



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

DICTyG

**REVISIÓN DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN
EDIFICIO UBICADO EN AVENIDA PASEO DE LA REFORMA**

TESIS PARA OBTENER EL GRADO DE:
INGENIERO CIVIL

PRESENTA:
VALDÉS CONSTANTINO SERGIO

DIRECTOR DE TESIS:
M. I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ



MÉXICO D. F., 2005



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

*A mis **Padres** ya que por ellos me encuentro
Terminando mis estudios, son un gran ejemplo para mí...*

*A mi **hijo Ehécatl** que cada día que pasa me
Inspira más a ser mejor persona...*

*A **Ivonne** por toda su paciencia y apoyo
Incondicional...*

*A mi **abuelita** que la quiero mucho y que
Ha sido un pilar muy fuerte en mi vida...*

*A mi **hermano** con el cual tengo
Muchas experiencias que vivir en el futuro...*

*A todos mis **amigos** por hacerme muy
Agradable la vida hasta el día de hoy...*

REVISIÓN DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO UBICADO EN AVENIDA PASEO DE LA REFORMA

ÍNDICE

I. INTRODUCCIÓN.

II. ANTECEDENTES.

III. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

III. 1. Estructuración

II. 2. Geometría y dimensiones

IV. MÉTODOS Y MODELOS MATEMÁTICOS EMPLEADOS EN LA REVISIÓN ESTRUCTURAL.

IV. 1. Modelación de Edificios

IV. 2. Métodos de Análisis

IV.3. Programas de Análisis Comercial

V. DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES DINÁMICAS.

V. 1. Descripción del Equipo

V. 2. Localización del Equipo

V. 3. Análisis de Fourier

V. 4. Procesamiento y Análisis de Señales

V. 5. Resultados

VI. ANÁLISIS Y REVISIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE ACUERDO AL AISC-LRFD93

VII. CONCLUSIONES

VIII. BIBLIOGRAFÍA

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

Los sismos se producen cuando la corteza de la Tierra se desplaza repentinamente a lo largo de una falla. La roca sometida a una gran presión se rompe y libera energía en forma de ondas sísmicas.

Los sismos tienen distintos efectos de riesgo para los habitantes de las zonas de alta actividad sísmica. Pueden causar una gran pérdida de vidas humanas al destruir estructuras como edificios, puentes y presas. Asimismo los sismos pueden provocar devastadores deslizamientos de tierras. Los grandes incendios causados por la ruptura de conductos de gas y energía eléctrica han llegado a dañar o destruir muchas ciudades modernas.

La desintegración de los suelos es otra catástrofe sísmica. Al quedar sometidos a las ondas de choque de un sismo, los suelos empleados como material de relleno pueden perder casi toda su capacidad de resistencia y comportarse como arenas movedizas. Algunos edificios se han visto, literalmente, tragados por estos materiales.

Después de un gran sismo, pueden registrarse una serie de sacudidas posteriores, algunas de las cuales son lo suficientemente importantes como para causar daños adicionales. Estos temblores se denominan réplicas.

Después de los sismos ocurridos en 1985, la Ingeniería Sísmica ha cobrado una importancia muy relevante, y en especial en la Ciudad de México, donde ocurre un fenómeno singular, a pesar de no encontrarse relativamente cerca de una zona sísmica activa, padece de los peores efectos de los sismos debido a su tipo de suelo, que produce una ampliación en las ondas sísmicas que llegan a esta ciudad.

La instrumentación sísmica y el monitoreo de las estructuras existentes que están sujetas a acciones dinámicas, han jugado un papel trascendental en el entendimiento de las respuestas de dichas estructuras y en la búsqueda de soluciones racionales para su reforzamiento. Este tipo de estudios, para fines de evaluación estructural, es reciente en la mayor parte del mundo, sin embargo, con los desarrollos tecnológicos que han ocurrido en los últimos tiempos el uso de estas técnicas es económicamente posible y representan una opción justificable, particularmente para estructuras sobre las que se tengan dudas sobre sus propiedades o bien en aquellas que hayan sido o serán reforzadas.

A pesar de que en estructuras que no presentan daño estructural no se justifica una instrumentación, un estudio de medición de vibraciones ambientales es recomendable por la información que nos proporciona, ya que podemos conocer las propiedades dinámicas y por tanto calibrar el modelo estructural de la misma.

En este trabajo se presenta un estudio de vibración ambiental aplicado a un edificio ubicado en la Avenida Paseo de la Reforma N° 51, colonia Tabacalera en la delegación Cuauhtémoc de la Ciudad de México, que sirvió como base para realizar la evaluación estructural considerando la normatividad vigente.

El edificio motivo de estudio fue diseñado en los años 50's. Desde su construcción el edificio ha soportado, además de las cargas de ocupación, sismos de distintas intensidades ocurridos a lo largo de su vida.

En el Capítulo 2 se presentan los antecedentes que han tenido los estudios de vibración ambiental, en México y en el mundo. Muestra la ubicación del edificio en cuestión así como la fachada principal.

En el Capítulo 3 se describe el edificio, su estructuración y la zona sísmica en la que se encuentra. Se pueden observar las secciones de los elementos estructurales y su ubicación dentro del sistema estructural. Existen en su mayoría elementos de acero, aunque también encontramos elementos de concreto.

El Capítulo 4 describe los métodos y modelos matemáticos empleados en el estudio de este trabajo. La modelación del edificio es muy importante, por ello, se describe en este capítulo. Los métodos sísmicos más usados también se describen aquí, como son el método sísmico estático y el análisis modal espectral. Los programas comerciales de análisis estructural son un tema más del cual hablamos en este capítulo, se recopilan las características de 4 programas distintos.

El Capítulo 5 se refiere a las propiedades dinámicas medidas en el estudio de vibración ambiental. Se describen las características de los equipos utilizados, así como la localización que tuvieron, tratando siempre de obtener los mejores resultados. Hablamos de la teoría en la cual se fundamenta el cambio de las señales del campo de las aceleraciones al campo de las frecuencias, que es la teoría de Fourier. Además explicamos como se pueden obtener los parámetros dinámicos buscados por medio de la información recopilada.

En el capítulo 6 se describe el procedimiento que se realiza al hacer una revisión estructural, desde la bajada de cargas, las áreas tributarias que se consideran, las fuerzas sísmicas consideradas, el modelo hecho en un programa de computadora, los resultados obtenidos de dicho modelo, la comparación de los resultados del modelo con los resultados medidos, los esfuerzos a los cuales están sometidos los elementos estructurales y los desplazamientos que se presentan bajo las acciones a las cuales está sometido el edificio. También proponemos un refuerzo para que la estructura cumpla con los reglamentos vigentes.

El Capítulo 7 presenta las conclusiones del estudio, así como las recomendaciones que proporcionó el Departamento de Estructuras de la Facultad de Ingeniería Civil Topográfica y Geodésica de la Universidad Nacional Autónoma de México a la Secretaría de Desarrollo Social.

CAPÍTULO II

ANTECEDENTES

Los sismos son una fuente potencial de daño para las construcciones ubicadas en zonas de elevada actividad tectónica. Cuando una estructura está frecuentemente sujeta a la acción de los sismos, es posible que sufra un deterioro en sus propiedades de rigidez y resistencia, o una disminución en su capacidad para disipar energía, por lo que su vulnerabilidad ante acciones sísmicas subsecuentes puede crecer.

Los criterios empleados en la elaboración del modelo para diseño, distan de ser uniformes en la práctica. La disparidad en las consideraciones de modelado, puede llevar a los analistas a obtener diferencias mayores al cien por ciento en sus resultados, así se emplee la misma herramienta matemática. De aquí la necesidad de estudiar qué aspectos son prioritarios en el análisis de una estructura.

A fin de evaluar los métodos de cálculo y las consideraciones de análisis, se aplican en México algunos métodos para la determinación de las características dinámicas de edificios reales, entre las que destacan las pruebas de vibración ambiental, las pruebas de tracción y el registro de movimientos sísmicos. Los resultados obtenidos con estas técnicas pueden diferir, debido al nivel de esfuerzo al que llegan a trabajar las estructuras. Dadas las ventajas potenciales que presentan estos métodos, resulta necesario estimar la correlación existente entre sus resultados con los proporcionados por los modelos matemáticos que se utilicen.

La instrumentación sísmica de estructuras importantes existentes en el Cd. de México que presentaron niveles variables de daño durante el sismo de 1985, ha jugado un papel trascendente en la búsqueda de una solución racional para su reforzamiento. Esta técnica ha permitido observar el comportamiento del sistema estructural ante diferentes sollicitaciones dinámicas. La ejecución de este tipo de estudios con fines de evaluación estructural es reciente, no sólo en México, sino también en el resto del mundo, sin embargo, con ayuda de los desarrollos tecnológicos actuales, el uso de estas técnicas es económicamente posible, representando una opción justificable, particularmente en edificios sobre los que se tenga dudas acerca de su comportamiento sísmico, o bien, en aquellos que han sido reforzados.

La instrumentación sísmica en edificios a nivel mundial, a excepción de las grandes potencias económicas, Estados Unidos y Japón, es muy pobre. En el caso de nuestro país, es en 1950 cuando se realizan los primeros trabajos mediante la colocación de transductores de desplazamiento y acelerógrafos en la torre Latinoamericana. Los registros sísmicos obtenidos con estos instrumentos, se tomaron como referencia para definir los coeficientes sísmicos de la norma de diseño vigente en ese entonces. Desafortunadamente, por diversas circunstancias, no fue posible llevar a cabo más estudios de este tipo, de tal suerte que cuando ocurrió el sismo de 1985 no hubo ningún edificio instrumentado en el país, con lo cual se perdió una valiosa oportunidad para conocer el comportamiento de estructuras que sufrieron diferentes niveles de daño o hasta colapso.

A partir de 1987 se impulsa fuertemente una serie de estudios para conocer la respuesta sísmica en edificios instrumentados, donde diversos centros de investigación e instituciones incursionan en este campo de conocimiento. Para 1995 existían ya 30 edificios instrumentados en todo el país.

En los últimos cuarenta años se han recolectado un buen número de registros de movimientos fuertes en obras civiles, tales como edificios, puentes y presas, en las cuales se han instalado algún tipo de instrumentación sísmica. La información que estos registros contienen es de mucho valor para los ingenieros estructurales, ya que ésta permite entender de una mejor manera cómo se comportan los diferentes sistemas estructurales durante los sismos. En algunas obras civiles se han recolectado registros de sismos de varias intensidades, lo cual permite evaluar su comportamiento dinámico a diferentes niveles de excitación del suelo. Problemas tales como interacción suelo-estructura, comportamiento de pisos blandos y efectos de torsión, se pueden entender mejor al analizar los registros de estructuras con instrumentación sísmica. Otro aspecto valioso de los registros de estructuras instrumentadas es la posibilidad de calibrar modelos matemáticos de estas estructuras y verificar si los métodos actuales de modelación de estructuras son adecuados para representar matemáticamente una estructura real. Los últimos avances en el desarrollo de programas de análisis dinámico tridimensional no-lineal permiten hoy en día hacer este tipo de verificaciones a un nivel bastante sofisticado.

El edificio objeto de este trabajo se encuentra localizado en El Paseo de la Reforma N° 51, Col. Tabacalera, Delegación Cuauhtémoc, D. F. A continuación se presenta un croquis de localización y la fachada principal. La estructuración de este edificio consiste en marcos flexibles de acero, formados a partir de vigas y columnas, de cuyas secciones se hablará en el capítulo siguiente, que soportan losas macizas de concreto. Cabe señalar que la estructura no presenta daños estructurales visibles.



FIGURA 2.1. Croquis de localización de Reforma N° 51



FIGURA 2.2. Fachada principal del edificio en Reforma N° 51

CAPÍTULO III

DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

III. 1. ESTRUCTURACIÓN

Empezaremos hablando de la cimentación de la estructura. En esta parte podemos encontrar un cajón de cimentación con pilotes de punta. Esta solución fue dada ya que el edificio se encuentra desplantado sobre suelo blando de la Ciudad de México. En el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, dicho suelo es clasificado como Zona III b, como se puede apreciar en la figura 3.A.1., con un periodo del suelo dominante de aproximadamente 2 segundos.

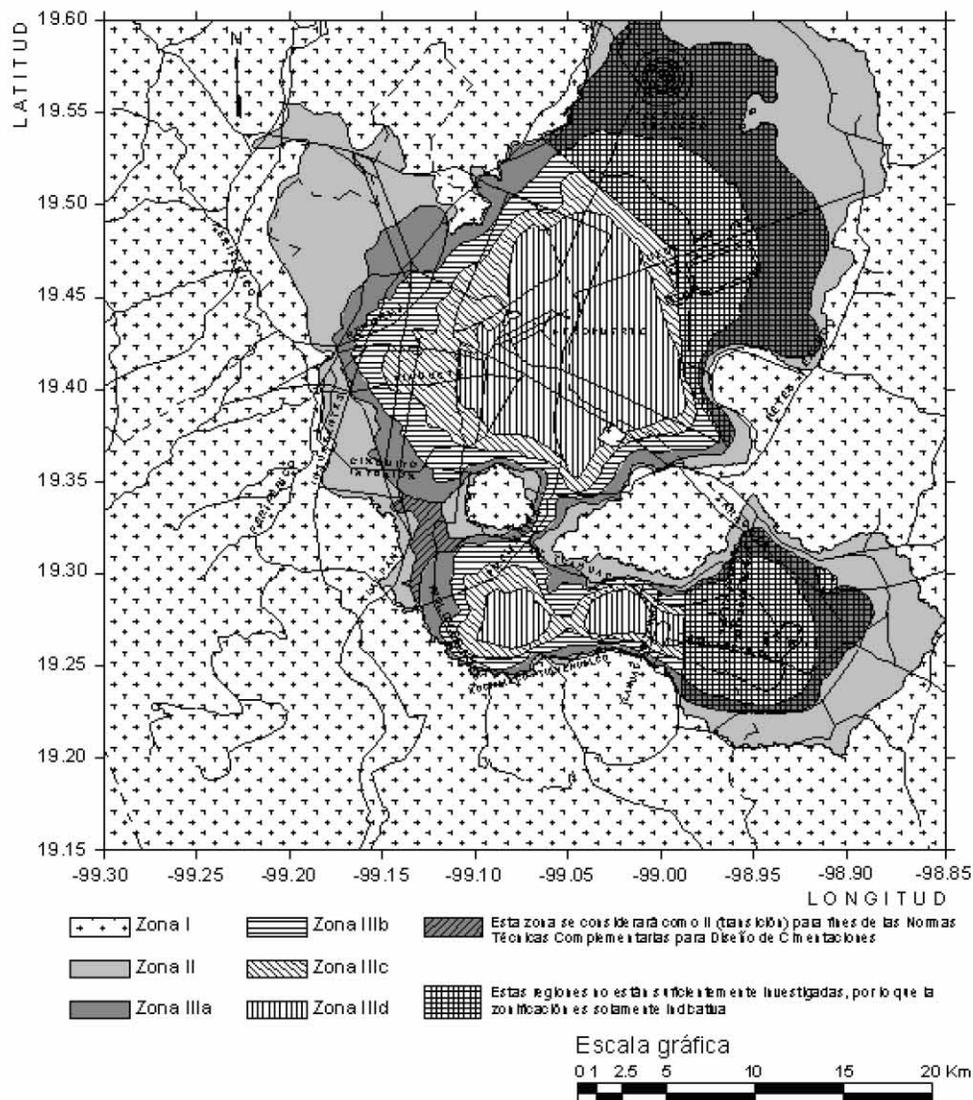


FIGURA 3.1.1. Zonificación del DF para fines de diseño por sismo

El uso de pilotes de fricción es la opción más apropiada para cimentar estructuras con carga por unidad de área mediana o grande (mayores de 10 t/m^2 aproximadamente) sobre suelos compresibles de espesor muy grande (varias decenas de metros) o cuando, siendo estos de espesor moderado, están o se sospecha que estarán sujetos a consolidación generalizada y no se desea que la cimentación emerja o que los pilotes sean sobrecargados por fricción negativa. En la extensa zona lacustre de la Ciudad de México puede darse cualquiera de esas condiciones o todas a la vez; sin embargo, tal zona no es sino uno de los muchos ejemplos que se dan en todo el mundo de circunstancias en que los pilotes de fricción constituyen la mejor forma de cimentar estructuras relativamente pesadas.

En la zona de alta compresibilidad de la Ciudad de México, gran número de edificios con más de seis niveles está apoyado sobre pilotes de fricción.

Del edificio en estudio se encontraron tres plantas diferentes en la inspección de la estructura. Estas son: sótano, planta baja y planta tipo.

Podemos observar una distribución de elementos estructurales simétricos con respecto a una dirección, destacando que es muy parecida la distribución en todos los niveles.

Para la planta tipo se identifican, en una dirección, los ejes 4-17. Mientras que en la otra dirección, podemos advertir los ejes F-J.

En el análisis posterior se verá la conveniencia de utilizar así los ejes.

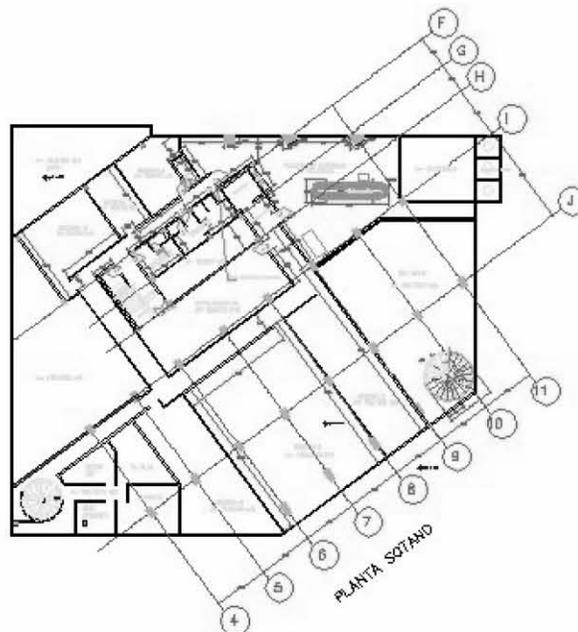


FIGURA 3.1.2. Sótano

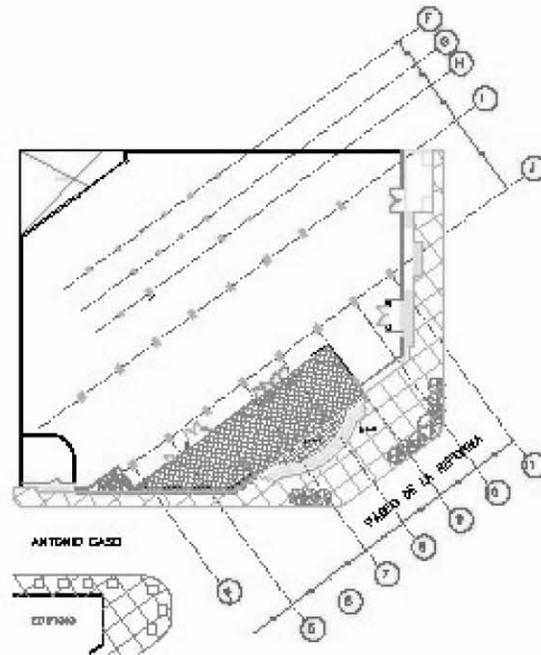


FIGURA 3.1.3. Planta Baja

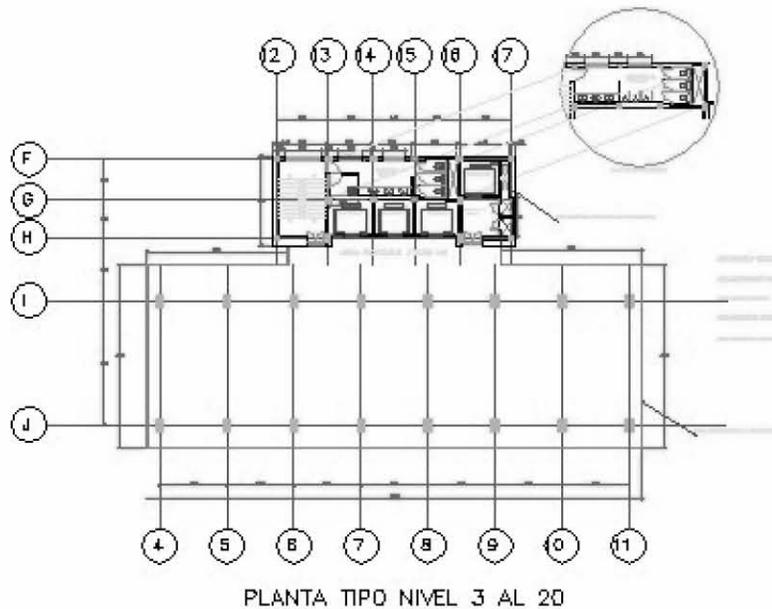


FIGURA 3.1.4. Nivel Tipo

El sistema estructural utilizado consiste en marcos flexibles de acero, formados a partir de vigas y columnas que soportan losas macizas de concreto.

La estructuración de un edificio de este tipo, consiste de columnas, traveses y vigas, las cuales soportan cargas de piso y de techo. Generalmente, las columnas son continuas de piso a piso, y las traveses y vigas se conectan a ellas. Los muros exteriores e interiores pueden ser de mampostería o de concreto, y a menudo se recubren con acabados decorativos, tales como mármol, metal, o paneles de madera; la tendencia moderna es llenar con cristales grandes áreas de los muros exteriores. Aunque esto reduce el peso de los muros y puede tener una apariencia agradable, presenta problemas por la transmisión de las fuerzas laterales y para aislamiento térmico, aumentando frecuentemente en forma apreciable los costos de mantenimiento, debido al costo elevado del lavado de ventanas o muros de vidrio en los edificios altos.

Los pisos por lo general se hacen de losas de concreto, y pueden utilizarse económicamente muchos materiales especiales, como cubiertas metálicas, concreto aireado, concreto ligero, etc.

Para suministrar una adecuada protección contra el fuego, deben recubrirse los miembros de la estructura de acero con un material resistente a éste. Es común recubrir con concreto todas las columnas y vigas, aunque puede usarse también yeso u otros materiales a prueba de fuego.

Las vigas y traveses que se usan en edificios de varios pisos dependen en gran parte del tipo de sistema de piso empleado. Las vigas de acero pueden reemplazarse económicamente por vigas secundarias de concreto, coladas monolíticamente con la losa, o por unidades de piso de concreto, preesforzadas y precoladas.

Las columnas de acero que se utilizan en los edificios de varios pisos tienen por lo general una relación de esbeltez pequeña, porque las distancias entre pisos son relativamente reducidas y las cargas son usualmente altas.

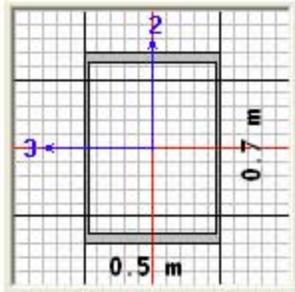
III. 2. GEOMETRÍA Y DIMENSIONES

A continuación describiremos las diferentes secciones que se utilizaron para traveses y columnas, así como su localización en la torre. La mayoría de las traveses y columnas son de acero estructural (A36).

COLUMNAS

- **CAT 1**

Estas columnas parten desde la cimentación, se encuentran en el sótano, planta baja y dos niveles tipo. Están distribuidas en casi toda el área en planta a excepción del borde que da a la espalda del edificio.



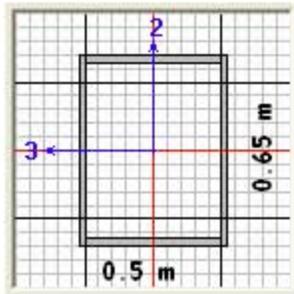
$$t_f = 0.0418 \text{ m}$$

$$t_w = 0.0209 \text{ m}$$

FIGURA 3.2.1. Columna CAT 1

▪ CAT 2

Este tipo de columnas las podemos encontrar como continuación de las columnas CAT 1, cubren los siguientes dos niveles.



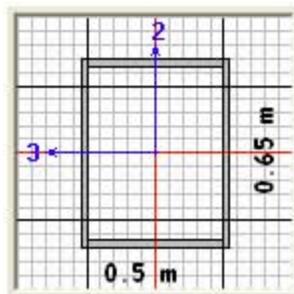
$$t_f = 0.028 \text{ m}$$

$$t_w = 0.021 \text{ m}$$

FIGURA 3.2.2. Columna CAT 2

▪ CAT 4

Son las columnas que continúan en el siguiente nivel de las CAT 2.



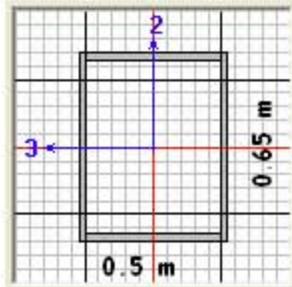
$$t_f = 0.017 \text{ m}$$

$$t_w = 0.014 \text{ m}$$

FIGURA 3.2.3. Columna CAT 4

▪ CAT 5

Estas columnas cubren los siguientes 6 niveles, es decir, del piso 6 al 11. Son la continuación de las columnas CAT 4.



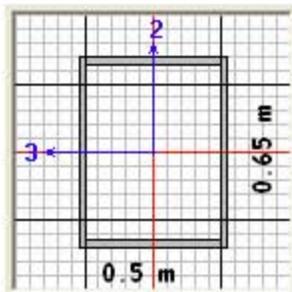
$$t_f = 0.0254 \text{ m}$$

$$t_w = 0.0191 \text{ m}$$

FIGURA 3.2.4. Columna CAT 5

Los pisos 12 y 13 son cubiertos por las columnas CAT 7 y CAT 8, respectivamente, siguen siendo continuación de las anteriores. Las geometrías se muestran a continuación:

▪ CAT 6

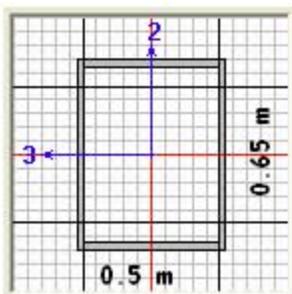


$$t_f = 0.014 \text{ m}$$

$$t_w = 0.0105 \text{ m}$$

FIGURA 3.2.5. Columna CAT 6

▪ CAT 7



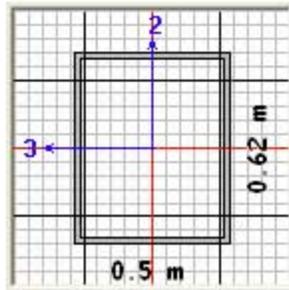
$$t_f = 0.038 \text{ m}$$

$$t_w = 0.021 \text{ m}$$

FIGURA 3.2.6. Columna CAT 7

▪ CAT 8

Estas columnas abarcan los siguientes 3 niveles como continuación de las anteriores.



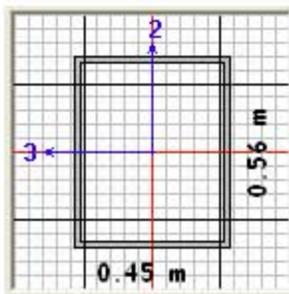
$$t_f = 0.0191 \text{ m}$$

$$t_w = 0.0191 \text{ m}$$

FIGURA 3.2.7. Columna CAT 8

▪ CAT 9

Los pisos 17,18 y 19 cuentan, siguiendo a las anteriores, con este tipo de columnas



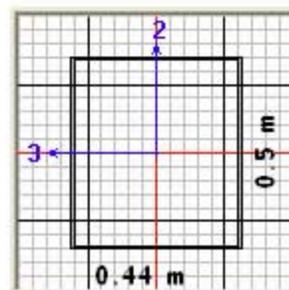
$$t_f = 0.0191 \text{ m}$$

$$t_w = 0.0191 \text{ m}$$

FIGURA 3.2.8. Columna CAT 9

▪ CAT 11

Los últimos dos niveles están cubiertos por este tipo de columnas.



$$t_f = 0.0104 \text{ m}$$

$$t_w = 0.0104 \text{ m}$$

FIGURA 3.2.9. Columna CAT 11

El otro tipo de columna, que existe en el edificio, es de concreto y se encuentra ubicada desde la cimentación hasta el último piso a espaldas del edificio, son 16 columnas ubicadas según la figura 3.2.10.

Las columnas de acero se ubican según la figura 3.2.11, donde van decreciendo en área según aumenta su altura, como se describió anteriormente.

En las figuras anteriores t_f y t_w son los anchos en las direcciones 2 y 3 respectivamente

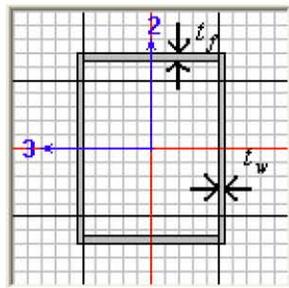


FIGURA 3.2.10. Descripción de la nomenclatura utilizada.

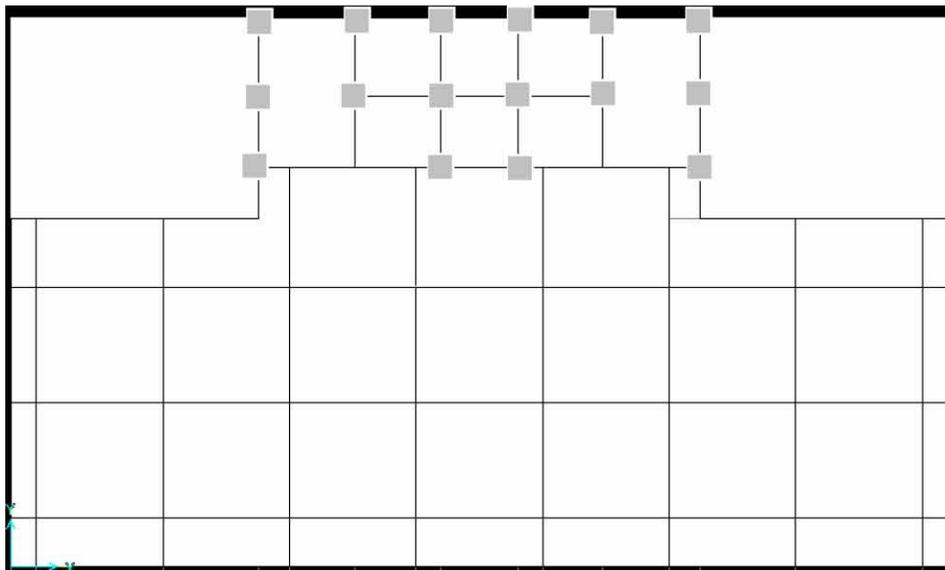


FIGURA 3.2.11. Ubicación de las columnas de concreto en una planta tipo del edificio.

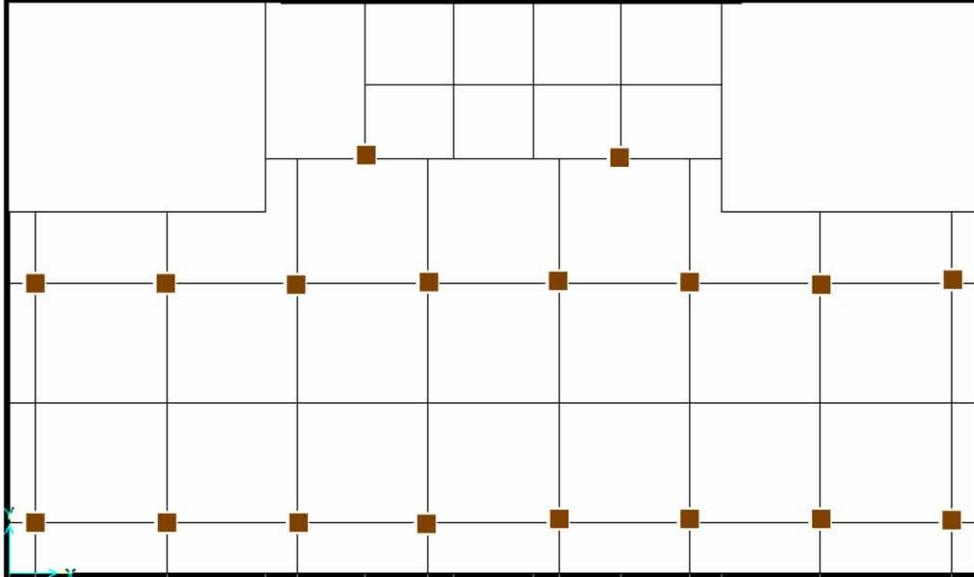


FIGURA 3.2.12. Ubicación de las columnas de acero en una planta tipo del edificio.

VIGAS

- **TPERIM**

Estas traveses las encontramos en todos los niveles, en la periferia del rectángulo mayor de las diferentes plantas, es de concreto y cuenta con las siguientes dimensiones:

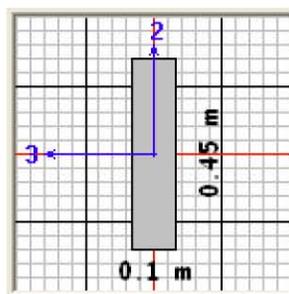
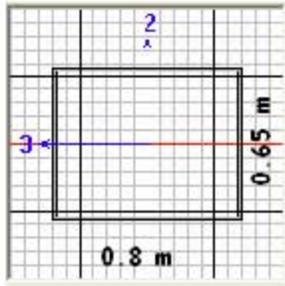


FIGURA 3.2.13. Viga TPERIM

- **TR1**

Son las traveses que van de la entrada del edificio hacia la parte de atrás en la parte rectangular mayor. Abarcan el sótano, la planta baja y 5 niveles tipo.



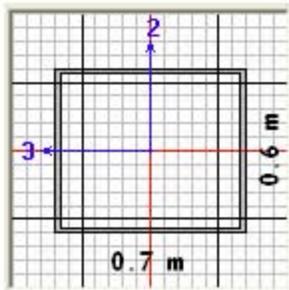
$$t_f = 0.021 \text{ m}$$

$$t_w = 0.021 \text{ m}$$

FIGURA 3.2.14. Viga TR1

- TR2

Estas son el la misma posición que las TR1 pero en los niveles superiores. Del nivel 6 al 12.



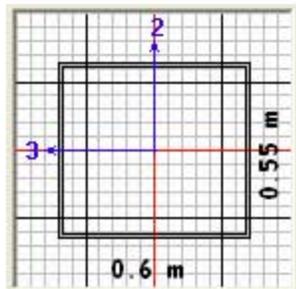
$$t_f = 0.021 \text{ m}$$

$$t_w = 0.021 \text{ m}$$

FIGURA 3.2.15. Viga TR2

- TR3

Estas son el la misma posición que las TR2 pero en los niveles superiores. Del nivel 13 al 21.



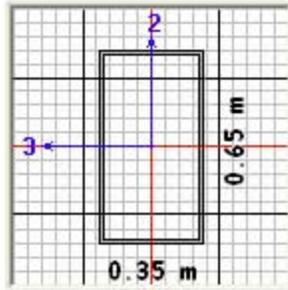
$$t_f = 0.014 \text{ m}$$

$$t_w = 0.014 \text{ m}$$

FIGURA 3.2.16. Viga TR3

▪ **TRAIJ17**

Son vigas perpendiculares a las TR1 y se encuentran en los mismos niveles.



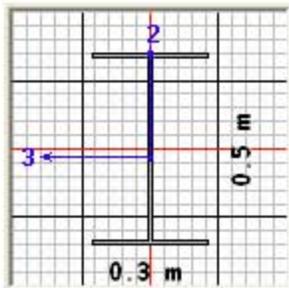
$$t_f = 0.014 \text{ m}$$

$$t_w = 0.014 \text{ m}$$

FIGURA 3.2.17. Viga TRAIJ17

▪ **TRAIJ814**

Son vigas perpendiculares a las TR2 y se encuentran en los mismos niveles.



$$t_f = 0.0127 \text{ m}$$

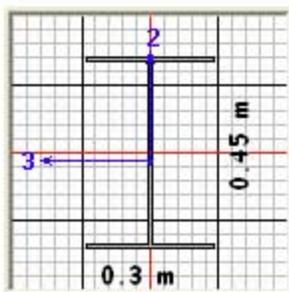
$$t_w = 0.0127 \text{ m}$$

$$t_{fb} = 0.0127 \text{ m}$$

FIGURA 3.2.18. Viga TRAIJ814

▪ **TRAIJ1423**

Son vigas perpendiculares a las TR3 y se encuentran en los mismos niveles.



$$t_f = 0.0127 \text{ m}$$

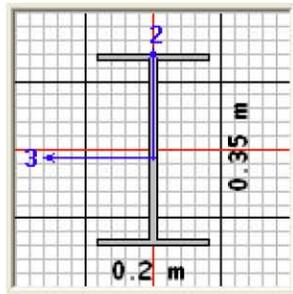
$$t_w = 0.0127 \text{ m}$$

$$t_{fb} = 0.0127 \text{ m}$$

FIGURA 3.2.19. Viga TRAIJ1423

▪ TRSER

Esta trabe se localiza en la parte donde se encuentran los elevadores y el cubo de escaleras.



$$t_f = 0.0127 \text{ m}$$

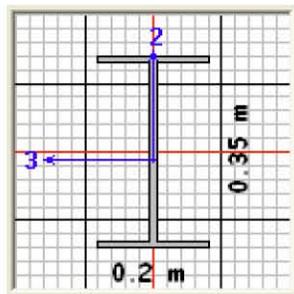
$$t_w = 0.0127 \text{ m}$$

$$t_{fb} = 0.0127 \text{ m}$$

FIGURA 3.2.20. Viga TRSER

▪ TRSEC

Esta es una trabe secundaria que se ubica en todos los niveles entre las traves TRAIJ17, TRAIJ814 y TRAIJ1423.



$$t_f = 0.0095 \text{ m}$$

$$t_w = 0.0095 \text{ m}$$

$$t_{fb} = 0.0095 \text{ m}$$

FIGURA 3.2.21. Viga TRSEC

Estas fueron las secciones encontradas en el levantamiento del edificio Torre Anáhuac, mismas que se utilizaron en el modelo en SAP de dicho edificio.

CAPÍTULO IV

MÉTODOS Y MODELOS MATEMÁTICOS EMPLEADOS EN LA REVISIÓN ESTRUCTURAL

IV. 1. MODELACIÓN DE EDIFICIOS

En el análisis estructural de una estructura, se pueden observar los efectos que las acciones de diseño producen. Estos efectos se describen en términos de fuerzas internas, esfuerzos, flechas y deformaciones. En el contexto de los métodos de diseño por estados límite, el análisis se refiere a la determinación de las fuerzas internas actuantes para su posterior comparación con las fuerzas internas resistentes. El análisis es referido a las deformaciones verticales y horizontales de elementos estructurales para su comparación con los valores que definen los estados de servicio.

Para analizar un edificio se requiere de un modelo, dicho modelo debe de estar formado por las siguientes partes:

- **Modelo geométrico.**

Este es un esquema que representa las principales características geométricas de la estructura. Su determinación implica identificar la parte de la construcción que desarrolla funciones estructurales, posteriormente eliminar la parte que no influye significativamente en la respuesta de la estructura. Requiere representar la estructura por medio de un arreglo de componentes estructurales básicos, cuyo comportamiento estructural puede conocerse, y por último, definir las propiedades geométricas de estos componentes básicos.

Para este modelo se hacen simplificaciones. Un ejemplo que involucra un mayor número de simplificaciones es el de un edificio. En el caso del edificio estudiado, ubicado en reforma, que presenta muchas plantas iguales y una distribución de espacios simétrico y regular, resulta directo extraer de esa construcción el sistema estructural, o sea un marco tridimensional. Sin embargo, esta idealización implica aproximaciones cuya importancia conviene tener en cuenta.

Se ignoran en esa idealización diversos elementos que influyen en la respuesta estructural. En principio, todo elemento que interfiere con la deformación de la estructura bajo carga y toma esfuerzos a raíz de dicha interferencia, influye en la respuesta y debería considerarse como estructural. Sin embargo, esta influencia es despreciable si la rigidez del elemento en cuestión es muy inferior a la de los elementos principales. Esta consideración permite ignorar en el modelo estructural elementos tales como ventanas, ductos de instalaciones, plafones y canceles, cuya rigidez es muy baja. Otros componentes como los pretilos de concreto de la fachada y el firme de mortero sobre los pisos, no parecen tener una contribución despreciable a la respuesta ante cargas verticales, a la vez que el efecto de los muros de bloques de concreto del núcleo central y de las losas inclinadas de escalera parece significativo ante cargas laterales. Estos elementos suelen

ignorarse, justificadamente, en el modelo analítico porque su contribución estructural es poco confiable debido a que se construyen sin control de calidad estructural adecuado y porque es conservador no tomarlos en cuenta.

Es importante asegurarse que los elementos designados como no estructurales, no afecten desfavorablemente el comportamiento de la estructura, ni tampoco se vean afectados por las deformaciones de ésta. Cuando existe la posibilidad de una interacción desfavorable, conviene proveer holguras y formas de conexión entre el elemento no estructural y la estructura, para que permitan que esta última pueda deformarse libremente sin introducir esfuerzos en dichos elementos.

El proceso de idealización requiere plantear un modelo que represente la respuesta global de la estructura, en el que se han discriminado los elementos que no tienen una función principal en la respuesta de conjunto. Además, deben utilizarse una serie de modelos locales para el estudio de las fuerzas internas que se inducen en porciones específicas de la estructura.

- **Modelo de las condiciones de continuidad en las fronteras.**

Se debe establecer las uniones entre un elemento y sus adyacentes, es decir, si un nudo es rígido o permite alguna deformación relativa, por ejemplo. Otro aspecto que debemos considerar, son las condiciones de apoyo de la estructura.

El modelo analítico de la estructura debe especificar las condiciones de continuidad entre un elemento y otro, así como las condiciones de frontera entre la estructura y sus apoyos.

Las condiciones de continuidad entre los elementos de una estructura, dependen esencialmente del detalle constructivo con que se resuelve la conexión. Se puede lograr un nudo rígido, es decir, uno en que no existan deformaciones concentradas que permitan movimientos relativos entre los dos elementos que se conectan, o se puede detallar la conexión de manera que se libere alguna restricción, sea de desplazamiento o de giro, logrando, por ejemplo, una articulación. La suposición que se haga en el modelo analítico, debe ser congruente con el tipo de conexión que se especifique en los planos para los elementos en cuestión. En estructuras de acero, se puede lograr continuidad entre los elementos y capacidad de resistir momentos, según la forma en la que se diseñan las conexiones.

Las condiciones de apoyo de la estructura sobre el terreno, dependen del tipo de cimentación que se proporcione y de las propiedades del subsuelo. Se acostumbra modelar el apoyo con una de las condiciones extremas; empotramiento o articulación, aunque generalmente las condiciones serán intermedias, y deberían de ser representadas por medio de resortes que reprodujeran la rigidez de la cimentación. Las incertidumbres en las propiedades del suelo y su variación con el tiempo, hacen poco predecibles las características de estos resortes y justifican considerar las condiciones extremas más representativas.

- **Modelo de comportamiento de los materiales.**

Debe suponerse una relación acción - respuesta del material que compone la estructura. Generalmente se hace la hipótesis de comportamiento elástico lineal, aunque ésta tiene limitaciones en muchos casos.

Normalmente el análisis se realiza con procedimientos que implican la hipótesis de que el comportamiento de la estructura es lineal y se adoptan en el modelo, propiedades elásticas representativas del comportamiento de la estructura. Esta hipótesis es aceptable y conveniente en prácticamente todos los casos, sin embargo, conviene entender claramente en qué grado difiere el comportamiento real del elástico lineal, en qué criterio se debe basar la determinación de las propiedades elásticas equivalentes y cuál es la magnitud de los errores que se pueden cometer con esas hipótesis.

Aunque la mayoría de los materiales y los elementos estructurales tienen un comportamiento que no se despega mucho del lineal, existen diversas fuentes de no linealidad, el cambio en la geometría de una estructura expuesta a carga es una de ellas. A pesar de esto, la fuente más importante de la no linealidad es la que proviene del propio material, y depende de las características peculiares de cada material.

- **Modelo de acciones impuestas.**

Es un modelo de las acciones que afectan la estructura para una condición dada de funcionamiento, se representan por conjuntos de cargas o deformaciones impuestas.

IV.2. MÉTODOS DE ANÁLISIS

Los métodos de análisis más sencillos, comúnmente utilizados, se basan en la aproximación de que los efectos de fluencia pueden explicarse con base en un análisis lineal del edificio, usando el espectro de diseño para sistemas inelásticos, determinando éste, a partir del espectro de diseño elástico y del factor permisible de ductilidad. Las fuerzas y los desplazamientos debidos a cada componente horizontal del movimiento del terreno, se determinan separadamente analizando una idealización del edificio con un grado de libertad lateral por piso, en la dirección de la componente del movimiento del terreno que se esté considerando. Tal análisis puede llevarse a cabo ya sea por medio del análisis modal o por medio de un procedimiento más simple que llamaremos Método Sísmico Estático. Ambos métodos conducen directamente a fuerzas laterales en dirección de la componente al movimiento del terreno considerado. La diferencia principal entre ambos radica en la magnitud y distribución de las fuerzas laterales en la altura del edificio. En el análisis modal, las fuerzas laterales se determinan con base en propiedades de los modos naturales de vibración del edificio que, a su vez, se determinan a partir de la distribución de masas y rigideces en la altura; pero en el Método Sísmico Estático, la magnitud de las fuerzas se basa en una estimación del periodo fundamental, y su distribución en fórmulas simples

apropiadas para edificios regulares. Los resultados directos de cualquiera de los dos métodos son los efectos de las fuerzas laterales en la dirección considerada: cortantes de entrepiso, deflexiones de piso y entrepiso.

Es necesario un diseño preliminar del edificio antes de que el análisis se lleve a cabo, ya que estos métodos requieren de ante mano las propiedades de masa y rigidez del edificio.

Coefficientes y espectros de diseño sísmico.

En el RCDF se estipula la ordenada del espectro de aceleraciones, a , que debe adoptarse cuando se aplique el análisis modal. Este espectro también se utiliza para definir el coeficiente sísmico para calcular la fuerza cortante basal en el análisis estático. Expresada como fracción de la gravedad, a está dada por

$$a = \left(1 + 3 \frac{T}{T_a}\right) \frac{c}{4}, \text{ si } T \text{ es menor que } T_a. \quad (4.2.1)$$

$$a = c, \text{ si } T \text{ está entre } T_a \text{ y } T_b. \quad (4.2.2)$$

$$a = qc, \text{ si } T \text{ excede de } T_b; \text{ donde } q = \left(\frac{T_b}{T}\right)^r \quad (4.2.3)$$

donde T es el periodo natural de interés; T , T_a y T_b están expresados en segundos.

El coeficiente c se denomina coeficiente sísmico, y constituye el índice más importante de la acción sísmica que emplea el 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 la fracción del peso total del mismo, W .

Los valores de c , T_a , T_b y del exponente r dependen del tipo de suelo en que la estructura vaya a estar plantada. En el RCDF se definen tres zonas (tabla 4.2.1), siendo la zona **I** la zona de terrenos más firmes o de Lomas, **II** la de Transición y **III** la de terrenos más blandos o de Lago.

Para cada zona, T_a , T_b y r se consignan en la tabla 4.2.2, que se basa en el RCDF.

El coeficiente sísmico c varía además en función de la importancia de la construcción, específicamente el grupo en que se clasifique al edificio según la tabla 4.2.3.

Los valores del coeficiente se muestran en la tabla 4.2.4.

ZONA	DESCRIPCIÓN
I Lomas	Formada por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera de un ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivo 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 capa 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 compresible, 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 metros.

TABLA 4.2.1

GRUPO	DESCRIPCIÓN
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 más 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.
B	Construcciones comunes destinadas a vivienda, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el grupo A, las cuales se dividen en:
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, y construcciones de más de 15 m de altura o 3 000 m ² de área total construida en zona III.
B2	Las demás de este grupo.

TABLA 4.2.3

ZONA	T _a (s)	T _b (s)	r
I	0.2	0.6	0.5
II	0.3	1.5	0.67
III	0.6	3.9	1

TABLA 4.2.2

ZonalGrupo	A	B
I	0.24	0.16
II	0.48	0.32
III	0.6	0.4

TABLA 4.2.4 Coeficiente C

Sería impráctico diseñar edificios para que resistan sismos severos manteniendo comportamiento elástico; por tanto, los reglamentos de construcción prescriben materiales y procesos 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 condiciones de regularidad que fija el RCDF

$$Q' = Q, \text{ si se desconoce } T \text{ o si éste es mayor o igual a } T_a \quad (4.2.4)$$

$$Q' = 1 + (T/T_a)(Q - 1), \text{ si } T \text{ es menor que } T_a \quad (4.2.5)$$

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.

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. Q puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según las propiedades de ésta en dichas direcciones.

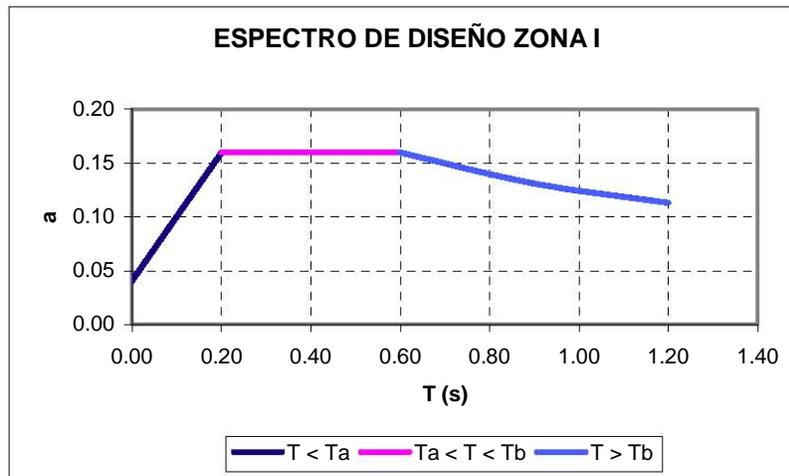


FIGURA 4.2.1. Espectro de Diseño Zona I Grupo B

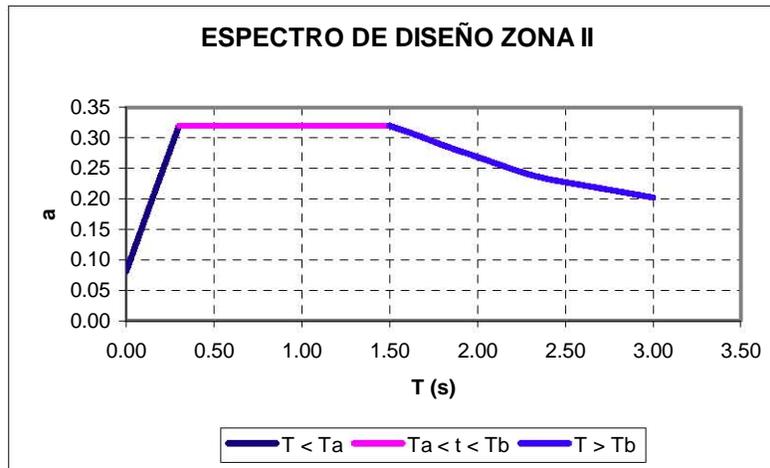


FIGURA 4.2.2. Espectro de Diseño Zona II Grupo B

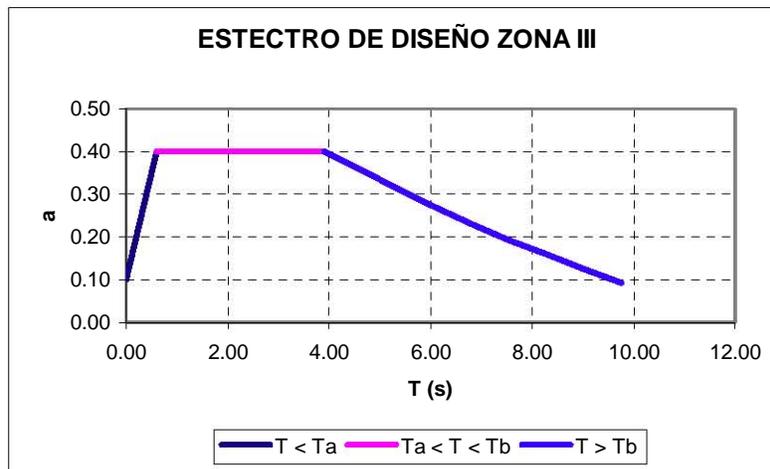


FIGURA 4.2.3. Espectro de Diseño Zona III Grupo B

MÉTODO SÍSMICO ESTÁTICO

Valuación de fuerzas sísmicas sin estimar el periodo fundamental del edificio.

Según el RCDF, las fuerzas cortantes sísmicas en los diferentes niveles de una estructura pueden valuarse suponiendo un conjunto de fuerzas horizontales que obran sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. La fuerza actuante donde se concentra una masa i es igual al peso de la misma, W_i , por un coeficiente proporcional a la altura h_i de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables), sin incluir tanques ni apéndices. El factor de proporcionalidad es tal que la relación

V_0/W_0 , siendo V_0 la fuerza cortante basal y W_0 el peso total de la construcción, sea igual a c/Q , donde c y Q se determinan como hemos descrito anteriormente.

La fuerza horizontal P_i , aplicada en el centro de masas del nivel i , está dada por la fórmula

$$P_i = \frac{c}{Q} \left(\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \right) W_0 \quad (4.2.6)$$

La explicación de este método se realizará con la ayuda de una tabla, aplicando la fórmula 4.2.6. Cabe destacar que el factor Q puede cambiar en las dos direcciones que consideremos, por tal motivo se debe hacer una tabla para cada dirección.

NIVEL	W_i (t)	h_i (m)	$W_i h_i$ (t.m)	P_{ix} (t)	V_{ix} (t)
n	D	H	$D \times H = I$	$\frac{c}{Q} \left(\frac{I}{N} \right) M = O$	O
i	C	G	$C \times G = J$	$\frac{c}{Q} \left(\frac{J}{N} \right) M = P$	O+P
2	B	F	$B \times F = K$	$\frac{c}{Q} \left(\frac{K}{N} \right) M = R$	O+P+R
1	A	E	$A \times E = L$	$\frac{c}{Q} \left(\frac{L}{N} \right) M = S$	O+P+R+S
SUMA	A+B+C+D = M		I+J+K+L = N		

TABLA 4.B.4. Tabla en dirección del eje X para el uso del Método Sísmico Estático

Donde n es el último piso del edificio e i es un piso intermedio. En esta tabla se deben de tomar en cuenta todos los pisos de la estructura. A, B, C Y D son los pesos de los pisos. E, F, G y H son las alturas de los puntos donde se considera la masa del piso, con respecto al desplante del edificio.

Una tabla similar se efectúa para el análisis en dirección Y, sólo cambia el factor Q considerado.

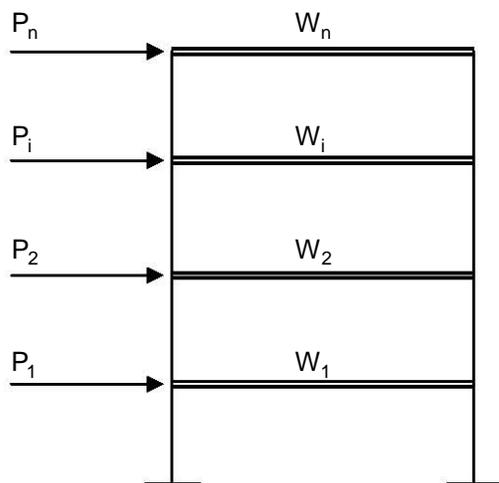


FIGURA 4.2.4. Esquema de Fuerzas Laterales

Valuación de fuerzas sísmicas estimando el periodo fundamental del edificio.

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Complementarias 2004 permiten usar fuerzas cortantes reducidas, siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibración del edificio.

Una forma rápida de aproximar el valor del periodo fundamental es por medio de las siguientes ecuaciones

Para estructuras a base de marcos rígidos de concreto

$$T = 0.075 H^{0.75} \quad (4.2.7)$$

Para estructuras a base de marcos rígidos de acero

$$T = 0.085 H^{0.75} \quad (4.2.8)$$

Para estructuras que tengan muros o diagonales

$$T = 0.050 H^{0.75} \quad (4.2.9)$$

De acuerdo con el valor resultante de T, se aplica una de las dos opciones siguientes:

1. Si $T \leq T_b$ se procede como cuando no se calcula T , pero de manera que la relación $V_0/W_0 = a/Q'$, calculándose a y Q' como se explicó anteriormente, entrando a los espectros de diseño.
2. Si $T > T_b$ se procede de la siguiente forma; la fuerza lateral en la masa i es proporcional a $(k_1 h_i + k_2 h_i^2) W_i$, siendo

$$k_1 = q[1 - r(1 - q)] \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (4.2.10)$$

$$k_1 = 1.5 r q (1 - q) \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i^2} \quad (4.2.11)$$

donde $q = \left(\frac{T_b}{T}\right)^r$. T_b y r se consignan en la tabla 4.2.2

Distribución de las fuerzas sísmicas entre los elementos resistentes del edificio.

Una vez determinadas las fuerzas sísmicas que obran en cada piso de un edificio, tenemos que distribuirlas entre los diferentes elementos resistentes verticales (marcos y/o muros y/o contravientos). En este paso del análisis sísmico hay que tener en cuenta que debido a los efectos dinámicos de la vibración, el momento torsionante que actúa en cada entrepiso se ve en general amplificado y la excentricidad efectiva puede ser mayor que la calculada estáticamente. Por otra parte, la determinación del centro de torsión sólo puede efectuarse con pobre aproximación ya que la rigidez de cada elemento particular se altera por agrietamientos locales, fluencias o por la contribución de elementos no estructurales. Por las dos razones expuestas, los reglamentos de construcción modernos especifican excentricidades de diseño que, según lo que sea más desfavorable, amplifican o disminuyen la excentricidad directa para incorporar la naturaleza dinámica de las torsiones sísmicas en cálculos estáticos. Además, se añade o substraen una excentricidad accidental que considera principalmente incertidumbres en la estimación de masas y rigideces y las componentes rotacionales de los temblores ignoradas en el análisis.

Para construcciones en el D. F., el RCDF especifica que el momento torsionante será igual a la fuerza cortante de entrepiso por la excentricidad que para cada sistema resistente resulte más desfavorable entre $1.5 e_s + 0.1 b$ ó $e_s - 0.1 b$, donde e_s es la excentricidad directa en el entrepiso considerado y b es su máxima dirección en planta medida perpendicularmente a la dirección del movimiento del terreno que se esté analizando. Además, la excentricidad de diseño en cada sentido no será menor que la mitad del máximo valor de e_s para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera, ni se tomará el momento torsionante de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado.

También tenemos que tomar en cuenta que los dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno ocurren simultáneamente, aunque es muy improbable que ambos tengan a la vez su máxima intensidad. El RCDF considera estos conceptos estipulando que cada sección crítica de un edificio debe resistir la suma vectorial de los efectos (desplazamientos y fuerzas internas) de un componente de movimiento del terreno con 0.3 de los del otro, en adición a los efectos de fuerzas gravitatorias.

MÉTODO SÍSMICO MODAL ESPECTRAL

El método modal es aplicable, generalmente, al análisis de la respuesta dinámica de estructuras complejas en su intervalo de comportamiento lineal, en particular al análisis de fuerzas y deformaciones en edificios de varios niveles, debidos a vibraciones del terreno de mediana intensidad del suelo que causan respuestas moderadamente grandes, pero esencialmente no lineales, de la estructura. El método se basa en el hecho de que para ciertas formas de amortiguamiento (que son modelos razonables para muchos edificios), la respuesta de cada modo natural de vibración puede calcularse independientemente de los otros, y las respuestas modales pueden combinarse para determinar la respuesta total. Cada modo responde con su propio patrón de deformación, la forma modal; con su propia frecuencia, la frecuencia modal, y con su propio amortiguamiento modal, y la historia de cada respuesta modal puede calcularse por medio del análisis de un oscilador de un grado de libertad, con propiedades escogidas para ser representativas del modo particular y del grado en que es excitado por el movimiento sísmico.

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

Espectro de respuesta para diseño.

El espectro de respuesta se define como una relación gráfica de la respuesta máxima de un sistema elástico de un grado de libertad, con amortiguamiento a fuerzas o a movimientos dinámicos. Las medidas de respuesta más comunes de respuesta son: el desplazamiento máximo, que es una medida de la deformación en el resorte del sistema; la máxima velocidad relativa, que es una medida de la absorción de energía en el resorte; y la máxima aceleración, que es también una medida de la fuerza máxima del resorte. Los valores espectrales pueden interpretarse como los máximos del movimiento del terreno multiplicados por factores de amplificación dependientes de la zona de frecuencias del espectro.

Idealización estructural.

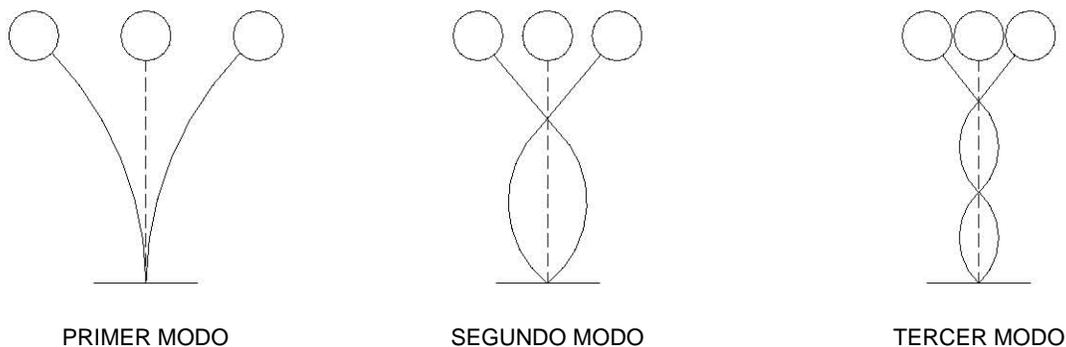
La masa de la estructura se concentra en los pisos; sólo se requiere un grado de libertad por piso (el desplazamiento lateral en la dirección en la que se está analizando la estructura), dando como resultado tantos grados de libertad como número de pisos.

Periodos y formas de vibrar.

Se necesitan los periodos y formas de vibración para cada uno de los modos naturales de vibración que se puedan distribuir significativamente a las cantidades totales de diseño. Estos periodos y formas deben de estar asociados con respuestas moderadamente grandes de la estructura, pero esencialmente lineales, y los cálculos deben incluir solo aquellos componentes del edificio que son efectivos en estas amplitudes. Tales periodos pueden ser más largos comparados con los obtenidos en una prueba de vibración de pequeña amplitud del edificio al ser terminado, o la respuesta a pequeños movimientos sísmicos, debido a los efectos rigidizantes de los componentes no estructurales y arquitectónicos a bajas amplitudes. Sin embargo, durante fuertes temblores, las respuestas medidas de edificios han demostrado que los periodos se alargan, indicando la pérdida de rigidez proporcionada por esos componentes.

Las respuestas de edificios a movimientos sísmicos se deben principalmente a los primeros modos de vibrar. Para determinar los valores de diseño de fuerzas y deformaciones, casi siempre son suficientes tres modos de vibrar en cada dirección lateral para edificios bajos y de mediana altura, pero pueden ser necesarios más modos de vibrar para edificios de gran altura; seis modos en cada dirección serán generalmente suficientes, aunque se requerirán más para chimeneas y para edificios altos en los que el comportamiento es esencialmente como el de una viga en voladizo.

Los modos de vibrar tienen distintas formas, se pueden ejemplificar con los siguientes diagramas



Para edificios el periodo de vibrar de la estructura se puede aproximar como

$$T_{\text{edif}} \approx 0.1 N^{\circ} \text{ de niveles}$$

Respuestas modales.

Las respuestas máximas en cada modo natural de vibración pueden expresarse en término de las propiedades modales y del espectro sísmico de respuesta. Para el enésimo modo el cortante basal es

$$V_{\text{on}} = \frac{a_n}{g} W_n \quad (4.2.12)$$

donde a_n es la ordenada correspondiente al enésimo modo de vibrar, con período natural T_n y relación de amortiguamiento ξ_n , del espectro de respuesta de aceleración; g es la aceleración de la gravedad, y W_n es el peso efectivo o la porción del peso del edificio que participa en el enésimo modo

$$W_n = \frac{\left[\sum_{i=1}^N w_i \varphi_{in} \right]^2}{\sum_{i=1}^N w_i \varphi_{in}^2} \quad (4.2.13)$$

donde w_i es la masa concentrada en el i ésimo piso, φ_{in} es el desplazamiento modal del i ésimo piso y N es el número total de pisos. En la ecuación 4.2.13 se darán valores de W_n que son independientes de la manera en que normalicen los modos. La fuerza lateral en el i ésimo piso en el enésimo modo de vibrar es

$$f_{in} = V_{\text{on}} \frac{w_i \varphi_{in}}{\sum_{j=1}^N w_j \varphi_{jn}} \quad (4.2.14)$$

Al aplicar las fuerzas en los diversos pisos del edificio, su dirección está regida por el signo algebraico de φ_{in} . Así, las fuerzas del modo fundamental actuarán todas en la misma dirección; para los modos segundo o superiores, cambiarán de dirección con la altura de la estructura.

El cálculo subsecuente de fuerzas internas (cortantes y momentos de entrepiso) y deflexiones asociadas con las fuerzas laterales para cada modo, no involucra ningún análisis dinámico. Las cargas laterales se aplican en cada entrepiso, por estática se calculan los cortantes y momentos de entrepiso, y las deflexiones de piso se determinan por medio de un análisis estático de deflexiones. Sin embargo, ya que esto último no es necesario porque las deflexiones de piso v_{in} debidas a las fuerzas laterales f_{in} en el enésimo modo (ecuación 4.2.14) son proporcionales a la forma del modo, y las dos están relacionadas por una expresión sencilla

$$v_{in} = \frac{g}{\omega_n^2 W_i} f_{in} \quad (4.2.15)$$

donde $\omega_n = 2\pi/T_n$ es la frecuencia circular del n -ésimo modo natural de vibrar.

Los cortantes y momentos de entrepiso en los modos individuales se combinarán para determinar sus valores máximos totales, y estos valores totales se distribuyen en los diversos marcos y muros que constituyen el sistema resistente a las fuerzas laterales. En tanto es conveniente en todos los casos, y satisfactorio para muchos edificios, diferir tal distribución hasta que todos los valores modales de las fuerzas de piso hayan sido combinados, los resultados pueden ser erróneos para muros y marcos contraventeados. Para lograr una mejor evaluación de los cortantes y momentos en varios niveles en marcos contraventeados y muros, se deben determinar valores modales individuales para esas cantidades, con base en una distribución apropiada de los valores modales de los cortantes y momentos de entrepiso, y combinados de acuerdo a los procedimientos que no se verán en este trabajo.

De manera similar las magnitudes de las deformaciones no deben determinarse a partir de los desplazamientos totales de piso (después de combinar los valores modales), sino que deben determinarse valores individuales modales y combinarse según ciertos procedimientos que se presentarán. Por ejemplo Δ_i , el desplazamiento lateral en el entrepiso i , debe determinarse combinando los valores modales.

$$\Delta_{in} = v_{in} - v_{i-1,n} \quad (4.2.16)$$

Respuestas totales.

Como se mencionó anteriormente, las respuestas totales de una estructura elástica son la superposición de las respuestas en los modos naturales de vibrar de una estructura, y las respuestas máximas en modos individuales de vibrar pueden determinarse del espectro sísmico de respuesta. Puesto que en general los máximos modales r_n no ocurren de manera simultánea durante los movimientos del terreno, no pueden superponerse directamente para obtener r , el máximo de la respuesta total. La superposición directa de los máximos modales, sin embargo, proporciona un límite superior al máximo de la respuesta total

$$r \leq \sum_{n=1}^N |r_n| \quad (4.2.17)$$

Esta estimación es a menudo muy conservadora y, por lo tanto, no recomendable. Una estimación satisfactoria de la respuesta total puede obtenerse a partir de la siguiente expresión:

$$r \approx \sqrt{\sum r_n^2} \quad (4.2.18)$$

El valor máximo de cualquier respuesta (cortante o momento de entrepiso, cortantes y momentos de varios niveles en muros y marcos contraventeados, desplazamiento lateral de piso y entrepiso, etc.), puede calcularse combinando los valores modales de esa respuesta de acuerdo con la ecuación 4.2.18. La calidad de esta estimación es generalmente buena para sistema con frecuencias bien separadas, una propiedad típicamente válida para las idealizaciones de edificios adoptadas aquí, en los que solo se considera el movimiento lateral en un plano.

Respuestas totales de diseño.

Dos análisis independientes por el método del análisis modal descrito anteriormente, conducen a los efectos de fuerzas laterales asociadas con movimientos del terreno en dos direcciones ortogonales. Las fuerzas y deformaciones de diseño debidas a efectos sísmicos se determinan combinando los resultados de esos análisis independiente, e incluyendo los efectos de movimientos torsionales de la estructura, de movimientos verticales de la estructura debidos a movimientos horizontales del terreno, de la componente vertical del movimiento del terreno y los efectos P - delta.

IV. 3. PROGRAMAS COMERCIALES DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El enfoque de la enseñanza del análisis estructural está cambiando en forma acelerada debido a la profusión del uso y disponibilidad de la computadora. Los costos cada vez más bajos y la capacidad de cálculo siempre creciente han tenido, como era de esperar, un efecto positivo en los programas para el análisis de estructuras. El número y variedad de programas para el análisis y diseño de estructuras ha crecido al mismo ritmo que se han desarrollado las computadoras. Es muy probable que alguno o incluso varios de los programas tales como SAP2000, ETABS, VisualAnalysis, STAAD/Pro, RISA, GT-Strudl, WinStrudl, RAM, Robot, LARSA, 3D+, RSTAB y otros, se encuentren hoy en día en todas las oficinas de cálculo y diseño.

Es posible para un usuario crear un modelo de una estructura relativamente complicada y analizarla para distintas condiciones de carga con mucha facilidad y con conocimientos mínimos del tema. Sin embargo, esto puede traer consecuencias muy negativas, e inclusive catastróficas. Como todo profesional o docente con experiencia sabe, es imposible (y peligroso) sustituir la experiencia y los años de estudio con una computadora. Es muy conocido el adagio en inglés: “garbage-in, garbage-out”. En otras palabras, los resultados que arroja un programa de computadora son tan malos (o buenos...) como los datos que se le ingresan.

Definitivamente hay muchas ventajas en el uso de esta herramienta de cálculo en ingeniería estructural. El uso de la computadora permite optimizar el diseño al ser factible considerar diversos sistemas estructurales, geometría o secciones para una misma estructura en un tiempo razonable. También se puede aumentar la confiabilidad estructural al poder considerarse con relativa facilidad diversos escenarios o combinaciones de cargas más allá de las mínimas requeridas por un código. El mismo objetivo se logra al acercar más el modelo analítico a la

estructura real haciéndolo más sofisticado y detallado (por ejemplo, considerando efectos tridimensionales, etc.). Al reducirse el tiempo para el análisis y diseño, la eficiencia y por ende la competitividad de una empresa de ingeniería se ve beneficiada. En última instancia, el poder prestar menos tiempo a estas tareas, en cierta forma mecánicas, permite dedicarle más tiempo a actividades más creativas.

SAP2000

SAP2000 se basa en un programa escrito en FORTRAN inicialmente desarrollado a comienzos de los años setenta por el Dr. Edward L. Wilson, actualmente profesor emérito de ingeniería civil de la Universidad de California en Berkeley. El programa se llamaba originalmente SAP IV por las siglas en inglés de Structural Analysis Program (Programa de Análisis Estructural).

Existen en la actualidad 4 versiones de SAP2000, conocidas como “*Standard*”, “*Plus*”, “*Nonlinear*” y “*Advanced*” en orden creciente de capacidad.

Al igual que la abrumadora mayoría de los programas de análisis estructural disponibles en forma comercial, el programa SAP2000 está basado en el método de rigidez matricial. No obstante, esto es transparente para el usuario. En ningún momento durante el uso del programa se requiere conocer los detalles de este método, aunque es muy recomendable conocerlo para apreciar mejor las capacidades y limitaciones de SAP2000.

El nombre de SAP ha sido sinónimo de los métodos analíticos innovadores desde su introducción hace más de 30 años. SAP2000 sigue en la misma tradición, ofrece una interfaz muy sofisticada, intuitiva y versátil, impulsada por un artefacto del análisis incomparable y herramientas para ingenieros que trabajan en el transporte, trabajos industriales, públicos, deportes, y otros medios.

Desde su ambiente 3D de objetos modelados gráficamente, hasta la variedad de análisis y opciones del plan, completamente integrada por una interfaz poderosa del usuario, SAP2000 ha demostrado ser el programa que integró la mayoría de las herramientas con un propósito general, productivo y práctico.

Esta interfaz intuitiva le permite crear los modelos estructurales rápidamente e intuitivamente, sin mucho tiempo retrasos en la curva de aprendizaje. Ahora se puede enjaezar el poder de SAP2000 para todos los análisis y tareas planeadas, incluyendo los problemas pequeños que ocurren a diario. Pueden generarse los modelos complejos y pueden mezclarse con plantillas poderosas construidas en la interfaz.

Las avanzadas técnicas analíticas permiten el análisis de la deformación paso a paso, P-Delta Múltiple, análisis de Eigen y Ritz, análisis del cable, tensión o compresión en un análisis, análisis de una explosión, el análisis no lineal rápido para los Apagadores, los métodos de energía para el control de la tendencia y el análisis de la construcción segmentario.

Diseñadores de puentes pueden usar las SAP2000, ya que cuenta con plantillas para los modelos de puente, diseño del puente automatizado con análisis de carga viva, bajo aislamiento en un puente, la sucesión del análisis de la construcción de un puente.

Descripción

SAP2000 es el programa del análisis estructural de mayor calidad para diseñar por computadora. Además de analizar el elemento comercial de uso general, cuenta con herramientas que fueron pensadas principalmente para el uso en las escenas de la ingeniería mecánica. SAP2000 proporciona las capacidades de un análisis poderoso a las aplicaciones del Ingeniero Civil Estructural. Así, SAP2000 empaqueta muchas opciones, que hacen relativamente fácil, planear y analizar las estructuras grandes, sin una curva de aprendizaje prolongada ya que muchas de las capacidades del análisis son, específicamente, alcanzar los mercados del análisis estructural como los edificios, torres y puentes. Las computadoras también encuentran en los mercados otras herramientas estructurales, como la poderosa aplicación de ETABS para el análisis y planeo en pro de construir los sistemas estructurales.

Características

Lo caracteriza el espectro lleno de capacidades del análisis estructural, incluso la estática y los análisis dinámicos para problemas lineales y no lineales, y una colección robusta de técnicas para el análisis en el dominio de la frecuencia, por ejemplo, eigen soluciones. El especial propósito es que se manejen elementos estructurales rápidamente, es uno de los pocos programas comerciales que usan el método del elemento finito, que prontamente se ocupa de cargas vivas en los puentes sin mucho esfuerzo extra del analista. Las técnicas no lineales de análisis normalmente incluyen esos métodos, que la mayoría se encontró en las escenas estructurales, como los momentos secundarios en las columnas, que el programa analiza, y modelos exactos para los materiales estructurales. SAP2002 también incluye las herramientas gráficas para apoyar el arreglo del problema fácilmente, y para ayudar al analista estructural a interpretar los resultados de análisis muy complejos.

ETABS

En casi 30 años, ETABS se ha reconocido como la industria normal para planear y construir análisis con ayuda de un software. Hoy, continuando en la misma tradición, ETABS ha evolucionado en un análisis de edificio completamente integrado y un ambiente gráfico adecuado. El sistema construido alrededor de un objeto físico, se basó en la interfaz gráfica del usuario, impulsó, debido a sus objetivos, los nuevos algoritmos de propósitos especiales para el análisis y diseño, con la interfaz por bosquejar y fabricar, está redefiniendo normas de integración, productividad e innovación técnica.

El modelo integrado puede incluir el momento resistente en marcos, los marcos asegurados, los marcos con secciones de viga reducidas, los suelos rígidos y flexibles, los tejados inclinados, las rampas y el aparcamiento de la estructura, el entresuelo en losa, los edificios tipo torre de hormigón complejo, compuesto o suelo de viga de acero que idean los sistemas. Las soluciones a los problemas complejos como las deformaciones en la zona del tablero, las tensiones de esquila de diafragma y construcción cargando están ahora en las yemas de los dedos de los Ingenieros Estructuristas.

ETABS es la solución, si usted está diseñando un 2D marco simple o está realizando un análisis dinámico de una torre compleja, que utiliza los apagadores no lineales para la tendencia de enterrar la historia.

ETABS es un programa sumamente versátil y poderoso con muchos rasgos y funciones.

El programa incluye ayuda en línea extensa, que está disponible cuando quiera, la interfaz gráfica está abierta. La documentación es accesible en dos formularios: un estilo de Windows normal de archivo de ayuda, y una documentación extensa tipo biblioteca. Se puede acceder al estilo de ayuda de Windows, haciendo clic en el menú de Ayuda y seleccionando "investigue la ayuda adelante", o apretando F1 y activando la llave delante del teclado. Si la llave de F1 se aprieta mientras un formulario está abierto, la ayuda relacionada a ese formulario se desplegará. El estilo de ayuda de Windows proporciona la guía con respecto a entrar en los datos en varios de los formularios usados en el programa. A menudo también clarifica el significado de los datos entrando en los formularios. La biblioteca de la documentación es una serie de archivos PDF que pueden verse o imprimirse usando el programa Acrobat Reader en sus versiones recientes. Acceda a la biblioteca de la documentación usando el menú de ayuda que la documentación y guías didácticas ordenan, qué planteará el formulario de la documentación de ETABS. Este formulario despliega varias categorías de documentación disponible. Haciendo doble clic en el nombre de la categoría que se requiere información se desplegará una lista al individuo de documentos en que están disponibles. Verifique bien la categoría, ya que algunas categorías también tienen subcategorías.

Apreciación global del Programa

ETABS es un programa del análisis estructural basado en el elemento finito, autosuficiente con las características de los propósitos especiales para objetivo estructural y analítico de construir los sistemas. Empotrado bajo la interfaz del usuario simple, es intuitivo.

Contiene métodos numéricos muy poderosos, procedimientos de planeación internacional y códigos que le permiten ser versátil y productivo, si usted está diseñando un marco en 2 dimensiones simples o está realizando un análisis dinámico de aislamiento bajo de una torre compleja.

El Concepto fundamental

ETABS trabaja fuera de de una base de datos integrada. El concepto básico es eso, usted crea a sólo un modelo que consiste en los sistemas del suelo y verticales, sistemas de fuerzas laterales

para analizar y diseñar el edificio entero. Todo lo que se necesita se integra en un análisis versátil objetivo del sistema con una interfaz del usuario. No hay ningún módulo externo que se necesite dar mantenimiento. Los efectos en una parte de la estructura y los cambios en otra parte son instantáneos y automáticos.

La variedad de Opciones

Los métodos de análisis incluyen una gran variedad de opciones estáticas y dinámicas. El modelo integrado puede incluir, entre otros, suelos complejos compuestos que se idean en los sistemas con las aperturas y proyecciones, sistemas de vigas, momentos resistentes en marcos, sistemas de suelos rígidos y flexibles, tejados inclinados, rampas y aparcamiento de las estructuras, edificios tipo torre múltiples,

Los Métodos numéricos

Los métodos numéricos que analizan el edificio permiten planear el acero y engalanan los suelos, los sistemas de concreto que pueden transferir automáticamente sus cargas a las vigas principales. El elemento finito automatizado que enreda los sistemas del suelo complejos con la interpolación del desplazamiento automatizado a las transiciones, acopladas con el análisis de Ritz para la dinámica, la inclusión de las hechuras de flexibilidad del diafragma que efectúa en el análisis práctico. Las opciones del análisis dinámico verticales le permiten incluir los efectos de los componentes del movimiento vertical de la tierra en un análisis sísmico.

Le permite realizar evaluaciones detalladas de vibración del suelo vertical, además de los métodos empíricos tradicionales que también son construidos en el software. Se han dirigido problemas especiales asociados con construir las estructuras tipo con técnicas numéricas personalizadas, que le permiten incluir sus efectos en su análisis fácilmente.

Los problemas especiales incluyen, entre otros, cálculo de centros de rigidez, efectos P-delta globales y locales, la inclusión de las juntas en tableros en la zona de deformaciones, los efectos de las juntas para fines de cálculo de la zona rígida, y desplazamientos de miembros debidos a los puntos cardinales de una sección.

Las Capacidades avanzadas

Los métodos numéricos más avanzados incluyen las opciones sofisticadas para los apagadores no lineales modelados, el análisis de Pushover, el aislamiento bajo, la construcción, golpes estructurales y levantamientos. Los datos que comparten con otros programas del software le permite transferir la información de la base de datos de ETABS para el uso con otros paquetes del software. Algún uso de éstos, entre otros, es la compatibilidad con el programa de dibujo AutoCAD, fundación y análisis de la tabla que usan la CAJA FUERTE, e información por detallar de paquetes que usan CIS/2 Step con los archivos.

STAAD

Todos pueden diseñar y analizar estructuras por medio de STAAD.etc, esta herramienta permite, sin muchos conocimientos de dicho programa, realizar modelos congruentes de forma fácil y rápida. Con STAAD.etc, los cálculos que requieren hacer a mano los efectúa en forma rápida y segura. Cuenta con código y referencias de texto, con procedimientos especiales para cada parte del proceso de la entrada de datos. STAAD.etc entrega los gráficos interactivos y dinámicos para la aprobación y comprobación para cada paso durante el proceso del plan.

STAAD.etc se une con STAAD.Pro. Módulos dentro de STAAD.etc que se unen para que usted pueda reunir el trabajo del plan entero juntos. Por ejemplo, si planea una columna en un fundamento rectangular, y tiene la toma de módulo de fundamento en los datos del otro programa, puede relacionarlos. Después de guardar el archivo en ambos planes, cualquier cambio en la columna original diseñada se reflejará en el otro y todos los módulos se unen a él automáticamente al cambio.

STAAD.etc está basado en Reglamentos de Estados Unidos y en los códigos de estándares aprobados internacionalmente. STAAD.etc proporciona las unidades personalizadas. Use las unidades normales y globales o especifique las unidades de los individuos para cada artículo de los datos. Por ejemplo, la longitud puede estar en pies mientras el espesor está en los milímetros. STAAD.etc realiza la conversión para usted

Facilidad de uso

Los módulos de STAAD.etc enfocan, en las facetas múltiples de la ingeniería, componentes en el proceso de planeación del trabajo. Los módulos incluyen el análisis y diseñan para acero, hormigón, madera, albañilería y accesorios de la obra como las vigas, columnas, las tablas, retención de taludes, conexiones y mucho más. STAAD.etc usa una interfaz común para estandarizar la entrada y mecanismos de rendimiento que se usan comúnmente. Tiene los botones "Luego" y Atrás para guiar al usuario a ingresar todos los datos necesarios. HTML contexto-sensibles ayudan, las guías didáctica multimedia y "las puntas de ayuda para cada dato ingresado en el artículo clarifican cualquier incertidumbre durante la fase de entrada. Los gráficos dinámicos e interactivos validan la entrada incluyendo visualmente: "unidades incorrectas o valores pueden recogerse en el gráfico". Se resaltarán los valores de entrada en el gráfico y viceversa.

Todos los módulos de STAAD.etc producen el mismo tipo de rendimiento, así datos se estandarizan. Todo el proceso contiene tres partes: la bandeja de resultados, los cálculos del plan y el dibujo gráfico. Cuando es aplicable, algunos módulos también contienen una cuarta parte del contenido de la fuerza o diagramas de distribución de tensión.

STAAD.etc nos ayuda con un proyecto que requiere varios tipos diferentes de combinaciones, lo hace sumamente simple crear y manejar. Otra aplicación en la guía al usuario es, escogiendo combinación para crear y el código rural para diseñar. Un comando principal simple pero poderoso, puede usarse al oleaje a través de todos los trabajos en un proyecto, pueden establecerse las plantillas para los datos predefinidos personalizados y pueden manejarse los componentes unidos. STAAD.etc permite unirse con ciertos módulos a otros para que puedan

pasarse los datos transparentemente de un módulo a otro (es decir una columna y un fundamento). Los cambios en uno de los módulos se reflejarán automáticamente en los módulos en donde se tenga relación. Un usuario de STAAD.etc puede crear un juego personalizado de módulos integrados.

La versatilidad de STAAD.Pro ha ayudado a las consultorías de ingeniería y se ha convertido en una opción fácilmente de encontrar en el mercado, incluso para empresas pequeñas. STAAD.Pro usa una interfaz por encima de 60 autoridades locales y encima de 90% de universidades Inglaterra que enseñan la Ingeniería Estructural usan las herramientas de STAAD.Pro porque es fácil usar. Las innovadoras características de STAAD.Pro hacen una interfaz del usuario, la visualización labra con herramienta, el análisis poderoso y artefactos del plan con el elemento finito avanzado y las capacidades del análisis dinámicas. De la generación ejemplar, análisis y plan, al la visualización y comprobación del resultado, STAAD.Pro es la opción profesional para acero, hormigón, madera, aluminio.

CAPÍTULO V

DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES DINÁMICAS

V. 1. DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO

El equipo que se utilizó para la determinación de las propiedades dinámicas de la estructura, consta de acelerómetros fabricados por la empresa Terra Technology. El nivel de aceleración máxima que pueden registrar es de 0.25 veces la gravedad, y no solo permiten el registro de movimientos fuertes como el caso de sismos, sino también el registro de pequeñas vibraciones producto de excitaciones ambientales tales como el tránsito de vehículos, funcionamiento de equipos internos, etc.



FIGURA 5.1.1. Acelerógrafo tipo usado para el registro de señales de vibración ambiental

El acelerómetro de tipo de compresión, como se muestra en la figura 5.1.2, fue el primer tipo a ser desarrollado. Por lo general, se prefiere el acelerómetro del tipo de cizallamiento, configurado de tal manera que el elemento activo está sujeto a fuerzas de cizallamiento. También hay otros tipos de diseños para acelerómetros.

Se puede considerar al acelerómetro piezoeléctrico, como el transductor estándar para medición de vibración en máquinas. Se produce en varias configuraciones, pero la ilustración del tipo a compresión, sirve para describir el principio de la operación. La masa sísmica está sujeta a la base con un perno axial, que se apoya en un resorte circular. El elemento piezoeléctrico está ajustado entre la base y la masa. Cuando una materia está sujeta a una fuerza, se genera una carga eléctrica entre sus superficies. Hay muchas materias de este tipo, el cuarzo se usa más. También hay materiales piezoeléctricos sintéticos que funcionan bien, y en algunos casos, son capaces de funcionar a temperaturas más altas que incluso el cuarzo. Si se incrementa la temperatura de un

material piezoeléctrico, se va llegar al llamado "punto curie" o " temperatura curie", y se pierde la propiedad piezoeléctrica. Una vez que esto pasa, el transductor está defectuoso y no se puede reparar.

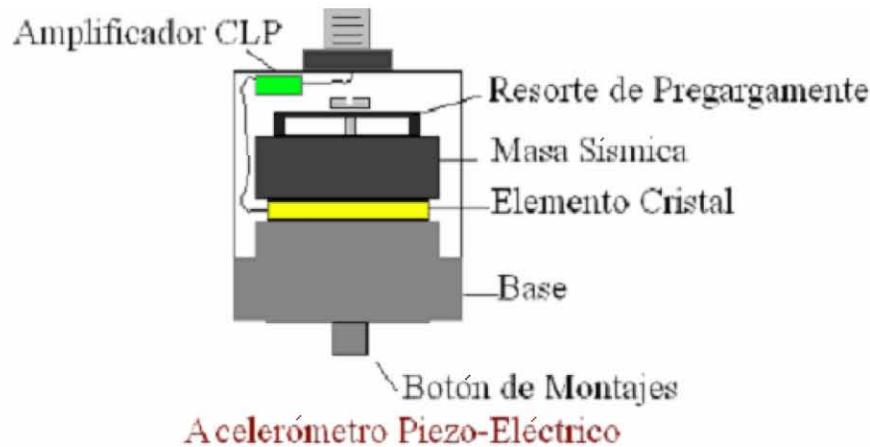


FIGURA 5.1.2. Primer Acelerómetro

Cuando se mueve el acelerómetro en la dirección arriba abajo, la fuerza que se requiere para mover la masa sísmica esta soportada por el elemento activo. Según la segunda ley de Newton, esa fuerza es proporcional a la aceleración de la masa. La fuerza sobre el cristal produce la señal de salida, que por consecuente es proporcional a la aceleración del transductor. Los acelerómetros son lineales en el sentido de la amplitud, lo que quiere decir, que tienen un rango dinámico muy largo. Los niveles más bajos de aceleración que puede detectar son determinados únicamente por el ruido electrónico del sistema electrónico, y el límite de los niveles más altos es la destrucción del mismo elemento piezoeléctrico. Este rango de niveles de aceleración puede abarcar un rango de amplitudes de alrededor de 10, lo que es igual a 160 dB. Ningún otro transductor puede igualar esto.

El acelerómetro piezoeléctrico es muy estable sobre largos periodos. Mantendrá su calibración si no se le maltrata. Las dos maneras de que se puede dañar un acelerómetro son: la exposición a un calor excesivo y la caída en una superficie dura. Si se cae de una altura de más de un par de pies, en un piso de concreto, o en una cubierta de acero, se debe volver a calibrar el acelerómetro para asegurarse que el cristal no se cuarteó. Una pequeña cuarteadura causará una reducción en la sensibilidad, también afectará de manera importante a la resonancia y a la respuesta de frecuencia. Es una buena idea calibrar los acelerómetros una vez al año, si están en servicio con colectores de datos portátiles.

El rango de frecuencias del acelerómetro es muy ancho, y se extiende desde frecuencias muy bajas en algunas unidades hasta varias decenas de kilohertzios. La respuesta de alta frecuencia está limitada por la resonancia de la masa sísmica, junto con la elasticidad del piezoelemento. Esa resonancia produce un pico importante en la respuesta de la frecuencia natural del transductor, y eso se sitúa normalmente alrededor de 30 kHz para los acelerómetros que se usan normalmente.

Una regla general es que un acelerómetro se puede usar alrededor de $1/3$ de su frecuencia natural. Datos arriba de esta frecuencia se acentuarán debido a la respuesta resonante, pero se pueden usar si se toma en cuenta este efecto.

La mayoría de los acelerómetros que hoy en día se usan en la industria son del tipo "PCI", lo que quiere decir, que tienen un preamplificador interno de circuito integrado. Este preamplificador recibe su energía de la polarización de la corriente directa por el alambre de la misma señal, así que no se necesita alambrado suplementario. El aparato con que está conectado éste, debe tener su fuerza de corriente directa disponible para este tipo de transductor. El acelerómetro PCI tendrá un límite de baja frecuencia, debido al mismo amplificador y este se sitúa generalmente a 1 Hz para la mayoría de las unidades disponibles comercialmente. Algunas unidades fueron diseñadas especialmente para ir hasta 0, 1 Hz si se necesita datos de muy baja frecuencia.

Cuando se conecta un acelerómetro PCI a la fuente de energía, el amplificador necesita unos segundos para estabilizarse. Durante este tiempo cualquier dato, que la unidad recogerá, será contaminado por las lentas variaciones del voltaje. Por esa razón, los recopiladores de datos deben de tener un retraso integrado, para asegurar que la unidad está en condición estable. Si el retraso es demasiado breve, la forma de onda de tiempo tendrá una rampa de voltaje en forma exponencial superpuesta sobre los datos, y en el espectro se verá una característica creciente de muy baja frecuencia a veces llamada bajada de ski. Este se debe evitar, ya que compromete el rango dinámico de la medición.

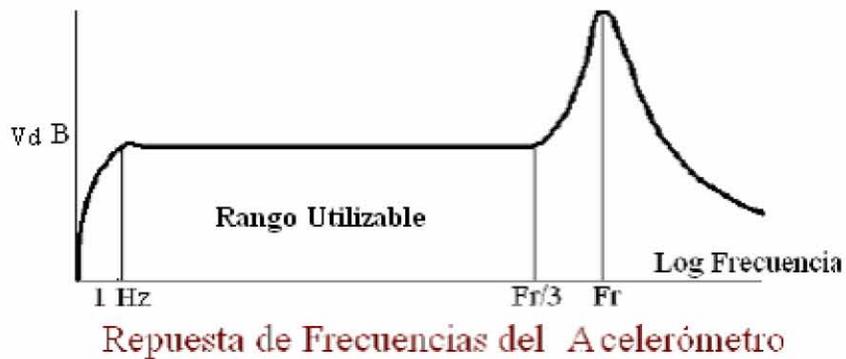


FIGURA 5.1.3. Respuesta de Frecuencias del Acelerómetro

La frecuencia de resonancia de un acelerómetro depende mucho de su montaje. El mejor tipo de montaje siempre es el montaje con botón, todo lo demás limitará el rango de frecuencia efectivo de la unidad.

Cuando se coloca un acelerómetro es importante que la ruta de vibración desde la fuente hacia el acelerómetro sea la más corta posible, especialmente si se está midiendo la vibración en rodamientos con elementos rodantes.

V. 2. LOCALIZACIÓN DEL EQUIPO

Los puntos de medición se deben elegir dependiendo el tipo de estructura que se tiene, incluso, interviene el tipo de elemento del cual se pretende obtener información. Para estructuras de edificios, este punto de medición se debe colocar en el centro de rigidez, ya que capta mejor los movimientos sin interferencia de otras cuestiones. En ocasiones no es posible colocar los aparatos en el centro de rigidez, se debe procurar ubicarlos lo más cerca posible de éste. Esto no implica, que si por algún motivo no podemos instalarlos en el lugar óptimo, no vamos a obtener los datos requeridos, solamente la posición óptima nos facilitará el trabajo.

Con base en las características y distribución de elementos estructurales del edificio, se seleccionaron diversos puntos de medición, distribuidos en la planta y elevación, para realizar el estudio de vibración ambiental, este estudio encaminado a la determinación de las propiedades dinámicas del inmueble. En la figura 3.1.3, se presenta la planta tipo del edificio que sirvió de base para ubicar los puntos de medición. Para medir los movimientos torsionales, sobre la azotea, se seleccionaron dos puntos (coordenadas 7-I y 4-J). Para el cálculo de formas modales y movimientos traslacionales del edificio, se seleccionó un punto en la azotea y en los pisos 18, 14, 10, 6, 2 y sótano (coordenadas 7-I).

Con el propósito de eliminar las incertidumbres en las mediciones ocasionadas por elementos que no nos interesan medir en las señales, se llevaron a cabo dos campañas de mediciones en días y horas diferentes.

V. 3. ANÁLISIS DE FOURIER

La Transformada de Fourier se encarga de transformar una señal del dominio del tiempo, al dominio de la frecuencia, de donde se puede realizar su antitransformada y volver al dominio temporal.

Un ejemplo de representación en frecuencia, puede ser el ecualizador de un equipo de música. Las barras que suben y bajan, indican las diferentes componentes frecuenciales de la señal sonora que estás escuchando. Esto, lo hace ni más ni menos que un integrado que realiza precisamente la transformada de Fourier de la forma más rápida posible (FFT, o Fast Fourier Transform).

El trabajo con la señal en frecuencia, no solo sirve como información, sino que se puede modificar, de forma que es ampliamente utilizada en filtros, procesado de la imagen y el sonido, comunicaciones (modulaciones, líneas de transmisión, etc.) y otro tipo de aplicaciones más curiosas: estadística, detección de fluctuaciones en los precios, análisis sísmico, etc.

Desarrollo en serie de Fourier para señales periódicas

Se busca poner cualquier función $x(t)$ como una suma de senos y cosenos, esto es, como una suma de $e^{jk\omega_0 t}$ puesto que cualquier función senoidal se puede poner en forma de exponencial compleja.

Para una señal periódica definimos el desarrollo en serie de Fourier como:

$$x(t) = \sum_{k=-\infty}^{\infty} a_k e^{jk\omega_0 t} \quad (5.3.1)$$

A la vista de la exponencial compleja podemos observar que al variar los valores de k tenemos una función periódica de periodo:

$$T = \frac{2\pi}{\omega_0} \quad (5.3.2)$$

Los coeficientes del desarrollo en serie de Fourier se calculan:

$$a_k = \frac{1}{T_0} \int_{\langle T_0 \rangle} x(t) e^{-jk\omega_0 t} dt \quad (5.3.3)$$

La transformada de Fourier

La transformada de Fourier se emplea con señales que no son periódicas a diferencia de la serie de Fourier. Las condiciones para poder obtener la transformada de Fourier son (Condiciones de Dirichlet):

- Que la señal sea absolutamente integrable, es decir:

$$\int_{-\infty}^{\infty} |x(t)|^2 dt < \infty \quad (5.3.4)$$

- Que tenga un grado de oscilación finito.
- Que tenga un número máximo de discontinuidades.

La transformada de Fourier es un caso particular de la transformada de Laplace, y se define como:

$$x(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t) e^{-j\omega t} dt \quad (5.3.5)$$

Y su antitransformada se define como:

$$x(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} x(\omega) e^{j\omega t} d\omega \quad (5.3.6)$$

La transformada de Fourier se usa con señales no periódicas, pero con la invención de la función delta(t), a principios de este siglo, es posible calcular la transformada de Fourier de una señal periódica.

Desarrollo en serie de Fourier para señales discretas periódicas

Los sistemas, que trabajan con señales procedentes de un muestreo previo, están cada día más extendidos. En el trabajo con ordenador, no nos queda más remedio, que trabajar con muestras tomadas lo más juntas posibles (es decir, es mejor en cuanto mayor frecuencia de muestreo), por lo que la teoría de Fourier en el caso discreto toma predominancia.

La serie de Fourier discreta es simplemente una modificación de la serie de Fourier tradicional, pero sustituyendo las integrales por sumas de las muestras, y el periodo ahora en vez de ser T (número real) será N, siendo N un número entero, de forma que se define la serie de Fourier discreta como:

$$x[n] = \sum_{n=\langle N \rangle} a_k e^{jk\Omega t} \quad (5.3.7)$$

siendo ahora $\Omega = \frac{2\pi}{N}$

Se cumplirá ahora que $x[n] = x[n + N]$ puesto que N es el periodo fundamental.

Para obtener los coeficientes del desarrollo en serie de Fourier:

$$a_k = \frac{1}{N} \sum_{n=\langle N \rangle} x[n] e^{-jk\Omega n} \quad (5.3.8)$$

La transformada discreta de Fourier (DFT)

Tal como pasa en el caso continuo, la serie de Fourier discreta es aplicable solamente a señales periódicas. Para señales no periódicas aplicamos la transformada de Fourier discreta, que podemos deducir a partir de la transformada de Fourier continua.

Pasamos de tiempo continuo a tiempo discreto con un cambio de variable $\Omega = \omega T$, y obtenemos la transformada discreta de Fourier de $x[n]$:

$$xp(\Omega) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} x[n] e^{-j\Omega n} \quad (5.3.9)$$

En mediciones de sistemas estructurales, la señal que usamos se obtiene a través de un instrumento analógico digital, por lo que la representación de la transformada de Fourier se realiza en forma discreta en un lapso de tiempo T .

El algoritmo FFT (Fast Fourier Transform)

La transformada rápida de Fourier es, simplemente, un algoritmo rápido para la evaluación numérica de integrales de Fourier desarrollado en los laboratorios de IBM, y su importancia radica en la rapidez de cálculo conseguida, importante en ANALOGIA.EXE, pero mucho más en otro tipo de aplicaciones: ecualización y filtrado en equipos de audio/vídeo en tiempo real, comunicaciones, etc.

Evidentemente, hacemos uso del mismo en el programa para obtener rápidamente el espectro de la señal a partir de la señal temporal de entrada, aunque se podría haber hecho a partir de la integral discreta de Fourier, siendo en este caso necesario mucho más tiempo de cálculo.

La diferencia de velocidad de cálculo, entre la tradicional transformada discreta y la FFT, aumenta según aumenta el número de muestras a analizar, según se puede apreciar en la figura 5.C.1, ya que mientras una aumenta el número de operaciones necesarias para la resolución de forma exponencial, la otra lo hace de forma prácticamente lineal.

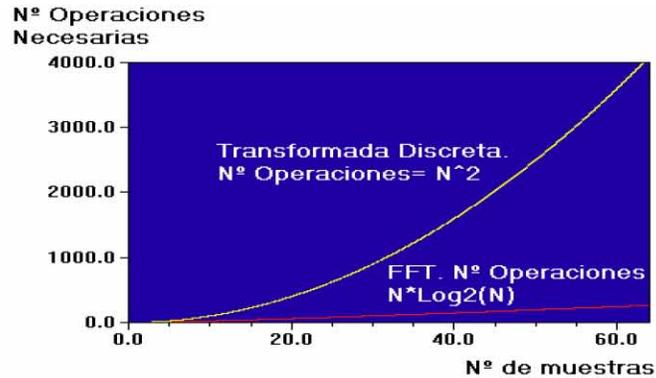


FIGURA 5.3.1

V. 4. PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE SEÑALES

Una señal se describe como una cantidad física que varía con el tiempo, el espacio o cualquier otra variable o variables independientes. Matemáticamente, describimos una señal como una función de una ó más variables independientes.

Algunos ejemplos, del incontable número de señales naturales que se pueden encontrar en la práctica, son las señales de voz, los electrocardiogramas y los electroencefalogramas son ejemplos de señales que llevan información y que varían como funciones de una única variable independiente, en el tiempo. Una imagen constituye un ejemplo de una señal que varía con dos variables independientes. Las dos variables independientes en este caso son las dos coordenadas espaciales.

Asociados a las señales naturales se encuentran los medios con los que se generan. Por ejemplo, las imágenes que se obtienen exponiendo película fotográfica ante un paisaje u objeto.

Amplitud y Fase

Por la forma de la integral que define la transformada de Fourier, se induce que a pesar de que la señal de entrada $x[i]$ sea real o compleja, la transformada de Fourier $X[k]$ es siempre compleja. Con base en esto se puede obtener 2 tipos de información: la amplitud y la fase. En análisis de señales se dice que el espectro de amplitud es una función de simetría par y el espectro de fase de simetría impar.

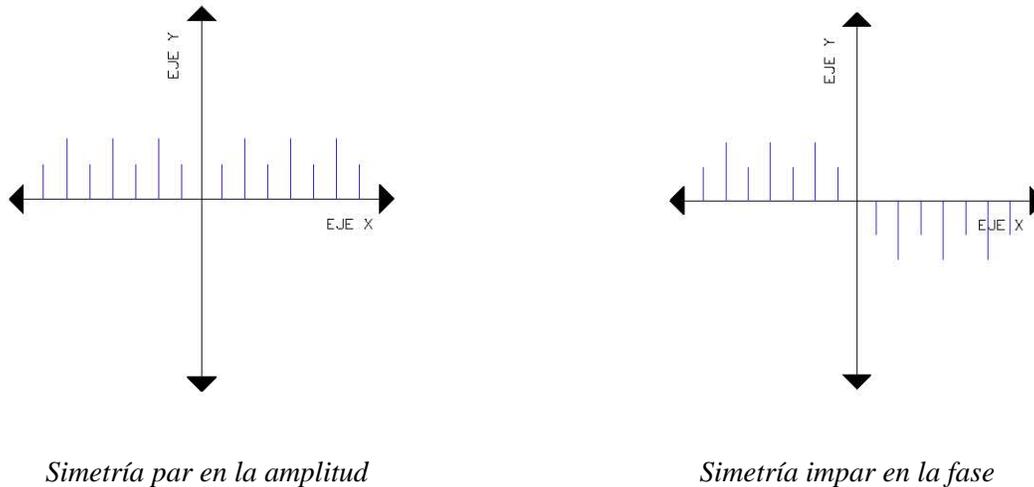


FIGURA 5.4.1. Descripción de la simetría en la amplitud y en la fase

Para lograr un modelo matemático congruente con su respuesta real, se realizó, como parte de este estudio, un estudio de vibración ambiental para determinar las propiedades dinámicas del edificio, ubicado en Reforma 51, las cuales sirvieron de base para calibrar los modelos matemáticos que se utilizaron en el análisis estructural del mismo.

El estudio de mediciones de vibración ambiental sobre la estructura, incluyó mediciones de campo libre para obtener los espectros de sitio correspondientes e identificar la posible interacción suelo-estructura.

A continuación se describen brevemente las actividades realizadas en este estudio.

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 registrarán las señales en los equipos de medición. La definición de estos niveles fue dependiente del “ruido” o excitaciones locales existentes en el edificio, para evitar la saturación de la memoria de almacenamiento de los instrumentos por el disparo continuo de estos.

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 comportamiento del edificio ante excitaciones producidas por ruido ambiental, fue de especial interés que, las señales registradas en los equipos de medición, tuvieran 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, fue necesario interconectar los equipos 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 realizó en 3 direcciones ortogonales (2 horizontales y una vertical), las cuales se almacenaron momentáneamente en la memoria de estado sólido del instrumento. Posteriormente, las señales fueron extraídas mediante una computadora personal para su análisis y procesamiento.

4.- Identificación de 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 determinaron las frecuencias propias de la estructura, los amortiguamientos y modos de vibrar correspondientes. 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 fig. 5.4.2.



FIGURA 5.4.2. Ambiente del programa Labview

Estas señales muestran registros de Aceleración vs. Tiempo, medidos en tres direcciones ortogonales (dos horizontales y una vertical) en el edificio.

El programa Labview nos muestra las frecuencias del sistema aplicando la transformada de Fourier, el programa puede transformar las señales del campo de las aceleraciones al campo de la frecuencia. Nuestro trabajo consiste en identificar las frecuencias dominantes que corresponden al movimiento sísmico, para ello este programa nos brinda herramientas muy útiles, como son:

Espectro de potencia. Se obtiene al elevar al cuadrado las ordenadas del espectro de Fourier y sirve para identificar mayor claridad las frecuencias dominantes, ya que al elevar al cuadrado un número grande, éste aumenta, mientras que si elevas al cuadrado un número pequeño este tiende a disminuir.

Espectro cruzado. Es muy similar al espectro de potencia y lo utilizamos para corroborar las frecuencias dominantes.

Función de coherencia. Nos indica la relación que existe entre las dos señales analizadas, revela si una señal del sistema fue originada por una señal de entrada en su base, es decir, si analizamos una señal en la azotea y una en algún piso intermedio, la coherencia nos revelará si la señal de la azotea se produjo por la misma causa que la del piso intermedio. La coherencia tiene un rango entre 0 y 1, que nos muestra el porcentaje que hay de parentesco. Para una señal de sismo en un edificio es suficiente que la coherencia oscile entre valores de 0.8 a 1.

Función de fase. Es un indicador de movimiento relativo que experimenta un punto de medición respecto a otro. El rango de este parámetro es de 0° a $\pm 180^\circ$. Cuando la fase es 0° , nos indica que el movimiento, de los dos puntos referidos, se produce en la misma dirección. Por otro lado, cuando la fase es de 180° , podemos concluir que la dirección de los movimientos es opuesta.

Función de transferencia. Se obtiene mediante el cociente de dos señales. Es un indicador de la amplificación que se puede presentar entre un punto de medición y otro. Nos sirve para dibujar la forma modal ya que es el inverso de la transferencia.

Con el análisis de espectros de potencia, funciones de transferencia en amplitud y fase, y funciones de coherencia se pueden determinar las características dinámicas de un sistema estructural, como son las frecuencias de vibración, las formas modales y los niveles de amortiguamiento.

Determinación de frecuencias.

El comportamiento dinámico de una estructura puede no solo depender de una frecuencia de vibrar. El cálculo de las frecuencias de vibrar de estructuras ligeramente amortiguadas, como es el caso de edificios, puede obtenerse en función del espectro de amplitudes de Fourier. Se logra una mejor estimación utilizando las características de espectros de potencia y funciones de transferencia. En el espectro de potencia de una señal de salida, las frecuencias asociadas a los picos no necesariamente corresponden a las frecuencias propias de vibrar de la estructura (frecuencias de resonancia de modos normales); también pueden corresponder a las frecuencias características de la excitación y ruido.

Para encontrar las frecuencias que corresponden a modos normales se hace uso del concepto de función de fase. En estructuras ligeramente amortiguadas, el espectro de transferencia de fase mostrará la relación de fase entre dos puntos cualesquiera donde hayan sido colocados instrumentos de medición, debido a que este es un espectro cruzado, normalizado respecto al

espectro de alguno de los puntos. De este modo, si para una frecuencia dada existe una relación de fase cero ó 180° entre estos instrumentos, significa que esta frecuencia corresponde a un modo normal de la estructura.

Si existe una cantidad de ruido extraño en las mediciones de salida, el acoplamiento de este ruido entre los modos normales puede distorsionar los resultados. Sin embargo, problemas de este tipo pueden revelarse por mediciones de coherencia y fase en los datos de salida, ya que la función de coherencia, entre las mediciones con ruido y todas las otras mediciones, estará alejada de la unidad. Además, un acoplamiento entre modos normales causará que los datos de fase entre el mínimo de alguna de las mediciones sean más que diferente a cero o 180°. Por lo tanto, como regla general, el espectro de potencia no debe ser usado para definir una forma modal normal, a menos que las mediciones produzcan coherencia cercana a la unidad y fase cercana a cero o a 180° con todas las otras mediciones de salida.

Determinación de formas modales.

El cálculo de las formas modales se puede llevar a cabo en función de los desplazamientos de los niveles respecto a un nivel de referencia, que generalmente es la azotea. Por otro lado, las formas modales también pueden obtenerse a partir de los espectros de potencia de la señal de salida. Para una frecuencia f_i , los desplazamientos modales se pueden obtener con la ecuación 5.D.1.

$$\theta_i(y_j) = [G_{y_j y_j}(f_i)]^{1/2} \quad i = 1, 2, 3, \dots \quad ; \quad j = 1, 2, \dots, r \quad (5.4.1)$$

donde:

$\theta_i =$	Forma modal en el nivel j asociado a la frecuencia f_i
$y_j =$	Señal de respuesta en el nivel j
$G_{y_j y_j}(f_i) =$	Ordenada del espectro de potencia de la señal de salida.
$f_i =$	Frecuencia del modo normal i
$j =$	Nivel del edificio don de esta colocado en instrumento de medición.
$r =$	Número de niveles instrumentados en el edificio.

Para la obtención de los modos de vibrar de una estructura, es altamente recomendable contar con información alterna, como la estimación de formas modales normales a partir de estudios analíticos. El número mínimo de instrumentos simultáneos n_i , que se requieren para definir el modo i es igual a su orden, por ejemplo, si se desea obtener el segundo modo, n_i tendría que ser 2.

Se recomienda que para determinar los 3 primeros modos de vibrar en edificios entre 6 y 20 niveles, se debe instrumentar un mínimo de 3 niveles intermedios, más los extremos, aunque en

términos generales, el número de niveles instrumentados dependerá de la altura total del edificio, la configuración arquitectónica y cambios notables en rigidez o masa de la estructura.

Mediante una distribución racional de los instrumentos de medición y empleando la metodología descrita anteriormente, se pueden obtener las formas modales de traslación y de torsión en un edificio. Las formas modales en traslación se obtienen analizando las señales de equipos colocados en puntos cercanos a los centros de torsión, de tal forma que los desplazamientos torsionales se minimicen. Las formas modales en torsión pueden encontrarse relacionando las señales de equipos colocados en un mismo nivel. Para la determinación del modo fundamental en torsión, es común colocar los instrumentos en la azotea del edificio y lo más alejado posible del centro de torsión, en donde los desplazamientos son máximos. Además, el espectro de fase requiere que las direcciones de los instrumentos sean paralelas entre sí.

Es importante mencionar que la aplicación de esta técnica, para el cálculo de las formas modales, está limitada al caso donde la relación de amortiguamiento sea pequeña, es decir $\xi < 0.05$, lo cual se cumple en la mayoría de los edificios. Esta limitante se debe a que los picos del espectro de potencia de salida, están asociados a las frecuencias de resonancia f_r y no a las frecuencias naturales sin amortiguamiento f_n . Para valores pequeños de amortiguamiento, la frecuencia de resonancia será aproximadamente igual a la frecuencia natural sin amortiguamiento, como se puede observar en la ecuación 5.D.2.

$$f_r = f_n \sqrt{1 - 2\xi^2} \quad (5.4.2)$$

donde:

- f_r = frecuencia de resonancia
- f_n = frecuencia natural sin amortiguamiento
- ξ = amortiguamiento

Determinación del amortiguamiento.

El nivel de amortiguamiento de una estructura, es un parámetro difícil de estimar en forma precisa. Al respecto, existen diferentes formulaciones experimentales para estimar el porcentaje de amortiguamiento crítico de una estructura a escala natural, entre las cuales se puede mencionar el método de decremento logarítmico, el de la amplificación en resonancia, el de la curva de resonancia y el método de Kawasumi y Shima, entre otros.

Dada la calidad de las señales registradas en el edificio que se analiza en este trabajo, el cálculo del amortiguamiento de la estructura se llevó a cabo con el método de Kawasumi y Shima. Este método utiliza espectros de potencia definidos de forma clara, con buena resolución y suponiendo condiciones de ruido blanco (hipótesis generalmente usada en vibración ambiental).

Si se toma como referencia el espectro de potencia mostrado en la figura 5.D.3, el cálculo del nivel de amortiguamiento ξ , empleando el método de Kawasumi y Shima, se lleva a cabo con las ecuaciones 5.4.3 y 5.4.4.

$$\xi \cong \frac{A}{2} \left(1 - \frac{3}{8} A^2 \right) \quad (5.4.3)$$

$$A = \left(\frac{w_2^2 - w_1^2}{w_2^2 + w_1^2} \right) \quad (5.4.4)$$

donde los valores de frecuencia w_1 y w_2 se obtienen al trazar una línea horizontal a una altura de $Y_{MÁX} / \lambda$. Comúnmente es utilizado un valor de 2 para la constante λ .

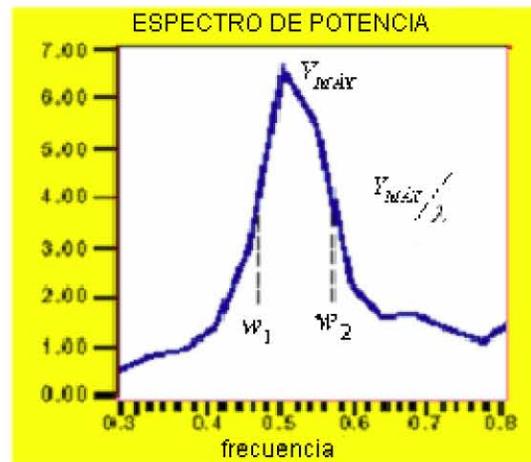
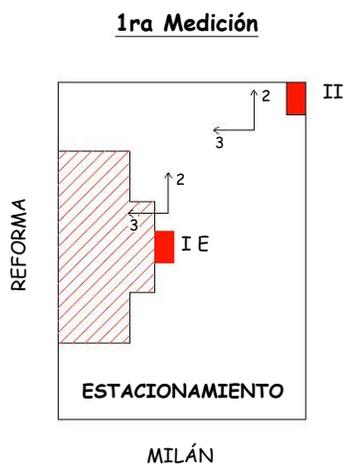


FIGURA 5.4.3. Método de Kawasumi y Shima para la obtención del amortiguamiento

V. 5. RESULTADOS

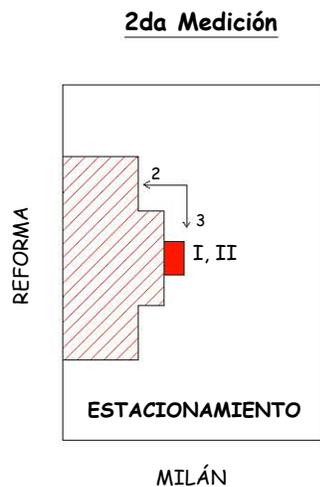
DATOS

Los datos que ocuparemos son proporcionados de la bitácora que llevaron estudiantes de la Facultad de Ingeniería. Estos datos son del día 8 de Agosto de 2002.



SEÑAL	PUNTO	UBICACIÓN	HORA
SOT 22003	I E	Nivel 3	11:27
GAM 22004	II E	Estacionamiento	
SOT 22004	I E	Nivel 3	11:38
GAM 22005	II E	Estacionamiento	

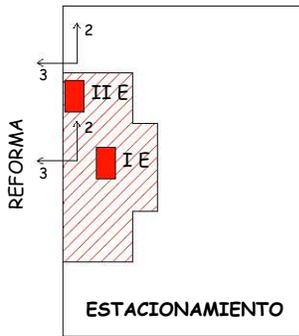
FIGURA 5.5.1. Localización de los equipos en la primera medición



SEÑAL	PUNTO	UBICACIÓN	HORA
SOT 22008	I E	Sótano	12:48
GAM 22002	II E	Nivel 3	
SOT 22009	I E	Sótano	12:59
GAM 22003	II E	Nivel 3	

FIGURA 5.5.2. Localización de los equipos en la segunda medición

3ra Medición

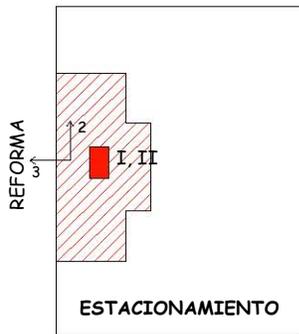


MILÁN

SEÑAL	PUNTO	UBICACIÓN	HORA
SOT 2200H	I E	Nivel 22	11:27
GAM 22008	II E	Nivel 22	
SOT 2200I	I E	Nivel 22	11:38
GAM 22009	II E	Nivel 22	

FIGURA 5.5.3. Localización de los equipos en la tercera medición

4ta Medición

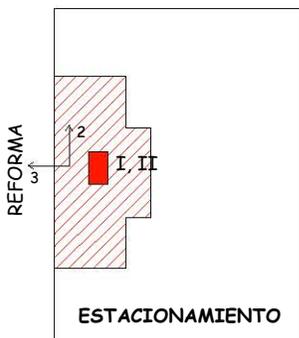


MILÁN

SEÑAL	PUNTO	UBICACIÓN	HORA
SOT 2200M	I E	Nivel 22	15:40
GAM 2200C	II E	Nivel 18	
SOT 2200N	I E	Nivel 22	15:50
GAM 2200D	II E	Nivel 18	

FIGURA 5.5.4. Localización de los equipos en la cuarta medición

5ta, 6ta y 7ma Medición



MILÁN

SEÑAL	PUNTO	UBICACIÓN	HORA
SOT 2200P	I E	Nivel 22	17:17
GAM 2200G	II E	Nivel 14	
SOT 2200Q	I E	Nivel 22	17:25
GAM 2200H	II E	Nivel 14	

FIGURA 5.5.5. Localización de los equipos en la quinta, sexta y séptima medición

SEÑAL	PUNTO	UBICACIÓN	HORA
SOT 2200R	I E	Nivel 22	17:50
GAM 2200K	II E	Nivel 10	
SOT 2200S	I E	Nivel 22	18:02
GAM 2200L	II E	Nivel 10	

SEÑAL	PUNTO	UBICACIÓN	HORA
SOT 2200T	I E	Nivel 22	18:10
GAM 2200P	II E	Nivel 6	
SOT 2200U	I E	Nivel 22	18:15
GAM 2200Q	II E	Nivel 6	

SEÑAL	PUNTO	UBICACIÓN	HORA
SOT 2200W	I E	Nivel 22	18:52
GAM 2200T	II E	Sótano	
SOT 2200X	I E	Nivel 22	19:40
GAM 2200U	II E	Sótano	

DETERMINACIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA

Estos datos fueron capturados el día 8 de Agosto de 2002.

Presentaremos los resultados del programa Labview donde analizamos las señales para poder determinar el periodo fundamental de la estructura, para esto, se realizó un promedio para poder identificar las frecuencias dominantes.

NIVEL	DIRECCIÓN	FRECUENCIA	f PROM
22-18	2	0.365	
22-18	2 BIS	0.359	0.362
22-18	3	0.365	
22-18	3 BIS	0.359	0.362
22-14	2	0.358	
22-14	2 BIS	0.358	0.358
22-14	3	0.358	
22-14	3 BIS	0.358	0.358
22-10	2	0.358	
22-10	2 BIS	0.382	0.37
22-10	3	0.358	
22-10	3 BIS	0.35	0.354
22-6	2	0.357	
22-6	2 BIS	0.366	0.3615
22-6	3	0.357	
22-6	3 BIS	0.333	0.345

TABLA 5.5.1. Frecuencias promedio de las mediciones del 8 de Agosto de 2002 en ambas direcciones

De aquí determinamos las frecuencias representativas en ambas direcciones

$$f_2 = 0.363 \text{ Hz}$$

$$f_3 = 0.355 \text{ Hz}$$

Como la frecuencia es el inverso del periodo

$$T_{estructura} = \frac{1}{f}$$

$$T_2 = 2.76 \text{ s}$$

$$T_3 = 2.82 \text{ s}$$

A continuación se describen los pasos que se siguieron para determinar dichas frecuencias.

- **Dirección 2**

Espectros de Fourier

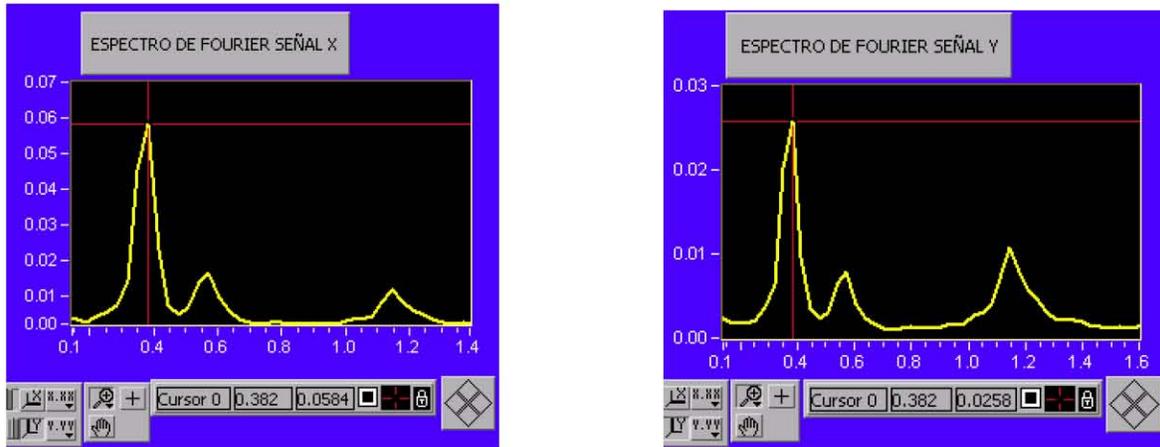


FIGURA 5.5.1. Espectros de Fourier de Nivel 22-10 (Señal X sot) Dirección 2

Aquí podemos observar que aparece una primera frecuencia dominante en 0.382 hz, aunque hace falta ver que sucede con los demás parámetros.

Espectros de potencia

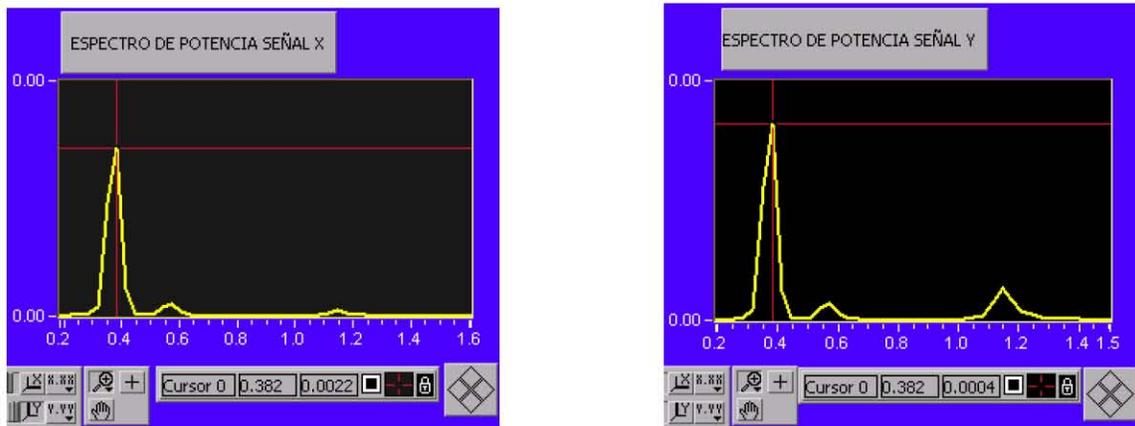


FIGURA 5.5.2. Espectros de Potencia de Nivel 22-10 (Señal X sot) Dirección 2

En este espectro ya se observa mejor el pico antes mencionado en 0.382 hz., que correspondería a algún modo de vibrar de traslación de la estructura.

Fase y Coherencia

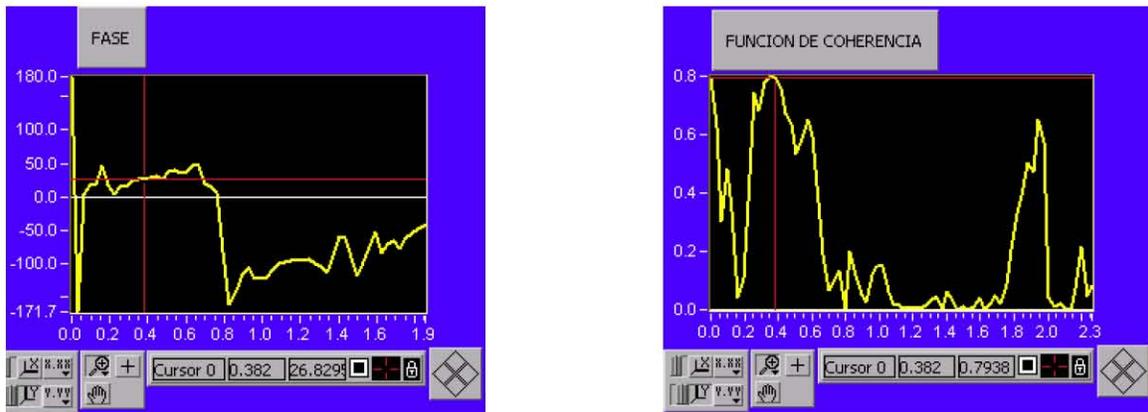


FIGURA 5.5.3. Gráfica de la Fase y de la Coherencia de Nivel 22-10 (Señal X sot) Dirección 2

Aquí podemos observar una fase muy cercana a 0° por lo que habla de un modo de traslación de la estructura. También apreciamos que la coherencia es muy cercana a la unidad por lo que inferimos que las señales analizadas están relacionadas entre sí, y por lo tanto, los resultados son correctos.

- **Dirección 3**

Espectros de Fourier

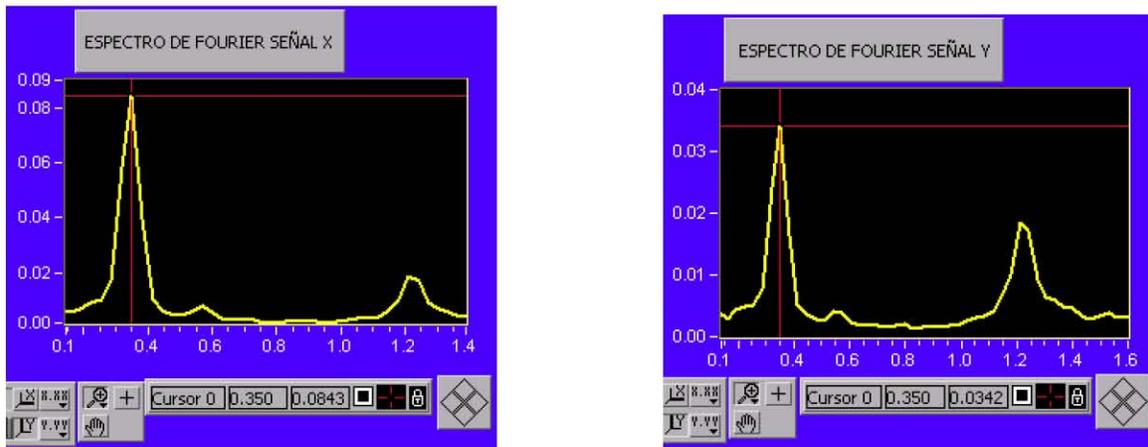


FIGURA 5.5.4. Espectros de Fourier de Nivel 22-10 (Señal X sot) Dirección 3

Aquí podemos observar que aparece una primera frecuencia dominante en 0.350 hz, aunque hace falta ver que sucede con los demás parámetros.

Espectros de potencia

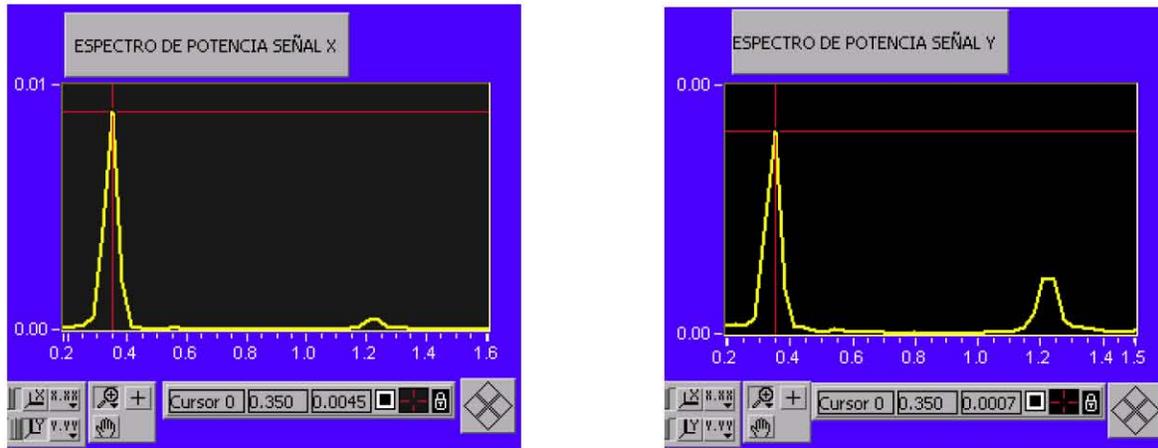


FIGURA 5.5.5. Espectros de Potencia de Nivel 22-10 (Señal X sot) Dirección 3

En estos espectros ya se observa mejor el pico antes mencionado en 0.350 hz., que correspondería a un modo de vibrar de traslación de la estructura.

Fase y Coherencia

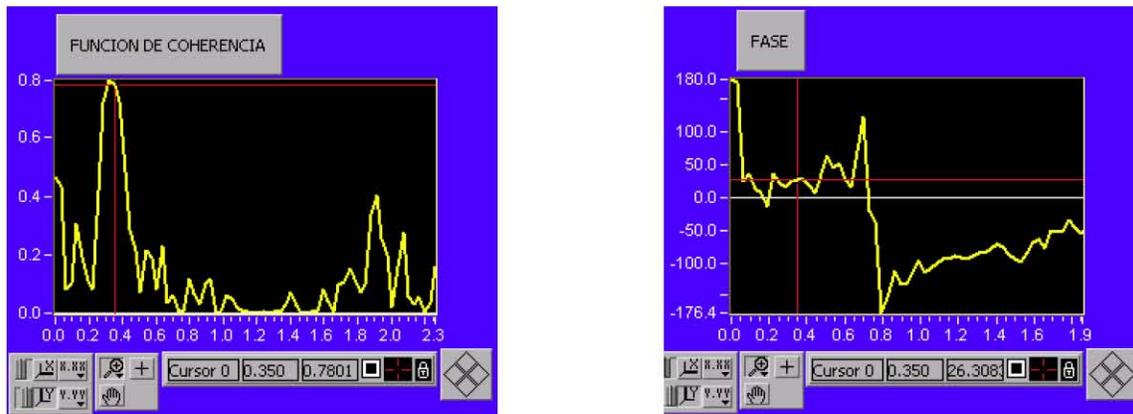


FIGURA 5.5.6. Gráfica de la Fase y Coherencia de Nivel 22-10 (Señal X sot) Dirección 2

Aquí podemos observar una fase muy cercana a 0° por lo que habla de un modo de traslación de la estructura. También apreciamos que la coherencia es muy cercana a la unidad por lo que inferimos que las señales analizadas están bien relacionadas entre sí, y por lo tanto, los resultados son correctos.

DETERMINACIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

- Dirección 2

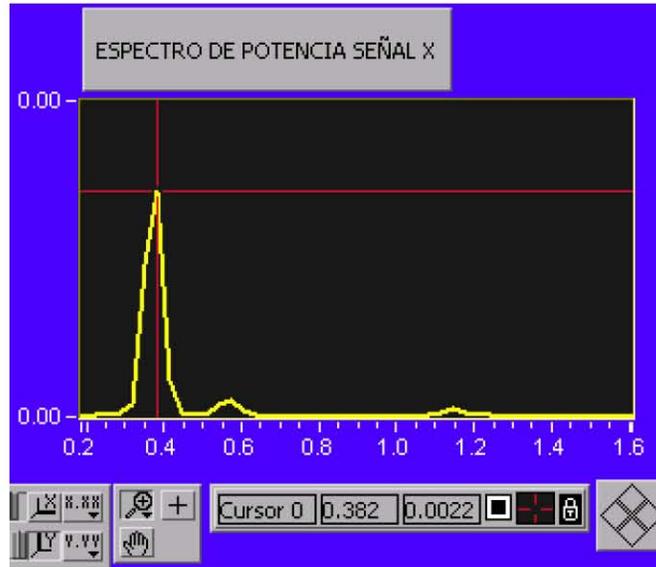


FIGURA 5.5.7. Espectro de Potencia de Nivel 22-10 (Señal X sot) Dirección 2

DIRECCIÓN 2

$$\begin{aligned}
 Y_{\text{máx}} &= 0.0022 \\
 \lambda &= 2 \\
 Y_{\text{máx}}/\lambda &= 0.0011 \\
 \omega_1 &= 0.35 \text{ hz} \\
 \omega_2 &= 0.42 \text{ hz}
 \end{aligned}$$

$$A = 0.1803$$

$$A = \left(\frac{w_2^2 - w_1^2}{w_2^2 + w_1^2} \right) \quad \xi \cong \frac{A}{2} \left(1 - \frac{3}{8} A^2 \right)$$

$$\xi_2 = 0.0891$$

• Dirección 3

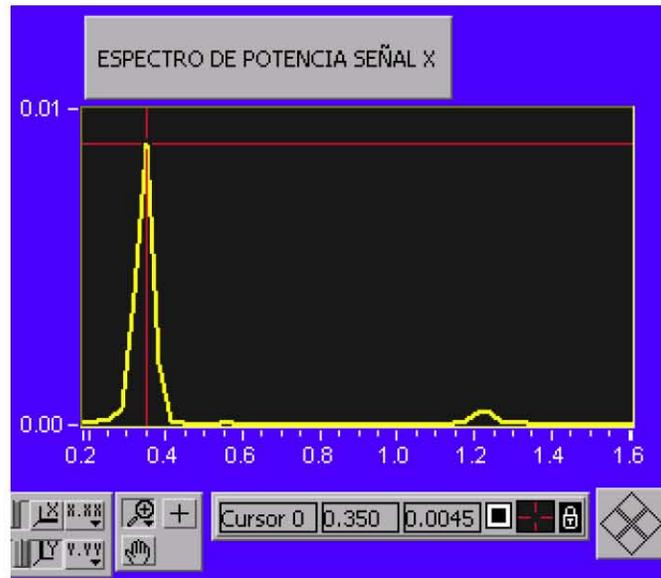


FIGURA 5.5.8. Espectro de Potencia de Nivel 22-10 (Señal X sot) Dirección 2

DIRECCIÓN 3

$$\begin{aligned}
 Y_{\text{máx}} &= 0.0045 \\
 \lambda &= 2 \\
 Y_{\text{máx}}/\lambda &= 0.00225 \\
 \omega_1 &= 0.3 \quad \text{hz} \\
 \omega_2 &= 0.38 \quad \text{hz}
 \end{aligned}$$

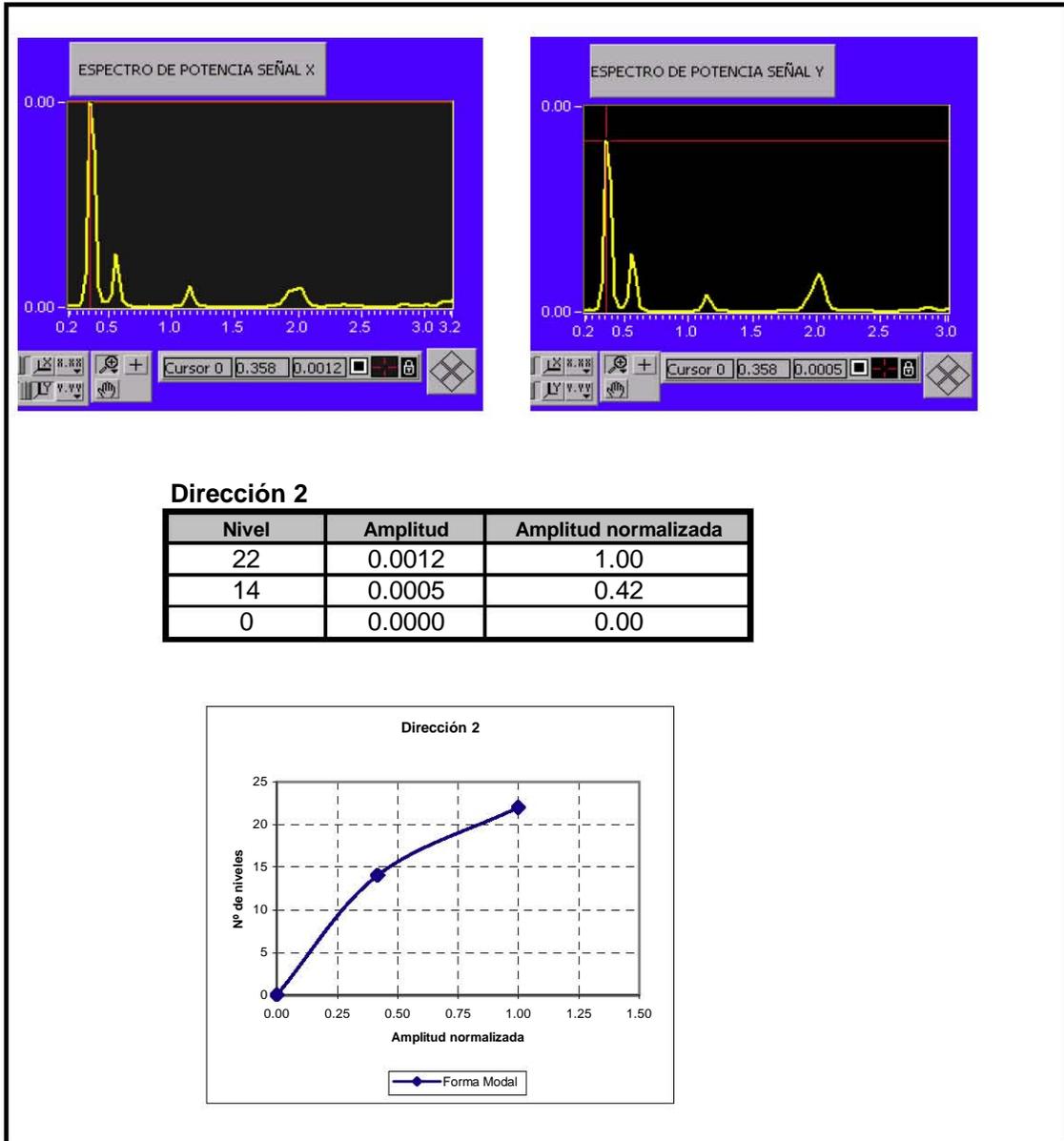
A= 0.2321

$$A = \left(\frac{w_2^2 - w_1^2}{w_2^2 + w_1^2} \right) \quad \xi \cong \frac{A}{2} \left(1 - \frac{3}{8} A^2 \right)$$

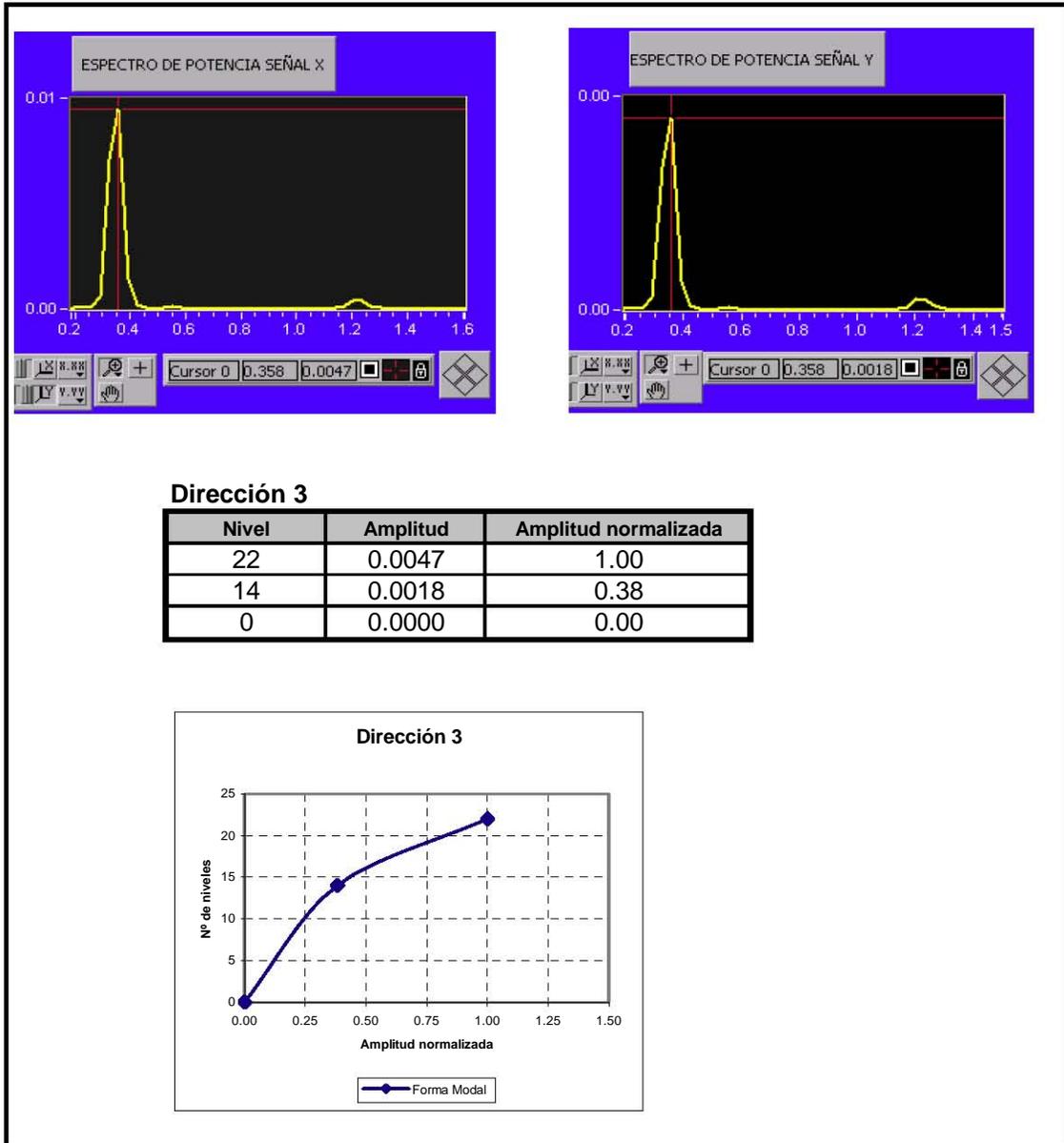
$\xi_3 = 0.1137$

DETERMINACIÓN DE LA FORMA MODAL EN CADA DIRECCIÓN

- Dirección 2



▪ Dirección 3



CAPÍTULO VI

ANÁLISIS Y REVISIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE ACUERDO AL AISC-LRFD93

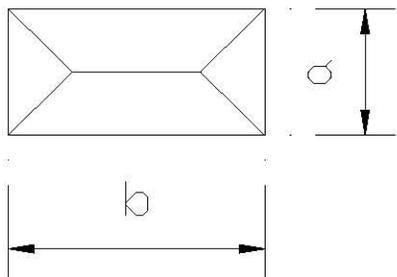
BAJADA DE CARGAS

Se determinaron las cargas que se presentan en este edificio para poder realizar el análisis en el programa SAP 2000. Se calculan cargas muertas y cargas vivas, siendo estas últimas de dos tipos: carga viva máxima e instantánea, la primera para el análisis gravitacional y la segunda para el análisis sísmico de la estructura. A continuación mostraremos algunas de las cargas muertas consideradas.

MATERIAL	
Tablarroca	0.0085 t/m ²
vidrio	2.7 t/m ³
aluminio de fachada	0.02 t/m ²
concreto reforzado	2.4 t/m ³
recubrimiento	1.3 t/m ³
muro de ladrillo rojo	1.7 t/m ³
azulejo	0.015 t/m ²
aluminio	0.05 t/m
WC	0.06 ton
lavamanos	0.05 ton
firme de mortero	1 t/m ³

ÁREAS TRIBUTARIAS

Las áreas se consideraron como se muestra a continuación y se calculan de la siguiente forma:



$$A_{\text{triangular}} = \frac{a^2}{4} \quad A_{\text{trapezial}} = \frac{1}{4}(2ab - a^2)$$

FIGURA 6.1 Áreas Tributarias consideradas.

Cada tablero se divide en dos triángulos y dos trapecios, sus áreas, que se pueden determinar por medio de las fórmulas anteriores, son multiplicadas por la carga que se presenta (viva y muerta)

por cada metro cuadrado. Así se puede establecer la carga que reciben las vigas que forman el tablero o que reciben muros.

ANÁLISIS SÍSMICO

Fuerzas en X

En la siguiente tabla (6.1) podemos observar el cálculo de la fuerza sísmica en dirección X que se usó en el análisis, donde interviene la altura de los pisos así como la masa que soportan, cabe mencionar que en este caso se utiliza la carga viva instantánea para determinar el peso del nivel analizado. En esta tabla se muestra el método sísmico estático para calcular una fuerza cortante que reducimos al 80 % para compararlo con el valor de la fuerza cortante calculada con un análisis dinámico. El mayor de estos dos valores se toma como fuerza cortante de diseño, que posteriormente se usa para poder determinar la fuerza sísmica de diseño en dirección X.

Edificio Reforma 51 Torre Anáhuac SEDESOL												
Obtención de fuerzas sísmicas de diseño para la dirección X												
Nivel o entrepiso	Identificación	Elevación (m)	Altura de Entrepiso (m)	Peso (ton)	Altura (m)	WiHi (ton-m)	Fi (estático) (ton)	Vi(estático) (ton)	Vi (dinámico) (ton)	0.8Vi(estático) (ton)	Vdiseño (ton)	Fdiseño (ton)
23	Azotea	85.3	3.6	266.60	84.40	22,501.04	63.53	63.53	19.10	50.83	50.83	50.83
22	Pent House 2	81.7	3.6	372.25	80.80	30,077.80	84.93	148.46	43.30	118.77	118.77	67.94
21	Pent House 1	78.1	3.6	372.25	77.20	28,737.70	81.14	229.60	64.10	183.68	183.68	64.91
20	Piso 20	74.5	3.6	372.25	73.60	27,397.60	77.36	306.96	81.40	245.57	245.57	61.89
19	Piso 19	70.9	3.6	372.25	70.00	26,057.50	73.58	380.54	95.20	304.43	304.43	58.86
18	Piso 18	67.3	3.6	372.25	66.40	24,717.40	69.79	450.33	105.80	360.26	360.26	55.83
17	Piso 17	63.7	3.6	372.25	62.80	23,377.30	66.01	516.34	113.70	413.07	413.07	52.81
16	Piso 16	60.1	3.6	372.25	59.20	22,037.20	62.22	578.56	119.30	462.85	462.85	49.78
15	Piso 15	56.5	3.6	372.25	55.60	20,697.10	58.44	637.00	123.30	509.60	509.60	46.75
14	Piso 14	52.9	3.6	372.25	52.00	19,357.00	54.66	691.66	126.80	553.33	553.33	43.72
13	Piso 13	49.3	3.6	372.25	48.40	18,016.90	50.87	742.53	130.50	594.02	594.02	40.70
12	Piso 12	45.7	3.6	372.25	44.80	16,676.80	47.09	789.62	135.00	631.69	631.69	37.67
11	Piso 11	42.1	3.6	372.25	41.20	15,336.70	43.30	832.92	140.50	666.34	666.34	34.64
10	Piso 10	38.5	3.6	372.25	37.60	13,996.60	39.52	872.44	147.30	697.95	697.95	31.62
9	Piso 9	34.9	3.6	372.25	34.00	12,656.50	35.74	908.18	155.00	726.54	726.54	28.59
8	Piso 8	31.3	3.6	372.25	30.40	11,316.40	31.95	940.13	163.20	752.11	752.11	25.56
7	Piso 7	27.7	3.6	372.25	26.80	9,976.30	28.17	968.30	171.80	774.64	774.64	22.54
6	Piso 6	24.1	3.6	372.25	23.20	8,636.20	24.39	992.69	180.40	794.15	794.15	19.51
5	Piso 5	20.5	3.6	372.25	19.60	7,296.10	20.60	1,013.29	188.40	810.63	810.63	16.48
4	Piso 4	16.9	3.6	372.25	16.00	5,956.00	16.82	1,030.10	195.40	824.08	824.08	13.45
3	Piso 3	13.3	3.6	372.25	12.40	4,615.90	13.03	1,043.14	201.20	834.51	834.51	10.43
2	Piso 2	9.7	4.4	372.25	8.80	3,275.80	9.25	1,052.39	205.50	841.91	841.91	7.40
1	Piso 1	5.3	4.4	372.25	4.40	1,637.90	4.62	1,057.01	207.40	845.61	845.61	3.70
	Planta Baja	0.9										
	Suma			8,456.10		374,351.74	1,057.01					845.61
	Coef. Sísmico =	0.40										
	Q =	4.00										
	Q' =	3.20										
	C/Q' =	0.13										
	Vbase =	1,057.01	Ton									
	0.8 Vbase =	845.6	Ton									

TABLA 6.1. Análisis Sísmico en dirección X, Edificio Reforma 51.

Fuerzas en Y

En la tabla siguiente (6.2) podemos observar el cálculo de la fuerza sísmica en dirección Y siguiendo el mismo criterio utilizado en la dirección X que ya tuvimos la oportunidad de describir. Estas fuerzas calculadas en las dos direcciones son las que actuarían si el sismo actuara con el 100 % de su intensidad en cada una de sus direcciones, por lo cual, siguiendo el Reglamento de Construcción actual, se debe considerar el sismo al 100 % en una dirección con un 30 % en la otra dirección simultáneamente y hacer el mismo proceso cambiando el orden.

Edificio Reforma 51 Torre Anáhuac SEDESOL												
Obtención de fuerzas sísmicas de diseño para la dirección Y												
Nivel o entrepiso	Identificación	Elevación (m)	Altura de Entrepiso (m)	Peso (ton)	Altura (m)	WiHi (ton-m)	Fi (estático) (ton)	Vi(estático) (ton)	Vi (dinámico) (ton)	0.8Vi(estático) (ton)	Vdiseño (ton)	Fdiseño (ton)
23	Azotea	85.3	3.6	266.60	84.40	22,501.04	63.53	63.53	24.10	50.83	50.83	50.83
22	Pent House 2	81.7	3.6	372.25	80.80	30,077.80	84.93	148.46	52.80	118.77	118.77	67.94
21	Pent House 1	78.1	3.6	372.25	77.20	28,737.70	81.14	229.60	75.10	183.68	183.68	64.91
20	Piso 20	74.5	3.6	372.25	73.60	27,397.60	77.36	306.96	91.10	245.57	245.57	61.89
19	Piso 19	70.9	3.6	372.25	70.00	26,057.50	73.58	380.54	101.10	304.43	304.43	58.86
18	Piso 18	67.3	3.6	372.25	66.40	24,717.40	69.79	450.33	105.60	360.26	360.26	55.83
17	Piso 17	63.7	3.6	372.25	62.80	23,377.30	66.01	516.34	105.30	413.07	413.07	52.81
16	Piso 16	60.1	3.6	372.25	59.20	22,037.20	62.22	578.56	101.30	462.85	462.85	49.78
15	Piso 15	56.5	3.6	372.25	55.60	20,697.10	58.44	637.00	94.70	509.60	509.60	46.75
14	Piso 14	52.9	3.6	372.25	52.00	19,357.00	54.66	691.66	87.70	553.33	553.33	43.72
13	Piso 13	49.3	3.6	372.25	48.40	18,016.90	50.87	742.53	83.00	594.02	594.02	40.70
12	Piso 12	45.7	3.6	372.25	44.80	16,676.80	47.09	789.62	82.60	631.69	631.69	37.67
11	Piso 11	42.1	3.6	372.25	41.20	15,336.70	43.30	832.92	87.60	666.34	666.34	34.64
10	Piso 10	38.5	3.6	372.25	37.60	13,996.60	39.52	872.44	97.70	697.95	697.95	31.62
9	Piso 9	34.9	3.6	372.25	34.00	12,656.50	35.74	908.18	111.30	726.54	726.54	28.59
8	Piso 8	31.3	3.6	372.25	30.40	11,316.40	31.95	940.13	126.60	752.11	752.11	25.56
7	Piso 7	27.7	3.6	372.25	26.80	9,976.30	28.17	968.30	142.60	774.64	774.64	22.54
6	Piso 6	24.1	3.6	372.25	23.20	8,636.20	24.39	992.69	158.10	794.15	794.15	19.51
5	Piso 5	20.5	3.6	372.25	19.60	7,296.10	20.60	1,013.29	172.00	810.63	810.63	16.48
4	Piso 4	16.9	3.6	372.25	16.00	5,956.00	16.82	1,030.10	183.70	824.08	824.08	13.45
3	Piso 3	13.3	3.6	372.25	12.40	4,615.90	13.03	1,043.14	192.80	834.51	834.51	10.43
2	Piso 2	9.7	4.4	372.25	8.80	3,275.80	9.25	1,052.39	198.90	841.91	841.91	7.40
1	Piso 1	5.3	4.4	372.25	4.40	1,637.90	4.62	1,057.01	201.40	845.61	845.61	3.70
	Planta Baja	0.9										
	Suma			8,456.10		374,351.74	1,057.01					845.61
	Coef. Sísmico =	0.40										
	Q =	4.00										
	Q' =	3.20										
	C/Q' =	0.13										
	Vbase =	1,057.01	Ton									
	0.8 Vbase =	845.6	Ton									

TABLA 6.2. Análisis Sísmico en dirección Y, Edificio Reforma 51.

Con base en lo anterior se generan tres combinaciones de carga que debemos analizar para poder tomar los efectos más desfavorables. Los elementos mecánicos resultantes de estas combinaciones se mostrarán posteriormente.

MODELO

El modelo lo realizamos en el programa SAP 2000, donde se deben de seguir ciertos pasos para mejorar el procedimiento y disminuir la probabilidad de errores humanos en el modelo. El primer paso sería dibujar una malla que nos auxilie con el dibujo de la estructura. Dibujamos la estructura. Podemos enseguida definir los apoyos que tenemos en el suelo. Definimos los tipos de material con los cuales trabajaremos, asignándoles las propiedades más cercanas a las que utilizaremos en la construcción en caso de no existir la estructura, en nuestro caso las propiedades de los materiales que arrojaron las muestras de laboratorio. Después creamos las secciones que creemos utilizar, en nuestro caso, las secciones que descubrimos en el levantamiento de la estructura. Una vez que tenemos esto, podemos colocar las cargas antes calculadas sobre las vigas y los nodos, para las vigas las cargas muertas y vigas repartidas y para los nodos las fuerzas sísmicas de diseño. Se crean las combinaciones antes descritas a las cuales estará sometido nuestro modelo. Finalmente se corre el modelos y el programa realiza el análisis estructural.

Esta figura nos muestra el modelo empleado en el ambiente del programa.

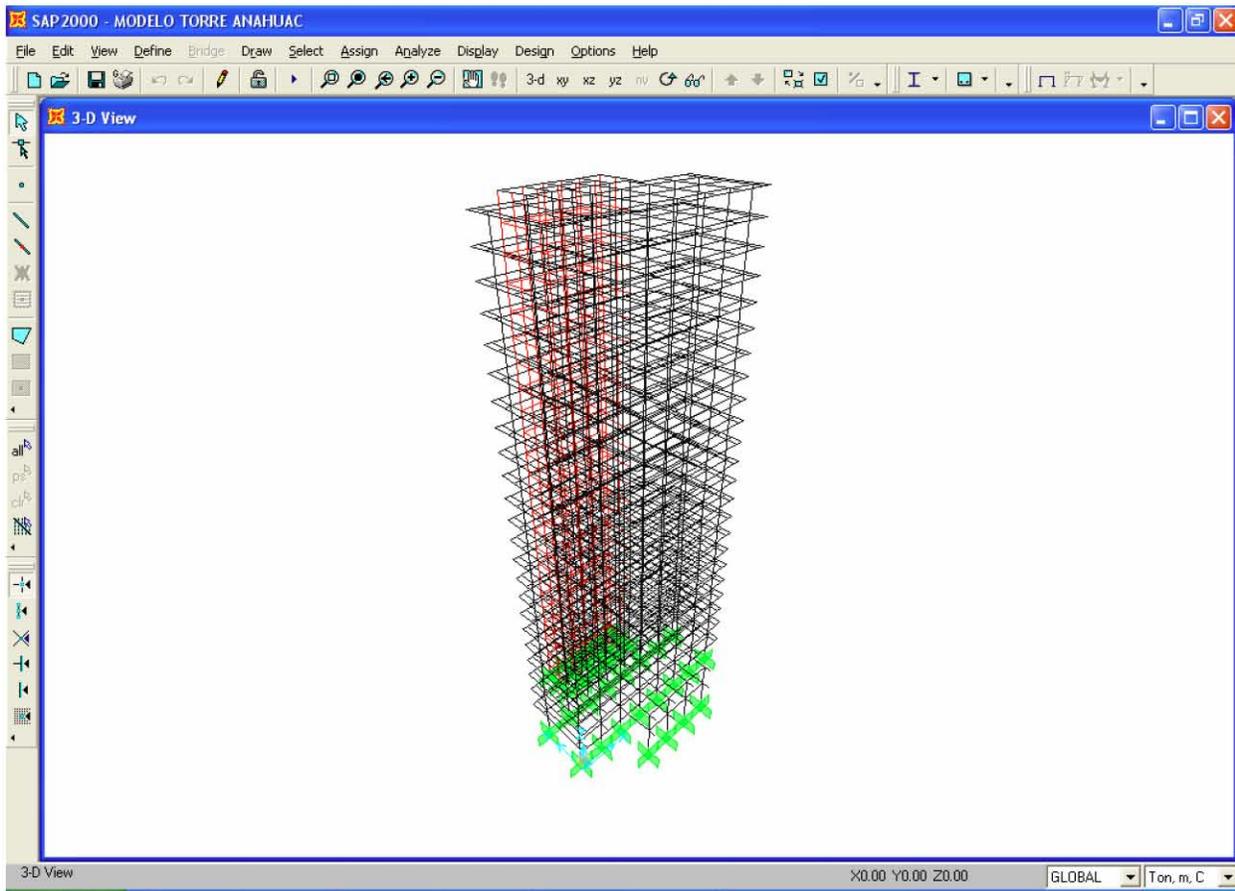


FIGURA 6.2. Modelo realizado en el programa SAP 2000 del edificio ubicado en Reforma N° 52

COMPARACIÓN DE LOS PERIODOS DE VIBRAR MEDIDOS Y CALCULADOS POR EL PROGRAMA SAP 2000

Esta comparación la realizamos con el fin de saber qué tanto se parece el modelo matemático que estamos empleando con la realidad. Si se tienen valores menores al 20 % de variación entre lo real y lo modelado, se puede decir que la aproximación de nuestro modelo es buena.

Del capítulo anterior podemos observar que al primer modo de vibrar corresponde un periodo de

$$T_{real \text{ 1er modo}} = 2.82 \text{ s}$$

Del programa SAP 2000

$$T_{modelo} = 3.39 \text{ s}$$

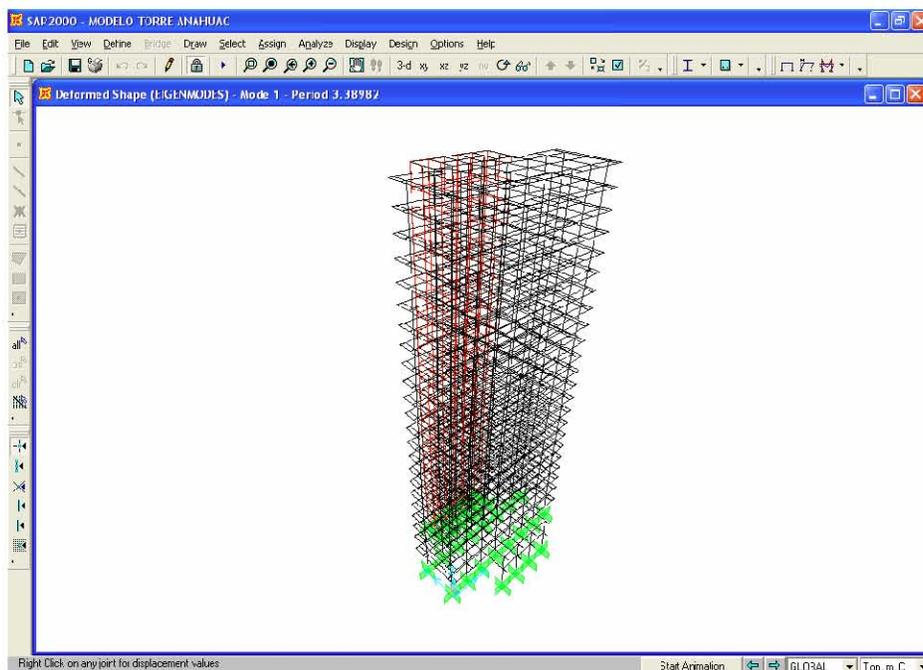


FIGURA 6.3. Periodo relacionado al primer modo de vibrar calculado por el programa SAP 2000

Ahora calculamos el porcentaje de error que tenemos en base a la siguiente fórmula

$$\% \text{ error} = \frac{|T_{real} - T_{modelo}|}{T_{real}} \times 100$$

$$\begin{aligned} T_{real} &= 2.82 \text{ s} \\ T_{modelo} &= 3.39 \text{ s} \end{aligned}$$

% e = 20%

El segundo modo de vibrar le corresponde un periodo de

$$T_{real \ 2do \ modo} = 2.76 \ s$$

Del programa SAP 200

$$T_{modelo} = 2.91 \ s$$

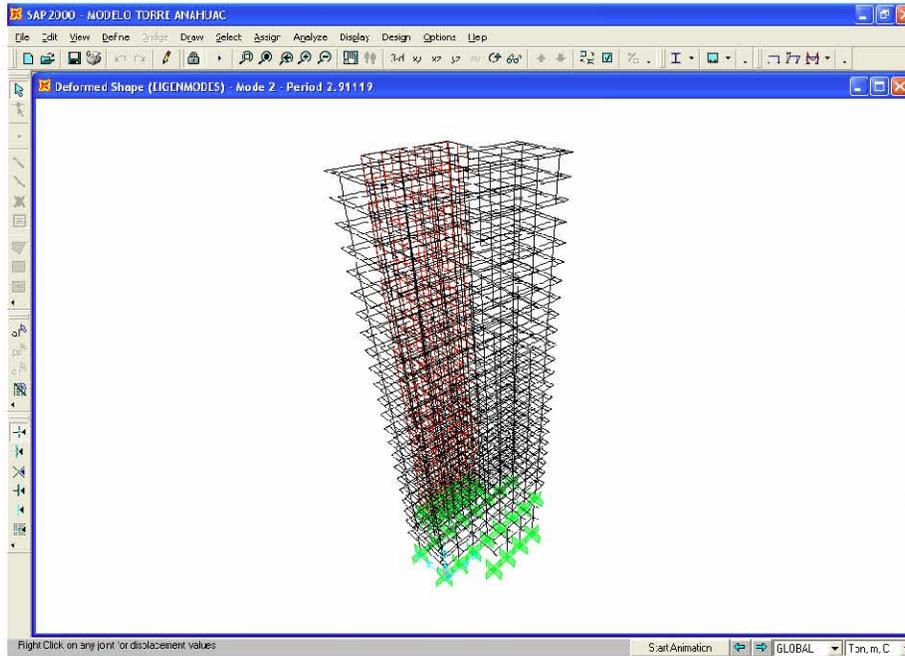


FIGURA 6.4. Periodo relacionado al segundo modo de vibrar calculado por el programa SAP 2000

Porcentaje de error

$$\begin{aligned} T_{real} &= 2.76 \ s \\ T_{modelo} &= 2.91 \ s \end{aligned}$$

% e = 5%

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

La figura 6.3 muestra la ubicación de los marcos que a continuación analizaremos. Estos marcos son los correspondientes al eje I en dirección X, a una distancia del sistema de referencia de 10.41 m y al eje 8 en dirección Y, a una distancia de 19.75 m.

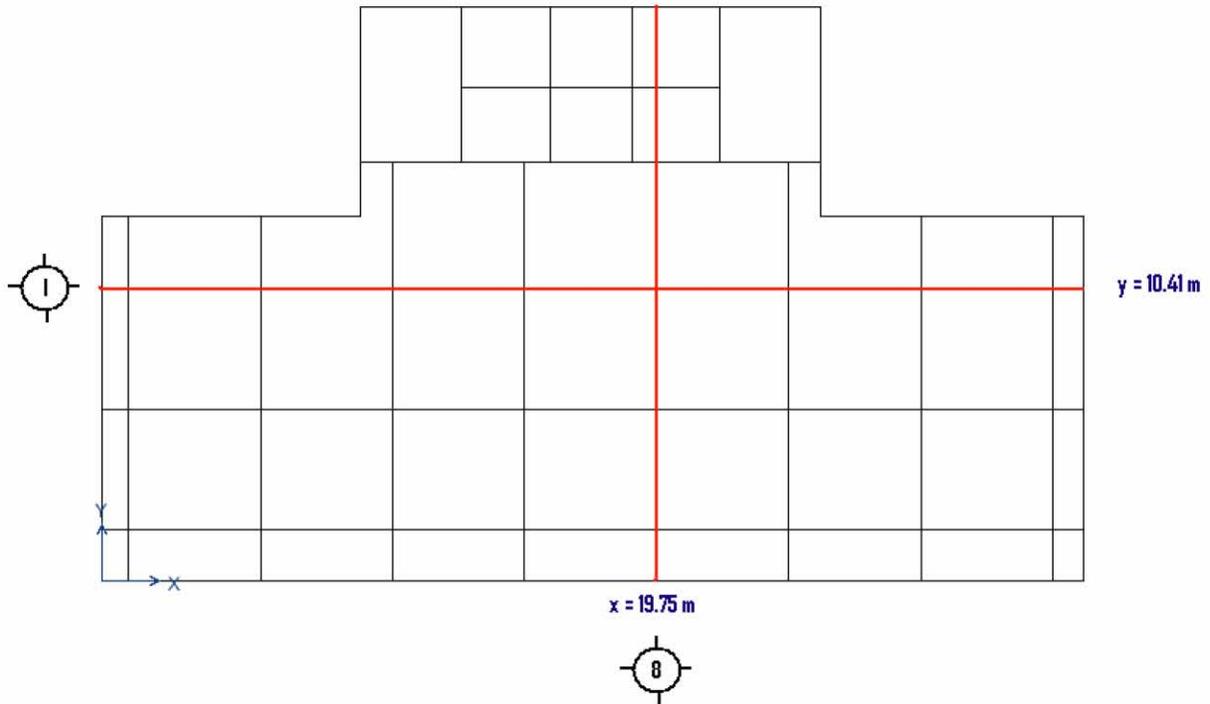


FIGURA 6.5. Ubicación de los marcos analizados

Las combinaciones que se generaron fueron las siguientes:

- Combinación 1. Carga muerta + Carga viva máxima, utilizando un factor de carga de 1.4.
- Combinación 2. Carga muerta + Carga viva instantánea + Sismo en X al 100 % + Sismo en Y al 30 %, utilizando un factor de carga de 1.1.
- Combinación 3. Carga muerta + Carga viva instantánea + Sismo en X al 30 % + Sismo en Y al 100 %, utilizando un factor de carga de 1.1.

Mostraremos solo una parte de dichos marcos con el fin de poder observar bien las cargas actuantes, así como los resultados. Si colocáramos el marco completo, no se alcanzarían a distinguir los resultados ni las cargas.

Se presenta la carga muerta adicionándole la carga viva instantánea, que como habíamos mencionado, corresponde a las combinaciones que toman en cuenta el sismo. Cabe señalar que las cargas actuantes aún no se encuentran afectadas por su factor de carga correspondiente, ya que este cálculo lo tomamos en cuenta hasta las combinaciones realizadas. Podemos observar que son cargas uniformemente repartidas sobre las vigas de los marcos.

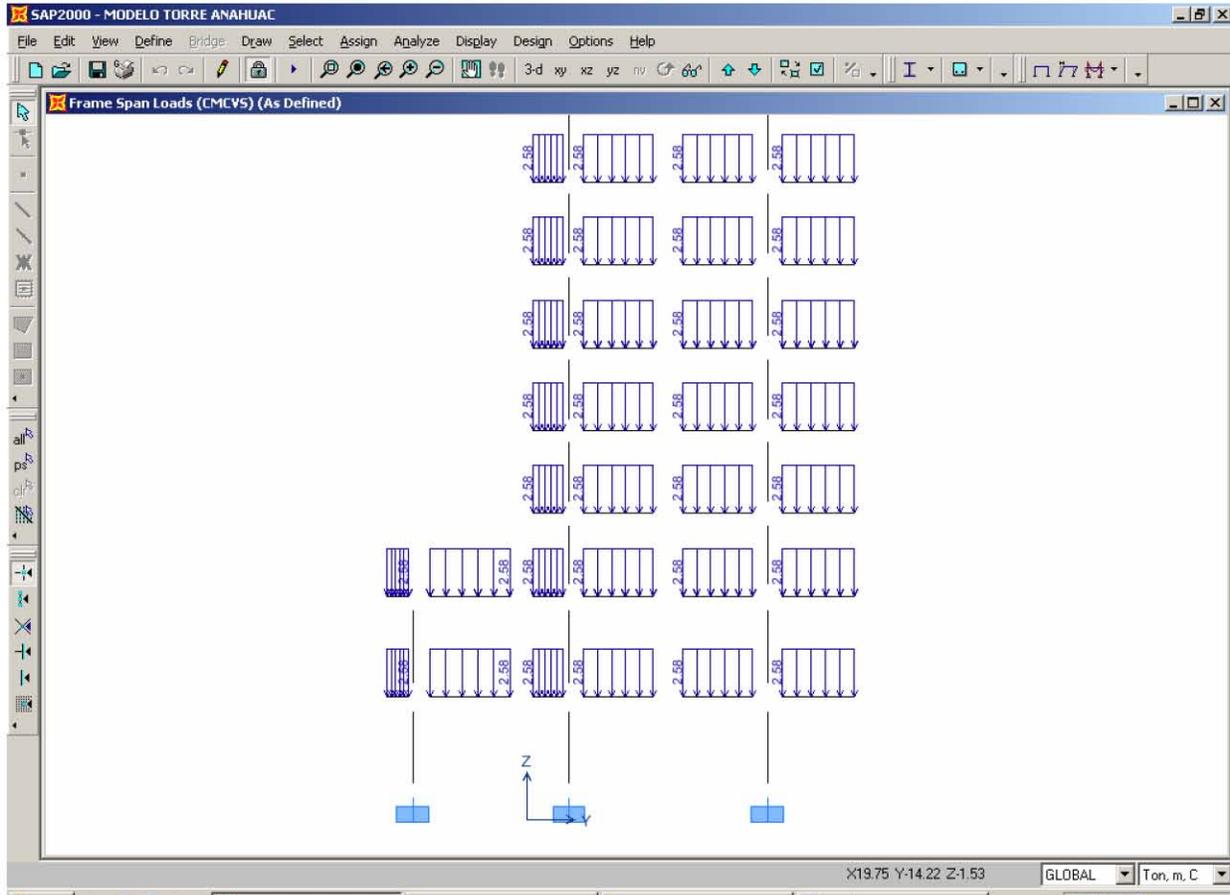


FIGURA 6.6. Marco 8 X = 19.75 m Cargas consideradas(CM+CVi)

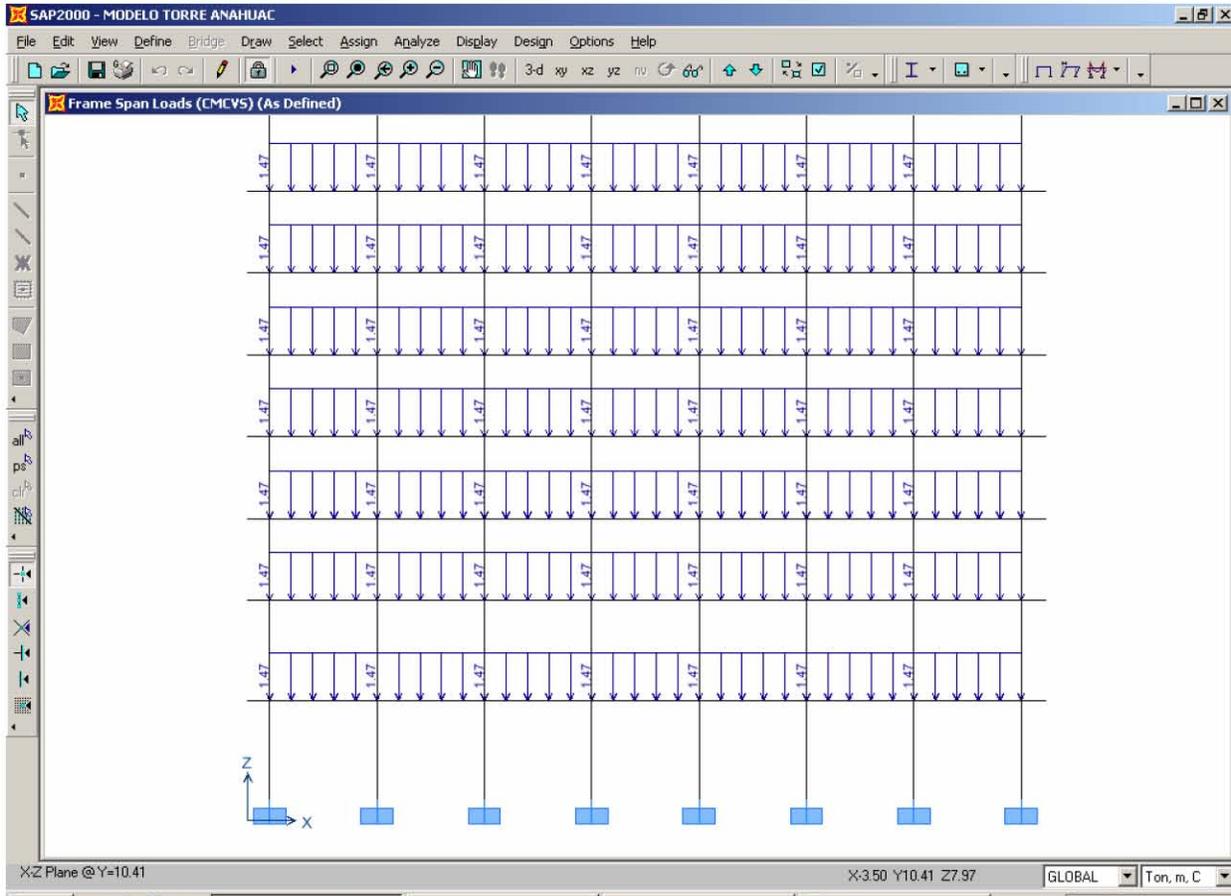


FIGURA 6.7. Marco I Y = 10.45 m Cargas consideradas(CM+CVi)

RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En seguida mostraremos los elementos mecánicos a los cuales están sujetos los marcos en estudio, las tres combinaciones analizadas las engloba una envolvente que es calculada por el programa.

Fuerza Axial

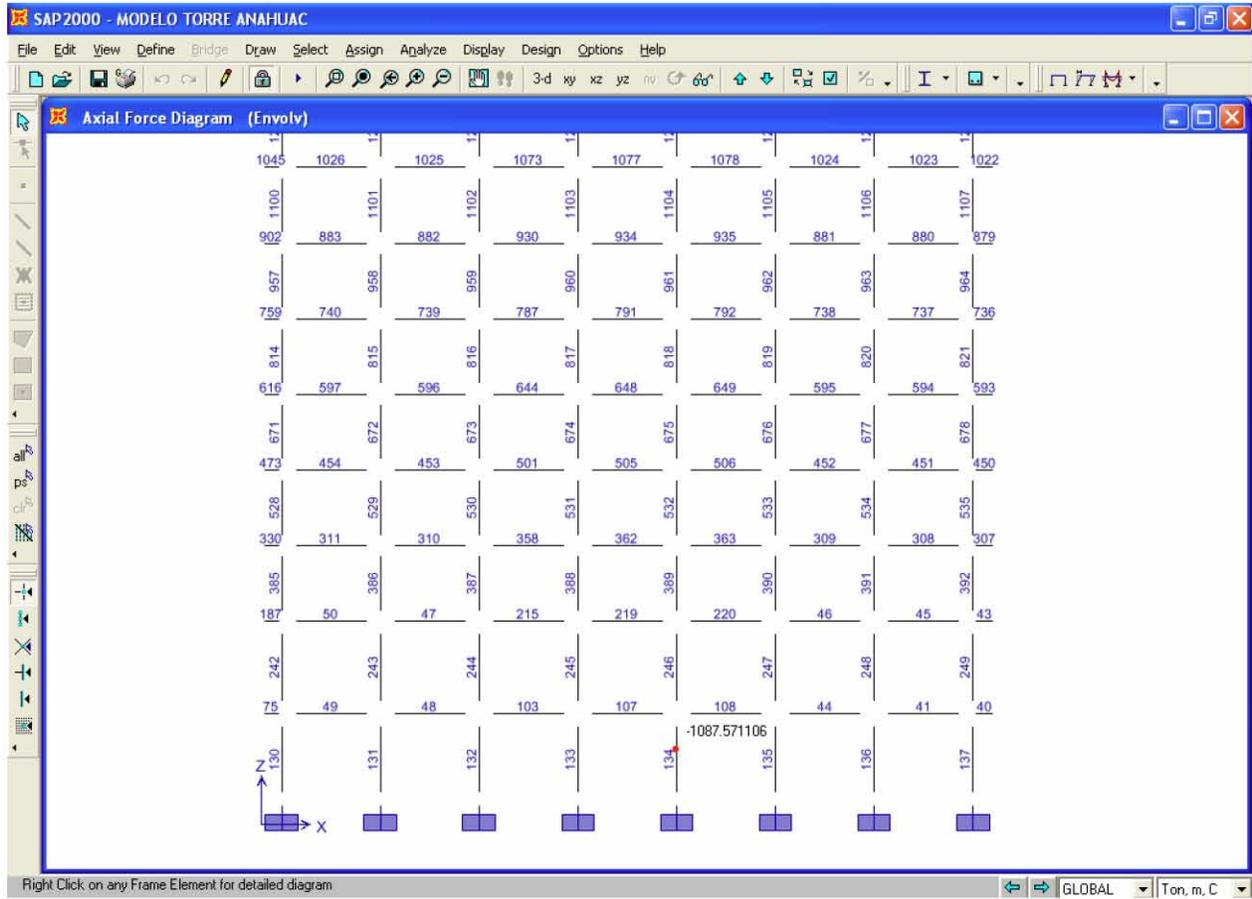


FIGURA 6.8. Elementos Mecánicos. Fuerza Axial del marco I (Envolvente)

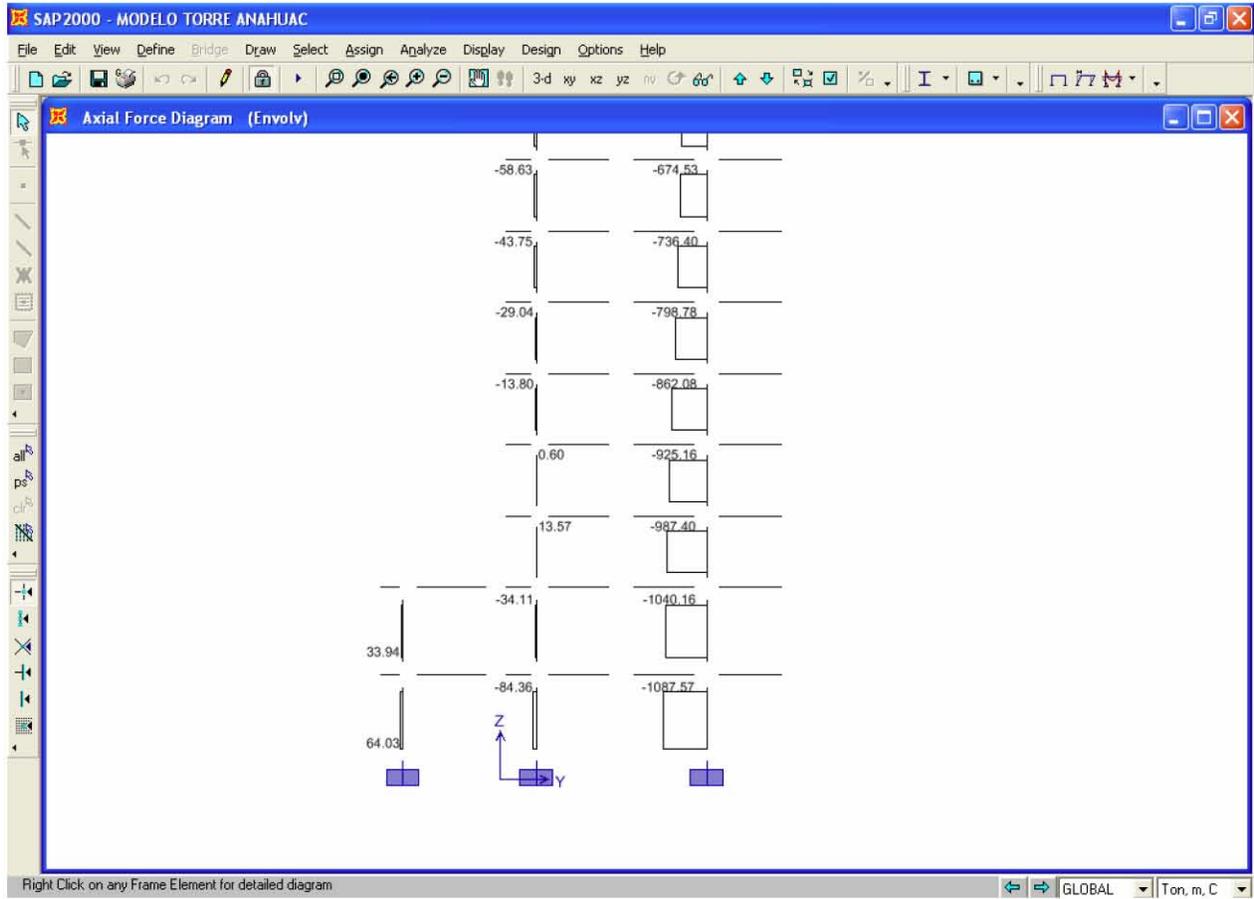


FIGURA 6.9. Elementos Mecánicos. Fuerza Axial del marco 8 (Envolviente)

Fuerza Cortante

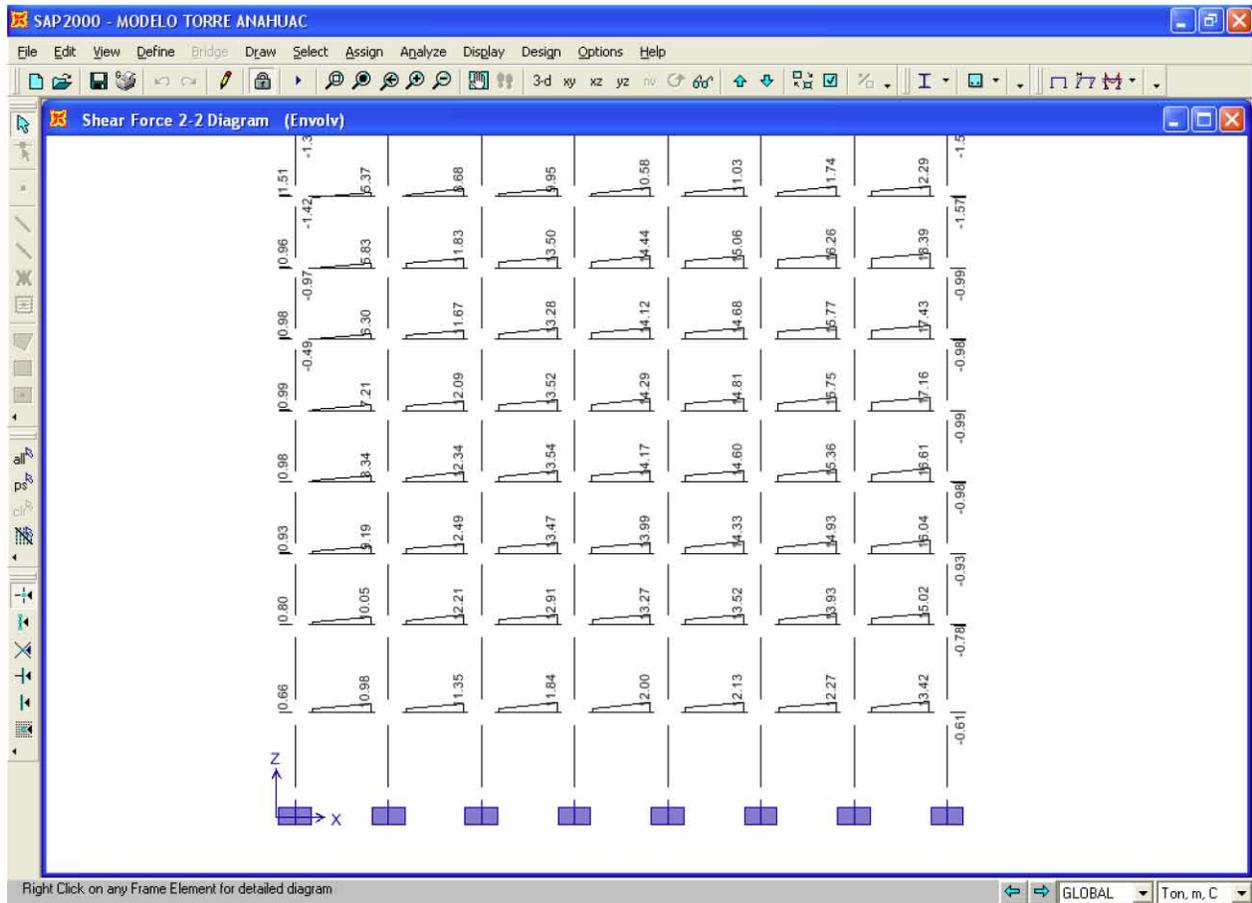


FIGURA 6.10. Elementos Mecánicos. Fuerza Cortante del marco I (Envolvente)

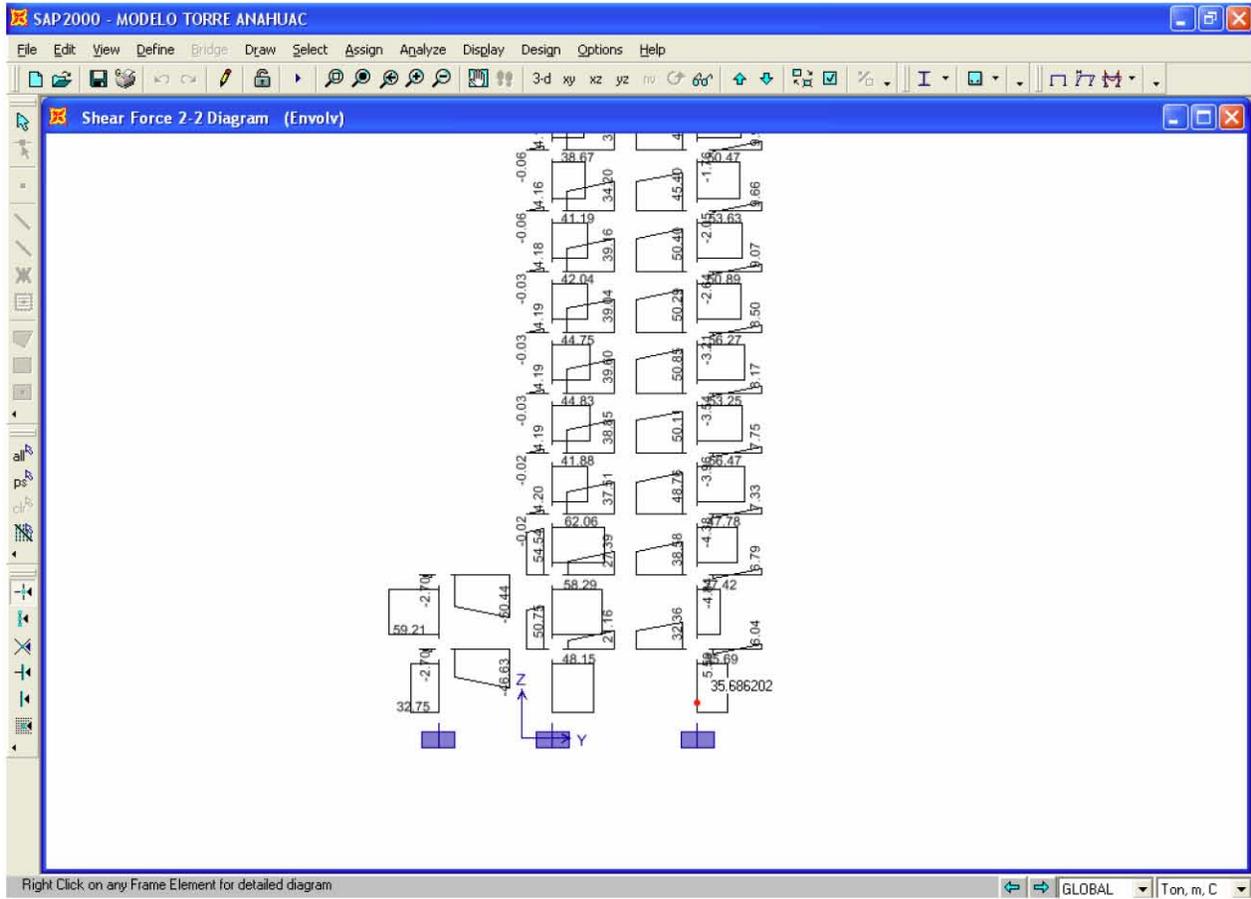


FIGURA 6.11. Elementos Mecánicos. Fuerza Cortante del marco 8 (Envolvente)

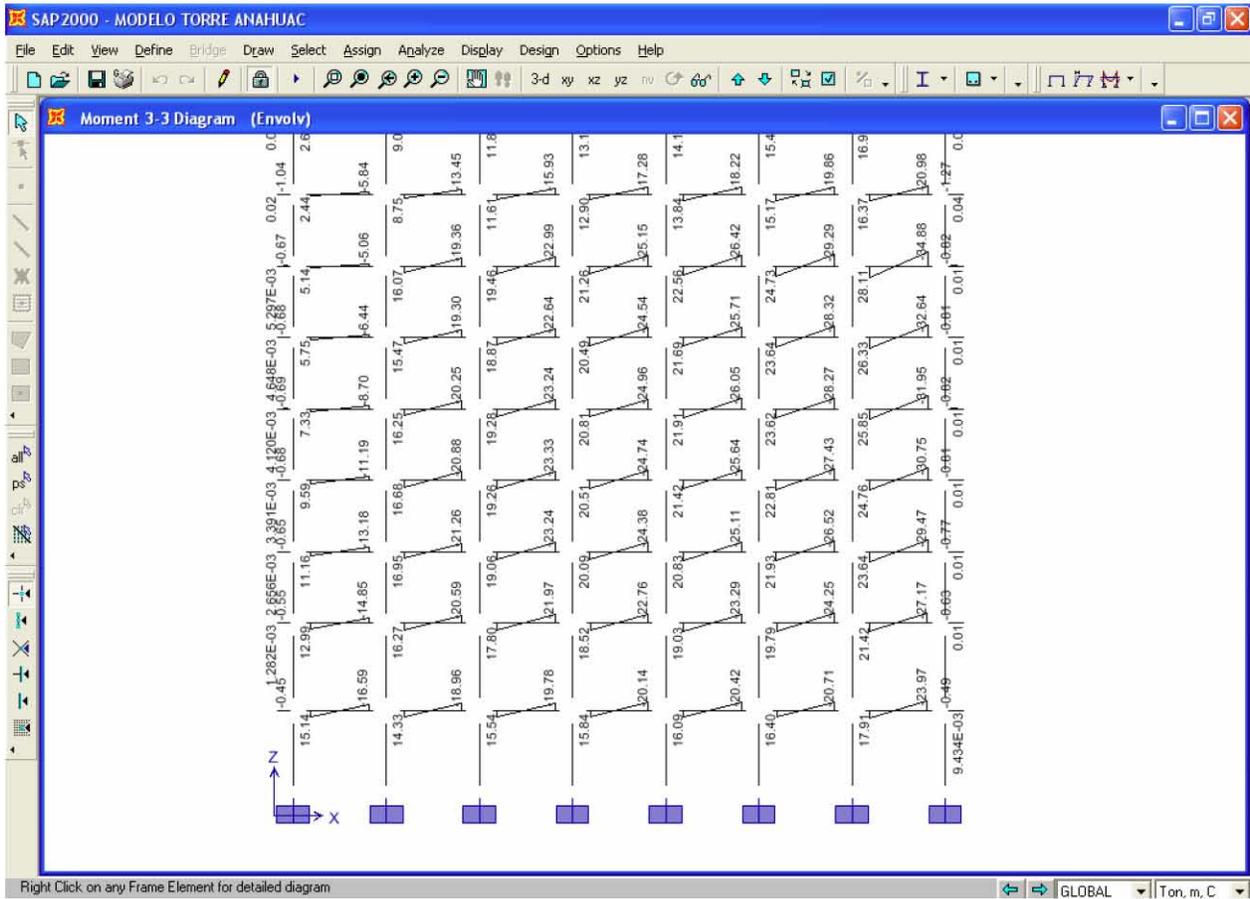


FIGURA 6.12. Elementos Mecánicos. Momento Flexionante del marco I (Envolyente)

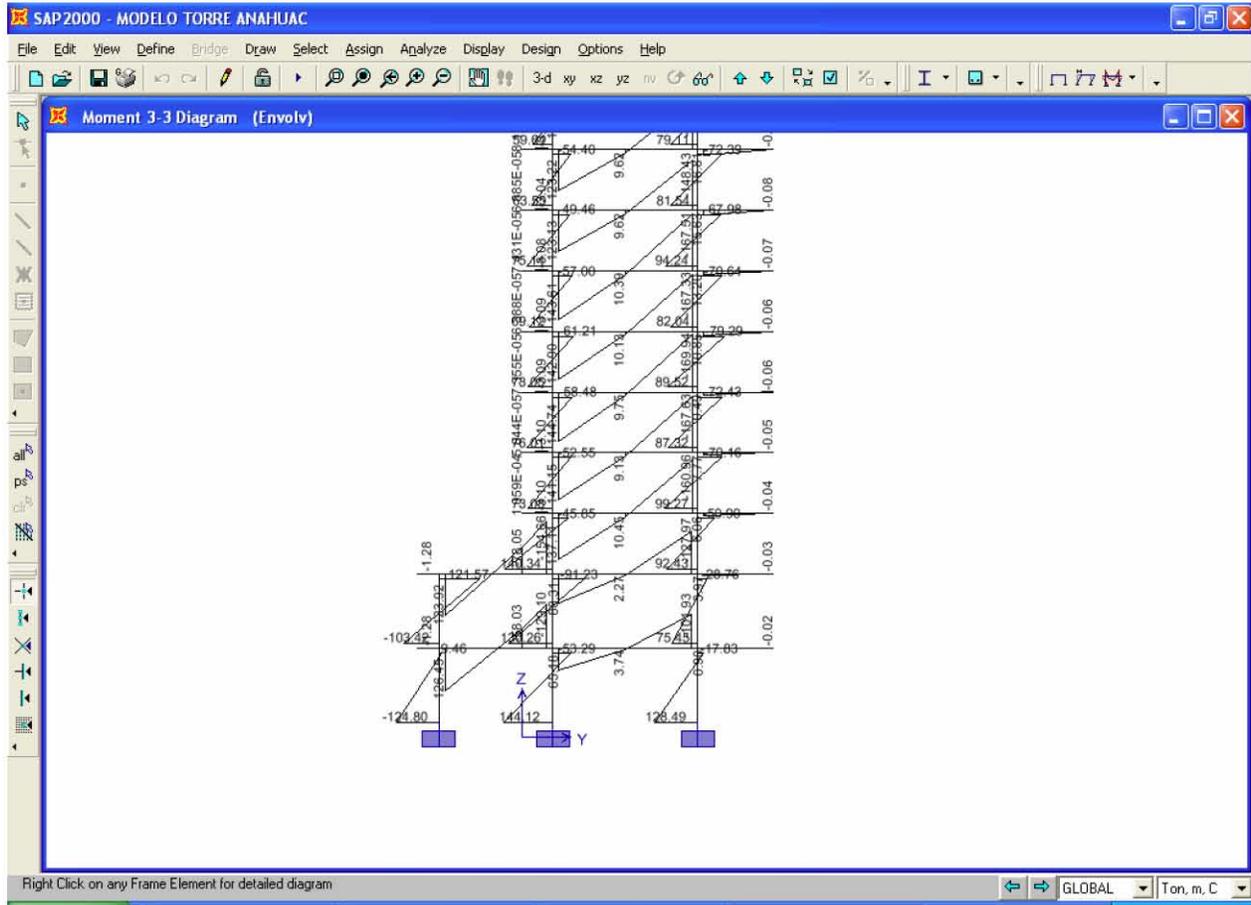


FIGURA 6.13. Elementos Mecánicos. Momento Flexionante del marco 8 (Envolvente)

DESPLAZAMIENTOS

Con el análisis estructural que se realizó, se pueden observar también, en el programa, los desplazamientos que existen en las diferentes direcciones. En las tablas 6.3 y 6.4 se calculan los desplazamientos relativos para la estructura y se revisan que no sean mayores que los desplazamientos permisibles.

Edificio Reforma 51 Torre Anáhuac SEDESOL

Revisión de desplazamientos del CM para la dirección X

COMBINACIÓN 3

Desplazamiento Permisible 0.012

Nivel o entrepiso	Identificación	Elevación (m)	Altura de Entrepiso (m)	Desplazamiento Total (cm)	Altura (m)	Desplazamiento Relativo (cm)	Q D / H	Desplazamiento Permisible (cm)	Resultado
23	Azotea	85.3	3.6	9.70	84.40	0.30	0.003	0.012	pasa
22	Pent House 2	81.7	3.6	9.40	80.80	0.30	0.003	0.012	pasa
21	Pent House 1	78.1	3.6	9.10	77.20	0.40	0.004	0.012	pasa
20	Piso 20	74.5	3.6	8.70	73.60	0.30	0.003	0.012	pasa
19	Piso 19	70.9	3.6	8.40	70.00	0.40	0.004	0.012	pasa
18	Piso 18	67.3	3.6	8.00	66.40	0.50	0.004	0.012	pasa
17	Piso 17	63.7	3.6	7.50	62.80	0.40	0.004	0.012	pasa
16	Piso 16	60.1	3.6	7.10	59.20	0.50	0.004	0.012	pasa
15	Piso 15	56.5	3.6	6.60	55.60	0.50	0.004	0.012	pasa
14	Piso 14	52.9	3.6	6.10	52.00	0.60	0.005	0.012	pasa
13	Piso 13	49.3	3.6	5.50	48.40	0.50	0.004	0.012	pasa
12	Piso 12	45.7	3.6	5.00	44.80	0.50	0.004	0.012	pasa
11	Piso 11	42.1	3.6	4.50	41.20	0.50	0.004	0.012	pasa
10	Piso 10	38.5	3.6	4.00	37.60	0.60	0.005	0.012	pasa
9	Piso 9	34.9	3.6	3.40	34.00	0.50	0.004	0.012	pasa
8	Piso 8	31.3	3.6	2.90	30.40	0.50	0.004	0.012	pasa
7	Piso 7	27.7	3.6	2.40	26.80	0.40	0.004	0.012	pasa
6	Piso 6	24.1	3.6	2.00	23.20	0.40	0.004	0.012	pasa
5	Piso 5	20.5	3.6	1.60	19.60	0.30	0.003	0.012	pasa
4	Piso 4	16.9	3.6	1.30	16.00	0.30	0.003	0.012	pasa
3	Piso 3	13.3	3.6	1.00	12.40	0.40	0.004	0.012	pasa
2	Piso 2	9.7	4.4	0.60	8.80	0.30	0.002	0.012	pasa
1	Piso 1	5.3	4.4	0.30	4.40	0.30	0.002	0.012	pasa
		0.9			0.00				

Coef. Sísmico = 0.40
 Q = 4.00
 Q' = 3.20

TABLA 6.3. Desplazamientos en Dirección X

Observamos que esta dirección no tiene problemas, y era de esperarse, ya que es la dirección que tiene mayor dimensión en planta y por lo tanto mayor rigidez.

Por otro lado, la dirección Y tiene bastantes problemas con respecto a este punto y más adelante se propondrá una reestructuración para poder reducir estos desplazamientos.

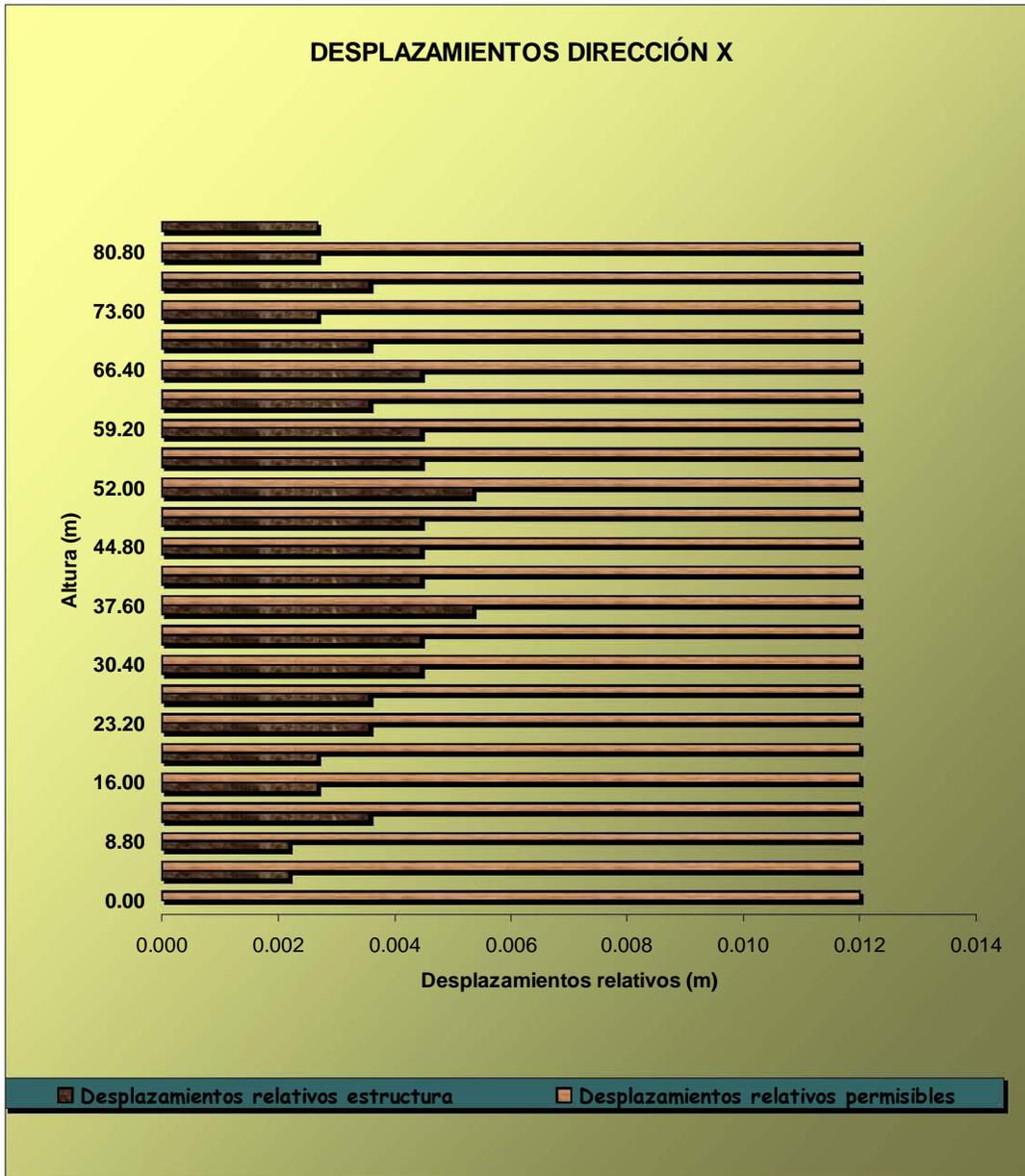


FIGURA 6.14. Comparación de los desplazamientos relativos de estructura con respecto a los permitidos en Dirección X

En la figura 6.12 observamos que los desplazamientos de la estructura no rebasan los permitidos, por lo que tiene un comportamiento adecuado en este sentido.

Edificio Reforma 51 Torre Anáhuac SEDESOL

Revisión de desplazamientos del CM para la dirección Y

COMBINACIÓN 3

Desplazamiento Permissible 0.012

Nivel o entrepiso	Identificación	Elevación (m)	Altura de Entrepiso (m)	Desplazamiento Total (cm)	Altura (m)	Desplazamiento Relativo (cm)	$Q \Delta / H$	Desplazamiento Permissible (cm)	Resultado
23	Azotea	85.3	3.6	56.40	84.40	8.00	0.071	0.012	EXCEDE
22	Pent House 2	81.7	3.6	48.40	80.80	2.20	0.020	0.012	EXCEDE
21	Pent House 1	78.1	3.6	46.20	77.20	2.30	0.020	0.012	EXCEDE
20	Piso 20	74.5	3.6	43.90	73.60	2.40	0.021	0.012	EXCEDE
19	Piso 19	70.9	3.6	41.50	70.00	2.50	0.022	0.012	EXCEDE
18	Piso 18	67.3	3.6	39.00	66.40	2.60	0.023	0.012	EXCEDE
17	Piso 17	63.7	3.6	36.40	62.80	2.80	0.025	0.012	EXCEDE
16	Piso 16	60.1	3.6	33.60	59.20	2.70	0.024	0.012	EXCEDE
15	Piso 15	56.5	3.6	30.90	55.60	2.60	0.023	0.012	EXCEDE
14	Piso 14	52.9	3.6	28.30	52.00	2.70	0.024	0.012	EXCEDE
13	Piso 13	49.3	3.6	25.60	48.40	2.50	0.022	0.012	EXCEDE
12	Piso 12	45.7	3.6	23.10	44.80	2.50	0.022	0.012	EXCEDE
11	Piso 11	42.1	3.6	20.60	41.20	2.60	0.023	0.012	EXCEDE
10	Piso 10	38.5	3.6	18.00	37.60	2.40	0.021	0.012	EXCEDE
9	Piso 9	34.9	3.6	15.60	34.00	2.50	0.022	0.012	EXCEDE
8	Piso 8	31.3	3.6	13.10	30.40	2.20	0.020	0.012	EXCEDE
7	Piso 7	27.7	3.6	10.90	26.80	2.20	0.020	0.012	EXCEDE
6	Piso 6	24.1	3.6	8.70	23.20	1.90	0.017	0.012	EXCEDE
5	Piso 5	20.5	3.6	6.80	19.60	1.80	0.016	0.012	EXCEDE
4	Piso 4	16.9	3.6	5.00	16.00	1.60	0.014	0.012	EXCEDE
3	Piso 3	13.3	3.6	3.40	12.40	1.40	0.012	0.012	EXCEDE
2	Piso 2	9.7	4.4	2.00	8.80	1.30	0.009	0.012	pasa
1	Piso 1	5.3	4.4	0.70	4.40	0.70	0.005	0.012	pasa
		0.9			0.00				

Coef. Sísmico = 0.40
 Q = 4.00
 Q' = 3.20

TABLA 6.4. Desplazamientos en Dirección Y

En la figura 6.13 observamos que los desplazamientos de la estructura rebasan por mucho los límites permitidos, por lo que se tiene que hacer una reestructuración para disminuir estos desplazamientos.

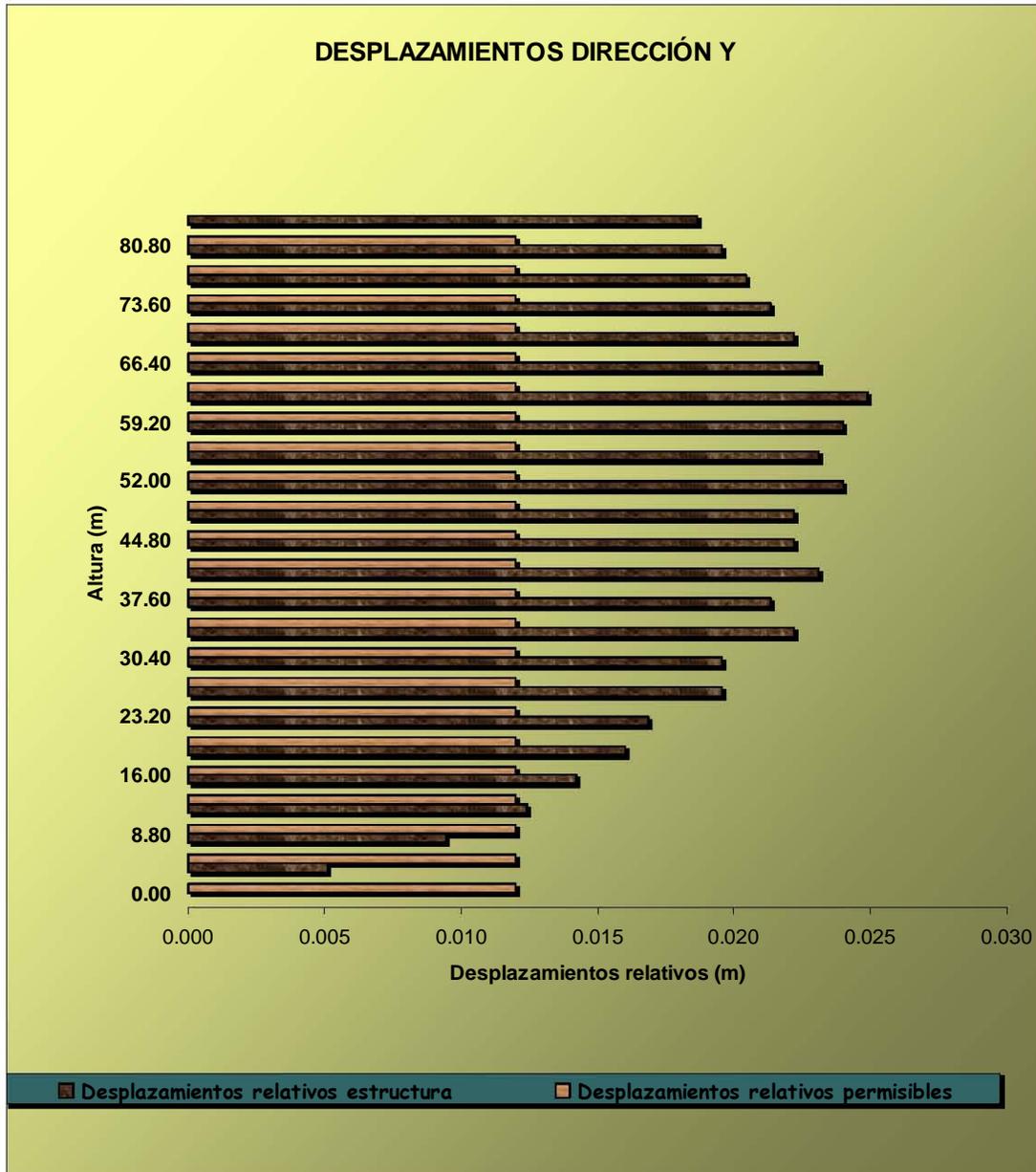


FIGURA 6.15. Comparación de los desplazamientos relativos de estructura con respecto a los permitidos en Dirección Y

REVISIÓN ESTRUCTURAL

Esta revisión la efectúa el programa regido por el método del AISC LRDF93. Podemos observar el nivel de esfuerzo que presentan los elementos, los ilustra con colores siendo usado el color rojo para los elementos sobre esforzados.

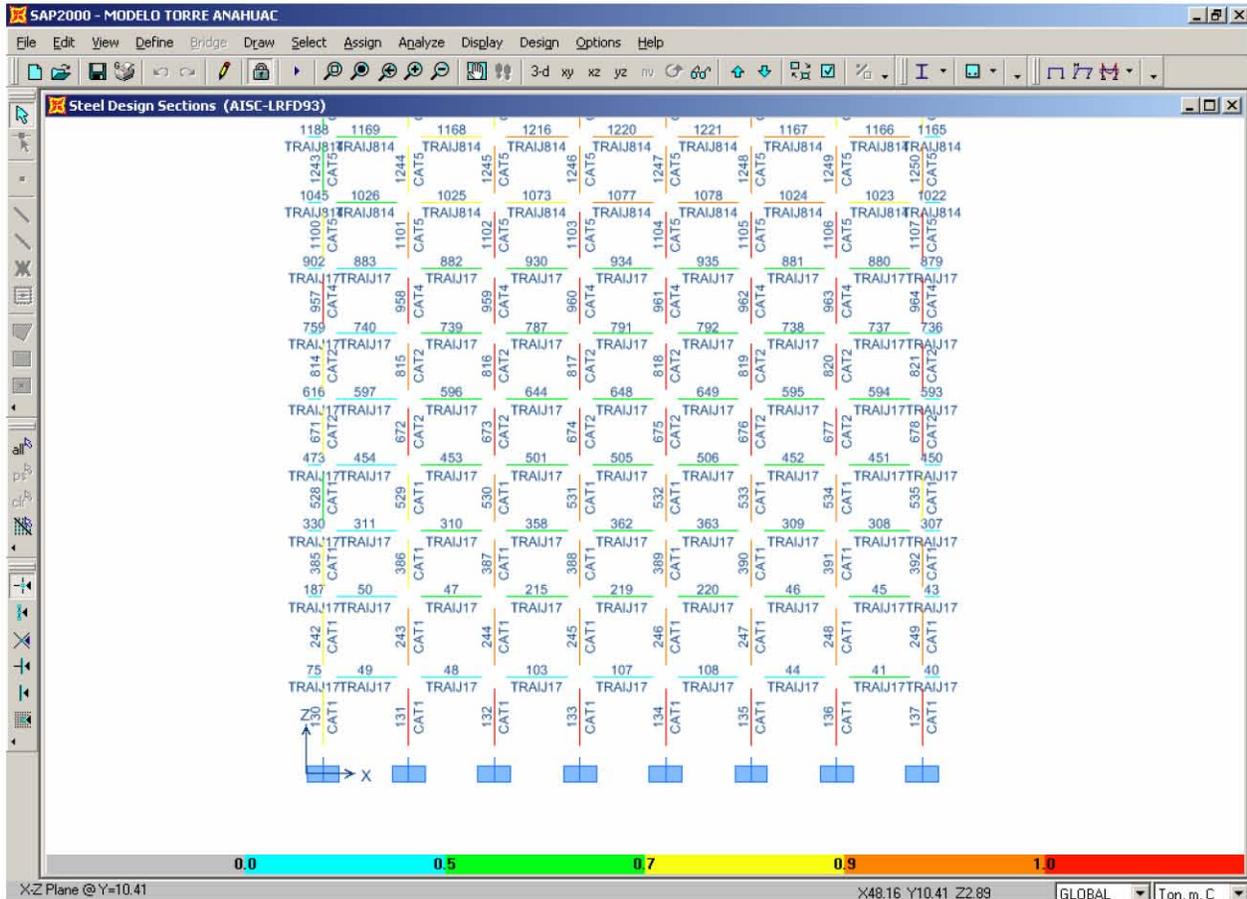


FIGURA 6.16. Nivel de esfuerzos en elementos del marco I parte A según AISC LRDF93

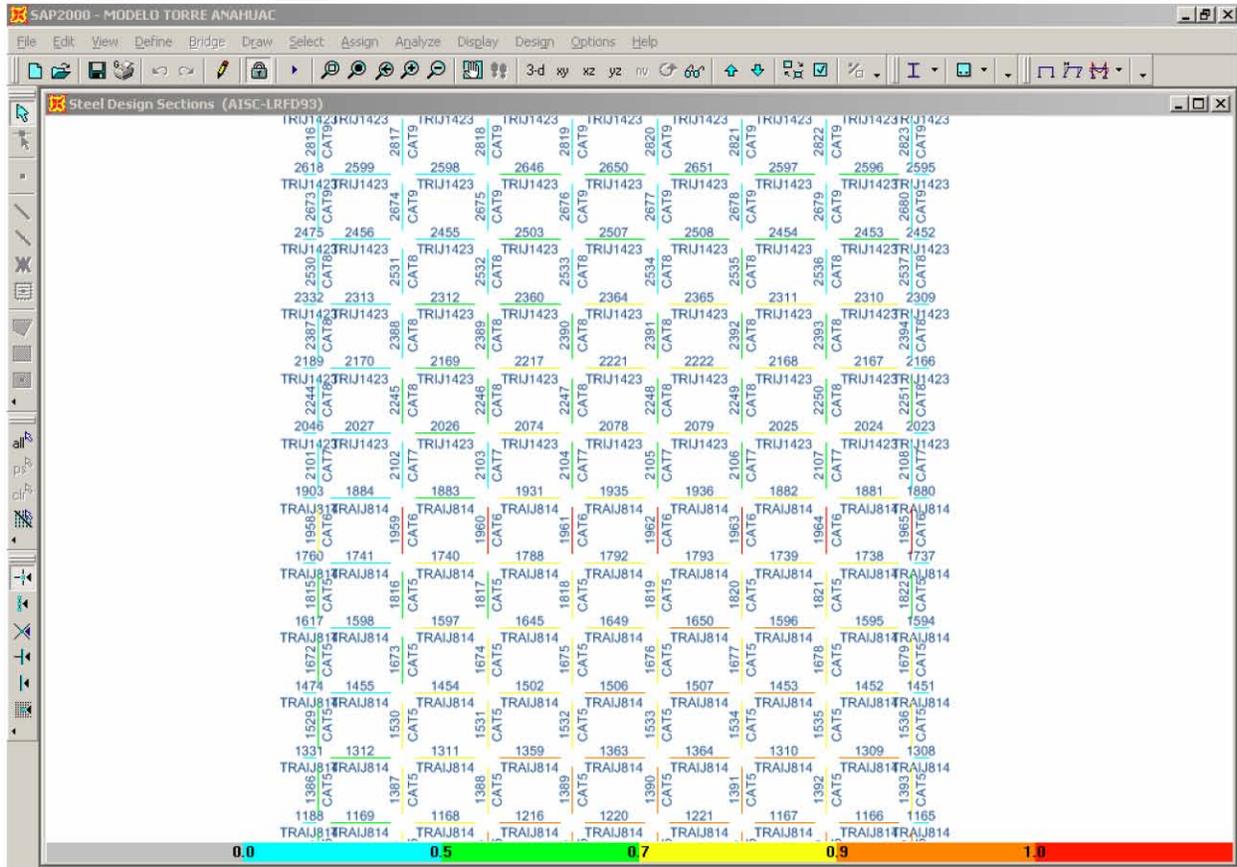


FIGURA 6.17. Nivel de esfuerzos en elementos del marco I parte B según AISC LRDF93

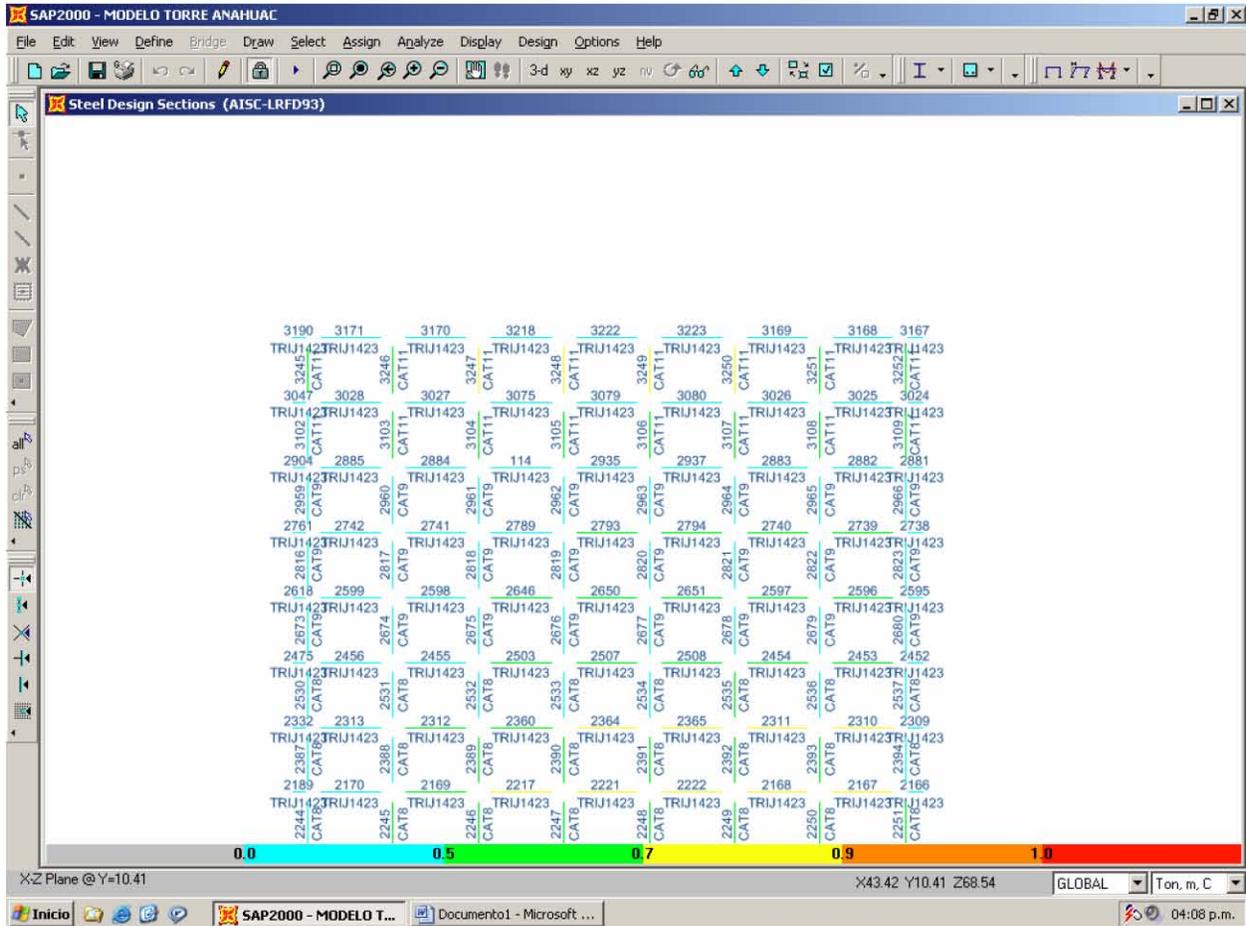


FIGURA 6.18. Nivel de esfuerzos en elementos del marco I parte C según AISC LRDF93

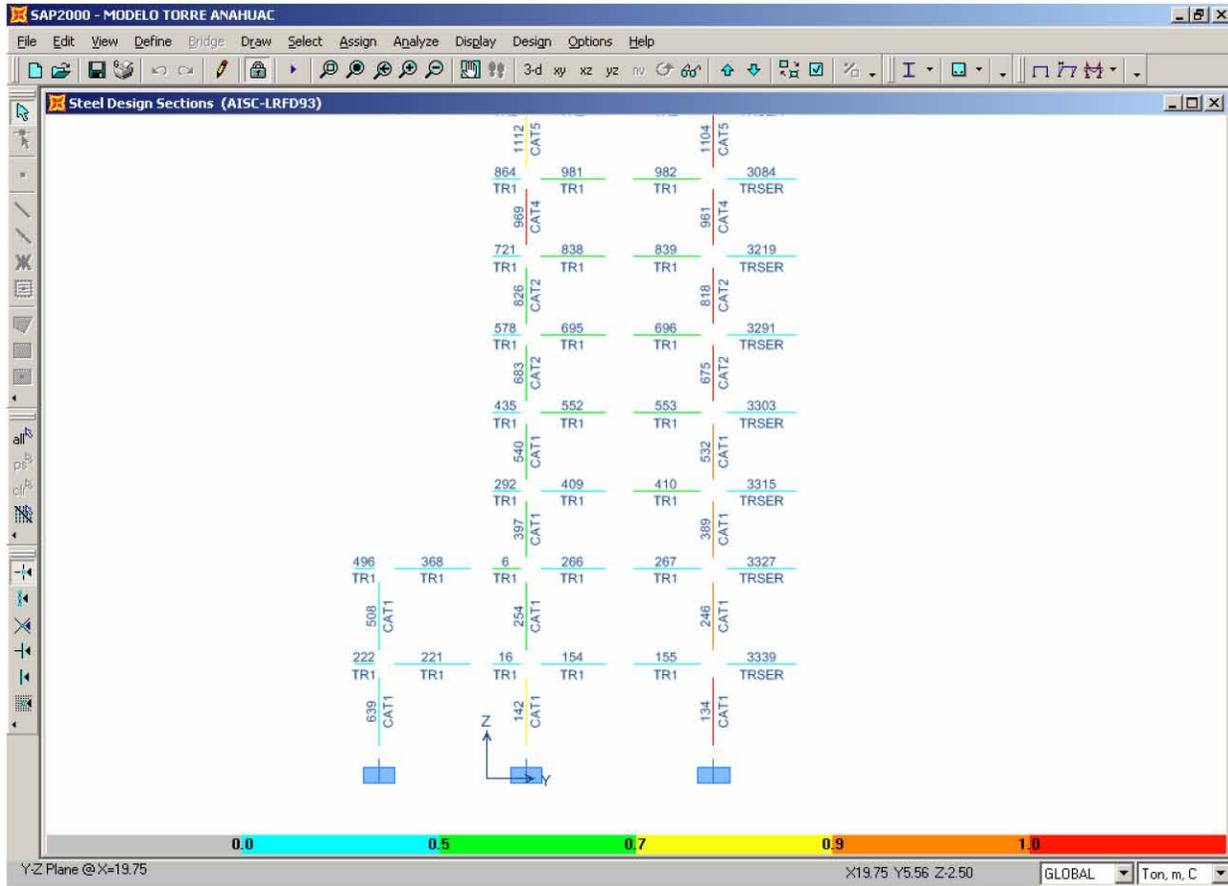


FIGURA 6.19. Nivel de esfuerzos en elementos del marco 8 parte A según AISC LRFD93

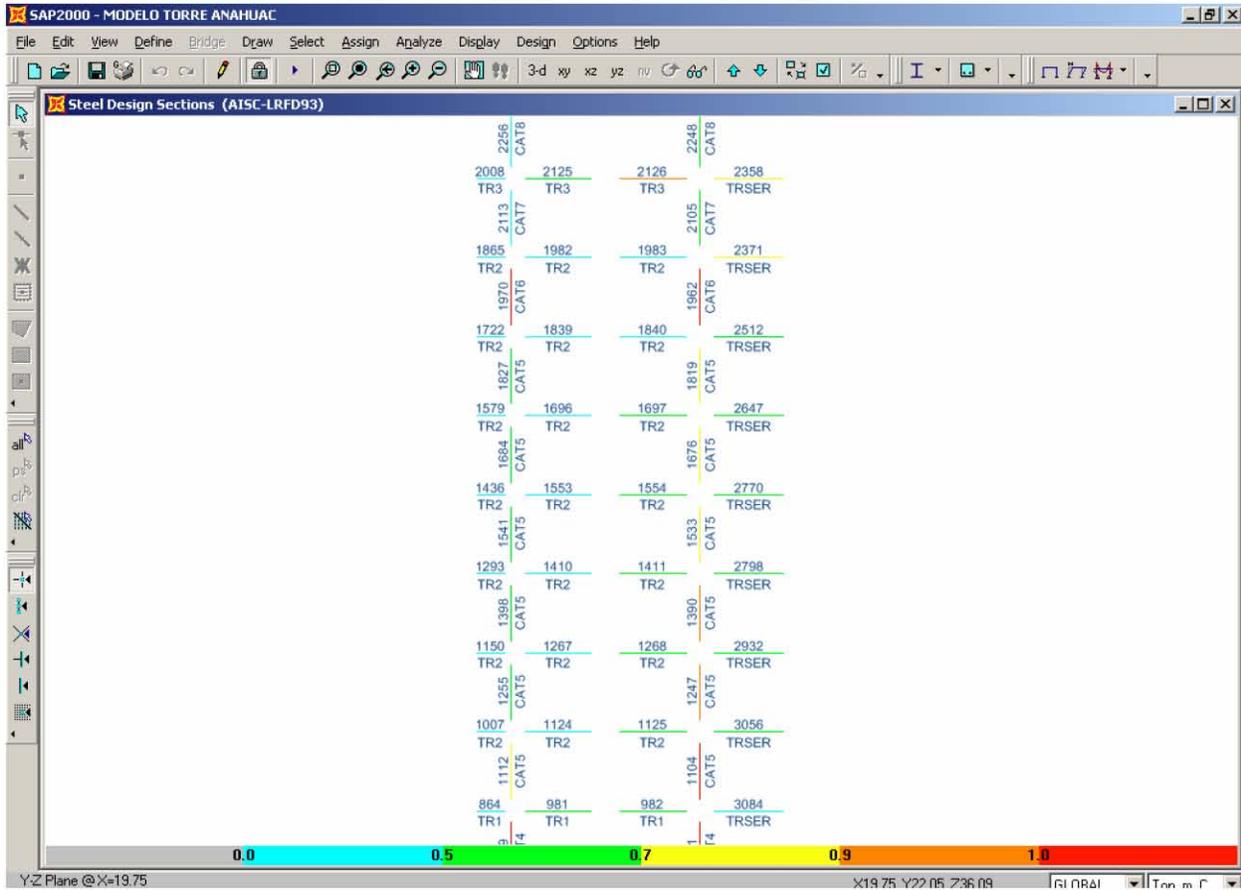


FIGURA 6.20. Nivel de esfuerzos en elementos del marco 8 parte B según AISC LRFD93

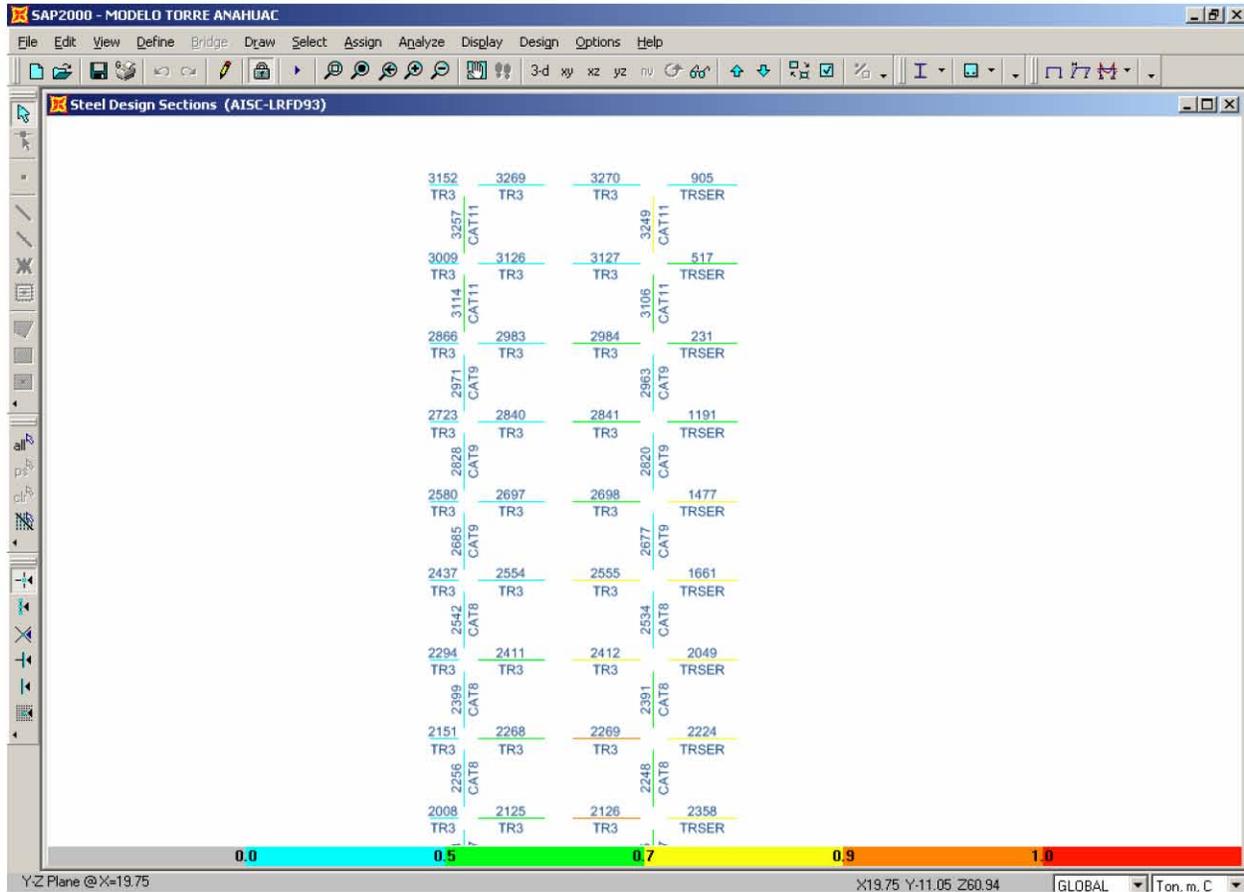


FIGURA 6.21. Nivel de esfuerzos en elementos del marco 8 parte C según AISC LRDF93

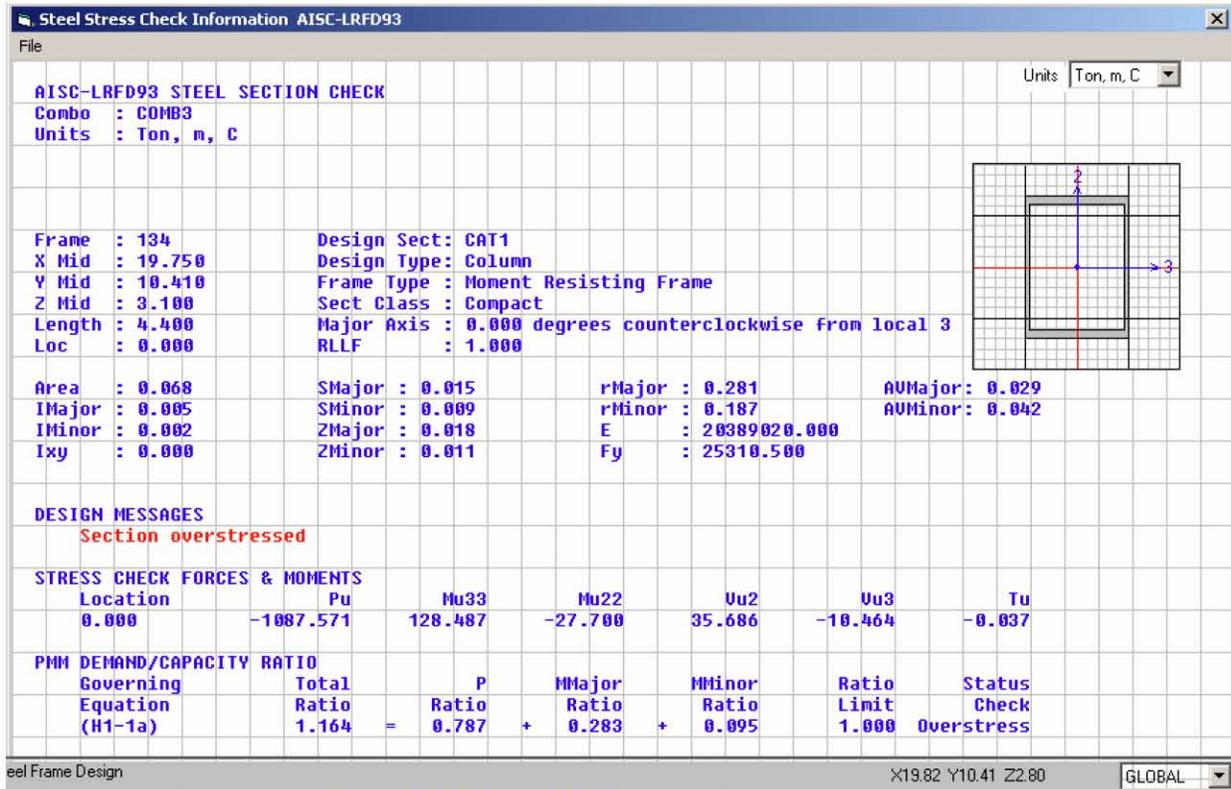


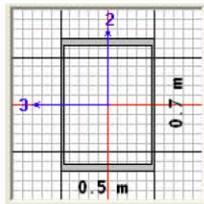
FIGURA 6.22. Ficha Técnica del Elemento N° 134

Como podemos observar en la ficha técnica del elemento N° 134 (figura 6.30) se encuentra sobre esforzado en un 16 % por lo que necesitamos analizar qué podemos hacer para lograr que el elemento trabaje satisfactoriamente.

PROPUESTA DE REFORZAMIENTO

La propuesta consiste en adicionar a los elementos unas placas de espesor, según lo requieran, por medio de soldadura, que llevarían a aumentar el área de la sección y así cubrir las exigencias de las cargas actuantes.

Se cambiarán los siguientes elementos:



$$t_f = 0.0418 \text{ m} \Rightarrow t_f = 0.0418 \text{ m}$$

$$t_w = 0.0209 \text{ m} \Rightarrow t_w = 0.0418 \text{ m}$$

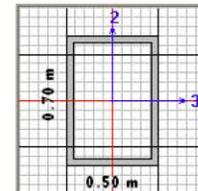
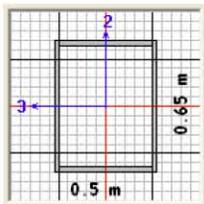


FIGURA 6.23. Reestructuración Columna CAT 1



$$t_f = 0.028 \text{ m} \Rightarrow t_f = 0.0375 \text{ m}$$

$$t_w = 0.021 \text{ m} \Rightarrow t_w = 0.0368 \text{ m}$$

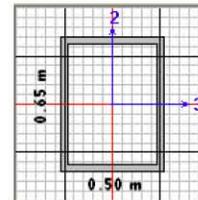
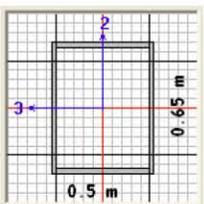


FIGURA 6.24. Reestructuración Columna CAT 2



$$t_f = 0.017 \text{ m} \Rightarrow t_f = 0.0297 \text{ m}$$

$$t_w = 0.014 \text{ m} \Rightarrow t_w = 0.0294 \text{ m}$$

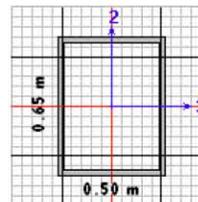
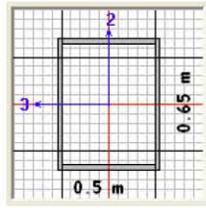


FIGURA 6.25. Reestructuración Columna CAT 4



$$t_f = 0.0254 \text{ m} \Rightarrow t_f = 0.0349 \text{ m}$$

$$t_w = 0.0191 \text{ m} \Rightarrow t_w = 0.0286 \text{ m}$$

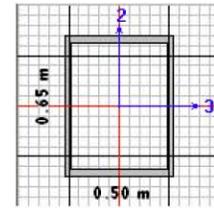
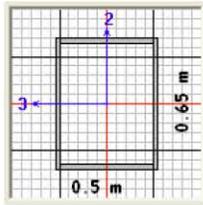


FIGURA 6.26. Reestructuración Columna CAT 5



$$t_f = 0.014 \text{ m} \Rightarrow t_f = 0.038 \text{ m}$$

$$t_w = 0.0105 \text{ m} \Rightarrow t_w = 0.021 \text{ m}$$

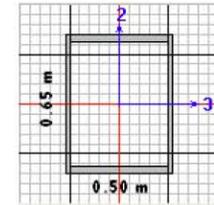


FIGURA 6.27. Reestructuración Columna CAT 6

Estas modificaciones se logran a partir de unir placas a las columnas en la parte que corresponde, cumpliendo ciertos requisitos de calidad en la soldadura. A continuación se muestran los resultados que arroja el programa después de las modificaciones antes descritas.

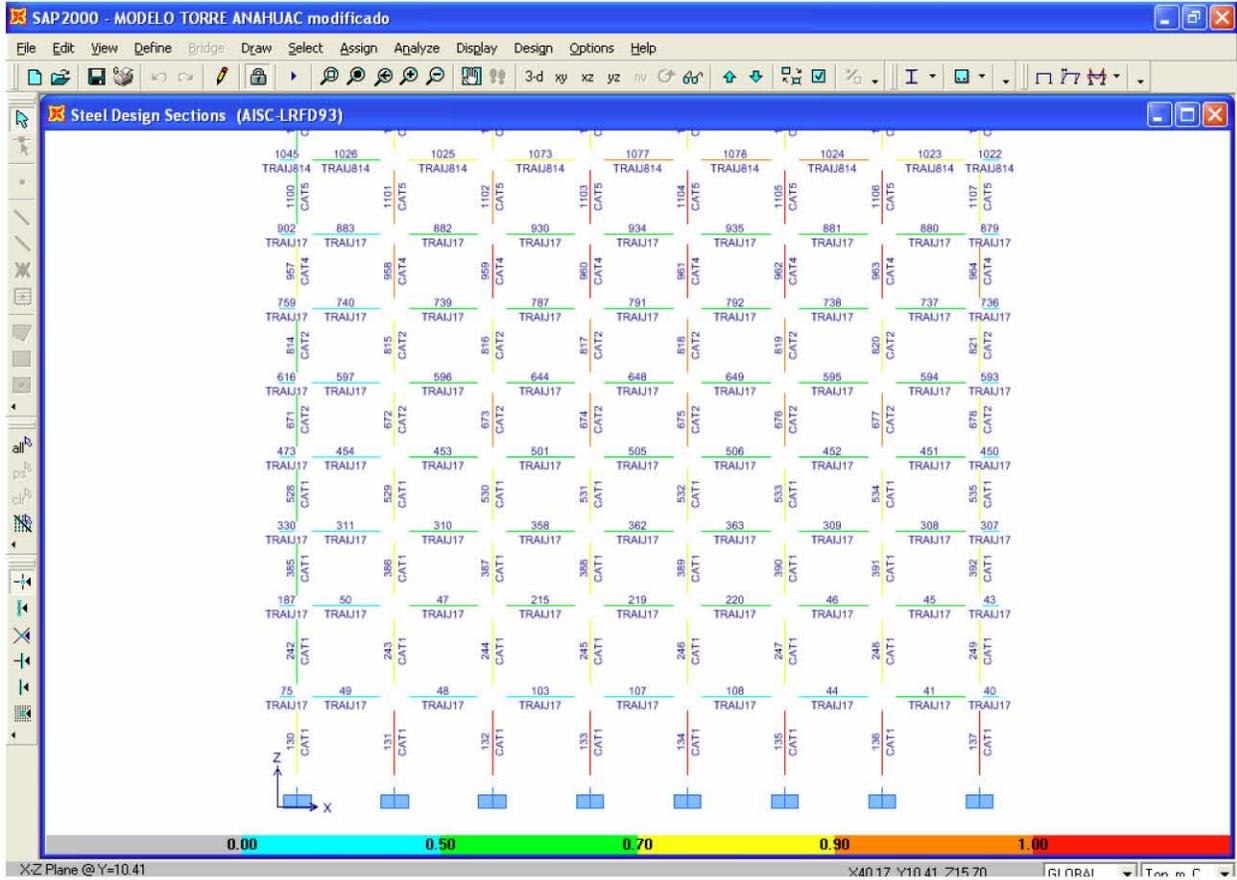


FIGURA 6.28. Nivel de esfuerzos en elementos del marco I parte A modificado según AISC LRDF93

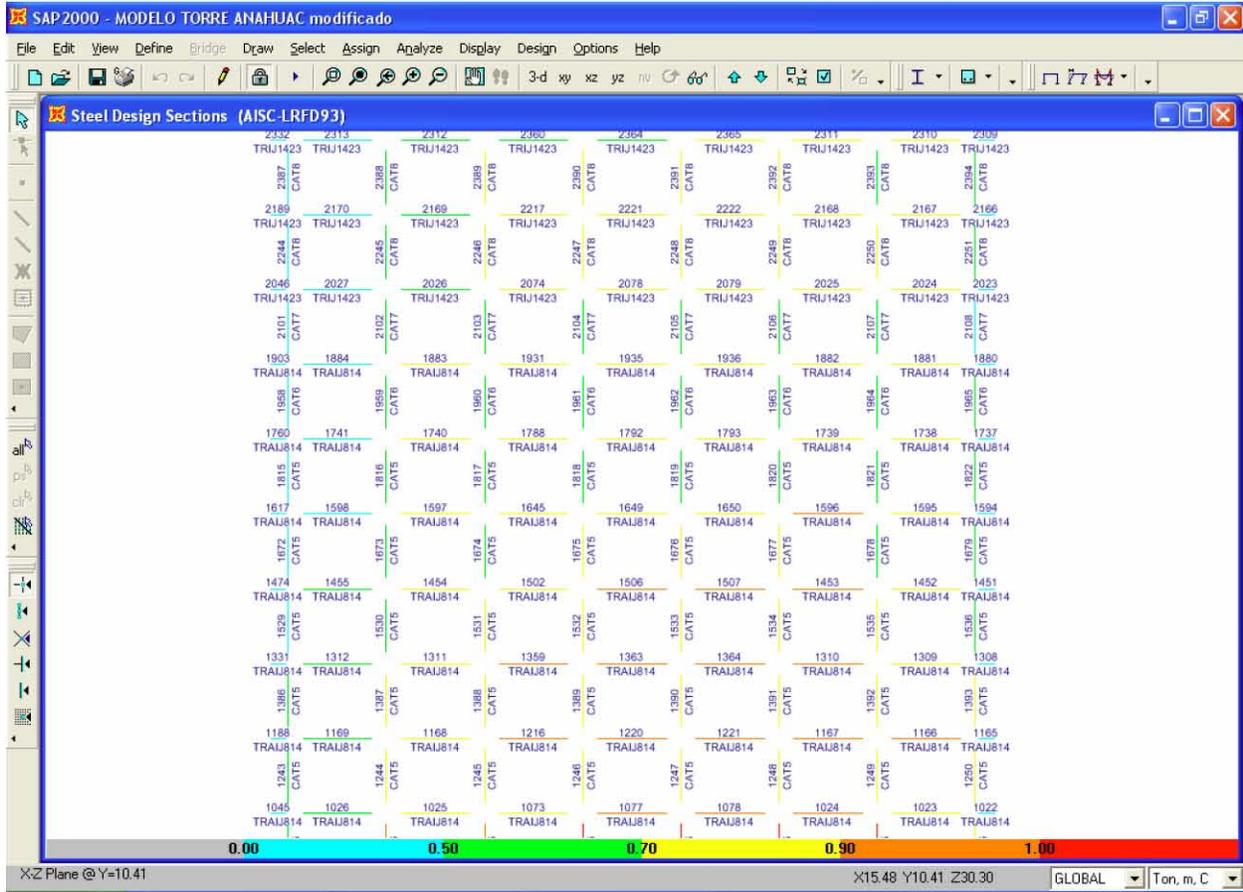


FIGURA 6.29. Nivel de esfuerzos en elementos del marco I parte B modificado según AISC LRFD93

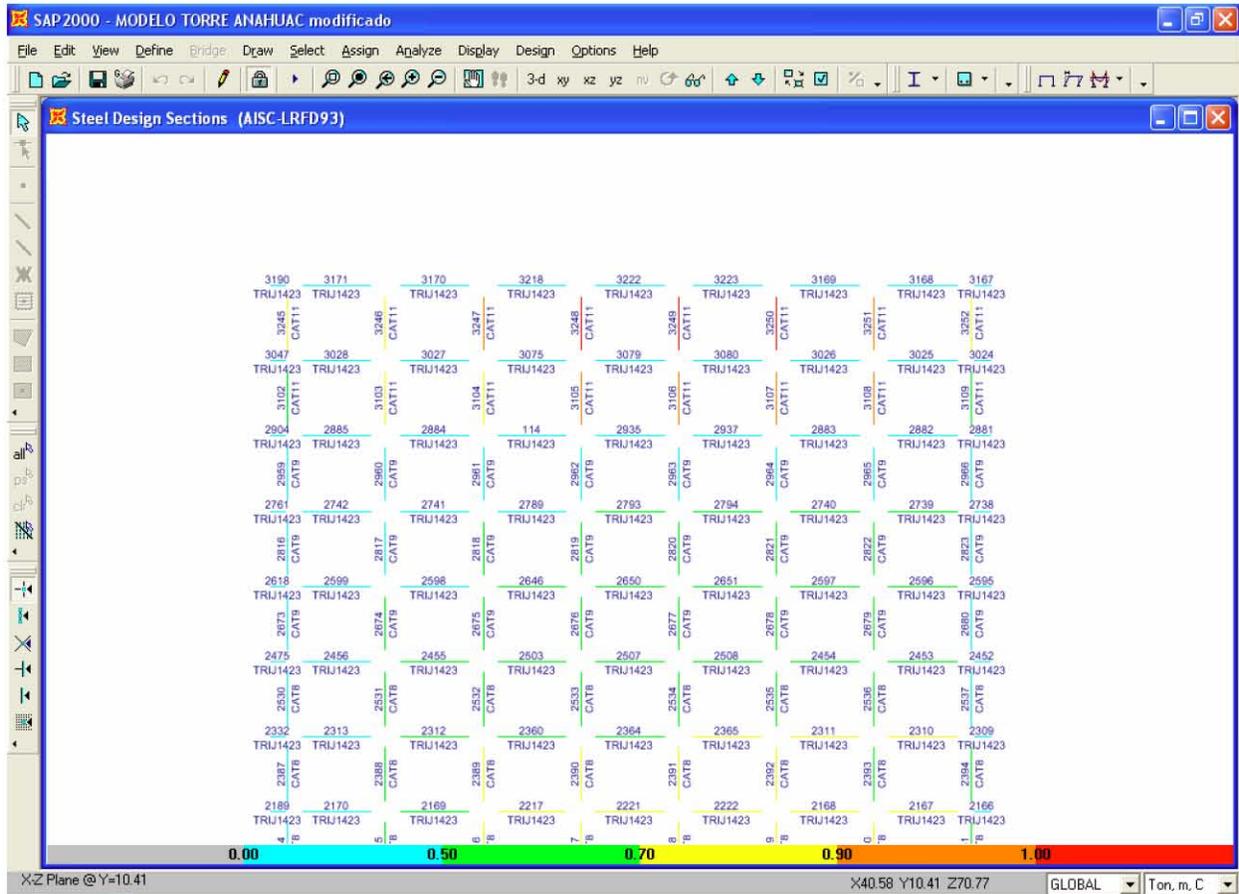
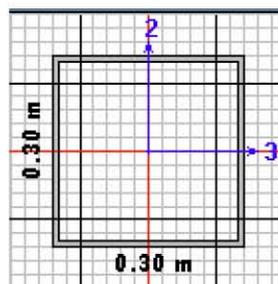


FIGURA 6.30. Nivel de esfuerzos en elementos del marco I parte C modificado según AISC LRDF93

A pesar de que existen elementos aún sobre esforzados, como lo muestran las figuras 6.26, 6.27 y 6.28, estos sobre esfuerzos no rebasan el 10 % del esfuerzo permitido, por lo que se consideran adecuadas las modificaciones que se propusieron.

Por otro lado, con respecto a los desplazamientos, se proponen colocar unas diagonales en el plano Y – Z para disminuir el movimiento en esta dirección.

La figura 6.39 muestra la sección propuesta para las diagonales.



$$t_f = 0.014 \text{ m} \quad t_w = 0.014 \text{ m}$$

FIGURA 6.31. Diagonal propuesta DIAG1 para reducir desplazamientos

Aunque todavía existen desplazamientos relativos que son mayores al permisible como lo muestra la tabla 6.6, estos desplazamientos se redujeron considerablemente y están muy cerca de los permisibles.

Edificio Reforma 51 Torre Anáhuac SEDESOL

Revisión de desplazamientos del CM para la dirección X

COMBINACIÓN 3

Desplazamiento Permissible 0.012

Nivel o entrepiso	Identificación	Elevación (m)	Altura de Entrepiso (m)	Desplazamiento Total (cm)	Altura (m)	Desplazamiento Relativo (cm)	$Q \Delta / H$	Desplazamiento Permissible (cm)	Resultado
23	Azotea	85.3	3.6	8.45	84.40	0.23	0.002	0.012	pasa
22	Pent House 2	81.7	3.6	8.22	80.80	0.28	0.002	0.012	pasa
21	Pent House 1	78.1	3.6	7.94	77.20	0.30	0.003	0.012	pasa
20	Piso 20	74.5	3.6	7.64	73.60	0.33	0.003	0.012	pasa
19	Piso 19	70.9	3.6	7.31	70.00	0.37	0.003	0.012	pasa
18	Piso 18	67.3	3.6	6.94	66.40	0.39	0.003	0.012	pasa
17	Piso 17	63.7	3.6	6.55	62.80	0.41	0.004	0.012	pasa
16	Piso 16	60.1	3.6	6.14	59.20	0.44	0.004	0.012	pasa
15	Piso 15	56.5	3.6	5.70	55.60	0.43	0.004	0.012	pasa
14	Piso 14	52.9	3.6	5.27	52.00	0.44	0.004	0.012	pasa
13	Piso 13	49.3	3.6	4.83	48.40	0.45	0.004	0.012	pasa
12	Piso 12	45.7	3.6	4.38	44.80	0.46	0.004	0.012	pasa
11	Piso 11	42.1	3.6	3.92	41.20	0.45	0.004	0.012	pasa
10	Piso 10	38.5	3.6	3.47	37.60	0.47	0.004	0.012	pasa
9	Piso 9	34.9	3.6	3.00	34.00	0.47	0.004	0.012	pasa
8	Piso 8	31.3	3.6	2.53	30.40	0.41	0.004	0.012	pasa
7	Piso 7	27.7	3.6	2.12	26.80	0.34	0.003	0.012	pasa
6	Piso 6	24.1	3.6	1.78	23.20	0.32	0.003	0.012	pasa
5	Piso 5	20.5	3.6	1.46	19.60	0.32	0.003	0.012	pasa
4	Piso 4	16.9	3.6	1.14	16.00	0.30	0.003	0.012	pasa
3	Piso 3	13.3	3.6	0.84	12.40	0.28	0.002	0.012	pasa
2	Piso 2	9.7	4.4	0.56	8.80	0.34	0.002	0.012	pasa
1	Piso 1	5.3	4.4	0.22	4.40	0.22	0.002	0.012	pasa
		0.9			0.00				

Coef. Sísmico = 0.40
 Q = 4.00
 Q' = 3.20

TABLA 6.5. Desplazamientos en Dirección X del modelo reestructurado

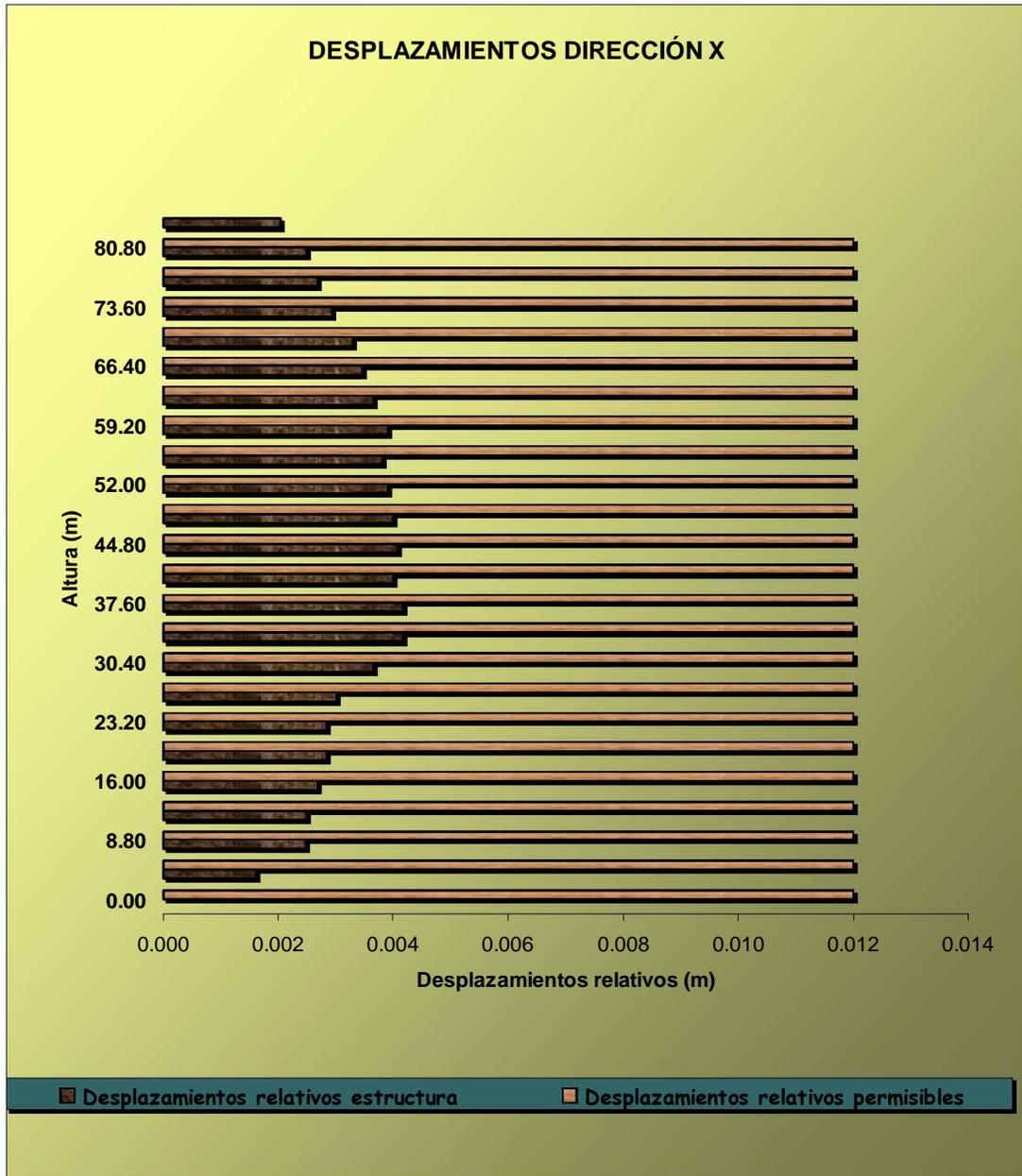


FIGURA 6.32. Comparación de los desplazamientos relativos de estructura con respecto a los permitidos en Dirección X

Edificio Reforma 51 Torre Anáhuac SEDESOL

Revisión de desplazamientos del CM para la dirección Y

COMBINACIÓN 3

Desplazamiento Permisible 0.012

Nivel o entrepiso	Identificación	Elevación (m)	Altura de Entrepiso (m)	Desplazamiento Total (cm)	Altura (m)	Desplazamiento Relativo (cm)	Q D / H	Desplazamiento Permisible (cm)	Resultado
23	Azotea	85.3	3.6	28.39	84.40	1.42	0.013	0.012	EXCEDE
22	Pent House 2	81.7	3.6	26.97	80.80	1.31	0.012	0.012	pasa
21	Pent House 1	78.1	3.6	25.66	77.20	1.67	0.015	0.012	EXCEDE
20	Piso 20	74.5	3.6	23.99	73.60	1.51	0.013	0.012	EXCEDE
19	Piso 19	70.9	3.6	22.48	70.00	1.52	0.014	0.012	EXCEDE
18	Piso 18	67.3	3.6	20.96	66.40	1.53	0.014	0.012	EXCEDE
17	Piso 17	63.7	3.6	19.43	62.80	1.54	0.014	0.012	EXCEDE
16	Piso 16	60.1	3.6	17.89	59.20	1.53	0.014	0.012	EXCEDE
15	Piso 15	56.5	3.6	16.36	55.60	1.50	0.013	0.012	EXCEDE
14	Piso 14	52.9	3.6	14.86	52.00	1.47	0.013	0.012	EXCEDE
13	Piso 13	49.3	3.6	13.39	48.40	1.44	0.013	0.012	EXCEDE
12	Piso 12	45.7	3.6	11.95	44.80	1.41	0.013	0.012	EXCEDE
11	Piso 11	42.1	3.6	10.54	41.20	1.38	0.012	0.012	EXCEDE
10	Piso 10	38.5	3.6	9.16	37.60	1.17	0.010	0.012	pasa
9	Piso 9	34.9	3.6	7.99	34.00	1.40	0.012	0.012	EXCEDE
8	Piso 8	31.3	3.6	6.59	30.40	1.18	0.010	0.012	pasa
7	Piso 7	27.7	3.6	5.41	26.80	1.09	0.010	0.012	pasa
6	Piso 6	24.1	3.6	4.32	23.20	0.99	0.009	0.012	pasa
5	Piso 5	20.5	3.6	3.33	19.60	0.89	0.008	0.012	pasa
4	Piso 4	16.9	3.6	2.44	16.00	0.79	0.007	0.012	pasa
3	Piso 3	13.3	3.6	1.65	12.40	0.67	0.006	0.012	pasa
2	Piso 2	9.7	4.4	0.98	8.80	0.62	0.005	0.012	pasa
1	Piso 1	5.3	4.4	0.36	4.40	0.36	0.003	0.012	pasa
		0.9			0.00				

Coef. Sísmico = 0.40
 Q = 4.00
 Q' = 3.20

TABLA 6.5. Desplazamientos en Dirección X del modelo ya reestructurado

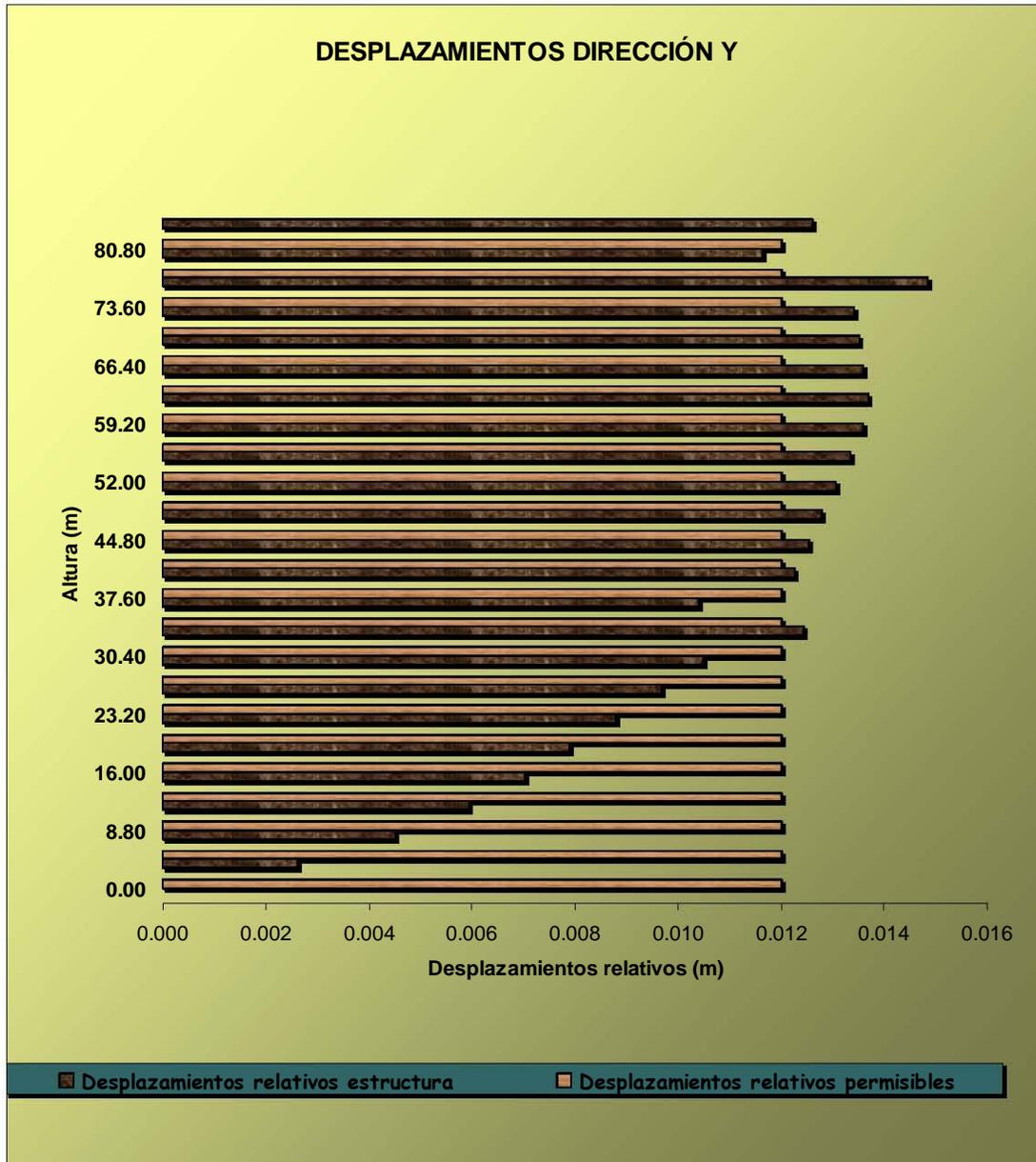


FIGURA 6.33. Comparación de los desplazamientos relativos de estructura con respecto a los permitidos en Dirección Y

A pesar de que los desplazamientos relativos de la estructura aún rebasan los permitidos, dichos desplazamientos se redujeron a un intervalo aceptable.

CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES

Los programas de análisis estructural y los equipos de cómputo que tenemos en la actualidad son una herramienta muy poderosa que nos ayuda a poder evaluar distintas opciones en un tiempo razonable, lo que nos lleva a proponer estructuras o refuerzos de manera óptima. A pesar de ello, esta herramienta no debe de sustituir la experiencia y el buen juicio ingenieril, por lo que se deben analizar los resultados cuidadosamente y tener muy claro las consideraciones, hipótesis y alcances de estos programas, con el fin de hacer un uso adecuado de ellos y poder detectar posibles errores en los cálculos. Una vez que se maneja esto, la herramienta se convierte en un poderoso aliado en la solución de problemas.

En relación al edificio objeto de la evaluación realizada en este trabajo, se puede mencionar que su estructura presentó algunos problemas, mismos que se comentan a continuación. La revisión del estado límite de resistencia indicó que la estructura se encuentra sobre-demandada en algunos elementos principales, por lo que se hizo una propuesta para aumentar las secciones, mediante la adición de placas en toda su longitud que incrementaron su capacidad a carga axial y a momento flexionante para poder cubrir las exigencias de los reglamentos actuales. En lo correspondiente a la revisión de los límites de servicio, se detectaron desplazamientos mayores a los permitidos por la norma en el sentido que tiene menor rigidez lateral, por lo que se hizo una segunda propuesta de reforzamiento consistente en colocar diagonales este sentido para poder disminuir los desplazamientos.

Con esta propuesta de reforzamiento, los valores que arroja nuestro modelo en la revisión cumplen con las especificaciones en un rango aceptable. En cuestión de resistencia se presentan muy pocos elementos que están sobre esforzados no más del 10 %. Por la parte de los desplazamientos se pudo verificar que se disminuyen considerablemente gracias a las diagonales, aunque estos desplazamientos aún sobrepasan los permitidos, entran dentro de un rango aceptable.

Respecto al estudio experimental para determinar las propiedades dinámicas del edificio de utilidad para calibrar su modelo estructural, se consideró fundamental ya que este tipo de técnicas disminuyen el grado de incertidumbre en la respuesta dinámica de estructuras existentes. Este nivel de incertidumbre, suele ser aún más crítico cuando la información técnica de memorias de cálculo y planos estructurales de un edificio es escasa o inexistente y se tiene que recurrir a levantamientos físicos e inspecciones con pruebas destructivas y no destructivas para reconstruir el modelo estructural.

Es de interés mencionar que, en algunas obras civiles se han recolectado registros de sismos de varias intensidades, lo cual permite evaluar su comportamiento dinámico a diferentes niveles de excitación del suelo. Problemas tales como interacción suelo-estructura, comportamiento de pisos blandos y efectos de torsión, se pueden entender mejor al analizar los registros de estructuras con instrumentación sísmica. Como se mencionó, aspecto valioso de los registros de estructuras instrumentadas es la posibilidad de calibrar modelos matemáticos de estas estructuras y verificar

si los métodos actuales de modelación de estructuras son adecuados para representar matemáticamente una estructura real. Los últimos avances en el desarrollo de programas de análisis dinámico tridimensional no-lineal permiten hoy en día hacer este tipo de verificaciones a un nivel bastante sofisticado.

Gracias a estos estudios, en el trabajo aquí presentado se pudo conocer las propiedades dinámicas del edificio en cuestión. Los periodos de vibrar obtenidos en la estructura fueron consistentes con el tipo de estructuración del inmueble, siendo mayor el de la dirección 3 debido a la geometría de la sección en planta, que ocasiona una menor rigidez lateral. El amortiguamiento asociado a estos periodos se encontró alrededor del lo esperado que era del 10 %.

Es importante tener información acerca del comportamiento de las estructuras, ya que la información es la materia prima de la investigación. En nuestro país la investigación no ha sido impulsada fuertemente debido a que no se invierten los recursos necesarios. Los estudios de vibración ambiental representan una valiosa fuente de información que aporta elementos no solo para la investigación sino para la seguridad estructural, por lo que se convierte en una inversión muy justificada.

CAPÍTULO VIII

BIBLIOGRAFÍA

- ◆ Reglamento de Construcción del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias 2004.
- ◆ Meli Piralla Roberto. "**DISEÑO ESTRUCTURAL**". 2^{da}. Edición. Editorial Limusa. Año 2000.
- ◆ Bazán Enrique, Meli Piralla R. "DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS". Editorial Limusa. Año 2001.
- ◆ González Cuevas O., Robles F. "**ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO**". 3^a Edición Editorial Limusa. Año 2000.
- ◆ Chopa Anil K., Newmark Nathan M. "**DISEÑO DE ESTRUCTURAS RESISTENTES A SISMOS**". Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C.
- ◆ Boris B. Lin T. Y., Scalzi J. B. "**DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO**". 2^a Edición Editorial Limusa - Wiley, S. A.
- ◆ León José L., Resendiz Daniel. **ARTÍCULO "A METHOD TO ESTIMATE SETTLEMENTS OF FRICTION PILE GROUPS"**. Memorias del VI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Lima, Perú (1979).
- ◆ R. Quaas, L. Alcántara, J. M. Espinosa, E. MENA, J. A. Otero, S. Medina. **BASE MEXICANA DE DATOS DE SISMOS FUERTES**. Cuadernos FICA México 1996.
- ◆ http://www.telecom.esimez.ipn.mx/extension/seminarios_pds_temario.html
- ◆ <http://www.arrakis.es/~ppriego/fourier/fourier.htm>
- ◆ http://www.csiberkeley.com/products_SAP.html

- ◆ http://www.csiberkeley.com/products_ETABS.html
- ◆ http://www.csiberkeley.com/products_SAFE.html
- ◆ <http://www.comp-engineering.com/products/SAP2000/sap2000.html>
- ◆ <http://www.comp-engineering.com/downloads/manuals/ETABS/English/E-TUT-001.pdf>
- ◆ http://www.dowcoconsultants.com/staadpro/staadetc/y_staadetc.php
- ◆ <http://www.staadpro.co.uk/default.htm>
- ◆ <http://www.revista.unam.mx/vol.2/num3/proyec1/>
- ◆ <http://www.aeis.es/AIBIS/Resumenes.asp?Ref=CI9>