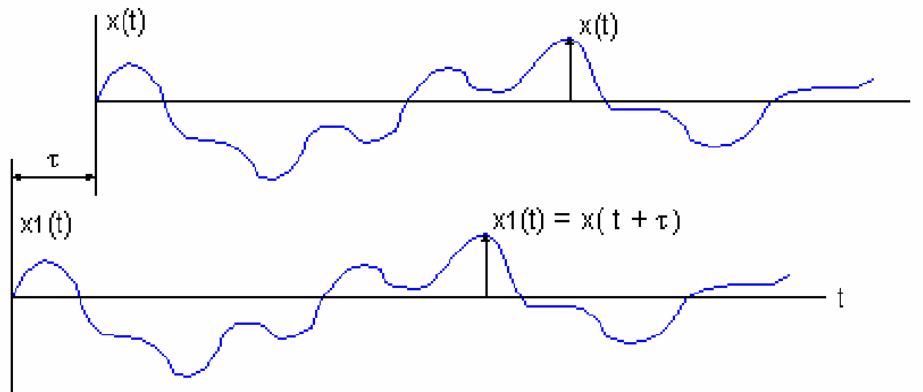


Figura 1.13 Autocorrelación para la función $x(t)$

Cuando $\tau=0$, la autocorrelación se reduce a la media cuadrática.

Puesto que el segundo registro de la figura 1.13 puede considerarse atrasado con respecto al primero, o el primer gráfico avanzado con respecto al segundo, es evidente que $R(\tau)=R(-\tau)$ es una función simétrica con respecto al origen $\tau=0$ y es siempre menor que $R(0)$.

Funciones que son altamente aleatorias, como la función representada en la figura 1.11, pierden su similitud en un corto desplazamiento de tiempo. La autocorrelación de tales funciones, por lo tanto, tiene un pronunciado valor para $\tau=0$ y decae rápidamente cuando τ se aleja de cero, como lo muestra la figura 1.14.

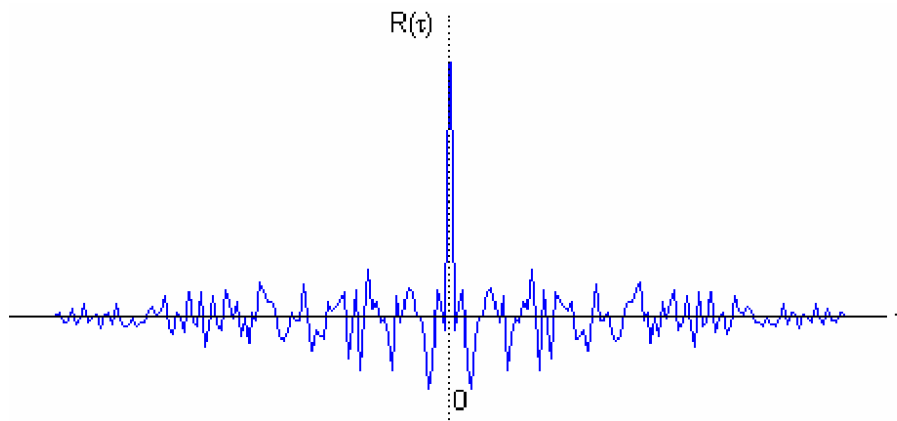


Figura 1.14 Función de autocorrelación de un proceso aleatorio.

1.2.5 Función de densidad espectral

Si un proceso aleatorio $x(t)$ es normalizado o ajustado de manera que la media del proceso sea cero, entonces, siempre que $x(t)$ no contenga componentes periódicas, la función de autocorrelación $R_x(\tau)$ tiende a cero a medida que τ aumenta de valor, esto es,

$$\lim_{\tau \rightarrow \infty} R_x(\tau) = 0 \quad (1.2.7)$$



Si se aplica la transformada de Fourier para autocorrelación $R_x(\tau)$ se obtiene la siguiente función:

$$S_x(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} R_x(\tau) e^{-i\omega\tau} d\tau \quad (1.2.8)$$

En la ecuación 1.1.8. $S_x(\omega)$ es la **función de densidad espectral de $x(t)$** . Si se aplica la transformada inversa de Fourier a la función $S_x(\omega)$ se obtiene la función de autocorrelación:

$$R_x(\tau) = \int_{-\infty}^{\infty} S_x(\omega) e^{-i\omega\tau} d\omega \quad (1.2.9)$$

La propiedad mas importante de $S_x(\omega)$ se hace notoria cuando $\tau=0$ en la ecuación 1.1.9. En este caso

$$R_x(0) = \int_{-\infty}^{\infty} S_x(\omega) d\omega \quad (1.2.10)$$

que como se había mencionado en párrafos anteriores $R_x(0)$ es igual a la media cuadrática, esto es,

$$\overline{x^2} = \int_{-\infty}^{\infty} S_x(\omega) d\omega \quad (1.2.11)$$

La media cuadrática de un proceso aleatorio viene, por lo tanto, dada por el área bajo el gráfico de la función de densidad espectral.

El desarrollo anterior describe una de las formas en que se puede obtener la función de densidad espectral a partir de la función de autocorrelación. La importancia del estudio de esta función radica en que la función de densidad espectral de un serial representa su energía por unidad de frecuencia y muestra las contribuciones relativas de energía de las distintas componentes de la frecuencia, El área bajo la función de densidad espectral proporciona la energía dentro de una banda de frecuencias dada.

1.2.6 Ruido blanco

Un proceso aleatorio cuya función de densidad espectral tiene valores distintos de cero solamente en un intervalo angosto de frecuencias, como se muestra en la figura 1.15. Se conoce con el nombre de **proceso de banda angosta**. Por el contrario, un **proceso de banda ancha** es uno cuya función de densidad espectral no es cero en un intervalo ancho de frecuencias. La historia en el tiempo de un proceso de banda ancha está compuesta por la superposición de muchas frecuencias, como se ilustra en la figura 1.16. En el límite, cuando la banda de frecuencias se extiende desde $\omega_1 = 0$ a $\omega_2 = \infty$, el espectro se llama **ruido blanco** por analogía con el color blanco que se obtiene mediante la superposición de todos los colores del espectro luminoso. Según la ecuación 1.1.11, la media cuadrática de un proceso con ruido blanco, debe ser infinito; por lo tanto, el proceso de ruido blanco es sólo un concepto teórico. En la práctica a un proceso se le llama de ruido blanco cuando las frecuencias en su ancho de banda se extienden bastante más allá de las frecuencias de interés.

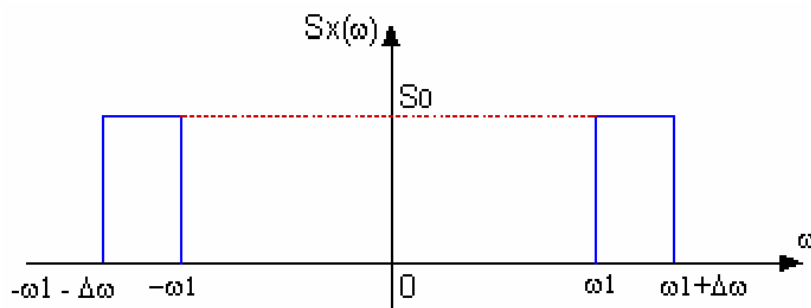


Figura 1.15 Función de densidad espectral para un proceso de banda angosta

El ruido blanco puede también considerarse como una superposición de un número infinito de ondas senoidales de diferentes frecuencias distribuidas uniformemente entre cero e infinito. El ruido blanco ha sido un proceso muy útil en el desarrollo de técnicas para idealizar excitaciones aleatorias tales como los movimientos sísmicos.

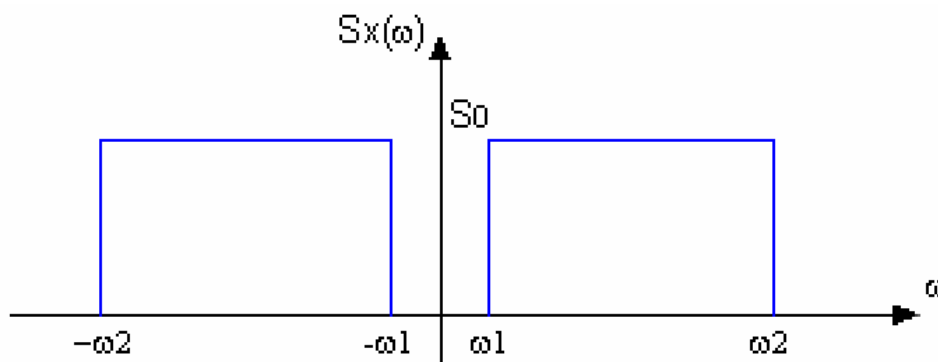


Figura 1.16 Función de densidad espectral para un proceso de banda ancha

1.3 Análisis Sísmico Estático

1.3.1 Aspectos Reglamentarios

1.3.1.1 Métodos de análisis

El diseño sísmico de edificios debe seguir las prescripciones del reglamento o código de construcciones de la localidad que los alberga. El primer paso del diseño es el análisis sísmico que permite determinar que fuerzas representan la acción sísmica sobre el edificio y qué elementos mecánicos (fuerzas normales, cortantes y momentos flexionantes) producen dichas fuerzas en cada miembro estructural del edificio. Para este fin, los reglamentos aceptan que las estructuras tienen comportamiento elástico lineal y que podrá emplearse el método dinámico modal de análisis sísmico, que requiere el cálculo de periodos y modos de vibrar. Con ciertas limitaciones, se puede emplear el método estático de análisis sísmico que obvia la necesidad de calcular modos de vibración.



Cualquiera que sea el método de análisis, los reglamentos especifican espectros o coeficientes para diseño sísmico que constituyen la base del cálculo de fuerzas sísmicas.

Para fines de este trabajo y por el tipo de estructura se estudiará el método estático dentro del contexto del Reglamento vigente en el Distrito Federal (RCDF).

El cuerpo principal del RCDF incluye solamente requisitos de carácter general. Métodos de análisis y prescripciones particulares para estructuras específicas están contenidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por sismo (NTDS). Además, requisitos específicos para el diseño sísmico de los principales materiales estructurales se encuentran en las normas Técnicas para Diseño y Construcción de Estructuras Concreto, Metálicas, de Mampostería y de Madera. Respectivamente.

El título sexto del RCDF se llama Seguridad Estructural de las Construcciones y consta de 10 capítulos, varios de los cuales contienen disposiciones referentes al diseño sísmico; en particular, el capítulo VI, se titula Diseño por Sismo y en sus cláusulas se establecen las bases y requisitos de diseño para que las estructuras tengan adecuada seguridad ante la acción sísmica. Este último capítulo está formado por los artículos 202 a 212 y hacen referencia a las NTDF. Este último documento contiene 11 secciones y un apéndice dividido a su vez en las secciones A1 a A7.

1.3.1.2 Coeficientes y espectros de diseño sísmico.

La sección 3 de las NTDF estipula la ordenada del espectro de aceleraciones, a , que debe adoptarse cuando se aplique el análisis dinámico modal. Este espectro se usa también en la sección 8 de las NTDF para definir el coeficiente sísmico para calcular la fuerza cortante basal en el análisis estático. Expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, a está dada por:

$$a = \begin{cases} \left(1 + 3\frac{T}{T_a}\right)\left(\frac{c}{4}\right) & , \text{ si } T \text{ es menor que } T_a \\ a = c & , \text{ si } T \text{ está entre } T_a \text{ y } T_b \\ a = qc & , \text{ si } T \text{ excede de } T_b, \end{cases}$$
$$q = \left(\frac{T_b}{T}\right)^r$$

Donde T es el periodo natural de Interés; T , T_a y T_b están expresados en segundos. c se denomina coeficiente sísmico, y constituye el índice más importante de la acción sísmica que emplea el re RCDF tanto para análisis estático como dinámico. Este coeficiente es una cantidad adimensional que define la fuerza cortante horizontal que actúa en la base de un edificio como una fracción del peso total del mismo, W .

Los valores de c , T_a , T_b y del exponente r dependen de en cuál de las zonas del Distrito Federal estipuladas en el artículo 219 del RCDF, se encuentra el edificio. En la tabla 1.2.1 se describen dichas zonas, que se identifican como I a III, siendo I la zona de terrenos más firmes o de lomas, II la de Transición y III la de terrenos más blandos o de lago.



CAPITULO 1
ANTECEDENTES



Una parte de las zonas II y III se denomina zona IV y para ella existe algunas limitaciones en la aplicación de métodos de diseño que influyen efectos de interacción suelo-estructura. De acuerdo al RCDF, la zona que corresponde un predio se determina a partir de investigaciones que se realicen en el subsuelo del mismo, tal y como lo establecen las Normas Técnicas para Diseño de Cimentaciones.

Cuando se trata de construcciones ligeras o medianas cuyas características se definen en dichas normas, puede determinarse la zona mediante el mapa incluida en las mismas, que se muestra en la figura 1.17, si el predio esta dentro de la porción zonificada. Los predios que se encuentran a menos de 200 m de las fronteras entre dos zonas se supondrán ubicados en la más desfavorable.

Para cada zona T_a , T_b y r se consignan en la tabla 1.1, que se basa en la tabla 3.1 de las NTDS.

Tabla 1.1. Valores de T_a , T_b y r .

Zona	T_a	T_b	r
I	0.2	0.6	1/2
II*	0.3	1.5	2/3
III ⁺	0.6	3.9	1

* No sombreada en la figura 1.17.

⁺ Y parte sombreada de la zona II en la figura 1.17.

Tabla 1.2. Zonas en que se divide el Distrito Federal.

Zona	Descripción
I Lomas	Formada por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. Es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena.
II Transición	Los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad o menos. Constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarcillosos intercalados con capas de arcilla lacustre, el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.
III Lacustre	Integrada por potentes depósitos de arcilla altamente comprensible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales, el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

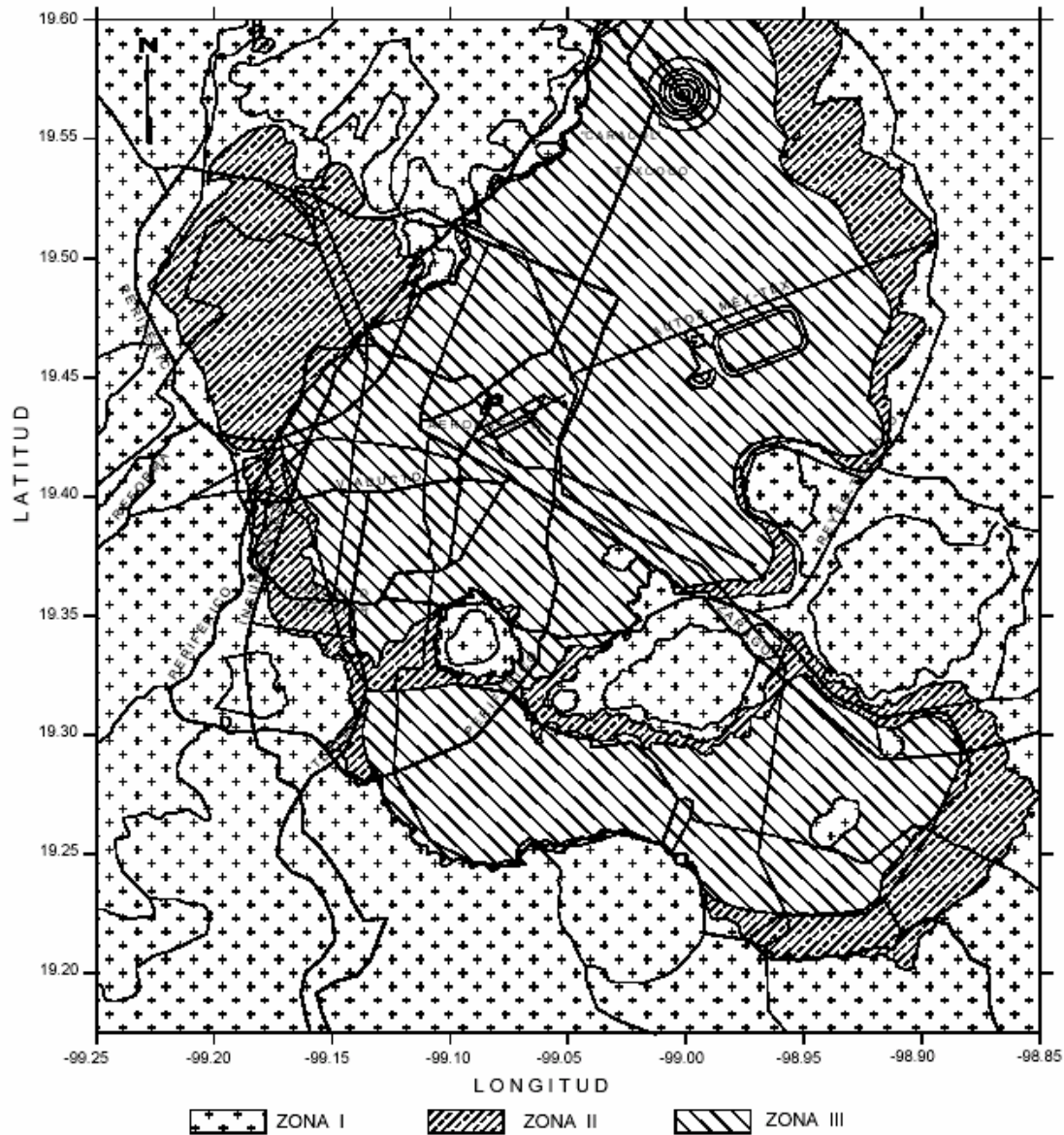


Figura 1.17 Zonificación geotécnica de la Ciudad de México.

El coeficiente sísmico c varía además en función de la importancia de la construcción, específicamente del grupo al que se clasifique al edificio según la tabla 1.3, que refleja el artículo 174 del RCDF. Para las construcciones clasificadas como el grupo B, se tomara igual a 0.16 en la zona I, 0.32 en la II y 0.40 en la III. Teniendo en cuenta que es mayor la seguridad que se tiene para construcciones en que las consecuencias de su falla son particularmente graves o para aquellas que es vital que permanezcan funcionando después de un evento sísmico intenso, se incrementa el coeficiente sísmico un 50%, para diseñar las estructuras de estadios, hospitales y auditorios, subestaciones eléctricas y telefónicas y otras clasificadas dentro del grupo A, salvo que, siguiendo las NTDS, en la parte sombreada de la zona II en la figura 6.1 (figura 1.17 de las NTDS) se tomará $c = 0.4$ para las estructuras del grupo B y $c = 0.6$ para las del A.



Tabla 1.3. Agrupación de construcciones según el RCDF.

Grupo	Descripción
Grupo A	Construcciones cuya falla estructural podría causar un número elevado de muertes, pérdidas económicas o culturales excepcionalmente altas, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como construcciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como hospitales y escuelas, estadios, templos, salas de espectáculos y hoteles que tengan salas de reunión que pueden alojar mas de 200 personas; gasolineras, depósito de sustancias inflamables o tóxicas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, subestaciones eléctricas, centrales telefónicas y de telecomunicaciones, archivos y registros públicos de particular importancia a juicio del Departamento, museos, monumentos y locales que alojen equipo especialmente costoso, y
Grupo B	Construcciones comunes destinadas a vivienda, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el grupo A, las que se subdividen en:
Grupo B1	Construcciones de más de 30 m de altura o con más de 6,000 m ² de área total construida, ubicadas en las zonas I y II según se definen en el artículo 175, y construcciones de más de 15 m de altura o 3,000 m ² de área total construida en zona III, y
Grupo B2	Las demás de este grupo

Sería impráctico diseñar edificios para que resistan sismos severos manteniendo comportamiento elástico; por tanto, los reglamentos de construcción prescriben materiales y detalles constructivos tales que las estructuras pueden incursionar en comportamiento inelástico y disipar la energía impartida por un temblor fuerte mediante histéresis. Esto permite reducir las fuerzas elásticas de diseño sísmico mediante factores que reflejan la capacidad del sistema estructural para deformarse inelásticamente ante fuerzas laterales alternantes sin perder su resistencia (ductilidad). En el caso del RCDF, las fuerzas para análisis estático y las obtenidas del análisis dinámico modal se pueden reducir dividiéndolas entre el factor Q' que depende del factor de comportamiento sísmico Q . Para estructuras que satisfacen las condiciones de regularidad que fija la sección 6 de las NTDS, Q' se calcula como:

$$Q' = Q \text{ si se desconoce } T \text{ o si éste es mayor o igual que } T_a$$

$$Q' = 1 + \left(\frac{T}{T_a} \right) (Q - 1), \text{ si } T \text{ es menor que } T_a$$

donde T es el periodo fundamental de vibración si se emplea el método estático o el periodo del modo que se considere cuando se use análisis modal. Para estructuras que no satisfagan las condiciones de regularidad que fija la sección 6 de las NTDS se multiplicará Q' por 0.8. Las deformaciones se calcularán multiplicando por Q las causadas por las fuerzas sísmicas reducidas en el método estático o modal.



1.3.1.3 Requisitos de regularidad para una estructura.

1. Planta sensiblemente simétrica en masas y elementos resistentes con respecto a dos ejes ortogonales
2. Relación de altura a menor dimensión de la base menor de 2.5.
3. Relación de largo a ancho de la base menor de 2.5.
4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera de la entrante o saliente.
5. Cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
6. No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la dimensión que se considere de la abertura. Las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.
7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que el del piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.
8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los patios exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.
9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
10. La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 100 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior.
11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede del 10 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Los valores de Q dependen del tipo de sistema estructural que suministra la resistencia a fuerzas laterales y de los detalles de dimensionamiento que se adopten, como se explica en la tabla 1.4 que refleja la sección 5 de las NTDS Esta sección también estipula que en todos los casos se usará para toda la estructura en la dirección de análisis el valor mínimo de Q que corresponde a los diversos entrepisos de la estructura en dicha dirección. Además se nota que Q puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones.



CAPITULO 1 ANTECEDENTES



Tabla 1.4. Factor de comportamiento sísmico, Q.

Factor Q	Requisitos
4	<p>1. La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero o concreto reforzado; por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.</p> <p>2. Si hay muros ligados a la estructura en la forma especificada en el caso I del artículo 204 del Reglamento, éstos se deben tener en cuenta en el análisis, pero su contribución a la capacidad ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si estos muros son de piezas macizas, y los marcos sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.</p> <p>3 El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros que se hallen en el caso I a que se refiere el artículo 204 del RCDF.</p> <p>4. Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las normas técnicas correspondientes para marcos y muros dúctiles.</p> <p>5. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos dúctiles que fijan las normas técnicas correspondientes.</p>
3	<p>Se satisfacen las condiciones 2, 4 y 5 para Q = 4, y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 1 ó 3, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de este material, por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera contrachapada. Las estructuras con losas planas deberán además satisfacer los requisitos de las normas técnicas para estructuras de concreto.</p>
2	<p>La resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero o de concreto reforzado contraventeados o no, o muros o columnas de concreto reforzado que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por Q = 4 ó 3, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos; dalas, columnas o traveses de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las normas complementarias respectivas, o diafragmas contruidos con duelas inclinadas o por sistemas de muros formados por duelas de madera horizontales o verticales combinados con elementos diagonales de madera maciza. También se usará Q = 2 cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado con las excepciones que marcan las normas técnicas para estructuras de concreto.</p>
1.5	<p>La resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las normas técnicas respectivas, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para Q = 4 ó 3, o por marcos y armaduras de madera.</p>
1	<p>La resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los antes especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción del Departamento, que se puede emplear un valor más alto.</p>



1.3.1.4 Acciones permanentes (Cargas muertas)

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

Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán las dimensiones especificadas de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales. Para estos últimos se utilizarán valores mínimos probables cuando sea más desfavorable para la estabilidad de la estructura considerar una carga muerta menor, como en el caso de volteo, flotación, lastre y succión producida por viento. En otros casos se emplearán valores máximos probables.

El peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará en 0.2 kN/m^2 (20 kg/m^2). Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloque una capa de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa se incrementará también en 0.2 kN/m^2 (20 kg/m^2) de manera que el incremento total será de 0.4 kN/m^2 (40 kg/m^2). Tratándose de losas y morteros que posean pesos volumétricos diferentes del normal, estos valores se modificarán en proporción a los pesos volumétricos.

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

1.3.1.5 Cargas variables (Cargas vivas)

Se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores, estas cargas se tomarán iguales a las especificadas en la sección 6.1.2.

Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de mampostería o de otros materiales, ni el de muebles, equipos u objetos de peso fuera de lo común, como cajas fuertes de gran tamaño, archivos importantes, libreros pesados o cortinajes en salas de espectáculos.

Cuando se prevean tales cargas deberán cuantificarse y tomarse en cuenta en el diseño en forma independiente de la carga viva especificada. Los valores adoptados deberán justificarse en la memoria de cálculo e indicarse en los planos estructurales.

Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberá tomar en consideración las siguientes disposiciones:

- a) La carga viva máxima W_m se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como para el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales;
- b) La carga instantánea W_a se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área;
- c) La carga media W se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas; y



CAPITULO 1 ANTECEDENTES



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

Las cargas uniformes de la tabla 1.5 se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento.

Tabla 1.5 Cargas vivas unitarias, kN/m² (kg/m²)

Destino de piso o cubierta	W	W _a	W _m
a) Habitación (casa – habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	0.7 (70)	0.9 (90)	1.7 (170)
b) Oficinas, despachos y laboratorios	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)
c) Aulas	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	0.4 (40)	1.5 (150)	3.5 (350)
e) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	0.4 (40)	3.5 (350)	4.5 (450)
f) Otros lugares de reunión (bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, salas de juego y similares)	0.4 (40)	2.5 (250)	3.5 (350)
g) Comercios, fábricas y bodegas	0.8W _m	0.9W _m	W _m
h) Azoteas con pendiente no mayor de 5 %	0.15 (15)	0.7 (70)	1.0 (100)
i) Azoteas con pendiente mayor de 5 %; otras cubiertas, cualquier pendiente.	0.05 (5)	0.2 (20)	0.4 (40)
j) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	0.15 (15)	0.7 (70)	3 (300)
k) Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	0.4 (40)	1.0 (100)	2.5 (250)



1.3.2 Hipótesis para el modelado de sistemas de piso de edificios bajo la acción de cargas laterales

El modelado estructural de edificios, considera tres sistemas fundamentales: el sistema de piso, el sistema de soporte y la cimentación. El primero de ellos no solo tiene la función de transmitir las cargas gravitacionales a los apoyos y por supuesto a la cimentación, debe, además, ser capaz de transmitir cargas laterales a los elementos verticales (columnas o muros) para lo cual es necesario que posea características de rigidez y resistencia adecuadas en su plano. El sistema de soporte no solo deberá contener las cargas gravitacionales, también deberá proporcionar la suficiente rigidez lateral a la estructura para mantener, en un rango preestablecido, los esfuerzos y desplazamientos ocasionados por fuerzas horizontales derivadas de acciones dinámicas como sismos. Por último la cimentación es responsable de transmitir al suelo, los efectos de las solicitaciones estáticas y dinámicas a que esté sometida la estructura durante su vida útil.

El análisis sísmico convencional de edificios considera que la masa de la estructura se concentra en sus niveles y que las fuerzas laterales de inercia inducidas por el movimiento del terreno se distribuyen uniformemente en éstos. Las deformaciones que se presentan en los niveles de un edificio debido a éstas fuerzas de inercia, son generalmente despreciables comparadas con las deformaciones producidas en otro tipo de elementos estructurales como vigas y columnas. Esta situación es aceptable, para sistemas de piso que cumplen, como ya se mencionó, con ciertas características de rigidez y resistencia y, de manera importante, con relaciones geométricas regulares, como sucede en la gran mayoría de los edificios existentes. Al respecto, la mayoría de los sistemas de piso utiliza el concreto reforzado o presforzado como material, debido a su resistencia, durabilidad, facilidad para moldearse y economía, por lo que los aspectos importantes a cuidar, en éste caso, serían: a) el espesor del piso o espesor equivalente del sistema de elementos que lo forman y que determina la rigidez sistema y, b) la geometría en planta del nivel; una relación de aspecto máxima de la planta de 2.5, se considera el límite geométrico para considerar al piso como regular.

Hoy día existe una variedad importante de sistemas de piso y técnicas constructivas que garantizan un trabajo integral entre los niveles y la estructura de soporte del edificio. Entre éstos se pueden mencionar los sistemas tradicionales de colado en sitio, como la losa maciza, trabajando en una o dos direcciones, la losa aligerada, la losa plana y la losa-acero, entre otros. Por otro lado tenemos los sistemas de piso contruidos a base de elementos prefabricados, que emplean, la mayoría de ellos, técnicas de preesfuerzo y que han ganado popularidad por su rapidez y sencillez en la colocación; entre éstos podemos mencionar las trabes "T", tableros de losas huecas, etc. Es importante mencionar que, para lograr un trabajo conjunto y una adecuada transmisión de las cargas laterales a los elementos de entrepiso, los sistemas de piso prefabricados deben cumplir con recomendaciones de diseño y estructuración más estrictas, encaminadas a lograr un trabajo de diafragma rígido.

Con base en los argumentos antes mencionados, el modelado de edificios convencionales sometidos a la acción de cargas laterales acepta como una hipótesis importante que las losas de los niveles se consideren como diafragmas de piso



infinitamente rígidos en su plano, cuyo comportamiento puede ser estudiado, con razonable precisión, en función de tres grados de libertad: dos traslaciones en el plano del nivel (u y v) y una rotación alrededor de un eje vertical (ϕ), figura 1.18, asociados al movimiento de un nudo maestro sobre el cual se concentra toda la masa del nivel (centro de masa del nivel, CM). Esta hipótesis permite reducir de manera importante, la complejidad de los modelos tridimensionales de estructuras, ya que de lo contrario, en un caso extremo, se tendría que considerar el desplazamiento independiente de cada nudo contenido en el nivel, en función de 6 grados de libertad. Por tanto, para que el nivel de un edificio sea modelado como diafragma rígido en su plano, es imperativo que cumpla todas las características antes mencionadas.

Considerando la calidad de las técnicas constructivas y materiales empleados en los sistemas de piso de edificios, el aspecto que frecuentemente invalida la hipótesis de diafragma rígido, es la irregularidad geométrica en planta que presentan los niveles, figura 1.19, pues aunque éstos posean características mecánicas y espesores adecuados, pueden existir deformaciones por flexión en su plano, por efecto de la carga lateral. Este problema es complejo ya que la transmisión de cargas laterales a los elementos de los entrepisos, no sólo depende de la rigidez de los mismos, sino también de la deformación que experimente el diafragma. A este comportamiento se le denomina flexibilidad de piso y debe emplearse un método más refinado para su estudio.

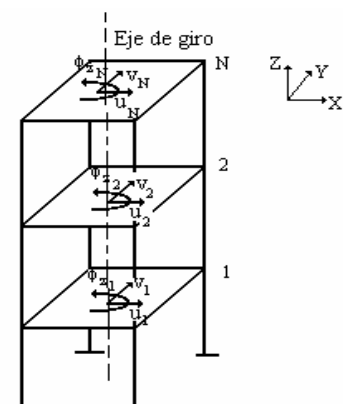


Figura 1.18 Edificio con diafragma de piso rígido

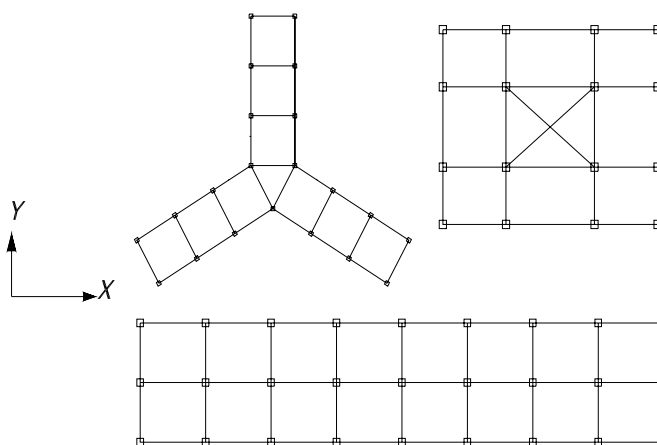


Figura 1.19 Configuraciones geométricas que invalidan la hipótesis de diafragma rígido.

1.3.3 Bases del análisis sísmico estático

Es evidente que las solicitaciones que inducen los sismos a un edificio son de naturaleza dinámica, sin embargo, muchos de los reglamentos existentes en el mundo, entre ellos el de México, permiten determinar, para estructuras con ciertas características de regularidad, los efectos sísmicos mediante un procedimiento de análisis simplificado que considera fuerzas estáticas equivalentes aplicadas lateralmente en sus niveles.



Las principales hipótesis que considera el Método Sísmico Estático son:

- a) El comportamiento dinámico de la estructura está gobernado por su primer modo de vibrar
- b) Considera que la estructura tiene una configuración geométrica regular
- c) La masa se encuentra uniformemente distribuida en el nivel

El reglamento de construcciones vigente (RCDF) limita el empleo del Método Sísmico Estático para edificios con altura mayor a 20 m y recomienda que se evite su uso para configuraciones estructurales irregulares en planta y elevación o en aquellas donde se presenten distribuciones no uniformes de masas y/o rigideces.

La fuerza cortante total sobre la estructura se obtiene de la fuerza de inercia que se induce en un sistema equivalente de un grado de libertad. En la base, la fuerza cortante se calcula como:

$$V_b = C_s W \quad (1.3.1)$$

Donde, C_s , es el coeficiente sísmico o coeficiente de cortante basal y W el peso total de la estructura. Si no se calcula el periodo fundamental de vibrar del edificio, el C_s se calcula de manera conservadora como:

$$C_s = c/Q' \quad (1.3.2)$$

El valor de c es la ordenada máxima del espectro de diseño para la zona donde se ubique la estructura y Q' es el factor de comportamiento sísmico que permite reducir las fuerzas sísmicas en función de la capacidad de deformación del sistema estructural propuesto.

Para la distribución de ésta fuerza en los niveles del edificio, el método acepta la hipótesis de que la distribución de aceleraciones es lineal en la altura del edificio, partiendo de cero en su base, figura. 1.20, es decir:

$$F_i = m_i a_i = \left(\frac{w_i}{g} \right) \left(\frac{h_i}{H} \right) a_m \quad (1.2.3)$$

$$V_b = \sum F_i = \left(\frac{a_m}{H} \right) \left(\frac{w_i h_i}{g} \right); \quad a_m = \left(\frac{V_b H g}{\sum w_i h_i} \right) \quad (1.2.4)$$

$$F_i = \frac{(w_i h_i) V}{\sum w_i h_i} = C_s W \frac{(w_i h_i)}{\sum w_i h_i} \quad (1.2.5)$$

En las ecuaciones anteriores g es la aceleración de la gravedad y a_m es la aceleración máxima, producida en la azotea del edificio.

1.3.4 Análisis sísmico estático de edificios empleando marcos planos

Basados en la hipótesis de diafragma rígido, tradicionalmente se han utilizado dos formas para realizar el análisis tridimensional de edificios. Una de ellas considera a la estructura como un sistema tridimensional formado por elementos (vigas, columnas y muros). Dadas las complejidades que esto involucra, se ha propuesto un planteamiento más sencillo que considera a la estructura como un conjunto de marcos



planos unidos mediante un diafragma de piso rígido, obteniéndose resultados con razonable precisión para estructuras regulares como las que se comentan en este escrito, sin embargo, es de interés mencionar que existen algunas limitantes u omisiones que se cometen al utilizar este tipo de modelos, algunas de las cuales son conservadoras, pero otras pueden sobreestimar la capacidad de la estructura:

- Los marcos sólo son capaces de soportar fuerzas en su plano y, por tanto, se desprecia la contribución a su rigidez de elementos contenidos fuera de éste.
- Se puede sobrestimar la inercia de columnas en las que concurren varias vigas en planos diferentes.
- Cuando los ejes de flexión de los elementos que forman un marco no son principales, su comportamiento no puede ser estudiado como un modelo plano.

Se describe a continuación la metodología empleada para realizar el análisis sísmico estático, considerando que la estructura está formada por un ensamble de marcos planos.

Una vez que se han determinado las fuerzas sísmicas estáticas en los diferentes niveles del edificio, aplicadas en los CM, el problema consiste en determinar los desplazamientos de las losas o niveles, mediante la solución de la ecuación de equilibrio derivada del método de rigideces, y con ellos, obtener los desplazamientos de los marcos. El paso final es calcular las fuerzas que soporta cada marco plano y a partir de éstas, los elementos mecánicos correspondientes.

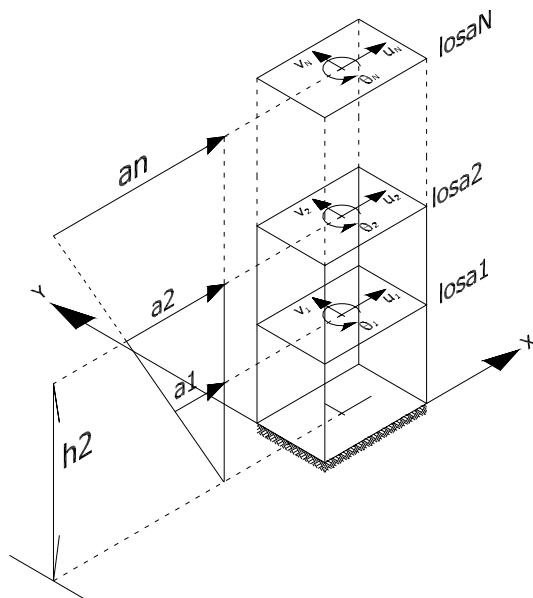


Figura 1.20 Fuerzas sísmicas estáticas.

1.3.4.1 Desplazamientos en marcos

Conocidos los tres grados de libertad que definen el movimiento de un diafragma de piso rígido "i" es posible calcular la deformación lateral D_{ij} que experimenta un marco cualquiera "j", orientado un ángulo β_j ; esto se logra mediante la proyección en planta de los desplazamientos del diafragma u , v y θ sobre el eje del marco, como se indica en las figuras 1.21 y 1.22, es decir:

$$D_{ij} = u_i \cos \beta_j + v_i \sin \beta_j + r_j \theta_j \quad (1.2.6)$$

Donde $r_j = x_i \operatorname{sen} \beta_j - y_i \operatorname{cos} \beta_j$ mide la distancia (con signo) perpendicular al eje del marco.

La ecuación anterior, es la aplicación del principio de Continuidad, que nos permite establecer una relación geométrica entre los desplazamientos y deformaciones de la estructura.

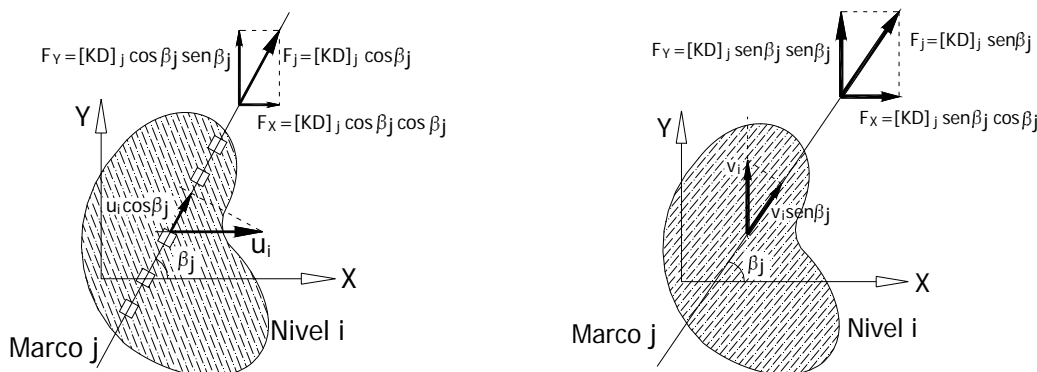


Figura 1.21 Desplazamiento del diafragma en las direcciones X y Y y fuerzas sobre el marco.

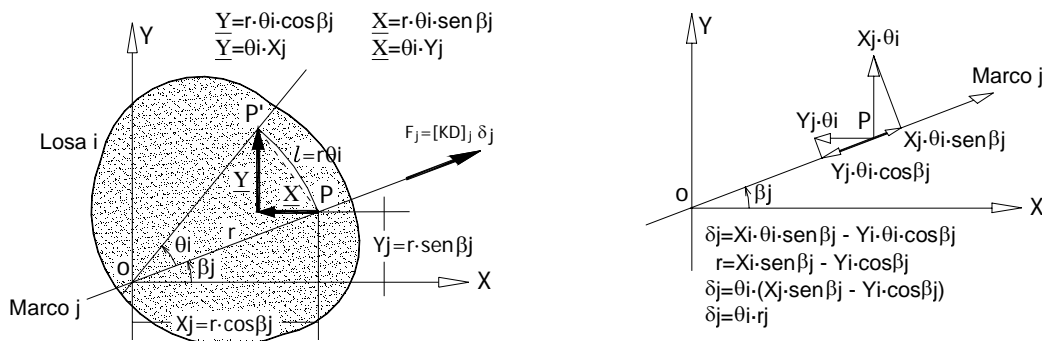


Figura 1.22 Rotación del diafragma respecto al eje Z y fuerza sobre el marco

1.3.4.2 Fuerzas estáticamente equivalentes

Cuando se realiza el análisis de una estructura, es necesario definir un sistema global de referencia, al cual estarán asociados los desplazamientos de los niveles y las fuerzas aplicadas. Para mayor facilidad del planteamiento propuesto, se trasladarán las fuerzas sísmicas, aplicadas en los centros de masa (CM), al origen del sistema de referencia definido. Para garantizar que los efectos de traslación y rotación sean los mismos que los producidos por la fuerza aplicada en su posición inicial (CM), por estática se debe adicionar un momento M_{0i} producto de la fuerza sísmica por las coordenadas del CM referida al origen, ecuación 1.3.7. Diremos entonces que trabajaremos con fuerzas estáticamente equivalentes, referidas al origen del sistema de referencia empleado, figura 1.22.

$$M_{0i} = F_y X_{cm} - F_x y_{cm} \quad (1.3.7)$$

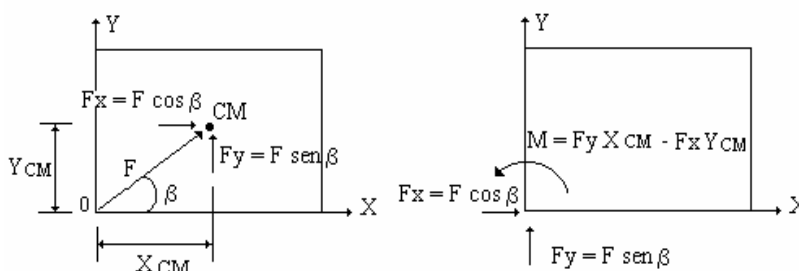


Figura 1.23 Fuerzas estáticamente equivalentes, referidas al origen del sistema de referencia

1.3.4.3 Determinación de la matriz de rigidez global del edificio

El análisis estructural de un sistema complejo como el caso de un edificio, tiene su base en las mismas hipótesis que se emplean para el análisis de sistemas simples, es decir, se parte de los 3 principios fundamentales: Continuidad, Ley de Hooke y Equilibrio. Por lo tanto, la relación entre las fuerzas sísmicas $\{F\}$ y los desplazamientos de los niveles de un edificio, $\{d\}$ se expresa mediante la ecuación:

$$\{F\} = [K_G]\{d\} \quad (1.3.7)$$

Donde $[K_G]$ es la matriz de rigidez general o global del edificio, obtenida de manera similar a como se hace para el caso de sistemas estructurales simples (armaduras, marcos, etc.), es decir:

- Se aplican desplazamientos unitarios independientes en dirección de los grados de libertad existentes o considerados
- Para cada desplazamiento aplicado se obtienen las fuerzas o rigideces en todos los elementos estructurales del sistema
- Se proyectan las fuerzas de todos los elementos en las direcciones de los grados de libertad

Para nuestro caso, los desplazamientos unitarios de la losa aplicados en dirección de u , v , θ , permiten obtener las deformaciones inducidas sobre los marcos al proyectarlos sobre sus ejes. Conocida la deformación que sufre el marco en sus niveles y su respectiva matriz de rigidez lateral $[K_D]$, es posible calcular las fuerzas originadas por estos desplazamientos unitarios. Para obtener su participación a la matriz de rigidez global de la estructura, es necesario proyectar la fuerza obtenida en cada marco, en dirección de cada uno de los grados de libertad del nivel, figuras. 1.21 y 1.22.

Si N es el número de niveles y se consideran 3 grados de libertad por piso, la matriz de rigidez de un edificio será de orden $3N \times 3N$. Para mayor claridad $[K_G]$, se puede dividir en una serie de submatrices que muestran la relación que existe entre las fuerzas sísmicas y los desplazamientos de la losa en una dirección particular, es decir:



$$\begin{pmatrix} [K_{xx}] & [K_{xy}] & [K_{x\theta}] \\ [K_{yx}] & [K_{yy}] & [K_{y\theta}] \\ [K_{\theta x}] & [K_{\theta y}] & [K_{\theta\theta}] \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \{u\} \\ \{v\} \\ \{\theta\} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} F_X \\ F_Y \\ M_Z \end{pmatrix} \quad (1.2.9)$$

Si los desplazamientos u , v , θ que se aplican en las figuras 1.21 y 1.22 son unitarios, siguiendo el procedimiento descrito podemos determinar cada una de las submatrices que forman $[K_G]$. De esta manera obtenemos:

$$[K_{XX}] = \sum [K_D]_j \cos^2 \beta_j \quad (1.3.10)$$

$$[K_{XY}] = \sum [K_D]_j \cos \beta_j \sen \beta_j \quad (1.3.11)$$

$$[K_{XB}] = \sum [K_D]_j \cos \beta_j r_j \quad (1.3.12)$$

$$[K_{YY}] = \sum [K_D]_j \sen^2 \beta_j \quad (1.3.13)$$

$$[K_{YB}] = \sum [K_D]_j \sen \beta_j r_j \quad (1.3.14)$$

$$[K_{\theta\theta}] = \sum [K_D]_j r_j^2 \quad (1.3.15)$$

$$[K_{XY}] = [K_{YX}]^T \quad (1.3.16)$$

$$[K_{\theta X}] = [K_{XB}]^T \quad (1.3.17)$$

$$[K_{\theta Y}] = [K_{YB}]^T \quad (1.3.18)$$

1.3.4.4 Obtención de elementos mecánicos

La obtención de elementos mecánicos inicia con la solución de la ecuación 1.3.8 que nos permite conocer los desplazamientos del edificio bajo la acción de un grupo de fuerzas laterales, es decir:

$$\{d\} = [K_G]^{-1} \{F\} \quad (1.3.19)$$

donde:

$$\{d\} = \{u_1, v_1, \theta_1, u_2, v_2, \theta_2, \dots, u_N, v_N, \theta_N\}^T \quad (1.3.20)$$

Conocidos los desplazamientos en las losas, mediante el principio de continuidad, ecuación 1.3.6, se calculan los desplazamientos o deformaciones laterales en cada uno de los marcos del edificio.

La relación entre las fuerzas $\{F\}_j$ de un marco y los desplazamientos laterales de sus niveles $\{D\}_j$, se establece mediante la ecuación 1.3.21, que corresponde a la aplicación del principio de la ley de Hooke.

$$\{F\}_j = [K_D] \{D\}_j \quad (1.3.21)$$



Finalmente, definidas las fuerzas actuantes en los niveles de un marco, con base en métodos convencionales, se obtienen las fuerzas internas en los elementos estructurales que los forman.

1.3.4.5 Efectos de torsión.

1.3.4.5.1 Antecedentes

En el intervalo elástico, la no coincidencia entre la fuerza cortante sísmica y la fuerza resistente de los entrepisos de la estructura, trae como consecuencia el acoplamiento entre los desplazamientos traslacionales y rotacionales de los sistemas de piso. Este fenómeno es conocido como torsión sísmica en edificios y se encuentra presente en el comportamiento de estructuras asimétricas. En términos generales, la asimetría se puede presentar por una distribución no uniforme de las rigideces de los elementos estructurales, de las masas asociadas a los niveles y por condiciones geométricas en planta y elevación.

Para fines de análisis, el Reglamento del Distrito Federal permite analizar los edificios sometidos sólo a traslación de los niveles e incluir los efectos torsionantes en la estructura, mediante un momento torsionante calculado como el producto de la fuerza cortante por una excentricidad de diseño. Esta excentricidad de diseño trata de considerar los efectos dinámicos y otro tipo de incertidumbres que el fenómeno implica. Sin embargo, con las capacidades de los programas de análisis y equipos de cómputo existentes en la actualidad, este procedimiento no se justifica ya que un análisis tridimensional de la estructura, puede considerar simultáneamente el acoplamiento de estos efectos y obtener la distribución de fuerza cortante sobre sus elementos, tomando en cuenta la excentricidad de diseño antes mencionada. Para entender conceptualmente el problema, es común ilustrar los efectos de traslación y rotación desacoplados sobre un sistema simple, pero finalmente para una estructura compleja se realiza un análisis tridimensional.

1.3.4.5.2 Excentricidades estática y de diseño

La excentricidad de diseño (e_d) tiene un formato similar en códigos de diseño de varios países, ecuaciones 1.2.22 y 1.2.24:

$$e_{d1} = \alpha e_s + \beta b \quad (1.3.21)$$

$$e_{d2} = \delta e_s + \beta b \quad (1.3.21)$$

donde:

e_s = Excentricidad estática o estructural

b = Máxima dimensión en planta del edificio, medida perpendicular a la dirección del sismo.

α y δ = Coeficientes que toman en cuenta la amplificación dinámica de la excentricidad y consideran las diferencias entre los resultados de los métodos estáticos y dinámicos de análisis.



β Coeficiente de torsión accidental, que intenta considerar incertidumbres en las rigideces de los elementos, resistencias, masas y otras fuentes de torsión difíciles de tomar en cuenta, como son las rotaciones en la base producidas por la variación espacial del movimiento del terreno, entre otras.

La tabla 1.6 muestra los valores de los coeficientes α , δ , y β estipulados en cuatro códigos de diseño sísmico. En la figura 1.24 se comparan las recomendaciones de diseño sísmico por torsión, tomando como base la excentricidad de diseño (e_{d1}) de los cuatro códigos presentados en la tabla 1.6.

En la figura 1.24 se observa que todas las excentricidades de diseño propuestas por diferentes códigos presentan una variación lineal, esta excentricidad de diseño crece a medida que la excentricidad estática o estructural presenta un incremento en su valor. De esta figura, se observa que la excentricidad de diseño propuesta de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF es la que presenta los mayores valores.

Tabla 1.6 Coeficientes que definen las excentricidades de diseño en diversos códigos

Código	α	δ	β
México (RCDF-1993)	1.50	1.00	0.10
Estados Unidos (UBC-1988)	1.00	1.00	0.05
Canadá (NBCC-1990)	1.50	0.50	0.10
Nueva Zelanda (1992)	1.00	1.00	0.10

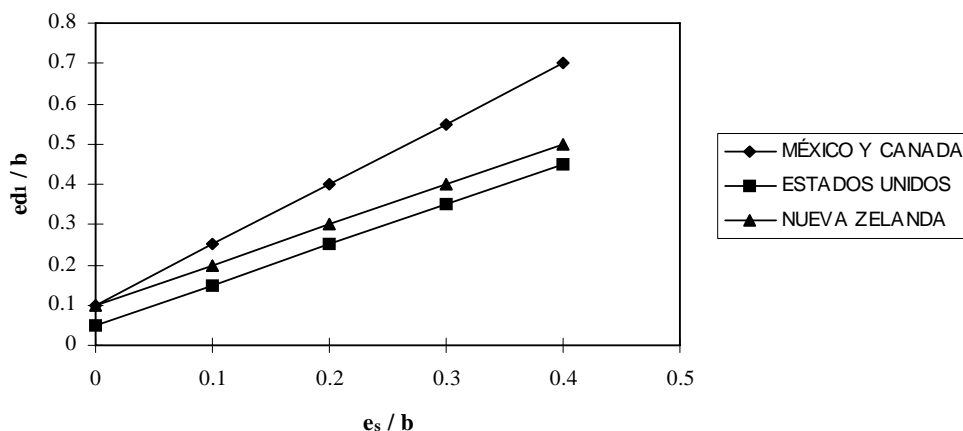


Figura 1.24 Comparación de la excentricidad de diseño e_{d1} en diferentes códigos sísmicos.

La excentricidad estática o estructural, e_s , se define como la distancia entre el Centro de Torsión, CT (X_{CTj} , Y_{CTj}), y el punto por donde pasa la fuerza cortante sísmica en el entrepiso, V_i . A éste último se le conoce como Centro de Cortante, CC (X_{CCj} , Y_{CCj}), figura 1.25. Con base en lo anterior, para cada dirección de análisis se tendrían



una excentricidad, es decir:

$$e_{sxj} = X_{CCj} - X_{CTj} \quad (1.3.24)$$

$$e_{syj} = Y_{CCj} - Y_{CTj} \quad (1.3.25)$$

Conocida la posición de los CM (X_{CMj}, Y_{CMj}), en los niveles del edificio y la fuerza sísmica, F_j , que actúa en éstos, las coordenadas del CC (X_{CCj}, Y_{CCj}) se obtienen con las siguientes ecuaciones:

$$X_{CCj} = \sum \frac{F_j X_{Mj}}{V_j} \quad (1.3.26)$$

$$Y_{CCj} = \sum \frac{F_j Y_{Mj}}{V_j} \quad (1.3.27)$$

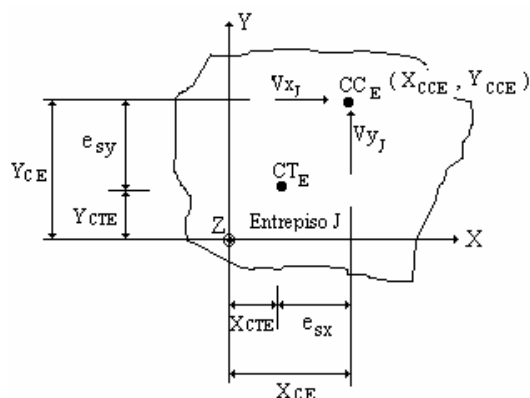


Figura 1.25 Excentricidad estática o estructural (e_s)

Para los fines del análisis sísmico, el Centro de Torsión (CT), de un edificio se define como el lugar geométrico en sus niveles o entrepisos en el cual se debe aplicar la fuerza o cortante sísmico, para que exista solo traslación, figura 1.26. Con base en lo anterior y para un análisis donde sólo exista traslación, el CT en el entrepiso, corresponderá al punto en el cual se ubica la resultante de sus resistencias (fuerza cortante resistente en los elementos del entrepiso). Esta última definición nos permite calcular el CT, con ayuda de programas comerciales.

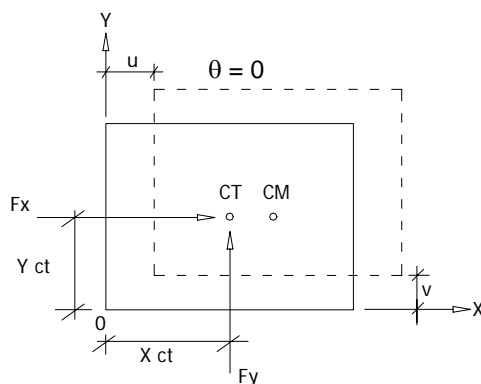


Figura 1.26 Coordenadas del Centro de Torsión en el nivel



Para determinar la fuerza cortante por torsión en los elementos de un entrepiso, el momento torsionante se calculará considerando los dos casos de la excentricidad de diseño y se identificarán los efectos más desfavorables para cada elemento estructural o plano resistente.

De manera ilustrativa, las fuerzas cortantes sísmicas totales en los entrepisos se obtienen al sumar algebraicamente un cortante directo, producido sólo por efectos de traslación en el nivel, y un cortante generado por torsión, figura 1.2.11.

1.2.4.5.3 Planteamiento matricial para el cálculo del centro de torsión.

Ha sido práctica común calcular la ubicación del CT en función de las rigideces de entrepiso (modelo de cortante), al considerar o no la flexión de sus vigas. En las ecuaciones. 1.3.28 a 1.3.31 se presentan las expresiones para calcular el CT de edificios en función de su rigidez de entrepiso, de acuerdo con la metodología propuesta por Damy y Alcocer (1987). Por otro lado, el planteamiento considera que la estructura puede estar formada por marcos no ortogonales en planta.

$$X_R = \frac{[-K_{\theta x} \quad K_{xy} + K_{\theta y} \quad K_{xx}]}{(K_{xx} \quad K_{yy} - K_{xy}^2)} \quad (1.3.28)$$

$$X_R = \frac{\left[K_{xx} \left(K_{i x_i s_i^2} - K_{i y_i s_i c_i} \right) + K_{xy} \left(K_{i y_i c_i^2} - K_{i x_i s_i c_i} \right) \right]}{(K_{xx} \quad K_{yy} - K_{xy}^2)} \quad (1.3.29)$$

$$X_R = \frac{[-K_{\theta x} \quad K_{yy} + K_{\theta y} \quad K_{xy}]}{(K_{xx} \quad K_{yy} - K_{xy}^2)} \quad (1.3.30)$$

$$X_R = \frac{\left[K_{yy} \left(K_{i y_i c_i^2} - K_{i x_i s_i c_i} \right) + K_{xy} \left(K_{i x_i s_i^2} - K_{i y_i s_i c_i} \right) \right]}{(K_{xx} \quad K_{yy} - K_{xy}^2)} \quad (1.3.31)$$

donde:

$$K_{xx} = K_i c_i^2 \quad (1.3.32)$$

$$K_{yy} = K_i s_i^2 \quad (1.3.33)$$

$$K_{xy} = K_i c_i s_i \quad (1.3.34)$$

$$K_{\theta x} = K_{i r_j c_i} = \sum K_{i y_i c_i^2} - \sum K_{i x_i c_i s_i} \quad (1.3.35)$$

$$K_{\theta y} = K_{i r_j s_i} = \sum K_{i x_i s_i^2} - \sum K_{i y_i s_i c_i} \quad (1.3.36)$$

$$r_i = x_i s_i - y_i c_i \quad (1.3.37)$$

K_i = rigidez de un entrepiso del marco i

(x_i, y_i) = coordenadas de un punto cualquiera del eje del marco i



$$s_i = \text{sen } \beta_i$$

$$c_i = \text{cos } \beta_i$$

β_i = ángulo que forma el eje x con el marco i

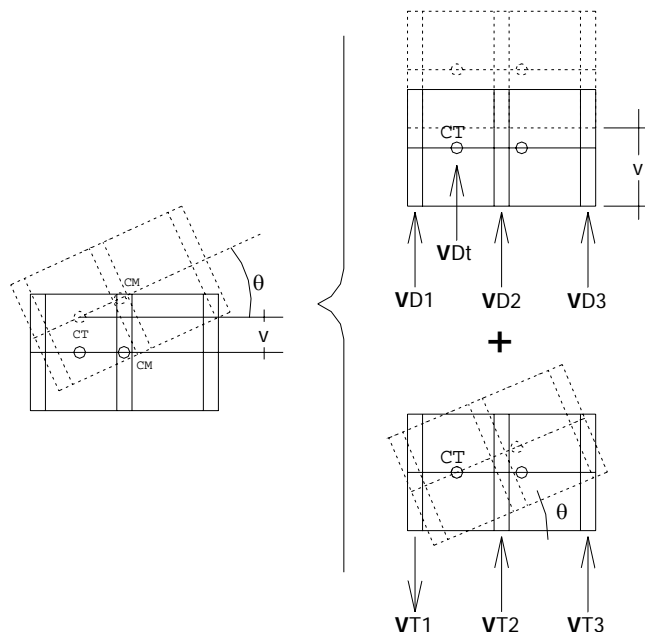


Figura 1.27 Obtención conceptual del cortante de diseño.

Por otro lado este método sólo es válido siempre y cuando cada marco tome la misma proporción de cortante en cada entrepiso (hipótesis de las alfas), lo cual no se cumple en edificios estructurados con muros.

Es importante destacar que, la posición del CT en un entrepiso no es de interés por sí sola, ya que dicho entrepiso forma parte de una estructura más compleja cuyo comportamiento se evalúa de conjunto. Es por ello que debe tratarse al CT como un concepto tridimensional, que es función no sólo de la geometría y rigidez de la estructura, sino también de la distribución de cargas laterales aplicadas en la misma (Damy y Alcocer, 1987), excepto para edificios simétricos en rigideces, donde, independientemente de la distribución de cargas laterales, el CT, estará ubicado en el centroide de su planta.

A continuación, se presenta una metodología para calcular el CT tridimensional, propuesta por Damy y Alcocer (1987), basada en el análisis de la estructura en dos direcciones ortogonales e independientes.

Si se considera un análisis tridimensional, la posición del centro de torsión en un entrepiso se puede obtener a partir de la matriz de rigideces del edificio y de la distribución de las fuerzas sísmicas. Para una dirección de análisis seleccionada, y con una distribución lateral de cargas aplicada en la estructura, se determinan, en primera instancia, los desplazamientos laterales sin permitir las rotaciones de los niveles del edificio. Posteriormente, se calculan los momentos necesarios para impedir que los niveles roten. Finalmente, las coordenadas del CT se obtienen al dividir el momento entre la fuerza sísmica actuante en el nivel para cada dirección, figura 1.26.



Matricialmente se procede de la siguiente manera: partiendo de la hipótesis de que no existe rotación en los niveles del edificio y considerando la ecuación de equilibrio lateral de la estructura, se realiza un análisis en direcciones independientes. De esta forma, al aplicar un estado de carga lateral cualquiera en la dirección " X ", se tendrá:

$$\begin{pmatrix} \mathbf{K}_{xx} & \mathbf{K}_{xy} & \mathbf{K}_{x\theta} \\ \mathbf{K}_{yx} & \mathbf{K}_{yy} & \mathbf{K}_{y\theta} \\ \mathbf{K}_{\theta x} & \mathbf{K}_{\theta y} & \mathbf{K}_{\theta\theta} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \{u\} \\ \{v\} \\ \theta = 0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \{F_x\} \\ \{0\} \\ M = \{-F_x Y_{CTN}\} \end{pmatrix} \quad (1.3.38)$$

Al desarrollar los productos matriciales, se obtiene:

$$[\mathbf{K}_{xx}]\{u\} + [\mathbf{K}_{xy}]\{v\} = \{F_x\} \quad (1.3.39)$$

$$[\mathbf{K}_{yx}]\{u\} + [\mathbf{K}_{yy}]\{v\} = \{0\} \quad (1.3.40)$$

$$[\mathbf{K}_{\theta x}]\{u\} + [\mathbf{K}_{\theta y}]\{v\} = [-F_x]\{Y_{CTN}\} = \{M\} \quad (1.3.41)$$

Al resolver las ecuaciones 1.3.39 y 1.3.40, se obtienen los vectores de desplazamientos traslacionales de los niveles del edificio $\{u\}$ y $\{v\}$ por efecto de la fuerza sísmica aplicada, $\{F_x\}$. Posteriormente, al sustituir los desplazamientos obtenidos en la ecuación 1.3.41, se obtienen los momentos en los niveles M_{0i} referidos al origen y finalmente se determina la coordenada del CT en cada nivel i con la ecuación. 1.3.42.

$$Y_{CTi} = - \frac{M_{0i}}{F_i} \quad (1.3.42)$$

De manera análoga, al aplicar sismo en la dirección "Y" se calcula la coordenada X_{CTi} , con la ecuación. 1.2.43.

$$X_{CTi} = - \frac{M_{0i}}{F_i} \quad (1.3.43)$$

Considerando un sistema cartesiano derecho, de la ecuación 1.2.7 se observa que el momento respecto al origen producido por la fuerza sísmica en dirección X, es negativo y el que produce la fuerza sísmica en dirección Y, es positivo.

Una vez calculados los CT en los niveles del edificio, (X_{CTi}, Y_{CTi}) , por estática podemos obtener los centros de torsión de los entresijos, al aplicar las siguientes expresiones:

$$X_{CTe_j} = F_j \frac{X_{CTj}}{V_j} \quad (1.3.44)$$

$$Y_{CTe_j} = F_j \frac{Y_{CTj}}{V_j} \quad (1.3.45)$$

donde :

NN = número de entresijos o niveles.

(X_{CTe_j}, Y_{CTe_j}) = Coordenadas del CT del entresijo "j".



(X_{CTj}, Y_{CTj}) = Coordenadas del CT del nivel "j".

V_j = Fuerza cortante del entrepiso "j".

F_j = Fuerza sísmica actuante en el nivel "j".

1.4 Refuerzo de estructuras de concreto reforzado

Después del gran sismo del 19 de septiembre de 1985, los primeros informes señalaban aproximadamente 1500 edificios severamente dañados; posteriormente, este número se incrementó debido a que se descubrieron daños mayores a los inicialmente observados y a que las autoridades de la ciudad dispusieron que todos los edificios catalogados como grupo "A" deberían cumplir con la reglamentación sísmica actual. El número de construcciones por rigidizarse o reforzarse ha resultado muy grande, tanto es así que aún hoy, a diecinueve años de aquellos grandes sismos, muchas construcciones están en proceso de reparación y otras esperan ser reparadas.

El año de 1985 fue un parteaguas para la ingeniería sísmica en México. A partir de este año, se cobró plena conciencia de la enorme importancia de la adecuada aplicación de esta disciplina en el diseño de toda construcción civil en zonas sísmicas. Debido a los macrosismos de este año se perdieron un gran número de vidas humanas y una cantidad enorme de los recursos materiales del país tuvieron que ser invertidos para la renovación de las zonas afectadas.

A partir de entonces, la atención se centró en gran medida, en innovar técnicas de refuerzo y a actualizar las existentes (Iglesias, et al, UAM). Varias instituciones públicas y privadas se dieron la tarea de reforzar edificios dañados por los temblores o de reforzar edificios para que cumplieran con las nuevas disposiciones reglamentarias.

Los coeficientes sísmicos especificados en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1976 (RCDF76) se aumentaron en las Normas de Emergencia emitidas en 1985, mismos que se conservaron en el siguiente reglamento publicado por el Diario Oficial en 1987. Dichos coeficientes sísmicos son los que se estipulan en el reglamento de 1993 (RCDF93). Por otro lado, las disposiciones referentes al coeficiente de comportamiento sísmico (Q) se volvieron más exigentes. Actualmente, la propuesta de las nuevas NTC para diseño por sismo del 2001 tienen algunas variantes con respecto de las del RCDF93. En la parte del cuerpo principal de éstas, la diferencia más notable es que se hace una subdivisión más precisa de la zona de terreno compresible, quedando ahora con las zonas IIIa, IIIb, IIIc y IIId, de acuerdo a los periodos de vibración dominantes reportados en cada una de ellas. En la parte del Apéndice A se permiten reducciones por efectos de sobre resistencia y de ductilidad (Q'); se aplica sólo para los diseños de las zonas de transición y compresible. En dicho apéndice también se permite revisar la rigidez lateral de la estructura ante una condición de servicio y otra de colapso.

Debido a los cambios en el reglamento y a los daños producidos por temblores ha sido necesario reforzar los edificios usando algunas de las alternativas de refuerzo, como son: elementos de contravientos, muros de rigidez, encamisado de: elementos estructurales, etc.



1.4.1 Conceptos generales del refuerzo estructural de edificios de concreto reforzado

Si se toma la decisión de reforzar una estructura existente, entonces dicha intervención debe ser contundente. Esto es, el proyectista no debe caer en la tentación de hacer cambios menores para rehabilitar la estructura. Por lo general la decisión de reforzar una estructura se basa en la necesidad de que se replantee el diseño original de la misma, y el proyectista debe hacer todo lo posible por proporcionarle un sistema estructural y propiedades mecánicas que le permitan tener un comportamiento adecuado (Terán, 1997).

1.4.1.1 Elementos disponibles para refuerzo estructural de edificios de concreto reforzado.

Algunos de los elementos disponibles para el refuerzo de estructuras son los siguientes:

1.4.1.1.1 Muros de concreto.

Una de las técnicas más utilizadas para la rigidización y refuerzo de estructuras existentes consiste en la adición de muros de concreto.

El comportamiento de los muros de concreto depende principalmente de su relación de esbeltez. Los efectos de flexión dominan el comportamiento de muros esbeltos mientras que en muros con relación altura/ancho pequeña los efectos de cortante son muy importantes.

1.4.1.1.2 Encamisado

Existen varias opciones para el encamisado de elementos de concreto, siendo la más usual la de envolver a la sección existente con una camisa de concreto reforzada o con acero longitudinal y transversal. Dependiendo de cómo se encamisen los elementos estructurales existentes, es posible obtener incrementos de resistencia y rigidez, y/o de capacidad de deformación (ductilidad) de la estructura.

El uso más común del encamisado se da en estructuras con marcos resistentes a momentos, encamisándose, en la mayoría de los casos, tanto las vigas como las columnas de la estructura. En estructuras basadas en losa plana el incremento de rigidez obtenido al encamisar las columnas y algunas nervaduras suele ser insuficiente. por lo que en estos casos suele recurrirse al empleo de muros de concreto o contravientos metálicos.

En caso de que los elementos existentes exhiban daños importantes, es conveniente restaurarlos antes de encamisarlos. Se sugiere dimensionar y detallar la camisa siguiendo los lineamientos de diseño que se establecen en las Normas Técnicas Complementarias (NTC) de Concreto.



Debido a que la camisa incrementa la sección transversal de los elementos existentes sin modificar su dimensión longitudinal, en algunas ocasiones y sobretodo en el caso particular del encamisado de columnas, el diseño de la camisa debe contemplar los lineamientos de diseño de elementos de gran peralte, cuyo comportamiento varía con respecto al de elementos esbeltos.

1.4.1.1.3 Contravientos

El empleo de diagonales de acero para reforzar estructuras con marcos de concreto reforzado, es una solución que se aplica comúnmente.

Con la aplicación de este sistema de refuerzo en estructuras, se pretende mejorar la rigidez de la construcción ante la acción de las fuerzas horizontales; así como aumentar la resistencia y capacidad de la estructura, logrando disminuir la magnitud de los efectos de flexión y cortante en los elementos de la estructura.

Ventajas

En muchas ocasiones, el uso de contraventeo metálico es una opción atractiva desde los puntos de vista estructural y no estructural. Dentro de las ventajas estructurales están las siguientes;

1. **Compatibilidad de rigideces.** Cuando se plantea un sistema de refuerzo basado en contravientos metálicos, es posible manejar un amplio rango de rigideces laterales. Este hecho lo constituye en un esquema eficiente, ya que casi siempre es posible configurar un sistema de contravientos con una rigidez lateral comparable a la de la estructura existente.

2. **Cargas en la cimentación.** En muchos casos es posible configurar al sistema de contravientos para que distribuya la carga de una manera más o menos uniforme en la cimentación existente, de manera que se evite el refuerzo de ésta última.

3. **Poco peso.** La adición de contravientos añade poca masa reactiva a la estructura.

Entre los atractivos no estructurales, pueden mencionarse los siguientes:

4. **Proceso constructivo limpio.** Por lo general, la incorporación de los contravientos a la estructura existente no requiere del colado de concreto fresco.

5. **Iluminación.** Los contravientos no bloquean el paso de la luz solar al interior de la estructura.

Desventajas

El adicionar un conjunto de contravientos a una estructura de concreto ya existente, presentan algunas desventajas como son:

1. Lograr una conexión, capaz de transmitir solamente las fuerzas de compresión o de tensión que se producen en las diagonales de refuerzo.

2. Evitar que, por deficiencia de la conexión se produzcan fuerzas cortantes en las trabes o columnas que concurren al nudo.

3. Lograr que la construcción de la conexión sea fácil y económica.

4. Se pueden transmitir cargas en la cimentación que den lugar a que ésta se refuerce.



Tipos de contraventeo

Existen diferentes elementos que pueden ser utilizados para el contraventeo de una estructura. Algunos de estos trabajan tanto a tensión como a compresión, mientras que otros, a tensión exclusivamente. En el primer caso los elementos poseen una rigidez axial elevada (perfiles estructurales, tubos de acero, secciones cajón, etc.) mientras que en el segundo, poseen poca rigidez axial (cables).

En general, los elementos robustos de acero pueden utilizarse en cualquier caso, mientras que los cables son más aplicables en estructuras bajas.

1.4.1.1.4 Dispositivos disipadores de energía sísmica

La mayor parte de los códigos de diseño sísmico señalan que las estructuras deben ser capaces de absorber las demandas extraordinarias que provocan los temblores, incursionando dentro del rango inelástico de sus materiales; es decir, haciendo uso de las reservas últimas de la estructura. Dicha filosofía de diseño implica que, en el caso de sismos fuertes, las estructuras admitan ciertos daños sin llegar al colapso, toda vez que la forma más común para que se disipe la energía liberada por los sismos es mediante el trabajo inelástico de sus elementos estructurales.

Las nuevas tecnologías han encontrado conveniente que la disipación de energía durante un sismo sea desarrollada por elementos independientes de la estructura, en los cuales se concentre el daño y éste sea totalmente controlable.

En México como en todo el mundo, existen pocas recomendaciones normativas sobre el diseño sísmico de edificios con disipadores. La mayoría de las normas permiten utilizar disipadores de energía con la condición de que los diseños sean aprobados por las autoridades correspondientes.

En la sección 4 (Reducción de Fuerzas Sísmicas) de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (1995) se establece:

"Cuando se adopten dispositivos especiales capaces de disipar energía por amortiguamiento o comportamiento inelástico, podrán emplearse criterios de diseño sísmico que difieran de los aquí especificados, pero congruente con ellos, si se demuestran a satisfacción del Departamento tanto la eficacia de los dispositivos o soluciones estructurales como la validez de los valores del amortiguamiento y de Q' que se propongan.

Para el análisis de estos edificios comúnmente se parte de un prediseño el cual se va afinando mediante iteraciones usando análisis dinámicos no lineales.

Las ventajas que en general ofrece un disipador de energía son:

1. Capacidad de disipación de energía.
2. Control de deformaciones en un intervalo no lineal.
3. Rigidez inicial y resistencia que puede contrarrestar deflexiones desfavorables por servicio.

El concepto básico es que la energía se disipe a través del trabajo mecánico de estos dispositivos y no por el comportamiento dúctil de los elementos de la estructura.



La función de un disipador de energía es incrementar el amortiguamiento histerético en la estructura.

1.4.2 Generalidades del refuerzo de estructuras

Existen cuatro propiedades de una estructura que tienen mucha relevancia en su comportamiento ante excitaciones sísmicas. Tres de estas, su resistencia lateral, su rigidez lateral y su capacidad de deformación son características mecánicas de la estructura, mientras que la cuarta es la masa de la estructura. Por tanto, el primer paso que un proyectista debe emprender como parte de un proyecto de refuerzo estructural es estimar la masa de la estructura y las características mecánicas mencionadas, así como su distribución en planta y elevación. Con estas estimaciones, el proyectista debe tratar de entender la interacción de estas propiedades con la excitación sísmica, que llevó (o tiene el potencial de llevar) a la estructura a un mal comportamiento sísmico. Parte esencial de la estimación de las tres características mecánicas mencionadas con anterioridad es la identificación del sistema estructural del edificio existente, si es que existe alguno, y el tratar de entender lo mejor posible el planteamiento estructural original de la misma.

Con este entendimiento, el proyectista debe plantear un esquema de refuerzo que permita a la estructura tener un comportamiento sísmico adecuado, Esto es, el diseñador debe contemplar cómo los elementos de refuerzo modifican la rigidez, resistencia, capacidad de deformación, y en su caso la masa reactiva de la estructura existente; y cómo estos cambios impactan la respuesta estructural. Es en este sentido que la intervención que el proyectista hace en la estructura existente durante el proyecto de refuerzo estructural debe ser contundente. En otras palabras el diseñador debe hacer lo necesario para que la modificación de estas propiedades lleven a la estructura a un comportamiento adecuado. Dentro de este contexto se da otra problemática importante, que consiste en la dificultad del proyectista por predecir o evaluar el comportamiento sísmico de la estructura reforzada. Dada esta dificultad, se requiere que el proyectista contemple planteamientos estructurales de refuerzo que sean regulares y simples.

Dentro del planteamiento del sistema de refuerzo, el diseñador debe plantearse cómo es que la estructura existente va a contribuir al desempeño de la estructura reforzada, Puede ser que la estructura existente no sea aprovechable para resistir las cargas sísmicas, en cuyo caso será deseable desconectarla totalmente del sistema estructural sismorresistente. En otras ocasiones, será deseable tratar de obtener la mayor contribución posible del sistema estructural existente. Otra consideración importante para el refuerzo de la estructura es que en muchos casos existen circunstancias ajenas a las técnicas, como cuestiones sociales, económicas y políticas, que acaban teniendo más peso en la solución planteada.

En los proyectos de refuerzo estructural que se emprenden en la Ciudad. de México, por lo regular se obtienen incrementos de resistencia que oscilan entre el 50 al 100% de 1a resistencia de la estructura existente, e incrementos de rigidez del 100 al 400% de la rigidez original. Por lo tanto, es aconsejable que el proyectista considere durante sus proyectos de refuerzo, incrementos de resistencia y rigidez que se encuentren dentro o cerca de los rangos anteriores. Dado que la capacidad de deformación no es una propiedad que se maneje explícitamente en la normatividad actual, no existen estadísticas al respecto.

El tipo de sistema estructural que debe plantearse para el refuerzo de una



CAPITULO 1 ANTECEDENTES



estructura existente depende de cuáles de las tres características mecánicas de la estructura (rigidez, resistencia y capacidad de deformación) deben modificarse, y de la magnitud de dichas modificaciones. Por desgracia, la capacidad de deformación de la estructura no es un parámetro que se maneje explícitamente dentro del contexto de la normatividad actual, y en este sentido, es difícil manejada como parámetro de diseño. En general, si se requiere un aumento considerable de resistencia e incrementos moderados de rigidez (sin pérdida importante de la capacidad de deformación) se sugiere que el proyectista contemple el encamisado de la estructura existente. Para un incremento moderado de la resistencia y rigidez, se recomienda recurrir al uso de contraventeo metálico. Cuando se requiera un incremento importante de la rigidez en combinación con un incremento moderado de la resistencia, se aconseja recurrir al uso de muros de concreto. Es importante notar que el uso de contravientos y muros para el refuerzo de estructuras originalmente dúctiles suele resultar en una pérdida de la capacidad de deformación de las mismas. Cuando el problema se centre alrededor de un aumento importante de la capacidad de deformación de la estructura, se sugiere estudiar el problema con calma. Cuando se requiera de un aumento importante del amortiguamiento histerético sin recurrir a la ductilidad del marco, puede recurrirse al uso de dispositivos disipadores de energía.



2. Descripción de la estructura.

Este edificio fue originalmente diseñado para ser utilizado como taller de costura. En una memoria de cálculo encontrada se reporta que el edificio fue diseñado en agosto de 1958, empleando el reglamento del ACI-318 de 1956 y el reglamento del Distrito Federal de 1957.

El destino del edificio es para albergar archivo muerto propiedad del Instituto Nacional de Migración (INM) y se revisará con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 1993. La edificación se utilizará como almacén de archivo muerto y de acuerdo a la importancia de los documentos resguardados por el INM la estructura se clasifica dentro del grupo A de acuerdo a la tabla 1.1.3.

El sistema resistente es a base de marcos rígidos de concreto reforzado ortogonales en planta y elevación. Su estructura está formada por marcos de concreto reforzado, con columnas, traveses primarios y secundarios y losa maciza de 10 cm de espesor. En las siguientes figuras se muestra los detalles de la estructuración.

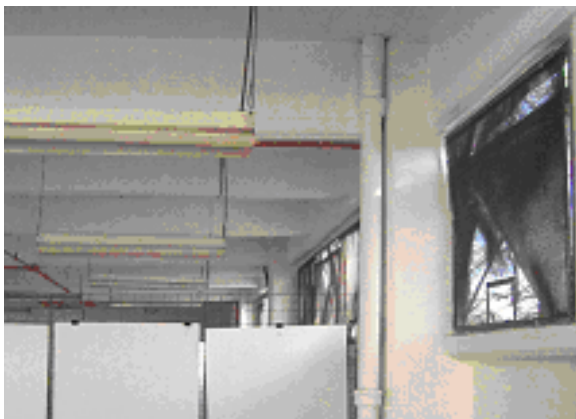


Figura 2.1 Detalle de estructuración del sistema de piso.



Figura 2.2 Detalle de estructuración del sistema de piso



Figura 2.3 Detalle de estructuración de nudo en sistema de piso



Figura 2.4 Detalle de traveses principales y secundarios

La cimentación se resolvió a base de contra traveses de 25 cm de ancho por 140 cm de peralte, apoyadas sobre zapatas corridas, cuya dimensión no se reporta en planos ni memoria de cálculo.

Para los fines de análisis, se asociará la dirección "x" a la longitudinal del edificio (E-W) y la dirección "y" (N-S) a la transversal. Las características geométricas del cuerpo tipo seleccionado para el análisis son las siguientes:

El edificio consta de 4 crujeas perpendiculares a Calzada de Tlalpan, con claros de 590 cm cada una y dos crujeas adicionales entre los ejes A y G, la primera con un claro 430 cm en el lado norte y la segunda con un claro de 420 cm en el lado sur. En sentido paralelo se tienen 6 crujeas, con un espaciamiento entre ejes de columnas de 660 cm.

El edificio consta de 4 niveles con una altura de entrepiso de 3.40 m con una altura total 13 m. Las dimensiones longitudinales del edificio son de 39.60 m en la dirección "x" (E-O) y 23.6 en la dirección "y" (N-S), mas dos anexos de 4.3 x 6.6 y 4.2 x 6.6. El área por nivel es de 991 m², arrojando un área total de 3964 m².

El sistema de piso esta formado por vigas de concreto reforzado tipo T con 10 cm de espesor en el patín. En la dirección perpendicular a Calzada de Tlalpan esta formado por vigas principales de 60 x 20 cm con claros de 590 cm y vigas secundarias de 50 x 20 cm con claros de 196.7 cm (dos vigas secundarias por tablero a un tercio del claro) entre ejes principales, en los tres primeros niveles y en la azotea claros de 295 (una viga secundaria por tablero al centro de claro). En los ejes paralelos a calzada de Tlalpan esta formado por vigas principales de 60 x 30 cm con claros de 660 cm.

En el anexo A figura A.1 y A.2 se presenta una planta tipo del edificio. En las figuras A.3 a A.7 se muestran cortes en ejes transversales y de las figuras A.8 a A.9 se muestran cortes en ejes longitudinales.



CAPITULO 2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.



En inspecciones realizadas al edificio se encontraron los siguientes deterioros del edificio:

- Se localizaron zonas con fisuras o grietas pequeñas en traveses principales y secundarios, particularmente en los últimos niveles, las cuales fueron ocasionadas en su mayoría por efectos de cortante, otras tantas por flexión y las menos por recubrimiento escaso en vigas. Cabe señalar que la zona suroeste del edificio fue la que tiene mayor cantidad de fisuras. Estas grietas pudieron haber sido ocasionadas por exceso de carga vertical lo cual es posible dado el uso previo que tuvieron estos edificios.
- Se localizaron testigos sanos en algunas grietas, lo cual hace evidente que estas no han tenido evolución y que su origen haya sido lo que se menciona en el primer punto.
- Se encontró un número importante de vigas principales y secundarias reparadas, en ningún caso estas zonas presentan nuevos agrietamientos, lo cual refuerza lo dicho en el primer punto.
- No se detectaron daños en columnas.
- Se detectaron deflexiones verticales evidentes en vigas principales, particularmente en la losa del tercer nivel. Estas pueden tener dos posibles orígenes, uno constructivo en el que la losa se descimbró antes de tiempo y el otro por exceso de carga vertical lo cual produjo deformaciones permanentes ocasionadas en la losa.
- Se identificaron grietas en la losa de la planta baja (nivel 1). El posible origen de estas es el mismo que el del punto anterior.



Figura 2.5 Detalle de agrietamiento en traveses en nudo



Figura 2.6 Detalle de traveses principales y secundarios



CAPITULO 2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.



Figura 2.7 Detalle de agrietamiento en losa maciza de concreto

Con base en los resultados de la inspección estructural y del estudio topográfico realizado, se consideró que el diseño de la cimentación del inmueble fue adecuado ya que no existen evidencias de que hayan experimentado mal comportamiento desde su construcción. Con base en lo anterior, no se justificó llevar a cabo estudios de geotecnia o de exploración del subsuelo.

En las figuras 2.8, 2.9, y 2.10 se muestra la localización de los elementos estructurales agrietados y de la localización de los testigos de yeso existentes al momento de la inspección.

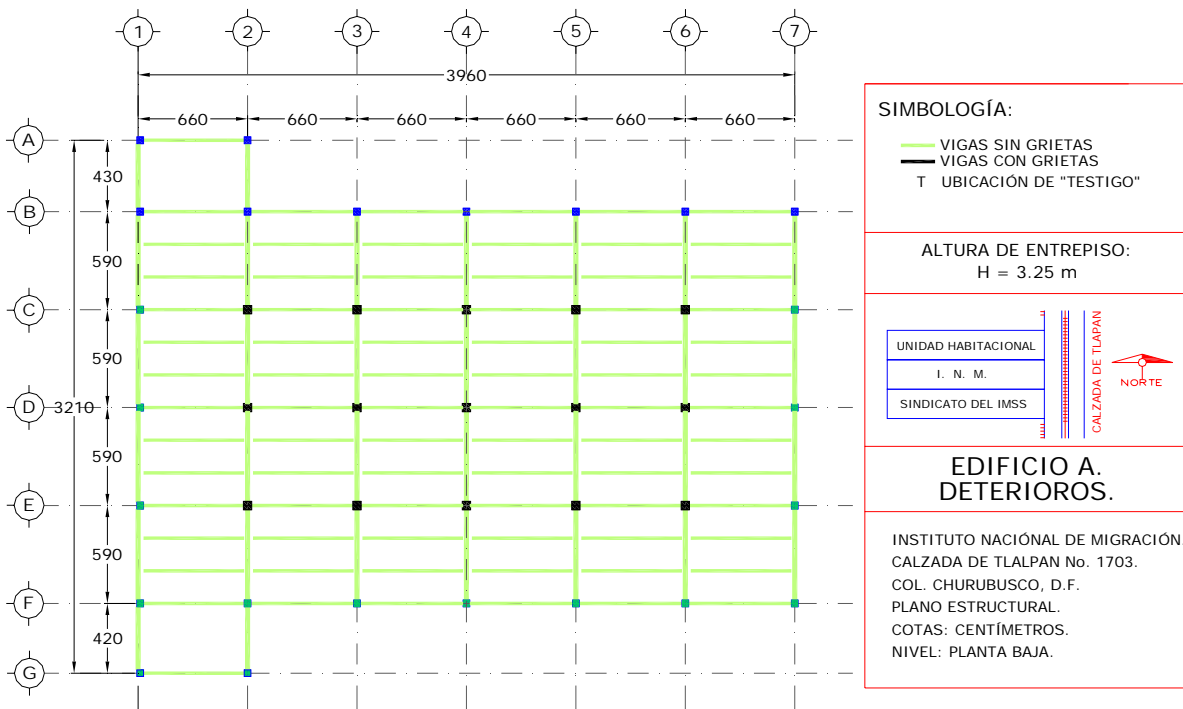


Figura 2.8. Reporte de daños estructurales en la planta baja.



CAPITULO 2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

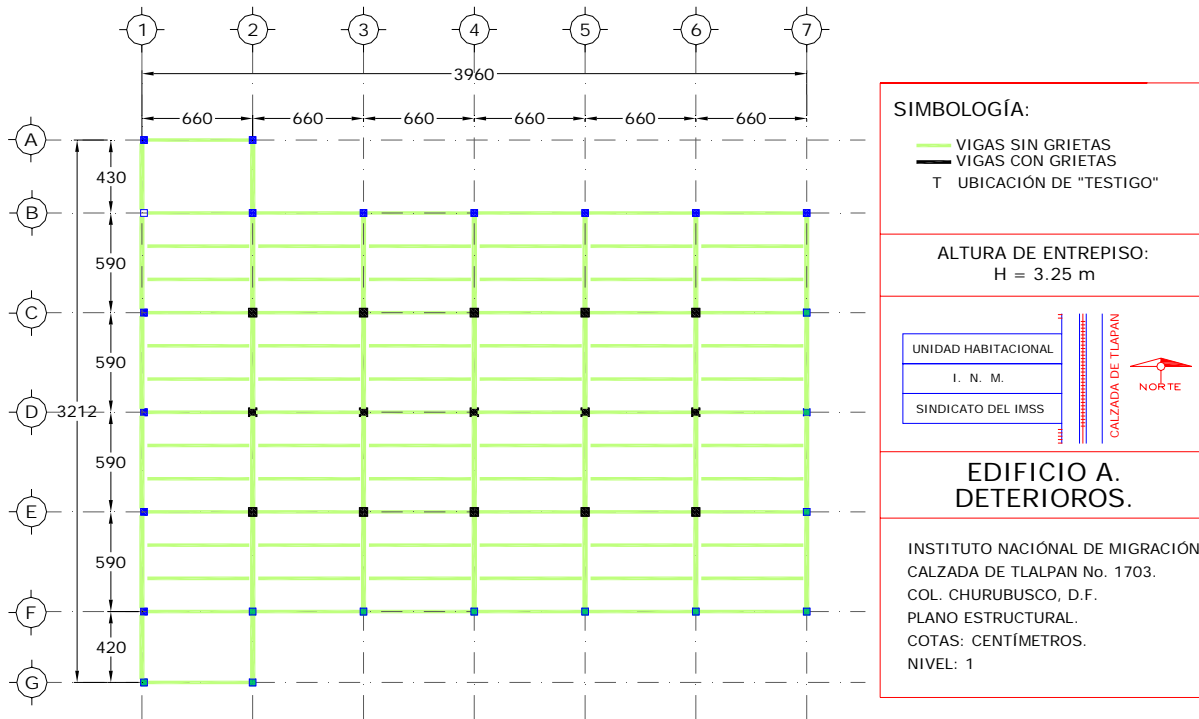


Figura 2.9. Reporte de daños estructurales en el primer nivel.

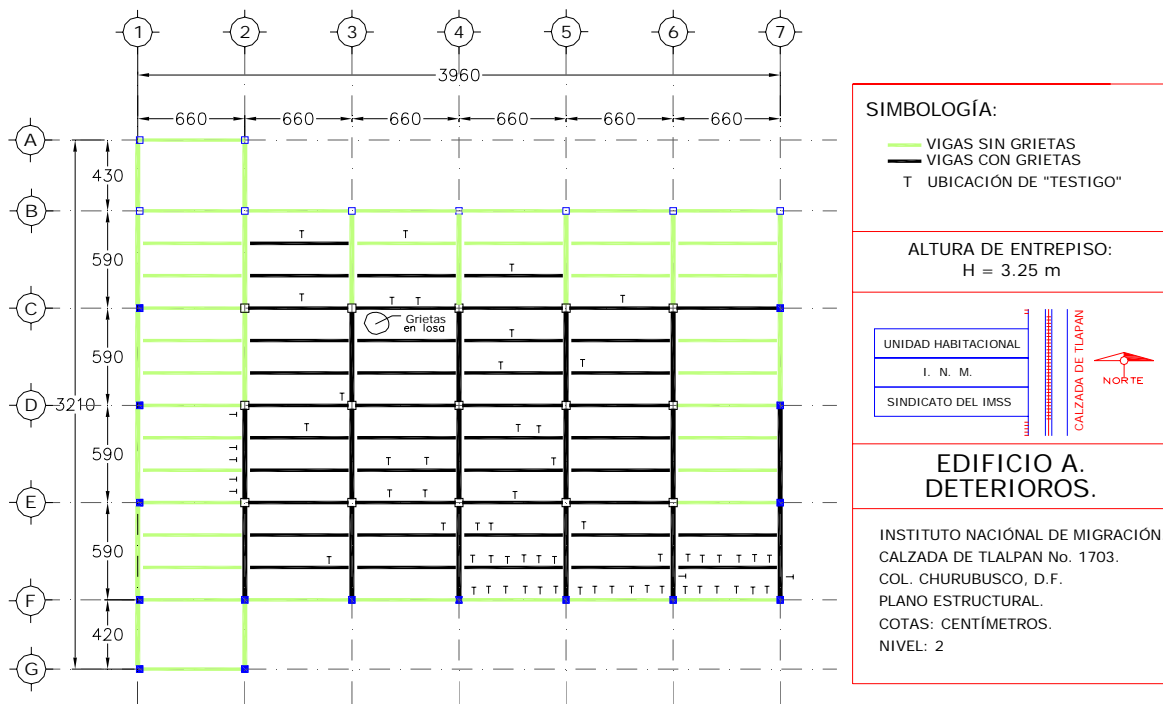


Figura 2.10. Reporte de daños estructurales en el segundo nivel.



CAPITULO 2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

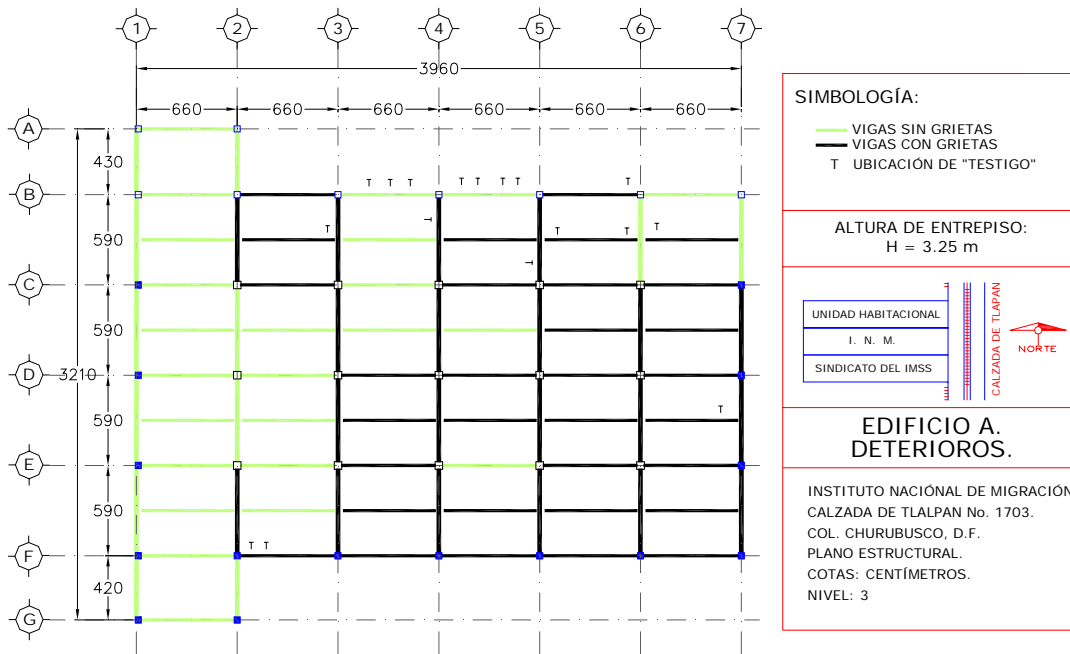


Figura 2.11. Reporte de daños estructurales en el tercer nivel.

Respecto a la ubicación geográfica donde se encuentra alojado el inmueble se encuentra dentro de la zona III o lacustre de acuerdo a la localización que se hace en el mapa de la figura 1.2.1

La estructura se considera sensiblemente regular ya que cumple con los requisitos de regularidad que se presentan en el apartado 1.2.1.3.



3. Evaluación y diagnóstico del estado actual.

3.1 Metodología.

La metodología adoptada para la realización de este estudio fue la siguiente:

Se llevó a cabo una revisión detallada de la información y estudios técnicos existentes entregados por el Instituto Nacional de Migración con fines de verificar que la información contenida en los planos de los inmuebles corresponden a lo actualmente construido.

Se realizó un levantamiento geométrico de la superestructura de los edificios con fines de conocer las escuadrías de los elementos actualmente construidos y detectar en ellos, de existir, cualquier daño visible atribuible a temblor o a cualquier otra acción extraordinaria. Es importante mencionar que, en la información proporcionada solo se localizó parte de las memorias de cálculo del edificio.

El levantamiento geométrico contempló la estimación y/o determinación de cargas muertas y vivas de los edificios. Particularmente, la carga correspondiente al peso de los anaqueles encontrados en el sitio, fue de utilidad en la calibración de los modelos estructurales de computadora a partir de las propiedades dinámicas de los edificios, derivadas del estudio de vibración ambiental que se realizó.

Con objeto de determinar si existen asentamientos diferenciales o desplomes en las estructuras, que excedan los máximos permisibles establecidos por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, RCDF-93, se realizó una nivelación y levantamiento topográfico de las estructuras. Dicha información sirvió además para identificar zonas potenciales de daño en la estructura, de utilidad en la inspección realizada.

Conscientes de la existencia de incertidumbres en el modelado de estructuras existentes, se realizó un estudio de vibraciones ambientales. Este estudio está orientado a la determinación de las propiedades dinámicas de las estructuras, dadas por sus formas modales y correspondientes periodos de vibrar. Esta información permitió desarrollar y calibrar modelos matemáticos confiables de las estructuras, con los que se espera calcular las respuestas estructurales necesarias para la revisión del diseño y la evaluación del desempeño de los edificios, ya que, con base en estos se emitirán las recomendaciones sobre su seguridad estructural; además de poder llevar a cabo una comparación entre los espectros de diseño reglamentarios y los que resultarían de un espectro que considerara particularmente el periodo dominante del sitio de desplante de las estructuras.

Debido a la falta de planos estructurales de los edificios, fue necesario identificar algunos elementos estructurales, considerados como representativos de las estructuras en estudio para diseñar un programa de pruebas de laboratorio, no sólo encaminadas a la identificación estructural, sino también a la determinación de las propiedades mecánicas de los materiales empleados en la construcción de los edificios y a la detección del acero de refuerzo.



La información recabada será de utilidad en la revisión del diseño final de los edificios bajo la acción de las solicitaciones estáticas y/o dinámicas de diseño, entre estas, las cargas requeridas para el nuevo uso de los edificios.

Se realizó una verificación de las cargas muertas y vivas de los edificios, incluyendo el peso del archivo muerto existente. Esta información fue de utilidad en la calibración de los modelos estructurales de computadora. Para fines de la revisión estructural de los inmuebles, se consideró la distribución final de archivos.

Atendiendo a la información contenida en los planos existentes y a la obtenida de la inspección de la estructura, se desarrollaron los modelos estructurales de los edificios para su proceso en el programa de análisis estructural SAP2000 V 8.23, los cuales serán calibrados con los resultados del estudio de vibración ambiental.

Se efectuó el análisis sísmico de los edificios utilizando el método estático considerando a las estructuras como pertenecientes al Grupo A y con base en los resultados obtenidos y las combinaciones de carga requeridas por el Reglamento de Construcciones, se revisó el cumplimiento de los estados límites de desplazamiento.

Con los resultados de éste estudio es posible emitir un juicio sobre la seguridad estructural de los inmuebles y se hacen algunas recomendaciones para que cumplan con los requisitos establecidos en el RCDF y sus NTC. Estas recomendaciones se incluyen mediante esquemas, croquis y tablas que permitan desarrollar el proyecto ejecutivo de reforzamiento estructural de los inmuebles.

3.2 Levantamiento geométrico y topográfico

3.2.1 Levantamiento geométrico

El levantamiento geométrico no solo consideró la revisión de la información contenida en los planos proporcionados por el INM, sino también la estimación y/o determinación de cargas muertas y vivas de los edificios.

Se verificaron las distancias a ejes y dimensiones de elementos estructurales (vigas y columnas) y no estructurales, en planta y elevación de todos los niveles del edificio. Estas mediciones fueron comparadas con las indicadas en los planos arquitectónicos proporcionados por el INM. No existieron diferencias significativas entre la información contenida en planos y la encontrada en sitio. Esta información incluye la ubicación de muros divisorios y de carga.

Paralelamente se realizó un levantamiento de las cargas producidas por los anaqueles, que se encuentran instalados para su uso, con base en la distribución propuesta por personal del INM. Es de interés mencionar que actualmente el edificio se encuentra cargado parcialmente y resultó necesario estimar el nivel de carga para considerarla en la calibración de los modelos estructurales de los edificios con los resultados del estudio de vibración ambiental.

3.2.2 Levantamiento topográfico.

Paralelamente se realizó un levantamiento topográfico que tuvo como propósito determinar la posible existencia de asentamientos diferenciales o desplomes en la estructura que excedan los máximos permisibles como lo establece el RCDF-93. Dicha información sirvió además para identificar zonas potenciales de daño en la estructura, de utilidad en la inspección realizada.



Para estos fines, se estableció como referencia un banco de nivel (BNA) en una construcción vecina (Instalaciones del sindicato del IMSS) y de éste punto se trasladaron las cotas a los edificios en estudio.

En la tabla 4.2.1 se presentan las cotas obtenidas en diferentes puntos de la planta baja de los tres edificios y los desniveles medidos respecto a la cota máxima. Del análisis de esta información se calcularon asentamientos diferenciales máximos en la PB de 0.132 m. Los asentamientos presentados no se consideran críticos.

La revisión de la verticalidad en el edificio arrojó el siguiente comportamiento:

El edificio A presenta ligeros desplomes en las caras de sus aristas principales (esquinas) que indican que éste ha experimentado efectos de torsión en sus niveles en sentido antihorario. Los valores de desplome obtenidos van desde 1.4 a 4 cm.

Tabla 3.1. Asentamientos diferenciales

P.O	COTA	Desnivel con respecto al punto 7F
B.N	100.000	
7F	98.895	0.000
PL1	98.894	0.001
PL2	98.533	0.362
PL3	98.71	0.185
PL4	98.761	0.134
PL5	98.703	0.192
PL6	98.804	0.091
PL7	98.831	0.064
B7	98.834	0.061
7E	98.875	0.020
1B	98.794	0.101
1A	98.778	0.117
2A	98.792	0.103
1D	98.795	0.100
3D	98.763	0.132
1G	98.807	0.088

Cota Máxima = 98.895

Cota Mínima = 98.533

En términos generales, se considera que tanto los asentamientos diferenciales encontrados como los desplomes existentes, no ponen en riesgo la estabilidad de la estructura. En el anexo B se presentan los resultados completos del estudio topográfico.



3.3 Inspección e identificación estructural.

De la información proporcionada por el INM se encontró que, en un estudio previo, se llevaron a cabo una serie de trabajos de campo enfocados a la identificación del sistema estructural del edificio. Estos resultados fueron revisados y en su momento se tomaron como referencia en las tareas de inspección realizadas en este estudio, sin embargo, existían incertidumbres en los datos proporcionados, por lo cual se decidió incrementar el muestreo de elementos estructurales para determinar de manera directa o indirecta sus propiedades mecánicas y/o tipo de refuerzo.

La identificación del acero de refuerzo se llevó a cabo con un detector de acero (R-Meter); para ello se seleccionó un grupo representativo de columnas y trabes en los diferentes niveles del edificio. A continuación se presentan los resultados de la campaña de identificación del refuerzo en elementos estructurales, que complementa a la información existente **Anexo B** figura **B..**

3.4 Pruebas de laboratorio

Con objeto de verificar las propiedades mecánicas de los materiales empleados en la construcción de los edificios y después de llevar a cabo la inspección e identificación del edificio, se diseñó un programa de ensayos de laboratorio sobre especímenes que permitirán estimar los valores reales de las mismas para ser considerados en los análisis estructurales y evaluación de su desempeño ante diversas sollicitaciones estáticas y dinámicas.

Para estimar la resistencia a la compresión del concreto de los elementos estructurales se utilizó un esclerómetro, ya que se consideró que la extracción de probetas de concreto causaría un daño evidente en los mismos.

Los resultados de los cálculos para determinar la resistencia a la compresión del concreto reportan valores de resistencia promedio del concreto mayores a **300 Kg./cm²**, valor muy por encima de lo reportado en las memorias de cálculo. **Anexo B**

3.5 Estudio de vibración ambiental (determinación de propiedades dinámicas).

Para el edificio en estudio existen incertidumbres en sus características reales que permitan desarrollar modelos matemáticos con comportamientos congruentes con lo medido, se propuso, como parte del presente proyecto, un estudio de vibración ambiental para determinar las propiedades dinámicas de los edificios en cuestión, las cuales servirán de base para calibrar los modelos matemáticos que se utilizarán en el análisis estructural de los mismos y, de requerirse, hacer los ajustes necesarios a su diseño estructural para garantizar un buen comportamiento ante cambios en las sollicitaciones para las cuales fueron originalmente diseñados.

Para determinar las propiedades dinámicas de los edificios se utilizaron acelerómetros como el mostrado en la **figura 3.1**, fabricados por la empresa Technology. El nivel de aceleración máxima que pueden registrar estos equipos es de 0.25 veces la de la gravedad y no solo permiten el registro de movimientos fuertes como el caso de sismos, sino también el registro de vibraciones de pequeñas amplitudes producto de excitaciones ambientales tales como el tránsito de vehículos, funcionamiento de equipos internos, etc. El instrumento de medición tiene un servo-



acelerómetro (de alta sensibilidad) que registra directamente en los puntos de medición seleccionados los movimientos vibratorios en tres direcciones ortogonales. Estos movimientos se transforman internamente en señales eléctricas definidas por historias de niveles de voltaje directamente proporcionales a las señales de entrada mismas que, una vez digitalizadas, se almacenan en dispositivos de memoria de estado sólido que permiten su recuperación vía puerto serial o módem, usando equipos de cómputo personales.

Para llevar a cabo el registro de señales se seleccionan un cierto número de puntos de medición distribuidos en algunos o todos los niveles del edificio y en el terreno circundante cuyo movimiento se supone no afectado por la presencia de la estructura. El número de registros síncronos que se pueden obtener es hasta 60.

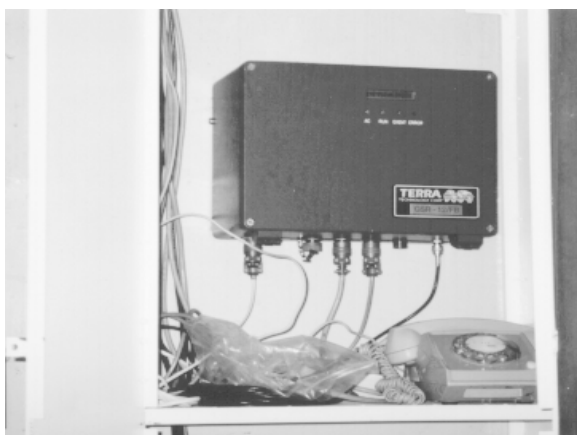


Figura 3.1 Acelerógrafo tipo usado para el registro de señales de vibración ambiental

3.5.1 Procedimiento para realizar el análisis de señales.

1. Verificación y calibración de los equipos de medición de acuerdo con su ubicación en el edificio.

En esta actividad se revisó el funcionamiento y se calibraron los parámetros dinámicos en los equipos de medición para el registro de las señales sísmicas. Se determinaron los niveles de sensibilidad mínimos para los cuales se registrarían correctamente las señales en los equipos de medición. La definición de estos niveles depende del "ruido" o excitaciones locales existentes en el edificio, ya que el subestimarlos ocasionaría el disparo continuo de los instrumentos, lo que probablemente saturaría su memoria de almacenamiento.

2. Calibración de un sistema de medición de señales formado por dos o más instrumentos de registro (acelerómetros) operando de manera síncrona y con un controlador de disparo simultáneo.

Para estudiar el movimiento de cada edificio ante excitaciones producidas por ruido ambiental, es indispensable que las señales registradas en los equipos de medición tengan un tiempo común de inicio, ya que al ser la respuesta del edificio variable en el tiempo, esta característica de las señales es de vital importancia para identificar correctamente la estructura del edificio. Para esto, es necesario que los equipos se encuentren interconectados a través de un dispositivo de control electrónico (interfaz 485).



3. Registro de señales en los puntos de medición seleccionados.

Para cada equipo, el registro de las señales se realiza en 3 direcciones ortogonales (2 horizontales y una vertical), las cuales se almacenan inicialmente en la memoria de estado sólido del instrumento. Posteriormente las señales fueron extraídas mediante una computadora personal para su análisis y procesamiento.

4. Se identificaron las propiedades dinámicas de la estructura empleando técnicas basadas en el análisis de Fourier.

Mediante el análisis en el dominio de la frecuencia de la información registrada se determinan las frecuencias propias de la estructura, los modos de vibrar y amortiguamientos correspondientes. Para esto, se usa un programa interactivo de procesamiento de señales sísmicas desarrollado en el sistema LABVIEW y basado en un procedimiento numérico para el análisis y la interpretación de señales registradas que las traduce en resultados ingenieriles que nos permitan calcular las características dinámicas y, en su caso, emitir una opinión sobre el comportamiento dinámico del edificio antes, durante y después de un sismo intenso en el caso de edificios instrumentados para tal fin.

5. Análisis detallado de los resultados obtenidos del proceso de mediciones registradas en los equipos, que sirvan de base para calibrar los modelos matemáticos finales de los edificios.

3.5.2 Señales registradas

Para el registro de señales se dispuso de un equipo de referencia colocado en una columna central en la planta baja del edificio, para la localización del otro equipo se seleccionaron dos puntos de medición en las respectivas azoteas de los edificios; el punto 1, estuvo localizado en la parte central de cada edificio, aproximadamente arriba del punto del equipo de referencia, mientras que el punto 2 se localizó en una esquina del edificio. En ambos casos se obtuvieron registros simultáneos de vibración ambiental. Es de interés mencionar que la calidad de las señales fue satisfactoria, debido a la proximidad de las estructuras a fuentes de ruido ambiental importantes tales como el tráfico de la Calzada de Tlalpan, la línea del metro y la actividad humana actual en los inmuebles, entre otras.

En las tablas 3.2 se indican las señales registradas en el edificio. En el **anexo B** se presentan, además de las graficas de Aceleración vs. Tiempo, los espectros promedio de potencia, que sirvieron de base para estimar los valores de periodo de los edificios.

Tabla 3.2. Señales registradas en el edificio A

Equipo en Planta Baja (SOT)	Equipo en Azotea (GAM)	Punto
SOT35106	GAM35105	1
SOT35107	GAM35106	1
SOT35109	GAM35108	2



En el proceso de la información se utilizó un programa de análisis de señales (instrumento virtual) desarrollado en el ambiente LabView, cuyo panel principal se presenta en la **figura 3.2**.



Figura 3.2 Instrumento virtual para el análisis de señales.

Después de un análisis detallado, se obtuvieron los valores de periodo fundamental de vibrar que se indican en la **tabla 3.3**. Es importante comentar que los valores de periodos que se presentan estarán asociados a la intensidad de cargas verticales que se encontró presente en cada edificio al momento de tomar las mediciones.

Tabla 3.3. Valores estimados de periodos de vibrar en el edificio A

EDIFICIO	DIR. 2 (E-W)	DIR. 3 (N-S)	TORSIONAL
A	0.41 s	0.45 s	0.33 s

A continuación se muestra en las figuras 3.3, 3.4, 3.5 y 3.6 un esquema de la instrumentación realizada en el edificio y la captura de las señales vibración ambiental.



Figura 3.3 Detalle de instrumento instalado en la planta baja.



Figura 3.4 Ilustración del sistema en proceso de registro



Figura 3.5 Instalación del instrumento en un punto sobre el techo



Figura 3.6 Detalle de instrumento instalado en el techo

3.6 Análisis de cargas.

Con la finalidad de hacer una revisión detallada del comportamiento estructural de los inmuebles, se consideró conveniente evaluar, adicionalmente a la configuración estructural actual y uso propuesto (archivo), algunas variantes estructurales posibles y condiciones trabajo a las que podrían estar sometidos los sistemas estructurales; de esta manera se estudiaron y evaluaron los siguientes casos y/o modelos:

- Modelo estructural con la participación de muros de mampostería. Este modelo es el más rígido debido a la contribución de algunos muros no desligados de la estructura principal, y distribuidos en los diferentes niveles del edificio. Este modelo se calibró con los resultados arrojados por el estudio de vibración ambiental.



- b. Modelo estructural considerando solo el sistema principal a base de vigas y columnas. Este modelo es considerado como el sistema estructural que mejor podría reproducir el comportamiento del edificio en caso de un sismo intenso.
- c. Modelo estructural considerando solo el sistema de soporte principal a base de vigas y columnas, pero, eliminando las áreas salientes de la planta localizadas entre los ejes 1-2. Este modelo se consideró de interés por ser una configuración estructural deseable para el edificio debido a la simetría de la planta.

Para cada uno de estos modelos se consideraron y evaluaron los siguientes usos o condiciones de carga del edificio, cuya variable importante es la magnitud de la carga viva empleada en los análisis:

- **Uso 1.** Originalmente propuesto para almacén de archivo muerto en todos los niveles.
- **Uso 2.** Archivo muerto en la planta baja y primer nivel, considerando uso de oficinas en los niveles 2 y 3.
- **Uso 3.** Para oficinas en todos sus niveles

3.6.1 Análisis de cargas muertas (CM)

El peso estimado para el nivel de azotea es el mismo para todos los casos.

Tabla 3.4. Estimación del peso en nivel de azotea.

Elemento	<i>Peso</i>	<i>Unidad</i>
Losa de 10 cm de espesor concreto ligero	200.00	<i>kg/m²</i>
Relleno para pendiente	100.00	<i>kg/m²</i>
Tinacos y cubos de escalera	40.00	<i>kg/m²</i>
Impermeabilizante	50.00	<i>kg/m²</i>
Falso plafón	30.00	<i>kg/m²</i>
Carga adicional reglamentaria	40.00	<i>kg/m²</i>
Total de carga muerta Wm:	460.00	<i>kg/m²</i>

Uso 1: Almacén de archivo muerto en todos sus niveles

Tabla 3.5. Estimación del peso en niveles 1,2 y 3

Elemento	<i>Peso</i>	<i>Unidad</i>
Losa maciza de 10 cm (Peso losa)	250.00	<i>kg/m²</i>
Piso de cemento	50.00	<i>kg/m²</i>
Falso plafón	30.00	<i>kg/m²</i>
Muros intermedio	140.00	<i>kg/m²</i>
Carga adicional reglamentaria	40.00	<i>kg/m²</i>
Total de carga muerta Wm:	510.00	<i>kg/m²</i>



Uso 2: Almacén de archivo en planta baja y nivel 1, oficinas en nivel 2 y 3

Tabla 3.6. Estimación del peso en nivel 1 (archivo muerto).

Elemento	Peso	Unidad
Losa maciza de 10 cm (Peso losa)	250.00	kg/m ²
Piso de cemento	50.00	kg/m ²
Falso plafón	30.00	kg/m ²
Muros intermedio	140.00	kg/m ²
Carga adicional reglamentaria	40.00	kg/m ²
Total de carga muerta Wm:	510.00	kg/m²

Tabla 3.7. Estimación del peso en niveles 2 y 3 (oficinas).

Elemento	Peso	Unidad
Losa maciza de 10 cm (Peso losa)	250.00	kg/m ²
Piso de cemento	50.00	kg/m ²
Falso plafón	30.00	kg/m ²
Muros intermedio	140.00	kg/m ²
Carga adicional reglamentaria	40.00	kg/m ²
Total de carga muerta Wm:	510.00	kg/m²

Uso 3: Oficinas en todos sus niveles

Tabla 3.8. Estimación del peso en niveles 1,2 y 3.

Elemento	Peso	Unidad
Losa maciza de 10 cm (Peso losa)	250.00	kg/m ²
Piso de cemento	50.00	kg/m ²
Falso plafón	30.00	kg/m ²
Muros intermedio	140.00	kg/m ²
Carga adicional reglamentaria	40.00	kg/m ²
Total de carga muerta Wm:	510.00	kg/m²

3.6.2 Análisis de cargas vivas (CV).

La carga viva máxima W_m que marca el RCDF de acuerdo al destino de piso o cubierta que se emplearon para la revisión estructural por fuerzas gravitacionales se encuentran enlistadas en la tabla 1.13 del capítulo 1.

El uso destinado para la azotea es el mismo en todos los casos de carga que se analizaron para el edificio, la estimación del peso en este nivel se muestra en la tabla 3.8.



Tabla 3.8. Estimación del peso en nivel de azotea.

Carga	Peso	Unidad	Tipo de Análisis
Viva instantánea Wv_{inst} :	70.00	kg/m^2	sismo
Viva máxima Wv_{max} :	100.00	kg/m^2	gravitacional

Uso 1: Almacén de archivo muerto en todos sus niveles

Tabla 3.9. Estimación del peso en niveles 1,2 y 3.

Carga	Peso	Unidad	Tipo de Análisis
Viva instantánea Wv_{inst} :	350.00	kg/m^2	sismo
Viva máxima Wv_{max} :	350.00	kg/m^2	gravitacional

Uso 2: Almacén de archivo en planta baja y nivel 1, oficinas en nivel 2 y 3

Tabla 3.10. Estimación del peso en nivel 1 (archivo muerto).

Carga	Peso	Unidad	Tipo de Análisis
Viva instantánea Wv_{inst} :	350.00	kg/m^2	sismo
Viva máxima Wv_{max} :	350.00	kg/m^2	gravitacional

Tabla 3.11. Estimación del peso en niveles 2 y 3 (oficinas).

Carga	Peso	Unidad	Tipo de Análisis
Viva instantánea Wv_{inst} :	180.00	kg/m^2	sismo
Viva máxima Wv_{max} :	250.00	kg/m^2	gravitacional

Uso 3: Oficinas en todos sus niveles.

Tabla 3.12. Estimación del peso en niveles 1, 2 y 3 (oficinas).

Carga	Peso	Unidad	Tipo de Análisis
Viva instantánea Wv_{inst} :	180.00	kg/m^2	sismo
Viva máxima Wv_{max} :	250.00	kg/m^2	gravitacional

A continuación se presentan tablas resumen de cargas para cada caso de carga.

Tabla 3.13. Resumen de cargas para el uso 1: Almacén de archivo muerto en todos sus niveles

Niveles	Wm (Kg/m^2)	Wv (Kg/m^2)		Carga Total (T/m^2)	
		Wv_{inst}	Wv_{max}	sismo	gravitacional
Intermedio (N1 a N3)	510.00	350.00	350.00	0.86	0.86
Azotea (N4)	460.00	70.00	100.00	0.53	0.56



Tabla 3.14. Resumen de cargas para el uso 2: almacén de archivo en planta baja y nivel 1, oficinas en nivel 2 y 3.

Niveles	Wm (Kg/m ²)	Wv (Kg/m ²)		Carga Total (T/m ²)	
		Wv _{inst}	Wv _{max}	sismo	gravitacional
Intermedio (N1)	510.00	350.00	350.00	0.86	0.86
Intermedio (N2 y N3)	510.00	180	250	0.69	0.76
Azotea (N4)	460.00	70.00	100.00	0.53	0.56

Tabla 3.15. Resumen de cargas para el uso 3: oficinas en todos sus niveles.

Niveles	Wm (Kg/m ²)	Wv (Kg/m ²)		Carga Total (T/m ²)	
		Wv _{inst}	Wv _{max}	sismo	gravitacional
Intermedio (N1)	510.00	180.00	250.00	0.69	0.76
Azotea (N4)	460.00	70.00	100.00	0.53	0.56

3.6.3 Peso por niveles.

Al aplicar las cargas para análisis sísmico y gravitacional, los pesos de los niveles fueron los siguientes:

Uso 1: Almacén de archivo muerto en todos sus niveles.

Peso por nivel (carga sísmica)						
Nivel	Sistema de piso			Columnas	Vigas	Total por nivel
	Área (m ²)	w (T/m ²)	Peso (T)	(T)	(T)	(T)
4	991.00	0.53	525.23	16.31	125.47	667.01
3	991.00	0.86	852.26	44.37	175.85	1072.48
2	991.00	0.86	852.26	56.12	175.85	1084.23
1	991.00	0.86	852.26	59.03	175.85	1087.14
			3082.01			3910.87

Peso por nivel (carga gravitacional)				
Nivel	Sistema de Piso		vigas y columnas	Total
	w (T/m ²)	Peso (Ton)	(Ton)	(Ton)
4	0.560	554.96	141.78	696.74
3	0.860	852.26	220.22	1072.48
2	0.860	852.26	231.97	1084.23
1	0.860	852.26	234.88	1087.14
		3111.74	828.86	3940.60



CAPITULO 3
EVALUACIÓN Y DIAGNÓSTICO DEL ESTADO ACTUAL.



Uso 2: Almacén de archivo en pb y nivel 1. Oficinas en nivel 2 y 3

Peso por nivel (carga sísmica)						
<i>Nivel</i>	<i>Sistema de piso</i>			<i>Columnas</i>	<i>Vigas</i>	<i>Total por nivel</i>
	<i>Área (m²)</i>	<i>w (T/m²)</i>	<i>Peso (T)</i>	<i>(T)</i>	<i>(T)</i>	<i>(T)</i>
4	991.00	0.53	525.23	16.31	125.47	667.01
3	991.00	0.69	683.79	44.37	175.85	904.01
2	991.00	0.69	683.79	56.12	175.85	915.76
1	991.00	0.86	852.26	59.03	175.85	1087.14
			2745.07			3573.93

Peso por nivel (carga gravitacional)				
<i>Nivel</i>	<i>Sistema de Piso</i>		<i>vigas y columnas</i>	<i>Total</i>
	<i>w (T/m²)</i>	<i>Peso (Ton)</i>	<i>(Ton)</i>	<i>(Ton)</i>
4	0.560	554.96	141.78	696.74
3	0.760	753.16	220.22	973.38
2	0.760	753.16	231.97	985.13
1	0.860	852.26	234.88	1087.14
		2913.54	828.86	3742.40

Uso 3: Oficinas en todos sus niveles

Peso por nivel (carga sísmica)						
<i>Nivel</i>	<i>Sistema de piso</i>			<i>Columnas</i>	<i>Vigas</i>	<i>Total por nivel</i>
	<i>Área (m²)</i>	<i>w (T/m²)</i>	<i>Peso (T)</i>	<i>(T)</i>	<i>(T)</i>	<i>(T)</i>
4	991.00	0.53	525.23	16.31	125.47	667.01
3	991.00	0.69	683.79	44.37	175.85	904.01
2	991.00	0.69	683.79	56.12	175.85	915.76
1	991.00	0.69	683.79	59.03	175.85	918.67
			2576.60			3405.46

Peso por nivel (carga gravitacional)				
<i>Nivel</i>	<i>Sistema de Piso</i>		<i>vigas y columnas</i>	<i>Total</i>
	<i>w (T/m²)</i>	<i>Peso (Ton)</i>	<i>(Ton)</i>	<i>(Ton)</i>
4	0.560	554.96	141.78	696.74
3	0.760	753.16	220.22	973.38
2	0.760	753.16	231.97	985.13
1	0.760	753.16	234.88	988.04
		2814.44	828.86	3643.30

Revisión estructural de un edificio de 4 niveles para modificar su uso original.



4. Desarrollo y análisis estructural del modelo del edificio

4.1 Modelo matemático.

Con base en la información obtenida de la revisión de los planos arquitectónicos y estructurales, del levantamiento geométrico del edificio y de los estudios previos realizados a los edificios, se construyeron modelos de computadora y se calibraron con los resultados obtenidos del estudio de vibración ambiental.

La estimación de cargas vivas empleadas en la obtención de las propiedades dinámicas, no solo estuvo basada en las recomendaciones del RCDF de acuerdo con el uso actual del edificio, sino también en una estimación en sitio de las cargas de ocupación existentes.

Los modelos estructurales de los edificios fueron desarrollados con la ayuda del programa de análisis SAP2000, que permitió reproducir las características y particularidades de cada edificio.

Con la finalidad de hacer una revisión detallada del comportamiento estructural de los inmuebles, se consideró conveniente evaluar, adicionalmente a la configuración estructural actual y uso propuesto (archivo), algunas variantes estructurales posibles y condiciones trabajo a las que podrían estar sometidos el sistema estructural; de esta manera se estudiaron y evaluaron los siguientes casos y/o modelos:

- a. Modelo estructural con la participación de muros de mampostería. Este modelo es el más rígido debido a la contribución de algunos muros no desligados de la estructura principal, y distribuidos en los diferentes niveles del edificio. Este fue el modelo que se calibró con los resultados arrojados por el estudio de vibración ambiental, figura 4.1.
- b. Modelo estructural considerando solo el sistema principal a base de vigas y columnas. Este modelo es considerado como el sistema estructural que mejor podría reproducir el comportamiento del edificio en caso de un sismo intenso, figura 4.2.
- c. Modelo estructural considerando solo el sistema de soporte principal a base de vigas y columnas, pero, eliminando las áreas salientes de la planta localizadas entre los ejes 1-2, ver figura 4.1. Este modelo se consideró de interés por ser una configuración estructural deseable para el edificio debido a la simetría de la planta, figura 4.3.

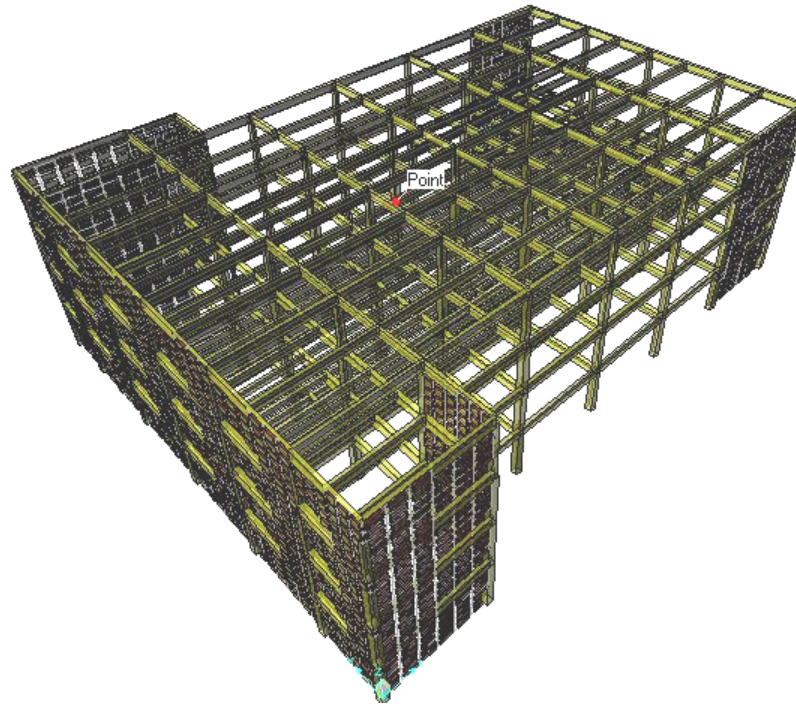


Figura 4.1. Modelo con estructural con la participación de muros de mampostería.

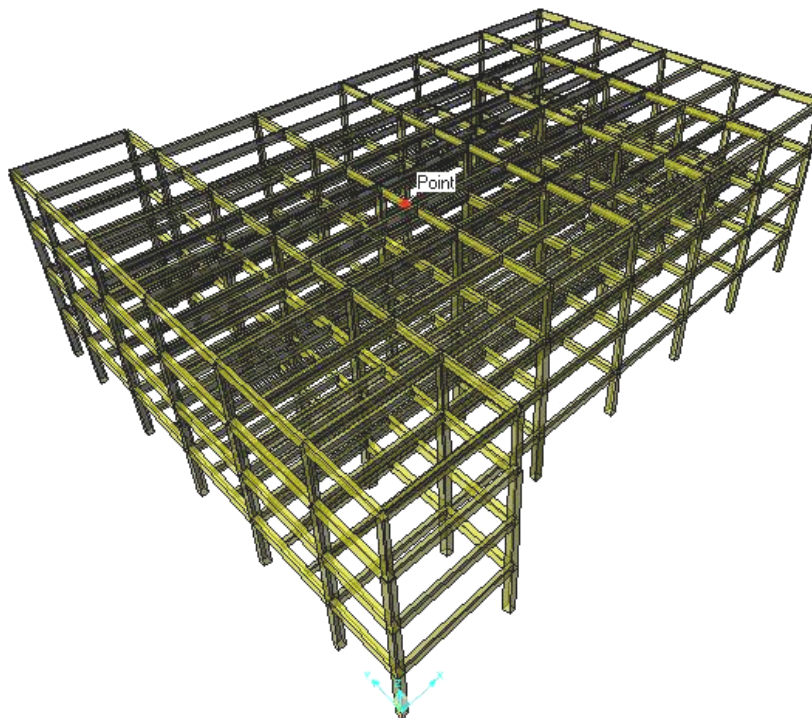


Figura 4.2. Modelo estructural considerando solo el sistema estructural principal

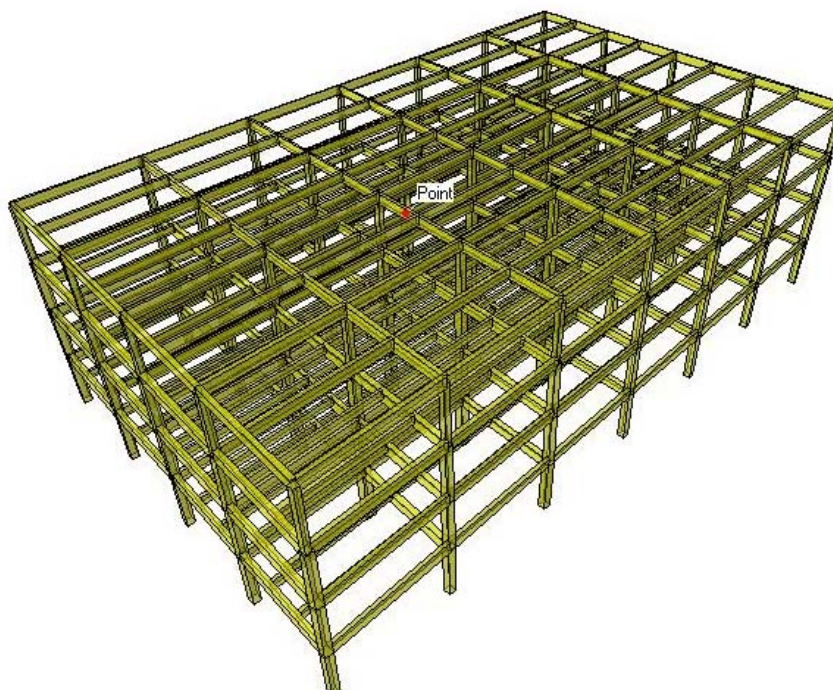


Figura 4.3. Modelo estructural considerando solo el sistema estructural principal, sin anexos

Para cada uno de estos modelos se consideraron y evaluaron los siguientes usos o condiciones de carga del edificio, cuya variable importante es la magnitud de la carga viva empleada en los análisis:

- **Uso 1.** Originalmente propuesto para almacén de archivo muerto en todos los niveles.
- **Uso 2.** Archivo muerto en la planta baja y primer nivel, considerando uso de oficinas en los niveles 2 y 3.
- **Uso 3.** Para oficinas en todos sus niveles

4.2 Calibración del modelo estructural.

En esta etapa del estudio se contó con información experimental de las propiedades dinámicas de los edificios y pruebas de laboratorio sobre las propiedades mecánicas de los materiales, que permitieron validar y/o calibrar los modelos estructurales preliminares de computadora, formulados con base en la información existente y recabada del levantamiento geométrico de los inmuebles.

La calibración de los modelos se realizó con base en las cargas presentes en los edificios, al momento de llevar a cabo el estudio de vibración, identificando los elementos del sistema que participan en la rigidez lateral de las estructuras. En la tabla 5.1 se presentan los resultados arrojados por los modelos analíticos y se comparan con los correspondientes obtenidos del estudio de vibración ambiental.



Tabla 4.1. Periodos de vibrar del edificio A

Analíticos (seg)			Vibración Ambiental (seg)		
Longitudinal	Transversal	Torsional	Longitudinal	Transversal	Torsional
0.41	0.49	0.28	0.41	0.45	0.33

De esta tabla se puede observar que las diferencias en los periodos de vibrar son mínimas, por lo cual se considera que los modelos calibrados son representativos de las estructuras existentes. A partir de estos modelos se realizaron los análisis sísmicos y gravitacionales considerando las diferentes condiciones de carga asociadas a los usos mencionados anteriormente.

4.3 Análisis sísmico.

En este capítulo se definen los criterios de análisis y diseño para llevar a cabo el análisis estructural del edificio de acuerdo al Reglamento de Construcciones y sus Normas Técnicas Complementarias, considerando el uso que se dará a los inmuebles y las variantes propuestas antes mencionadas.

Dadas las características de regularidad en planta ($a/b < 2.5$) y altura del edificio ($h < 30$ m), para el análisis sísmico, se consideró adecuado utilizar el método estático establecido en las NTC para diseño por sismo. Este análisis se basa en la hipótesis que asume que el sistema de piso se comporta como un diafragma rígido, cuyo comportamiento puede ser obtenido en función de tres grados de libertad por nivel (dos traslacionales y uno rotacional referido a un eje vertical que pasa por el centro de masas).

Los análisis consideran las diferentes condiciones y combinaciones de carga establecidas por las normas, de las cuales se presentan envolventes de elementos mecánicos críticos requeridos para hacer la revisión del diseño estructural del edificio.

Método sísmico estático

La ecuación 4.3.1 es la expresión propuesta por el método para el cálculo de las fuerzas y cortantes sísmicos

$$F_j = \frac{c}{Q'} \frac{W_j h_j}{\sum W_j h_j} W_T \tag{4.3.1}$$

$$V_o = \sum F_j$$

Para la aplicación del método se determinaron las excentricidades estructurales, ecuaciones 4.3.2, definidas como la distancias entre el centro de cortante sísmico y el centro de torsión, ambos referidos al entrepiso.

$$esx_j = X_{cc_j} - X_{ct_j}^e \tag{4.3.2}$$

$$esy_j = Y_{cc_j} - Y_{ct_j}^e$$



Para obtener las fuerzas finales, el método establece el cálculo de las excentricidades de diseño de acuerdo a las expresiones de la ecuación 4.3.3.

$$ed_{x_j} = \begin{cases} 1.5es_{x_j} + 0.1b \\ es_{x_j} - 0.1b \end{cases} ; ed_{y_j} = \begin{cases} 1.5es_{y_j} + 0.1b \\ es_{y_j} - 0.1b \end{cases} \quad (4.3.3)$$

Los análisis consideran las diferentes condiciones y combinaciones de carga indicadas en la tabla 4.3.1 y establecidas por las normas, de las cuales se permitió obtener las envolventes de los elementos mecánicos requeridos para hacer la revisión del diseño estructural del edificio.

Tabla 4.3.1 Combinaciones de carga para el análisis sísmico estático

Combinaciones de carga	
0	$1.4(W_g + W_v \text{ max})$
1-4	$1.1(W_g + W_v \text{ in s} \pm F_{x1} \pm 0.3F_{y1})$
5-8	$1.1(W_g + W_v \text{ in s} \pm 0.3F_{x1} \pm F_{y1})$
9-12	$1.1(W_g + W_v \text{ in s} \pm F_{x1} \pm 0.3F_{y2})$
13-16	$1.1(W_g + W_v \text{ in s} \pm 0.3F_{x1} \pm F_{y2})$
17-20	$1.1(W_g + W_v \text{ in s} \pm F_{x2} \pm 0.3F_{y1})$
21-24	$1.1(W_g + W_v \text{ in s} \pm 0.3F_{x2} \pm F_{y1})$
25-28	$1.1(W_g + W_v \text{ in s} \pm F_{x2} \pm 0.3F_{y2})$
29-32	$1.1(W_g + W_v \text{ in s} \pm 0.3F_{x2} \pm F_{y2})$

- **Modelo con muro.** Corresponde al modelo existente
- **Modelo sin muros (esqueletal 1).** Solo considera el sistema estructural resistente a base de vigas y columnas.
- **Modelo sin muros (esqueletal 2).** Variante del modelo anterior que no incluye los anexos localizados entre los ejes 1 y 2.

Se presenta a continuación la memoria descriptiva del análisis estructural del edificio de acuerdo con las variantes estructurales evaluadas en el estudio, a partir de la información obtenida de planos, memoria de cálculo original y estudios previos realizados a los inmuebles.



4.4 Aplicación del RCDF y de sus NTC aplicables

4.4.1 Ocupación: Almacén de archivo muerto en todos sus niveles

4.4.1.1 Datos geométrico y estructurales

4.4.1.1.1 Constitución y forma geométrica del edificio.

i) Conformado por una con planta rectangular $b_x \times b_y$ y regularidad en elevación.		
Dimensión longitudinal b_x =	39.60	<i>m</i>
Dimensión transversal b_y =	23.60	<i>m</i>

ii) Número de niveles N_v y altura del edificio h (altura uniforme).		
Numero de niveles N_v =	4	<i>m</i>
Altura niveles h =	3.40	<i>m</i>
Altura total H =	13.60	<i>m</i>

$$H < 30 \text{ m}$$

para estructuras regulares

iii) Número de crujías en cada dirección y su espaciamiento.		
	Dir x	Dir y
Número de crujías =	6	4
Espaciamiento (m) =	6.60	5.900

v) Área de construcción por nivel A_n y área total A_t.		
Arrea en plantas tipo A_n =	991.00	<i>m</i> ²
Area total A_t =	3964.00	<i>m</i> ²

4.4.1.1.2 Descripción del uso del edificio.

- i) Destino del edificio: **ALMACÉN DE ARCHIVO MUERTO EN TODOS SUS NIVELES**
- ii) Mobiliario y equipo: **Archiveros**
- iii) Otros: **Muros divisorios a base de block hueco ligero**



4.4.1.1.3 Estructuración del edificio.

i) Sistema resistente: A base de marcos rígidos ortogonales de concreto

ii) Dimensiones de elementos estructurales:

VIGAS PRINCIPALES		
SECCION	PERALTE a (cm)	ANCHO b (cm)
VP6030	60	30
VP6020	60	20

VIGAS SECUNDARIAS		
SECCION	PERALTE a (cm)	ANCHO b (cm)
VP5520	55	20
VP5020	50	20

COLUMNAS		
SECCIÓN	DIMENSION a (cm)	DIMENSION b (cm)
C50	50	50
C45	45	45
C40	40	40
C35	35	35
C30	30	30

4.4.1.2 Criterios de análisis y diseño.

4.4.1.2.1 Disposiciones generales.

i) Uso de reglamentos y normativas: RCDF y NTCS vigentes

ii) La localización del edificio: Zona del lago (zona IIIa).

iii) Clasificación según su nivel de importancia: **Grupo A**

Factor de importancia = 1.50

iv) Factor de comportamiento sísmico Q asumido:

$$Q=Q_x=Q_y= 2$$

4.4.1.2.2 Propiedades de los materiales.

i) Propiedades del concreto:

Resistencia a compresión $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad $E_c = 177000 \text{ kg/cm}^2$



Peso Volumétrico $\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$

ii) Propiedades del acero de refuerzo:

Esfuerzo de fluencia $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad $E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

4.4.1.3 Evaluación de cargas.

4.4.1.3.1 Estimación del peso en niveles 1,2 y 3

Losa maciza de 10 cm. (Peso losa)	250.00	kg/m^2	Tipo de Análisis
Piso de cemento	50.00	kg/m^2	
Falso plafón	30.00	kg/m^2	
Muros intermedio	140.00	kg/m^2	
Carga adicional reglamentaria	40.00	kg/m^2	
Total de carga muerta Wm:	510.00	kg/m^2	
Carga viva instantánea Wvinst:	350.00	kg/m^2	sismo
Carga viva máxima Wvmax:	350.00	kg/m^2	gravitacional
Carga máxima sismo:	860.00	kg/m^2	sismo
	860.00	kg/m^2	gravitacional

4.4.1.3.2 Estimación del peso en nivel de azotea

Losa de 10 cm de espesor concreto ligero	200.00	kg/m^2	Tipo de Análisis
Relleno para pendiente	100.00	kg/m^2	
Tinacos y cubos de escalera	40.00	kg/m^2	
Impermeabilizante	50.00	kg/m^2	
Falso plafón	30.00	kg/m^2	
Carga adicional reglamentaria	40.00	kg/m^2	
Total de carga muerta Wm:	460.00	kg/m^2	
Carga viva instantánea Wvinst:	70.00	kg/m^2	sismo
Carga viva máxima Wvmax:	100.00	kg/m^2	gravitacional
Carga máxima sismo:	530.00	kg/m^2	sismo
Carga máxima gravitacional:	560.00	kg/m^2	gravitacional



4.4.1.3.3 Resumen de cargas

<i>Niveles</i>	<i>Wm (Kg/m²)</i>	<i>Wv (Kg/m²)</i>		<i>Carga Total (T/m²)</i>	
		<i>Wvinst</i>	<i>Wvmax</i>	<i>sismo</i>	<i>gravitacional</i>
Intermedio (N1 a N3)	510.00	350.00	350.00	0.86	0.86
Azotea (N4)	460.00	70.00	100.00	0.53	0.56

4.4.1.3.4 Peso por nivel (carga sísmica)

<i>Nivel</i>	<i>Sistema de piso</i>			<i>Columnas (Ton)</i>	<i>Vigas (Ton)</i>	<i>Total por nivel (Ton)</i>
	<i>Area (m²)</i>	<i>W (T/m²)</i>	<i>Peso (Ton)</i>			
4	991.00	<i>0.53</i>	525.23	16.31	125.47	667.01
3	991.00	<i>0.86</i>	852.26	44.37	175.85	1072.48
2	991.00	<i>0.86</i>	852.26	56.12	175.85	1084.23
1	991.00	<i>0.86</i>	852.26	59.03	175.85	1087.14
			3082.01			3910.87

4.4.1.3.5 Peso por nivel (carga gravitacional)

<i>Nivel</i>	<i>Sistema de piso</i>		<i>Vigas y columnas (Ton)</i>	<i>Total (Ton)</i>
	<i>w (T/m²)</i>	<i>Peso (Ton)</i>		
4	0.560	554.96	141.78	696.74
3	0.860	852.26	220.22	1072.48
2	0.860	852.26	231.97	1084.23
1	0.860	852.26	234.88	1087.14
		3111.74	828.86	3940.60



4.4.1.4 Análisis sísmico estático.

4.4.1.4.1 Coeficiente sísmico y parámetros sísmicos.

i) Coeficiente sísmico c

$$c = 0.400$$

$$c = c_{FI} = 0.600$$

ii) Parámetros sísmicos:

$$a_0 = 0.100 \quad g$$

$$T_a = 0.530 \quad \text{seg}$$

$$T_b = 1.800 \quad \text{seg}$$

$$r = 2.000$$

$$g = 9.810 \quad m/s^2$$

4.4.1.4.2 Obtención de fuerzas y cortante sísmico.

$$F_j = \frac{c}{Q'} \frac{W_j h_j}{\sum W_j h_j} W_T; \quad V_0 = \sum F_j$$

Nivel	W _i (Ton)	h _i (m)	W _i .h _i	F _i =F _{x_i} =F _{y_i} (Ton)	V _i =V _{x_i} =V _{y_i} (Ton)
4	667.012	13.600	9071.360	342.444	342.444
3	1072.483	10.200	10939.325	412.959	755.403
2	1084.233	6.800	7372.786	278.323	1033.726
1	1087.140	3.400	3696.277	139.534	1173.260
	3910.868		31079.747		

4.4.1.4.3 Vectores de carga F para el análisis considerando la norma de torsión

$$F_{x1} = \begin{Bmatrix} F_x \\ 0 \\ M_{x1} \end{Bmatrix}; \quad F_{x2} = \begin{Bmatrix} F_x \\ 0 \\ M_{x2} \end{Bmatrix}; \quad F_{y1} = \begin{Bmatrix} 0 \\ F_y \\ M_{y1} \end{Bmatrix}; \quad F_{y2} = \begin{Bmatrix} 0 \\ F_y \\ M_{y2} \end{Bmatrix}$$



Nivel	Sismo dirección X		Sismo dirección Y	
	F1x	F2x	F1y	F2y
4	342.4	342.4	0.0	0.0
3	413.0	413.0	0.0	0.0
2	278.3	278.3	0.0	0.0
1	139.5	139.5	0.0	0.0
4	0.0	0.0	342.4	342.4
3	0.0	0.0	413.0	413.0
2	0.0	0.0	278.3	278.3
1	0.0	0.0	139.5	139.5
4	-4414.1	-6287.3	8701.5	5424.3
3	-5323.0	-7581.9	10493.3	6541.3
2	-3587.6	-5110.0	7072.2	4408.6
1	-1798.6	-2561.9	3545.6	2210.2

4.4.1.4.4 Revisión de los estados límite de desplazamiento

- Modelo con muros

Nivel	Nodo Maestro	Dirección de la Fuerza	Desplazamiento absoluto		Entrepiso	Ψ_x
			dx (m)	Q dx (m)		
1	70	100%FX+30%FY	0.017442	0.03488	1	0.01026
2	71	100%FX+30%FY	0.0407715	0.08154	2	0.01372
3	72	100%FX+30%FY	0.0588945	0.11779	3	0.01066
4	158	100%FX+30%FY	0.0729645	0.14593	4	0.00828

Nivel	Nodo Maestro	Dirección de la Fuerza	Desplazamiento absoluto		Entrepiso	Ψ_y
			dy (m)	Q dy (m)		
1	70	30%FX+100%FY	0.036762	0.07352	1	0.02162
2	71	30%FX+100%FY	0.0898665	0.17973	2	0.03124
3	72	30%FX+100%FY	0.13128	0.26256	3	0.02436
4	158	30%FX+100%FY	0.1684365	0.33687	4	0.02186



• 2. Modelo sin muros (Esqueletal 1)

Nivel	Nodo Maestro	Dirección de la Fuerza	Desplazamiento absoluto		Entrepiso	Ψ_x
			dx (m)	Q dx (m)		
1	70	100%FX+30%FY	0.0361695	0.07234	1	0.02128
2	71	100%FX+30%FY	0.09324	0.18648	2	0.03357
3	72	100%FX+30%FY	0.139236	0.27847	3	0.02706
4	158	100%FX+30%FY	0.179817	0.35963	4	0.02387

Nivel	Nodo Maestro	Dirección de la Fuerza	Desplazamiento absoluto		Entrepiso	Ψ_y
			dy (m)	Q dy (m)		
1	70	30%FX+100%FY	0.0370485	0.07410	1	0.02179
2	71	30%FX+100%FY	0.0941265	0.18825	2	0.03358
3	72	30%FX+100%FY	0.139416	0.27883	3	0.02664
4	158	30%FX+100%FY	0.1814265	0.36285	4	0.02471

• 3. Modelo sin muros (Esqueletal 2)

Nivel	Nodo Maestro	Dirección de la Fuerza	Desplazamiento absoluto		Entrepiso	Ψ_x
			dx (m)	Q dx (m)		
1	70	100%FX+30%FY	0.038097	0.07619	1	0.02241
2	71	100%FX+30%FY	0.098196	0.19639	2	0.03535
3	72	100%FX+30%FY	0.146565	0.29313	3	0.02845
4	158	100%FX+30%FY	0.1890135	0.37803	4	0.02497

Nivel	Nodo Maestro	Dirección de la Fuerza	Desplazamiento absoluto		Entrepiso	Ψ_y
			dy (m)	Q dy (m)		
1	70	30%FX+100%FY	0.035202	0.07040	1	0.02071
2	71	30%FX+100%FY	0.0892575	0.17852	2	0.03180
3	72	30%FX+100%FY	0.132147	0.26429	3	0.02523
4	158	30%FX+100%FY	0.1721205	0.34424	4	0.02351



4.4.2 Ocupación: almacén de archivo en planta baja y nivel 1. oficinas en nivel 2 y 3

4.4.2.1 Datos geométrico y estructurales

4.4.2.1.1 Constitución y forma geométrica del edificio.

i) Conformado por una con planta rectangular b_x x b_y y regularidad en elevación.		
Dimensión longitudinal b_x =	39.60	m
Dimensión transversal b_y =	23.60	m

ii) Número de niveles N_v y altura del edificio h (altura uniforme).		
Numero de niveles N_v =	4	m
Altura niveles h =	3.40	m
Altura total H =	13.60	m

$$H < 30 m$$

para estructuras regulares

iii) Número de crujías en cada dirección y su espaciamiento.		
	Dir x	Dir y
Número de crujías =	6	4
Espaciamiento (m) =	6.60	5.900

v) Área de construcción por nivel A_n y área total A_t.		
Arrea en plantas tipo A_n =	991.00	m^2
Area total A_t =	3964.00	m^2

4.4.2.1.2 Descripción del uso del edificio.

- i) Destino del edificio: ***Almacén de archivo muerto en planta baja y nivel 1. oficinas en nivel 2 y 3***
- ii) Mobiliario y equipo: ***Archiveros y equipo de oficina***
- iii) Otros: ***Muros divisorios a base de block hueco ligero***

4.4.2.1.3 Estructuración del edificio.

- i) Sistema resistente: **A base de marcos rígidos ortogonales de concreto**
- ii) Dimensiones de elementos estructurales:



VIGAS PRINCIPALES		
SECCION	PERALTE a (cm)	ANCHO b (cm)
VP6030	60	30
VP6020	60	20
VIGAS SECUNDARIAS		
SECCION	PERALTE a (cm)	ANCHO b (cm)
VP5520	55	20
VP5020	50	20
COLUMNAS		
SECCIÓN	DIMENSION a (cm)	DIMENSION b (cm)
C50	50	50
C45	45	45
C40	40	40
C35	35	35
C30	30	30

4.4.2.2 Criterios de análisis y diseño.

4.4.2.2.1 Disposiciones generales.

- i) Uso de reglamentos y normativas: RCDF y NTCS vigentes
- ii) La localización del edificio: Zona del lago (zona IIIa).
- iii) Clasificación según su nivel de importancia: **Grupo A**

Factor de importancia = 1.50

- iv) Factor de comportamiento sísmico Q asumido:

$$Q=Q_x=Q_y= 2$$

4.4.2.2.2 Propiedades de los materiales.

- i) Propiedades del concreto:

$$\text{Resistencia a compresión } f'_c = 210 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\text{Módulo de elasticidad } E_c = 177000 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\text{Peso Volumétrico } \gamma = 2400 \quad \text{kg/m}^3$$

- ii) Propiedades del acero de refuerzo:

$$\text{Esfuerzo de fluencia } f_y = 2800 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\text{Módulo de elasticidad } E_s = 2100000 \quad \text{kg/cm}^2$$



4.4.2.3 Evaluación de cargas.

4.4.2.3.1 Estimación del peso en niveles 1 (archivo muerto)

Losa maciza de 10 cm. (Peso losa)	250.00	kg/m^2	Tipo de Análisis
Piso de cemento	50.00	kg/m^2	
Falso plafón	30.00	kg/m^2	
Muros intermedio	140.00	kg/m^2	
Carga adicional reglamentaria	40.00	kg/m^2	
Total de carga muerta Wm:	510.00	kg/m^2	
Carga viva instantánea Wvinst:	350.00	kg/m^2	sismo
Carga viva máxima Wvmax:	350.00	kg/m^2	gravitacional
Carga máxima sismo:	860.00	kg/m^2	sismo
Carga máxima gravitacional:	860.00	kg/m^2	gravitacional

4.4.2.3.2 Estimación del peso en niveles 2 y 3 (oficinas).

Losa maciza de 10 cm. (Peso losa)	250.00	kg/m^2	Tipo de Análisis
Piso de cemento	50.00	kg/m^2	
Falso plafón	30.00	kg/m^2	
Muros intermedio	140.00	kg/m^2	
Carga adicional reglamentaria	40.00	kg/m^2	
Total de carga muerta Wm:	510.00	kg/m^2	
Carga viva instantánea Wvinst:	180.00	kg/m^2	sismo
Carga viva máxima Wvmax:	250.00	kg/m^2	gravitacional
Carga máxima sismo:	690.00	kg/m^2	sismo
Carga máxima gravitacional:	760.00	kg/m^2	gravitacional



4.4.2.3.3 Estimación del peso en nivel de azotea

Losa de 10 cm de espesor concreto ligero	200.00	kg/m ²	Tipo de Análisis
Relleno para pendiente	100.00	kg/m ²	
Tinacos y cubos de escalera	40.00	kg/m ²	
Impermeabilizante	50.00	kg/m ²	
Falso plafón	30.00	kg/m ²	
Carga adicional reglamentaria	40.00	kg/m ²	
Total de carga muerta Wm:	460.00	kg/m²	
Carga viva instantánea Wvinst:	70.00	kg/m ²	sismo
Carga viva máxima Wvmax:	100.00	kg/m ²	gravitacional
Carga máxima sismo:	530.00	kg/m ²	sismo
Carga máxima gravitacional:	560.00	kg/m ²	gravitacional

4.4.2.3.4 Resumen de cargas

Niveles	Wm (Kg/m ²)	Wv (Kg/m ²)		Carga Total (T/m ²)	
		Wvinst	Wvmax	sismo	gravitacional
Intermedio (N1)	510.00	350.00	350.00	0.86	0.86
Intermedio (N2 y N3)	510.00	180.00	250.00	0.69	0.76
Azotea (N4)	460.00	70.00	100.00	0.53	0.56

4.4.2.3.5 Peso por nivel (carga sísmica)

Nivel	Sistema de piso			Columnas (Ton)	Vigas (Ton)	Total por nivel (Ton)
	Area (m ²)	W (T/m ²)	Peso (Ton)			
4	991.00	0.53	525.23	16.31	125.47	667.01
3	991.00	0.69	683.79	44.37	175.85	904.01
2	991.00	0.69	683.79	56.12	175.85	915.76
1	991.00	0.86	852.26	59.03	175.85	1087.14
			2745.07			3573.93



4.4.1.3.6 Peso por nivel (carga gravitacional)

<i>Nivel</i>	<i>Sistema de piso</i>		<i>Vigas y columnas</i>	<i>Total</i>
	<i>w (T/m²)</i>	<i>Peso (Ton)</i>	<i>(Ton)</i>	<i>(Ton)</i>
4	0.560	554.96	141.78	696.74
3	0.760	753.16	220.22	973.38
2	0.760	753.16	231.97	985.13
1	0.860	852.26	234.88	1087.14
		2913.54	828.86	3742.40

4.4.1.4 Análisis sísmico estático.

4.4.1.4.1 Coeficiente sísmico y parámetros sísmicos.

i) Coeficiente sísmico c

$$c = 0.400$$

$$c = c_{FI} = 0.600$$

ii) Parámetros sísmicos:

$$a_0 = 0.100 \quad G$$

$$T_a = 0.530 \quad \text{seg}$$

$$T_b = 1.800 \quad \text{seg}$$

$$r = 2.000$$

$$g = 9.810 \quad m/s^2$$

4.4.1.4.2 Obtención de fuerzas y cortante sísmico.

$$F_j = \frac{c}{Q} \frac{W_j h_j}{\sum W_j h_j} W_T; \quad V_0 = \sum F_j$$



Nivel	W _i (Ton)	h _i (m)	W _i .h _i	F _i =F _{x_i} =F _{y_i} (Ton)	V _i =V _{x_i} =V _{y_i} (Ton)
4	667.012	13.600	9071.360	344.705	344.705
3	904.013	10.200	9220.931	350.389	695.094
2	915.763	6.800	6227.190	236.629	931.723
1	1087.140	3.400	3696.277	140.456	1072.178
	3573.928		28215.757		

4.4.1.4.3 Vectores de carga F para el análisis considerando la norma de torsión

$$F_{x1} = \begin{Bmatrix} F_x \\ 0 \\ M_{x1} \end{Bmatrix}; F_{x2} = \begin{Bmatrix} F_x \\ 0 \\ M_{x2} \end{Bmatrix}; F_{y1} = \begin{Bmatrix} 0 \\ F_y \\ M_{y1} \end{Bmatrix}; F_{y2} = \begin{Bmatrix} 0 \\ F_y \\ M_{y2} \end{Bmatrix}$$

Nivel	Sismo dirección X		Sismo dirección Y	
	F1x	F2x	F1y	F2y
4	344.7	344.7	0.0	0.0
3	350.4	350.4	0.0	0.0
2	236.6	236.6	0.0	0.0
1	140.5	140.5	0.0	0.0
4	0.0	0.0	344.7	344.7
3	0.0	0.0	350.4	350.4
2	0.0	0.0	236.6	236.6
1	0.0	0.0	140.5	140.5
4	-4443.2	-6328.8	8759.0	5460.1
3	-4516.5	-6433.1	8903.4	5550.2
2	-3050.1	-4344.5	6012.7	3748.2
1	-1810.5	-2578.8	3569.0	2224.8



4.4.1.4.4 Revisión de los estados límite de desplazamiento

• Modelo con muros

Nivel	Nodo Maestro	Dirección de la Fuerza	Desplazamiento absoluto		Entrepiso	Ψ_x
			dx (m)	Q dx (m)		
1	70	100%FX+30%FY	0.0159225	0.03185	1	0.00937
2	71	100%FX+30%FY	0.037047	0.07409	2	0.01243
3	72	100%FX+30%FY	0.0537615	0.10752	3	0.00983
4	158	100%FX+30%FY	0.0677085	0.13542	4	0.00820

Nivel	Nodo Maestro	Dirección de la Fuerza	Desplazamiento absoluto		Entrepiso	Ψ_y
			dy (m)	Q dy (m)		
1	70	30%FX+100%FY	0.033507	0.06701	1	0.01971
2	71	30%FX+100%FY	0.081624	0.16325	2	0.02830
3	72	30%FX+100%FY	0.1198215	0.23964	3	0.02247
4	158	30%FX+100%FY	0.1565955	0.31319	4	0.02163

• Modelo sin muros (Esqueletal 1)

Nivel	Nodo Maestro	Dirección de la Fuerza	Desplazamiento absoluto		Entrepiso	Ψ_x
			dx (m)	Q dx (m)		
1	70	100%FX+30%FY	0.0329595	0.065919	1	0.01939
2	71	100%FX+30%FY	0.084744	0.169488	2	0.03046
3	72	100%FX+30%FY	0.127197	0.254394	3	0.02497
4	158	100%FX+30%FY	0.167103	0.334206	4	0.02347

Nivel	Nodo Maestro	Dirección de la Fuerza	Desplazamiento absoluto		Entrepiso	Ψ_y
			dy (m)	Q dy (m)		
1	70	30%FX+100%FY	0.0337635	0.067527	1	0.01986
2	71	30%FX+100%FY	0.0855375	0.171075	2	0.03045
3	72	30%FX+100%FY	0.127335	0.254670	3	0.02458
4	158	30%FX+100%FY	0.168717	0.337434	4	0.02434



• **Modelo sin muros (Esqueletal 2)**

Nivel	Nodo Maestro	Dirección de la Fuerza	Desplazamiento absoluto		Entrepiso	Ψ_x
			dx (m)	Q dx (m)		
1	70	100%FX+30%FY	0.034716	0.069432	1	0.02042
2	71	100%FX+30%FY	0.0892635	0.178527	2	0.03209
3	72	100%FX+30%FY	0.133908	0.267816	3	0.02626
4	158	100%FX+30%FY	0.1755945	0.351189	4	0.02452

Nivel	Nodo Maestro	Dirección de la Fuerza	Desplazamiento absoluto		Entrepiso	Ψ_y
			dy (m)	Q dy (m)		
1	70	30%FX+100%FY	0.032085	0.064170	1	0.01887
2	71	30%FX+100%FY	0.08112	0.162240	2	0.02884
3	72	30%FX+100%FY	0.120705	0.241410	3	0.02329
4	158	30%FX+100%FY	0.1600815	0.320163	4	0.02316

4.4.3 Ocupación: oficinas en todos sus niveles

4.4.3.1 Datos geométrico y estructurales

4.4.3.1.1 Constitución y forma geométrica del edificio.

i) Conformado por una con planta rectangular b_x x b_y y regularidad en elevación.

Dimensión longitudinal b_x =	39.60	<i>m</i>
Dimensión transversal b_y =	23.60	<i>m</i>

ii) Número de niveles N_v y altura del edificio h (altura uniforme).

Numero de niveles N_v =	4	<i>m</i>
Altura niveles h =	3.40	<i>m</i>
Altura total H =	13.60	<i>m</i>

$$H < 30 m$$

para estructuras regulares



iii) Número de crujeas en cada dirección y su espaciamiento.		
	Dir x	Dir y
Número de crujeas =	6	4
Espaciamiento (m) =	6.60	5.900

v) Área de construcción por nivel A_n y área total A_t.		
Arrea en plantas tipo A_n =	991.00	m^2
Area total A_t =	3964.00	m^2

4.4.3.1.2 Descripción del uso del edificio.

- i) Destino del edificio: **Oficinas**
- ii) Mobiliario y equipo: **Mobiliario y equipo de oficina**
- iii) Otros: **Muros divisorios a base de block hueco ligero**

4.4.3.1.3 Estructuración del edificio.

- i) Sistema resistente: **A base de marcos rígidos ortogonales de concreto**
- ii) Dimensiones de elementos estructurales:

VIGAS PRINCIPALES		
SECCION	PERALTE a (cm)	ANCHO b (cm)
VP6030	60	30
VP6020	60	20
VIGAS SECUNDARIAS		
SECCION	PERALTE a (cm)	ANCHO b (cm)
VP5520	55	20
VP5020	50	20
COLUMNAS		
SECCIÓN	DIMENSION a (cm)	DIMENSION b (cm)
C50	50	50
C45	45	45
C40	40	40
C35	35	35
C30	30	30



4.4.3.2 Criterios de análisis y diseño.

4.4.3.2.1 Disposiciones generales.

i) Uso de reglamentos y normativas: RCDF y NTCS vigentes

ii) La localización del edificio: Zona del lago (zona IIIa).

iii) Clasificación según su nivel de importancia: **Grupo A**

Factor de importancia = 1.00

iv) Factor de comportamiento sísmico Q asumido:

$$Q = Q_x = Q_y = 2$$

4.4.3.2.2 Propiedades de los materiales.

i) Propiedades del concreto:

Resistencia a compresión $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad $E_c = 177000 \text{ kg/cm}^2$

Peso Volumétrico $\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$

ii) Propiedades del acero de refuerzo:

Esfuerzo de fluencia $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad $E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

4.4.3.3 Evaluación de cargas.

4.4.3.3.1 Estimación del peso en niveles 1, 2 y 3 (oficinas)

Losa maciza de 10 cm. (Peso losa)	250.00	kg/m^2	Tipo de Análisis
Piso de cemento	50.00	kg/m^2	
Falso plafón	30.00	kg/m^2	
Muros intermedio	140.00	kg/m^2	
Carga adicional reglamentaria	40.00	kg/m^2	
Total de carga muerta Wm:	510.00	kg/m^2	
Carga viva instantánea Wvinst:	180.00	kg/m^2	sismo
Carga viva máxima Wvmax:	250.00	kg/m^2	gravitacional
Carga máxima sismo:	690.00	kg/m^2	sismo
Carga máxima gravitacional:	760.00	kg/m^2	gravitacional



4.4.3.3.2 Estimación del peso en nivel de azotea

Losas de 10 cm de espesor concreto ligero	200.00	kg/m ²	Tipo de Análisis
Relleno para pendiente	100.00	kg/m ²	
Tinacos y cubos de escalera	40.00	kg/m ²	
Impermeabilizante	50.00	kg/m ²	
Falso plafón	30.00	kg/m ²	
Carga adicional reglamentaria	40.00	kg/m ²	
Total de carga muerta Wm:	460.00	kg/m ²	
Carga viva instantánea Wvinst:	70.00	kg/m ²	sismo
Carga viva máxima Wvmax:	100.00	kg/m ²	gravitacional
Carga máxima sismo:	530.00	kg/m ²	sismo
Carga máxima gravitacional:	560.00	kg/m ²	gravitacional

4.4.3.3.3 Resumen de cargas

<i>Niveles</i>	<i>Wm (Kg/m²)</i>	<i>Wv (Kg/m²)</i>		<i>Carga Total (T/m²)</i>	
		<i>Wvinst</i>	<i>Wvmax</i>	<i>sismo</i>	<i>gravitacional</i>
Intermedio (N1 a N3)	510.00	180.00	250.00	0.69	0.76
Azotea (N4)	460.00	70.00	100.00	0.53	0.56

4.4.3.3.4 Peso por nivel (carga sísmica)

<i>Nivel</i>	<i>Sistema de piso</i>			<i>Columnas</i>	<i>Vigas</i>	<i>Total por nivel</i>
	<i>Area (m²)</i>	<i>W (T/m²)</i>	<i>Peso (Ton)</i>			
4	991.00	0.53	525.23	16.31	125.47	667.01
3	991.00	0.69	683.79	44.37	175.85	904.01
2	991.00	0.69	683.79	56.12	175.85	915.76
1	991.00	0.69	683.79	59.03	175.85	918.67
			2576.60			3405.46



4.4.3.3.5 Peso por nivel (carga gravitacional)

<i>Nivel</i>	<i>Sistema de piso</i>		<i>Vigas y columnas</i>	<i>Total</i>
	<i>w (T/m²)</i>	<i>Peso (Ton)</i>	<i>(Ton)</i>	<i>(Ton)</i>
4	0.560	554.96	141.78	696.74
3	0.760	753.16	220.22	973.38
2	0.760	753.16	231.97	985.13
1	0.760	753.16	234.88	988.04
		2814.44	828.86	3643.30

4.4.3.4 Análisis sísmico estático.

4.4.3.4.1 Coeficiente sísmico y parámetros sísmicos.

i) Coeficiente sísmico c

$$c = 0.400$$

$$c = c_{FI} = 0.400$$

ii) Parámetros sísmicos:

$$a_0 = 0.100 \quad G$$

$$T_a = 0.530 \quad \text{seg}$$

$$T_b = 1.800 \quad \text{seg}$$

$$r = 2.000$$

$$g = 9.810 \quad \text{m/s}^2$$

4.4.3.4.2 Obtención de fuerzas y cortante sísmico.

$$F_j = \frac{c}{Q} \frac{W_j h_j}{\sum W_j h_j} W_T; \quad V_0 = \sum F_j$$



Nivel	W _i (Ton)	h _i (m)	W _i .h _i	F _i =F _{x_i} =F _{y_i} (Ton)	V _i =V _{x_i} =V _{y_i} (Ton)
4	667.012	13.600	9071.360	223.508	223.508
3	904.013	10.200	9220.931	227.193	450.702
2	915.763	6.800	6227.190	153.431	604.133
1	918.670	3.400	3123.479	76.959	681.092
	3405.458		27642.959		

4.4.3.4.3 Vectores de carga F para el análisis considerando la norma de torsión

$$F_{x1} = \begin{Bmatrix} F_x \\ 0 \\ M_{x1} \end{Bmatrix}; F_{x2} = \begin{Bmatrix} F_x \\ 0 \\ M_{x2} \end{Bmatrix}; F_{y1} = \begin{Bmatrix} 0 \\ F_y \\ M_{y1} \end{Bmatrix}; F_{y2} = \begin{Bmatrix} 0 \\ F_y \\ M_{y2} \end{Bmatrix}$$

Nivel	Sismo dirección X		Sismo dirección Y	
	F1x	F2x	F1y	F2y
4	223.5	223.5	0.0	0.0
3	227.2	227.2	0.0	0.0
2	153.4	153.4	0.0	0.0
1	77.0	77.0	0.0	0.0
4	0.0	0.0	223.5	223.5
3	0.0	0.0	227.2	227.2
2	0.0	0.0	153.4	153.4
1	0.0	0.0	77.0	77.0
4	-2881.0	-4103.6	5679.3	3540.4
3	-2928.5	-4171.3	5773.0	3598.7
2	-1977.7	-2817.0	3898.7	2430.3
1	-992.0	-1413.0	1955.5	1219.0



4.4.3.4.4 Revisión de los estados límite de desplazamiento

- Modelo con muros

Nivel	Nodo Maestro	Dirección de la Fuerza	Desplazamiento absoluto		Entrepiso	Ψ_x
			dx (m)	Q dx (m)		
1	70	100%FX+30%FY	0.010137	0.02027	1	0.00596
2	71	100%FX+30%FY	0.023798	0.04760	2	0.00804
3	72	100%FX+30%FY	0.03462	0.06924	3	0.00637
4	158	100%FX+30%FY	0.043687	0.08737	4	0.00533

Nivel	Nodo Maestro	Dirección de la Fuerza	Desplazamiento absoluto		Entrepiso	Ψ_y
			dy (m)	Q dy (m)		
1	70	30%FX+100%FY	0.021375	0.04275	1	0.01257
2	71	30%FX+100%FY	0.052487	0.10497	2	0.01830
3	72	30%FX+100%FY	0.077265	0.15453	3	0.01458
4	158	30%FX+100%FY	0.101145	0.20229	4	0.01405

- Modelo sin muros (Esqueletal 1)

Nivel	Nodo Maestro	Dirección de la Fuerza	Desplazamiento absoluto		Entrepiso	Ψ_x
			dx (m)	Q dx (m)		
1	70	100%FX+30%FY	0.021048	0.04210	1	0.01238
2	71	100%FX+30%FY	0.054496	0.10899	2	0.01968
3	72	100%FX+30%FY	0.081999	0.16400	3	0.01618
4	158	100%FX+30%FY	0.107935	0.21587	4	0.01526

Nivel	Nodo Maestro	Dirección de la Fuerza	Desplazamiento absoluto		Entrepiso	Ψ_y
			dy (m)	Q dy (m)		
1	70	30%FX+100%FY	0.020991	0.04198	1	0.01235
2	71	30%FX+100%FY	0.053471	0.10694	2	0.01911
3	72	30%FX+100%FY	0.079549	0.15910	3	0.01534
4	158	30%FX+100%FY	0.104941	0.20988	4	0.01494



• Modelo sin muros (Esqueletal 2)

Nivel	Nodo Maestro	Dirección de la Fuerza	Desplazamiento absoluto		Entrepiso	Ψ_x
			dx (m)	Q dx (m)		
1	70	100%FX+30%FY	0.022181	0.04436	1	0.01305
2	71	100%FX+30%FY	0.057418	0.11484	2	0.02073
3	72	100%FX+30%FY	0.086351	0.17270	3	0.01702
4	158	100%FX+30%FY	0.113304	0.22661	4	0.01585

Nivel	Nodo Maestro	Dirección de la Fuerza	Desplazamiento absoluto		Entrepiso	Ψ_y
			dy (m)	Q dy (m)		
1	70	30%FX+100%FY	0.020797	0.04159	1	0.01223
2	71	30%FX+100%FY	0.052598	0.10520	2	0.01871
3	72	30%FX+100%FY	0.078261	0.15652	3	0.01510
4	158	30%FX+100%FY	0.103789	0.20758	4	0.01502



5. Resultados obtenidos.

5.1 Propiedades dinámicas.

En esta etapa del estudio se contó con información experimental de las propiedades dinámicas del edificio y pruebas de laboratorio sobre las propiedades mecánicas de los materiales, que permitieron validar y/o calibrar los modelos estructurales preliminares de computadora, formulados con base en la información existente y recabada del levantamiento geométrico del edificio.

La calibración de los modelos se realizó con base en las cargas presentes en los edificios, al momento de llevar a cabo el estudio de vibración, identificando los elementos del sistema que participan en la rigidez lateral de las estructuras. En la tabla 5.1 se presentan los resultados del modelo analítico y se comparan con los correspondientes obtenidos del estudio de vibración ambiental.

Tabla 5.1. Periodos de vibrar de los edificios A y B

Analíticos (segundos)			Vibración Ambiental (segundos)		
Longitudinal	Transversal	Torsional	Longitudinal	Transversal	Torsional
0.41	0.49	0.28	0.41	0.45	0.33

De esta tabla se puede observar que las diferencias son mínimas, por lo cual se considera que los modelos calibrados son representativos de las estructuras existentes y a partir de ellos se pudieron considerar las condiciones e intensidades de carga actuante, como es el caso de las cargas debidas al archivo muerto o las solicitaciones estáticas y dinámicas requeridas por la normatividad vigente.

5.2 Comparación de resultados analíticos y experimentales.

Con base en los resultados del estudio de vibración ambiental y la información proporcionada por el levantamiento geométrico y de cargas, fue posible calibrar los modelos estructurales que se utilizaron en este proyecto.

Los valores estimados de periodo de los edificios son una de las razones por las cuales estos han experimentado un buen comportamiento ante excitaciones sísmicas como las que se producen en la ciudad de México, ya que dichos valores son muy diferentes del periodo dominante del sitio de desplante de las estructuras, el cual se estima entre 1 y 1.5 segundos, alejando la posibilidad de sufrir efectos de resonancia.

5.3 Desplazamientos.

A partir de la información de los análisis de computadora y de acuerdo con la información proporcionada por la etapa de identificación estructural, se revisó el cumplimiento de los estados límites especificados por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias.

De los análisis sísmicos realizados, en las figuras 5.1 a 5.3, se presentan las derivas laterales de entrepiso, definidas como el cociente entre el desplazamiento



CAPITULO 5 RESULTADOS OBTENIDOS



relativo de entrepiso entre la altura del mismo, para cada uno de los modelos estudiados del edificio A y se comparan con los límites establecidos por la normatividad, cuyos valores no deben exceder de los siguientes:

- 0.012, cuando los elementos estructurales han sido desligados adecuadamente. (Límite 1)
- 0.006, cuando los desplazamientos laterales del edificio pueden dañar a elementos no estructurales por no estar desligados adecuadamente de la estructura. (Límite 2)

En este edificio A existen algunos muros que se consideran como divisorios, sin embargo, **de la inspección realizada**, se pudo observar que están en contacto directo con el sistema estructural, los cuales pueden ser dañados ante desplazamientos laterales. Por lo anterior, los desplazamientos derivados de los análisis de computadora, se comparan contra los dos límites de desplazamiento permisible establecidos por la norma.

Es evidente que en la mayoría de los casos la dirección más flexible es la "Y" (norte-sur) y que, excepto en la dirección "X" para uso de oficina, se rebasan notablemente los límites de desplazamiento establecidos por las normas. Los porcentajes máximos de excedencia de estos límites son de:

- 195 % para el límite 1 en el modelo donde se desligan, de la estructura principal, los anexos ubicados entre los ejes 1 y 2
- 180 % para el límite 1 en el modelo que no considera la participación de muros
- 421% para el límite 2 para el modelo que incluye los muros.

Es de interés mencionar que para el modelo que posee muros, los resultados de las derivas laterales de entrepiso se compararon contra el límite 2 (0.006 Δ/h), mientras que los otros dos modelos esqueléticos, se compararon contra el límite 1 (0.012 Δ/h).

Estos resultados corresponden al edificio con uso de archivo en todos sus niveles y se consideran inadmisibles, figuras 5.1 a 5.3.

Con la finalidad de encontrar una situación intermedia, donde los desplazamientos no fueran tan excesivos, se consideró adecuado proponer dos variantes en el uso de los niveles del edificio. La primera variante considera el uso de archivo muerto en la planta baja y primer nivel, y en los dos niveles restantes, el uso de oficina. La segunda variante considera el uso de oficinas en todos sus niveles.

Como se puede observar en las figuras, 5.4 a 5.6 , en la variante 1 se disminuyen las derivas de entrepiso, sin embargo, solo una de las direcciones de desplazamiento del edificio se localiza entre los límites permisibles de la norma, mientras que la otra los excede, al límite 1 en 136 % y al límite 2 en 372 %.

En la variante 2, figuras. 5.7 a 5.9, se observa una disminución notable en las derivas laterales de entrepiso; solo una de las direcciones de desplazamiento excede ligeramente el límite máximo establecido por la norma, por lo cual se considera que este uso puede ser adecuado para la condición actual del edificio A.



Modelo con muros

USO : ARCHIVO MUERTO EN TODOS SUS NIVELES
(ESTRUCTURA GRUPO A)

Derivas de entrepiso DIRECCIÓN X			Derivas de entrepiso DIRECCIÓN Y		
	Limite 1	Limite 2		Limite 1	Limite 2
Entrepiso	0.012	0.00600	Entrepiso	0.012	0.00600
PB	-15%	71%	PB	80%	260%
1	14%	129%	1	160%	421%
2	-11%	78%	2	103%	306%
3	-31%	38%	3	82%	264%

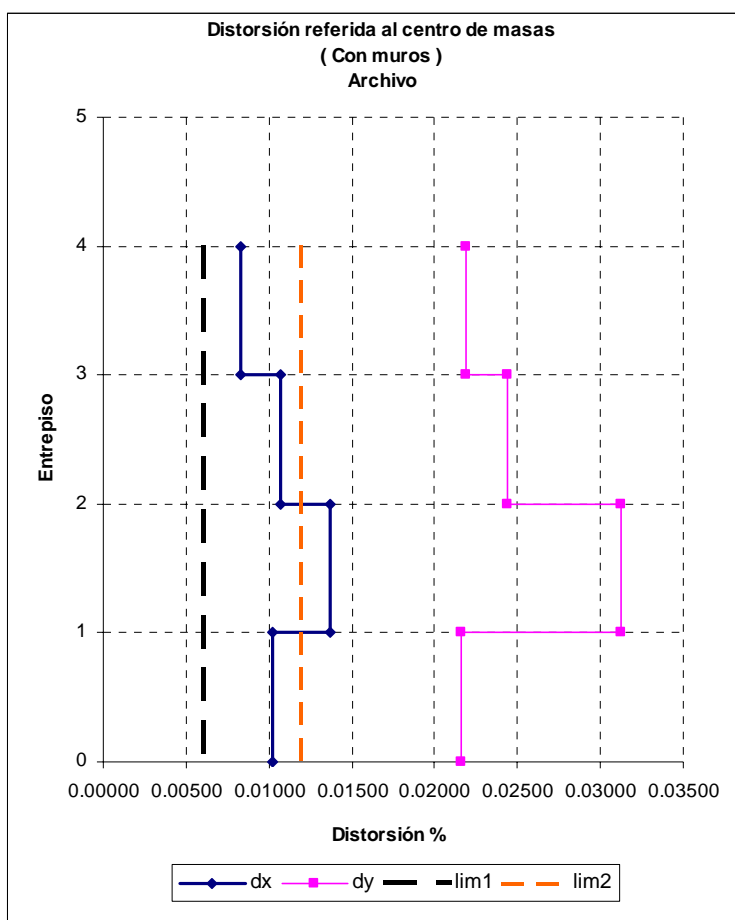


Figura 5.1 Derivas de entrepiso del edificio A (modelo con muros)
Uso: archivo muerto en todos los niveles



Modelo Esqueletal 1

USO : ARCHIVO MUERTO EN TODOS SUS NIVELES
(ESTRUCTURA GRUPO A)

Derivas de entrepiso DIRECCIÓN X			Derivas de entrepiso DIRECCIÓN Y		
	Limite 1	Limite 2		Limite 1	Limite 2
Entrepiso	0.012	0.00600	Entrepiso	0.012	0.00600
PB	77%	255%	PB	82%	263%
1	180%	460%	1	180%	460%
2	125%	351%	2	122%	344%
3	99%	298%	3	106%	312%

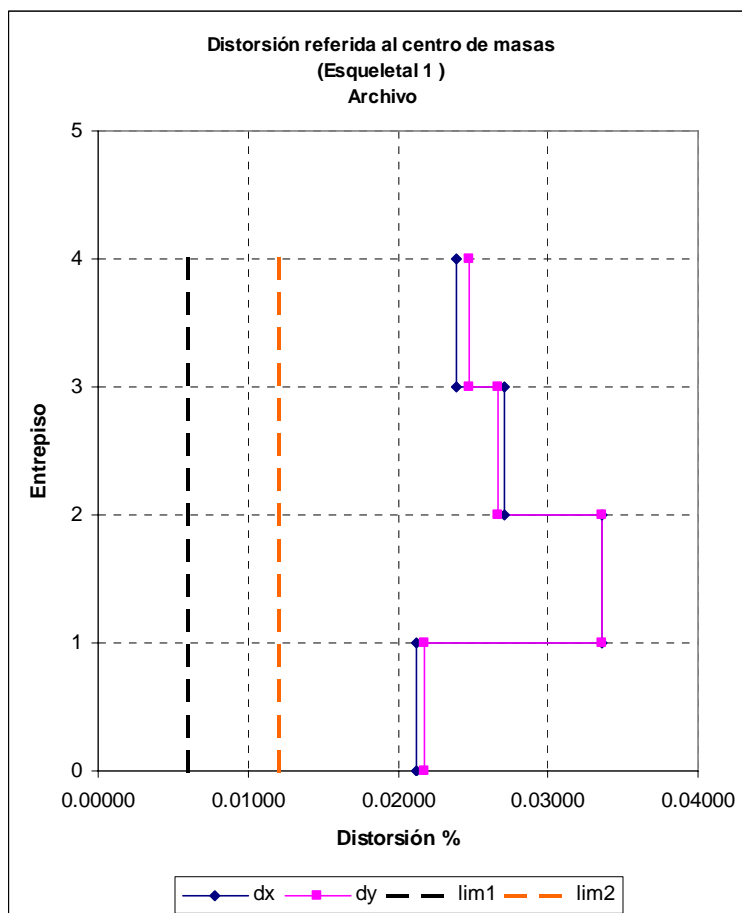


Figura 5.2. Derivas de entrepiso del edificio A (modelo esqueletal 1)
Uso: archivo muerto en todos los niveles



Modelo Esqueletal 2

USO : ARCHIVO MUERTO EN TODOS SUS NIVELES
(ESTRUCTURA GRUPO A)

<i>Derivas de entrepiso</i>		
<i>DIRECCIÓN X</i>		
	Limite 1	Limite 2
Entrepiso	0.012	0.00600
PB	87%	274%
1	195%	489%
2	137%	374%
3	108%	316%

<i>Derivas de entrepiso</i>		
<i>DIRECCIÓN Y</i>		
	Limite 1	Limite 2
Entrepiso	0.012	0.00600
PB	73%	245%
1	165%	430%
2	110%	320%
3	96%	292%

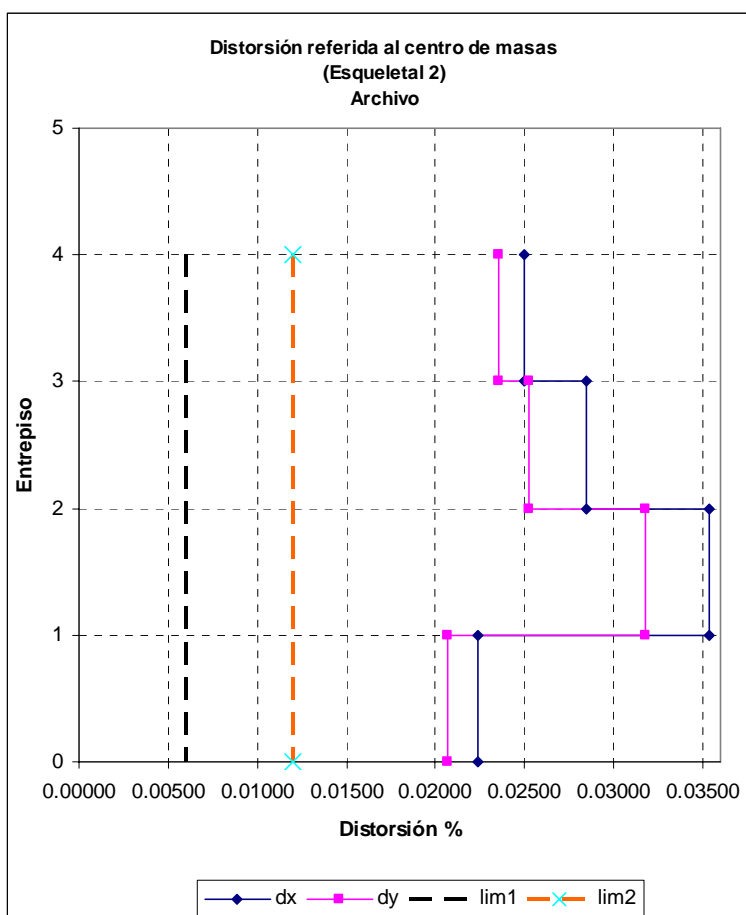


Figura 5.3 Derivas de entrepiso del edificio A (modelo esqueletal 2)
Uso: archivo muerto en todos los niveles



Modelo con muros

USO : ARCHIVO MUERTO EN NIVEL 1 Y OFICINAS EN NIVELES 2 Y 3
(ESTRUCTURA GRUPO A)

<i>Derivas de entrepiso</i>		
<i>DIRECCIÓN X</i>		
	Limite 1	Limite 2
Entrepiso	0.012	0.00600
PB	-22%	56%
1	4%	107%
2	-18%	64%
3	-32%	37%

<i>Derivas de entrepiso</i>		
<i>DIRECCIÓN Y</i>		
	Limite 1	Limite 2
Entrepiso	0.012	0.00600
PB	64%	229%
1	136%	372%
2	87%	274%
3	80%	261%

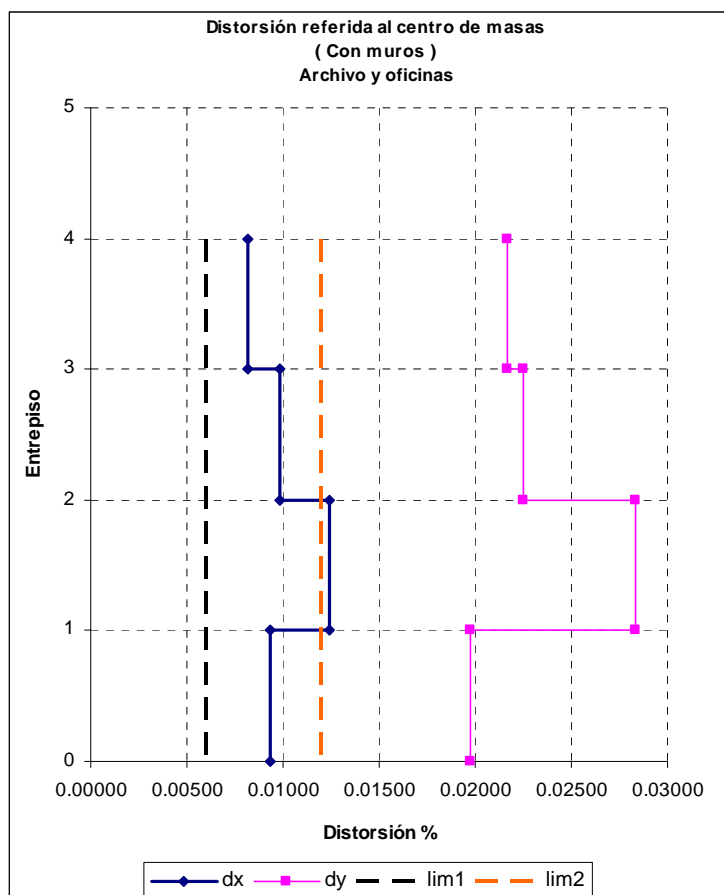


Figura 5.4 Derivas de entrepiso del edificio A (modelo con muros)
Uso: archivo muerto y oficinas



Modelo Esqueletal 1

USO : ARCHIVO MUERTO EN NIVEL 1 Y OFICINAS EN NIVELES 2 Y 3
(ESTRUCTURA GRUPO A)

<i>Derivas de entrepiso</i>		
<i>DIRECCIÓN X</i>		
	Limite 1	Limite 2
Entrepiso	0.012	0.00600
PB	62%	223%
1	154%	408%
2	108%	316%
3	96%	291%

<i>Derivas de entrepiso</i>		
<i>DIRECCIÓN Y</i>		
	Limite 1	Limite 2
Entrepiso	0.012	0.00600
PB	66%	231%
1	154%	408%
2	105%	310%
3	103%	306%

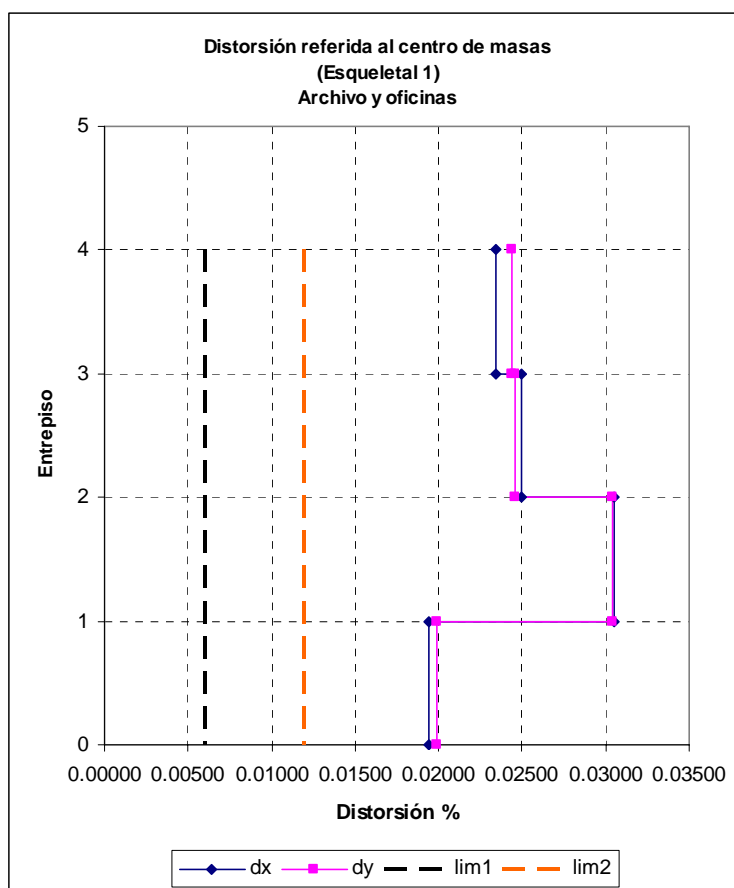


Figura 5.5 Derivas de entrepiso del edificio A (modelo esqueletal 1)
Uso: archivo muerto y oficinas



Modelo Esqueletal 2

USO : ARCHIVO MUERTO EN NIVEL 1 Y OFICINAS EN NIVELES 2 Y 3
(ESTRUCTURA GRUPO A)

<i>Derivas de entrepiso</i>		
<i>DIRECCIÓN X</i>		
	Limite 1	Limite 2
Entrepiso	0.012	0.00600
PB	70%	240%
1	167%	435%
2	119%	338%
3	104%	309%

<i>Derivas de entrepiso</i>		
<i>DIRECCIÓN Y</i>		
	Limite 1	Limite 2
Entrepiso	0.012	0.00600
PB	57%	215%
1	140%	381%
2	94%	288%
3	93%	286%

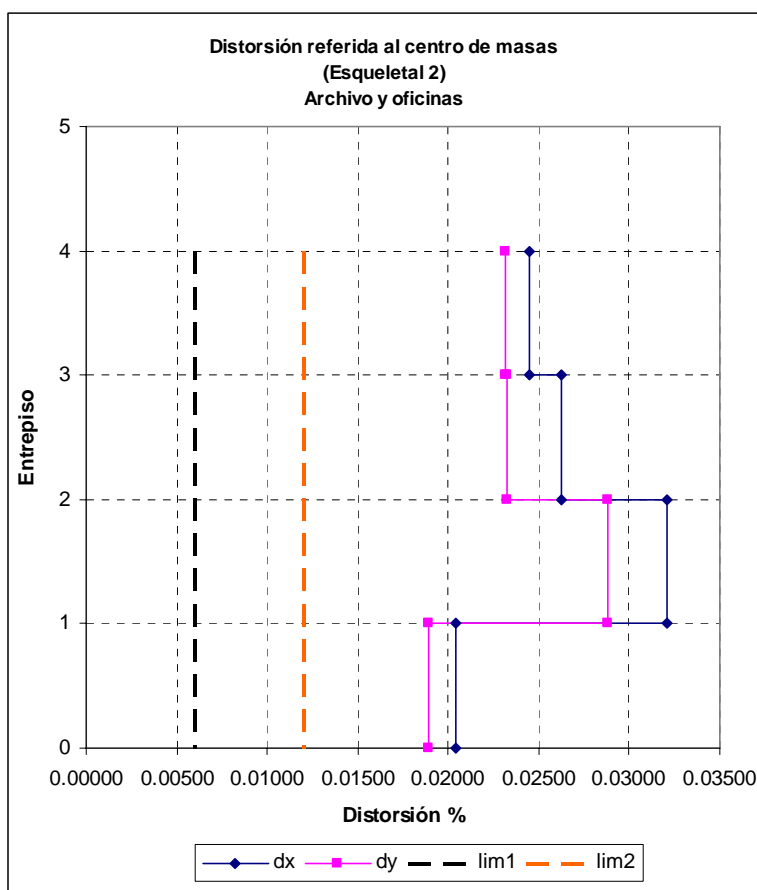


Figura 5.6. Derivas de entrepiso del edificio A (modelo esqueletal 2)
Uso: archivo muerto y oficinas



Modelo con muros

USO : OFICINAS EN TODOS SUS NIVELES
(ESTRUCTURA GRUPO B)

<i>Derivas de entrepiso</i>		
<i>DIRECCIÓN X</i>		
	Limite 1	Limite 2
Entrepiso	0.012	0.00600
PB	-50%	-1%
1	-33%	34%
2	-47%	6%
3	-56%	-11%

<i>Derivas de entrepiso</i>		
<i>DIRECCIÓN Y</i>		
	Limite 1	Limite 2
Entrepiso	0.012	0.00600
PB	5%	110%
1	53%	205%
2	21%	143%
3	17%	134%

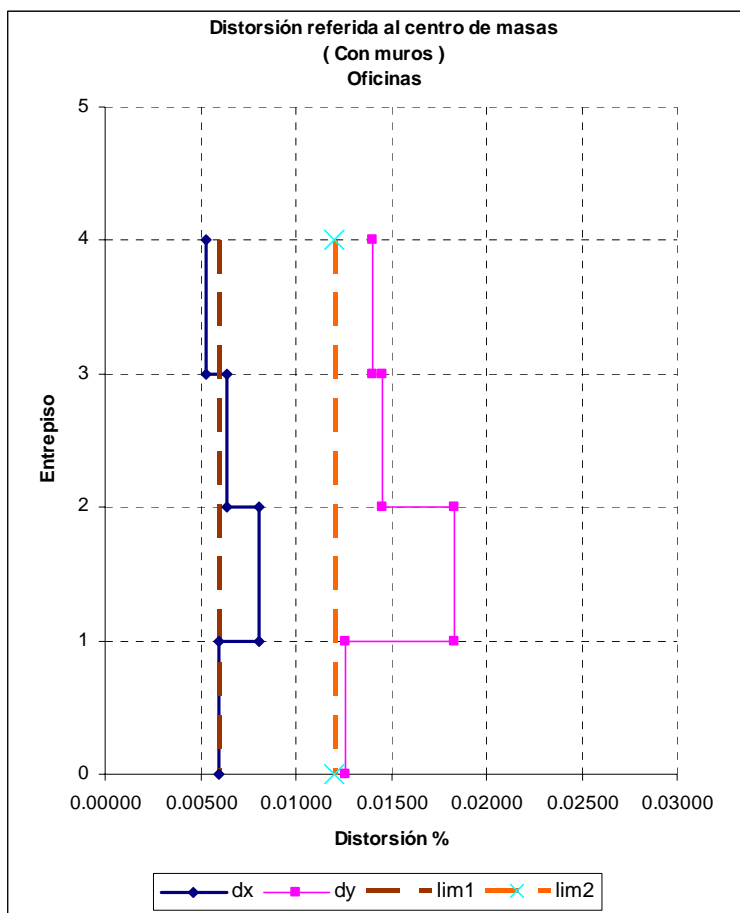


Figura 5.7 Derivas de entrepiso del edificio A (modelo con muros)
Uso: oficinas en todos sus niveles



Modelo Esqueletal 1

USO : OFICINAS EN TODOS SUS NIVELES
(ESTRUCTURA GRUPO B)

<i>Derivas de entrepiso</i>		
<i>DIRECCIÓN X</i>		
	Limite 1	Limite 2
Entrepiso	0.012	0.00600
PB	3%	106%
1	64%	228%
2	35%	170%
3	27%	154%

<i>Derivas de entrepiso</i>		
<i>DIRECCIÓN Y</i>		
	Limite 1	Limite 2
Entrepiso	0.012	0.00600
PB	3%	106%
1	59%	218%
2	28%	156%
3	24%	149%

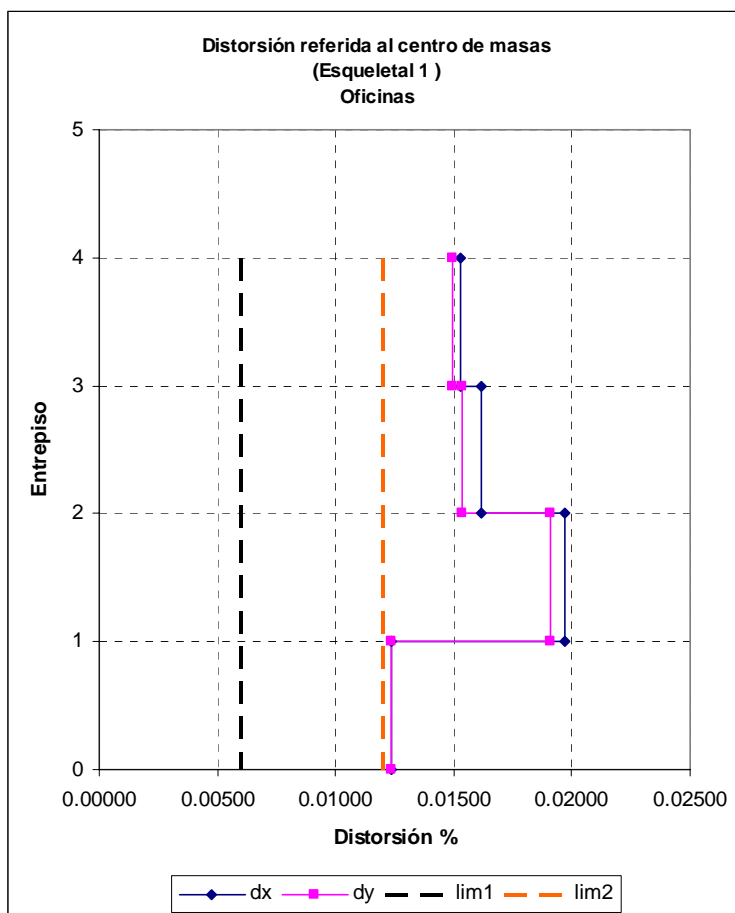


Figura 5.8 Derivas de entrepiso del edificio A (modelo esqueletal 1)
Uso: oficinas en todos sus niveles



Modelo Esqueletal 2

USO : OFICINAS EN TODOS SUS NIVELES
(ESTRUCTURA GRUPO B)

<i>Derivas de entrepiso</i>		
<i>DIRECCIÓN X</i>		
	Limite 1	Limite 2
Entrepiso	0.012	0.00600
PB	9%	117%
1	73%	245%
2	42%	184%
3	32%	164%

<i>Derivas de entrepiso</i>		
<i>DIRECCIÓN Y</i>		
	Limite 1	Limite 2
Entrepiso	0.012	0.00600
PB	2%	104%
1	56%	212%
2	26%	152%
3	25%	150%

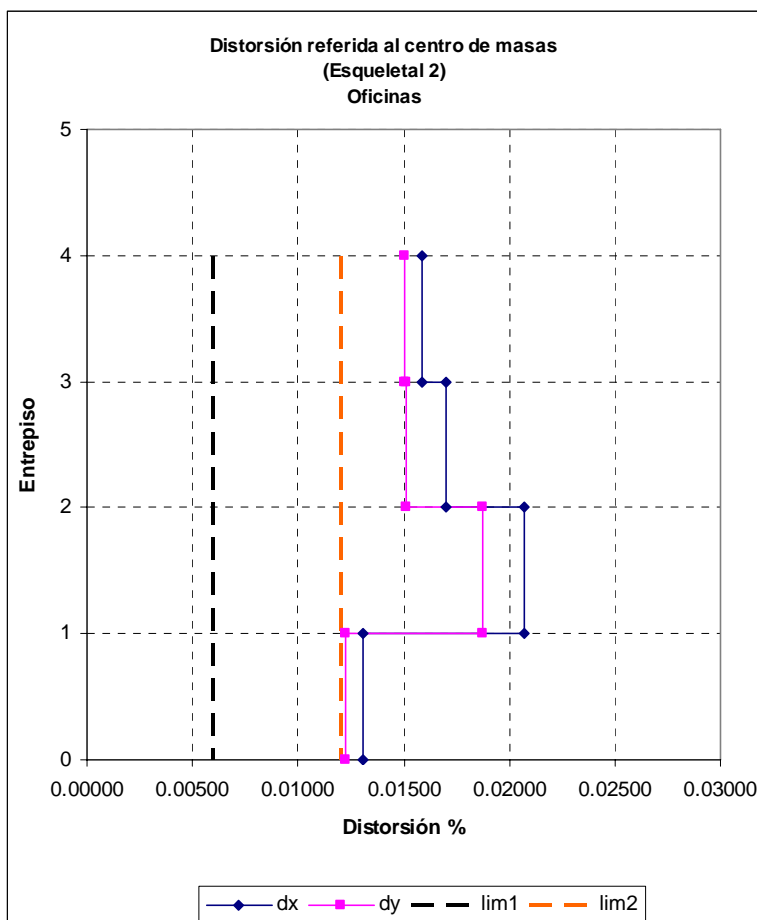


Figura 5.9 Derivas de entrepiso del edificio A (modelo esqueletal 2)
Uso: oficinas en todos sus niveles



5.4 Distribución de cortante.

En las figuras 5.10, 5.11 y 5.12 se muestra la distribución de cortante referido a un eje vertical que pasa por el centro de masas), para los usos propuestos:

Uso 1: Almacén de archivo muerto en todos sus niveles

Nivel	W_i (Ton)	Entrepiso	$F_i=F_{x_i}=F_{y_i}$ (Ton)	$V_i=V_{x_i}=V_{y_i}$ (Ton)
4	667.012	4	342.444	342.444
3	1072.483	3	412.959	755.403
2	1084.233	2	278.323	1033.726
1	1087.140	1	139.534	1173.260

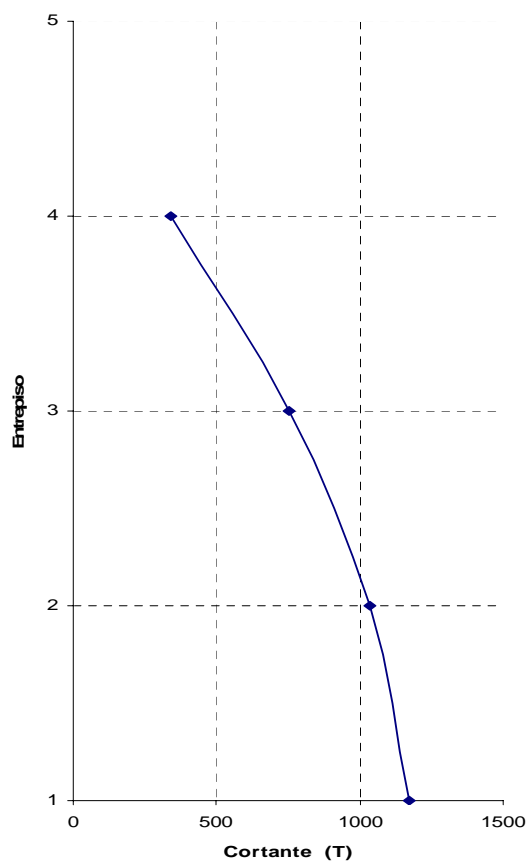


Figura 5.10 Distribución del cortante uso 1.



CAPITULO 5
RESULTADOS OBTENIDOS



Uso 2. Archivo muerto en la planta baja y primer nivel, considerando uso de oficinas en los niveles 2 y 3.

Nivel	W_i (Ton)	Entrepiso	$F_i=F_{x_i}=F_{y_i}$ (Ton)	$V_i=V_{x_i}=V_{y_i}$ (Ton)
4	667.012	4	344.705	344.705
3	904.013	3	350.389	695.094
2	915.763	2	236.629	931.723
1	1087.140	1	140.456	1072.178

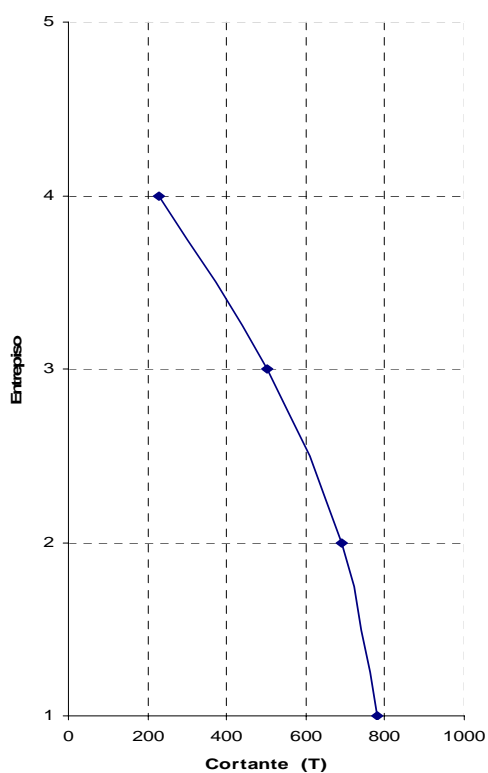


Figura 5.10 Distribución del cortante uso 2.

Uso 3. Para oficinas en todos sus niveles.

Oficinas				
Nivel	W_i (T)	$F_i=F_{x_i}=F_{y_i}$ (T)	Ent	$V_i=V_{x_i}=V_{y_i}$ (T)
4	667.01	223.51	4	223.51
3	904.01	227.19	3	450.70
2	915.76	153.43	2	604.13
1	918.67	76.96	1	681.09
	3405.46			

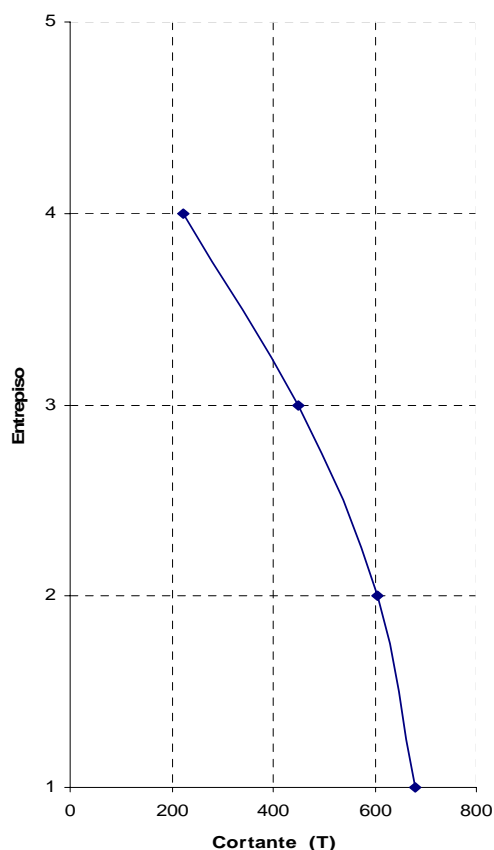


Figura 5.13 Distribución del cortante uso 3.

5.5 Revisión de miembros estructurales.

Para el uso del edificio únicamente como oficina, los desplazamientos laterales son rebasados en un porcentaje que puede considerarse aceptable, por lo tanto es de interés hacer la revisión del refuerzo longitudinal y transversal de columnas y trabes de acuerdo al reglamento de construcción vigente.

Para realizar la revisión de los miembros estructurales utilizamos el modelo estructural (esqueletal 2), el cual considera solo el sistema de soporte principal a base de vigas y columnas, pero que, elimina las áreas salientes de la planta localizadas entre los ejes 1-2, ver figura 4.3 del Capítulo 4. Este modelo se consideró de interés por ser una configuración estructural deseable para el edificio debido a la simetría de la planta. Cabe mencionar que éste modelo resulta ser conservador ya que no considera la aportación de los muros a la rigidez del sistema lo que lleva a desplazamientos laterales mayores, sin embargo si la estructura es sometida a un sismo intenso los muros podrían fallar y el sistema resistente quedaría únicamente conformada por las columnas y vigas.

El estado de carga con el cual se analizó el refuerzo de los elementos estructurales es el resultado de una envolvente de las diferentes combinaciones de carga aplicados en el método sísmico estático, con el fin de obtener el estado más crítico al que podría estar sometido el edificio.



En el anexo A en la figura A.1 se muestra la planta tipo del edificio con la cual se realizó la localización de los elementos estructurales. El acero de refuerzo de trabes y columnas se muestra en la figura B4 en el anexo B, de donde se obtuvo la cuantía de acero existente.

5.5.1 Refuerzo en columnas.

En esta parte se presenta los refuerzos longitudinales y transversales de las columnas más esforzadas. En la tabla 5.2 y tabla 5.3 se presenta el refuerzo longitudinal, existente y requerido respectivamente. En las tablas 5.4 y 5.5 se presenta el refuerzo transversal tanto requerido como existente en las columnas.

Tabla 5.2. Refuerzo longitudinal existente

Id. Columna	Crujías de Intersección	Nivel	Tipo de columna	dimensiones		% Cuantía de refuerzo existente
				a (cm)	b (cm)	
1	F-4	1	Perimetral	40	40	1.62
2	F-2	1	Perimetral	40	40	1.62
3	D-7	1	Perimetral	40	40	1.62
4	F-1	1	Perimetral	40	40	1.62
5	E-5	1	Interior	50	50	1.26
6	C-7	2	Perimetral	40	40	1.43

Tabla 5.3. Refuerzo longitudinal requerido

Id. Columna	Crujías de Intersección	Nivel	Carga axial de diseño Pu (ton)	Momentos de Diseño		% Cuantía de refuerzo requerida
				Mu2(t*m)	Mu3(t*m)	
1	F-4	1	41.916	26.988	65.051	3.226
2	F-2	1	63.713	33.043	66.845	3.226
3	D-7	1	122.254	-62.92	-25.309	3.226
4	F-1	1	17.871	47.44	55.205	4.226
5	E-5	1	205.181	30.174	31.966	2.065
6	C-7	2	54.136	-95.805	-46.23	3.226

Tabla 5.4. Refuerzo transversal existente.

Id. Columna	Crujías de Intersección	Nivel	Refuerzo transversal existente	Refuerzo transversal existente m ² /m
1	F-4	1	E No. 3@20	0.0007
2	F-2	1	E No. 3@20	0.0007
3	D-7	1	E No. 3@20	0.0007
4	F-1	1	E No. 3@20	0.0007
5	E-5	1	E No. 3@20	0.0007
6	C-7	2	E No. 3@20	0.0007



CAPITULO 5
RESULTADOS OBTENIDOS



Tabla 5.5. Refuerzo transversal requerido.

Id. Columna	Crujías de Intersección	Nivel	Cortante de diseño máximo Vu (ton)	Refuerzo transversal máximo requerido m ² /m
1	F-4	1	31.244	0.002
2	F-2	1	32.935	0.002
3	D-7	1	23.721	0.001
4	F-1	1	21.966	0.001
5	E-5	1	45.316	0.002
6	C-7	2	28.585	0.002

5.5.2 Refuerzo en vigas.

Al igual que para las columnas, solo se presenta los refuerzos longitudinal y transversal de las vigas más esforzadas. En la tabla 5.6 se presenta el refuerzo longitudinal existente y requerido en ambos lechos. En la tabla 5.7 se presenta el refuerzo transversal existente y requerido.

Tabla 5.6. Refuerzo longitudinal de vigas.

Refuerzo longitudinal					Existente		Requerido	
Id. Viga	Ubicación		Nivel	Tipo de viga	Área Lecho Superior	Área Lecho Inferior	Área Lecho Superior	Área Lecho Inferior
	Entre crujías	En el eje			m ²	m ²	m ²	m ²
1	F y E	7	1	Principal B	0.000855	0.000855	0.001217	0.001217
2	E y D	7	1	Principal B	0.000855	0.000855	0.001094	0.001094
3	D y C	7	1	Principal B	0.000855	0.000855	0.001058	0.001058
4	B y C	7	1	Principal B	0.000855	0.000855	0.001269	0.001269
5	F y E	7	2	Principal B	0.000855	0.000855	0.001094	0.001094
6	B y C	7	2	Principal B	0.000855	0.000855	0.001264	0.001264



Tabla 5.7. Refuerzo transversal de vigas.

Refuerzo transversal.				Existente		Requerido		
Id. Viga	Ubicación		Nivel	Tipo de viga	Refuerzo al centro	Refuerzo en el extremo	Refuerzo al centro	Refuerzo en el extremo
	Entre crujías	En el eje			m ² /m	m ² /m	m ² /m	m ² /m
1	F y E	7	1	Principal B	0.0004	0.00072	0.00177	0.00204
2	E y D	7	1	Principal B	0.0004	0.00072	0.00141	0.00161
3	D y C	7	1	Principal B	0.0004	0.00072	0.00141	0.00186
4	B y C	7	1	Principal B	0.0004	0.00072	0.00191	0.0014
5	F y E	7	2	Principal B	0.0004	0.00072	0.00141	0.00191
6	B y C	7	2	Principal B	0.0004	0.00072	0.00149	0.00179

Como se observa en las tablas anteriores la cantidad de acero de refuerzo longitudinal y transversal, tanto de columnas como de vigas, no es suficiente para soportar las cargas con esta configuración del modelo. La demanda de acero es superada en cantidades importantes, sobre todo en el refuerzo longitudinal; pero como ya mencionamos es resultado de que este modelo es conservador ya que no considera la aportación de los muros a la rigidez del sistema lo que lleva a desplazamientos laterales mayores y por tanto mayor demanda de acero de refuerzo. Pero debemos observar que esta estructura a base de columnas y vigas sería el sistema resistente si la estructura es sometida a un sismo intenso donde los muros podrían fallar anulando su aportación a la rigidez de la estructura. Por eso se consideró el estudio de dicha configuración en este análisis de refuerzos.

5.6 Propuesta de reforzamiento.

Con base en los resultados obtenidos del análisis estructural, se considera necesario, que si se mantiene la intención de utilizar las estructuras como almacén de archivo muerto, llevar a cabo trabajos de reforzamiento, particularmente para incrementar la rigidez lateral (reducción de desplazamientos laterales). De ser así, esto implica el realizar un proyecto ejecutivo de reforzamiento estructural, en el cual se proporcionan planos, especificaciones y procedimientos de construcción, catálogos de conceptos, etc.

El reforzamiento de estructuras es un trabajo complejo debido a:

- No existe garantía de que el reforzamiento propuesto permita el trabajo conjunto de la estructura.
- Altos costos
- Existen sistemas estructurales que son más difíciles para integrar un proyecto refuerzo.
- Espacios reducidos no permiten el empleo de maquinaria y obligan a realizarlo con técnicas manuales.



CAPITULO 5 RESULTADOS OBTENIDOS



- Molestias ocasionadas a otras áreas de trabajo (escombros, polvo, ruido, etc.)
- No uso temporal de las áreas afectadas, lo cual impacta negativamente en las actividades cotidianas.

Particularmente para el caso del edificio, existe alguna posibilidad de reforzar algunos de los marcos que lo constituyen, incrementando la sección de columnas, trabes, contratrabes y zapatas, como se propone en forma conceptual en este capítulo.

Como una propuesta conceptual de reforzamiento para el edificio A, en las figuras 5.10 a 5.13, se presenta el reforzamiento de 9 columnas (25 % de las 35 existentes), 288 m lineales de trabes (21 % de la longitud total), contratrabes y zapatas de cimentación (30 % del área afectada).

Debido a que la dirección más flexible es la norte-sur, se consideró adecuado incrementar la dimensión de 6 de las 9 columnas en esa dirección y las 3 restantes en la dirección este-oeste.

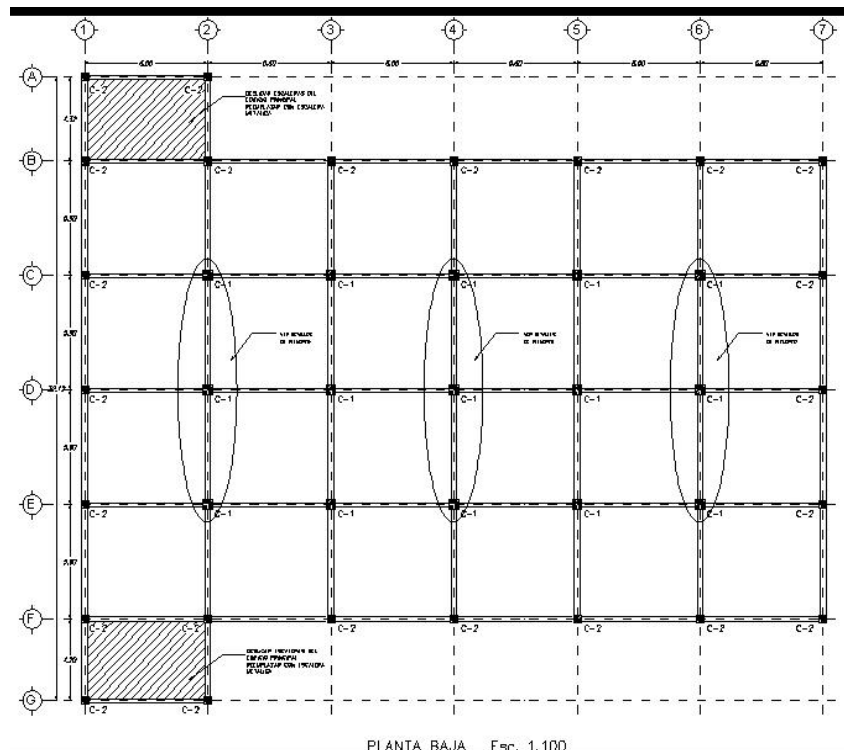
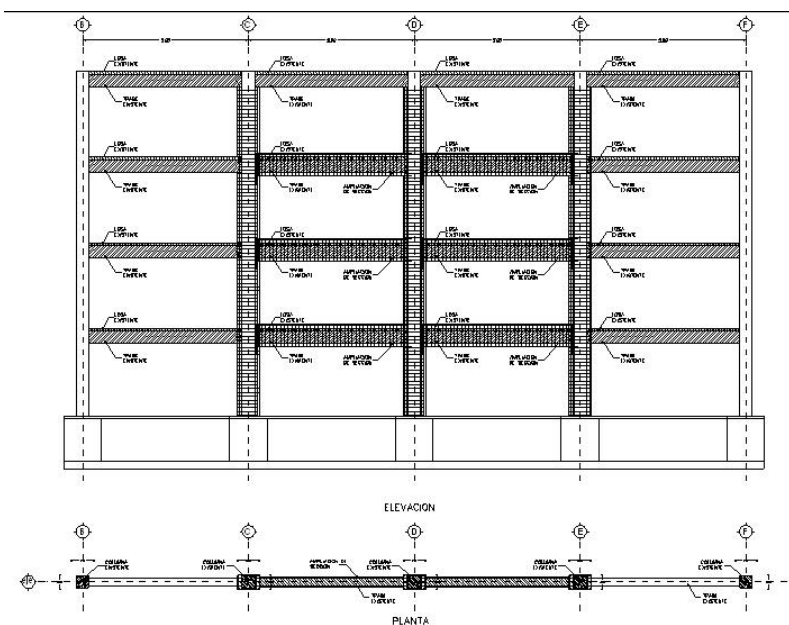


Figura 5.10 Columnas y trabes que se propone reforzar en cada nivel o entrepiso



CAPITULO 5 RESULTADOS OBTENIDOS



DETALLE DE CONEXION COLUMNA - TRABE

Figura 5.11 Vista en elevación de los ejes 2, 4 y 6 que se propone reforzar

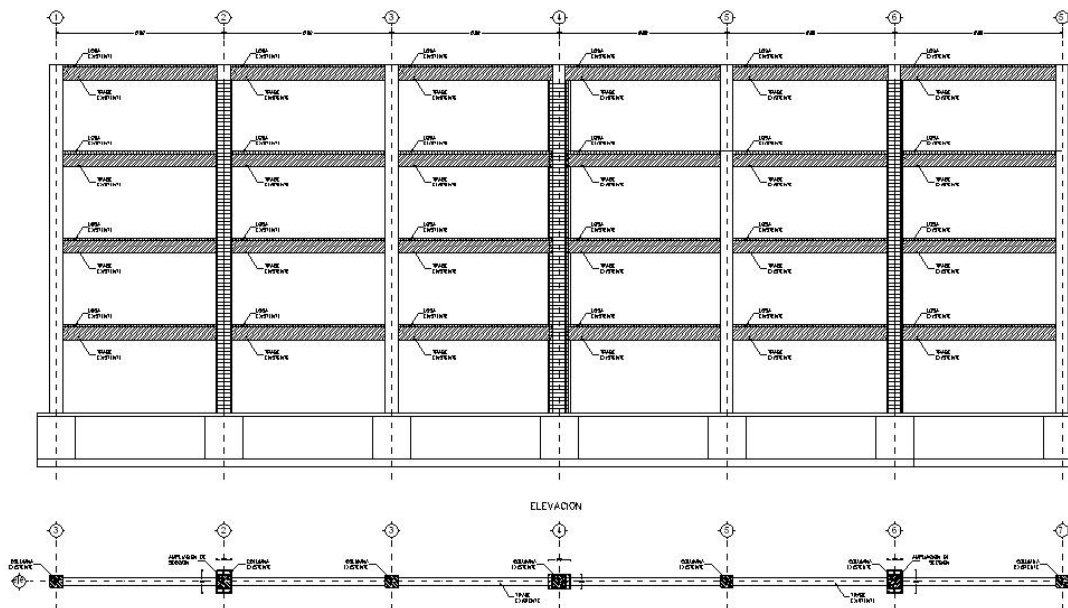


Figura 5.12 Vista en elevación de los ejes C, D y E que se propone reforzar



CAPITULO 5 RESULTADOS OBTENIDOS

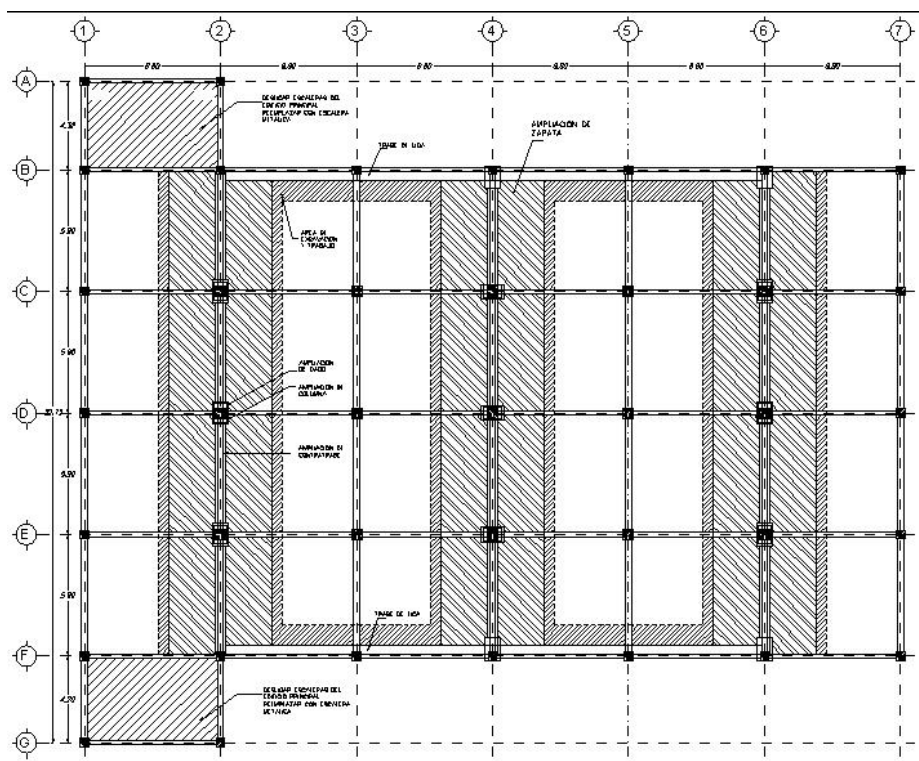


Figura 5.13 Vista en planta de la cimentación, de las contratrabes y zapatas que se propone reforzar y de las áreas afectadas.

Es de interés mencionar que en esta propuesta se considera la eliminación de los anexos o salientes de la planta localizados entre los ejes 1-2, A-B y F-G.

Conclusiones y recomendaciones.

En la parte inicial de este trabajo se describe el proceso de obtención de los parámetros que caracterizan la respuesta dinámica de un edificio a través de un estudio de vibración ambiental y su implementación en un modelo estructural de computadora para realizar la evaluación del inmueble. Esta metodología fue empleada con la finalidad de obtener un modelo representativo de la estructura existente que permitiera, entre otras cosas, la detección del estado estructural del mismo y la predicción de su comportamiento ante diversas sollicitaciones estáticas y dinámicas.

Se observó que a pesar de utilizar un sistema de instrumentación relativamente simple (por el número de niveles de la estructura), los valores obtenidos para los respectivos periodos de vibración son representativos y más que suficientes para establecer y calibrar un modelo 3D con un buen grado de precisión. Esto se atribuye a que se trata de un edificio de poca altura, cuyo comportamiento dinámico está gobernado por el primer modo de vibrar.

Como parte de esta técnica se encuentra implícito el uso de la simulación como una poderosa herramienta para la toma de decisiones que permitió, entre otras cosas:

- Representar condiciones iniciales de la estructura.
- Identificar áreas potenciales de falla.
- Explorar efectos ante modificaciones.
- Predecir el resultado ante las diversas acciones tomadas.
- Evaluar múltiples propuestas de reforzamiento y su viabilidad identificando sus ineficiencias. Por consiguiente optimizar es decir, explorar distintas opciones a nivel gabinete antes de tomar una decisión final que implique más gastos por ejecución de obra.
- Obtención de un modelo de computadora afinado con los resultados experimentales del estudio; metodología empleada con la finalidad de obtener un modelo simplificado sustituto del sistema estructural presente, como paso inicial para la detección y evaluación del estado estructural del mismo.



En función de las distorsiones presentadas al modelo ante la aplicación de cargas producidas por los diferentes usos que se estudiaron se considera que debido a que los desplazamientos laterales fueron mayores a los límites que propone el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal vigente, es necesario reforzar la estructura para obtener una mayor rigidez lateral y así cumplir con este lineamiento.

Si se decide realizar las obras necesarias para reforzar la estructura lleva consigo la no utilización del inmueble por un periodo de tiempo largo, debido a que por el espacio reducido no se podría emplear maquinaria, todos los trabajos tendrían que realizarse manualmente lo que conlleva a un costo elevado de construcción. Al efectuar el refuerzo de la estructura no existe ningún procedimiento constructivo que garantice que el refuerzo trabaje conjuntamente ante acciones sísmicas con la estructura principal.

En la propuesta de reforzamiento presentada en el capítulo 8, puede apreciarse la magnitud del trabajo involucrado y estimarse lo que representa económicamente al compararlo con el valor actual de los edificios. Se piensa que no es factible realizar el reforzamiento de la estructura tomando en cuenta también que la construcción de este edificio data de 1958. Se considera que ha alcanzado su vida útil y tomando en cuenta que no es un edificio de grandes dimensiones tanto en planta como número de niveles, sería más conveniente demoler la construcción actual y construir una estructura destinada para los fines deseados por Instituto Nacional de Migración (albergar archivo muerto).

Aunque el análisis realizado con la norma vigente indique que se rebasan ligeramente los límites establecidos y aunado a que no presentan evidencias de un comportamiento indeseable experimentado durante su ya larga vida el edificio se puede utilizar en el estado actual en que se encuentran como oficinas en todos sus niveles, siguiendo las siguientes recomendaciones:

- Emplear mobiliario ligero
- No concentrar cargas en áreas pequeñas
- Las cargas deben distribuirse de manera sensiblemente uniforme en toda el área de los pisos.
- Integrar un programa de monitoreo del comportamiento e inspección estructural al programa de mantenimiento cotidiano del edificio.



Como una forma de mejorar su comportamiento ante acciones extraordinarias de sismo, se hacen las siguientes recomendaciones:

- Demoler las áreas que sobresalen en el lado norte y sur del edificio, las cuales crean una asimetría que afecta de manera importante el comportamiento ante acciones sísmicas. Se propone, en su lugar, construir escaleras metálicas desligadas de la estructura principal.
- Demoler todos los muros interiores de mampostería y reemplazarlos, de ser necesario con tablaroca ó cancelería de plástico u otros materiales ligeros.
- Considerando que cualquier actividad encaminada a reforzar la estructura lleva consigo la no utilización del inmueble por un periodo de tiempo y su alto costo, se recomienda dejarlo tal como está y que el número de estibas de cajas no rebase de 5 (cinco), equivalente a una carga de 300 kg/m^2 , y que la distribución de carga sea sensiblemente uniforme sobre toda el área, esto es, que no existan áreas más cargadas que otras.

Como una forma de reducir los desplazamientos provocados por el sismo de diseño, se propone modificar el uso de las áreas de la manera siguiente:

- Utilizarla planta baja y el primer nivel como almacén y los niveles 2 y 3 como oficinas.
- Utilizarla planta baja, el primer y segundo nivel como almacén y el 3 como oficinas.
- Se recomienda que este edificio, si es empleado como almacén, no albergue personal en ninguna de sus plantas.

Recomendaciones para colocar los archiveros:

- Transmitir la carga de los archivos a la losa mediante una base de madera de forma que se distribuya linealmente.
- Colocar diagonales de contraventeo en planos verticales en las direcciones transversal y longitudinal.



ANEXO A



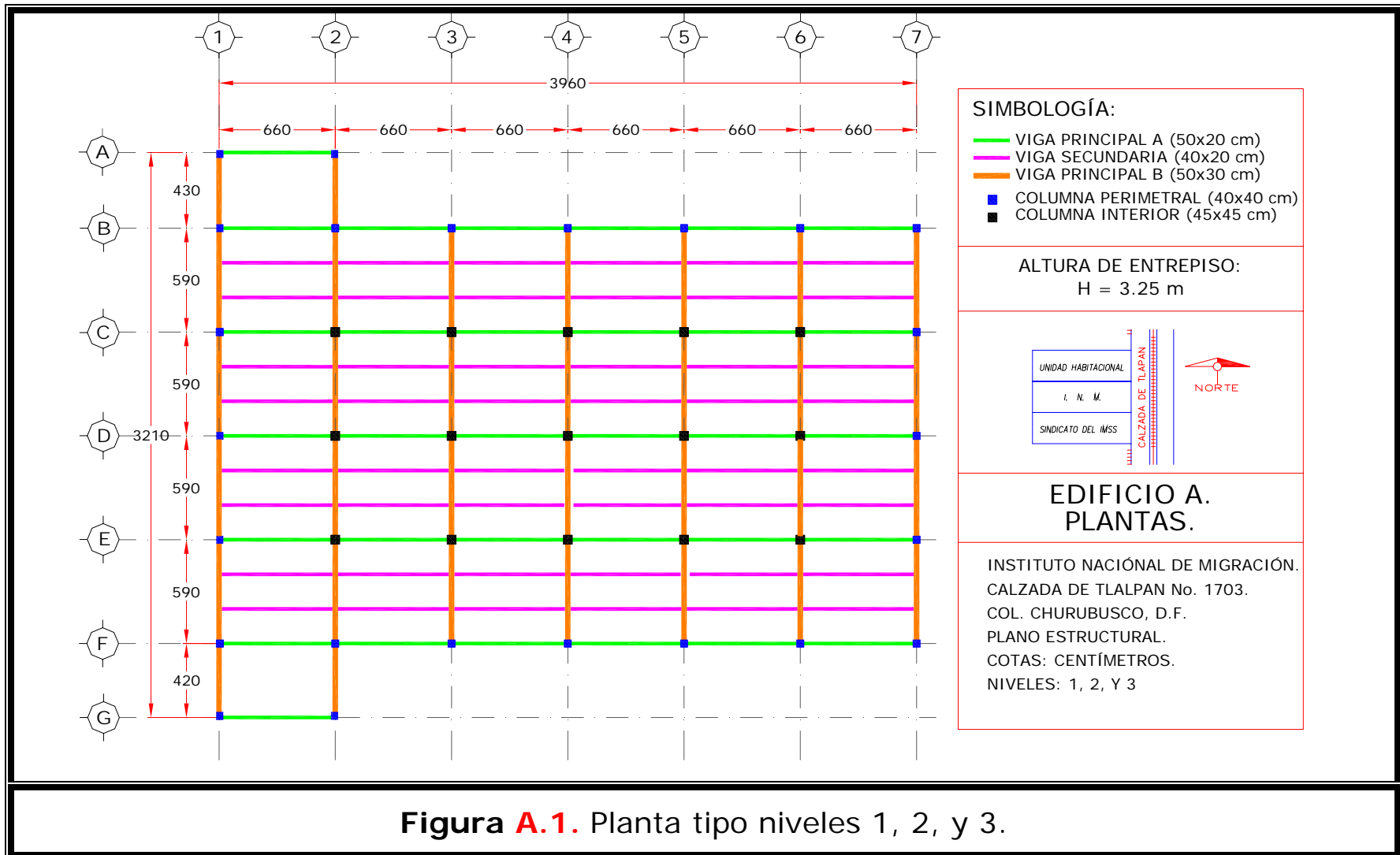
PLANOS ESTRUCTURALES



PLANTAS TIPO



ANEXO A
PLANOS ESTRUCTURALES.



Revisión estructural de un edificio de 4 niveles para modificar su uso original.



ANEXO A
PLANOS ESTRUCTURALES.

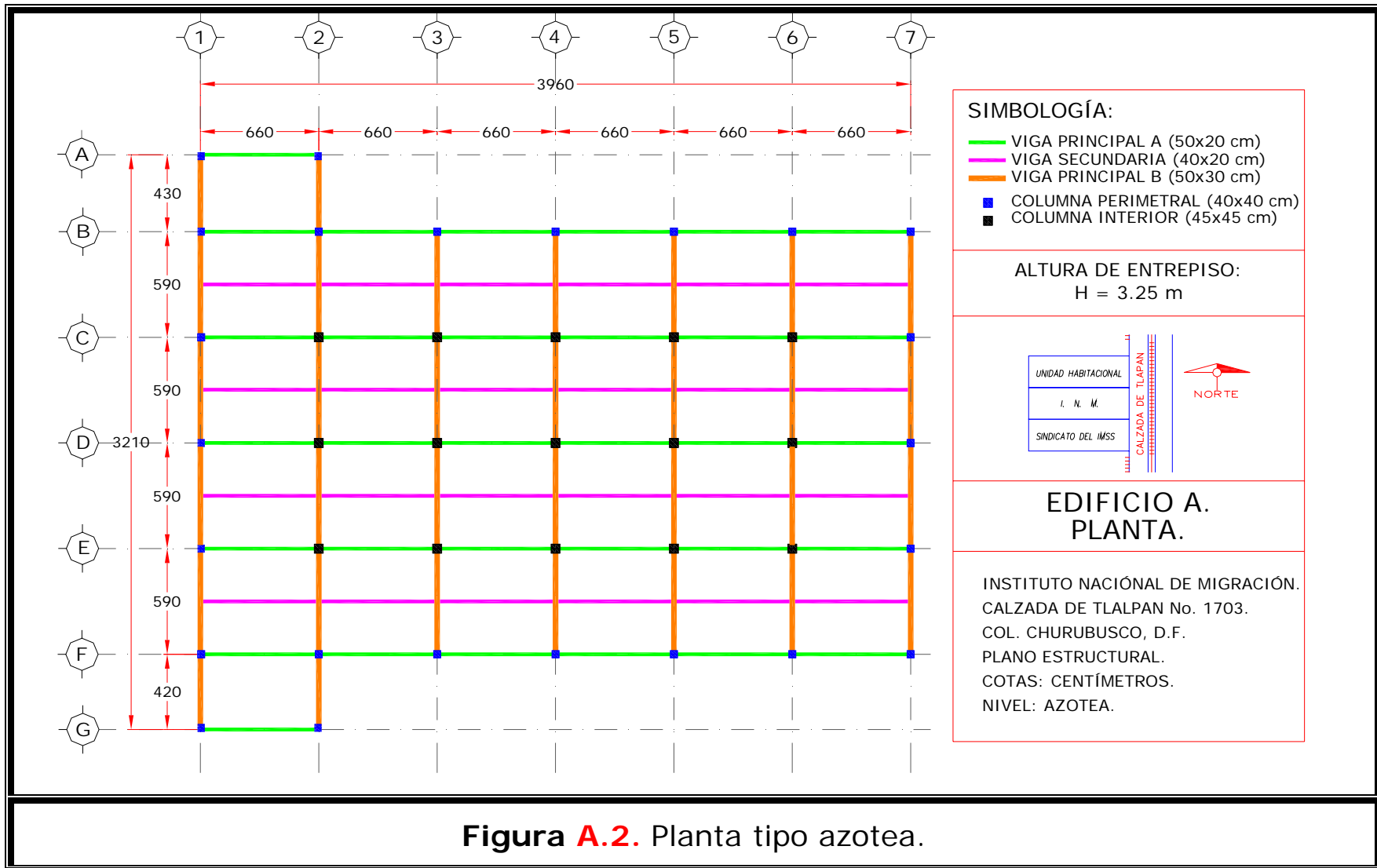


Figura A.2. Planta tipo azotea.

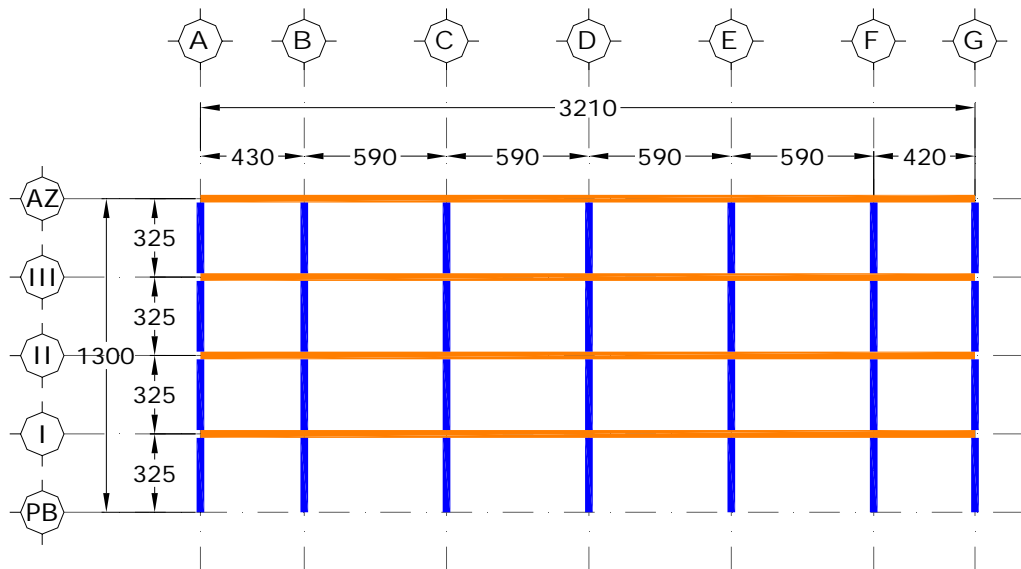
Revisión estructural de un edificio de 4 niveles para modificar su uso original.



CORTES TRANSVERSALES



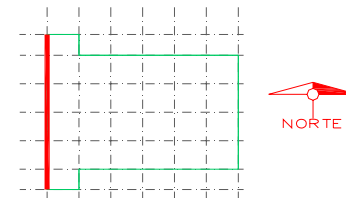
ANEXO A
PLANOS ESTRUCTURALES.



SIMBOLOGÍA:

- VIGA PRINCIPAL A (50x20 cm)
- VIGA SECUNDARIA (40x20 cm)
- VIGA PRINCIPAL B (50x30 cm)
- COLUMNA PERIMETRAL (40x40 cm)
- COLUMNA INTERIOR (45x45 cm)

ALTURA DE ENTREPISO:
H = 3.25 m



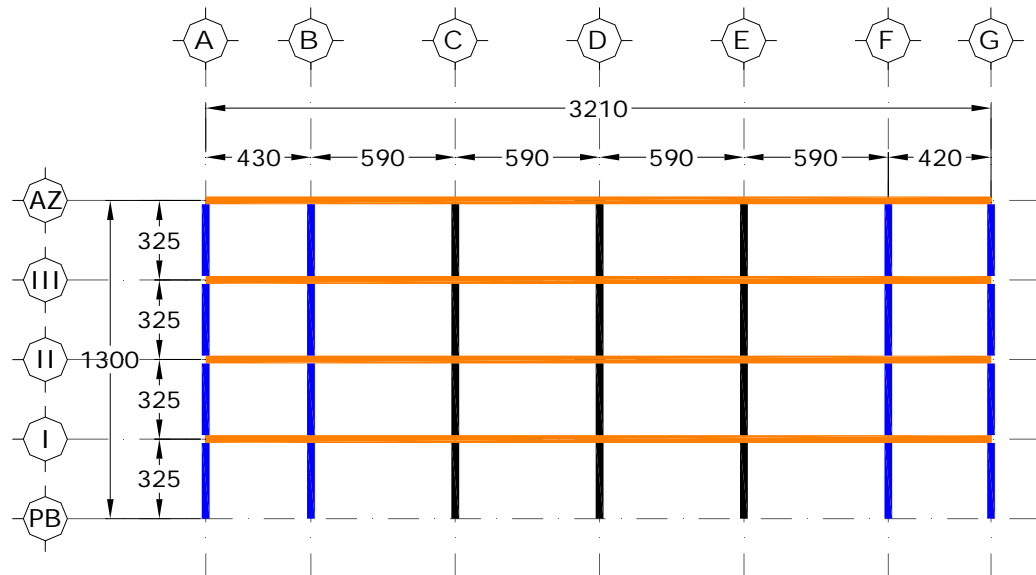
EDIFICIO A.
CORTE.

INSTITUTO NACIONAL DE MIGRACIÓN.
CALZADA DE TLALPAN No. 1703.
COL. CHURUBUSCO, D.F.
PLANO ESTRUCTURAL.
COTAS: CENTÍMETROS.
EJE: 1






Figura A.3. Corte transversal eje 1.



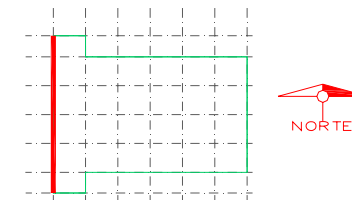
ANEXO A
PLANOS ESTRUCTURALES.



SIMBOLOGÍA:

-  VIGA PRINCIPAL A (50x20 cm)
-  VIGA SECUNDARIA (40x20 cm)
-  VIGA PRINCIPAL B (50x30 cm)
-  COLUMNA PERIMETRAL (40x40 cm)
-  COLUMNA INTERIOR (45x45 cm)

ALTURA DE ENTREPISO:
H = 3.25 m



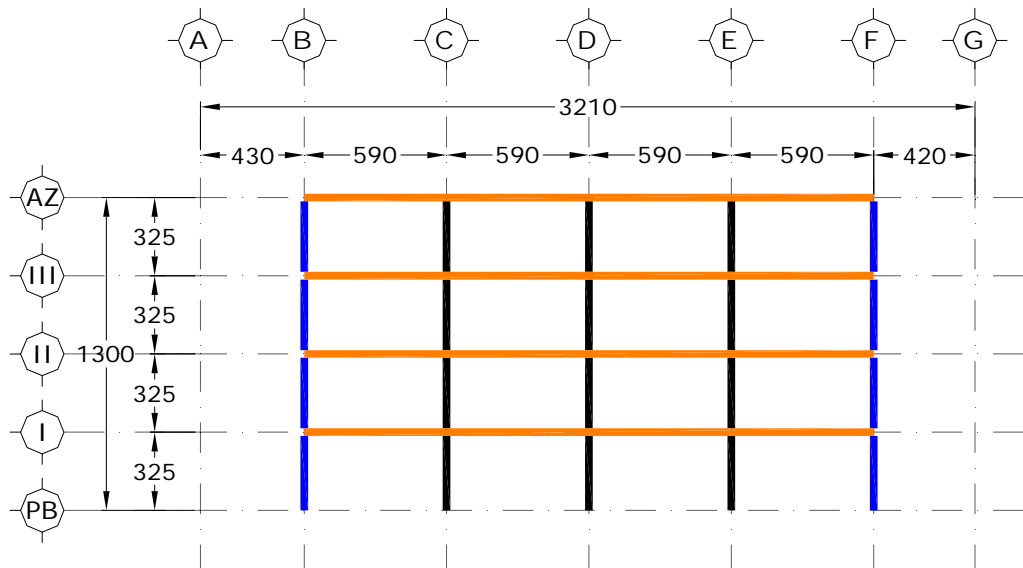
EDIFICIO A.
CORTE.

INSTITUTO NACIONAL DE MIGRACIÓN.
CALZADA DE TLALPAN No. 1703.
COL. CHURUBUSCO, D.F.
PLANO ESTRUCTURAL.
COTAS: CENTÍMETROS.
EJE: 2






Figura A.4. Corte transversal eje 2.



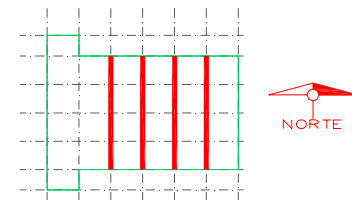
ANEXO A
PLANOS ESTRUCTURALES.



SIMBOLOGÍA:

-  VIGA PRINCIPAL A (50x20 cm)
-  VIGA SECUNDARIA (40x20 cm)
-  VIGA PRINCIPAL B (50x30 cm)
-  COLUMNA PERIMETRAL (40x40 cm)
-  COLUMNA INTERIOR (45x45 cm)

ALTURA DE ENTREPISO:
H = 3.25 m



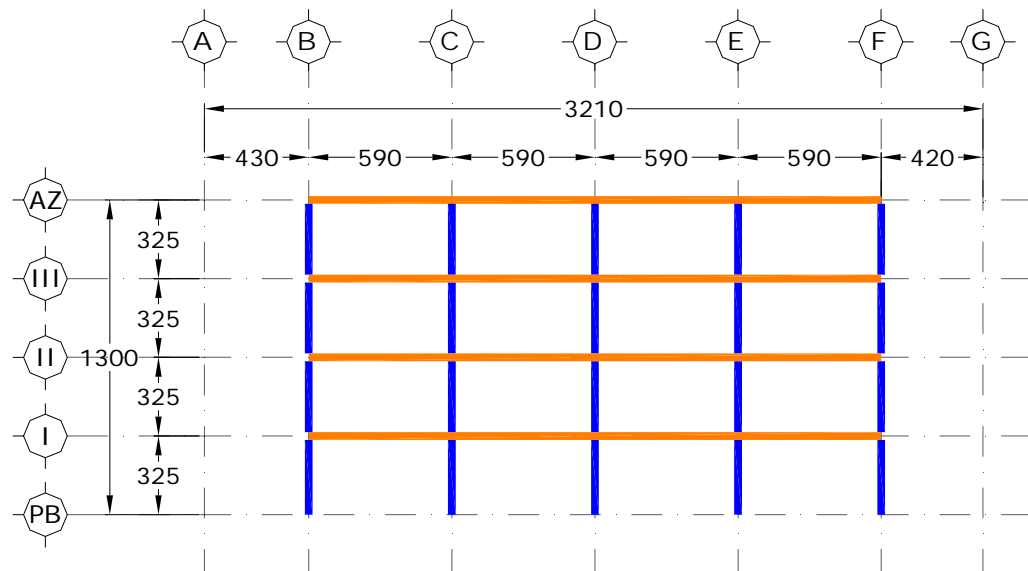
EDIFICIO A.
CORTE.

INSTITUTO NACIONAL DE MIGRACIÓN.
CALZADA DE TLALPAN No. 1703.
COL. CHURUBUSCO, D.F.
PLANO ESTRUCTURAL.
COTAS: CENTÍMETROS.
EJE: 3, 4, 5, Y 6

Figura A.5. Corte transversal ejes 3, 4, 5 y 6.



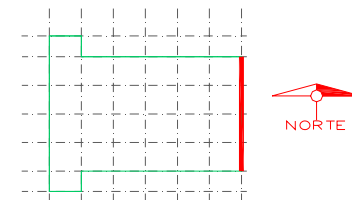
ANEXO A
PLANOS ESTRUCTURALES.



SIMBOLOGÍA:

- VIGA PRINCIPAL A (50x20 cm)
- VIGA SECUNDARIA (40x20 cm)
- VIGA PRINCIPAL B (50x30 cm)
- COLUMNA PERIMETRAL (40x40 cm)
- COLUMNA INTERIOR (45x45 cm)

ALTURA DE ENTREPISO:
H = 3.25 m



EDIFICIO A.
CORTE.

INSTITUTO NACIONAL DE MIGRACIÓN.
CALZADA DE TLALPAN No. 1703.
COL. CHURUBUSCO, D.F.
PLANO ESTRUCTURAL.
COTAS: CENTÍMETROS.
EJE: 7

Figura A.6. Corte transversal eje 7.



CORTES LONGITUDINALES



ANEXO A
PLANOS ESTRUCTURALES.

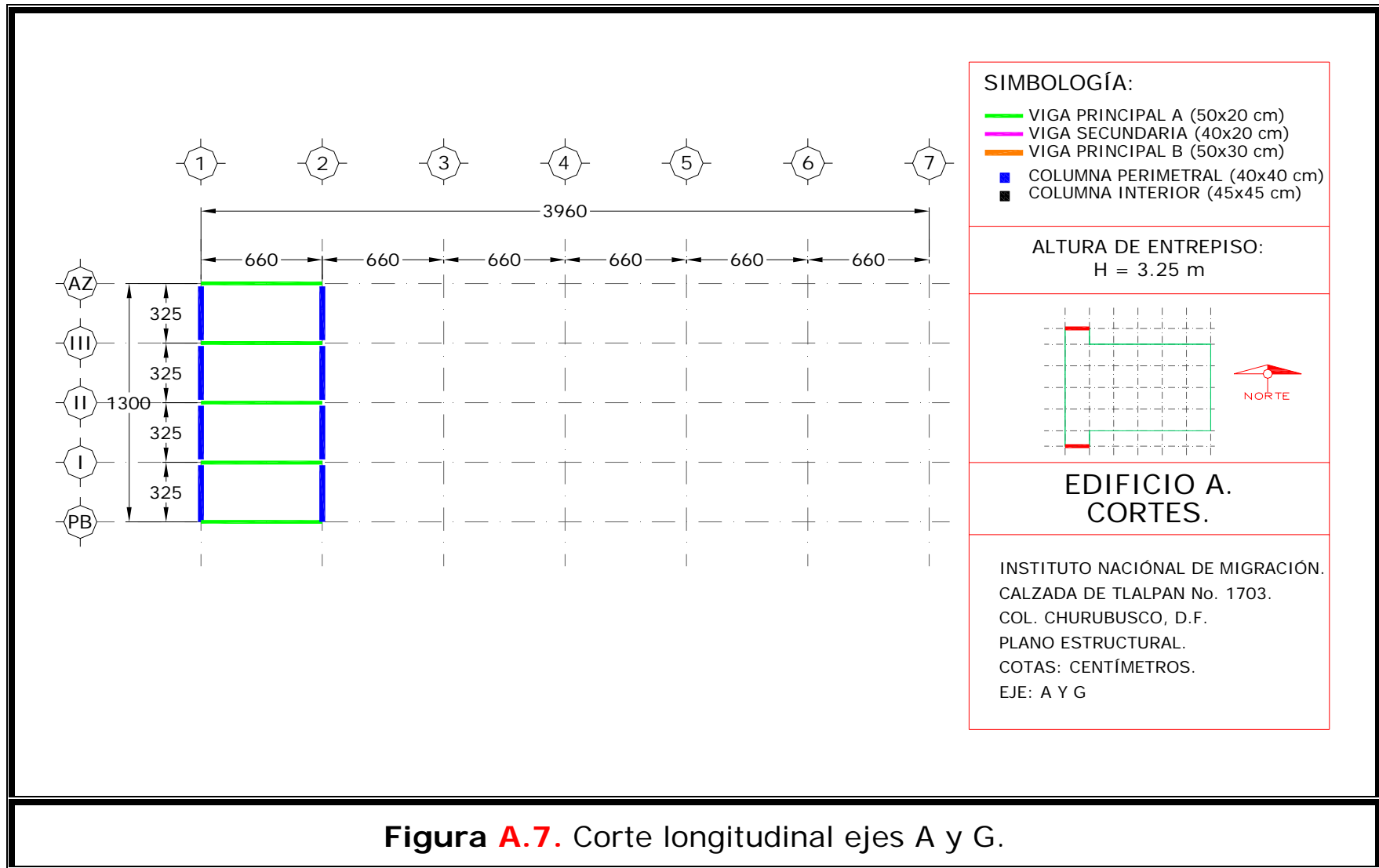


Figura A.7. Corte longitudinal ejes A y G.



ANEXO A
PLANOS ESTRUCTURALES.

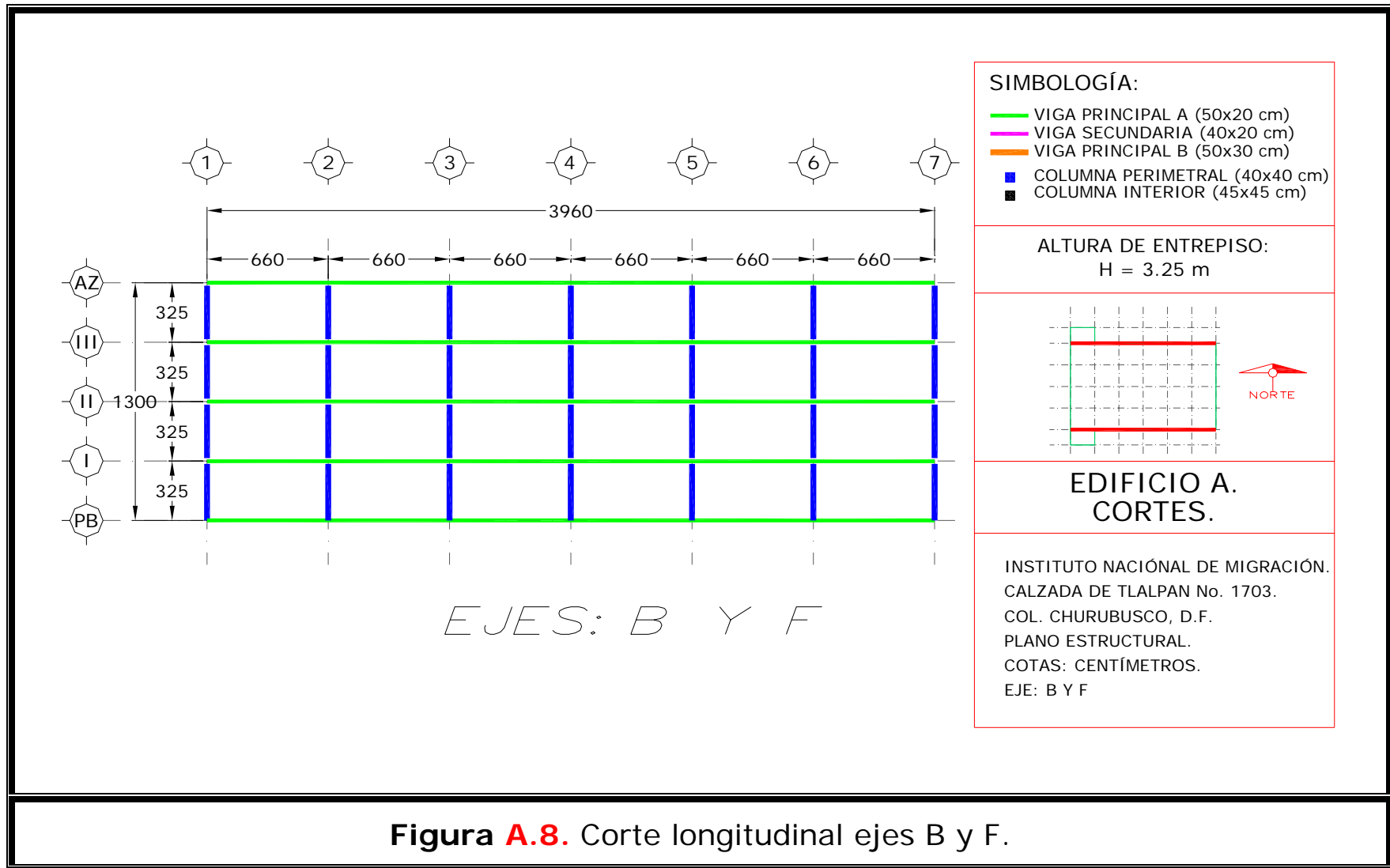
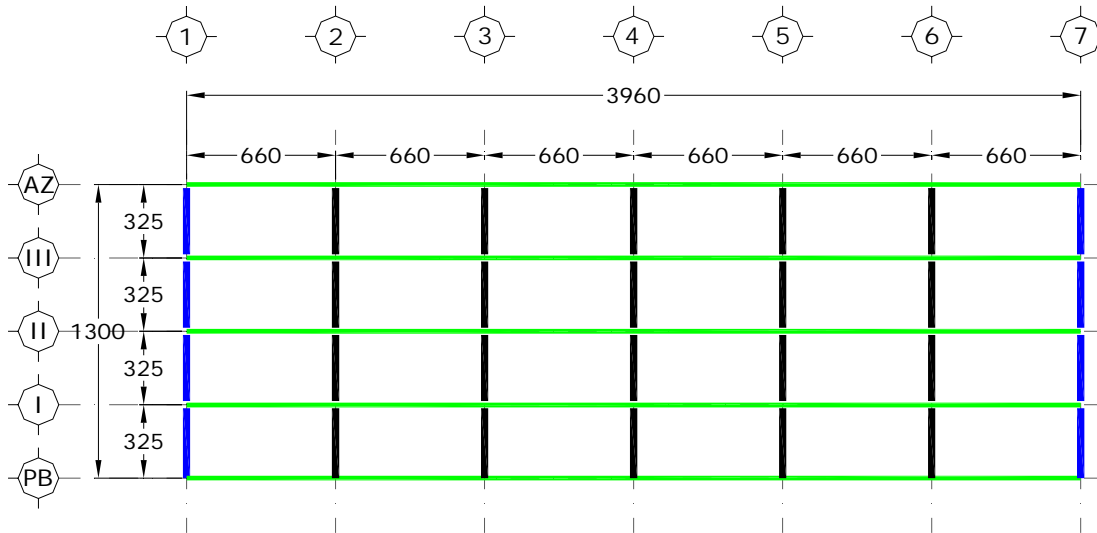


Figura A.8. Corte longitudinal ejes B y F.



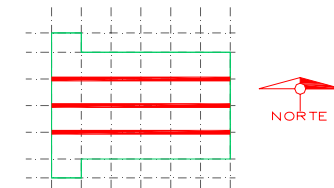
ANEXO A
PLANOS ESTRUCTURALES.



SIMBOLOGÍA:

- VIGA PRINCIPAL A (50x20 cm)
- VIGA SECUNDARIA (40x20 cm)
- VIGA PRINCIPAL B (50x30 cm)
- COLUMNA PERIMETRAL (40x40 cm)
- COLUMNA INTERIOR (45x45 cm)

ALTURA DE ENTREPISO:
H = 3.25 m



EDIFICIO A.
CORTES.

INSTITUTO NACIONAL DE MIGRACIÓN.
CALZADA DE TLALPAN No. 1703.
COL. CHURUBUSCO, D.F.
PLANO ESTRUCTURAL.
COTAS: CENTÍMETROS.
EJE: C, D, Y E

Figura A.9. Corte longitudinal ejes C, D y E.



ANEXO B.



Levantamiento topográfico.



Desplome del edificio

<i>Punto Observado</i>	<i>Punto de localización del aparato</i>	<i>Visto de:</i>	<i>Desplome hacia el:</i>	<i>Distancia (cm)</i>	<i>Altura al piso (cm)</i>
7B	XV	Oriente a Poniente	Norte (Churubusco)	3.20	52.00
7B	I	Norte a Sur	Poniente (Insurgentes)	3.50	0.00
7F	XIV	Oriente a Poniente	Norte (Churubusco)	4.00	0.00
7F	XIII	Norte a Sur	Oriente (Tlalpan)	1.40	0.00
2' A	I	Oriente a Poniente	Sur (Periférico)	2.00	0.00
2' A	II	Norte a Sur	Poniente (Insurgentes)	3.50	260.00
1A	III	Norte a Sur	Oriente (Tlalpan)	2.00	24.00
1A	VI	Poniente a Oriente	Sur (Periférico)	3.00	53.00
1G	XII	Poniente a Oriente	Sur (Periférico)	4.00	600.00



Cotas y desniveles del edificio

PLANTA BAJA

P.O.	COTA	Desnivel con respecto al punto 7F
B.N.	100.000	
7F	98.895	0.000
PL1	98.894	0.001
PL2	98.533	0.362
		Máximo desnivel
PL3	98.71	0.185
PL4	98.761	0.134
PL5	98.703	0.192
PL6	98.804	0.091
PL7	98.831	0.064
B7	98.834	0.061
7E	98.875	0.020
1B	98.794	0.101
1A	98.778	0.117
2A	98.792	0.103
1D	98.795	0.100
3D	98.763	0.132
1G	98.807	0.088
<i>Cota Máxima</i>	98.895	
<i>Cota Mínima</i>	98.533	

NOTAS IMPORTANTES:

LA LOCALIZACION DE LOS PUNTOS ES LA SIGUIENTE:

PUNTO LUGAR

- 7F En el punto de plomeo
- PL1 Marca en piso, junto a 7F
- PL2 En el patio del estacionamiento
- PL3 Frente al elevador del montacargas
- PL4 Adentro del edificio C, colineal a la calle
- PL5 Frente a la otra entrada del edificio C, donde hay otro nivel para oficinas
- PL6 Marca en piso de color naranja
- PL7 Marca (_) en el marco de la puerta
- 7E Se vió por que no se pudo observar 7F por dentro del edificio al fondo del pasillo que viene de la calle (ver croquis)



ANEXO B



SEGUNDO NIVEL

P.O	COTA	Desnivel con respecto al punto 7F
B.N.	100	
PL2	98.533	7.178
PL9	98.687	7.024
PL' 9 = 3B	105.61	0.101
4B	105.6	0.111
4C	105.59	0.121
4D	105.592	0.119
4E	105.592	0.119
4F	105.596	0.115
5B	105.605	0.106
5C	105.602	0.109
5D	105.6	0.111
5E	105.599	0.112
5F	105.613	0.098
6B	105.605	0.106
6C	105.607	0.104
7C	105.639	0.072
6D	105.621	0.09
6E	105.626	0.085
EF	105.642	0.069
7D	105.667	0.044
7E	105.677	0.034
7F	105.711	0
1B	105.615	0.096
1C	105.624	0.087
1D	105.64	0.071
1E	105.622	0.089
1F	105.617	0.094
2B	105.605	0.106
2C	105.602	0.109
2D	105.601	0.11
2E	105.605	0.106
2F	105.602	0.109
7B	Hay escaleras	Hay escaleras
3C	105.585	0.126
3D	105.603	0.108
3E	105.592	0.119
3F	105.592	0.119
Cota máxima	105.711	
Cota mínima	98.533	



ANEXO B



NOTAS IMPORTANTES:

LA LOCALIZACIÓN DE LOS PUNTOS ES LA SIGUIENTE:

PUNTO LUGAR

PL' 9 En el piso del Segundo nivel, en la base de la columna 3B

PL' 3 En el piso del Segundo nivel

Del Edificio B, (90 cm. antes de la col, en el piso del baño, +26

6F cm.)

TERCER NIVEL

P.O	COTA	Desnivel con respecto al punto 7F	
B.N	100.000		
PL" 9 = 3B	109.094	0.061	
2B	109.090	0.065	
4B	109.089	0.066	
5B	109.102	0.053	
5B (abajo)	109.070	0.085	
6B	109.068	0.087	Máximo desnivel
2C	109.101	0.054	
3C	109.094	0.061	
4C	109.092	0.063	
5C	109.107	0.048	
5C (abajo)	109.088	0.067	
6C	109.083	0.072	
7C	109.089	0.066	
5D	109.114	0.041	
5D (abajo)	109.093	0.062	
4D	109.108	0.047	
4D (abajo)	109.093	0.062	
3D	109.097	0.058	
3D (abajo)	109.088	0.067	
5E	109.103	0.052	
5F	109.101	0.054	
4E	109.101	0.054	
4F	109.114	0.041	
3E	109.104	0.051	
3F	109.107	0.048	
2F	109.123	0.032	
2F (abajo)	109.104	0.051	
6D	109.096	0.059	
7D	109.118	0.037	
6E	109.108	0.047	



ANEXO B



EF	109.127	0.028
7E	109.135	0.020
7F	109.155	0.000
1C	109.106	0.049
1D	109.118	0.037
1E	109.126	0.029
1F	109.126	0.029
2D	109.110	0.045
2E	109.118	0.037
<i>Cota Máxima</i>	109.155	
<i>Cota Mínima</i>	109.068	

NOTAS IMPORTANTES:

LA LOCALIZACION DE LOS PUNTOS ES LA SIGUIENTE:

PUNTO LUGAR

- PL" 9 En el piso de intersección de la losa y en la base de la col 3B del tercer nivel.
- PL" 3 En el piso del tercer nivel.
- 4F Del Edificio B, en el piso del baño de los hombres, tiene +27 cm.
- 3F Del Edificio B, en el piso del baño de las mujeres en azulejo blanco, sobre col. tiene +27 cm.
- 6C Del Edificio B, junto al montacargas
- 6D Del Edificio B, junto al montacargas



ANEXO B

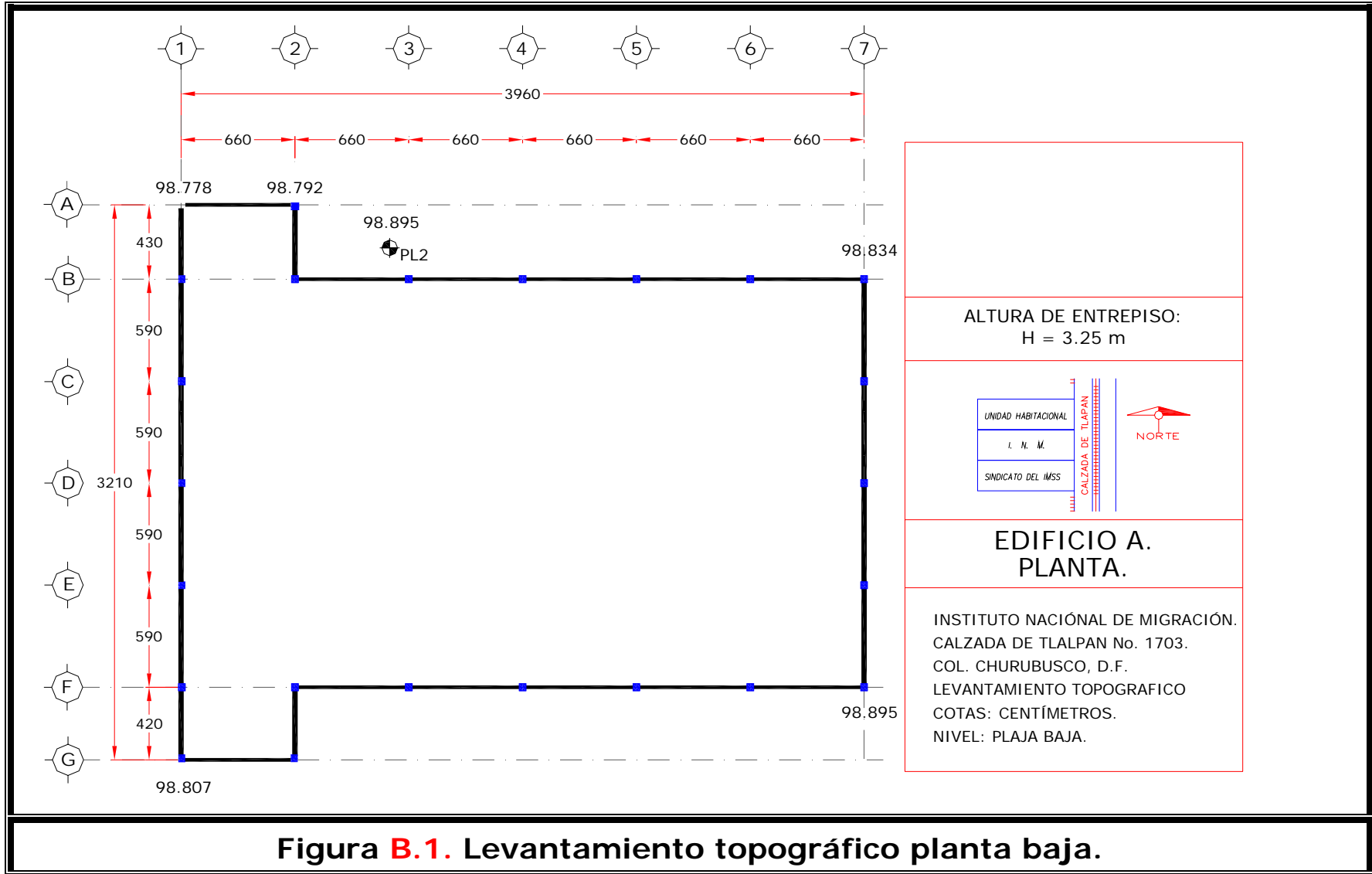


Figura B.1. Levantamiento topográfico planta baja.



ANEXO B

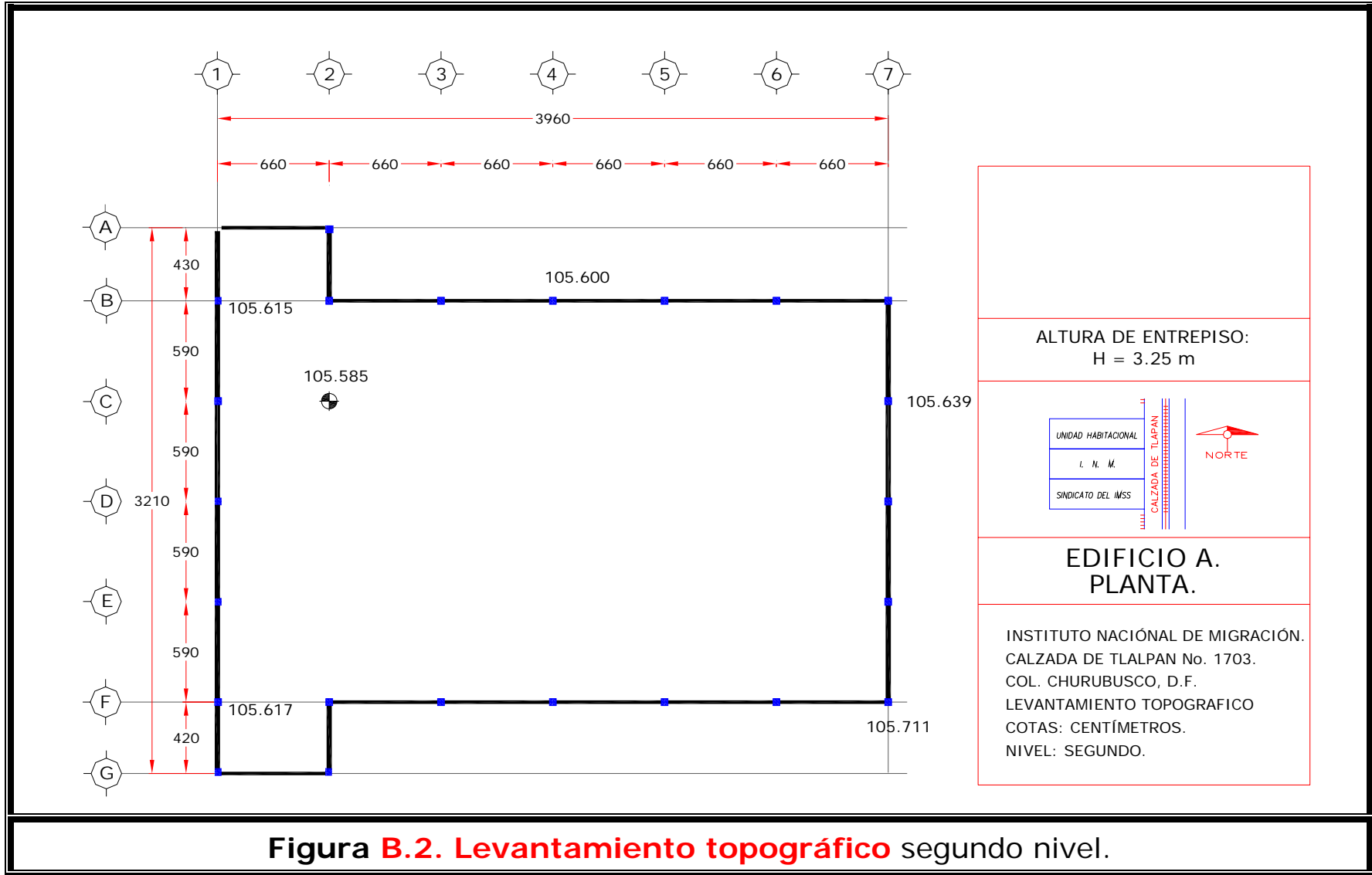
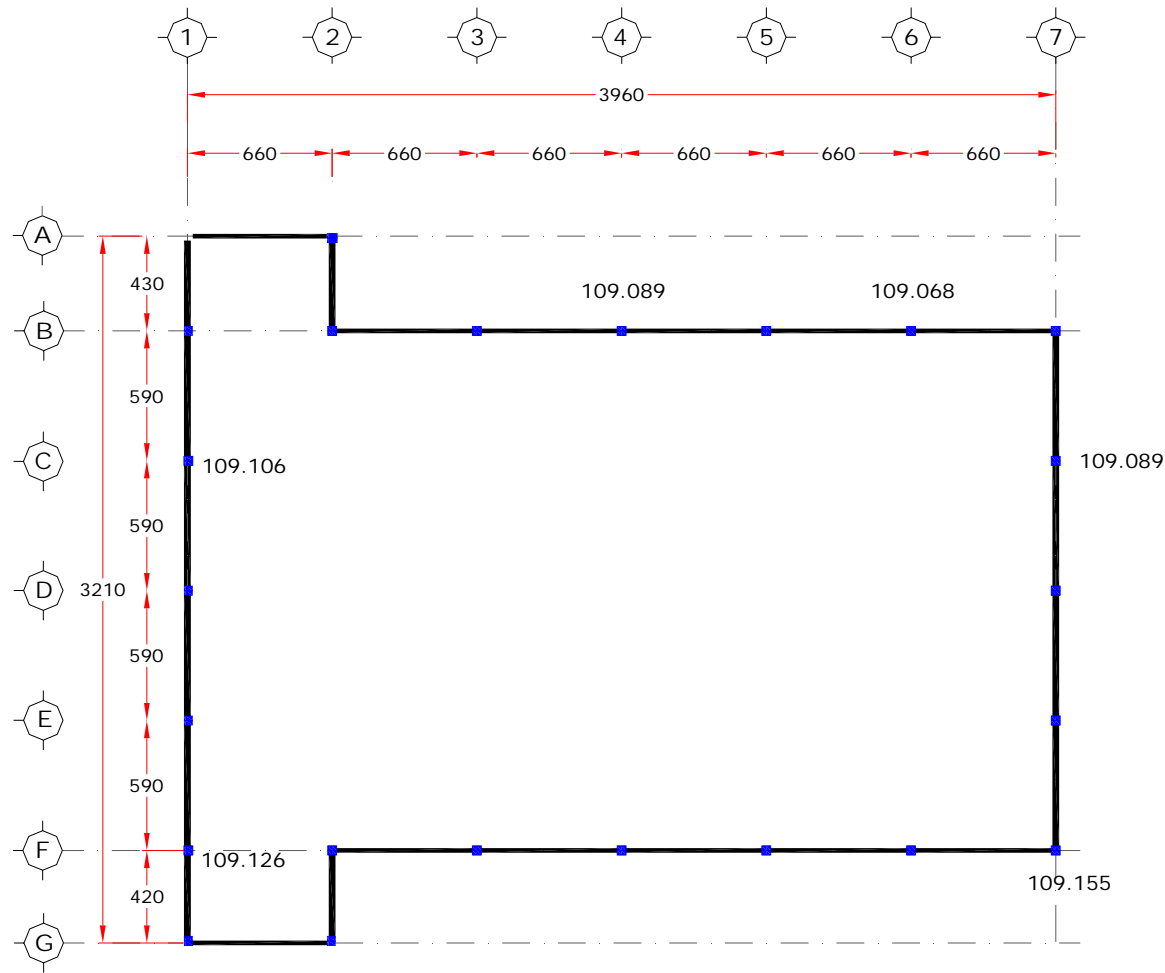


Figura B.2. Levantamiento topográfico segundo nivel.



ANEXO B



ALTURA DE ENTREPISO:
H = 3.25 m

UNIDAD HABITACIONAL
I. N. M.
SINDICATO DEL IMSS

CALZADA DE TLAPAN

NORTE

**EDIFICIO A.
PLANTA.**

INSTITUTO NACIONAL DE MIGRACIÓN.
CALZADA DE TLAPAN No. 1703.
COL. CHURUBUSCO, D.F.
LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO
COTAS: CENTÍMETROS.
NIVEL: TERCERO.

Figura B.3. Levantamiento topográfico tercer nivel.



ARMADO DE TRABES Y COLUMNAS



ANEXO B



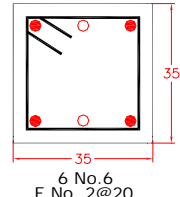
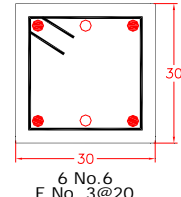
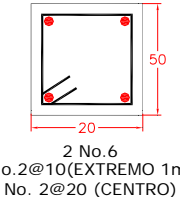
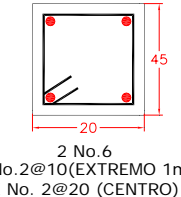
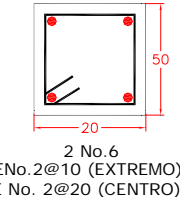
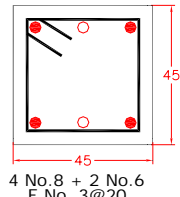
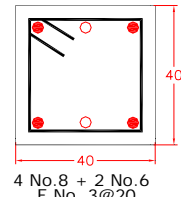
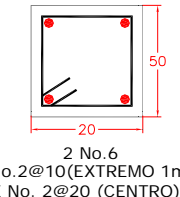
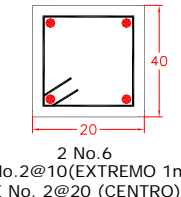
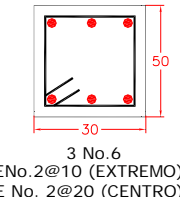
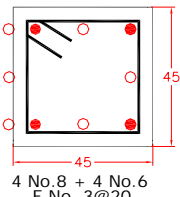
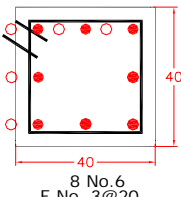
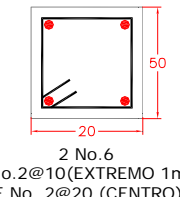
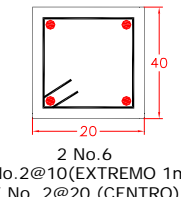
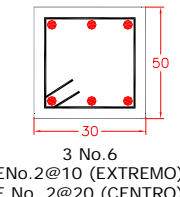
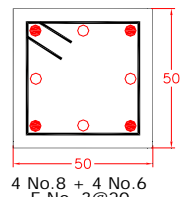
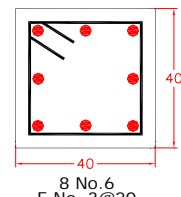
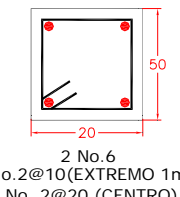
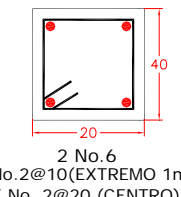
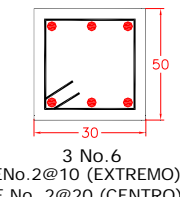
TIPO NIVEL	COLUMNA INT.	COLUMNA EXT.	VIGA PRIMARIA A	VIGA SECUNDARIA	VIGA PRIMARIA B
4 3	 35 35 6 No. 6 E No. 2@20	 30 30 6 No. 6 E No. 3@20	 20 50 2 No. 6 ENo.2@10(EXTREMO 1m) E No. 2@20 (CENTRO)	 20 45 2 No. 6 ENo.2@10(EXTREMO 1m) E No. 2@20 (CENTRO)	 20 50 2 No. 6 ENo.2@10 (EXTREMO) E No. 2@20 (CENTRO)
3 2	 45 45 4 No. 8 + 2 No. 6 E No. 3@20	 40 40 4 No. 8 + 2 No. 6 E No. 3@20	 20 50 2 No. 6 ENo.2@10(EXTREMO 1m) E No. 2@20 (CENTRO)	 20 40 2 No. 6 ENo.2@10(EXTREMO 1m) E No. 2@20 (CENTRO)	 30 50 3 No. 6 ENo.2@10 (EXTREMO) E No. 2@20 (CENTRO)
2 1	 45 45 4 No. 8 + 4 No. 6 E No. 3@20	 40 40 8 No. 6 E No. 3@20	 20 50 2 No. 6 ENo.2@10(EXTREMO 1m) E No. 2@20 (CENTRO)	 20 40 2 No. 6 ENo.2@10(EXTREMO 1m) E No. 2@20 (CENTRO)	 30 50 3 No. 6 ENo.2@10 (EXTREMO) E No. 2@20 (CENTRO)
1 0	 50 50 4 No. 8 + 4 No. 6 E No. 3@20	 40 40 8 No. 6 E No. 3@20	 20 50 2 No. 6 ENo.2@10(EXTREMO 1m) E No. 2@20 (CENTRO)	 20 40 2 No. 6 ENo.2@10(EXTREMO 1m) E No. 2@20 (CENTRO)	 30 50 3 No. 6 ENo.2@10 (EXTREMO) E No. 2@20 (CENTRO)

Figura B.4. Armado de los elementos estructurales.



Pruebas de laboratorio



ANEXO B



RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN EN COLUMNAS DE CONCRETO EMPLEANDO EL ESCLERÓMETRO O MARTILLO															
Donde:															
Z mín = Resistencia mínima del concreto a la compresión															
Z mín = ((0.7389 x Promedio) - 19.79) - 5															
EDIFICIO :		A													
NIVEL :		PB													
Columna	Ubicación Ejes	Tipo	Lecturas del esclerómetro										Promedio	Z mín (N / mm2)	f ' c (Kg / cm2)
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
1	3D	Interior	87	90	84	75	74	75	92	94	86	93	85.00	38.02	387.53
2	2D	Interior	92	85	86	86	84	89	80	83	82	88	85.50	38.39	391.29
3	2E	Interior	89	86	84	78	76	84	82	86	86	86	83.70	37.06	377.74
4	2F	Borde	84	87	86	80	95	70	78	74	83	92	82.90	36.46	371.71
5	1F	Borde	82	85	81	80	83	84	82	86	88	84	83.50	36.91	376.23
EDIFICIO :		A													
NIVEL :		1													
Columna	Ubicación Ejes	Tipo	Lecturas del esclerómetro										Promedio	Z mín (N / mm2)	f ' c (Kg / cm2)
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
1	6F	Borde	85	80	84	80	74	75	89	90	86	85	82.80	36.39	370.96
2	6E	Interior	88	88	88	78	86	80	70	86	84	83	83.10	36.61	373.22
3	5C	Interior	78	81	101	85	90	91	90	90	93	94	89.30	41.19	419.92
4	4D	Interior	81	91	83	90	89	86	92	94	84	90	88.00	40.23	410.13
5	2D	Interior	83	78	80	74	80	86	91	85	83	82	82.20	35.95	366.44
6	1D	Borde	77	97	87	62	94	100	94	98	95	84	88.80	40.82	416.15
7	B2	Borde	93	88	86	83	87	98	86	88	93	99	90.10	41.78	425.94



ANEXO B



RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN EN COLUMNAS DE CONCRETO EMPLEANDO EL ESCLERÓMETRO O MARTILLO															
Donde:															
Z mín = Resistencia mínima del concreto a la compresión															
Z mín = ((0.7389 x Promedio) - 19.79) - 5															
EDIFICIO :		A													
NIVEL :		2													
Columna	Ubicación Ejes	Tipo	Lecturas del esclerómetro										Promedio	Z mín (N / mm2)	f ' c (Kg / cm2)
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
1	5B	Borde	79	70	78	68	80	72	80	79	78	70	75.40	30.92	315.22
2	3B	Borde	78	89	93	84	55	72	93	83	84	80	81.10	35.13	358.15
3	3E	Interior	95	103	95	101	98	97	88	94	99	95	96.50	46.51	474.15
4	4F	Borde	85	88	84	86	85	87	74	76	90	85	84.00	37.28	380.00
5	5E	Interior	82	88	83	79	86	88	95	100	86	86	87.30	39.72	404.85
EDIFICIO :		A													
NIVEL :		3													
Columna	Ubicación Ejes	Tipo	Lecturas del esclerómetro										Promedio	Z mín (N / mm2)	f ' c (Kg / cm2)
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
1	6B	Borde	77	85	98	80	80	80	78	80	86	79	82.30	36.02	367.19
2	6D	Interior	76	75	70	83	80	96	74	80	77	75	78.60	33.29	339.32
3	4E	Interior	75	72	80	75	83	75	83	84	76	77	78.00	32.84	334.80
4	3F	Borde	75	75	77	76	77	81	75	70	82	76	76.40	31.66	322.75
5	2B	Borde	63	86	78	82	90	75	86	86	80	93	81.90	35.73	364.18



Señales registradas



ANEXO B

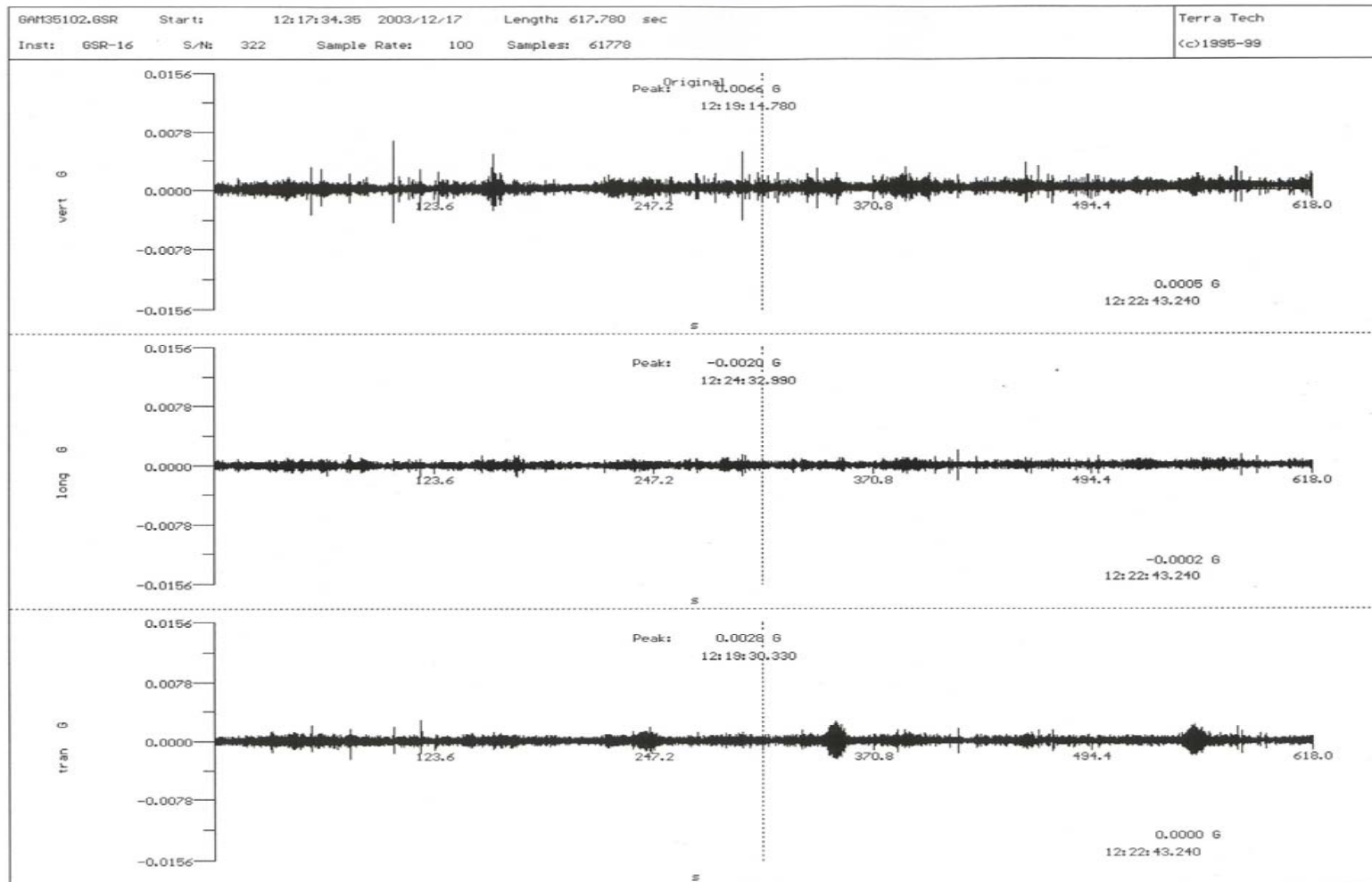


Figura B.5. Aceleraciones Vs. Tiempo en azotea. Punto No 1, Registro: GAM35102.

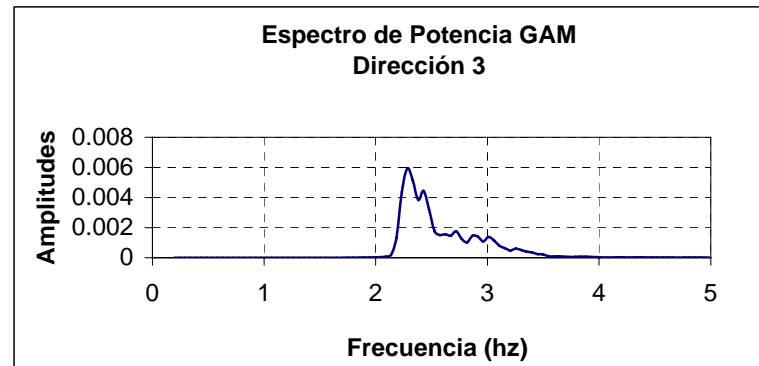
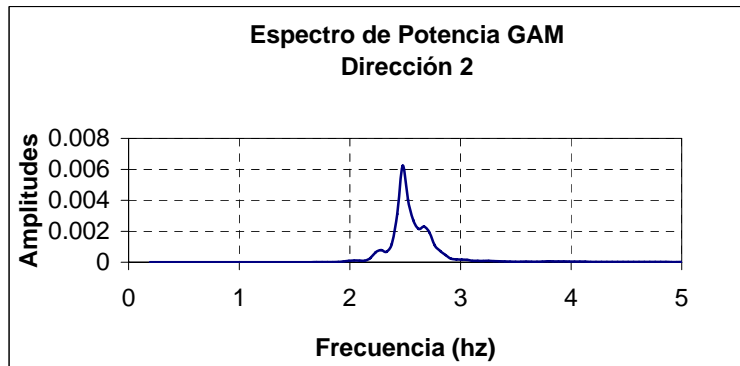
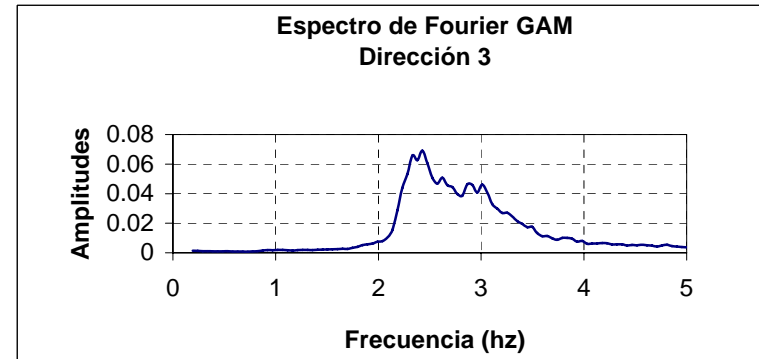
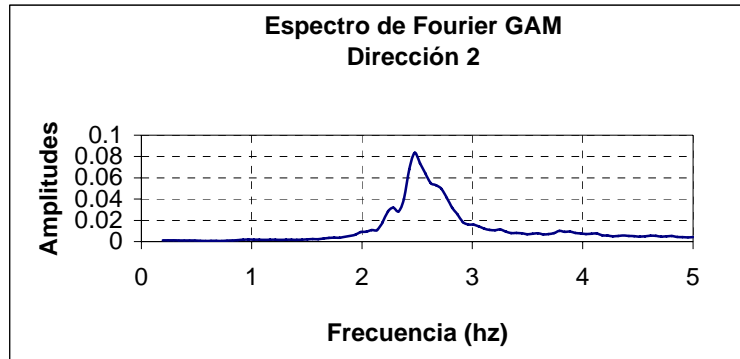


Figura B.6. Espectros promedio de Fourier y de Potencia de la señal GAM35102



ANEXO B

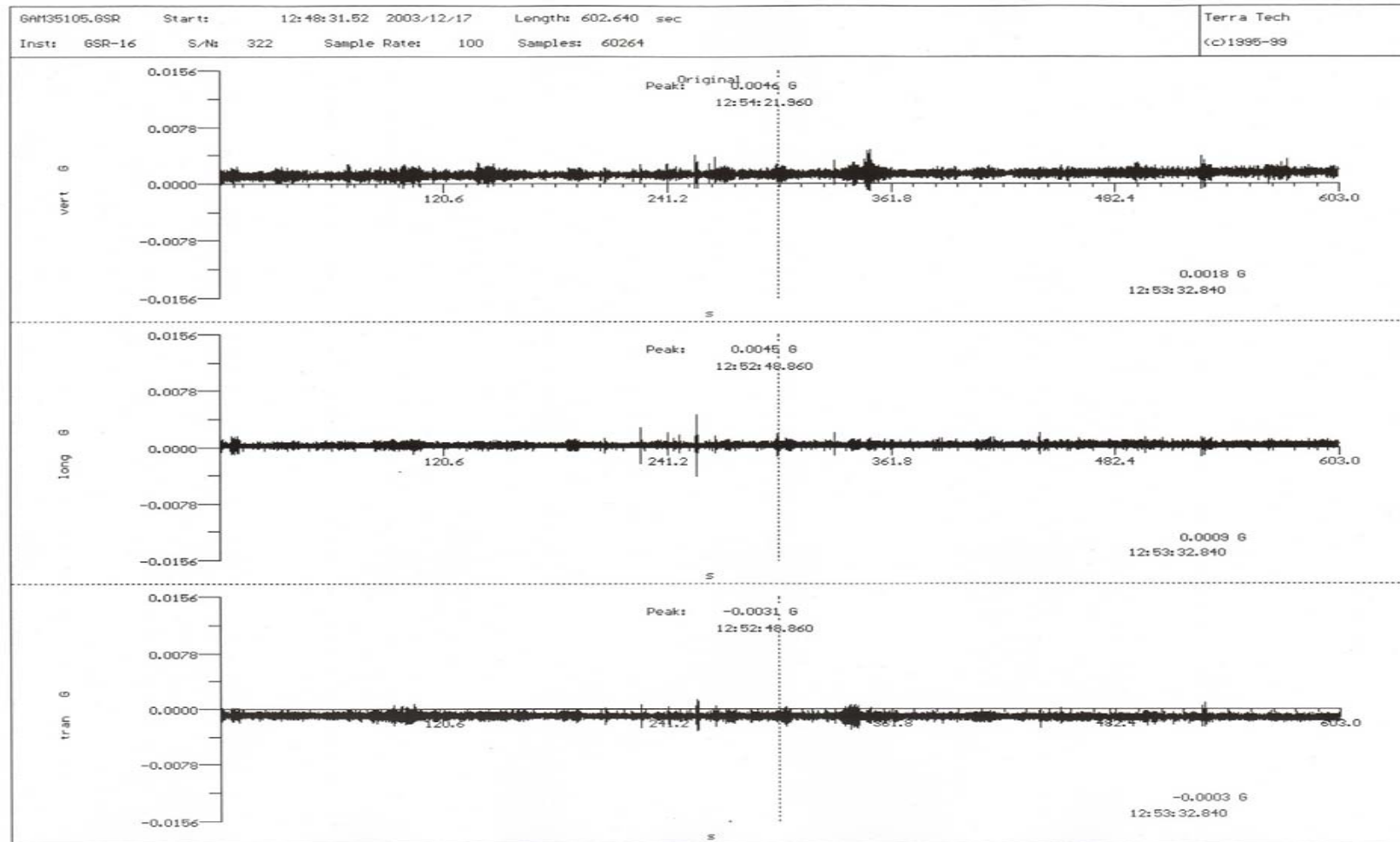


Figura B.7. Aceleraciones Vs. Tiempo en azotea. Punto No 1, Registro: GAM35105.

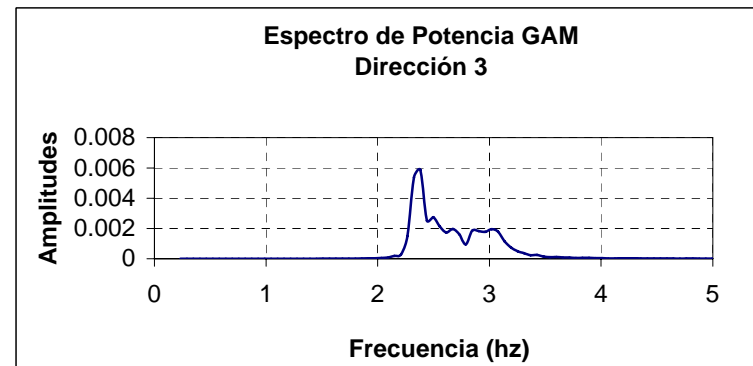
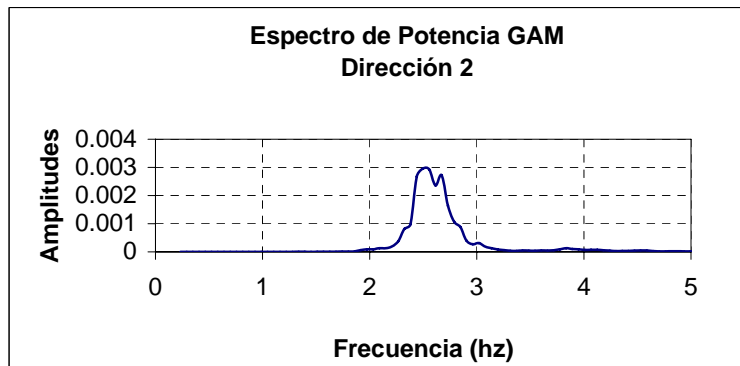
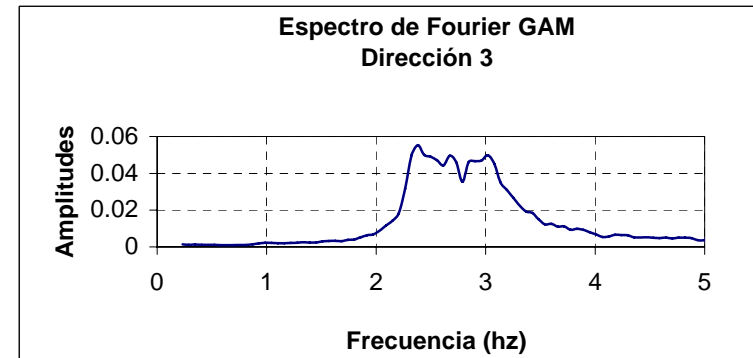
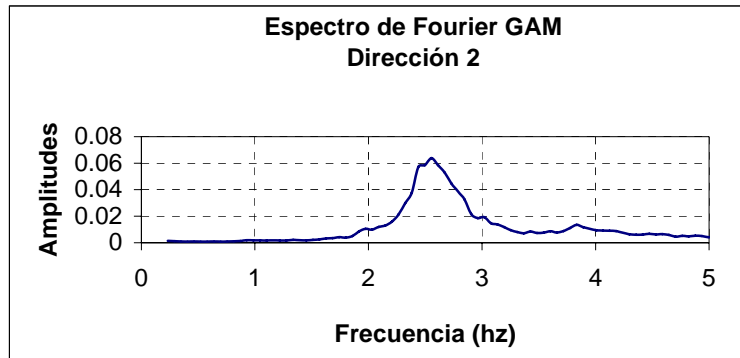


Figura B.8. Espectros promedio de Fourier y de Potencia de la señal GAM35105.



ANEXO B

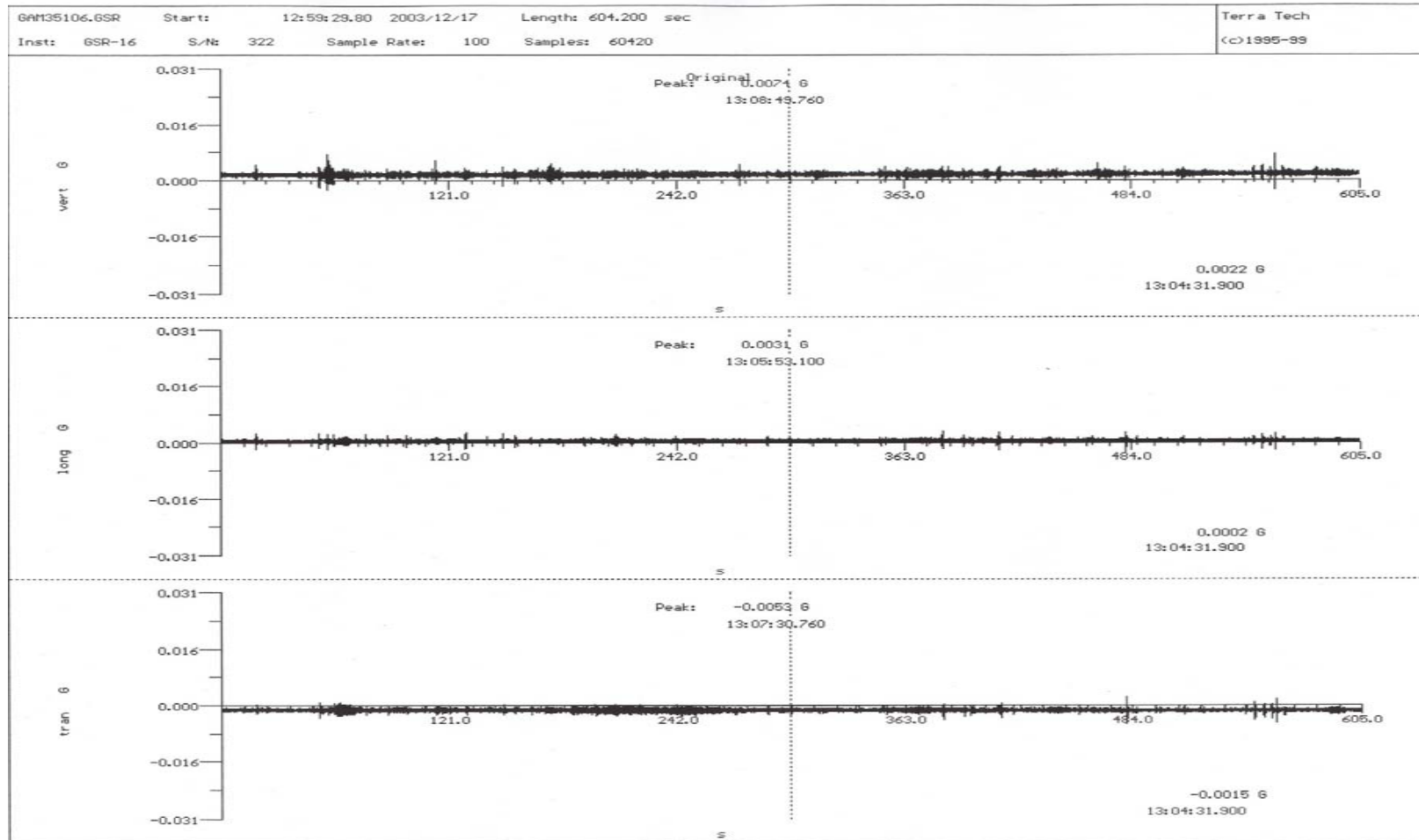


Figura B.9. Aceleraciones Vs. Tiempo en azotea. Punto No 1, Registro: GAM35106.

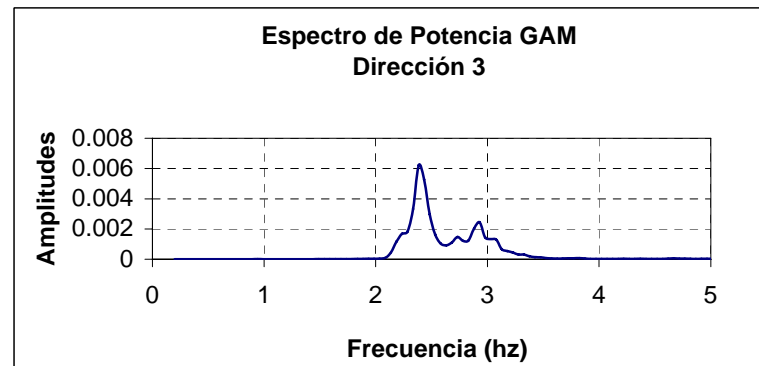
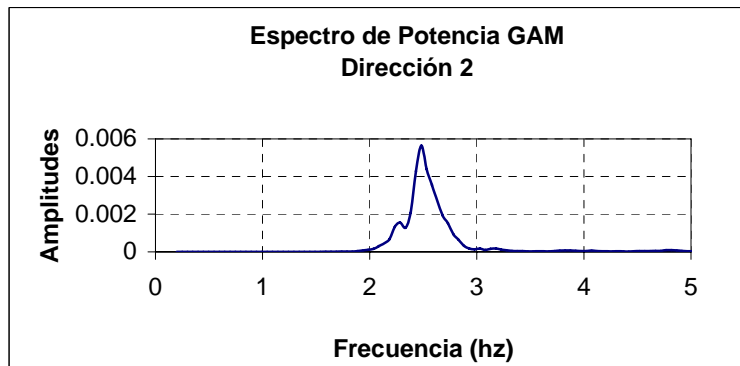
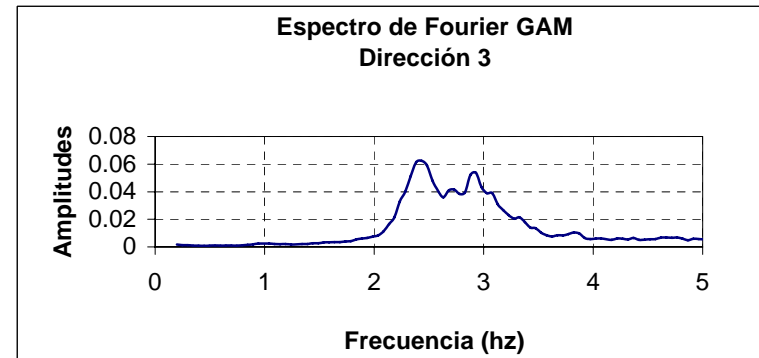
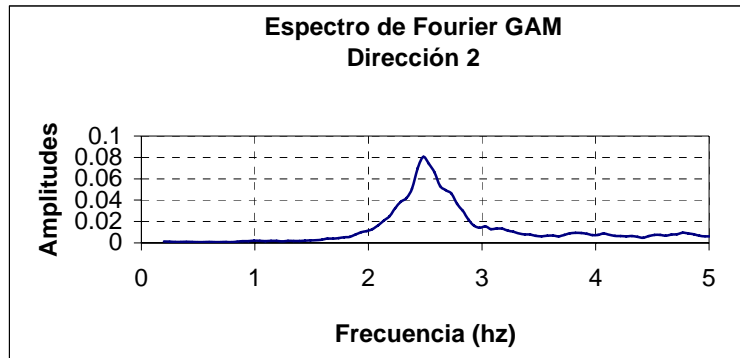


Figura B.10. Espectros promedio de Fourier y de Potencia de la señal GAM35106.



ANEXO B

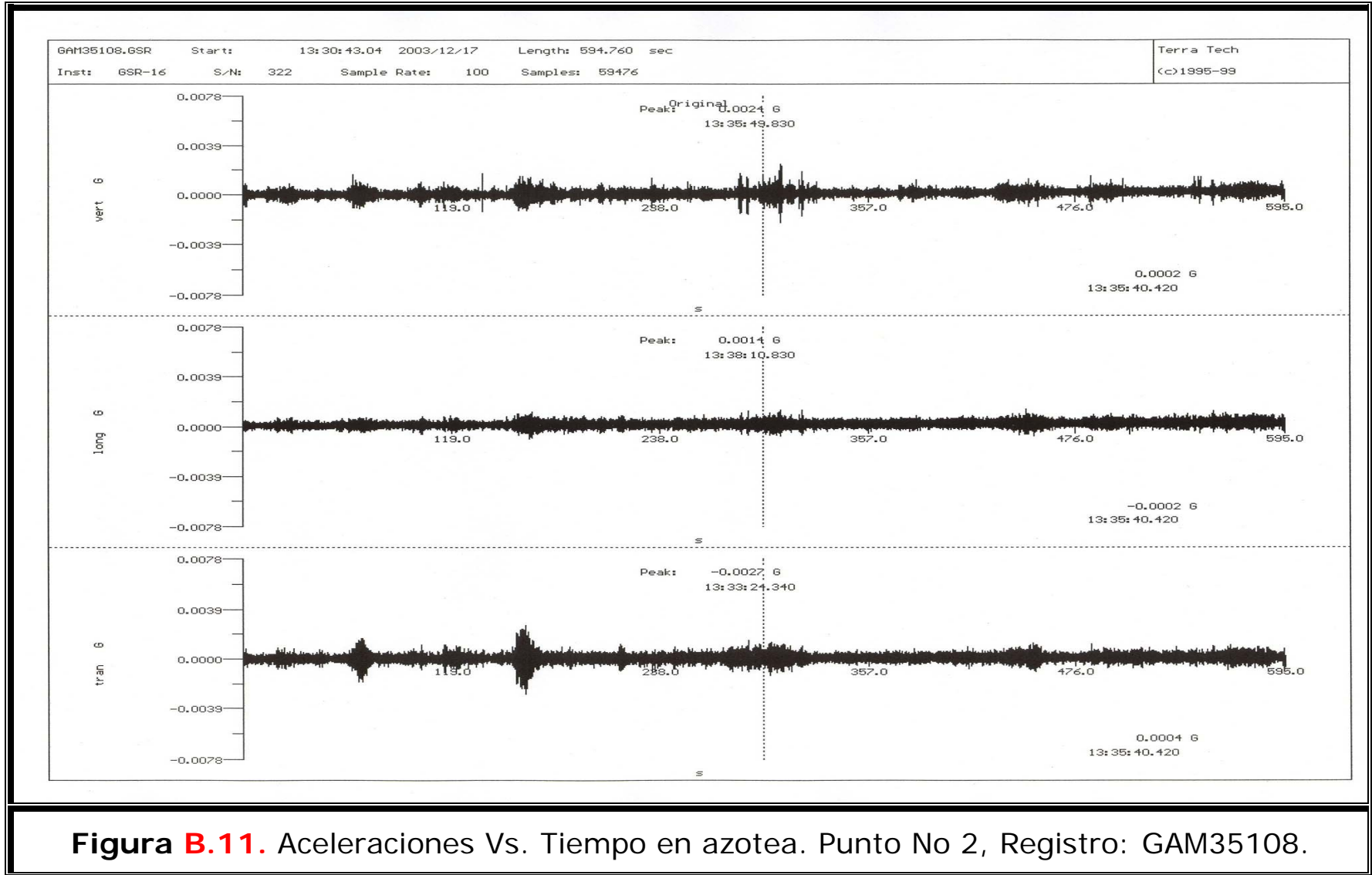


Figura B.11. Aceleraciones Vs. Tiempo en azotea. Punto No 2, Registro: GAM35108.

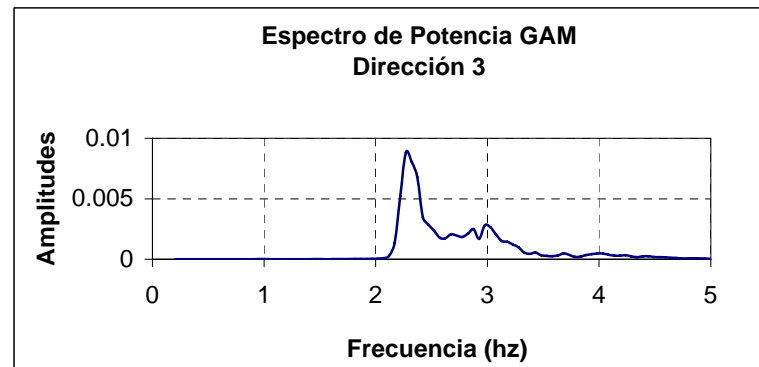
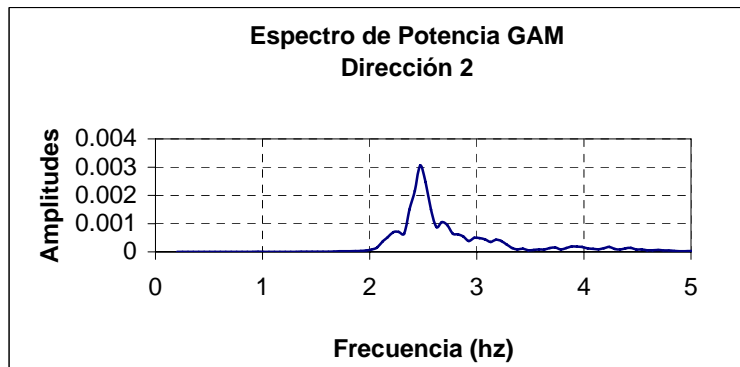
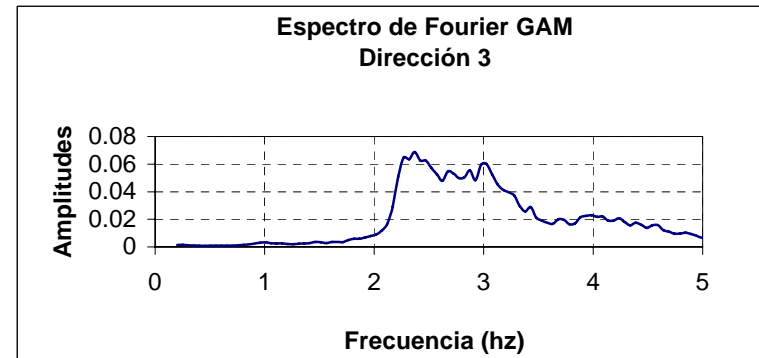
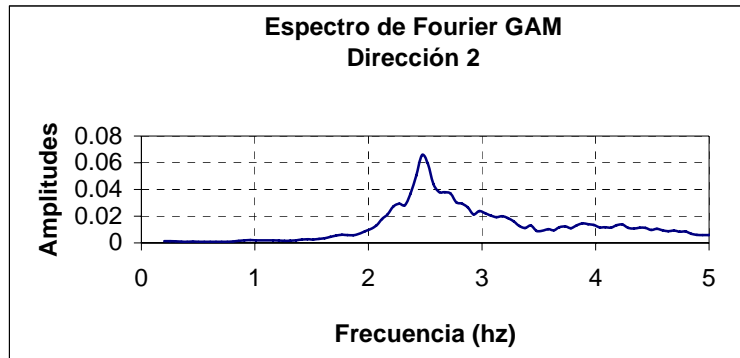


Figura B.12. Espectros promedio de Fourier y de Potencia de la señal GAM35108.



Bibliografía.

- ARNOLD, Christopher; Reitherman Robert. **“MANUAL DE CONFIGURACION Y DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS”**. Ed. Ciencia y técnica, México. 1991.
- **“APUNTES DE ESTRUCTURAS DISEÑO ESTRUCTURAL”**, Facultad de Ingeniería, UNAM
- BAZÁN, Enrique; Meli Roberto. **“DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS”**. Ed. LIMUSA. México. 2003.
- FUENTES, Olivares Luis Roberto. **“MODELOS CALIBRADOS DE UN EDIFICIO INSTRUMENTADO”**. Tesis UNAM. México. 2000.
- GONZALEZ, Oscar; Robles Francisco. **“ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO”**. Ed LIMUSA. México. 2002.
- MANCILLA, González Juan Ignacio. **“REVISION ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO CONSTRUIDO EN EL AÑO DE 1956 EN LA CIUDAD DE MEXICO”**. Tesis UNAM. México. 1995.
- Meli, R. **“COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA”**. 1975. Instituto de Ingeniería. UNAM. 352. México, D. F., México.
- **“NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO”**. 1995. Gaceta Oficial del Distrito Federal.
- **“NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO”**. 1996, Gaceta Oficial del Distrito Federal.
- **“NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA”**. 1995. Gaceta Oficial del Distrito Federal.
- OPPENHEIM, Alan V. **“SEÑALES Y SISTEMAS”**. 1998. Ed Prentice Hall Hispanoamérica. México.



- PALACIOS, Villalva Claudia. **“ESTIMACION DE LOS PARAMETROS DINAMICOS DEL EDIFICIO PC”**. Tesis UNAM. México. 2003.
- PARKER, Harry. **“DISEÑO SIMPLIFICADO DE CONCRETO REFORZADO”**. Ed. LIMUSA. México. 2003.
- PASTOR, Santamarina Pol. **“VIBRACIONES MECANICAS EN INGENIERIA”**. Universidad Politécnica de Valencia. España. 1998.
- Rascón, O. A. **“NOTAS DE LA MATERIA DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS”**. 1982. Curso Internacional de Ingeniería Sísmica, División de Educación Continua, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D. F., México.
- **“REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL” (RCDF – 1993)**. Gaceta Oficial del Distrito Federal.
- **“REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL” (RCDF – 2004)**. Gaceta Oficial del Distrito Federal.