

872715



Universidad Don Vasco A.C.

Incorporación No. 8727-15 a la
Universidad Nacional Autónoma de México

Escuela de Ingeniería Civil

Vulnerabilidad Sísmica de Edificio de Once Niveles y Propuesta de Reforzamiento para la Superestructura, en la Cd. de Uruapan, Mich.

TESIS PROFESIONAL QUE PARA OBTENER EL
TÍTULO DE:

Ingeniero Civil

PRESENTA:

Lizeth Vergara Farías

Enero, 2004

Uruapan, Mich.





Universidad Nacional
Autónoma de México



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.



UNIVERSIDAD DON VASCO, A. C.
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
ENTRONQUE CARRETERA A PATZCUARO 1100
APARTADO POSTAL 66 TEL. 4-25-26
URUAPAN, MICHOACAN

CLAVE UNAM 872715

RECONOCIMIENTO

-La presente tesis, que lleva por título “Vulnerabilidad sísmica de edificio de once niveles y propuesta de reforzamiento, en la cd. de Uruapan, Mich.”, desarrollada en forma esmerada por la alumna Lizeth Vergara Farías, contó con el eficiente apoyo y asesoría del señor maestro en Ingeniería Guillermo Martínez Ruiz.

-El ingeniero Martínez Ruiz, actualmente profesor e investigador en la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, fue titular en el área de estructuras de nuestra Escuela de Ingeniería Civil durante ocho años, y ha seguido manteniendo un estrecho y desinteresado contacto con nuestro alumnado, transmitiendo sus experiencias y conocimientos.

-Por estos motivos expresamos al señor Ingeniero Martínez Ruiz nuestro agradecimiento, haciendo votos por seguir contando con su atinada colaboración para los fines educativos que perseguimos.

Uruapan, Mich., Septiembre del 2003.

ING. RAÚL JAMIT ABUD
UNIVERSIDAD DON VASCO, A.C.
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
DIRECTOR TÉCNICO

Gracias:

A Dios por darme todo lo que he tenido en mi vida, y permitirme llegar hasta aquí.

A mis padres Gerardo e Isabel, por apoyarme, y estar conmigo siempre en todos los aspectos de mi vida, e impulsarme a conseguir mis metas, solo puedo decirles gracias por todo.

A mis hermanos Karol, Gerardo y Marisa, que siempre están conmigo en las buenas, y en las malas, gracias por ser parte de mi vida.

A toda mi familia que siempre esta pendiente de mi, gracias por su interés, y preocupación.

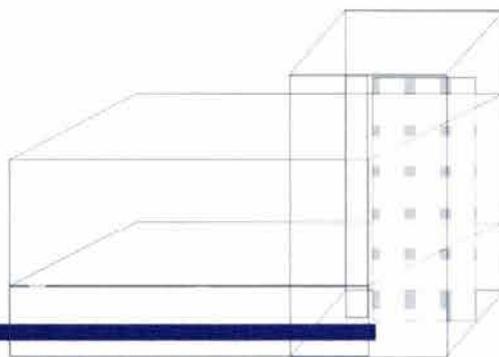
Al M. en I. Guillermo Martínez Ruiz, por su asesoría, y apoyo para la realización de esta tesis, por su amistad, por sus enseñanzas, y por aligerarnos el camino con su sencillez, y buen humor, gracias por abrirme la puerta al fascinante mundo de la ingeniería.

A mis maestros de la carrera que con sus conocimientos, dedicación, y tiempo, nos guiaron para ser mejores personas, tanto en el plano profesional, como en el personal, gracias.

A mis compañeros de generación que más que eso fueron amigos, Pavel, Uriel, Arturo, Iván, Juan Daniel, y Braulio, gracias por estos cinco años en que compartimos todo, en los que nos conocimos, y crecimos, en los que tuvimos momentos divertidos, y momentos difíciles, pero siempre juntos, gracias por su amistad.

A mis compañeras, y compañeros de carrera, con los que tuve la oportunidad de compartir, y convivir durante todo este tiempo, gracias por los momentos divertidos.

Índice



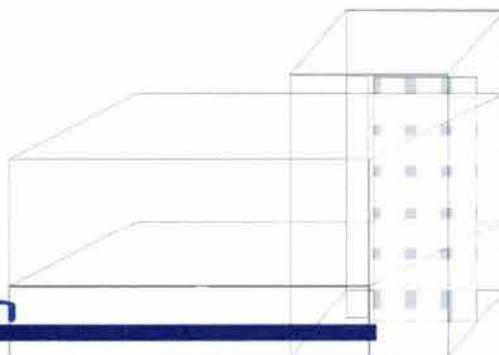
ÍNDICE	
INTRODUCCIÓN	8
1.- VULNERABILIDAD SÍSMICA	
1.1.- MÉTODOS PARA ESTIMAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA	12
1.1.1.- INTRODUCCIÓN.....	12
1.1.2.- METODOS PROPUESTOS.....	12
1.1.2.1.- EVALUACIÓN DE EDIFICIOS EN LA CIUDAD DE MÉXICO.....	12
1.1.2.2.- MODELO SISMEX.....	17
1.2.- SISMOS Y MEDIDAS DE INTENSIDAD SÍSMICA	19
1.2.1.- CONCEPTOS SISMICOS.....	19
1.2.2.- ÍNDICE DE RESISTENCIA (K)	23
1.2.3.- ESPECTROS DE RESPUESTA.....	24
1.2.4.- ESCALAS INSTRUMENTALES.....	25
1.2.5.- ESPECTRO DE FOURIER.....	26
1.3.- METODOLOGÍA A SEGUIR PARA EL ANÁLISIS DEL EDIFICIO	27
1.3.1.- INTRODUCCIÓN.....	27
1.3.2.- METODOLOGÍA.....	27
1.3.3.- EVALUACIÓN DE NIVEL # 1.....	27
1.3.3.1.- EVALUACIÓN DEL NIVEL DE SEGURIDAD.....	32
1.3.4.- EVALUACIÓN DE NIVEL # 2.....	33
1.3.4.1. EVALUACIÓN DEL NIVEL DE SEGURIDAD.....	37
1.3.5.- EVALUACIÓN DE NIVEL # 3.....	38
1.3.5.1.- EVALUACIÓN DEL NIVEL DE SEGURIDAD.....	39
2.- CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA Y ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS	
2.1.- CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA	41
2.1.1.- INTRODUCCIÓN.....	41
2.1.2.- PROBLEMAS DE CONFIGURACIÓN EN PLANTA.....	42
2.1.3.- PROBLEMAS DE CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN.....	44
2.2.- CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL	46
2.2.1.- CONCENTRACIONES DE MASA.....	46
3.- CAPACIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO EN ESTUDIO	
3.1.- IDENTIFICACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO	54
3.2.- PLANTAS TIPO DEL EDIFICIO	56



4.- EVALUACIÓN NIVEL # 1	60
4.1.- NIVEL DE SEGURIDAD DEL EDIFICIO	66
5.- EVALUACIÓN NIVEL # 2	67
5.1.- FUERZA CORTANTE ACTUANTE EN EL EDIFICIO (VA)	91
5.2.- FUERZA CORTANTE RESISTENTE EN EL EDIFICIO (VR)	92
5.3.- FACTOR DE CORRECCIÓN (S)	93
5.4.- COEFICIENTE DE RESISTENCIA DEL EDIFICIO(K)	94
6.- EVALUACIÓN NIVEL # 3	95
6.1.- ANÁLISIS DEL EDIFICIO CON EL ESPECTRO DE DISEÑO DEL EDO. DE MICHOACÁN.	99
6.1.1.- REVISIÓN DE LA RESISTENCIA DEL EDIFICIO.....	100
6.2.- ANÁLISIS DEL EDIFICIO CON EL ESPECTRO DE DISEÑO DE LA CD. DE URUAPAN, MICHOACÁN.	110
6.2.1.- REVISIÓN DE LA RESISTENCIA DEL EDIFICIO.....	111
7.- PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DEL EDIFICIO	121
7.1.- SISTEMAS USUALES DE REFUERZO DE ESTRUCTURAS	124
7.2.- ELECCIÓN DEL SISTEMA DE REFUERZO PARA EL EDIFICIO	127
7.3.- REFORZAMIENTO DEL EDIFICIO	131
7.3.1.- COLUMNAS.....	131
7.3.2.- TRABE CON SECCIÓN T.....	135
7.3.2.1 TRABE EJE D.....	135
7.3.2.2 TRABE EJE 4.....	139
7.3.2.3 REVISIÓN DE ARMADO DE TRABE EJE D.....	143
7.3.2.4 REVISIÓN DE ARMADO DE TRABE EJE 4.....	146
7.4.- DETALLES CONSTRUCTIVOS DEL REFUERZO	150
CONCLUSIONES	153
BIBLIOGRAFÍA	156
INDICE DE FIGURAS Y CUADROS	160
ANEXO PLANOS DEL EDIFICIO	165



Introducción



INTRODUCCIÓN

Las experiencias de sismos pasados moderados o fuertes en las últimas décadas a provocado la falla de numerosas edificaciones y pérdida de vidas humanas en distintas zonas del planeta; nuestra experiencia más dramática fueron los sismos ocurridos en Septiembre de 1985 donde hubo más de 10 000 muertos.

Las lecciones que nos dejaron todos esos sismos, y su posterior estudio, han logrado que se logre un gran avance en la ingeniería sismo-resistente elaborando normas sísmicas en muchos países. Sin embargo una gran cantidad de edificios han sido construidos con anterioridad a la publicación de las mismas.

Por lo anterior surge una preocupación, ya que estos edificios están diseñados con normas menos estrictas, se propone una serie de metodologías de evaluación de la capacidad sísmica de edificaciones que abarcan desde un proceso visual rápido, hasta una análisis profundo y detallado; cuyo resultado final puede plasmarse en un plan de emergencia para futuros desastres, en mapas de vulnerabilidad sísmica, estudios de microzonificación y en programas de rehabilitación.

La aplicación de está metodología de evaluación puede servir para dos fines diferentes:

- ⊕ **Evaluación Post-sísmica:** Ocurrido un sismo es necesario clasificar zonas de daños y nivel de seguridad de las edificaciones afectadas. En la cual se pueden aplicar metodologías que van desde un análisis visual para detectar con rapidez los inmuebles con daños graves, hasta una evaluación más detallada que permita tomar decisiones sobre la posible demolición o rehabilitación de una edificación.
- ⊕ **Evaluación Pre-sísmica:** En aquellas comunidades donde exista una “cultura sísmica”, o donde las autoridades gubernamentales establezcan medidas de prevención de desastres o planes de microzonificación, se puede aplicar la misma metodología para jerarquizar las edificaciones desde el punto de vista de su vulnerabilidad.

En cualquiera de las dos categorías en que nos ubiquemos, deberemos afrontar en muchos casos la necesidad de evaluar edificaciones en las cuales no existe información preliminar, tales como: planos, memorias de cálculo, información de materiales usados, etc., aunado a la presión generada por la necesidad de evaluar un gran número de inmuebles en muy corto tiempo.

En este trabajo se aplicará una metodología de evaluación al edificio en estudio, correspondiente a una estructura de once niveles existente en la Cd. de Uruapan, Mich.

Para su evaluación se utilizó el modelo SISMEX, que es la metodología mexicana que surgió a raíz de los sismos de la ciudad de México en 1985, como una necesidad para detectar los inmuebles que se encontraban en peores condiciones de vulnerabilidad, a fin de tomar las acciones preventivas para garantizar la seguridad de los habitantes de la ciudad en sismos futuros.



Debido a que el edificio cuenta con ciertas irregularidades geométricas con gran influencia en el comportamiento estructural del mismo, también se pretende explicar brevemente los aspectos más relevantes de la incidencia de la configuración geométrica en la respuesta sísmica de las edificaciones, y dar énfasis en este aspecto ya que los problemas enfrentados básicamente surgen desde la etapa de definición del esquema espacial del edificio, y en toda la etapa de diseño, por está razón es un tema que debe ser comprendido en toda su amplitud por arquitectos y diseñadores.

La metodología a usar consta de tres niveles de evaluación, en el presente trabajo se explica paso a paso el uso de cada uno de estos y como se determina si el edificio cumple por si solo o no con los requerimientos o si necesita un reforzamiento.

Para fin de evaluación se hicieron dos análisis uno en el que se utilizó el espectro de diseño del Edo. De Michoacán y otro en el que se utilizó el espectro de diseño sísmicos para la ciudad de Uruapan, Mich., trabajo realizado por el M. en I. Guillermo Martínez Ruiz y el Dr. José Manuel Jara Guerrero y publicado por la U.M.S.N.H., que aunque no es el oficial para diseño en nuestra ciudad, se pretende que en un futuro cada ciudad tenga sus propios espectros de diseño, y por consiguiente, sería con el que tendríamos que realizar la evaluación del edificio.

Se plantea una propuesta de reforzamiento del edificio, en base a lo analizado y se pretende mostrar como la metodología de evaluación desde un principio ubica los elementos estructurales más críticos, por lo que nos da un amplio panorama para tomar criterios de refuerzo.

La idea de elaborar este trabajo surgió a raíz de vivir en una zona sísmica importante, y saber que los sismos son impredecibles hasta el día de hoy, por lo que la prevención de los daños sísmicos, es de mucho interés, y además, el saber que las metodologías de evaluación de capacidades sísmicas no están difundidas es muy preocupante, ya que un evento sísmico importante se necesitaría la evaluación inmediata de las edificaciones para tomar las decisiones necesarias respecto a este evento, el decidir si son seguras o son un riesgo para la población.

Los principales propósitos de este trabajo son:

- ⊕ Dar a conocer la metodología de evaluación, y su aplicación,
- ⊕ Mostrar como se realiza una propuesta de reforzamiento, pero sobre todo
- ⊕ El abrir las puertas a la evaluación de otras edificaciones importantes y representativas de nuestra historia y cultura para comenzar a crear una nueva “cultura sísmica” en nuestra ciudad, que sirva como una guía para la elaboración de planes y programas preventivos, ante situaciones de riesgo.



CAPÍTULO 1

Vulnerabilidad Sísmica



1.- VULNERABILIDAD SÍSMICA

1.1.- MÉTODOS PARA ESTIMAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA

1.1.1.- INTRODUCCIÓN

Las experiencias de sismos pasados pueden usarse para estimar daños en diferentes tipos de edificios, que pueden experimentar cuando están sujetas a diferentes intensidades de movimiento de suelo. De los daños ocasionados, se estiman los datos estadísticos, y estos son guardados para generalizar o aplicar hipótesis en eventos futuros; esta información puede ser un factor aproximado de daño, de cada nivel de intensidad sísmica. El Factor es definido como el costo de reparación del edificio dividido entre el costo de reemplazo del mismo. Puede ser visto como un porcentaje perdido y es expresado en por ciento. Curvas de este porcentaje perdido vs. la intensidad del movimiento del Suelo (Mercalli) pueden proveer medios simples de calibración del comportamiento de edificios durante sismos. (Algermissen, Steinbruge).

El comportamiento relativo de las estructuras puede ser relacionado principalmente con el sistema estructural del material compuesto por éstas, y en general de los medios o métodos de construcción.

Determinar la vulnerabilidad de las estructuras ante eventos sísmicos, es indispensable para estimar la pérdida de vidas y evaluar el costo de los daños y su impacto en la sociedad, con el fin de planear las acciones que permitan reducir el riesgo en la ciudad.

Para obtener las curvas de vulnerabilidad de las estructuras es necesario determinar la capacidad sísmica del conjunto de los edificios en estudio, tarea que se puede llevar a cabo mediante alguna de las siguientes formas:

- ⊕ El análisis detallado de algunos modelos para estimar, a partir de ellos, la resistencia de una población de edificios en una zona sísmica.
- ⊕ El estudio de la información de diseño y el juicio ingenieril.
- ⊕ El análisis experimental de modelos de estructuras típicas.
- ⊕ El análisis de edificios dañados en sismos reales.

Esta última información es sin lugar a dudas la más confiable, sin embargo no siempre se cuenta con la información necesaria y a menudo se recurre al uso de modelos que permitan complementar dicha información.

1.1.2.- METODOS PROPUESTOS

1.1.2.1.- EVALUACIÓN DE EDIFICIOS EN LA CIUDAD DE MÉXICO

El sismo de 1985 en la ciudad de México dejó un saldo de más de 1500 edificios de concreto dañados, lo que convirtió a la Ciudad de México en un gigantesco laboratorio de ingeniería sísmica. El grupo de investigación de la Universidad Autónoma Metropolitana (UAM) concentró sus esfuerzos en el estudio de los edificios dañados con objeto de elaborar un mapa de intensidades a partir de la evaluación de la capacidad sísmica dichos inmuebles. Para esto se desarrolló un "*método simplificado de evaluación*" que pudo ser aplicado en cientos de estructuras, en su mayoría con daños graves. La zonificación sísmica de la Ciudad de México fue el resultado más importante de este trabajo. (REF. 3)



La metodología propuesta para la capacidad sísmica de los edificios en la Ciudad de México se resume en el siguiente diagrama de actividades.(REF. 8)

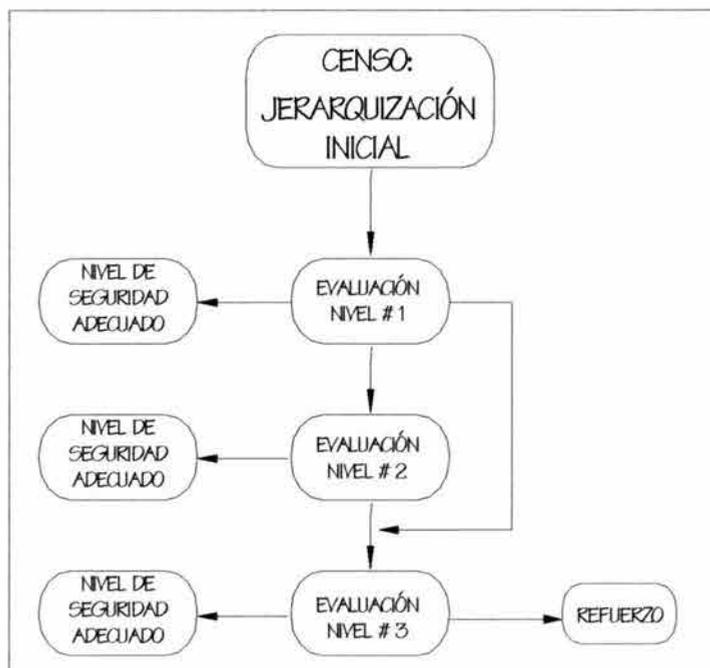


Fig. 1.- Metodología para la evaluación de la capacidad sísmica de edificios.

La primera etapa del proyecto consistió en la elaboración del censo actualizado de los inmuebles de la Ciudad. La información recabada en este censo contiene, dirección de cada inmueble, número de pisos, el uso y el estado de daño que presenta la estructura.

El trabajo se inició en la delegación Cuauhtémoc por ser la más afectada. Con los resultados obtenidos fue posible elaborar estadísticas que relacionan la incidencia de daños con el número de pisos y con el uso de las estructuras. En la Tabla 1 se aprecia que los colapsos y daños graves ocasionados por los sismos de 1985 en la delegación Cuauhtémoc se concentraron en los edificios con más de cinco pisos, alcanzando una densidad de más de 35% en los inmuebles con más de nueve niveles.

Niveles	Edificios con daño grave		Total de edificios en la D. Cuauhtémoc	% de daño grave D. Cuauhtémoc
	Total D. F.	D. Cuauhtémoc		
0	0	0	1275	0.00
1-2	1160	617	30299	2.00
3-5	577	342	11975	2.86
6-8	268	206	1439	14.32
9-12	215	168	456	36.84
>12	83	64	181	35.36
Totales	2303	1397	45625	

Tabla 1.- Edificios dañados por los sismos de 1985 en la Delegación Cuauhtémoc, de la Ciudad de México.



Se trabajó simultáneamente en las tres delegaciones que resultaron más afectadas por los sismos de 1985: Cuauhtémoc, Benito Juárez y Coyoacán. Se realizó el censo de inmuebles en las tres y se procedió a hacer las evaluaciones de nivel # 1 y nivel # 2 de los grupos de alta concentración y más de cinco niveles.

En la Fig. 2 se muestra el estado de avance de estos trabajos en la Delegación Cuauhtémoc con los edificios de más de cuatro pisos, en ella se han eliminado las estructuras del grupo " A" de la jerarquización por uso y niveles, porque la evaluación de estas estructuras quedaron a cargo de los propietarios, también antes de evaluar el nivel # 1 se eliminaron los inmuebles que por algún motivo se hallaban bajo seguimiento por parte de la Coordinación de Control de Edificaciones.

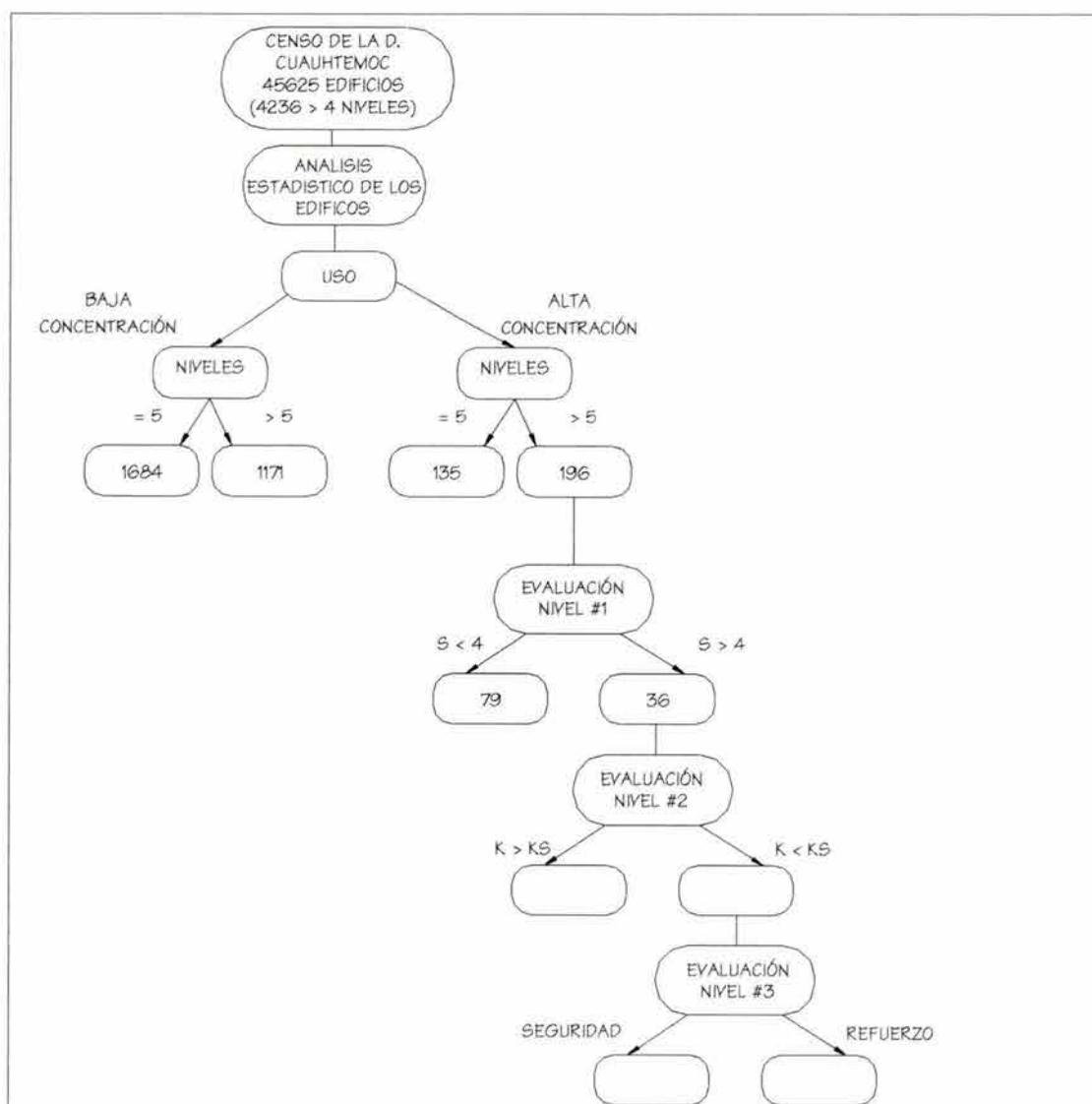


Fig. 2.- Evaluación de la capacidad sísmica de los edificios de la Delegación Cuauhtémoc. (Noreña y col. 1988)



En base a esto se proponen curvas de vulnerabilidad para diferentes grados de daño, construidas con base en el cálculo de los coeficientes de resistencia de una amplia muestra de los inmuebles de las zonas de estudio. Estas curvas permiten analizar diferentes escenarios de emergencias sísmicas, con el fin de generar planes de mitigación del riesgo y de respuesta a eventos sísmicos de la zona en estudio. Las curvas presentadas en las Fig. 3 y 4 de este trabajo son de edificios de concreto, localizados en la Delegación Cuauhtémoc, son una muestra de un estudio y presentan datos de diferentes tipos de daño que se puede tener en esta área, localizada en una de las zonas de alta sismicidad que se presentan en las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo.

El trabajo consiste en obtener los coeficientes de resistencia de los edificios de concreto, el cual se obtuvo con el "método simplificado de evaluación" 1, con el fin de relacionarlo con diferentes medidas de intensidad sísmica, como son:

- ⊕ Intensidad de Mercalli modificada.
- ⊕ Aceleraciones máximas del terreno (am_{áx}) .
- ⊕ Pseudo-aceleración espectral máxima (psa).

Para obtener con esto mapas o curvas con diferentes propiedades de daños, con diferentes características de las estructuras (número de niveles, edad, ubicación, etc.).

Estas curvas se utilizan para estimar diferentes costos, tanto de daños como de reparaciones y el refuerzo de las estructuras afectadas, como en este trabajo solo se obtendrá la resistencia de un solo edificio no se realizará ningún estudio de curvas de vulnerabilidad.

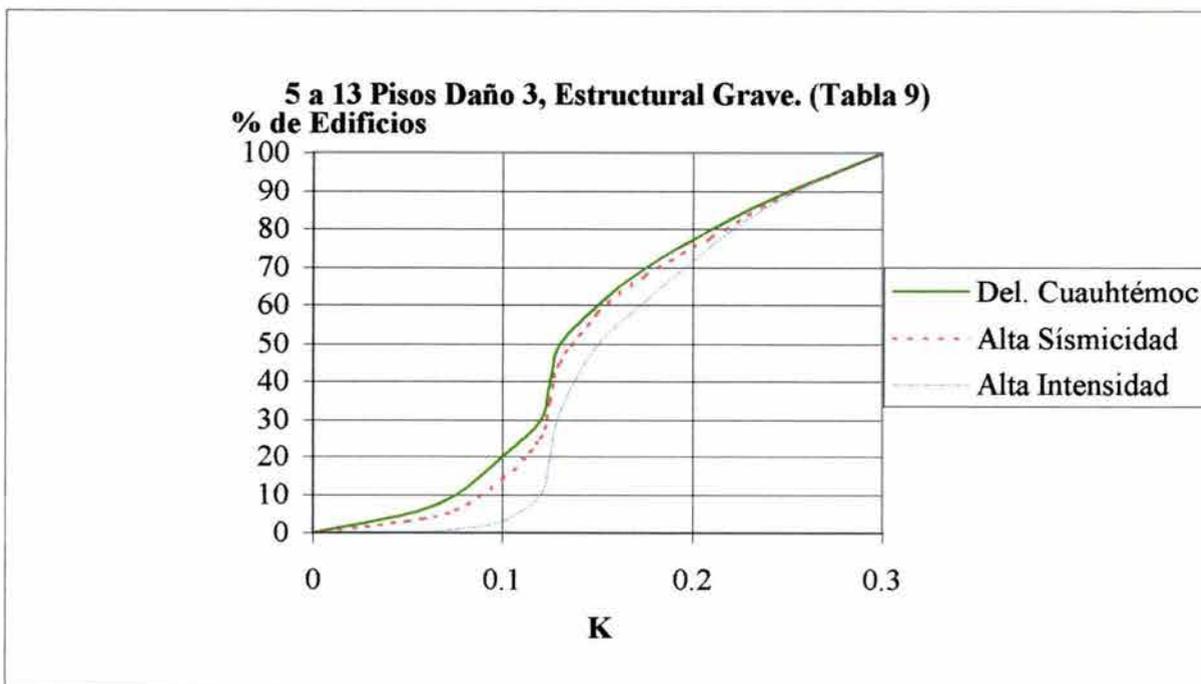


Fig. 3.- Curvas de Vulnerabilidad, Del. Cuauhtémoc, D. F. (Iglesias J., 1987)
 Donde k es el coeficiente sísmico de resistencia del edificio y se calcula como C/Q . (Inciso 1.2.2)



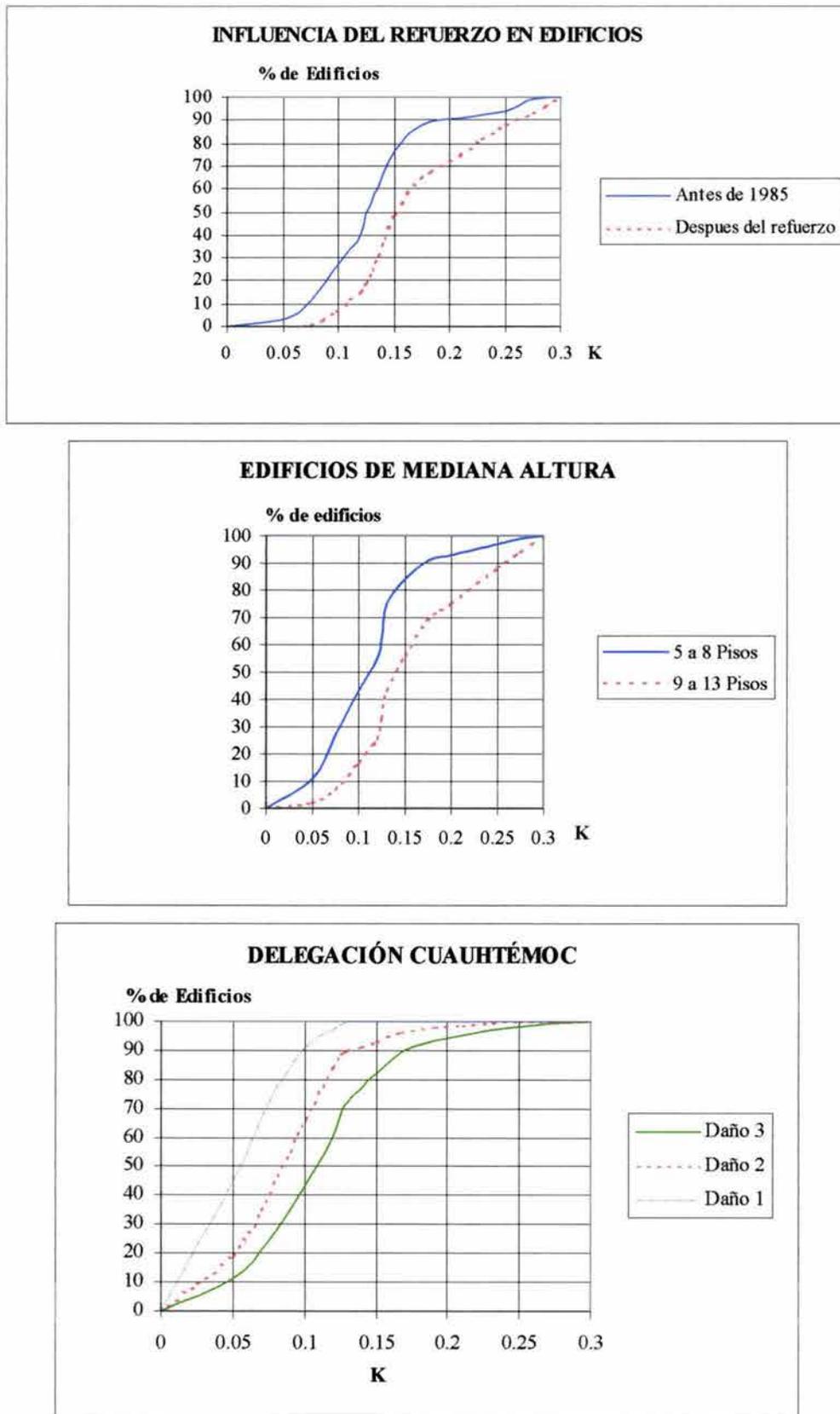


Fig. 4.- Curvas de Vulnerabilidad, Del. Cuauhtémoc, D. F. (Iglesias J., 1987)



1.1.2.2.- MODELO SISMEX

Otro Proyecto efectuado en la Ciudad de México a raíz del sismo de 1985, fue el llamado "Mitigación de riesgo sísmico para reducir el impacto de los sismos en la ciudad de México", realizado entre el Reino Unido y diferentes Instituciones de México, en el cuál se presentaron escenarios de daños para el área de La Merced, evaluados utilizando SISMEX, el modelo de riesgo desarrollado para la ciudad de México.(REF. 5)

La propensión del daño de los edificios en estudio fue derivada de la metodología de vulnerabilidad física, evaluando los cuatro parámetros primarios, tipo de estructura, número de niveles, edad del inmueble y su condición actual, estos se obtuvieron de los estudios de daños después de los sismos de 1985.

Para estimar escenarios de daños es necesario considerar varias combinaciones de circunstancias, por ejemplo que ocurra a diferente hora del día, o cantidades diferentes de personas dentro del inmueble a la hora del daño, etc., agregando estas circunstancias a los escenarios, se debe de encontrar un promedio de daños esperado, que será el punto medio dentro de una lista de resultados.

El máximo y el mínimo de estas listas son considerados para fines de planeación, ya que muestran algunas combinaciones de circunstancias, los niveles de daño van a variar entre estos límites.

Todo esto con el fin de considerar o señalar de manera individual los edificios que pueden provocar la mayor parte de los daños del sismo, como son número de personas dejadas sin hogar, muertes y pérdidas económicas.

En las diferentes combinaciones de circunstancias, son marcadamente los mismos edificios los responsables de las grandes pérdidas para el área en estudio, lo que hace que sean considerados prioritarios para llevar a cabo una intervención y así reducir el riesgo en futuros eventos.

Se propone que estos edificios prioritarios sean incluidos en algún programa de mejoramiento que incluya entre sus objetivos la mitigación del riesgo sísmico.

La Tabla 2 se muestra significativas reducciones en pérdidas a causa de sismos, que pueden ser logradas por medio de reforzar un número limitado de edificios. El Programa 1 reduce las pérdidas humanas y los dejados sin hogar esperados, a un sismo destructivo en un 40 a 50%. El Programa reduce los mismos efectos en un 60 a 80%.

Las reducciones que se logran son mayores en eventos sísmicos de menor intensidad los cuales son más probables de ocurrir. Esto debido a que a niveles de intensidad moderada solo los edificios más vulnerables alcanzan niveles altos de daños. Igualmente a niveles destructivos de intensidad muchos más edificios son dañados, no solamente los edificios prioritarios de los programas de mejoramiento.



En el trabajo de estimación de daño o riesgo sísmico de un suceso, al modelar los efectos de los sismos se demuestra que se pueden obtener significativas reducciones de pérdidas por sismos por medio de una selectiva y limitada intervención en los edificios. Las funciones de vulnerabilidad usadas en el modelo y las suposiciones acerca de niveles de ocupación de edificios, costos por reparación y la probabilidad de lesiones y muertes en los diferentes niveles de daño son estimaciones basadas en la información de daños publicada a raíz de los sismos de 1985. Estos parámetros deben ser estudiados en mayor detalle para una calibración más exacta y usar también informes de otros sismos.

El período de recurrencia de los eventos sísmicos es muy importante para considerar que prioridad debe ser dada estos programas y la economía del refuerzo. Los edificios con estructuras de concreto pueden ser reforzados por medio de la adición de elementos rigidizantes, como muros de cortante o muros contraventeados externos, para tomar las fuerzas laterales. Los edificios con muros de mampostería pueden ser reforzados mediante tenso res diafragmas dentro de la estructura del edificio y en caso de edificios de mampostería de pobre calidad se puede reacondicionar el enladrillado.

Posterior al refuerzo, los edificios con estructura de concreto armado deben actuar como el tipo de estructura con muros de concreto rígidos y los edificios de mampostería actuaran como de mampostería de refuerzo, los cuales han presentado buen comportamiento durante 1985 y otros sismos.

Reducciones en efecto de los sismos en el área de estudio de La Merced, de llevar a cabo los programas de refuerzo I y II					
Daño considerado		Fuerte temblor (como en 1979)	Temblor dañino (como en 1985)	Destructivo (Falla de Guerrero)	Evento muy severo (Local del Valle de México)
Aceleración del suelo		15% g	20% g	25% g	30% g
Dejados sin hogar					
Programa I	Reducción Máxima	260 (65%)	300 (42%)	621 (37%)	730 (24%)
		55 (76%)	134 (50%)	424 (45%)	927 (42%)
Programa II	Reducción Esperada	300 (75%)	545 (76%)	1308 (78%)	1879(61%)
		57 (79%)	207 (77%)	744 (79%)	1532 (68%)
Lesionados					
Programa I	Reducción Máxima	3 (38%)	84 (70%)	72 (31%)	259 (45%)
		1 (69%)	23 (71%)	52 (48%)	99 (43%)
Programa II	Reducción Esperada	6 (75%)	106 (88%)	174 (75%)	342 (53%)
		1 (100%)	28 (88%)	91 (85%)	153 (67%)
Muertos					
Programa I	Reducción Máxima	0 (0%)	56 (70%)	42 (30%)	159 (39%)
		0 (0%)	14 (74%)	30 (47%)	57 (43%)
Programa II	Reducción Esperada	0 (0%)	70 (88%)	106 (75%)	211(52%)
		0 (0%)	15 (83%)	52 (84%)	86 (66%)
Costo de reparación					
Programa I	Reducción Máxima	12 (10%)	136 (32%)	174 (314%)	456 (20%)
		14 (25%)	91 (32%)	214 (21%)	416 (21%)
Programa II	Reducción Esperada	32 (27%)	166 (39%)	612 (51%)	790 (35%)
		30 (52%)	128 (46%)	505 (52%)	776 (40%)

Tabla 2.- Resumen del estudio de mitigación sísmica, en la ciudad de México.



1.2.- SISMOS Y MEDIDAS DE INTENSIDAD SÍSMICA

1.2.1.- CONCEPTOS SISMICOS

Los sismos son perturbaciones súbitas en el interior de la tierra que dan origen a vibraciones o movimientos del suelo; la causa principal y responsable de la mayoría de los sismos (grandes y pequeños) es la ruptura y fracturamiento de las rocas en las capas más exteriores de la tierra; como resultado de un proceso gradual de acumulación de energía debido a los fenómenos geológicos que deforman la superficie de la tierra, dando lugar a las grandes cadenas montañosas. En el interior de la tierra ocurre un fracturamiento súbito cuando la energía acumulada excede la resistencia de las rocas. Al ocurrir la ruptura, se propagan (en el interior de la tierra) una serie de ondas sísmicas que al llegar a la superficie sentimos como un temblor. Generalmente, los sismos ocurren en zonas de debilidad de la corteza terrestre que llamamos fallas geológicas. Existen también sismos menos frecuentes causados por la actividad volcánica en el interior de la tierra, y temblores artificiales ocasionados por la detonación de explosivos. El sitio donde se inicia la ruptura se llama foco y su proyección en la superficie de la tierra, epicentro (Fig. 5).



Fig. 5.-Localización del foco y epicentro en un sismo.

La ciencia que estudia los aspectos relacionados con la ocurrencia de temblores de tierra, terremotos o sismos se denomina sismología. Esta es una ciencia joven, puesto que gran parte de sus métodos e instrumentos de observación fueron desarrollados a lo largo del siglo XX. A pesar de esto, la sismología ha logrado avances notables. Quizá una de sus más valiosas contribuciones al entendimiento de nuestro planeta lo constituya su aportación a la llamada Tectónica de Placas.

Para esta teoría es importante conocer la estructura interna de la Tierra. En la Fig. 6 podemos ver esquemáticamente su constitución. El núcleo terrestre está compuesto en gran parte por elementos metálicos como el de hierro y el níquel. El manto terrestre tiene una composición a base de silicatos abundantes en potasio, sodio y calcio. El cascarón más externo de la Tierra, el cual comprende la corteza y parte del manto, con un espesor de aproximadamente 100 Km., parece comportarse como un cuerpo rígido "flotando" en el resto del manto en donde pueden presentarse movimientos como si se tratara de un fluido. Esta conducta semejante a la de un fluido tiene sentido solamente en tiempos geológicos, en tiempos del orden de millones de años.

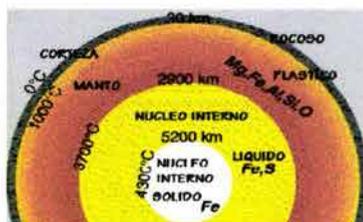


Fig. 6.-Estructura interna de la tierra.

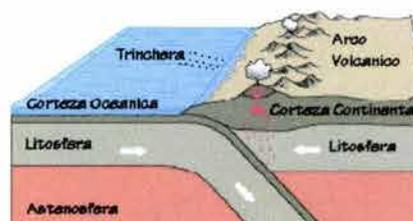


Fig. 7.-Subducción de Placas.



El cascarón exterior llamado litosfera no es continuo sobre la superficie de la Tierra, está formado por diferentes "placas", que hacen contacto unas con otras. Las placas sufren movimientos relativos, debidos a fuerzas de origen aún no completamente conocido, aplicadas a lo largo de las mismas. Como la superficie del planeta esta cubierta por las placas, el movimiento relativo entre ellas solo se logra si en algunos de los márgenes de las mismas se está creando nueva litosfera mientras que en otros márgenes algunas de ellas "cabalgan" o se enciman sobre otras; un proceso al que se conoce actualmente como subducción. En primer lugar notemos que en una zona de subducción el movimiento de una placa bajo la otra se realiza venciendo las fuerzas de fricción, generadas en el contacto entre ambas, el movimiento de una placa contra la otra tiene lugar discontinuamente, por "brincos". Es esto precisamente lo que genera los temblores en esas regiones. (Fig. 7).

Debido a estos movimientos los continentes han variado su posición relativa a través del tiempo geológico y se cree que en un tiempo estuvieron todos reunidos en un gran continente llamado Pangea. Esto nos explica el ajuste que existe entre, por ejemplo, las costas de Sudamérica y África. La Fig. 8 nos muestra la distribución geográfica de estas placas. Las zonas de creación de nueva litosfera se presentan como cordilleras submarinas y las zonas de subducción forman a menudo trincheras submarinas de gran profundidad. Podemos también notar que las diferentes placas no coinciden con los continentes y los océanos, sino que pueden tener corteza continental y oceánica.

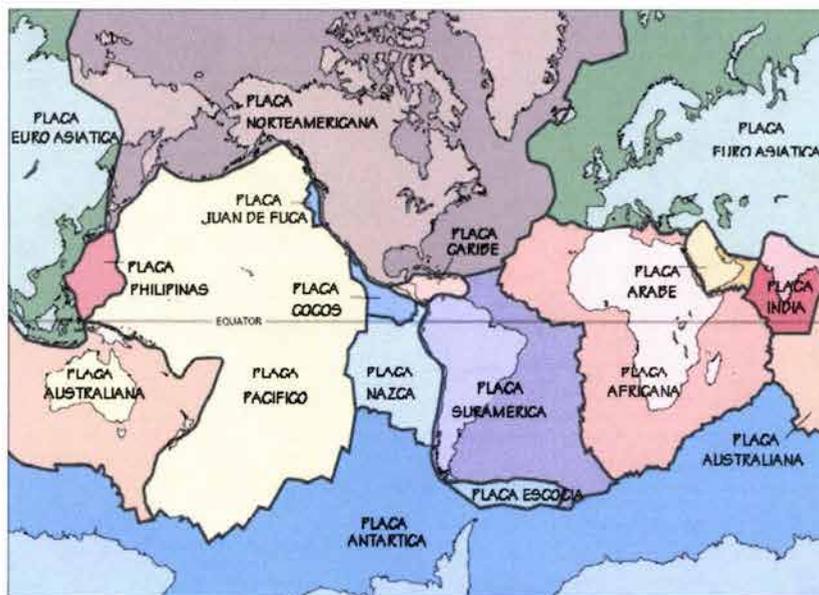


Fig. 8.-Localización Geográfica de placas.

No se sabe con certeza qué causa los esfuerzos que producen los movimientos de las placas, pero se cree que éstos son producidos por transferencia convectiva de calor, término que significa que el calor es llevado de un lugar a otro por el movimiento mismo del medio.

Los primeros intentos que se hicieron para catalogar y cuantificar los temblores se basaron en su poder destructivo, haciendo estudios descriptivos de los daños ocasionados por ellos.



La intensidad sísmica se define como el efecto que produce un sismo en un sitio determinado. En un principio para estimar la intensidad se utilizaban medidas de tipo subjetivo (la forma de medirse depende de la sensibilidad de cada persona y de la apreciación que se tenga de los efectos), basadas en las consecuencias que un sismo genera en las personas, objetos y construcciones.

La intensidad mide la destructividad local de un sismo. Donde no se dispone de instrumentos de movimiento fuerte, han sido necesarias las escalas subjetivas, es decir, todo lugar y todo sismo antes de la década de los treinta, y la mayor parte de los lugares de los sismos en el presente.

La primera escala de intensidad fue propuesta en 1883 por S. De Rossi y F. Forell, con grados de uno a diez, más tarde G. Mercalli propone, en 1902 otra escala con doce grados, la cual fue modificada en 1931 por H. Hood y F. Newman para construcciones más modernas y es conocida comúnmente como escala de Mercalli modificada, la que ahora es ampliamente utilizada.

Los valores de intensidad y su descripción se muestran en las siguientes tablas.

La escala MSK usada en países socialistas es similar a La Escala de Mercalli modificada, pero incluye la descripción de los efectos geomorfológicos. Aunque la escala de intensidad se ha constituido como la única fuente de información para estimar la severidad de sismos en el pasado, tienen limitaciones desde el punto de vista de proporcionar coeficientes para el diseño de construcciones, que es el objetivo principal del riesgo sísmico.

TIPOS DE CONSTRUCCIÓN	
Construcciones A	Estructura de acero y hormigón armado, bien diseñados, calculadas para resistir fuerzas laterales. Buena construcción, materiales de primera calidad.
Construcciones B	Estructura de hormigón armado, no diseñadas en detalle para resistir fuerzas laterales,. Buena construcción y materiales.
Construcciones C	Estructura no tan débiles como para fallar la unión de las esquinas, pero no reforzadas ni diseñadas para resistir fuerzas laterales. Construcciones y materiales corrientes.
Construcciones D	Construcciones de materiales pobres, tales como adobe; baja calidad de construcción. No resistente a fuerzas horizontales.

Tabla 3.-Tipos de construcción para la Escala de Intensidad de Mercalli Modificada.



ESCALA DE INTENSIDADES DE MERCALLI MODIFICADA	
Valor de intensidad	Descripción
I	No sentido.
II	Sentido por personas en posición de descanso, en pisos altos o situación favorable.
III	Sentido en el interior. Los objetos suspendidos oscilan. Se perciben vibraciones como si pasara un camión ligero. La duración es apreciable. Puede no ser reconocido como un terremoto.
IV	Los objetos suspendidos oscilan. Hay vibraciones como al paso de un camión pesado o sensación de sacudida como de un balón pesado golpeando las paredes. Los automóviles parados se balancean. Las ventanas, platos y puertas vibran. Los cristales tintinean. Los cacharros de barro se mueven. En este rango (IV), los tabiques y armazones de madera crujen.
V	Sentido al aire libre; se aprecia la dirección. Los que están durmiendo despiertan. Los líquidos se agitan, algunos se derraman. Los objetos pequeños son inestables, desplazado o volcados. Las puertas se balancean, abriéndose y cerrándose. Ventanas y cuadros se mueven. Los péndulos de los relojes se paran, comienzan a andar, cambian de período.
VI	Sentido por todos. Muchos se asustan y salen al exterior. La gente anda inestablemente. Ventanas, platos y objetos de vidrio se rompen. Adornos, libros, etcétera, caen de las estanterías. Los cuadros también caen. Los muebles se mueven o vuelcan. Los revestimientos débiles de las construcciones de tipo D se agrietan. Las campanas pequeñas suenan (iglesias, colegios). Árboles y arbustos son sacudidos visiblemente.
VII	Es difícil mantenerse en pie. Lo perciben los conductores. Edificios tipo D, incluyendo grietas. Las chimeneas débiles se rompen a ras del tejado. Caída de cielos rasos, ladrillos, piedras, tejas, cornisas también antepechos no asegurados y ornamentos de arquitectura. Algunas grietas en edificios tipo C. Olas en estanque, agua enturbiaada con barro. Pequeños corrimientos y hundimientos en arena o montones de grava. Las campanas graves suenan. Canales de cemento para regadío, dañados.
VIII	Conducción de los coches, afectada. Daños en edificios de tipo C; colapso parcial. Algún daño a construcciones de tipo B; nada en edificios de tipo A. Caída de estuco y algunas paredes de mampostería. Giro o caída de chimeneas de fábricas, monumentos, torres, depósitos elevados. La estructura de las casas se mueve sobre los cimientos, si no están bien sujetos. Trozos de pared sueltos, arrancados. Ramas de árboles rotas. Cambios en el caudal o la temperatura de fuentes y pozos. Grietas en suelo húmedo y pendientes fuertes.
IX	Pánico general. Construcciones del tipo D destruidas; edificios tipo B con daños importantes. Daño general de cimientos. Armazones arruinadas. Daños serios en embalses. Tuberías subterráneas rotas. Amplias grietas en el suelo. En áreas de aluvión, eyección de arena y barro; aparecen fuentes y cráteres de arena.
X	La mayoría de las construcciones y estructuras de almacén, destruidas con sus cimientos. Algunos edificios bien contruidos en madera y puentes, destruidos. Daños serios en presas, diques y terraplenes. Grandes corrimientos de tierra. El agua rebasa las orillas de canales, ríos lagos, etc. Arena y barro desplazados horizontalmente en playas y tierras llanas. Carriles torcidos.
XI	Carriles muy retorcidos. Tuberías subterráneas completamente fuera de servicio.
XII	Daños prácticamente total. Grandes masas de rocas desplazadas. Visuales y líneas de nivel, deformados. Objetos proyectados al aire.

Tabla 4.-Escala de Intensidad de Mercalli Modificada.



1.2.2.- ÍNDICE DE RESISTENCIA (K)

Después del sismo de 1985 en la ciudad de México, se obtuvo la resistencia sísmica de varios edificios dañados. En el caso de aquellas construcciones que resultaron severamente dañadas, el valor se asumió como el nivel de intensidad en el lugar en que se localizaba dicho inmueble, de esta forma se observó que en ciertas zonas de la ciudad de México los edificios severamente dañados tenían resistencias varias veces mayores a las de otros edificios, bajo condiciones similares de daño, pero ubicados en diferentes zonas. Esto logro explicarse mediante el reconocimiento de diferentes intensidades sísmicas, que generaban daños semejantes en construcciones de muy diferentes capacidades sísmicas.

El coeficiente de resistencia (K) de cada edificio es la relación C / Q , dónde C es el coeficiente sísmico resistente de la estructura y Q es el factor de comportamiento sísmico de la misma, representa también el nivel de intensidad para el que debe diseñarse una estructura, los reglamentos de construcción en la actualidad, propone espectros de diseño, en el que el nivel de intensidad se obtiene mediante está simple expresión. Si se conoce el valor de K de una estructura cualquiera, se puede comparar con el nivel de intensidad propuesto por el Reglamento de Construcciones vigente en la localidad en la que se encuentra la construcción y definir su vulnerabilidad.

En este trabajo se presenta la forma de estimar en coeficiente de resistencia del edificio en estudio.



Fig. 9.-Edificios dañados en el sismo de 1985, en la cd. de México D.F.



1.2.3.- ESPECTROS DE RESPUESTA

Con aparatos de registro se han obtenido las historias de aceleración, velocidad y desplazamiento que describen el efecto de un sismo en forma cuantitativa. A partir de estos registros se pueden obtener espectros de respuesta, valores de intensidad instrumental, espectros de amplitudes de Fourier y el potencial destructivo, que proporcionan una idea más precisa del daño de un sismo.

Información de tipo cuantitativo, fue obtenida cuando se instalaron los primeros acelerógrafos, cuyos registros proporcionan la historia completa de aceleraciones en tres direcciones ortogonales. En un principio se utilizó la amplitud máxima del registro (aceleración pico), como medida de la intensidad sísmica. Además de la aceleración pico, es necesario considerar el contenido de frecuencias y la duración del registro si se pretende estimar el potencial de daño del sismo. Una medida más precisa de la intensidad es el espectro de respuesta, el cual proporciona las respuestas máximas de estructuras de un solo grado de libertad. Las respuestas pueden ser, aceleraciones, velocidades o desplazamientos.

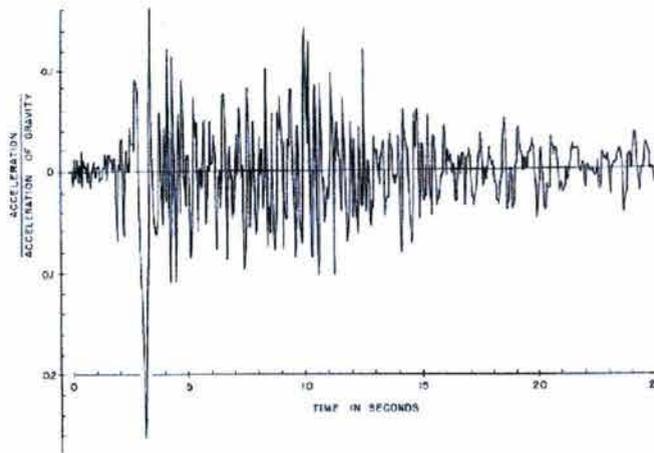


Fig. 10.- Acelerograma, Centro de California, 30 de Diciembre 1934.

En particular, el desplazamiento máximo x_{max} se determina por la integral de Duhamel:

$$\chi(t) = \frac{1}{\omega} * \int \chi(\tau) \rho^{(-\omega * \zeta(t-\tau))} \text{sen} \omega(t - \tau) d\tau$$

Donde:

- X = desplazamiento del sistema.
- ω = frecuencia del sistema.
- χ = aceleración en la base del sistema.
- ξ = factor que depende del amortiguamiento del sistema.
- t = tiempo para el que se determina la respuesta.



El espectro de respuesta se obtiene considerando diferentes estructuras, caracterizadas por su frecuencia o periodo de vibrar, y calculando el desplazamiento máximo para cada una de ellas ante una señal sísmica predeterminada. En lugar de calcular los valores máximos de velocidad y aceleración a partir de la expresión anterior, se obtienen los espectros de pseudo-velocidad y pseudo-aceleración, multiplicando las ordenadas del espectro de desplazamientos por ω y ω^2 , respectivamente.

El espectro de respuesta es una medida de intensidad más precisa que la que se deriva de la aceleración pico solamente, pues indica el nivel de aceleración al que se sometió la estructura durante un evento sísmico, aunque tiene como limitante que considera un comportamiento elástico de la estructura.

Para evaluar el potencial de daño en los elementos estructurales se necesita considerar el comportamiento inelástico, aun así la herramienta más valiosa con la que se cuenta es el espectro de respuesta.

1.2.4.- ESCALAS INSTRUMENTALES

Se han propuesto escalas de intensidad instrumental que pretenden evitar las amplias variaciones individuales al estimar la destructividad sísmica. Las más conocidas son las de Housner y la de Arias. La primera define la intensidad como el área bajo el espectro de pseudovelocidades en pies/seg. Entre periodos de 0.1 y 2.5 seg., a menudo para una relación de amortiguamiento de 0.2 y promediando en dos direcciones horizontales en un intervalo de periodos determinados, y dado que el espectro de respuesta nos indica las deformaciones de las estructuras en un amplio intervalo de periodos.

La intensidad de Housner nos proporciona una medida bastante precisa del potencial de daño de un temblor.

$$I = \frac{\pi}{2} \int_0^{t_0} a^2(x) d\tau$$

Dónde:

$a(x)$ = aceleración del terreno.

t_0 = duración total del acelerograma.

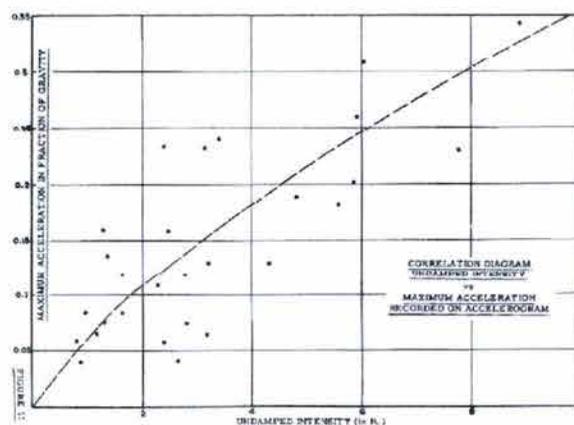


Fig. 11.- Diagrama Intensidad vs. Máxima aceleración registrada en el acelerograma.

La utilidad de escalas instrumentales es limitada, ya que la intensidad instrumental puede calcularse solo cuando se tienen gráficas del movimiento del terreno, y se pueden inferir efectos en cualquier estructura dada.



1.2.5.- ESPECTRO DE FOURIER

Otra medida para caracterizar la intensidad de un movimiento es el espectro de Fourier, el cual evaluado en un tiempo $t = 0$ y $t = t_1$ es igual a:

$$F(\omega) = \int_0^{t_1} a(\tau) \cos \omega \tau d\tau - i \int_0^{t_1} a(\tau) \sin \omega \tau d\tau$$

El espectro de Fourier tiene la propiedad de recobrar el movimiento, mediante la aplicación de la transformada inversa.

El espectro de amplitudes de Fourier se define como:

$$|F(\omega)| = \sqrt{\left[\left(\int_0^{t_1} a(\tau) \cos \omega \tau d\tau \right)^2 + \left(\int_0^{t_1} a(\tau) \sin \omega \tau d\tau \right)^2 \right]}$$

El espectro de amplitudes de Fourier es una medida de la energía total de un sistema sin amortiguamiento, evaluado después de transcurrido el tiempo $t = t_1$.

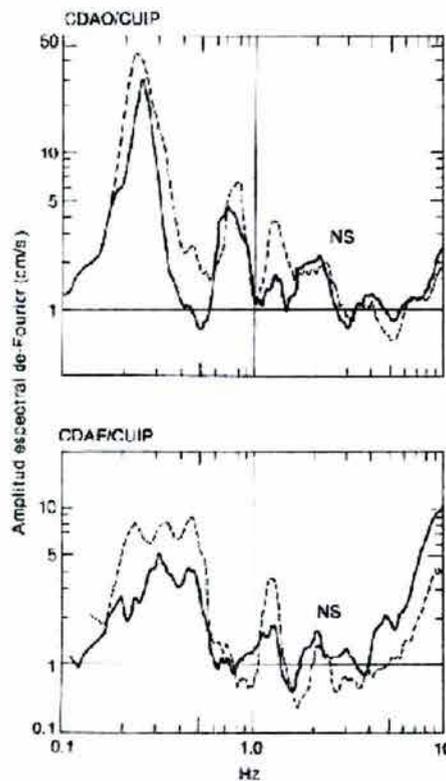


Fig. 12.- Razones espectrales de Fourier para los sismos del 19 de septiembre de 1985 (trazo lleno) y del 21 de septiembre de 1985 (trazo punteado), según Singh y otros autores. Las estaciones CDAO y CDAF se encuentran en la Central de Abasto (terreno blando), y la estación CUIP está ubicada en la Ciudad Universitaria (terreno duro).



1.3.- METODOLOGÍA A SEGUIR PARA EL ANÁLISIS DEL EDIFICIO

1.3.1.- INTRODUCCIÓN

Se estimara la capacidad sísmica del edificio conocido como el Hotel Real de Uruapan, localizado en el centro de la Ciudad de Uruapan, Michoacán. La evaluación consiste en la aplicación de tres niveles con distinto grado de precisión; los dos primeros permitirán jerarquizar los inmuebles de acuerdo con su nivel de seguridad en forma aproximada y el tercero consiste en un análisis detallado de la estructura.

1.3.2.- METODOLOGÍA

La metodología a utilizar será la que se adopto la Secretaria General De Obras Del Departamento Del Distrito Federal,² y que se desarrolla en tres diferentes "niveles "; el primero utiliza una inspección visual, el segundo es una evaluación aproximada de la capacidad sísmica del inmueble mediante un método simplificado y el tercero es una evaluación detallada de acuerdo al reglamento de construcciones.

1.3.3.- EVALUACIÓN DE NIVEL # 1

Este nivel consiste en una inspección visual en la que se recaba información sobre cinco aspectos básicos para la seguridad de un edificio: la estructuración en planta, estructuración en elevación, el comportamiento de la cimentación, la ubicación y el deterioro del inmueble. A partir de estos datos se identifican características que se asocian a un mal comportamiento sísmico y se califica la gravedad de cada uno de ellas.

Se asigna una calificación a cada uno de los cinco índices que representan los aspectos más importantes que afectan la seguridad sísmica de una estructura como son:

1. Estructuración en Planta
2. Estructuración en elevación
3. Cimentación
4. Ubicación
5. Deterioro

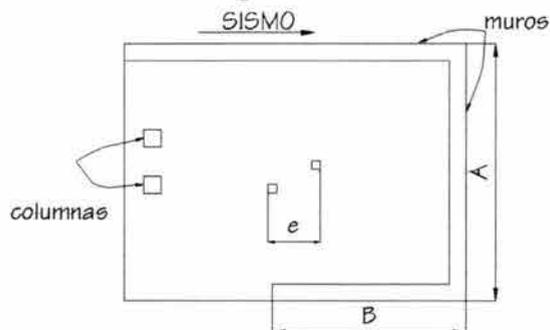
Cada índice se clasifica en tres niveles que se asocian en bajo, intermedio, y alto, según la relevancia del problema. A la calificación de cada índice se le asigna un valor numérico. La suma de las calificaciones correspondientes a los cinco índices define el nivel de seguridad sísmica "S" del cual depende la necesidad de proceder a un nivel superior de evaluación.



Estructuración en Planta

El aspecto principal de este renglón es la asimetría geométrica, de rigidez y la de masas de los elementos estructurales y de los supuestamente no estructurales, que pueden ocasionar problemas de torsión.

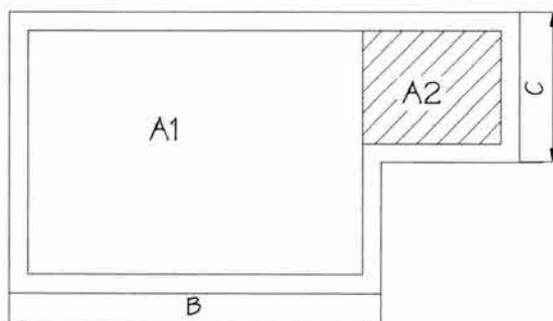
⊕ La torsión puede calificarse alta cuando da lugar a una excentricidad de más de 20% de la dimensión de la planta en dirección a la excentricidad.



$e > 0.2B$	Torsión alta
$0.1B < e \leq 0.2B$	Torsión intermedia
$e \leq 0.1B$	Torsión baja

Fig. 13.-Torsión en edificios.

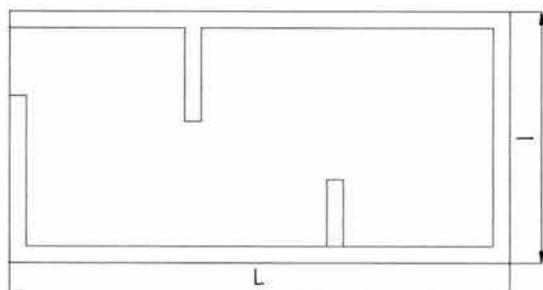
⊕ Los entrantes y salientes, especialmente en posición asimétrica, puede calificarse alto al excederse del 30% del área total en planta.



$A2 > 0.3 (A1 + A2)$	Torsión alta
$0.1(A1 + A2) < A2 \leq 0.3(A1 + A2)$	T. intermedia
$A2 \leq 0.1(A1 + A2)$	Torsión baja

Fig. 14.-Entrantes y salientes de edificios.

⊕ La relación de lado largo a corto se tomará intermedia cuando sea mayor que 3.



$L/I > 3$	intermedia
$L/I \leq 3$	baja

Fig. 15.- Relación de lado largo a corto en planta.

La existencia de mas de uno de los problemas descritos, deberá tenerse en cuenta de manera aditiva en la calificación sin que se exceda de: alto.



Estructuración en elevación

Los factores a calificar son:

⊕ La relación de la altura a la dimensión menor de la base es un índice de esbeltez de la estructura. Se califica intermedio cuando es mayor de 2.5

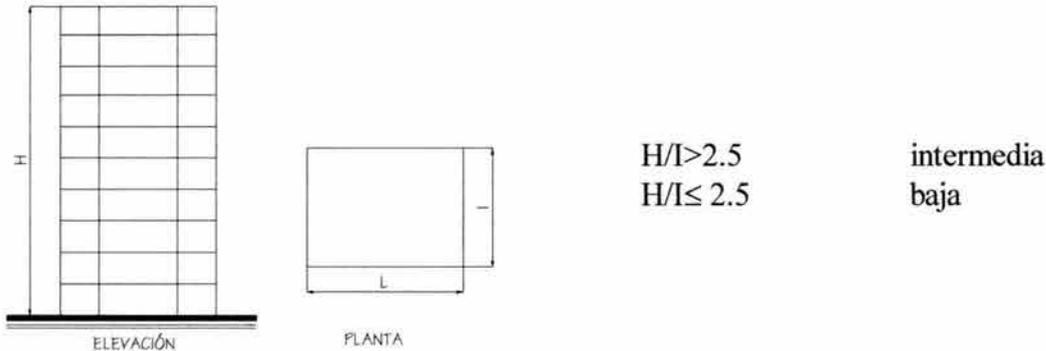


Fig. 16.- Índice de esbeltez.

⊕ Los cambios de porcentaje del área de la planta o del área de elementos estructurales en entrepisos consecutivos se califican alta si es mayor a 30%.

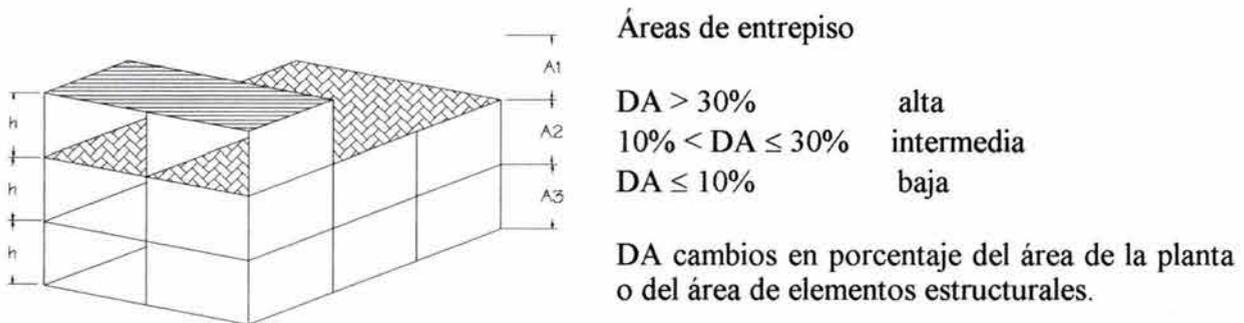


Fig. 17.- Cambios de porcentaje de áreas en planta.

⊕ La doble altura de planta baja o planta baja flexible, la presencia de columnas cortas y la abundancia de muros divisorios en todos los pisos, son factores a considerar en este índice.

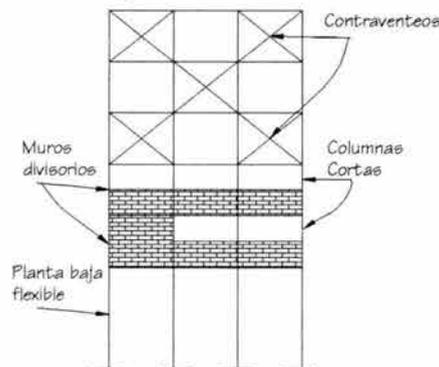


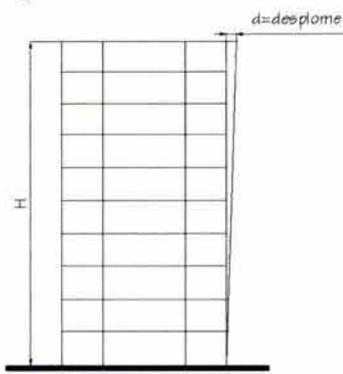
Fig. 18.- Doble altura en planta baja, columnas cortas, muros divisorios.



Cimentación

Son tres los factores de mal comportamiento que inciden en la seguridad ante un sismo: el desplome, los asentamientos diferenciales y la emersión o el hundimiento uniforme.

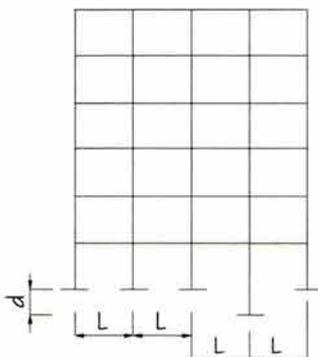
⊕ El desplome se considera alto cuando pase de 2% de la altura total del edificio.



$d > 0.02H$	alta
$0.01H < d \leq 0.02H$	intermedia
$d \leq 0.01H$	baja

Fig. 19.- Desplome en edificios.

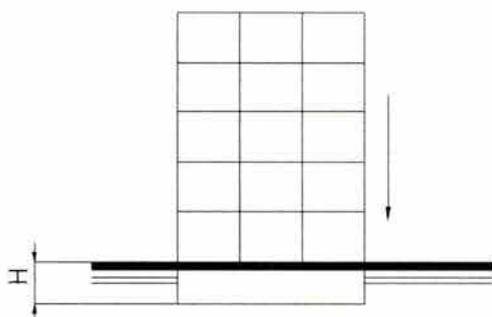
⊕ Los hundimientos diferenciales se calificarán alto una diferencia de nivel entre las bases de columnas contiguas igual o mayor que 0.8% de la distancia entre las mismas.



$d > 0.0008 L$	alta
$0.0004 L < d \leq 0.0008 L$	intermedia
$d \leq 0.0004 L$	baja

Fig. 20.- Hundimientos diferenciales entre columnas contiguas.

⊕ El hundimiento o emersión se tomará alto para un valor de 40 cm. o mayor.



$h > 40 \text{ cm}$	alta
$20 \text{ cm} < h \leq 40 \text{ cm}$	intermedia
$h \leq 40 \text{ cm}$	baja

Fig. 21.- Hundimientos o emersión de edificios.



Ubicación

⊕ Este punto se refiere a la ubicación dentro las zonas sísmicas del Estado de Michoacán, en que se encuentre el edificio en estudio, por lo que de acuerdo a las características del terreno se supondrá Suelo Tipo II, y se utilizará los espectros del RCEM, además en la Cd. de Uruapan se cuenta con el estudio de peligro sísmico realizado por el M. en I. Guillermo Martínez Ruiz, y del cual se obtuvo el espectro de diseño sísmico para edificios en la ciudad, el cuál se utilizará para evaluar el edificio en un segundo análisis.

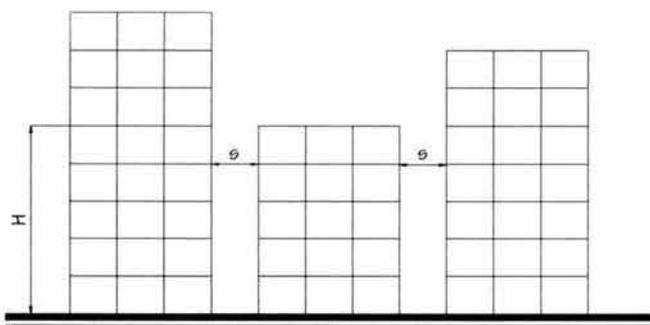


Fig. 22.- Regionalización Sísmica del Edo. de Michoacán.

⊕ Otro factor sumamente importante es la separación entre edificios colindantes, tomando en cuenta que la separación mínima entre estos sea:

- sr = 0.006h en zonas de suelo duro.
- sr = 0.007h en zonas de suelo intermedio.
- sr = 0.008h en zonas de suelo compresible.

sr = separación mínima.
h = altura del edificio menor.



- $s/h < sr$ alta
- $sr \leq s/h < 2 sr$ intermedia
- $s/h \geq 2sr$ baja

Fig. 23.- Separación entre edificios colindantes.

Este índice se calificara como intermedio si se presenta uno de los dos factores anteriores y alto si se presentan los dos.



Deterioro

Se considera en este índice la detección de daño por sismos sin tomar en cuenta daños en elementos estructurales donde sea necesario una reparación inmediata.

⊕ Si la estructura muestra daños en elementos “no estructurales” se dará una calificación de intermedio.

⊕ En caso de sufrir daños estructurales por sismos previos, se calificara alto, si solo se ha realizado una reparación local, o intermedio si la reparación fue mayor.

La calificación se aumenta de nivel si el inmueble tiene más de 30 años de edad, o si presenta deficiencias en el mantenimiento que pueden afectar los elementos estructurales, como humedad o desprendimiento y deterioro de los materiales.

1.3.3.1.- EVALUACIÓN DEL NIVEL DE SEGURIDAD

A las calificaciones anteriores se les asigna un valor numérico de “c” de acuerdo con lo siguiente.

Alto: C = 2
 Intermedio: C = 1
 Bajo: C = 0

El nivel de seguridad “S” será la suma de las calificaciones correspondientes a los cinco índices:

$$S = \sum C_i$$

De acuerdo con el grupo al que pertenezca la estructura “A o B”, se clasifican tres categorías para el nivel de seguridad como se ve en la siguiente tabla.

Categoría	Nivel de seguridad	
	Grupo A	Grupo B
1	---	0 a 3
2	0 a 5	4 a 7
3	6 a 10	8 a 10

Tabla 5.- Categorías correspondientes de acuerdo con el nivel de seguridad.

⊕ Se considera con lo anterior, que el nivel de seguridad es adecuado cuando corresponda a la categoría 1 .

⊕ Si nos encontramos en la categoría 2 es necesario realizar una evaluación adicional con el Nivel # 2.

⊕ En caso de estar dentro de la categoría 3, deberá efectuarse directamente una evaluación detallada Nivel # 3, para poder definir las necesidades del refuerzo.



1.3.4.- EVALUACIÓN DE NIVEL # 2

Este nivel de evaluación se basa en el procedimiento desarrollado en la Universidad Autónoma Metropolitana (UAM), para la evaluación simplificada de la capacidad sísmica de edificios de concreto de mediana altura. (REF. 3)

Es necesario contar para el Nivel # 2 de evaluación, con las dimensiones de claros, alturas de entrepiso, y las secciones de los elementos de sustentación (columnas y muros) en cada planta.

Se determina un coeficiente de resistencia del edificio "K", y se comparan con el nivel de intensidad "KS", que corresponde a la zona donde se localice el inmueble, según la zonificación sísmica de la ciudad y así determinar su nivel de seguridad.

Este procedimiento es una adaptación de los métodos simplificados utilizados en Japón, y se basa de que para la condición de falla, el cociente de la fuerza cortante resistente entre la fuerza cortante actuante en un entrepiso es igual a 1.

$$\frac{VR_i * S_i}{VA_i * K_i} = 1$$

En dónde:

VR_i = fuerza cortante resistente en el entrepiso i.

S_i = factor correctivo por estructuración y deterioro.

K_i = coeficiente sísmico reducido por ductilidad correspondiente a la falla del entrepiso.

VA_i = fuerza cortante actuante en el entrepiso i.

Es necesario calcular "K_i" en cada entrepiso del edificio y cuando menos dos direcciones ortogonales. El menor valor del coeficiente de resistencia "K" definirá el entrepiso y la dirección más críticos, y se le denomina índice de la capacidad sísmica de todo el edificio.

Fuerza cortante resistente

Los cuatro elementos estructurales que dan rigidez y resistencia a una estructura, al nivel del entrepiso son:

- ⊕ Muros de mampostería (m).
- ⊕ Columnas cortas (cc).
- ⊕ Muros de concreto (M).
- ⊕ Columnas (c).

La fuerza cortante resistente se calcula mediante la combinación de las resistencias de los cuatro elementos estructurales en forma proporcional a sus rigideces:

$$VR = [\alpha_1(V_m + V_{cc}) + \alpha_2 V_M + \alpha_3 V_c] F$$

V_i = fuerza cortante resistente del elemento tipo i.

α_i = factor de participación.

F = factor de corrección por ductilidad.

1.0 si V_{cc} = V_m = 0

0.8 si V_{cc} ó V_m ≠ 0



El factor de ductilidad "F" permite considerar la reducción de ductilidad que representa la falla frágil de columnas cortas y muros de mampostería.

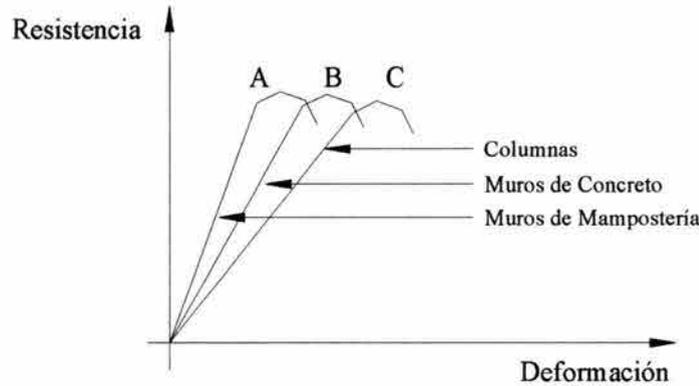


Fig. 24.- Curvas resistencia deformación para distintos tipos de elementos estructurales

Los factores de participación " α ", toman en cuenta el desfaseamiento en las resistencias máximas de los elementos estructurales, debido a sus diferentes rigideces.

La resistencia máxima del edificio no es necesariamente la que nos dan los elementos más rígidos, lo que hace necesario realizar una combinación de valores de " α_i " como se ve en la tabla 6.

Elemento estructural	Factores de participación		
	α_1	α_2	α_3
A	1.0	0.7	0.5
B	0.0	1.0	0.7
C	0.0	0.0	1.0

Tabla 6.- Factores de participación

La resistencia de los elementos estructurales se obtiene multiplicando las áreas netas de sus secciones por los esfuerzos resistentes correspondientes

$$V_i = v_i * A_i$$

v_i = esfuerzo resistente al corte de los elementos tipo i.

A_i = área total de los elementos tipo i en la dirección considerada.



Los valores de los esfuerzos resistentes se han obtenido del estudio de elementos estructurales típicos, en diversas estructuras existentes en la ciudad de México y son:

Muros de mampostería		$v_m = 1.5 \text{ kg/cm}^2$
Columnas cortas $H/h < 2$ (cc)		$v_{cc} = 15 \text{ kg/cm}^2$
Muros de concreto (M) Fig. 25	Con columnas en los extremos	$v_M = 20 \text{ kg/cm}^2$
	Con 1 columna de extremo	$v_M = 16 \text{ kg/cm}^2$
	Sin columnas en los extremos	$v_M = 12 \text{ kg/cm}^2$
Columnas (c) Fig. 26	$2 < H/h \leq 6$	$v_c = 10 \text{ kg/cm}^2$
	$6 < H/h \leq 10$	$v_c = 7 \text{ kg/cm}^2$
	$10 < H/h$	$v_c = 5 \text{ kg/cm}^2$

Tabla 7.- Valores de esfuerzos resistentes.

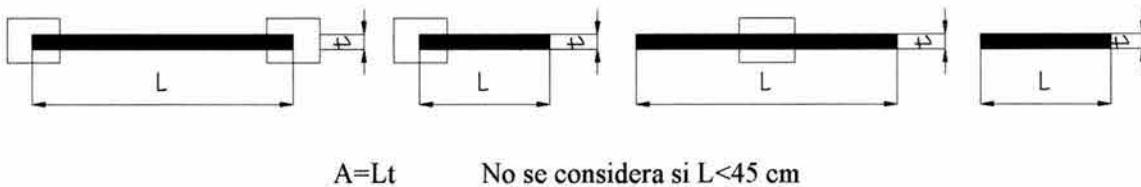


Fig. 25.- Determinación de la sección de muros de concreto.

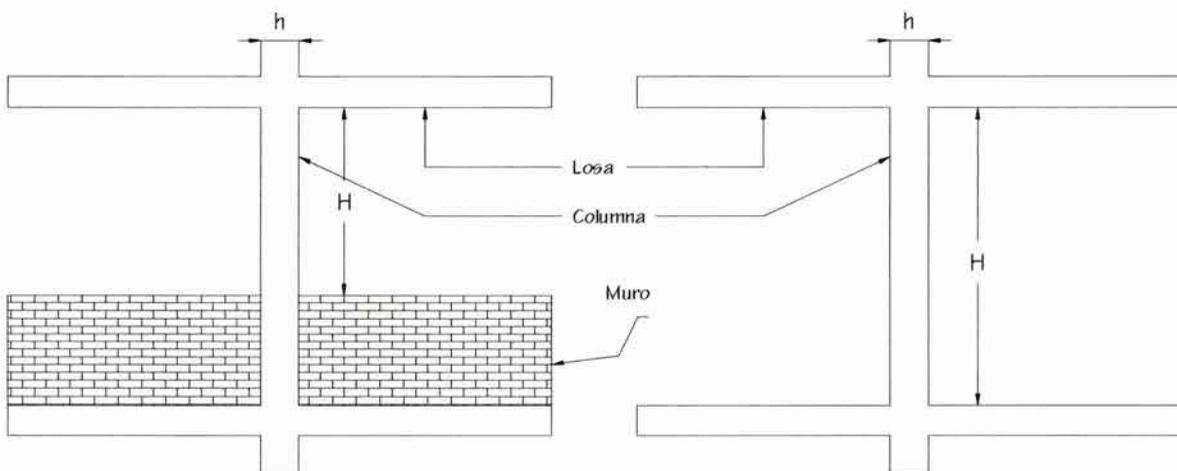


Fig. 26.- Altura no restringida entre columna.

H/h = relación entre la altura no restringida de la columna y su peralte total



Factor de corrección

El factor de corrección toma en cuenta los problemas estructurales que presenta el inmueble, así como el comportamiento de su cimentación y el deterioro que presenta. Para obtener el factor de corrección "Si", se emplean el producto de los mismos índices que se usan para valuar el nivel # 1 relacionado con los problemas estructurales, cimentación y deterioro.

$$S_i = q_1 \times q_2 \times q_3 \times q_4 \times q_5$$

q_i = Factor de corrección del índice i.

El factor de corrección de cada índice se define por la calificación asociada y puede ser:

- ⊕ Alto: 0.8
- ⊕ Intermedio: 0.9
- ⊕ Bajo: 1.0

Los criterios de calificación de este nivel se observan en la tabla 8 y la presencia de más de un problema asociado a un mismo índice, deberá dar resultados de q_i inferiores a 0.8. En este renglón es importante notar el criterio y experiencia del evaluador para proponer los factores de corrección a una estructura específica.

Concepto			q_i		
			0.8	0.9	1.0
I	Estructuración en planta	q_1	$e/B > 20\%$	$10\% > e/B \leq 20\%$	$e/B \leq 10\%$
			$DA > 30\%$	$10\% < DA \leq 30\%$	$DA \leq 10\%$
				$L/I > 3$	$L/I \leq 3$
II	Estructuración en elevación	q_2	$DA > 30\%$	$10\% < DA \leq 30\%$	$DA \leq 10\%$
				PB flexible	
III	Cimentación	q_3	$d > 2\%$	$1\% < d \leq 2\%$	$d \leq 1\%$
			$h > 40$	$20 < h \leq 40$	$h \leq 20$
			$hD/I > 0.008$	$0.004 < hD/I \leq 0.008$	$hD/I \leq 0.004$
IV	Ubicación	q_4	$s/H < sr$	$sr \leq s/H < 2sr$	$2sr \leq s/H$
V	Deterioro	q_5	> 30 años Daño fuerte Reparación menor	10 a 30 años Daño ligero Reparación mayor	< 10 años Daño no estructural

Tabla 8.- Factores de corrección.

I	e/B es la relación entre la excentricidad y la dimensión de la planta en dirección de la excentricidad. DA es el área de entrantes o salientes como porcentaje total. L/I es la relación de lado largo a corto.
II	DA representa los cambios de porcentaje del área de la planta o el área de elementos estructurales (columnas y muros). d es la pendiente del desplome
III	h es el hundimiento en cm. hD/I es el hundimiento diferencial entre columnas vecinas
IV	S/H es la relación entre la separación de edificios colindantes y la altura del menor, "sr" se tomará como 0.008H, 0.007H y 0.006H para suelo compresible, intermedio y duro, respectivamente.
V	El criterio de clasificación del daño causado por sismos es el de la tabla 9. Reparación mayor es la que persigue rigidización y reestructuración del edificio original.



Tipo de daño	Descripción
0 No estructural	Daños únicamente en elementos no estructurales.
1 Estructural ligero	Grietas de menos de 0.5 mm. de ancho en elementos de concreto. Grietas de menos de 3 mm. de ancho en muros de mampostería.
2 Estructural fuerte	Grietas de 0.5 mm. a 1.0 mm. de ancho en elementos de concreto, Grietas de 3mm. a 10 mm. de ancho en muros de mampostería.
3 Estructural grave	Grietas de más de 1.0 mm de ancho en elementos de concreto. Aberturas en muros de mampostería. Desprendimiento del recubrimiento en columnas. Aplastamiento del concreto, rotura de estribos y pandeo del refuerzo en vigas, columnas y muros de concreto. Agrietamiento de capiteles. Desplomes en columnas. Desplome del edificio de más de 1% de su altura. Hundimiento o emersión de más de 40 cm.

Tabla 9.- Clasificación de daños.

Fuerza Cortante Actuante

Para calcular la distribución de la fuerza cortante actuante se utiliza el método de análisis estático propuesto en el R.C.D.F. (1987).

$$VA_i = FC * \frac{\sum_{j=1}^n (w_j * h_j)}{\sum_{j=1}^n (w_j * h_j)} * W$$

Donde: VA_i = fuerza cortante actuante en el entrepiso i.
 n = numero de pisos.
 w_j = peso del piso j.
 h_j = altura del piso j desde el nivel del terreno.
 FC = factor de carga 1.1
 W = peso total de la estructura.

1.3.4.1. EVALUACIÓN DEL NIVEL DE SEGURIDAD

Una vez calculado el coeficiente de resistencia “K” del edificio, y el coeficiente sísmico resistente “C”, se compara este último con el “CS” correspondiente a la Zona donde se ubique de acuerdo con la zonificación sísmica de la ciudad y del grupo “A o B” al que pertenezca. Se tomaran los valores del Reglamento de construcciones del Edo. de Michoacán.

Zona	Grupo B
I	0.16
II	0.20
III	0.24

Tabla 10.- Valores de CS para estructura Grupo B.

La comparación “C” con “CS” permite clasificar el nivel de seguridad del inmueble conforme a dos categorías.

Categorías	Coefficiente de Resistencia
1	$C \geq CS$
2	$C < CS$

El nivel de seguridad es adecuado en aquellas estructuras cuyo coeficiente de resistencia las ubique en la categoría 1. En el caso de que el nivel de seguridad se encuentre en la categoría 2, deberá realizarse una evaluación detallada (NIVEL # 3).



1.3.5.- EVALUACIÓN DE NIVEL # 3

Cuando en la evaluación con los niveles # 1 y # 2, se llega a la conclusión de que el nivel de seguridad no es adecuado, es necesario emplear una evaluación detallada para determinar la capacidad sísmica del edificio siguiendo los procedimientos de análisis y revisión que marca el reglamento de construcciones vigente.

El resultado de esta evaluación puede llevarnos a la conclusión de requerirse un proyecto para el refuerzo de la estructura.

Información Complementaria

Para realizar la evaluación detallada de un edificio se necesita contar con información, adicional sobre el diseño original de la estructura, su proceso de construcción y el uso y adaptaciones que haya tenido durante su vida útil.

Esta información complementaria es la siguiente:

1. Planos estructurales
2. Planos arquitectónicos
3. Memoria de cálculo
4. Estudio de mecánica de suelos
5. Normas de diseño utilizadas
6. Bitácora de la construcción.
7. Informes del control de calidad.
8. Uso actual de la estructura.
9. Remodelaciones o reparaciones previas.

Cuando no es posible obtener la información anterior, sobre todos los puntos 1,2,3,4, Y 7, será necesario reconstruirla a partir de la propia estructura. Para tal efecto se puede hacer uso de los métodos de verificación que se describen enseguida.

Verificación de la información

Es necesario verificar la información disponible, ya que por diversas razones pueden existir varios cambios en las propiedades de los materiales, o cambios estructurales además de la posibilidad de que nos se hayan cumplido las especificaciones del proyecto.

Los principales conceptos que requieren ser verificados son:

- a) Planos estructurales
- b) Características de los materiales
- c) Nivelación y Mecánica de Suelos

Cabe señalar que de acuerdo a las posibilidades y necesidades del proyecto a revisar, se pueden hacer diversas verificaciones con los equipos adecuados, como pueden ser, sistemas electromagnéticos que permiten obtener la localización del acero de refuerzo, extracción y prueba de corazones de concreto para obtener la resistencia del mismo, etc.



1.3.5.1.- EVALUACIÓN DEL NIVEL DE SEGURIDAD

Para determinar el nivel de seguridad en un edificio es necesario obtener su capacidad sísmo resistente, y compararla con los requerimientos del reglamento de construcciones. Para esto podemos emplear un análisis elástico, de preferencia con alguna herramienta de cómputo que permita trabajar tridimensionalmente, con el fin de hallar la ubicación de los elementos más críticos que serán los que nos definan la capacidad resistente de la estructura

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas es recomendable recurrir al análisis dinámico modal, con base en el espectro de diseño del reglamento.

Además debemos tener en cuenta la identificación de los problemas conceptuales que pueda tener la estructura ya que cualquier alternativa de refuerzo deberá considerar primeramente la corrección de estos problemas, en caso de haberlos

Los más comunes suelen ser:

- ⊕ Excentricidad excesiva por una distribución inadecuada de la rigidez en la planta.
- ⊕ Cambios de rigidez y estructuración en elevación.
- ⊕ Separación en las colindancias escasa o nula.
- ⊕ Columnas cortas debidas a muros de altura incompleta.
- ⊕ Conexiones excéntricas en viga columna.

Estos factores se obtienen al realizar las evaluaciones 1 y 2, por lo que al realizar la evaluación detallada se debe de contar con esa información, si se hicieron las evaluaciones anteriores.

Este procedimiento se aplicara al edificio en estudio y se emplearan los tres niveles de evaluación para obtener su capacidad sísmica, y con los resultados realizar o no un proyecto de refuerzo de la estructura.



CAPÍTULO 2

Configuración Geométrica
y Estructural de Edificios



2.- CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA Y ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS

2.1.- CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA

2.1.1.- INTRODUCCIÓN

En este capítulo se exponen brevemente los aspectos más relevantes de la incidencia de la configuración geométrica en la respuesta sísmica de las edificaciones, así como los mecanismos correctivos. Se hace énfasis en que, debido a su complejidad, y a su estrecha relación con el planteamiento de espacio y la forma de construcción, los problemas deben de tratarse desde la primera etapa de definición del esquema espacial de la edificio (proyecto arquitectónico) hasta el diseño estructural del mismo, por está razón debe ser comprendido en amplitud por arquitectos y diseñadores.

Se dan dos tipos de problemas de configuración geométrica, en planta y en elevación.

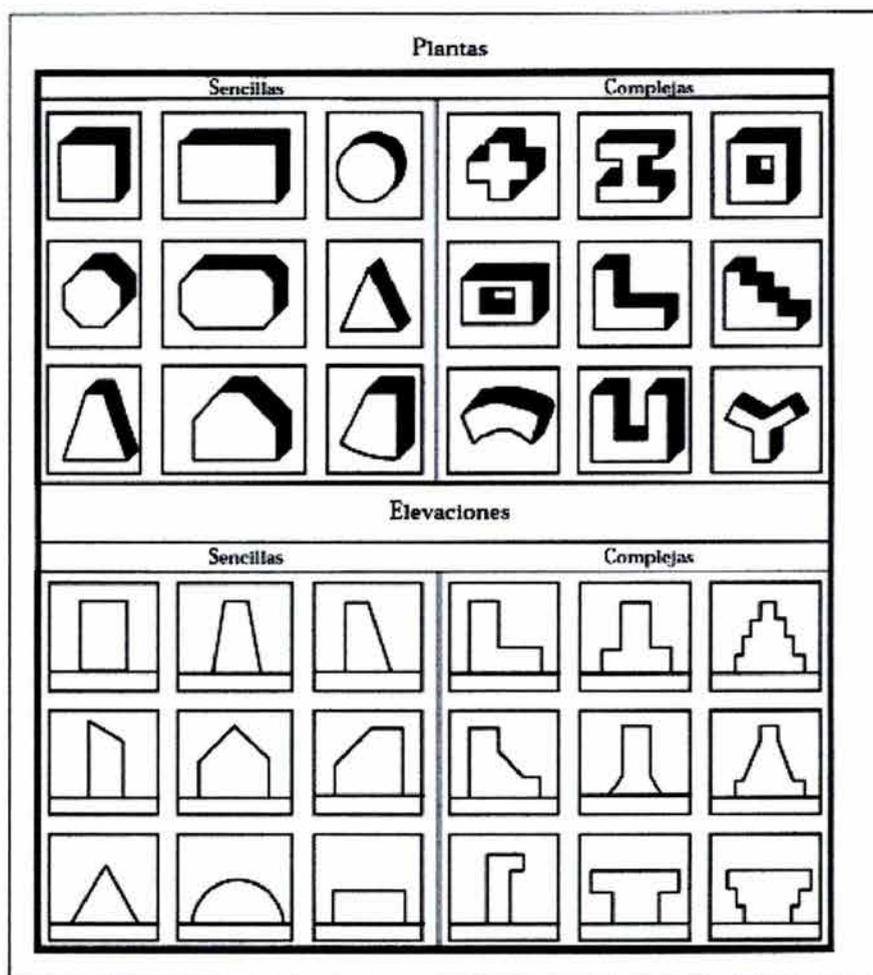


Fig. 27.- Formas sencillas y complejas en planta y elevación.



2.1.2.- PROBLEMAS DE CONFIGURACIÓN EN PLANTA

Son los que son referentes a la disposición de la estructura en el plano horizontal, en relación con la forma y distribución del espacio arquitectónico. Los problemas de configuración en planta se presenta cuando las plantas son continuas; cabe mencionar que algunas de las plantas que ha simple vista se pueden percibir como complejas y que cuentan con las respectivas juntas de dilatación sísmica no presentan problemas para el comportamiento frente a sismos.

Longitud

La longitud en la planta de una construcción influye en la respuesta estructural de la misma de una manera que no es fácil determinar por medio de los métodos usuales de análisis. En vista de que el movimiento del terreno consiste en una transmisión de ondas, la cual se da con una velocidad que depende de las características de masa y rigidez del suelo de soporte, la excitación en un punto de apoyo del edificio difiere en un momento dado de la que se da en otro, diferencia que es mayor en la medida en que sea mayor la longitud del edificio en la dirección de las ondas. Los edificios cortos se acomodan mejor a las ondas que los largos.

También son más sensibles a las componentes torsionales de los movimientos del terreno, puesto que las diferencias de los movimientos transversales y longitudinales del terreno de apoyo, de las que depende dicha rotación son mayores.

Considerando lo anterior, el correctivo usual para el problema de longitud excesiva es la partición de la estructura en bloques por medio de la inserción de juntas de dilatación sísmica, de tal manera que cada uno de los bloques pueda ser considerado como corto. Estas juntas deben ser diseñadas de manera tal que permitan un adecuado movimiento de cada bloque sin peligro de golpeteo o choque entre los diferentes cuerpos o bloques que componen la edificación.



Fig. 28.- Falla en el edificio por longitud excesiva en planta, sismo de septiembre de 1985.



Concentración de esfuerzos debidos a plantas complejas

Este problema surge en edificios denominados de plantas complejas y es muy común en edificaciones hospitalarias, gubernamentales o grandes complejos habitacionales.

Se define como planta compleja a aquella en la cual la línea de unión de dos de sus puntos suficientemente alejados hace su recorrido en buena parte fuera de la planta. Esto se da cuando la planta está compuesta de alas de tamaño significativo orientadas en diferentes direcciones (formas en H, U, L, T, etc.).

En las plantas irregulares las alas pueden asimilarse a un voladizo empotrado en el cuerpo restante del edificio sitio en el cual sufriría menores deformaciones laterales que en el resto del ala. Por está razón aparecen grandes esfuerzos en la zona de transición, los cuales producen con frecuencia daños en los elementos no estructurales, en la estructura vertical y aún en el diafragma de la planta.

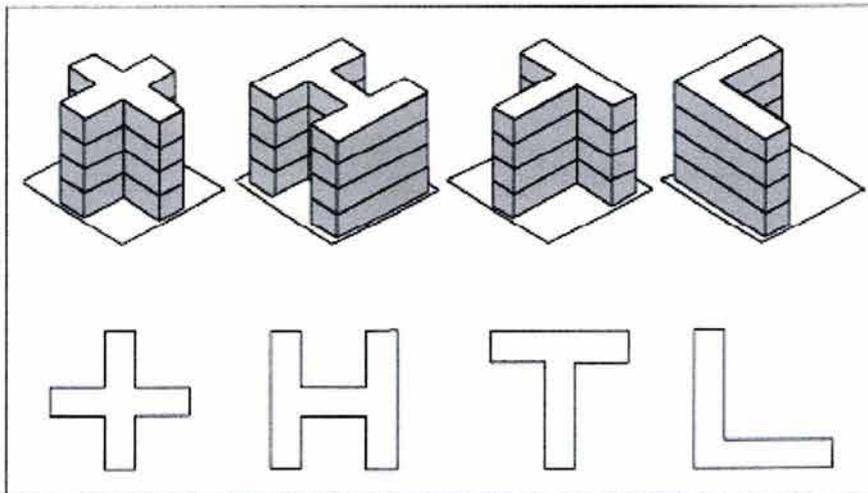


Fig. 29.- Formas complejas en planta.

Para este caso la solución adoptada consiste en la introducción de juntas de dilatación sísmica, como las mencionadas para el caso de edificios largos. Estas juntas permiten que cada bloque tenga su propio movimiento sin estar atado al resto del edificio, con lo cual se rompe el esquema de trabajo en voladizo en cada ala. Las juntas deben de tener el ancho suficiente para permitir el movimiento de cada bloque sin golpearse.



2.1.3.- PROBLEMAS DE CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN

Escalonamientos

Los escalonamientos en los volúmenes del edificio se presentan habitualmente por exigencias urbanísticas de iluminación proporción, etc. Sin embargo desde el punto de vista sísmico son causas de cambios bruscos de rigidez y de masa; por lo tanto, traen consigo la concentración de fuerzas que producen daños en los pisos aledaños a la zona del cambio brusco.

En términos generales, debe buscarse transiciones que sean lo más suave posible con el fin de evitar dicha concentración.

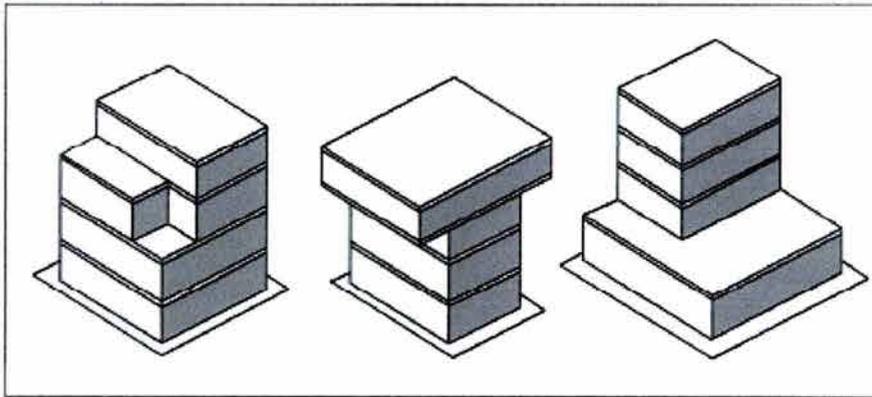


Fig. 30.- Formas irregulares en elevación.

La figura 31 en la página siguiente muestra algunas características de configuración de edificaciones que deben ser evitadas, debido al comportamiento inadecuado que han experimentado en caso de sismos.



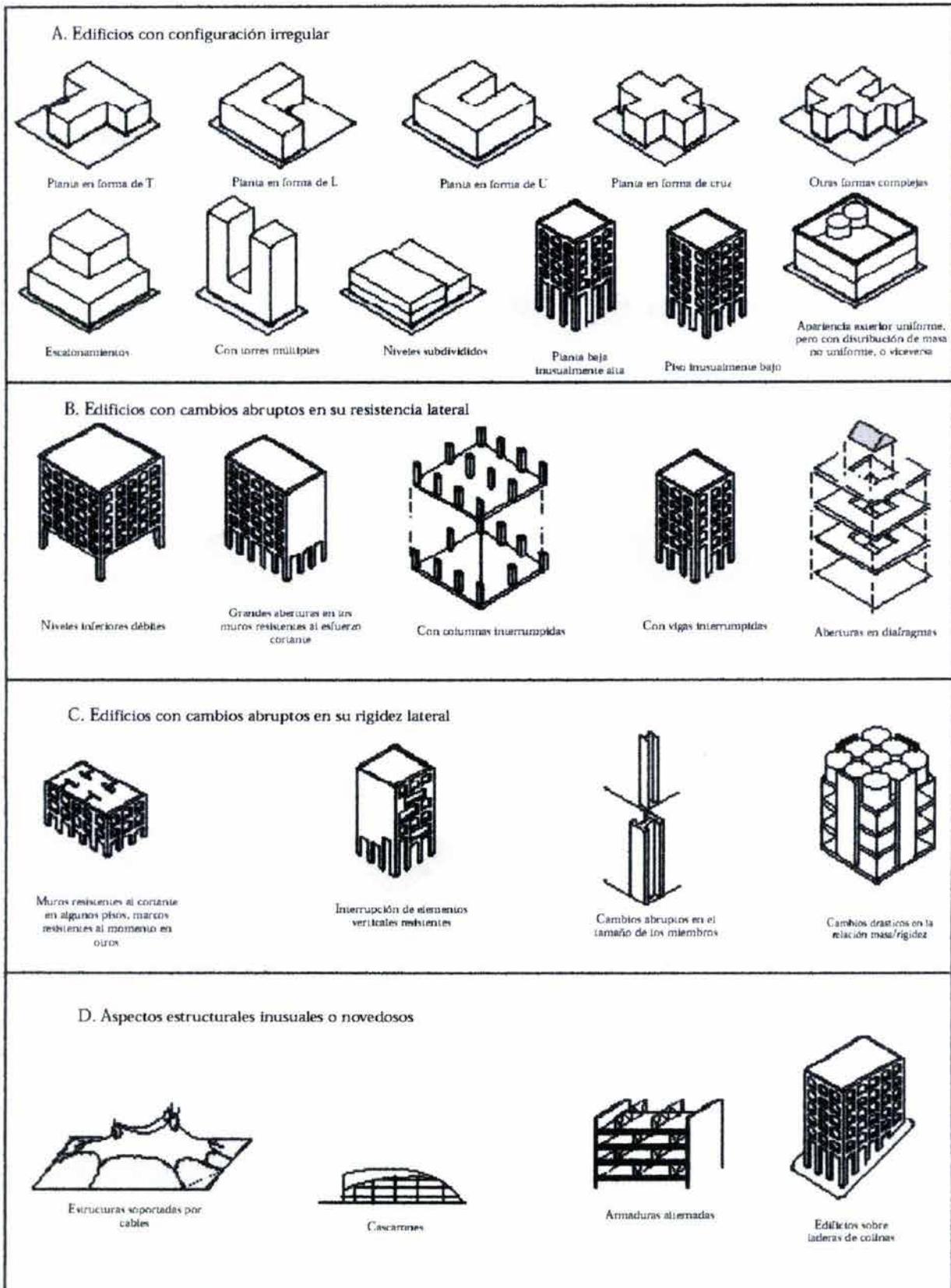


Fig. 31.- Irregularidades en estructuras.



2.2.- CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

2.2.1.- CONCENTRACIONES DE MASA

Concentraciones de masa

El problema en cuestión es ocasionado por altas concentraciones de masa en algún nivel determinado del edificio que se puede deber a la disposición de elementos pesados, tales como equipos, tanques, bodegas, archivos, etc. El problema es mayor en la medida en que se ubica a mayor altura, debido a que las aceleraciones sísmicas de respuesta aumentan también hacia arriba, con lo cual se tiene una mayor fuerza sísmica de respuesta allí y por ende una mayor posibilidad de volcamiento del equipo.

Por lo que en el diseño arquitectónico es recomendable disponer los espacios que representen pesos inusuales en sótanos o en construcciones aisladas aledañas al cuerpo principal del edificio. En los casos en que por razones topográficas se deba tener almacenes de agua elevados, debe construirse torres independientes para ese fin, en lugar de anexarlas al edificio principal.



Fig. 32.- Falla por concentración de masa en el techo del edificio, en el sismo de septiembre de 1985.



Columnas débiles

Las columnas dentro de una estructura tienen la vital importancia de ser los elementos que transmiten las cargas a las cimentaciones y mantienen en pie a la estructura, razón por la cual cualquier daño en este tipo de elementos puede provocar una redistribución de cargas entre los elementos de la estructura y traer consigo el colapso parcial o total de una edificación.

Por lo anterior, el diseño sísmico de pórticos (estructuras formadas principalmente por vigas y columnas) busca que el daño producido con sismos intensos se produzca en vigas y no en columnas, debido al mayor riesgo de colapso del edificio por el de daño en columnas. Las fallas en columnas pueden clasificarse en dos clases:

- ⊕ Columnas de menor resistencia que las vigas.
- ⊕ Columnas cortas.

Varias son las causas de que el valor de la longitud libre de la columna se reduzca drásticamente y se considere que se presente una columna corta:

- Confinamiento lateral parcialmente en la altura de la columna por muros divisorios, muros de fachada, muros de contención, etc.
- Disposición de Losas en Niveles intermedios.
- Ubicación del edificio en terrenos inclinados.

Las columnas cortas son causa de serias fallas en edificios bajo excitaciones sísmicas debido a que su mecanismo de falla es frágil.



Fig. 33.- Falla por columna corta y golpeteo con el edificio de la izquierda, en el sismo de septiembre de 1985.



Pisos Suaves

Varios tipos de esquemas arquitectónicos y estructurales conducen a la formación de los llamados pisos débiles o suaves, es decir pisos que son más vulnerables al daño sísmico que los restantes, debido a que tienen menor rigidez, menor resistencia o ambas cosas.

La presencia de pisos suaves se puede atribuir a:

- ⊕ Diferencia de altura en entrepisos.
- ⊕ Interrupción de elementos estructurales verticales en el piso.

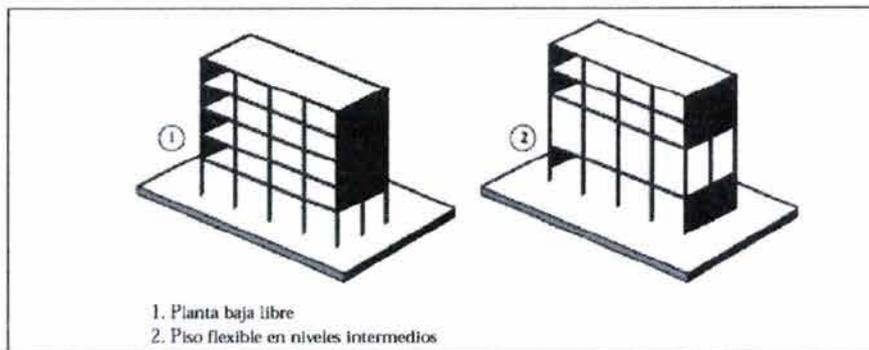


Fig. 34.-Edificios con irregularidad tipo Piso Flexible.

El primer caso de la figura anterior se da frecuentemente por la búsqueda de volúmenes mayores en ciertos niveles de la construcción, generalmente por razones técnicas (exigencias de equipos, estacionamientos), o estéticas (imagen del edificio en los niveles de acceso, etc.). Esto conduce a que los pisos en cuestión se presente un debilitamiento de la rigidez, debido a la mayor altura de los elementos estructurales verticales.

La interrupción de los elementos verticales de la estructura ha probado ser la causa de múltiples colapsos parciales o totales en edificios sometidos a sismos, sobre todo cuando la interrupción de los elementos resistentes (muros y columnas) se presenta en los pisos inferiores. La razón del deslizamiento del piso es por que este nivel es más flexible al interrumpirse los elementos, con lo que aumenta el problema de estabilidad, pero además porque se origina un cambio brusco de rigidez que ocasiona una mayor acumulación de energía en el piso más débil.

Los casos más usuales de interrupción de elementos verticales, que ocurre generalmente por razones espaciales, formales o estéticas, son los siguientes:

- ⊕ Interrupción de las columnas.
- ⊕ Interrupción de muros estructurales (muros de cortante).
- ⊕ Interrupción de muros divisorios, concebidos erróneamente como no estructurales, alineados con pórticos.



Falta de redundancia

El diseño estructural sismorresistente contempla la posibilidad de daño en los elementos estructurales para los sismos más intensos. El diseño de la estructura debe buscar que la resistencia a las fuerzas sísmicas dependa de un número importante de elementos, puesto que cuando se cuenta con un número reducido de elementos la falla de alguno de ellos puede tener como consecuencia el colapso parcial o total durante el sismo. Debe buscarse que la resistencia a las fuerzas sísmicas se distribuya en el mayor número de elementos posibles.

Excesiva flexibilidad estructural

La excesiva flexibilidad de la edificación ante cargas sísmicas puede definirse como la susceptibilidad a sufrir grandes deformaciones laterales entre los diferentes pisos, conocidas como derivas. Las principales causas de este problema residen en la excesiva distancia entre los elementos de soporte (claros o luces), las alturas libres y la rigidez de los mismos. Dependiendo de su grado, la flexibilidad puede traer como consecuencia:

- ⊕ Daños en los elementos no estructurales adosados a niveles contiguos.
- ⊕ Inestabilidad del o los pisos flexibles, o del edificio en general.



Fig. 35.- Falla por flexibilidad estructural en edificio, sismo de septiembre de 1985.



Excesiva flexibilidad del diafragma

Un comportamiento excesivamente flexible del diafragma de piso (losas), implica deformaciones laterales no uniformes, las cuales son en principio perjudiciales para los elementos no estructurales adosados al diafragma. Adicionalmente, la distribución de fuerzas laterales no se hará de acuerdo a la rigidez de los elementos verticales.

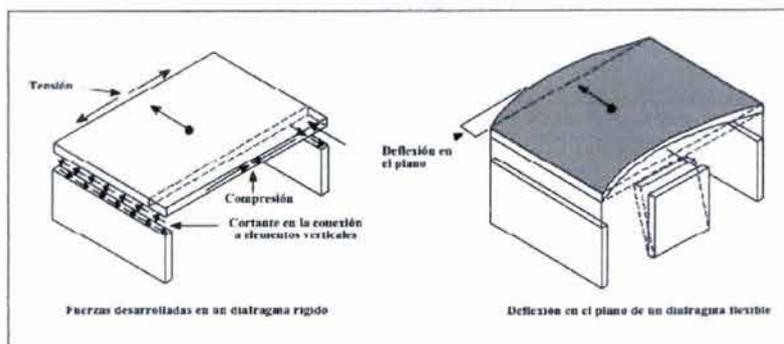


Fig. 36.- Comportamiento rígido y flexible del diafragma.

Son varias las razones por las cuales puede darse este tipo de comportamiento flexible. Entre ellas están las siguientes razones:

- ⊕ *Flexibilidad del material del diafragma.*
- ⊕ *Relación de aspecto (largo/ancho) del diafragma.* Por tratarse de un trabajo a flexión de este tipo de elementos, mientras mayor sea la relación largo/ancho, mayores pueden ser sus deformaciones laterales. En general los diafragmas con relaciones de aspecto superiores a 5 pueden considerarse flexibles.
- ⊕ *Rigidez de la estructura vertical.* La flexibilidad del diafragma debe juzgarse también de acuerdo con una distribución en planta de la rigidez de los elementos verticales. En el caso extremo de un diafragma en el que todos los elementos verticales tengan igual rigidez es de esperarse un mejor comportamiento del diafragma que en el caso en el cual tengan grandes diferencias en este punto.
- ⊕ *Aberturas en el diafragma.* Las aberturas de gran tamaño practicadas en el diafragma para efectos de iluminación ventilación y relación visual entre los pisos, ocasionan al aparición de zonas flexibles dentro del diafragma, las cuales impiden el ensamblaje rígido de las estructuras verticales.



Fig. 37.- Falla por diferencias de rigidez en elementos estructurales verticales.



Torsión

La torsión a sido la causa de importantes daños en edificios sometidos a sismos intensos, que van desde la distorsión a veces visible de la estructura (y por tanto su pérdida de imagen y confiabilidad) hasta el colapso estructural.

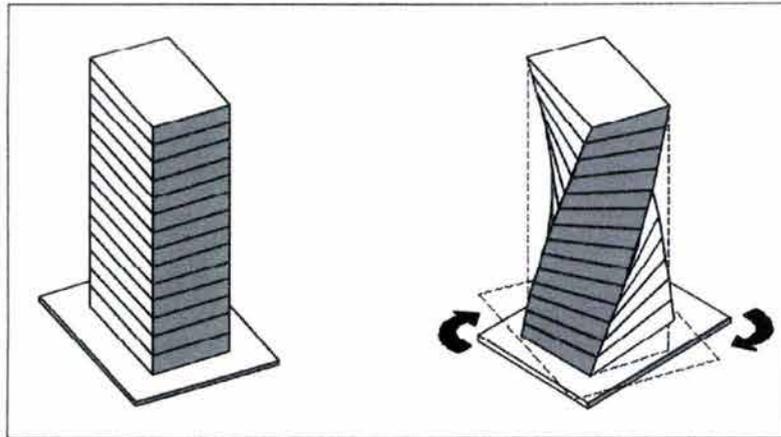


Fig. 38.- Torsión en edificios.

La torsión se produce por la excentricidad existente entre el centro de masa y el centro de rigidez.

Algunos de los casos que pueden dar lugar a dicha situación en planta son:

- ✦ Posición de elementos rígidos de manera asimétrica con respecto al centro de gravedad del piso.
- ✦ Colocación de grandes masas en forma asimétrica con respecto a la rigidez.
- ✦ Combinación de las dos situaciones anteriores.

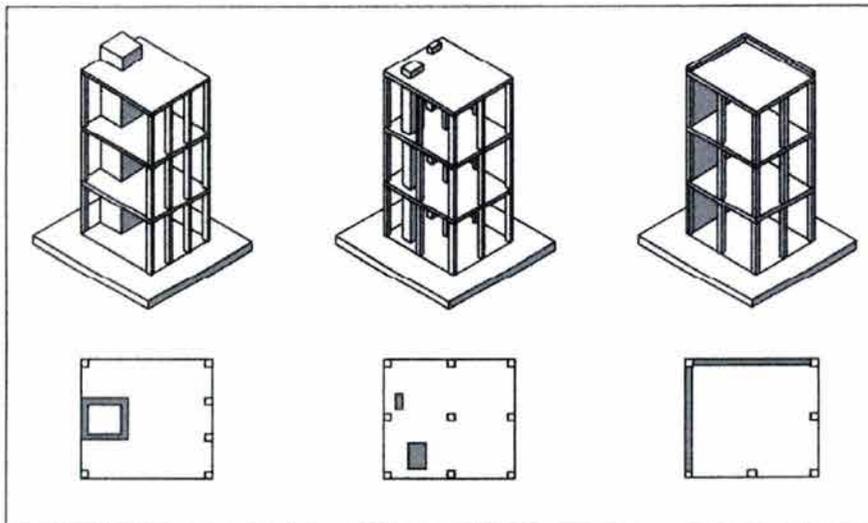


Fig. 39.- Torsión por muros excéntricos.



Se debe tener presente que los muros divisorios y de fachada que se encuentran adosados a la estructura vertical tienen generalmente una gran rigidez y por lo tanto, habitualmente participan estructuralmente en la respuesta al sismo y pueden ser causantes de torsión, como el caso de los edificios de esquina.

Cuantitativamente se puede considerar que una excentricidad entre el centro de masa y de rigidez es grande cuando supera el 20% de la dimensión en planta bajo análisis. En un caso así deben tomarse medidas correctivas en el planteamiento estructural del edificio.

Si se contempla la situación de la altura, el problema de torsión puede complicarse aún más cuando hay irregularidades verticales, como los escalonamientos. La parte superior del edificio transmite a la inferior un cortante excéntrico, lo cual provoca torsión del nivel de transición hacia abajo, independientemente de la simetría o asimetría estructural de los pisos superiores e inferiores.

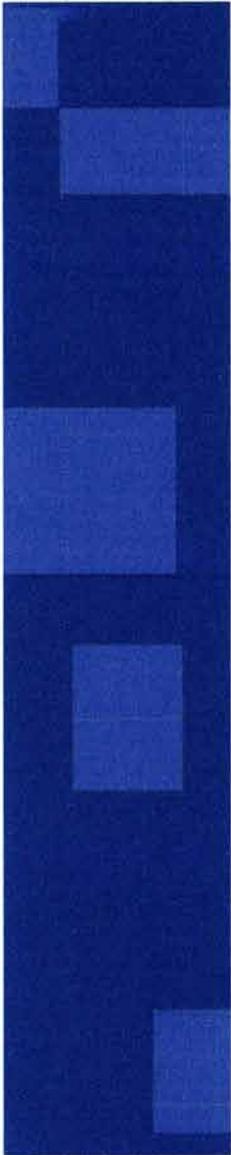
Como todos los problemas de configuración, el de la torsión debe ser enfrentado desde la etapa de diseño espacial y de forma de la edificación.

Los correctivos necesarios para el problema de torsión pueden resumirse en general en los siguientes puntos:

- ⊕ Las torsiones deben ser consideradas inevitables, debido a la naturaleza del fenómeno y a las características de la estructura. Por esta razón se sugiere proveer a los edificios de rigidez, mediante la cual se busca reducir la posibilidad de giro en planta.

- ⊕ A efectos de el control de la torsión debe estudiarse con cuidado el planteamiento de la estructura en planta y en altura, así como la presencia y la necesidad de aislamiento de los muros divisorios no estructurales que puedan intervenir estructuralmente en el momento de un sismo. Finalmente el objetivo debe ser proveer a la estructura con la mayor simetría posible la rigidez con respecto a la masa.





CAPÍTULO 3

Capacidad Sísmica del Edificio en estudio

3.- CAPACIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO EN ESTUDIO

3.1.- IDENTIFICACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO

Al centro de la ciudad de Uruapan, Michoacán en la esquina de las calles 5 de Febrero y Nicolás Bravo se encuentra el edificio en estudio. El proyecto de este edificio fue realizado a finales de 1979, por lo que para su diseño se usó un Reglamento de construcción anterior al vigente, por lo que se señalaran en su debido momento las características del edificio que ya no cumplen con el Reglamento de Construcción modificado en 1990, en donde se trató de mitigar el peligro sísmico por medio de renovación en algunos puntos del mismo.

En este trabajo se pretende analizar la capacidad sísmica ante cargas laterales del edificio de concreto y mampostería, con el fin de realizar, si así lo requiriera, un proyecto de reforzamiento del mismo, además de sentar las bases para un futuro proyecto de Vulnerabilidad Sísmica en esta zona de Uruapan. La metodología de evaluación a utilizar es la que ha sido empleada por el Departamento del Distrito Federal, para estimar la capacidad sísmica de los edificios de las delegaciones Cuauhtémoc, Coyoacán y Benito Juárez.(REF. 8)

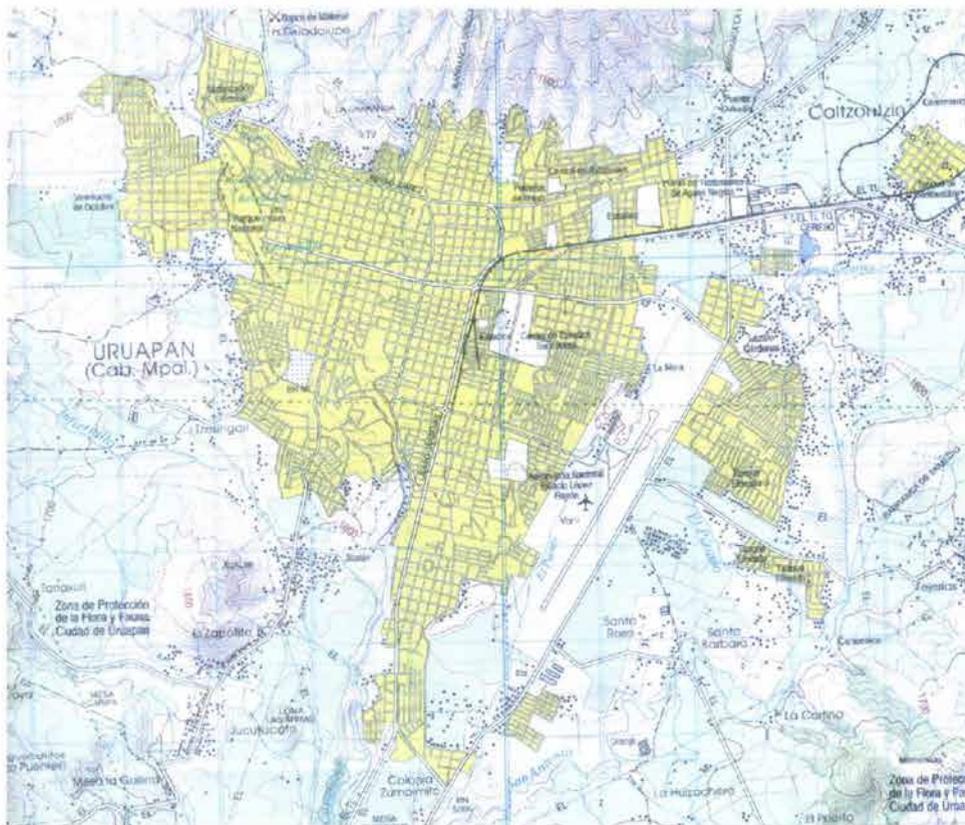


Fig. 40.- Mapa de la Ciudad de Uruapan, Michoacán.



Las características generales de la estructura se resumen en la siguiente tabla.

Estructura tipo	“B” (Uso Hotel)
Losa	Aligerada con casetón
Niveles	11
Estructura	Muros de mampostería y columnas de concreto.

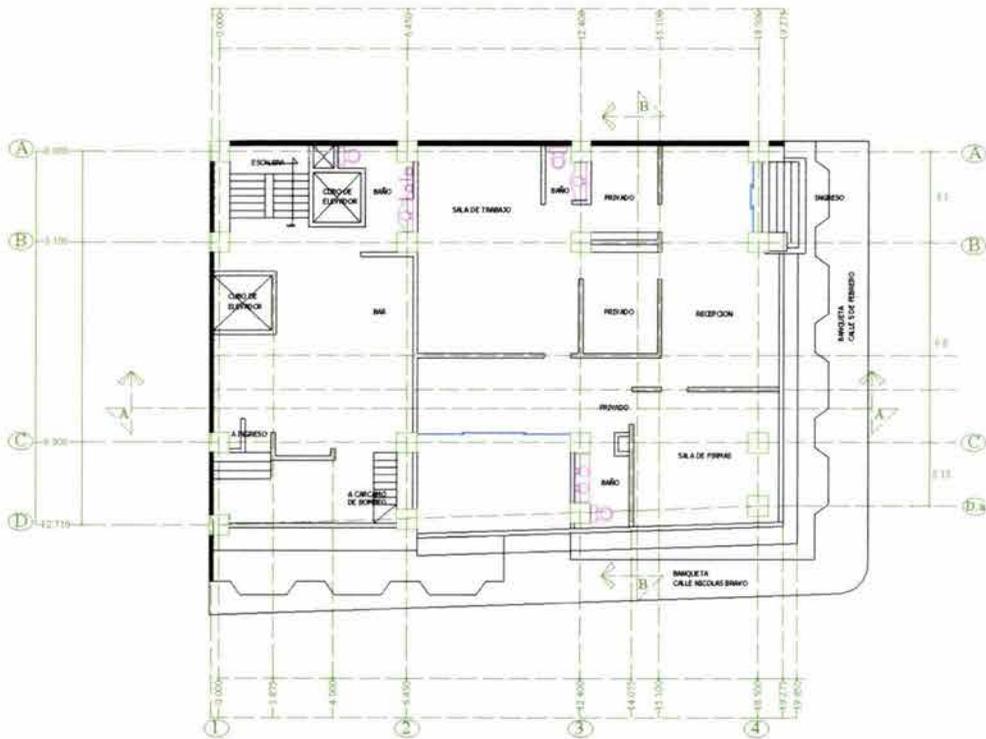
Tabla 11.- Resumen de características generales del edificio.



Fig. 41.-Fachada Sur y Oriente del edificio.



3.2.- PLANTAS TIPO DEL EDIFICIO



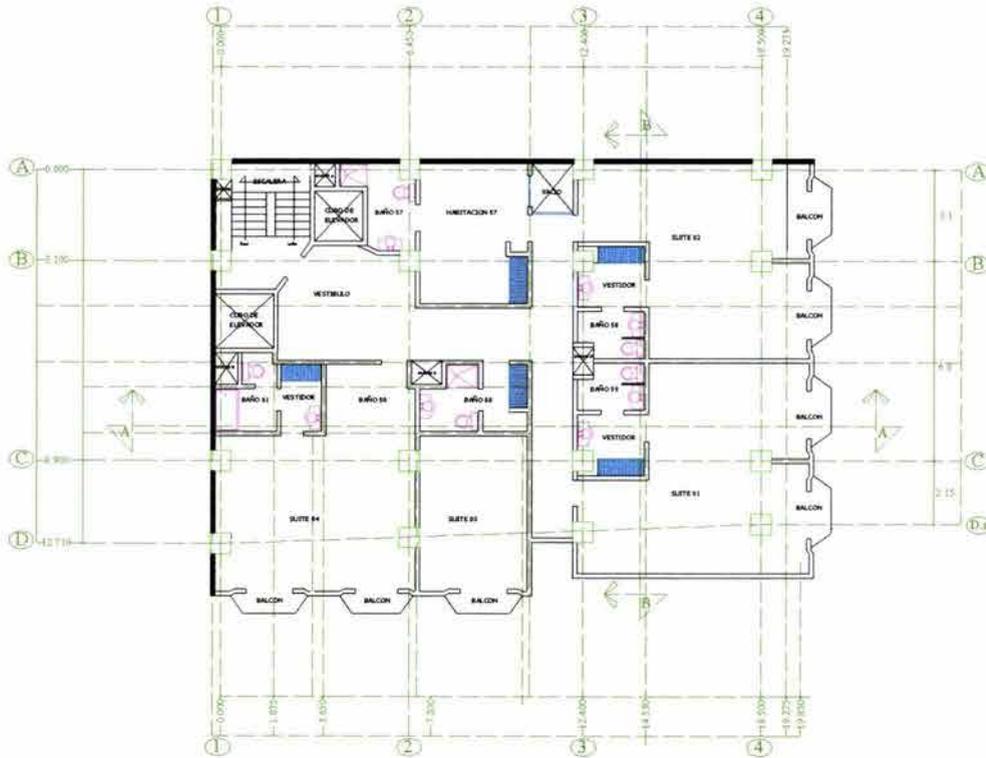
PLANTA SOTANO



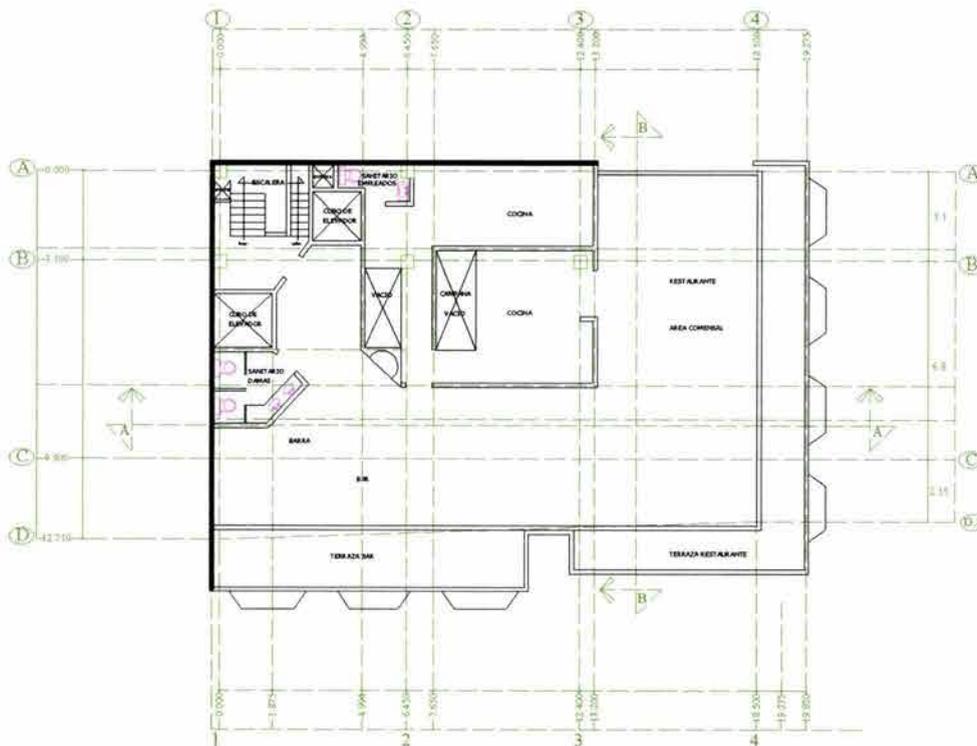
PLANTA 1er. NIVEL

Fig. 42.- Plantas Tipo I (Sótano y P. Baja) y II (1° A 7°).





PLANTA 8vo. NIVEL



PLANTA 9no. NIVEL

Fig. 43.- Plantas Tipo III (Suites) y IV (Terraza).





Fig. 44.- Fachada Oriente del Edificio (Calle 5 de Febrero).

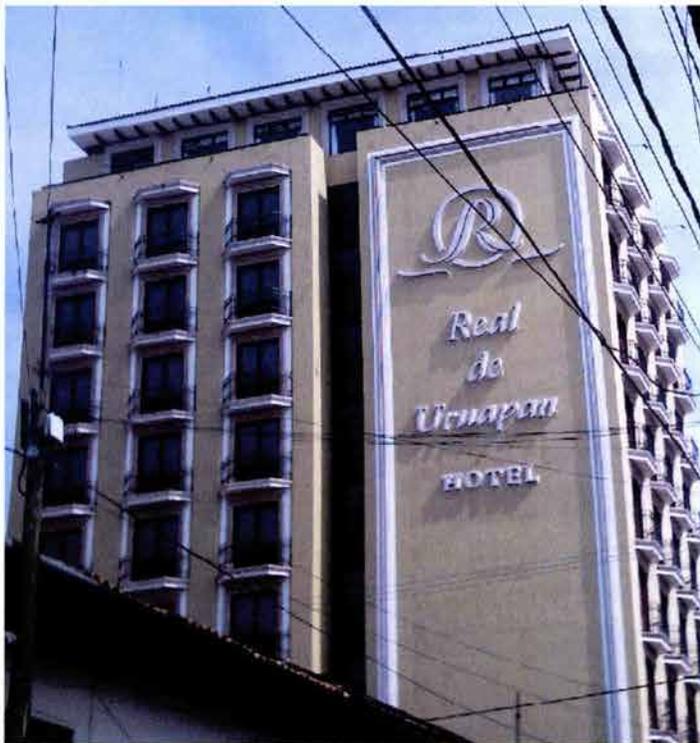


Fig. 45.- Fachada Sur del Edificio (Calle Nicolás Bravo).



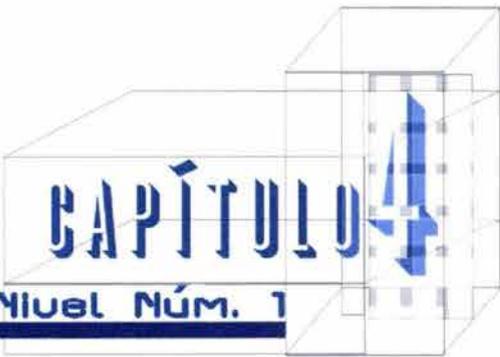
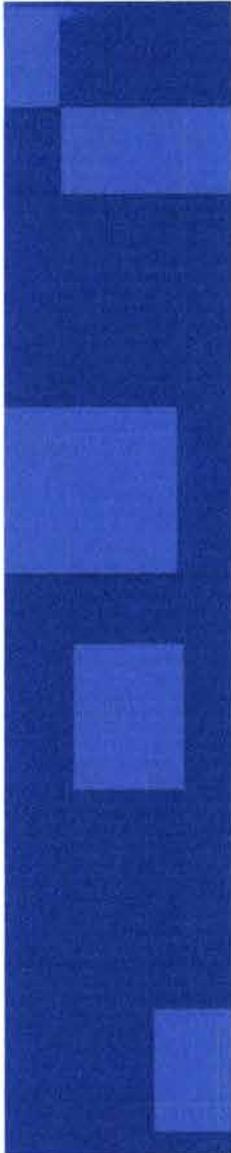


Fig. 46.- Fachada Norte (Muro de Mampostería).



Fig. 47.- Fachada Oeste del Edificio (Muro de Mampostería).





CAPÍTULO 4

Evaluación Nivel Núm. 1

4.- EVALUACIÓN NIVEL # 1

El edificio queda clasificado como construcción grupo B según el Art. 420 del Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán (RCEM), por lo que es necesario comenzar la evaluación desde el nivel # 1, en el caso de que la estructura quedara clasificada en el grupo A necesariamente tendríamos que comenzar la evaluación en el nivel # 2.

Para la evaluación nivel # 1 tenemos que revisar criterios generales:

- ⊕ Estructuración en Planta
- ⊕ Estructuración en elevación
- ⊕ Cimentación
- ⊕ Ubicación
- ⊕ Deterioro

Estructuración en Planta

Como se dijo anteriormente el aspecto principal a notar en este punto es la asimetría geométrica, de rigidez y la de masas de los elementos estructurales y de los supuestamente no estructurales, que pueden ocasionar problemas de torsión.

⊕ La torsión puede calificarse alta cuando da lugar a una excentricidad de más de 20% de la dimensión de la planta en dirección a la excentricidad.

$e > 0.2B$	Torsión alta
$0.1B < e \leq 0.2B$	Torsión intermedia
$e \leq 0.1B$	Torsión baja

Para este punto se realizó el análisis de masas, centro de torsión, y cortante de cada planta, para encontrar las excentricidades en cada una de éstas así como en cada dirección, dando como resultado torsiones muy altas por lo que en este punto se puede observar que es el principal problema de la estructura.

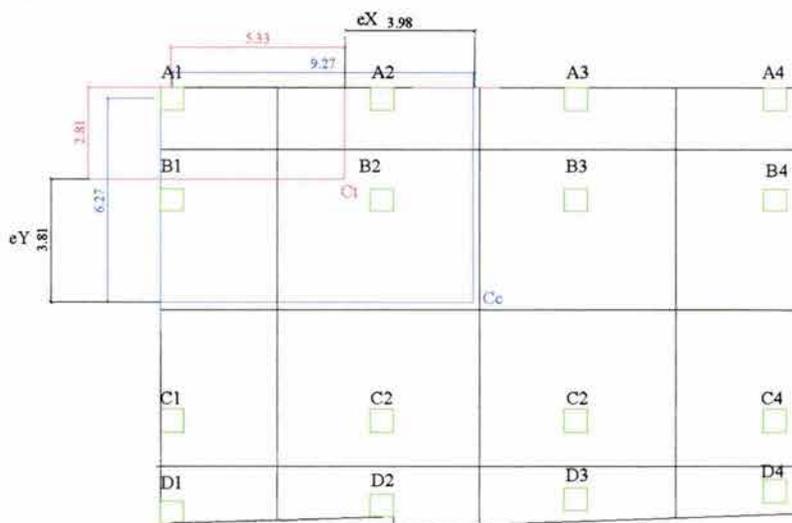


Fig. 48.- Torsión en Sótano y P.Baja.



La línea roja corresponde al centro de cortante de la planta y la línea azul, al centro de torsión de la planta, en las que se observa unas excentricidades mayores a las permitidas del 20 % en cada dirección, por lo tanto en la Planta Baja se tiene una Torsión Alta.

El mismo procedimiento se realizó para todos los entrepisos obteniéndose la siguiente tabla con los resultados, en los que se observa las grandes torsiones en el edificio, debido a la gran diferencia de rigidez en los marcos.

CENTRO DE CORTANTE		CENTRO DE TORSION		EXCENTRICIDADES EN PLANTA		
NIV.	XVci	YVci	XTn	YTn	es Xi	es Yi
11	9.1818162	6.1913361	1.8292026	0.114493	7.352613592	6.076843358
10	9.2388105	6.235769	3.7945036	2.206804	5.444306842	4.028964706
9	9.2547181	6.2507482	3.4512645	2.437749	5.803453619	3.812999325
8	9.2629879	6.2590989	3.3417153	2.504599	5.921272514	3.754499442
7	9.2674954	6.2639514	3.1960477	2.563426	6.071447623	3.700525134
6	9.2705791	6.2675216	3.187118	2.640811	6.083461131	3.626710897
5	9.2725041	6.2698857	3.1567273	2.84628	6.115776818	3.423576948
4	9.2738615	6.2715631	3.1863493	3.167346	6.087512187	3.104217424
3	9.2746814	6.2726258	3.3925126	3.815239	5.882168777	2.457386566
2	9.27646	6.2721018	3.9371621	1.852927	5.339297861	4.419174865
1	9.2769713	6.2719179	5.3029509	2.808276	3.97402034	3.46364171

es Xi Permitida	es Yi Permitida
3.82	2.642

Tabla 12.- Excentricidades en el edificio.

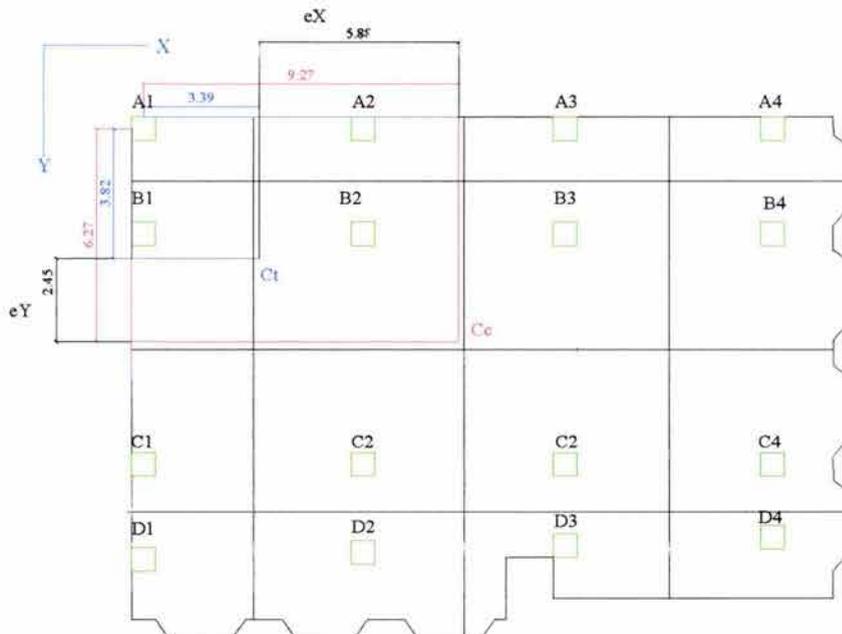


Fig. 49.- Torsión en Planta de Habitaciones.

Al encontrar alta torsión en todos los niveles se le otorga en este inciso una calificación alta.

✓ Calificación: Alta



⊕ Los entrantes y salientes: No tiene entrantes ni salientes.

$A2 > 0.3(A1 + A2)$ Torsión alta
 $0.1(A1 + A2) < A2 \leq 0.3(A1 + A2)$ T. intermedia
 $A2 \leq 0.1(A1 + A2)$ Torsión baja

✓ Calificación: Baja

⊕ La relación de lado largo a corto:

$$\frac{L}{I} = \frac{19.275 \text{ m}}{12.05 \text{ m}} = 1.6$$

$L/I > 3$ intermedia
 $L/I \leq 3$ baja

✓ Calificación: Baja

La existencia de mas de uno de los problemas descritos, deberá tenerse en cuenta de manera aditiva en la calificación sin que se exceda de: alto.

Estructuración en elevación

Los factores a calificar son:

⊕ La relación de la altura entre la dimensión menor de la base es un índice de esbeltez de la estructura:

$$\frac{H}{I} = \frac{34.04 \text{ m}}{12.05 \text{ m}} = 2.8$$

$H/I > 2.5$ intermedia
 $H/I \leq 2.5$ baja

✓ Calificación: Intermedia

⊕ Los cambios de porcentaje del área de la planta o del área de elementos estructurales:

$DA > 30\%$ alta
 $10\% < DA \leq 30\%$ intermedia
 $DA \leq 10\%$ baja

Planta	Nivel	EJES (cm)			
		1	2	3	4
Techos	11	-	-	-	-
Cafetería	10	45	45	45	-
Habitaciones	9	45	45	45	45
Habitaciones	8	45	45	45	45
Habitaciones	7	50	50	50	50
Habitaciones	6	50	50	50	50
Habitaciones	5	60	60	60	60
Habitaciones	4	60	60	60	60
Habitaciones	3	65	65	65	65
Habitaciones	2	65	65	65	65
Planta Baja	1	70	75	75	70
Sótano	0	70	75	75	70

Tabla 13.- Dimensiones de columnas en entresijos.



El cambio de porcentaje más crítico que se observa es en la columna de 75 cm que se reduce hasta 65 cm. El porcentaje de reducción obtenido es de 24.9%.

<p>Área Columna 75 x 75 cm = 5625 cm² Columna 65 x 65 cm = <u>4225 cm²</u> 1400 cm²</p>	<p>5625 cm² - 100% 1400 cm² - 24.9%</p>
--	--

✓ Calificación: Intermedia

⊕La doble altura de planta baja o planta baja flexible, la presencia de columnas cortas y la abundancia de muros divisorios en todos los pisos:
 No hay ninguno de los factores a considerar en este inciso.

✓ Calificación: Baja

Cimentación

Son tres los factores de mal comportamiento que inciden en la seguridad ante un sismo: el desplome, los asentamientos diferenciales y la emersión o el hundimiento uniforme:

⊕El desplome

No hay desplome

✓ Calificación: Baja

⊕Los hundimientos diferenciales.

No hay hundimientos diferenciales

✓ Calificación: Baja

⊕El hundimiento o emersión.

No hay problemas de hundimientos ni emersiones.

✓ Calificación: Baja



Ubicación

⊕ Este punto se refiere a la ubicación dentro las zonas sísmica de la ciudad en que se encuentre el edificio en estudio, la ciudad de Uruapan no está zonificada por lo que de acuerdo a las características del terreno se supondrá Suelo Tipo II, y se utilizará los espectros del RCEM (1990).

✓ Estructura localizada en zona sísmica II

⊕ Otro factor sumamente importante es la separación entre edificios colindantes, tomando en cuenta que la separación mínima entre estos sea:

sr = 0.006h en zonas de suelo duro.

sr = 0.007h en zonas de suelo intermedio.

sr = 0.008h en zonas de suelo compresible.

sr = separación mínima.

h = altura del edificio menor.

El edificio colindante con el Hotel Real de Uruapan al norte tiene una altura de 4.5 m y se observa la separación entre edificios.

sr = 0.007h en zonas de suelo intermedio.

sr = 0.007 (4.5m) = 0.0315 m = 3.15 cm

Este índice se calificara como intermedio si se presenta uno de los dos factores anteriores y alto si se presentan los dos.

✓ Calificación: Intermedio

Deterioro

Se considera en este índice la detección de daño por sismos:

⊕ Si la estructura muestra daños en elementos no estructurales se dará una calificación como intermedio.

La estructura presenta grietas en escaleras del 1er. al 3er. Nivel.

⊕ En caso de sufrir daños estructurales por sismos previos, se calificara alto, si solo se ha realizado una reparación local, o intermedio si la reparación fue mayor.

✓ Calificación: Intermedia



A las calificaciones anteriores se les asigna un valor numérico de "c" de acuerdo con lo siguiente.

Alto: C = 2
 Intermedio: C = 1
 Bajo: C = 0

Estructuración en planta		Estructuración en elevación		Cimentación	Ubicación	Deterioro	
e>0.2B	Torsión alta	H / I = 2.8	Intermedio	No hay problemas de desplome o de hundimiento	Estructura localizada en zona sísmica II	Presenta daños en elementos no estructurales	intermedio
No hay área de entrantes ni salientes	Baja	Cambios de porcentaje en columnas 24.9 %	Intermedio				
L/I = 1.6	Baja	No hay columnas cortas, muros divisorios, ni planta baja flexible	Baja		Intermedio		
CALIFICACIÓN	C = 2	C = 1		C = 0	C = 1	C = 1	

Tabla 14.- Evaluación mediante el nivel # 1.

4.1.- NIVEL DE SEGURIDAD DEL EDIFICIO

El nivel de seguridad "S" será la suma de las calificaciones correspondientes a los cinco índices:

$$S = \sum C_i = 2 + 1 + 0 + 1 + 1 = 5$$

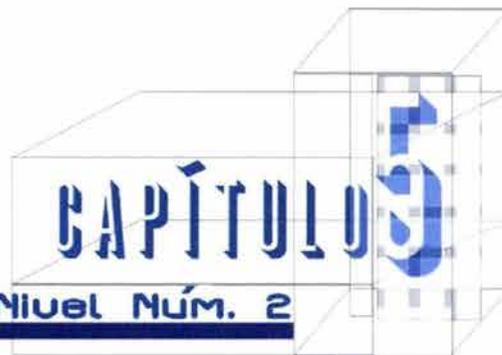
Categoría	Nivel de seguridad
	Grupo B
1	0 a 3
2	4 a 7
3	8 a 10

Tabla 15.- Categorías correspondientes de acuerdo con el nivel de seguridad Grupo B.

✦ Nos encontramos en la categoría 2 es necesario realizar una evaluación adicional con el Nivel # 2.



Evaluación Nivel Núm. 2



5.- EVALUACIÓN NIVEL # 2

Se estima la capacidad sísmica de el edificio en estudio, mediante el segundo nivel de evaluación. Se muestra en forma detallada el proceso seguido para determinar la capacidad sísmica del edificio.

- ⊕ Número de Niveles: 11

Características de la estructura:

Planta	NIVEL	Altura libre de entrepiso (m)	EJES			
			Columnas Cuadradas			
			1	2	3	4
Techos	11	2.33	-	-	-	-
Cafetería	10	2.76	0.45	0.45	0.45	-
Habitaciones	9	2.68	0.45	0.45	0.45	0.45
Habitaciones	8	2.55	0.45	0.45	0.45	0.45
Habitaciones	7	2.535	0.5	0.5	0.5	0.5
Habitaciones	6	2.55	0.5	0.5	0.5	0.5
Habitaciones	5	2.565	0.6	0.6	0.6	0.6
Habitaciones	4	2.55	0.6	0.6	0.6	0.6
Habitaciones	3	2.54	0.65	0.65	0.65	0.65
Habitaciones	2	2.55	0.65	0.65	0.65	0.65
Planta Baja	1	2.73	0.7	0.75	0.75	0.7
Sótano	0	2.1	0.7	0.75	0.75	0.7

Tabla 16.- Dimensiones de la estructura.

Para el estudio y evaluación detallada nivel # 2 incorporamos todas las características de la estructura:

- ⊕ Los elementos resistentes son columnas y muros de mampostería.
- ⊕ Las columnas sufren reducciones en entrepisos que se deben de estudiar minuciosamente, además de que los armados tienen paquetes con 3 varillas en las esquinas, que fue uno de los cambios que se hizo al RCDF en el que se permiten paquetes hasta 2 varillas, y los estribos no tienen zonas de confinamiento en uniones.
- ⊕ Los muros de mampostería son de 18 cm y 20 cm.
- ⊕ No hay muros de concreto.
- ⊕ No hay columnas cortas.
- ⊕ Las losas son losas aligeradas con casetón de 40 x 40 x 25, con una zona maciza de un casetón en cada unión con columna.
- ⊕ En el Eje A y Eje 1 hay traveses de 20 cm (base) x 80 cm (peralte), en cada nivel.
- ⊕ Las traveses en los demás ejes son de base 70 cm y altura 30cm dentro de las losas.



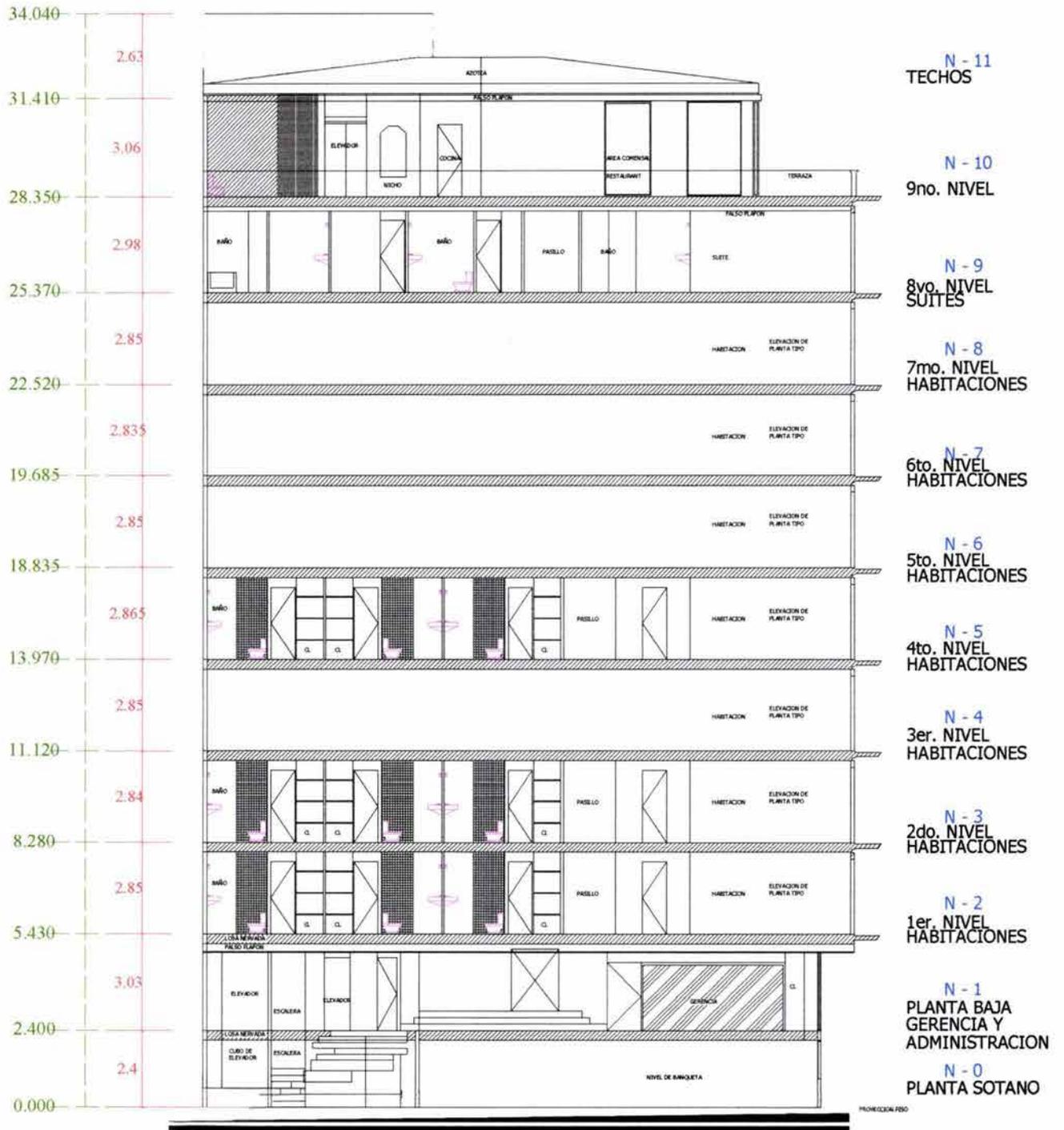


Fig. 50.- Características de la estructura.



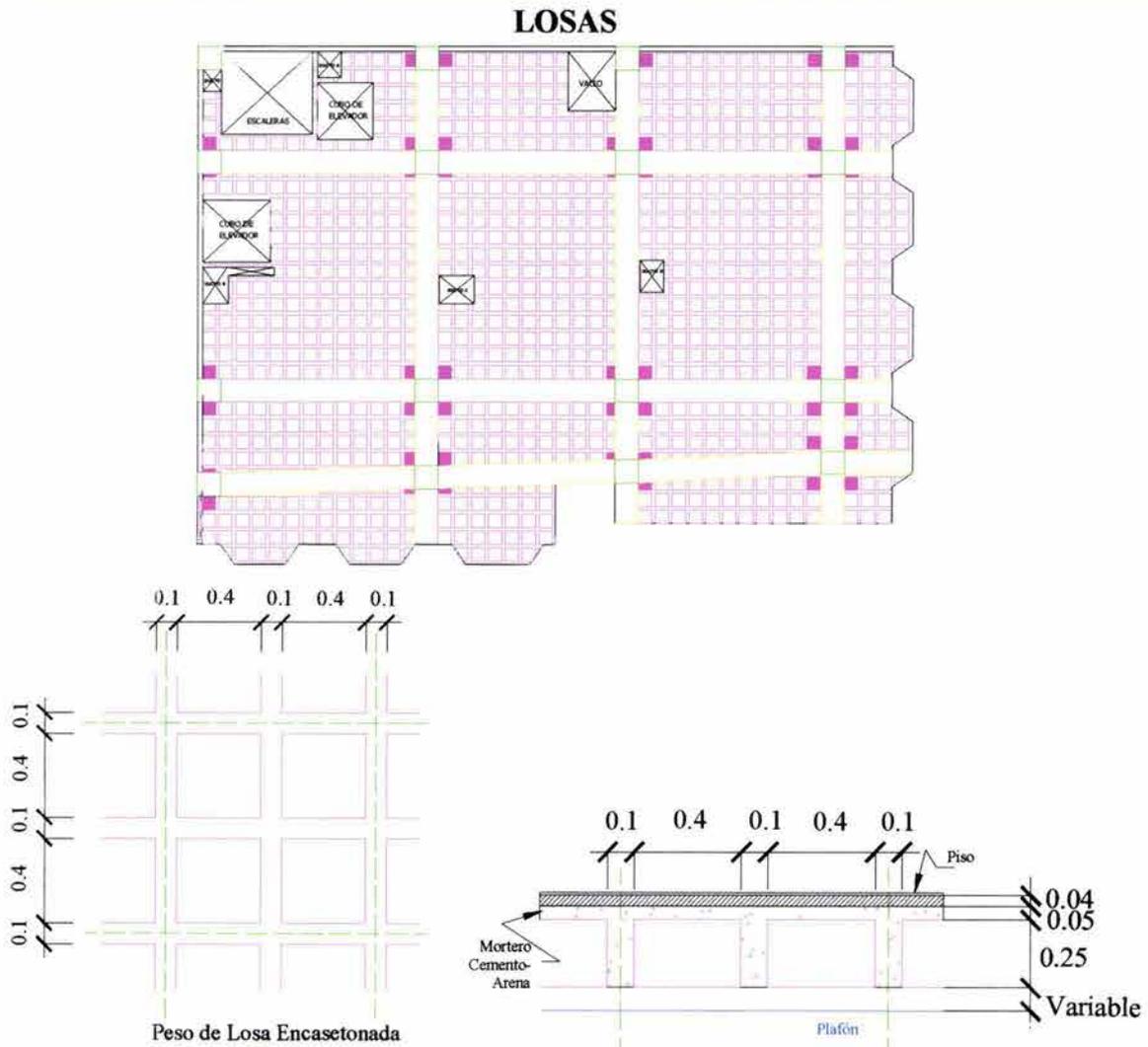


Fig. 51.- Detalle de Losa encasetonada.

Analizando el peso de la losa encasetonada:

Volumen del casetón $v = 0.4 \times 0.4 \times 0.25 = 0.04 \text{ m}^3$

LOSA DE AZOTEA

W Losa = [1 (1) (0.3) – 4 (0.04)] (2.4 ton/m ³)	= 0.336	ton/m ²
W tepetate = (1) (1) (0.08) (1.95 ton/m ³)	= 0.156	ton/m ²
W mortero = (1) (1) (0.03) (2.1 ton/m ³)	= 0.063	ton/m ²
W cintarilla = (1) (1) (0.015) (2.25 ton/m ³)	= 0.0338	ton/m ²
W plafón	= 0.02	ton/m ²
W impermeabilizante	= 0.005	ton/m ²
W instalaciones	= 0.03	ton/m ²
W adicional por losa	= 0.02	ton/m ²
W adicional por mortero	= 0.02	ton/m ²
CM	= 0.684	ton/m²
CV	= 0.100	ton/m²
CT	= 0.784	ton/m²



LOSA DE ENTREPISO

W Losa = [1 (1) (0.3) – 4 (0.04)] (2.4 ton/m ³)	= 0.336	ton/m ²
W mortero = (1) (1)(0.04) (2.1 ton/m ³)	= 0.084	ton/m ²
W instalaciones	= 0.03	ton/m ²
W adicional por losa	= 0.02	ton/m ²
W adicional por mortero	= 0.02	ton/m ²
W piso	= 0.01	ton/m ²
W plafón	= 0.02	ton/m ²

CM = 0.520	ton/m ²
CV = 0.170	ton/m ²
CT = 0.690	ton/m ²

DE AZOTEA		
W losa	0.336	ton / m2
W tepetate	0.156	ton / m2
W mortero	0.063	ton / m2
W cintarilla	0.0338	ton / m2
W plafón	0.02	ton / m2
W impermeabilizante	0.005	ton / m2
W instalaciones	0.03	ton / m2
W adicional losa	0.02	ton / m2
W adicional mortero	0.02	ton / m2
W muerta =	0.6838	ton / m2
W viva =	0.1	ton / m2
W total =	0.7838	ton / m2

DE ENTREPISO		
W losa	0.336	ton / m2
W mortero	0.084	ton / m2
W instalaciones	0.03	ton / m2
W adicional losa	0.02	ton / m2
W adicional mortero	0.02	ton / m2
W piso	0.01	ton / m2
W plafón	0.02	ton / m2
W muerta =	0.52	ton / m2
W viva =	0.17	ton / m2
W total =	0.69	ton / m2

Tabla 17.- Peso de Losas por metro cuadrado.

CASETONES

En todas las losas se dejó una zona maciza de aproximadamente un casetón en cada columna por lo que el área de estos casetones será considerada como una zona maciza.

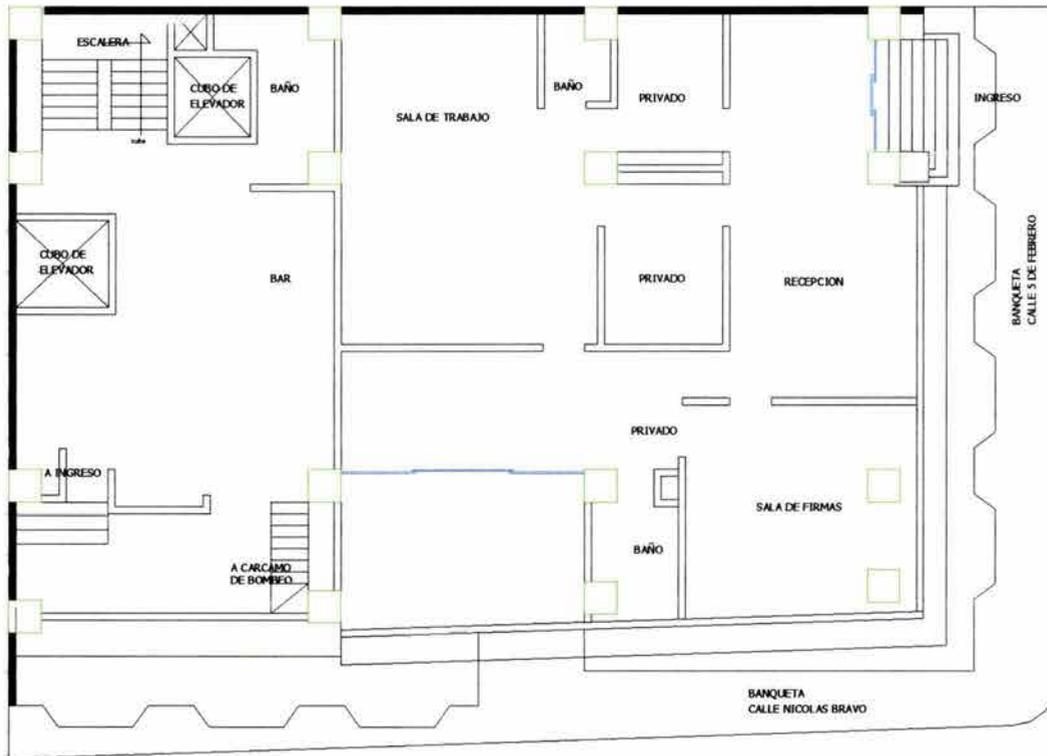
El área de los casetones en planta será: 46 casetones x 0.4 x 0.4 = 7.4 m²

Y su peso en cada entrepiso será de 46 x 0.25 x 0.4 x 0.4 x 2.4 ton/m³ = 4.416 ton

En el N-11 solo tenemos 4 casetones por lo que el peso que generaran las zonas macizas en ese nivel será 4 x 0.25 x 0.4 x 0.4 x 2.4 = 0.384 ton.



PESO DE LOSAS POR NIVEL



PLANTA SOTANO

Planta Sótano: (N – 0)

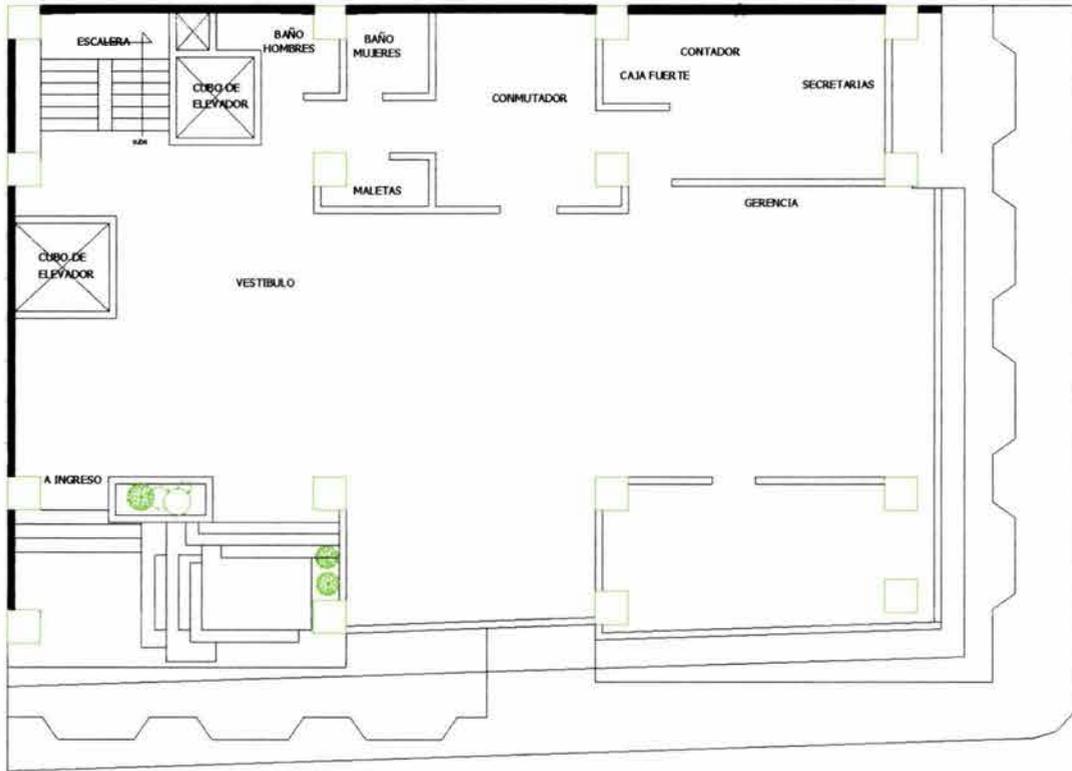
- ⊕ Área de Planta Sótano = 261.15 m²
- ⊕ Área de Trabes = 74 m²
- ⊕ Área de Escalera = 6.80 m²
- ⊕ Área de Ducto = 0.80 m²
- ⊕ Área de Elevador 1 = 4.60 m²
- ⊕ Área de Elevador 2 = 3.90 m²
- ⊕ Área de casetones = 7.4 m²

$$\text{Área de Losa} = 261.15 - 74 - 6.80 - 0.8 - 4.60 - 3.90 - 7.4 = \underline{163.65 \text{ m}^2}$$

Peso de Losa en Nivel = Peso /m² de losa x área de losa

$$\text{Peso de Losa en Nivel} = 0.69 \text{ ton/m}^2 \times 163.65 = \underline{112.92 \text{ ton}}$$





PLANTA BAJA

Planta Baja: (N – 1)

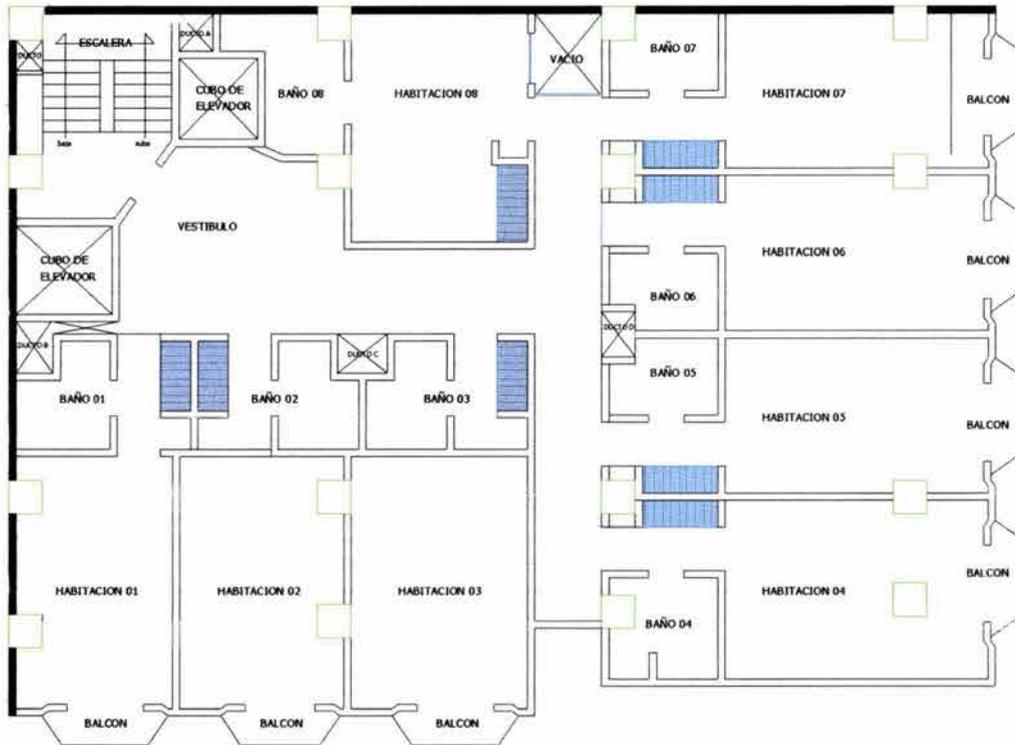
- ⊕ Área de Planta Sótano = 241.50 m²
- ⊕ Área de Trabes = 74 m²
- ⊕ Área de Escalera = 6.80 m²
- ⊕ Área de Ducto A = 0.80 m²
- ⊕ Área de Elevador 1 = 4.60 m²
- ⊕ Área de Elevador 2 = 3.90 m²
- ⊕ Área de Casetones = 7.4 m²

$$\text{Área de Losa} = 261.15 - 74 - 6.80 - 0.8 - 4.60 - 3.90 - 7.4 = \underline{163.65 \text{ m}^2}$$

Peso de Losa en Nivel = Peso /m² de losa x área de losa

$$\text{Peso de Losa en Nivel} = 0.69 \text{ ton/m}^2 \times 163.65 \text{ m}^2 = \underline{112.92 \text{ ton}}$$





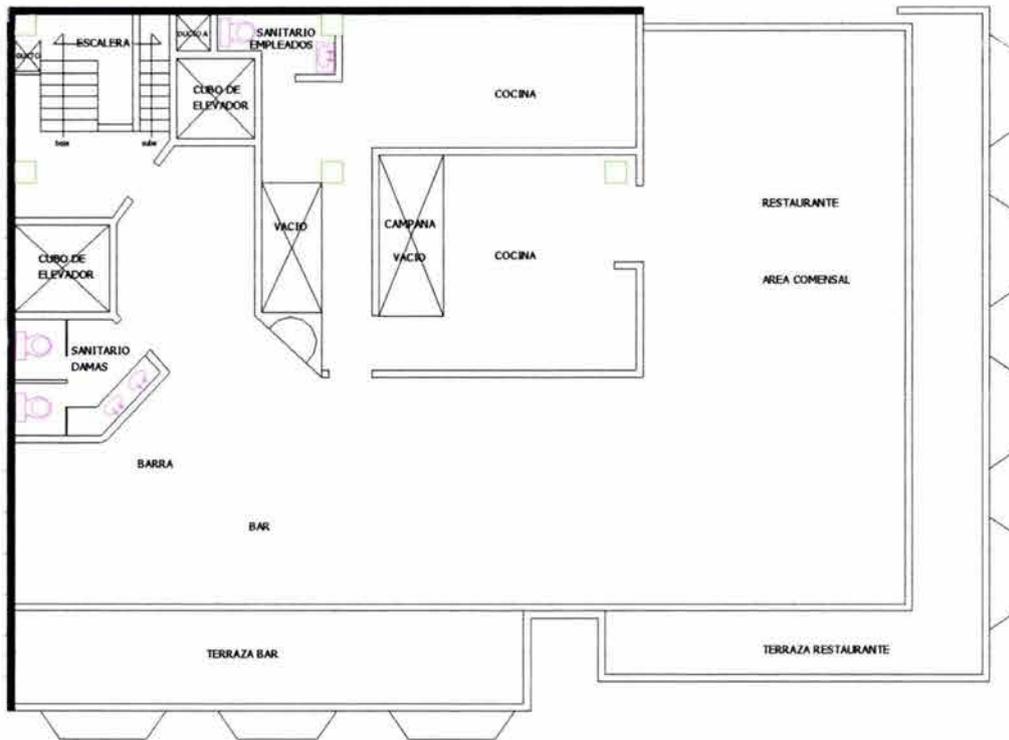
Plantas de 1er., 2do., 3er., 4º., 5º., 6º., 7º. y 8º. Nivel: (N – 2,3,4,5,6,7,8,9)

- ⊕ Área de Planta = 306.80 m²
- ⊕ Área de Traves = 74 m²
- ⊕ Área de Escalera = 6.80 m²
- ⊕ Área de Vacío = 2.50 m²
- ⊕ Área de Ducto = 0.35 m²
- ⊕ Área de Ducto A = 0.80 m²
- ⊕ Área de Ducto B = 1.25 m²
- ⊕ Área de Ducto C = 0.85 m²
- ⊕ Área de Ducto D = 0.65 m²
- ⊕ Área de Elevador 1 = 4.60 m²
- ⊕ Área de Elevador 2 = 3.90 m²
- ⊕ Área de casetones = 7.4 m²

$$\begin{aligned} \text{Área de Losa} &= \\ &= 306.80 - 74 - 6.80 - 2.50 - 0.35 - 0.80 - 1.25 - 0.85 - 0.65 - 4.60 - 3.90 - 7.4 \\ &= \underline{203.70 \text{ m}^2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso de Losa en Nivel} &= \text{Peso /m}^2 \text{ de losa} \times \text{área de losa} \\ \text{Peso de Losa en Nivel} &= 0.69 \text{ ton/m}^2 \times 203.7 \text{ m}^2 = \underline{140.55 \text{ ton}} \end{aligned}$$





PLANTA 9no. NIVEL

Planta 9°. Nivel: (N – 10)

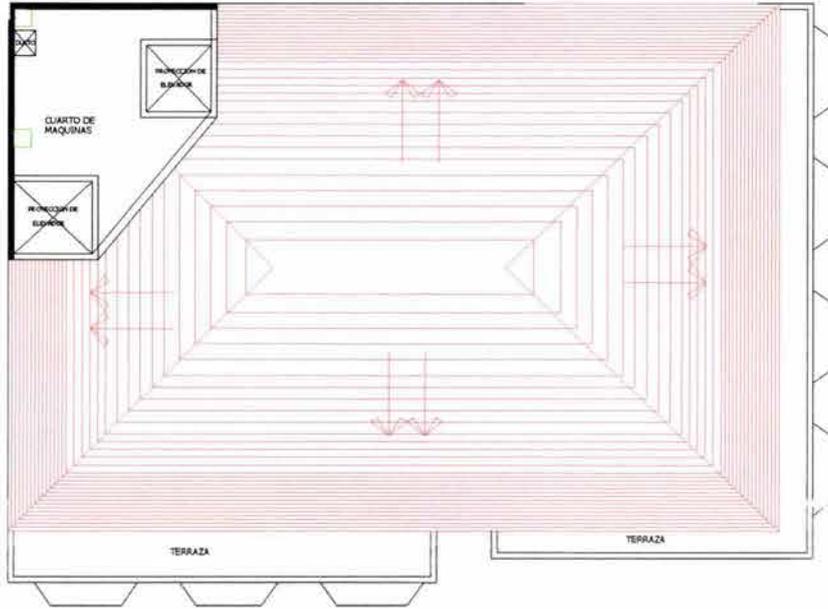
- ⊕ Área de Planta = 298.10 m²
- ⊕ Área de Trabes = 74 m²
- ⊕ Área de Escalera = 6.80 m²
- ⊕ Área de Ducto = 0.35 m²
- ⊕ Área de Ducto A = 0.80 m²
- ⊕ Área de Elevador 1 = 4.60 m²
- ⊕ Área de Elevador 2 = 3.90 m²
- ⊕ Área de casetones = 7.4 m²

$$\text{Área de Losa} = 298.10 - 74 - 6.80 - 0.35 - 0.8 - 4.60 - 3.90 - 7.4 = \underline{200.25 \text{ m}^2}$$

Peso de Losa en Nivel = Peso /m² de losa x área de losa

$$\text{Peso de Losa en Nivel} = 0.69 \text{ ton/m}^2 \times 200.25 \text{ m}^2 = \underline{138.17 \text{ ton}}$$





PLANTA CUARTO DE MAQUINAS PLANTA DE TECHOS

Planta Techos: (N – 11)

- ⊕ Área de Planta = 267.50 m²
- ⊕ Área de Armadura = 237.90 m²
- ⊕ Área de Cuarto de Maquinas = 29.60 m²
- ⊕ Área de Ducto = 0.35 m²
- ⊕ Área de Elevador 1 = 4.60 m²
- ⊕ Área de Elevador 2 = 3.90 m²
- ⊕ Área de zona maciza de 4 casetones = 0.64 m²

$$\text{Área de Losa} = 29.6 - 0.35 - 4.60 - 3.90 - 0.64 = \underline{20.11 \text{ m}^2}$$

Peso de Losa en Nivel = Peso /m² de losa x área de losa

$$\text{Peso de Losa en Nivel} = 0.784 \text{ ton/m}^2 \times 20.11 \text{ m}^2 = \underline{15.76 \text{ ton}}$$

La tabla es el resumen de los pesos generados por losas en cada nivel:

NIVEL	PESO DE LA LOSA SIN CASETONES	PESO DE CASETONES	PESO TOTAL DE LOSA EN CADA NIVEL
11	15.762218	0.384	16.146218
10	138.1725	4.416	142.5885
9	140.553	4.416	144.969
8	140.553	4.416	144.969
7	140.553	4.416	144.969
6	140.553	4.416	144.969
5	140.553	4.416	144.969
4	140.553	4.416	144.969
3	140.553	4.416	144.969
2	140.553	4.416	144.969
1	112.9185	4.416	117.3345
0	112.9185	4.416	117.3345

Tabla 18.- Peso de Losas por Nivel.



TRABE 1

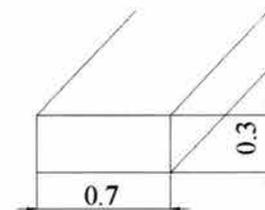
Las traves tienen la altura de la losa 0.3 y un ancho de 0.70 m.
La longitud de las traves es :

Dirección Este - Oeste	Dirección Norte Sur
Eje A : Trabe 2	Eje 1:Trabe 2.
Eje B y C : 20.625 m	Eje 2 : 14.85 m
Eje D: 21.17 m	Eje 3 y 4 : 14.22 m

Por lo que el peso de traves es:

$$\text{Peso} = 0.3 \times 0.7 \times \text{longitud} \times 2.4 \text{ ton/m}^3 \quad \gamma_{\text{conc}} = 2.4 \text{ ton/m}^3$$

Planta	Nivel	EJES LONGITUD DE TRABES				EJES PESOS DE TRABES				Peso Total de Traves de Ejes 2-3-4
		1	2	3	4	1	2	3	4	
Techos	11	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CAF.	10	-	14.85	14.22	14.22	-	7.484	7.17	7.17	21.81816
HAB.	9	-	14.85	14.22	14.22	-	7.484	7.17	7.17	21.81816
HAB.	8	-	14.85	14.22	14.22	-	7.484	7.17	7.17	21.81816
HAB.	7	-	14.85	14.22	14.22	-	7.484	7.17	7.17	21.81816
HAB.	6	-	14.85	14.22	14.22	-	7.484	7.17	7.17	21.81816
HAB.	5	-	14.85	14.22	14.22	-	7.484	7.17	7.17	21.81816
HAB.	4	-	14.85	14.22	14.22	-	7.484	7.17	7.17	21.81816
HAB.	3	-	14.85	14.22	14.22	-	7.484	7.17	7.17	21.81816
HAB.	2	-	14.85	14.22	14.22	-	7.484	7.17	7.17	21.81816
P.B.	1	-	14.85	14.22	14.22	-	7.484	7.17	7.17	21.81816
Sótano	0	-	14.85	14.22	14.22	-	7.484	7.17	7.17	21.81816



TRABES

Fig. 52.- Detalle de Trabe 1.

Planta	Nivel	EJES LONGITUD DE TRABES				EJES PESOS DE TRABES				Peso Total de Traves Ejes B-C-D
		A	B	C	D	A	B	C	D	
Techos	11	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CAF.	10	-	20.63	20.63	21.17	-	10.4	10.4	10.7	31.45968
HAB.	9	-	20.63	20.63	21.17	-	10.4	10.4	10.7	31.45968
HAB.	8	-	20.63	20.63	21.17	-	10.4	10.4	10.7	31.45968
HAB.	7	-	20.63	20.63	21.17	-	10.4	10.4	10.7	31.45968
HAB.	6	-	20.63	20.63	21.17	-	10.4	10.4	10.7	31.45968
HAB.	5	-	20.63	20.63	21.17	-	10.4	10.4	10.7	31.45968
HAB.	4	-	20.63	20.63	21.17	-	10.4	10.4	10.7	31.45968
HAB.	3	-	20.63	20.63	21.17	-	10.4	10.4	10.7	31.45968
HAB.	2	-	20.63	20.63	21.17	-	10.4	10.4	10.7	31.45968
P.B.	1	-	20.63	20.63	21.17	-	10.4	10.4	10.7	31.45968
Sótano	0	-	20.63	20.63	21.17	-	10.4	10.4	10.7	31.45968

Tabla 19.- Peso de Total de Trabe 1 en los Ejes BCD y 234.



Para el cálculo de peso de losas se ocupó conocer el área del espacio de trabes en planta, para esto se multiplica 0.7 x long. de cada una.

AREA DE TRABES 0.7 x long				Área Total de ejes
1	2	3	4	
-	-	-	-	-
-	10.395	9.954	9.954	30.303
-	10.395	9.954	9.954	30.303
-	10.395	9.954	9.954	30.303
-	10.395	9.954	9.954	30.303
-	10.395	9.954	9.954	30.303
-	10.395	9.954	9.954	30.303
-	10.395	9.954	9.954	30.303
-	10.395	9.954	9.954	30.303
-	10.395	9.954	9.954	30.303
-	10.395	9.954	9.954	30.303
-	10.395	9.954	9.954	30.303
-	10.395	9.954	9.954	30.303
-	10.395	9.954	9.954	30.303

AREA DE TRABES 0.7 x long				Área Total de ejes	AREA Total de TRABES EN PLANTA (m²)
A	B	C	D		
-	-	-	-	-	-
-	14.438	14.438	14.82	43.694	73.997 = 74 m²
-	14.438	14.438	14.82	43.694	73.997
-	14.438	14.438	14.82	43.694	73.997
-	14.438	14.438	14.82	43.694	73.997
-	14.438	14.438	14.82	43.694	73.997
-	14.438	14.438	14.82	43.694	73.997
-	14.438	14.438	14.82	43.694	73.997
-	14.438	14.438	14.82	43.694	73.997
-	14.438	14.438	14.82	43.694	73.997
-	14.438	14.438	14.82	43.694	73.997
-	14.438	14.438	14.82	43.694	73.997
-	14.438	14.438	14.82	43.694	73.997
-	14.438	14.438	14.82	43.694	73.997

Tabla 20.- Área Total de Trabes por Nivel.

Dónde nos queda que el área en planta de trabes en cada nivel es de 74 m². Esta área se le restara a el área de la losa para calcular los pesos de losa por nivel.



TRABE 2

Esta trabe se construyo en los ejes 1 y A es de base 0.2 x 0.8 m de altura.

Planta	Nivel	LONGITUD		VOLUMEN		PESO		Peso Total Eje 1-A
		A	1	A	1	A	1	
Techos	11	-	-	-	-	-	-	-
CAF.	10	-	-	-	-	-	-	-
HAB.	9	20.625	14.85	3.3	2.376	7.92	5.7024	13.6224
HAB.	8	20.625	14.85	3.3	2.376	7.92	5.7024	13.6224
HAB.	7	20.625	14.85	3.3	2.376	7.92	5.7024	13.6224
HAB.	6	20.625	14.85	3.3	2.376	7.92	5.7024	13.6224
HAB.	5	20.625	14.85	3.3	2.376	7.92	5.7024	13.6224
HAB.	4	20.625	14.85	3.3	2.376	7.92	5.7024	13.6224
HAB.	3	20.625	14.85	3.3	2.376	7.92	5.7024	13.6224
HAB.	2	20.625	14.85	3.3	2.376	7.92	5.7024	13.6224
P.B.	1	20.625	14.85	3.3	2.376	7.92	5.7024	13.6224
Sótano	0	20.625	14.85	3.3	2.376	7.92	5.7024	13.6224

Tabla 21.- Peso Total de Trabe 2 en los Ejes 1 y A.

La suma de ambos ejes nos da pesos por entrepiso totales:

Peso Total de TRABES por ENTREPISO
-
53.27784
66.90024
53.27784
66.90024
53.27784
66.90024
53.27784
66.90024
53.27784
66.90024
53.27784

ESTA TESIS NO SALE DE LA BIBLIOTECA

Tabla 22.- Peso Total de Trabes por Nivel.



COLUMNAS

El peso de columnas por nivel se logra con el área de la columna por su altura libre de entrepiso y por el peso específico del concreto.

$$\gamma_{\text{conc}} = 2.4 \text{ ton/m}^3$$

Altura libre de entrepiso	Nivel	LADO DE COLUMNAS				EJES				Número de columnas en c/eje				PESO EN CADA EJE				PESO EN C/NIVEL
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	
2.33	11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2.76	10	0.45	0.45	0.45	-	1.132	1.132	1.13	-	2	2	1	-	2	2.26	1.132	-	5.6619
2.68	9	0.45	0.45	0.45	0.45	1.341	4.86	0.22	1.34	4	4	4	4	5	19.4	0.875	5.37	31.0457
2.55	8	0.45	0.45	0.45	0.45	1.302	4.374	0.22	1.3	4	4	4	4	5	17.5	0.875	5.21	28.7906
2.535	7	0.5	0.5	0.5	0.5	1.53	4.8	0.27	1.53	4	4	4	4	6	19.2	1.08	6.12	32.52
2.55	6	0.5	0.5	0.5	0.5	1.521	4.2	0.3	1.52	4	4	4	4	6	16.8	1.2	6.08	30.168
2.565	5	0.6	0.6	0.6	0.6	2.203	5.184	0.43	2.2	4	4	4	4	9	20.7	1.728	8.81	40.0896
2.55	4	0.6	0.6	0.6	0.6	2.216	4.32	0.52	2.22	4	4	4	4	9	17.3	2.074	8.86	37.0829
2.54	3	0.65	0.65	0.65	0.65	2.586	4.056	0.61	2.59	4	4	4	4	10	16.2	2.434	10.3	39.3432
2.55	2	0.65	0.65	0.65	0.65	2.576	3.042	0.66	2.58	4	4	4	4	10	12.2	2.636	10.3	35.4089
2.73	1	0.7	0.75	0.75	0.7	2.999	2.7	0.88	3	4	4	4	4	12	10.8	3.51	12	38.3004
2.1	0	0.7	0.75	0.75	0.7	3.21	1.35	0.95	3.21	4	4	4	4	13	5.4	3.78	12.8	34.8638

Tabla 23.- Peso Total de Columnas por Nivel.

ARMADURA

El peso de la armadura en el nivel 11 se calcula en $\approx 10 \text{ kg/m}^2$, más 100 kg. de Carga Viva, lo cual nos da 110 kg/m^2 para el análisis.

$$\begin{aligned} \oplus \quad \text{CM} &= 10 \text{ kg/m}^2 && = 0.01 \text{ ton/m}^2 \\ \oplus \quad \text{CV} &= 100 \text{ kg/m}^2 && = \underline{0.1 \text{ ton/m}^2} \\ &&& = 0.11 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Área de Armadura} = 237.90 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso de Armadura en Nivel 11} = \text{Peso /m}^2 \text{ de armadura} \times \text{área de armadura}$$

$$\text{Peso de Armadura en Nivel} = 0.11 \text{ ton/m}^2 \times 237.90 \text{ m}^2 = \underline{26.17 \text{ ton}}$$

PESO DE ARMADURA
26.17



MUROS

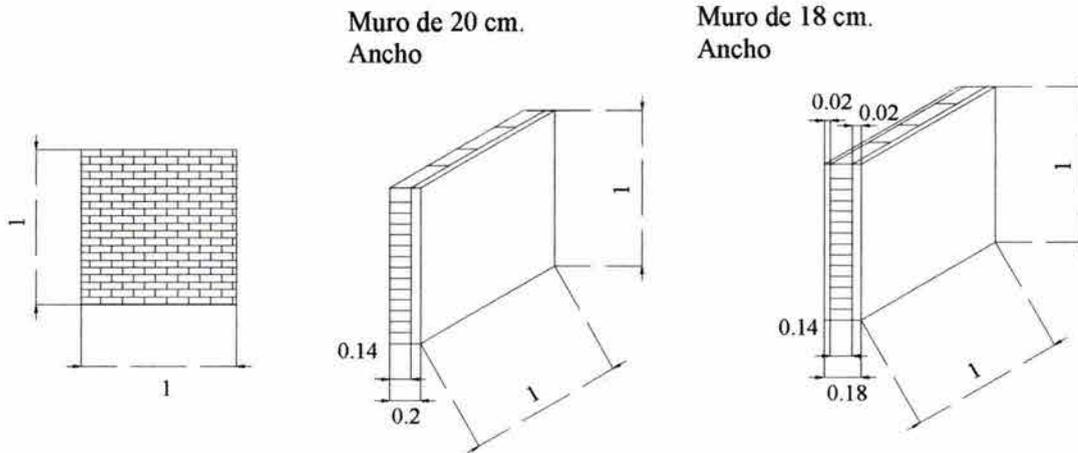


Fig. 53.- Detalle de Muros en Edificio.

PESO DE MUROS Por metro cuadrado (ton/m²)

PESO ESPECIFICO DE TABIQUE	1.6 TON/M ³
PESO ESPECIFICO DE APLANADOS	2.1 TON/M ³

Para muro de 20 cm.

$$w \text{ tabique} = 0.14 (1) (1) (1.60) = 0.224 \text{ T / m}^2$$

$$w \text{ aplanados} = 0.06 (1) (1) (2.1) = 0.126 \text{ T / m}^2$$

$$= 0.35 \text{ T / m}^2$$

Para muro de 18 cm.

$$w \text{ tabique} = 0.14 (1) (1) (1.60) = 0.224 \text{ T / m}^2$$

$$w \text{ aplanados} = 0.04 (1) (1) (2.1) = 0.084 \text{ T / m}^2$$

$$= 0.308 \text{ T / m}^2$$



Por lo que el peso de muros nos queda:

Dirección Este - Oeste (Eje A-D)

Planta	NIVEL	Altura libre de entrepiso	Largo de Muros ejes-ancho de columnas (m)				Área de muros H x L				Peso de muros (ton)				Peso de Muros EJE A
			-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Techos	11	2.33	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CAF.	10	2.76	6	5.5	5.88	-	16.6	15.18	16.22	-	5.796	5.31	0	-	11.11
HAB.	9	2.68	6	5.5	5.65	1.43	16.1	14.74	15.14	3.82	5.628	5.16	5.3	1.34	17.42
HAB.	8	2.55	6	5.5	5.65	1.43	15.3	14.03	14.41	3.63	5.355	4.91	5.04	1.27	16.58
HAB.	7	2.535	5.95	5.45	5.6	1.43	15.1	13.82	14.2	3.61	5.279	4.84	4.97	1.26	16.35
HAB.	6	2.55	5.95	5.45	5.6	1.43	15.2	13.9	14.28	3.63	5.31	4.86	5	1.27	16.44
HAB.	5	2.565	5.85	5.35	5.5	1.43	15	13.72	14.11	3.66	5.252	4.8	4.94	1.28	16.27
HAB.	4	2.55	5.85	5.35	5.5	1.43	14.9	13.64	14.03	3.63	5.221	4.77	4.91	1.27	16.18
HAB.	3	2.54	5.8	5.3	5.45	1.43	14.7	13.46	13.84	3.62	5.156	4.71	4.85	1.27	15.98
HAB.	2	2.55	5.8	5.3	5.45	1.43	14.8	13.52	13.9	3.63	5.177	4.73	4.86	1.27	16.04
P.B.	1	2.73	5.725	5.2	5.38	1.43	15.6	14.2	14.67	3.89	5.47	4.97	5.14	1.36	16.94
Sótano	0	2.1	5.725	5.2	5.38	1.43	12	10.92	11.29	2.99	4.208	3.82	3.95	1.05	13.03

Planta	NIVEL	Altura de muro	Largo de Muros EJE D''				Área de muros H x L				Peso de muros (ton)				Peso de Muros EJE D
			1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 4'	-	-	-	-	-	-	-	-	
Techos	11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CAF.	10	1.2	6.725	4.28	7.53	-	8.07	5.13	9.03	-	2.486	1.58	2.78	-	6.847
HAB.	9	2.68	3.12	4.04	7.53	-	8.36	10.83	20.17	-	2.575	3.33	6.21	-	12.12
HAB.	8	2.55	3.12	4.04	7.53	-	7.96	10.3	19.19	-	2.45	3.17	5.91	-	11.53
HAB.	7	2.535	3.17	4.04	7.53	-	8.04	10.24	19.08	-	2.475	3.15	5.88	-	11.5
HAB.	6	2.55	3.17	4.04	7.53	-	8.08	10.3	19.19	-	2.49	3.17	5.91	-	11.57
HAB.	5	2.565	3.27	4.04	7.53	-	8.39	10.36	19.3	-	2.583	3.19	5.94	-	11.72
HAB.	4	2.55	3.27	4.04	7.53	-	8.34	10.3	19.19	-	2.568	3.17	5.91	-	11.65
HAB.	3	2.54	3.32	4.04	7.53	-	8.43	10.26	19.11	-	2.597	3.16	5.89	-	11.64
HAB.	2	2.55	3.32	4.04	7.53	-	8.47	10.3	19.19	-	2.608	3.17	5.91	-	11.69
P.B.	1	2.73	0	0	0	-	0	0	0	-	0	0	0	-	0
Sótano	0	2.1	0	0	0	-	0	0	0	-	0	0	0	-	0

Tabla 24.- Peso de Muros por Nivel en Eje A y D.



Dirección Norte - Sur (Eje 1-4)

Planta	NIVEL	Altura libre de entrepiso	Largo de Muros (m)		Ancho de muros (cm)		Área en cm ² de muros en planta		Peso de muros EJE 1-4	Peso TOTAL DE MUROS
			1	4	1	4	1	4		
Techos	11	2.33	-	-	-	-	-	-	-	-
CAF.	10	2.76	10.85	-	20	-	2.09622	-	2.1	20.05
HAB.	9	2.68	12.65	7.88	20	18	2.37314	1.47829	3.85	33.4
HAB.	8	2.55	12.65	7.88	20	18	2.25803	1.40658	3.66	31.78
HAB.	7	2.54	12.5	7.88	20	18	2.21813	1.39831	3.62	31.47
HAB.	6	2.55	12.5	7.88	20	18	2.23125	1.40658	3.64	31.66
HAB.	5	2.57	12.2	7.88	20	18	2.19051	1.41485	3.61	31.6
HAB.	4	2.55	12.2	7.88	20	18	2.1777	1.40658	3.58	31.41
HAB.	3	2.54	12.05	7.88	20	18	2.14249	1.40106	3.54	31.17
HAB.	2	2.55	12.05	7.88	20	18	2.15093	1.40658	3.56	31.29
P.B.	1	2.73	11.9	0	20	18	2.27409	0	2.27	19.21
Sótano	0	2.1	11.9	0	20	18	1.7493	0	1.75	14.78

Tabla 25.- Peso Total de Muros por Nivel.

PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA

El peso total por entrepiso se logra sumando todos los incisos estudiados:

NIVEL	PESO DE LOSA EN CADA NIVEL	PESO MUROS	PESO COLUMNAS	Peso Total de TRABES por ENTREPISO	PESO DE ARMADURA	PESO DE ENTREPISO
11.00	16.15	-	-	-	26.17	42.32
10.00	142.59	20.05	5.66	53.28		221.58
9.00	144.97	33.40	31.05	66.90		276.31
8.00	144.97	31.78	28.79	53.28		258.81
7.00	144.97	31.47	32.52	66.90		275.86
6.00	144.97	31.66	30.17	53.28		260.07
5.00	144.97	31.60	40.09	66.90		283.56
4.00	144.97	31.41	37.08	53.28		266.74
3.00	144.97	31.17	39.34	66.90		282.38
2.00	144.97	31.29	35.41	53.28		264.95
1.00	117.33	19.21	38.30	66.90		241.75
0.00	117.33	14.78	34.86	53.28		220.25
PESO TOTAL DE EDIFICIO						2894.57

Tabla 26.- Peso Total de cada entrepiso.



RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Los valores de los esfuerzos resistentes que se han obtenido del estudio de elementos estructurales típicos son:

Muros de mampostería		$v_m = 1.5 \text{ kg/cm}^2$
Columnas cortas $H/h < 2$ (cc)		$v_{cc} = 15 \text{ kg/cm}^2$
Muros de concreto (M) Fig. 25	Con columnas en los extremos	$v_M = 20 \text{ kg/cm}^2$
	Con 1 columna de extremo	$v_M = 16 \text{ kg/cm}^2$
	Sin columnas en los extremos	$v_M = 12 \text{ kg/cm}^2$
Columnas (c) Fig. 26	$2 < H/h \leq 6$	$v_c = 10 \text{ kg/cm}^2$
	$6 < H/h \leq 10$	$v_c = 7 \text{ kg/cm}^2$
	$10 < H/h$	$v_c = 5 \text{ kg/cm}^2$

Tabla 27.- Valores de esfuerzos resistentes.

Los esfuerzos resistentes a utilizar son $v_m = 1.5 \text{ kg/cm}^2$ y $v_c = 10 \text{ kg/cm}^2$, que corresponden al muro de mampostería y a las columnas de concreto después de analizar la relación H/h en la que los valores nos resultaron $2 < H/h \leq 6$.

La manera de utilizarlos es este valor por el Área de la sección en planta en cm^2 , el resultado que se obtendrá será en Kg., y este será lo que nos resiste la columna o el muro respectivamente.



MUROS

DIRECCION ESTE - OESTE (EJE A)														
Planta	NIVEL	Largo de Muros ejes-ancho de columnas (m)				Ancho de Muros cm ²				Área en cm ² de muros en planta				Área total de muros EJE A (cm ²)
						1	2	3	4	1	2	3	4	
Techos	11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CAF.	10	6	5.5	5.88	-	20	20	20	-	12000	11000	11750	-	34750
HAB.	9	6	5.5	5.65	1.43	20	20	20	20	12000	11000	11300	2850	37150
HAB.	8	6	5.5	5.65	1.43	20	20	20	20	12000	11000	11300	2850	37150
HAB.	7	5.95	5.45	5.6	1.43	20	20	20	20	11900	10900	11200	2850	36850
HAB.	6	5.95	5.45	5.6	1.43	20	20	20	20	11900	10900	11200	2850	36850
HAB.	5	5.85	5.35	5.5	1.43	20	20	20	20	11700	10700	11000	2850	36250
HAB.	4	5.85	5.35	5.5	1.43	20	20	20	20	11700	10700	11000	2850	36250
HAB.	3	5.8	5.3	5.45	1.43	20	20	20	20	11600	10600	10900	2850	35950
HAB.	2	5.8	5.3	5.45	1.43	20	20	20	20	11600	10600	10900	2850	35950
P.B.	1	5.73	5.2	5.38	1.43	20	20	20	20	11450	10400	10750	2850	35450
Sótano	0	5.73	5.2	5.38	1.43	20	20	20	20	11450	10400	10750	2850	35450

DIRECCION ESTE - OESTE (EJE D')

Altura de muro	Largo de Muros EJE D''				Ancho de Muros cm ²				Área en cm ² de muros en planta				Área total de muros EJE D'' (cm ²)	Área total de muros por Nivel(cm ²)	Cálculo de Vm (kg) Área x 1.5 kg/cm ²
	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 4'	1	2	3	4	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 4'			
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1.2	6.725	4.275	7.5	-	18	18	18	-	12105	7695	13545	-	33345	68095	102142.50
2.68	3.12	4.04	7.5	-	18	18	18	18	5616	7272	13545	-	26433	63583	95374.50
2.55	3.12	4.04	7.5	-	18	18	18	18	5616	7272	13545	-	26433	63583	95374.50
2.54	3.17	4.04	7.5	-	18	18	18	18	5706	7272	13545	-	26523	63373	95059.50
2.55	3.17	4.04	7.5	-	18	18	18	18	5706	7272	13545	-	26523	63373	95059.50
2.57	3.27	4.04	7.5	-	18	18	18	18	5886	7272	13545	-	26703	62953	94429.50
2.55	3.27	4.04	7.5	-	18	18	18	18	5886	7272	13545	-	26703	62953	94429.50
2.54	3.32	4.04	7.5	-	18	18	18	18	5976	7272	13545	-	26793	62743	94114.50
2.55	3.32	4.04	7.5	-	18	18	18	18	5976	7272	13545	-	26793	62743	94114.50
2.73	0	0	0	-	18	18	18	18	0	0	0	-	0	35450	53175.00
2.1	0	0	0	-	18	18	18	18	0	0	0	-	0	35450	53175.00

Tabla 28.- Cálculo de la Resistencia de los Muros de Mampostería (Vm) Ejes A y D.



DIRECCION NORTE - SUR (EJE 1-4)

Planta	NIVEL	Altura libre de entrepiso	Distancia entre EJES				Ancho de columnas				Largo de Muros (m)		Ancho de muros (cm)		Área en cm ² de muros en planta		Área total de muros por Nivel(cm ²)
			A-B	B-C	C-D	D-D''	1	2	3	4	1	4	1	4	1	4	
Techos	11	2.33	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CAF.	10	2.76	3.1	6.8	2.3	-	0.45	0.45	0.45	-	10.85	-	20	-	21700	-	21700
HAB.	9	2.68	3.1	6.8	2.3	1.8	0.45	0.45	0.45	0.45	12.65	7.88	20	18	25300	14184	39484
HAB.	8	2.55	3.1	6.8	2.3	1.8	0.45	0.45	0.45	0.45	12.65	7.88	20	18	25300	14184	39484
HAB.	7	2.54	3.1	6.8	2.3	1.8	0.5	0.5	0.5	0.5	12.5	7.88	20	18	25000	14184	39184
HAB.	6	2.55	3.1	6.8	2.3	1.8	0.5	0.5	0.5	0.5	12.5	7.88	20	18	25000	14184	39184
HAB.	5	2.57	3.1	6.8	2.3	1.8	0.6	0.6	0.6	0.6	12.2	7.88	20	18	24400	14184	38584
HAB.	4	2.55	3.1	6.8	2.3	1.8	0.6	0.6	0.6	0.6	12.2	7.88	20	18	24400	14184	38584
HAB.	3	2.54	3.1	6.8	2.3	1.8	0.65	0.65	0.65	0.65	12.05	7.88	20	18	24100	14184	38284
HAB.	2	2.55	3.1	6.8	2.3	1.8	0.65	0.65	0.65	0.65	12.05	7.88	20	18	24100	14184	38284
P.B.	1	2.73	3.1	6.8	2.3	1.8	0.7	0.75	0.75	0.7	11.9	0	20	18	23800	0	23800
Sótano	0	2.1	3.1	6.8	2.3	1.8	0.7	0.75	0.75	0.7	11.9	0	20	18	23800	0	23800

Tabla 29.- Cálculo de la Resistencia de los Muros de Mampostería (Vm) Ejes 1 y 4.

Cálculo de Vm (kg) Área x 1.5 kg/cm ²
-
32550.00
59226.00
59226.00
58776.00
58776.00
57876.00
57876.00
57426.00
57426.00
35700.00
35700.00

Tabla 30.- Resistencia Total de los Muros de Mampostería (Vm) por Nivel.



COLUMNAS

El edificio tiene una estructura cuyos elementos principales de soporte son las columnas y los muros. Para obtener los esfuerzos resistentes analizaremos la relación H / h.

DIRECCIÓN ESTE - OESTE

Planta	Nivel	EJES (m)			
		1	2	3	4
Techos	11	-	-	-	-
CAF.	10	0.45	0.45	0.45	-
HAB.	9	0.45	0.45	0.45	0.45
HAB.	8	0.45	0.45	0.45	0.45
HAB.	7	0.5	0.5	0.5	0.5
HAB.	6	0.5	0.5	0.5	0.5
HAB.	5	0.6	0.6	0.6	0.6
HAB.	4	0.6	0.6	0.6	0.6
HAB.	3	0.65	0.65	0.65	0.65
HAB.	2	0.65	0.65	0.65	0.65
P.B.	1	0.7	0.75	0.75	0.7
Sótano	0	0.7	0.75	0.75	0.7

RELACION H / h				Esfuerzo Resistente				Numero de columnas				Área en cm ² de columnas				Área total de columnas por Nivel (cm ²)	
1	2	3	4	vc (Kg/cm ²)				1	2	3	4	1	2	3	4		
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	6	6	-	10	10	10	-	2	2	1	-	4050	4050	2025	-	10125	
6	6	6	6	10	10	10	10	4	4	4	4	8100	8100	8100	8100	32400	
6	6	6	6	10	10	10	10	4	4	4	4	8100	8100	8100	8100	32400	
5	5	5	5	10	10	10	10	4	4	4	4	10000	10000	10000	10000	40000	
5	5	5	5	10	10	10	10	4	4	4	4	10000	10000	10000	10000	40000	
4	4	4	4	10	10	10	10	4	4	4	4	14400	14400	14400	14400	57600	
4	4	4	4	10	10	10	10	4	4	4	4	14400	14400	14400	14400	57600	
4	4	4	4	10	10	10	10	4	4	4	4	16900	16900	16900	16900	67600	
4	4	4	4	10	10	10	10	4	4	4	4	16900	16900	16900	16900	67600	
4	4	4	4	10	10	10	10	4	4	4	4	19600	22500	22500	19600	84200	
3	3	3	3	10	10	10	10	4	4	4	4	19600	22500	22500	19600	84200	

Tabla 31.- Cálculo de la Resistencia de los Columnas (Vc) Ejes 1, 2, 3 y 4.

DIRECCIÓN NORTE - SUR

Planta	NIVEL	Altura libre de entrespiso	EJES Columnas Cuadradas							
			A- 1,4	A - 2,3	B- 1,4	B-2,3	C- 1,4	C-2,3	D- 1,4	D-2,3
Techos	11	2.33	-	-	-	-	-	-	-	-
CAF.	10	2.76	0.45	0.45	0.45	0.45	-	-	-	-
HAB.	9	2.68	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
HAB.	8	2.55	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
HAB.	7	2.535	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
HAB.	6	2.55	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
HAB.	5	2.565	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
HAB.	4	2.55	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
HAB.	3	2.54	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65
HAB.	2	2.55	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65
P.B.	1	2.73	0.7	0.75	0.7	0.75	0.7	0.75	0.7	0.75
Sótano	0	2.1	0.7	0.75	0.7	0.75	0.7	0.75	0.7	0.75



RELACION H / h				Esfuerzo Resistente				Numero de columnas				Área en cm ² de columnas				Área total de columnas por Nivel (cm ²)	Calculo de VC = vc x Ac
A	B	C	D	vc (Kg/cm ²)				A	B	C	D	A	B	C	D		
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	6	-	-	10	10	10	-	2	3	-	-	4050	6075	-	-	10125	101250
6	6	6	6	10	10	10	10	4	4	4	4	8100	8100	8100	8100	32400	324000
6	6	6	6	10	10	10	10	4	4	4	4	8100	8100	8100	8100	32400	324000
5	5	5	5	10	10	10	10	4	4	4	4	10000	10000	10000	10000	40000	400000
5	5	5	5	10	10	10	10	4	4	4	4	10000	10000	10000	10000	40000	400000
4	4	4	4	10	10	10	10	4	4	4	4	14400	14400	14400	14400	57600	576000
4	4	4	4	10	10	10	10	4	4	4	4	14400	14400	14400	14400	57600	576000
4	4	4	4	10	10	10	10	4	4	4	4	16900	16900	16900	16900	67600	676000
4	4	4	4	10	10	10	10	4	4	4	4	16900	16900	16900	16900	67600	676000
4	4	4	4	10	10	10	10	2	2	2	2	21050	21050	21050	21050	84200	842000
3	3	3	3	10	10	10	10	2	2	2	2	21050	21050	21050	21050	84200	842000

Tabla 32.- Cálculo de la Resistencia de las Columnas (Vc) Ejes A, B, C Y D.

Para encontrar el Esfuerzo Resistente de las columnas se obtiene el área total de columnas por nivel y se multiplica por el vc obtenido de la Relación H/h para cada una de ellas, por lo que el esfuerzo resistente por columnas en cada entrespiso nos queda como:

Calculo de VC = vc x Ac (kg)
-
101250
324000
324000
400000
400000
576000
576000
676000
676000
842000
842000

Tabla 33.- Resistencia Total de los Columnas (Vc) por entrespiso.

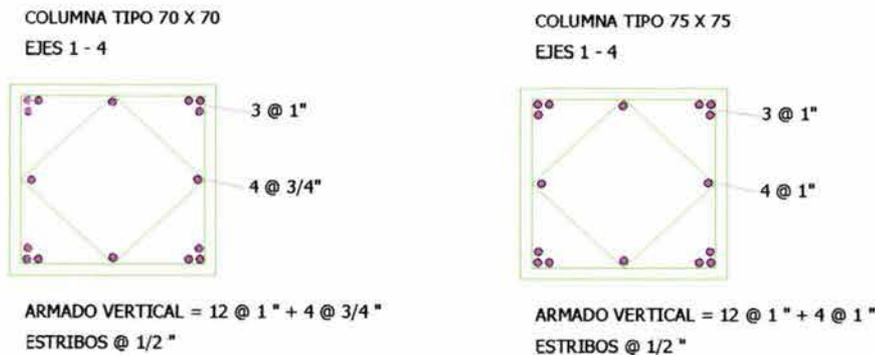


Fig. 54.- Detalle de Columnas en Edificio.



En las tablas siguientes se resumen los principales parámetros de la evaluación y los valores del coeficiente sísmico resistente, para el Hotel Real de Uruapan la simbología utilizada es la siguiente:

Nivel	⊕ Número de Nivel
W	⊕ Peso del Nivel en Toneladas
H	⊕ Altura del Nivel sobre el desplante
Cc	⊕ Área de columnas cortas $H/h \leq 2$ en el entrepiso bajo el Nivel N, en la dirección considerada (cm^2).
Mm	⊕ Área de muros de mampostería en el mismo entrepiso y en la misma dirección (cm^2).
Mc	⊕ Área de muros de concreto (cm^2).
Mc2	⊕ Área de muros de concreto con columnas en ambos extremos (cm^2).
C1	⊕ Área de columnas con $2 \leq H/h \leq 6$ (cm^2).
C2	⊕ Áreas de columnas con $6 \leq H/h \leq 10$ (cm^2).
VAi	⊕ Fuerza cortante actuante, para un coeficiente sísmico reducido por ductilidad unitario (ton).
VR1, VR2, VR3	⊕ Fuerza cortante resistente obtenida mediante la combinación de las resistencias obtenidas del entrepiso, en forma proporcional a sus rigideces (ton).
S	⊕ Factor correctivo por estructuración y deterioro
F.C.	⊕ Factor de carga
K	⊕ Valor del coeficiente de resistencia, correspondiente a la falla de entrepiso
Q	⊕ Factor de ductilidad
C	⊕ Coeficiente sísmico

Como en el edificio de análisis no tenemos Cc, Mc, Mc2, C2, los parámetros a utilizar son:

Nivel	⊕ Número de Nivel
W	⊕ Peso del Nivel en Toneladas
H	⊕ Altura del Nivel sobre el desplante
Mm	⊕ Área de muros de mampostería en el mismo entrepiso y en la misma dirección (cm^2).
C2	⊕ Área de columnas con $2 \leq H/h \leq 6$ (cm^2).
VAi	⊕ Fuerza cortante actuante, para un coeficiente sísmico reducido por ductilidad unitario (ton).
VR1, VR2, VR3	⊕ Fuerza cortante resistente obtenida mediante la combinación de las resistencias obtenidas del entrepiso, en forma proporcional a sus rigideces (ton).
S	⊕ Factor correctivo por estructuración y deterioro
F.C.	⊕ Factor de carga
K	⊕ Valor del coeficiente de resistencia, correspondiente a la falla de entrepiso
Q	⊕ Factor de ductilidad
C	⊕ Coeficiente sísmico



CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

DIRECCION ESTE - OESTE

Planta	NIVEL	W ENTREPISO (ton)	H (cm)	Cc (cm ²)	Mm (cm ²)	MC2 (cm ²)	MC1 (cm ²)	MC (cm ²)	C1 (cm ²)	C2 (cm ²)	C3 (cm ²)
Techos	11	42.32	3404	-	-	-	-	-	-	-	-
CAF.	10	229.97	3141	-	68095	-	-	-	10125	-	-
HAB.	9	278.09	2835	-	63583	-	-	-	32400	-	-
HAB.	8	273.47	2537	-	63583	-	-	-	32400	-	-
HAB.	7	276.70	2252	-	63373	-	-	-	40000	-	-
HAB.	6	274.62	1968.5	-	63373	-	-	-	40000	-	-
HAB.	5	284.35	1683.5	-	62953	-	-	-	57600	-	-
HAB.	4	281.08	1397	-	62953	-	-	-	57600	-	-
HAB.	3	282.93	1112	-	62743	-	-	-	67600	-	-
HAB.	2	279.18	828	-	62743	-	-	-	67600	-	-
P.B.	1	237.22	543	-	35450	-	-	-	84200	-	-
Sótano	0	227.25	240	-	35450	-	-	-	84200	-	-

DIRECCION NORTE - SUR

Planta	NIVEL	W ENTREPISO (ton)	H (cm)	Cc (cm ²)	Mm (cm ²)	MC2 (cm ²)	MC1 (cm ²)	MC (cm ²)	C1 (cm ²)	C2 (cm ²)	C3 (cm ²)
Techos	11	42.32	3404	-	-	-	-	-	-	-	-
CAF.	10	229.97	3141	-	21700	-	-	-	10125	-	-
HAB.	9	278.09	2835	-	39484	-	-	-	32400	-	-
HAB.	8	273.47	2537	-	39484	-	-	-	32400	-	-
HAB.	7	276.70	2252	-	39184	-	-	-	40000	-	-
HAB.	6	274.62	1968.5	-	39184	-	-	-	40000	-	-
HAB.	5	284.35	1683.5	-	38584	-	-	-	57600	-	-
HAB.	4	281.08	1397	-	38584	-	-	-	57600	-	-
HAB.	3	282.93	1112	-	38284	-	-	-	67600	-	-
HAB.	2	279.18	828	-	38284	-	-	-	67600	-	-
P.B.	1	237.22	543	-	23800	-	-	-	84200	-	-
Sótano	0	227.25	240	-	23800	-	-	-	84200	-	-

Tabla 34.- Características Resistentes de la Estructura.



5.1.- FUERZA CORTANTE ACTUANTE EN EL EDIFICIO (VA)

$$VA_i = FC * \frac{\sum_{j=1}^n (w_j * h_j)}{\sum_{j=1}^n (w_j * h_j)} * W$$

Donde: VA_i = fuerza cortante actuante en el entrepiso i.
 n = numero de pisos.
 W_j = peso del piso j.
 h_j = altura del piso j desde el nivel del terreno.
 FC = factor de carga 1.1
 W = peso total de la estructura.

- Para el Nivel 11 :
 $VA = 1.1 (144044.41 / 5112794.05) * 2967.18 * 1.3 = 119.54$
- Para el Nivel 10 :
 $VA = 1.1 (144044.41 + 722320.63/ 5112794.05) * 2967.18 * 1.3 = 718.99$
- Para el Nivel 9 :
 $VA = 1.1 (144044.41 +722320.63 + 788398.18/ 5112794.05) * 2967.18 * 1.3 = 1373.28$

Así para los siguientes por lo que nos queda:

Altura con losa	H	H (cm)	PESO DE ENTREPISO	w x H (ton-cm)	Σ w x H	VAi (TON)
2.63	34.04	3404	42.32	144044.41	144044.41	119.71
3.06	31.41	3141	221.58	695983.72	840028.13	698.11
2.98	28.35	2835	276.31	783342.49	1623370.62	1349.12
2.85	25.37	2537	258.81	656610.79	2279981.41	1894.80
2.835	22.52	2252	275.86	621232.32	2901213.73	2411.08
2.85	19.69	1968.5	260.07	511947.50	3413161.23	2836.54
2.865	16.84	1683.5	283.56	477366.31	3890527.54	3233.26
2.85	13.97	1397	266.74	372638.53	4263166.07	3542.95
2.84	11.12	1112	282.38	314007.23	4577173.30	3803.90
2.85	8.28	828	264.95	219375.78	4796549.08	3986.22
3.03	5.43	543	241.75	131267.79	4927816.87	4095.31
2.4	2.4	240	220.25	52860.81	4980677.67	4139.24
			2894.57	4980677.67		32110.24

Tabla 35.-Fuerza Cortante Actuante.



5.2.- FUERZA CORTANTE RESISTENTE EN EL EDIFICIO (VR)

Para la fuerza cortante resistente:

$$VR = [\alpha_1(V_m + V_{cc}) + \alpha_2 V_M + \alpha_3 V_c] F$$

Los cuatro elementos estructurales que dan rigidez y resistencia a una estructura, al nivel del entrepiso son:

⊕ Muros de mampostería (m).	Si tiene.	≠ 0
⊕ Columnas cortas (cc).	No tiene.	V _{cc} = 0
⊕ Muros de concreto (M).	No tiene.	V _M = 0
⊕ Columnas (c).	Si tiene.	≠ 0

V_i = fuerza cortante resistente del elemento tipo i.

α_i = factor de participación.

F = factor de corrección por ductilidad.

1.0 si V_{cc} = V_m = 0

0.8 si V_{cc} ó V_m ≠ 0

Como V_m ≠ 0 entonces el Factor de corrección por ductilidad será 0.8.

Elemento estructural	Factores de participación		
	α ₁	α ₂	α ₃
A	1.0	0.7	0.5
B	0.0	1.0	0.7
C	0.0	0.0	1.0

Tabla 36.- Factores de participación

Por lo tanto:

$$VR_1 = [1.0 (V_m + V_{cc}) + 0.7 V_M + 0.5 V_c] 0.8$$

$$VR_2 = [0.0 (V_m + V_{cc}) + 1.0 V_M + 0.7 V_c] 0.8$$

$$VR_3 = [0.0 (V_m + V_{cc}) + 0.0 V_M + 1.0 V_c] 0.8$$

DIRECCION ESTE - OESTE						DIRECCION NORTE - SUR					
NIVEL	V _m (kg) Área x 1.5kg/cm ²	VC = v _c xAc	VR1 (cm ²)	VR2 (cm ²)	VR3 (cm ²)	NIVEL	V _m (kg) Área x 1.5kg/cm ²	VC = v _c xAc	VR1	VR2	VR3
11	-	-	-	-	-	11	-	-	-	-	-
10	102142.50	101250	122214	56700	81000	10	32550.00	101250	66540	56700	81000
9	95374.50	324000	205900	181440	259200	9	59226.00	324000	176981	181440	259200
8	95374.50	324000	205900	181440	259200	8	59226.00	324000	176981	181440	259200
7	95059.50	400000	236048	224000	320000	7	58776.00	400000	207021	224000	320000
6	95059.50	400000	236048	224000	320000	6	58776.00	400000	207021	224000	320000
5	94429.50	576000	305944	322560	460800	5	57876.00	576000	276701	322560	460800
4	94429.50	576000	305944	322560	460800	4	57876.00	576000	276701	322560	460800
3	94114.50	676000	345692	378560	540800	3	57426.00	676000	316341	378560	540800
2	94114.50	676000	345692	378560	540800	2	57426.00	676000	316341	378560	540800
1	53175.00	842000	379340	471520	673600	1	35700.00	842000	365360	471520	673600
0	53175.00	842000	379340	471520	673600	0	35700.00	842000	365360	471520	673600

Tabla 37.- Fuerza Cortante Resistente en las dos direcciones.



5.3.- FACTOR DE CORRECCIÓN (S)

$$S_i = q_1 \times q_2 \times q_3 \times q_4 \times q_5$$

El factor de corrección de cada índice se define por la calificación asociada y puede ser:

- ⊕ Alto: 0.8
- ⊕ Intermedio: 0.9
- ⊕ Bajo: 1.0

Los criterios de calificación de este nivel se observan en la tabla 8 y la presencia de más de un problema asociado a un mismo índice, deberá dar resultados de q_i inferiores a 0.8. En este renglón es importante notar el criterio y experiencia del evaluador para proponer los factores de corrección a una estructura específica.

Concepto			q_i		
			0.8	0.9	1.0
I	Estructuración en planta	q_1	$e/B > 20\%$	$10\% > e/B \leq 20\%$	$e/B \leq 10\%$
			$DA > 30\%$	$10\% < DA \leq 30\%$	$DA \leq 10\%$
				$L/I > 3$	$L/I \leq 3$
II	Estructuración en elevación	q_2	$DA > 30\%$	$10\% < DA \leq 30\%$	$DA \leq 10\%$
				PB flexible	
III	Cimentación	q_3	$d > 2\%$	$1\% < d \leq 2\%$	$d \leq 1\%$
			$h > 40$	$20 < h \leq 40$	$h \leq 20$
			$hD/I > 0.008$	$0.004 < hD/I \leq 0.008$	$hD/I \leq 0.004$
IV	Ubicación	q_4	$s/H < sr$	$sr \leq s/H < 2sr$	$2sr \leq s/H$
V	Deterioro	q_5	> 30 años Daño fuerte Reparación menor	10 a 30 años Daño ligero Reparación mayor	< 10 años Daño no estructural

Tabla 38.- Factores de corrección en la estructura.

Por lo que el factor de corrección que usaremos será:

$$S_i = 0.8 \times 0.9 \times 1 \times 0.9 \times 1 = 0.65$$



5.4.- COEFICIENTE DE RESISTENCIA DEL EDIFICIO(K)

$$K_i = \frac{VR_i * S_i}{VA_i}$$

DIRECCION ESTE - OESTE

NIVEL	VR (Kg)	S	VAi (Kg)	K	Q	C
11	-	0.65	119709.49	-	-	-
10	122214	0.65	698113.44	0.11	2	0.23
9	259200	0.65	1349117.74	0.12	2	0.25
8	259200	0.65	1894800.44	0.09	2	0.18
7	320000	0.65	2411081.53	0.09	2	0.17
6	320000	0.65	2836540.41	0.07	2	0.15
5	460800	0.65	3233260.27	0.09	2	0.19
4	460800	0.65	3542945.10	0.08	2	0.17
3	540800	0.65	3803903.82	0.09	2	0.18
2	540800	0.65	3986218.17	0.09	2	0.18
1	673600	0.65	4095309.52	0.11	2	0.21
0	673600	0.65	4139240.00	0.11	2	0.21

DIRECCION NORTE - SUR

NIVEL	VR (Kg)	S	VAi (Kg)	K	Q	C
11	-	0.65	119709.49	-	-	-
10	81000	0.65	698113.44	0.08	2	0.15
9	259200	0.65	1349117.74	0.12	2	0.25
8	259200	0.65	1894800.44	0.09	2	0.18
7	320000	0.65	2411081.53	0.09	2	0.17
6	320000	0.65	2836540.41	0.07	2	0.15
5	460800	0.65	3233260.27	0.09	2	0.19
4	460800	0.65	3542945.10	0.08	2	0.17
3	540800	0.65	3803903.82	0.09	2	0.18
2	540800	0.65	3986218.17	0.09	2	0.18
1	673600	0.65	4095309.52	0.11	2	0.21
0	673600	0.65	4139240.00	0.11	2	0.21

Tabla 39.- Coeficientes de resistencia de la estructura.

El menor coeficiente de resistencia se encuentra en el Nivel 6, en ambas direcciones; comparando este resultado con los valores del nivel de Intensidad Sísmica de la zona II, para una estructura grupo B “C = 0.20” por lo que :

$$C = 0.15 < 0.20$$

Categorías	Coeficiente de Resistencia
1	C ≥ CS
2	C < CS

Tabla 40.- Categoría de resistencia de la estructura.

El nivel de seguridad es adecuado en aquellas estructuras cuyo coeficiente de resistencia las ubique en la categoría 1. En nuestro caso el nivel de seguridad se encuentra en la categoría 2, por lo que deberá realizarse una evaluación detallada (NIVEL # 3).



Evaluación Nivel Núm. 3



6.- EVALUACIÓN NIVEL # 3

Conforme la metodología descrita en el capítulo 1, es necesario determinar el nivel de seguridad de la estructura mediante una evaluación detallada cuando los resultados de los niveles 1 y 2 de evaluación no son aprobatorios.

Para nuestro caso los niveles de seguridad 1 y 2 nos indican que la estructura debe verificarse con una evaluación más precisa.

Para evaluar la capacidad sísmica del nivel 3, se debe de realizar una análisis estructural y la revisión de la resistencia conforme lo establecido en los reglamentos de construcción vigentes.

Se realizó un levantamiento físico del edificio, para comprobar la información obtenida en los planos estructurales que fueron proporcionados por el constructor original el Ing. Raúl Jamit Abud.

Para el análisis estructural se utilizó el programa STAAD III, que está diseñado para analizar edificios bajo condiciones de carga vertical, lateral estática y para desarrollar análisis con espectros de diseño.

El primer paso consistió en modelar columnas y trabes, después se procedió a darle sus dimensiones, así como sus propiedades estructurales como el módulo de Elasticidad, módulo de Poisson, Densidad. La Estructura no está compuesta solo de concreto también tiene muros de mampostería de tabique recocido en los Ejes A y 1 y en las fachadas Sur y Este.

Los datos utilizados son:

- ⊕ Para concreto:
 $E = 1581,139. \text{ T/m}^2$ DENSIDAD = 2.40 m^3 MODULO DE POISSON = 0.25
- ⊕ Para mampostería:
 $E = 90000 \text{ T/m}^2$, DENSIDAD = 1.60 m^3 , MODULO DE POISSON = 0.50

Además se utilizaron para fin de análisis dos espectros el de diseño del Edo. De Michoacán (1990) y el de la Cd. De Uruapan, Mich. obtenido por el M. en I. Guillermo Martínez Ruiz y el Doctor en Ingeniería José Manuel Jara Guerrero.



Se analizó el edificio para las siguientes condiciones de carga:

- ⊕ CARGA PERMANENTE
- ⊕ CARGA VIVA MÁXIMA (CV)
- ⊕ SISMO EN DIR X (CM + CVINST)
- ⊕ SISMO EN DIR Z(CM + CVINST)
- ⊕ (CM + CV)
- ⊕ (CP + SIS X + .3 SIS Z)
- ⊕ (CP + SIS X - .3 SIS Z)
- ⊕ (CP - SIS X + .3 SIS Z)
- ⊕ (CP - SIS X - .3 SIS Z)
- ⊕ (CP + .3 SIS X + SIS Z)
- ⊕ (CP + .3 SIS X - SIS Z)
- ⊕ (CP - .3 SIS X + SIS Z)
- ⊕ (CP - .3 SIS X - SIS Z)

Donde:

CV = Carga Viva Máxima

Cvinst = Carga Viva instantánea.

CP = CM + Cvinst.

SIS X = Sismo en dirección X

SIS Y = Sismo en dirección Y

Se trato de darle al modelado la mayoría de detalles por entrepiso como los ductos, y el cubo de escaleras, así como las armaduras de la cubierta del último Nivel.

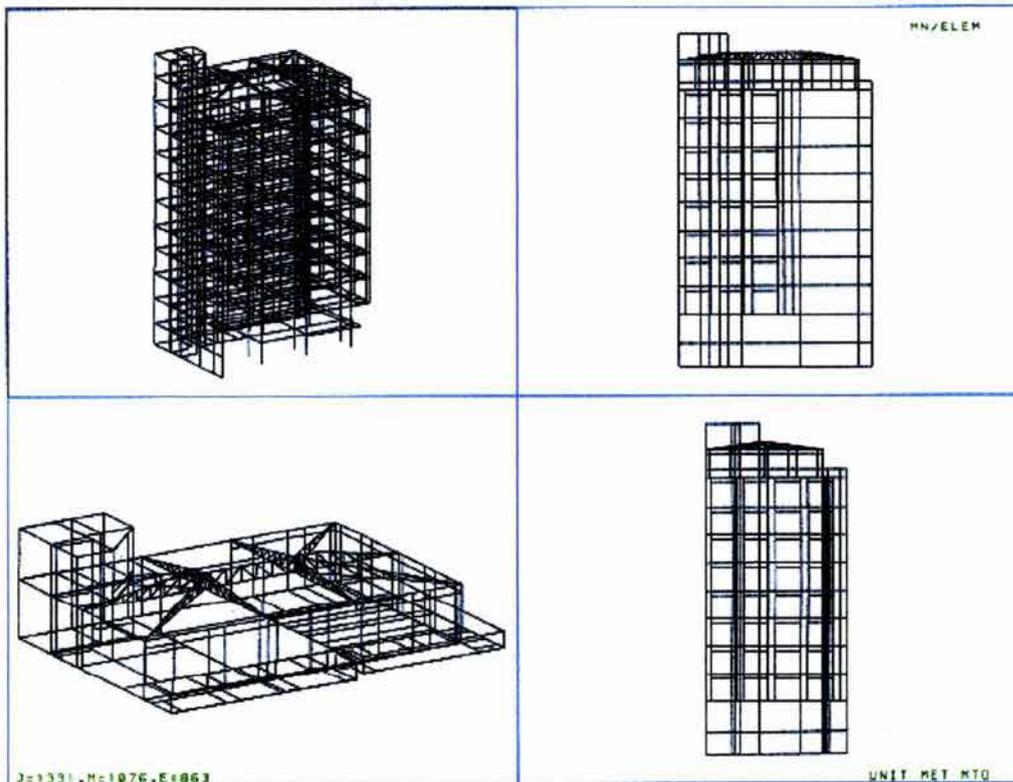


Fig. 55.- Detalle de Modelado del Edificio.





Fig. 56.- Vista Isométrica del Modelado.

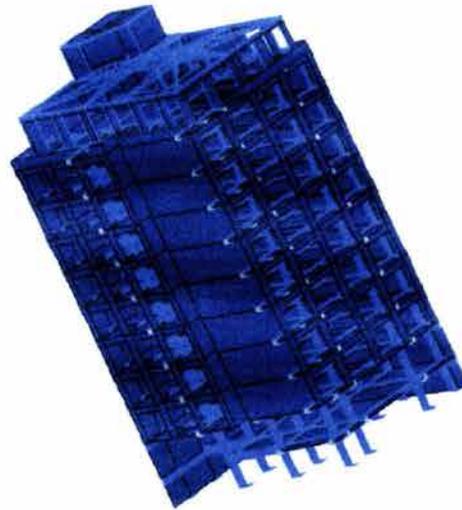


Fig. 57.- Vista 20°X, 310°Y, 10°Z.

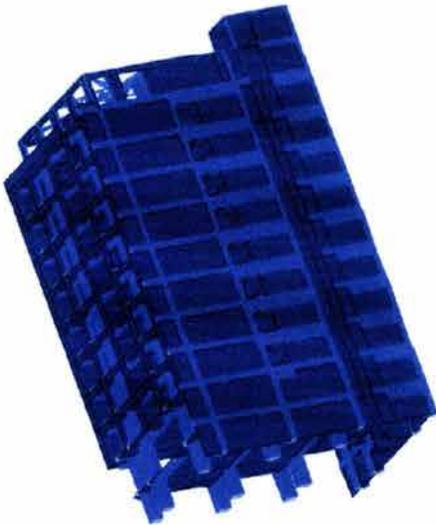


Fig. 58.- Vista 20°X, 230°Y, 10°Z.

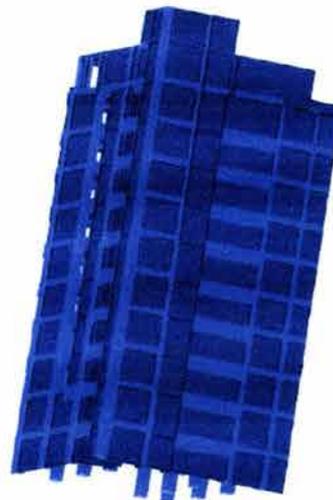


Fig. 59.- Vista 20°X, 140°Y, 10°Z.

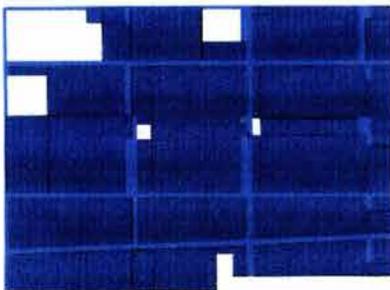


Fig. 60.- Detalle Planta Modelada.

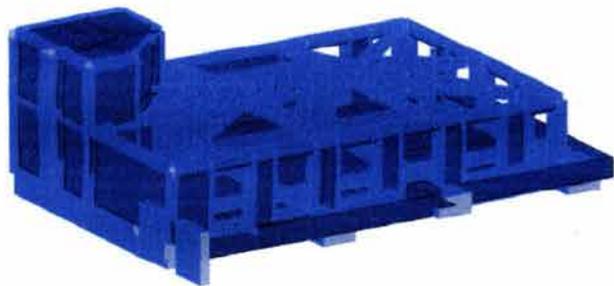


Fig. 61.-Detalle de Armadura Modelada.



6.1.- ANÁLISIS DEL EDIFICIO CON EL ESPECTRO DE DISEÑO DEL EDO. DE MICHOACÁN.

El espectro utilizado en el primer análisis es el Espectro de Diseño para el Edo. de Michoacán, para un edificio Estructura grupo B, cimentado en Suelo Tipo II, localizado en Zona Sísmica B.

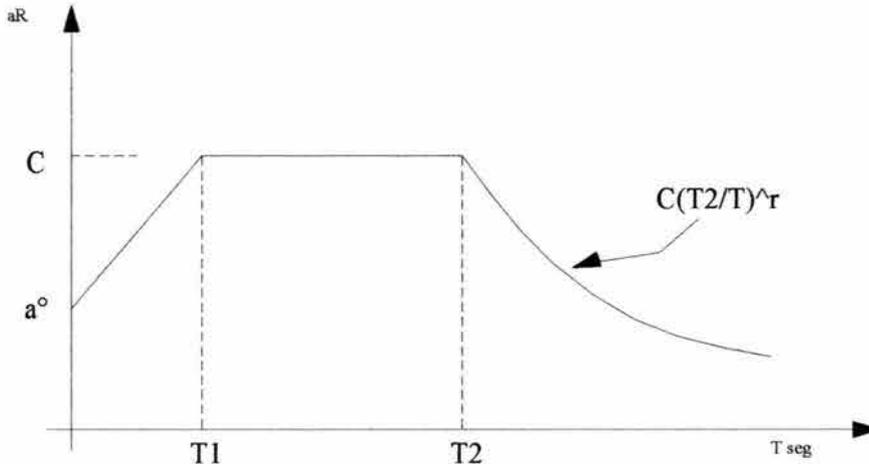


Fig. 62.-Espectro de diseño sísmico de el Edo. de Michoacán.

- Si $T < T1$ $aR = a_0 + (c - a_0) T/T1$
- Si $T1 \leq T \leq T2$ $aR = C$
- Si $T > T2$ $aR = C (T2/T)^r$

C	Zona sísmica	Terreno de cimentación	ao	T1	T2	r
0.16	B	I	0.08	0.3	0.8	1/2
0.2		II	0.08	0.5	2	2/3
0.24		II	0.08	0.8	3.3	1
0.24	C	I	0.12	0.25	0.67	1/2
0.3		II	0.12	0.45	1.8	2/3
0.36		II	0.12	0.6	2.9	1
0.48	D	I	0.24	0.15	0.55	1/2
0.56		II	0.24	0.3	1.4	2/3
0.64		II	0.24	0.45	2.7	1

T= Período de Vibración de la Estructura o del Modo.

I = Terreno Firme.

II = Terreno de Transición.

III = Terreno Blando.

Si la estructura es de Grupo A los valores de C deben incrementarse un 50%.

Tabla 41.- Espectro elástico de Seudoaceleraciones para el Edo. De Michoacán.

Con los resultados obtenidos con el programa se revisaron columnas, y trabes, de acuerdo con los requisitos del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

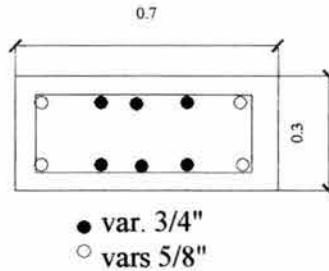


6.1.1.- REVISIÓN DE LA RESISTENCIA DEL EDIFICIO

Se revisó la resistencia de los elementos estructurales del edificio, de acuerdo con las condiciones de carga al evaluar la estructura mediante el Nivel # 3 (STAAD III), con el espectro de Michoacán.

REVISIÓN DE LAS VIGAS ejes 2 – 3 – 4

Para la revisión de las vigas en estos ejes se utilizó el valor del momento más alto que resultó de las combinaciones de carga en el análisis realizado:



DATOS:

Momento Último Positivo $M_u(+)$ =	11.27	Ton-m = 1882 Ton-cm
Momento Último Negativo $M_u(-)$ =	-11.54	Ton-m = -1945 Ton-cm
Resistencia del Concreto (f'_c) =	250	Kg/cm ²
Ancho de Viga (b) =	70	cm
Peralte efectivo (d) =	27	cm
Esfuerzo de fluencia del acero =	4200	Kg/cm ²

CONSTANTES:

$$f^*c = 0.8f'_c = 0.8 \times 250 = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85 f^*c = 0.85 \times 200 = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

Para momento Positivo:

$$\ell = 1 - \sqrt{1 - \frac{2MR}{FR * b * d^2 * f''c}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(11.27 \times 10^5)}{0.8 * 70 * 27^2 * 170}} = 0.00634$$

Por lo que el Área de Acero necesaria es:

$$As_{nec} = \rho \times b \times d = 0.00634 \times 70 \times 27 = 11.98 \text{ cm}^2$$

El área de acero resistente de la viga para momento positivo, lecho inferior:

$$As_{res} = 2 \text{ vars. de } 5/8'' \text{ y } 3 \text{ de } 3/4'' = 2 \times 1.98 + 3 \times 2.85 = 12.51 \text{ cm}^2$$

Para momento Negativo:

$$\ell = 1 - \sqrt{1 - \frac{2MR}{FR * b * d^2 * f''c}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(11.54 \times 10^5)}{0.8 * 70 * 27^2 * 170}} = 0.006505$$

Por lo que el Área de Acero necesaria es:

$$As_{nec} = \rho \times b \times d = 0.006505 \times 70 \times 27 = 12.29 \text{ cm}^2$$

El área de acero resistente de la viga para momento negativo, lecho superior:

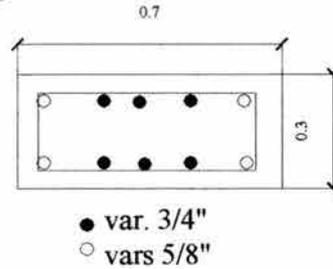
$$As_{res} = 2 \text{ vars. de } 5/8'' \text{ y } 3 \text{ de } 3/4'' = 2 \times 1.98 + 3 \times 2.85 = 12.51 \text{ cm}^2$$

Por lo que el armado de las traves resulta suficiente para los momentos resultantes, y las traves pasan la evaluación de manera positiva.



REVISIÓN DE LAS VIGAS ejes B – C - D

Para la revisión de las vigas en estos ejes se utilizó el valor de los momentos más altos que resultó de las combinaciones de carga en el análisis realizado:



DATOS:

Momento Último Positivo $M_u(+)$ =	7.66	Ton-m = 766 Ton-cm
Momento Último Negativo $M_u(-)$ =	-7.46	Ton-m = 766 Ton-cm
Resistencia del Concreto (f_c) =	250	Kg/cm ²
Ancho de Viga (b) =	70	cm
Peralte efectivo (d) =	27	cm
Esfuerzo de fluencia del acero =	4200	Kg/cm ²

CONSTANTES:

$$f^*c = 0.8f_c = 0.8 \times 250 = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85 f^*c = 0.85 \times 200 = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

Para momento Positivo:

$$\ell = 1 - \sqrt{1 - \frac{2MR}{FR * b * d^2 * f''c}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(7.66 \times 10^5)}{0.8 * 70 * 27^2 * 170}} = 0.0042$$

Por lo que el Área de Acero necesaria es:

$$As_{nec} = \rho \times b \times d = 0.0042 \times 70 \times 27 = 7.92 \text{ cm}^2$$

El área de acero resistente de la viga para momento positivo:

$$As_{res} = 2 \text{ vars. de } 5/8'' \text{ y } 3 \text{ de } 3/4'' = 2 \times 1.98 + 3 \times 2.85 = 12.51 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto la sección resiste el momento positivo al que está sometido, y la trabe pasa la evaluación de manera positiva.

Para momento Negativo:

$$\ell = 1 - \sqrt{1 - \frac{2MR}{FR * b * d^2 * f''c}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(7.46 \times 10^5)}{0.8 * 70 * 27^2 * 170}} = 0.00407$$

Por lo que el Área de Acero necesaria es:

$$As_{nec} = \rho \times b \times d = 0.00407 \times 70 \times 27 = 7.69 \text{ cm}^2$$

El área de acero resistente de la viga para momento negativo:

$$As_{res} = 2 \text{ vars. de } 5/8'' \text{ y } 3 \text{ de } 3/4'' = 2 \times 1.98 + 3 \times 2.85 = 12.51 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto la sección resiste el momento negativo al que está sometido, y las trabes pasan la evaluación de manera positiva.



REVISIÓN DE LA COLUMNAS

Se revisaron las columnas para el edificio que se intuye son las más críticas debido a la configuración estructural del edificio, estas son las columnas de esquina y que comprenden las columnas 12, 15 y 16.

Se procedió a su revisión con las cargas resultantes máximas obtenidas de las diferentes combinaciones, por el método de Bressler, la gráfica a utilizar fue la siguiente.

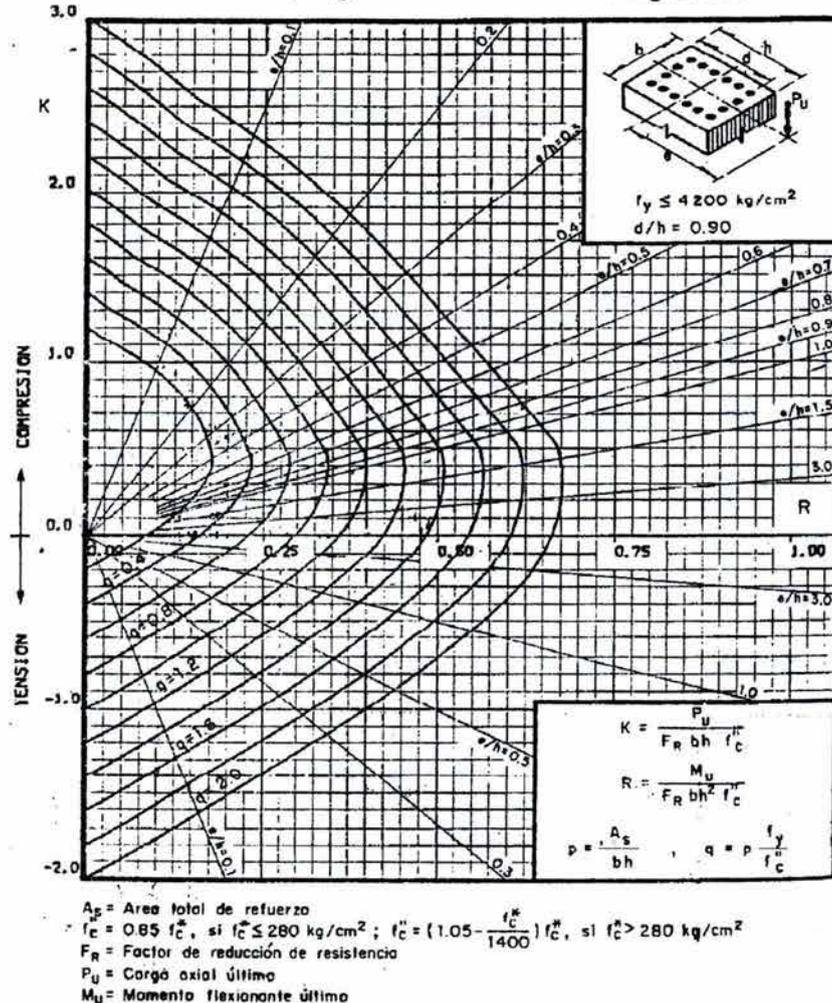


Fig. 63.-Gráfica de Interacción, Ayudas de diseño (S. Loera, R. Meli).

La gráfica muestra el lugar geométrico de los puntos que representan las combinaciones de carga axial y momento flexionante.

Para el uso de está gráfica se obtiene el valor de e_x/b y e_y/h , y se interseca con el valor de q , que se obtuvo del área de acero real en la columna, el punto de intersección nos da el valor de K , para cada una de las combinaciones, y estos valores se sustituyen en las ecuaciones obteniendo al final la carga resistente, y está se compara con la carga actuante, si la carga resistente es mayor que la actuante en la columna, entonces está columna resiste estas cargas.



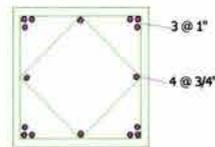
COLUMNA No. 12

FUERZAS FINALES ESPECTRO DE MICHOACAN										
COLUMNA	12	MIEMBRO STAAD				15	UNIDADES		T-m	
CONDICION	CM+CV	CP+SISX+.3SISZ	CP+SISX-.3SISZ	CP-SISX+.3SISZ	CP-SISX-.3SISZ	CP+.3SISX+SISZ	CP+.3SISX-SISZ	CP-.3SISX+SISZ	CP-.3SISX-SISZ	
AXIAL	435.65	257.48	214.5	211.39	254.37	279.32	251.96	255.06	111.81	
CORTANTE Y	3.66	6.89	4.55	4.55	6.89	6.84	4.46	4.46	6.84	
CORTANTE Z	3.22	8.96	3.74	3.74	8.96	11.74	8.89	8.89	11.74	
TORSION	0.13	0.71	0.29	0.29	0.71	0.89	0.63	0.63	0.89	
MOMENTO Y	4.57	22.22	7.96	3.71	17.97	29.79	17.75	22.01	25.53	
MOMENTO Z	5.64	18.2	10.51	7.54	15.23	18.16	7.47	10.44	15.19	

REVISION DE COLUMNAS PARA EL ESPECTRO DE MICHOACAN

Columna No. 12 $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 Miembro 15 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 Dimensión b= 0.7m
 Dimensión h= 0.7m $d/b = 0.9285714$
 $P_u = 279.32 \text{ T}$ $d/b = 0.9$
 $M_x = 18.16 \text{ T/m}$
 $M_y = 29.79 \text{ T/m}$

COLUMNA TIPO 70 X 70
EIES 1 - 4



ARMADO VERTICAL = 12 @ 1" + 4 @ 3/4"
ESTRIBOS @ 1/2"

$A_s = 12 \text{ vars. De } 1" \quad 60.84$
 $4 \text{ vars. De } 3/4" \quad 11.4$
 $A_s = 72.24$

$e = A_s / b * h = 0.0147429$
 $q = e / f_y * f'_c = 0.3642353$

$e_x = M_x / P_u = 0.065015037$ $e_x / b = 0.0928786$
 $e_y = M_y / P_u = 0.106651869$ $e_y / h = 0.1523598$

De Gráfica $q = 0.3642353$ $K_x = 1.3$
 $e_x / b = 0.0928786$ $K_y = 0.92$
 $e_y / h = 0.1523598$



$FR = 0.7$
 $PR_x = FR * K_x * b * h * f'_c = 758030 \text{ Kg}$
 $PR_y = FR * K_y * b * h * f'_c = 536452 \text{ Kg}$
 $PR_o = FR * (A_c * f'_c + A_s f_y) = 786889.04 \text{ Kg}$

$PR = \frac{1}{1 / PR_x + 1 / PR_y - 1 / PR_o} = 522880.882 \text{ Kg}$

$PR = 522.8808821 \text{ Tn} > 279.32 \text{ Tn}$

El armado en col. CUMPLE

La columna se revisó por Bressler, obteniendo la carga resistente de la columna con la sección y con el armado real, y comparándolo con la carga que nos dio del análisis.

La carga resistente de la columna obtenida es mayor que la carga actuante, por lo que el armado en la columna cumple y la revisión es aprobatoria para la columna 12, por flexocompresión.



COLUMNA No. 15

FUERZAS FINALES ESPECTRO DE MICHOACAN										
COLUMNA	15	MIEMBRO STAAD				12	UNIDADES		T-m	
CONDICION	CM+CV	CP+SISX+3SISZ	CP+SISX-3SISZ	CP-SISX+3SISZ	CP-SISX-3SISZ	CP+3SISX+SISZ	CP+3SISX-SISZ	CP-3SISX+SISZ	CP-3SISX-SISZ	
AXIAL	558.69	313.05	263.42	259.86	309.48	339.12	308.28	331.19	335.56	
CORTANTE Y	1.972	10.122	5.69	5.67	10.122	10.36	6.15	6.15	10.36	
CORTANTE Z	1.063	6.117	2.213	2.2	6.12	8.1	5.89	5.89	8.1	
TORSION	0.09	0.903	0.343	0.343	0.903	1.14	0.79	0.79	1.14	
MOMENTO Y	2.512	18.88	6.56	4.29	16.625	25.15	15.94	18.19	22.89	
MOMENTO Z	4.109	25.83	13.17	13.725	26.38	26.75	15.44	14.89	27.31	

REVISION DE COLUMNAS PARA EL ESPECTRO DE MICHOACAN

Columna No. **15** $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 Miembro No. **12** $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 Dimension b= 0.75 m
 Dimension h= 0.75 m $d/b = 0.9285714$
 $P_u = 339.12 \text{ T}$ $d/b = 0.9$
 $M_x = 25.15 \text{ T/m}$
 $M_y = 26.75 \text{ T/m}$

$A_s = 12 \text{ vars. De } 1" \quad 60.84$
 $4 \text{ vars. De } 1" \quad 20.28$
 $A_s = \boxed{81.12}$
 $e = A_s / b \cdot h = 0.0144213$
 $q = e / f_y \cdot f'c = 0.3562918$

$e_x = M_x / P_u = 0.074162538$ $e_x / b = 0.0988834$
 $e_y = M_y / P_u = 0.078880632$ $e_y / h = 0.1051742$

De Gráfica $q = 0.3562918$
 $e_x / b = 0.0988834$ $K_x = 1.3$
 $e_y / h = 0.1051742$ $K_y = 1.1$

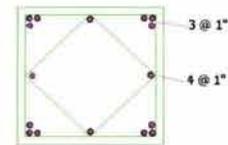
$FR = 0.7$
 $PR_x = FR \cdot K_x \cdot b \cdot h \cdot f'c = 870187.5 \text{ Kg}$
 $PR_y = FR \cdot K_y \cdot b \cdot h \cdot f'c = 736312.5 \text{ Kg}$
 $PR_o = FR \cdot (A_c \cdot f'c + A_s f_y) = 898214.52 \text{ Kg}$

$PR = \frac{1}{1 / PR_x + 1 / PR_y - 1 / PR_o} = 717372.035 \text{ Kg}$

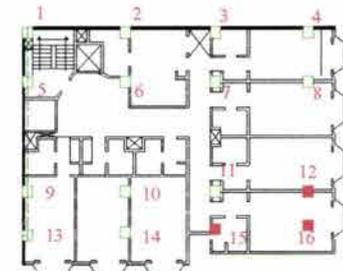
$PR = 717.3720354 \text{ Tn} > 339.12 \text{ Tn}$

El armado en col. CUMPLE

COLUMNA TIPO 75 X 75
EJES 1 - 4



ARMADO VERTICAL = 12 @ 1" + 4 @ 1"
ESTRIBOS @ 1/2"



La carga resistente de la columna obtenida es mayor que la carga actuante, por lo que el armado en la columna cumple y la revisión es aprobatoria para la columna 15, por flexocompresión.



COLUMNA No. 16

FUERZAS FINALES ESPECTRO DE MICHOACAN										
COLUMNA	16	MIEMBRO STAAD				16	UNIDADES		T-m	
CONDICION	CM+CV	CP+SISX+.3SISZ	CP+SISX-.3SISZ	CP-SISX+.3SISZ	CP-SISX-.3SISZ	CP+.3SISX+SISZ	CP-.3SISX-SISZ	CP-.3SISX+SISZ	CP-.3SISX-SISZ	
AXIAL	452.1	251.75	227.16	224.06	248.65	254.08	222.32	225.42	247.71	
CORTANTE Y	3.12	7.94	4.99	4.99	7.94	7.84	4.8	4.8	7.84	
CORTANTE Z	0.478	6.59	2.06	2.06	6.59	8.61	6.52	6.53	9.003	
TORSION	0.014	0.66	0.24	0.24	0.66	0.84	0.57	0.57	0.84	
MOMENTO Y	2.52	20.49	6.72	4.55	18.34	27.81	18.13	20.29	25.65	
MOMENTO Z	4.98	20.43	11.23	8.94	18.14	20.88	9.78	12.07	18.59	

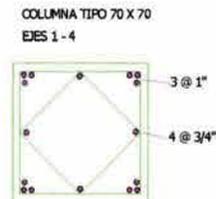
REVISION DE COLUMNAS PARA EL ESPECTRO DE MICHOACAN

Columna No. **16**
 Miembro No. **16**
 Dimension b= 0.7m
 Dimension h= 0.7m
 Pu= 254.08 T
 Mx= 20.88 T/m
 My= 27.81 T/m

f'c= 250 kg/cm²
 fy= 4200 kg/cm²
 d/b= 0.9285714
 d/b= 0.9

As= 12 vars. De 1" 60.84
 4 vars. De 3/4" 11.4
 As= **72.24**

e= As/ b*h=0.0147429
 q= e/fy*f'c=0.3642353

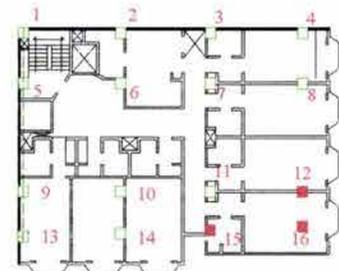


ARMADO VERTICAL = 12 @ 1" + 4 @ 3/4"
 ESTRIBOS @ 1/2"

ex=Mx/Pu= 0.082178841
 ey=My/Pu= 0.109453715
 ex/b= 0.1173983
 ey/h= 0.1563625

De Gráfica
 q=0.3642353
 ex/b=0.1173983
 ey/h=0.1563625

Kx=1.1
 Ky=0.9



FR=0.7
 PRx = FR* Kx* b*h* f'c = 641410 Kg
 PRy = FR* Ky* b*h* f'c = 524790 Kg
 PRo = FR*(Ac*f'c+ Asfy) = 786889.04 Kg

$$PR = \frac{1}{1/PRx + 1/PRy - 1/Pro} = 455837.943 \text{ Kg}$$

PR= 455.837943 Tn > 254.08 Tn.

El armado en col. CUMPLE

La carga resistente de la columna obtenida es mayor que la carga actuante, por lo que el armado en la columna cumple y la revisión es aprobatoria para la columna 16, por flexocompresión.

Cabe destacar que las columnas críticas con sus armados respectivos resisten las cargas actuantes en el edificio, por lo que pasa la revisión por flexocompresión para el espectro del Edo. de Michoacán.



REVISIÓN POR CORTANTE

Para cortante:

Para miembros a flexocompresión y carga axial:

$$\text{Si } Pu < 0.7f * cAg + 2000As$$

Donde:

Pu = Fuerza Axial de Diseño en Kg.

Ag = Área de la columna

As = Área de Acero de la capa más próxima a la cara Tensión o a Compresión mínima en secciones rectangulares.

En nuestro caso el área de acero quedará dado por el acero que tiene la columna, que son 6 varillas del 1", $As \text{ var.} = 5.07 \text{ cm}^2$ y 1 var. de 3/4" $As \text{ var.} = 2.85 \text{ cm}^2$

$$As = 6(5.07) + 2.85 = 33.27 \text{ cm}^2$$

$$Pu = 254.08 \text{ Ton} = 254,080 \text{ kg}$$

$$Pu < 0.7f * cAg + 2000As$$

$$254,080 \text{ kg} < 0.7(200)(70)^2 + 2000(33.27)$$

$$254,080 \text{ kg} < 686,000 + 66,540$$

$$254,080 \text{ kg} < 752,540 \text{ kg}$$

Por lo que se obtendrá la fuerza cortante que toma el concreto V_{CR} multiplicando las ecuaciones 2.17 o 2.18 del las NTC por un factor:

$$FR = 1 + 0.007 \left(\frac{Pu}{Ag} \right)$$

Por lo que nos queda:

$$FR = 1 + 0.007 \left(\frac{254,080 \text{ Kg}}{(70 \text{ cm})^2} \right) = 1.363$$

$$\rho = \frac{As}{bd} = \frac{33.27}{70^2} = 0.0068$$

Por lo que utilizaremos la ecuación 2.17:

$$V_{CR} = FRbd(0.2 + 30\rho)\sqrt{f * c}$$

$$V_{CR} = 0.7(70)(70)(0.2 + 30(0.0068))\sqrt{200} = 19,582.2 \text{ kg} = 19.6 \text{ Ton}$$

Por lo que el VCR que soporta la columna es:

$$V_{CR} \text{ Col.} = FR * V_{CR}$$

$$V_{CR} \text{ Col.} = 1.363 * 19.6 = 26.7 \text{ Ton}$$



El VCR de diseño es 8.61 Ton < 26.7 Ton, por lo que:

La separación máxima de estribos no será mayor de:

La columna tiene como estribos var # 4 (1/2"), $A_s = 1.27 \text{ cm}^2$, $\phi_{\text{var}} = 1.27 \text{ cm}$

$$s1 = \frac{850db}{\sqrt{f_y}} = \frac{850 * 1.9}{\sqrt{4200}} = 24.9 \text{ cm}$$

$$s2 = 48d_v = 48 * 1.27 \text{ cm} = 60.96 \text{ cm}$$

$$s3 = \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm}$$

donde:

d_b = diámetro de la varilla más delgada del paquete. En este caso es var. del # 6, $\phi_{\text{var}} = 1.9 \text{ cm}$

d_v = diámetro de la varilla del estribo, var. # 4, $\phi_{\text{var}} = 1.27 \text{ cm}$

h = dimensión menor de la columna.

Por lo que la separación se propondrá a cada 25 cm c.a.c. entre estribos.

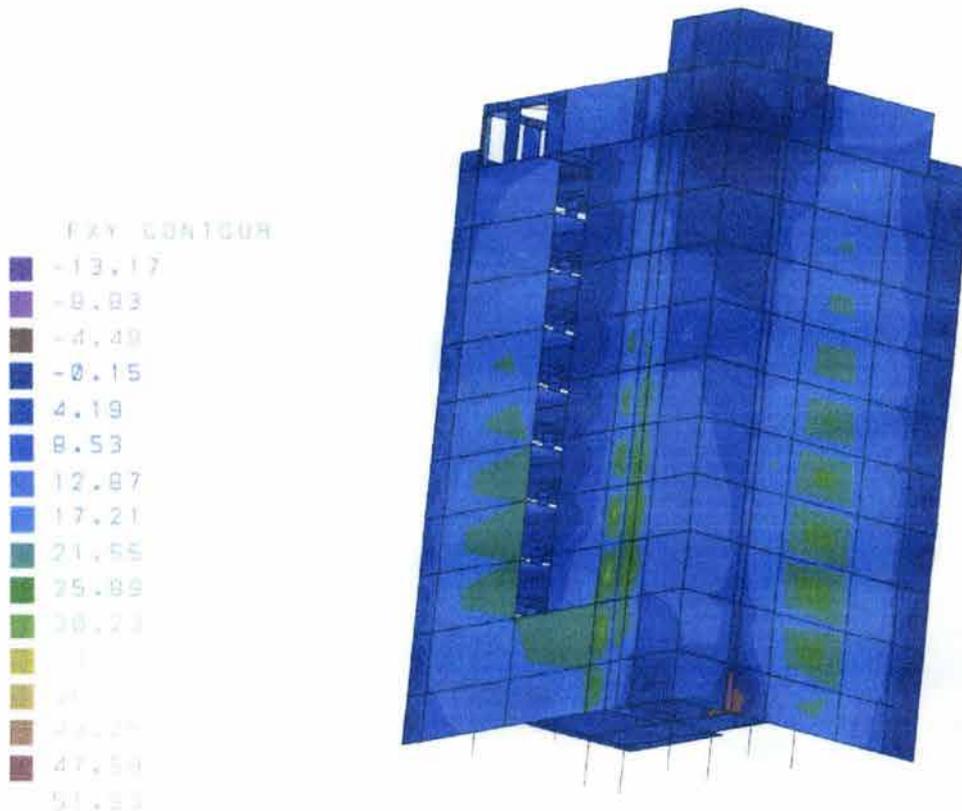
El armado de los estribos en columnas está colocado de manera que un cuadro está alternado con un diamante con una distancia entre ellos de 10 cm, de manera que la distancia entre cuadro a cuadro es de 20 cm c.a.c., la separación máxima de estribos debería ser de 25 cm, por lo que el armado de cortante para la columna también es aprobatorio.

Un detalle importante de señalar es que las columnas tienen paquetes de tres varillas, esta manera de acomodo en columna fue uno de los cambios que se hicieron en el nuevo reglamento, por lo que se hace el comentario de esta situación solamente.

Otro punto a señalar es la torsión en las columnas que resultó tener un valor menor a lo esperado, esto como consecuencia de la gran rigidez que tienen éstas, que provocó que la torsión del edificio fuera absorbida por otro elemento estructural muy importante como son los muros de mampostería, en estos se había observado desde la evaluación de primer nivel grietas pequeñas pero se supuso que era por desgaste del edificio, y se observa que puede ser debido a la torsión del mismo, por esta situación los muros se tendrán que revisar.



REVISIÓN DE MURO



El muro tiene un máximo de esfuerzo cortante de $F_{uxy} = 29.99 T$, para obtener la carga cortante actuante P_{uxy} se multiplica por el ancho y por el largo del muro.

$$P_{uxy} = 29.99T(0.2m)(4.35m) = 26.09T$$

Se obtiene también la fuerza cortante de diseño de la mampostería según las NTC

$$V_{mR} = FR(0.85v_m * A_t)$$

A_t = Área bruta de la sección transversal del muro.

FR = se tomará 0.7

v_m = resistencia de diseño a compresión para tabique de barro recocido.

$$V_{mr} = 0.7(0.85)(3.5kg/cm^2) * (435)(20) = 18,117.75kg = 18.12T$$

$$26.09 > 18.12 \quad ; \quad P_{uxy} > V_{mr}$$

El esfuerzo cortante actuante en los muros es mayor que el esfuerzo resistente, y se concluye que los muros son los que están absorbiendo el problema de la torsión, por lo que se tiene que proponer un refuerzo que disminuya está, para corregir el problema en muros y en todo el edificio.



REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS

Se revisaron los desplazamientos que experimento el edificio para este análisis, comprobando si estos se encuentran dentro de los límites permitidos por el Reglamento.

Desplazamientos Totales Espectro de Michoacán

Nivel	Altura	Total	Real (Total* Q)		Desplazamientos Totales Permisibles
11	31.41	7.22	11.552	<	18.846
10	28.35	6.79	10.864	<	17.01
9	25.37	6.26	10.016	<	15.222
8	22.52	5.62	8.992	<	13.512
7	19.685	4.92	7.872	<	11.811
6	16.835	4.13	6.608	<	10.101
5	13.97	3.33	5.328	<	8.382
4	11.12	2.51	4.016	<	6.672
3	8.28	1.7	2.72	<	4.968
2	5.43	0.94	1.504	<	3.258
1	2.4	0.22	0.352	<	1.44

Tabla 42.- Desplazamientos Totales, Espectro de Michoacán.

Los desplazamientos permisibles totales, se obtienen multiplicando la altura total del edificio (h), por un factor en este caso 0.006, por que tenemos elementos susceptibles de daños ligados a la estructura. (REF.12)

En este caso se observa que los desplazamientos totales reales obtenidos en el análisis, están dentro de los límites permisibles.

Desplazamientos Relativos Espectro de Michoacán

Nivel	Altura	Altura de entrepiso	Relativos reales		Desplazamientos Relativos Permisibles
11	31.41	3.06	0.688	<	1.836
10	28.35	2.98	0.848	<	1.788
9	25.37	2.85	1.024	<	1.71
8	22.52	2.835	1.12	<	1.701
7	19.685	2.85	1.264	<	1.71
6	16.835	2.865	1.28	<	1.719
5	13.97	2.85	1.312	<	1.71
4	11.12	2.84	1.296	<	1.704
3	8.28	2.85	1.216	<	1.71
2	5.43	3.03	1.152	<	1.818
1	2.4	2.4	0.352	<	1.44

Tabla 43.- Desplazamientos Relativos, Espectro de Michoacán.

Los desplazamientos permisibles relativos, se obtienen multiplicando la altura de entrepiso, por el factor en este caso 0.006. (REF.12)

Se observa que los desplazamientos relativos reales obtenidos del análisis, están dentro de los límites permisibles.



6.2.- ANÁLISIS DEL EDIFICIO CON EL ESPECTRO DE DISEÑO DE LA CD. DE URUAPAN, MICHOACÁN.

El espectro utilizado en el segundo análisis es el Espectro de Diseño para la Cd. De Uruapan, Michoacán, utilizando el Suelo Tipo I. (Martínez Ruiz, Peligro Sísmico. REF.15).

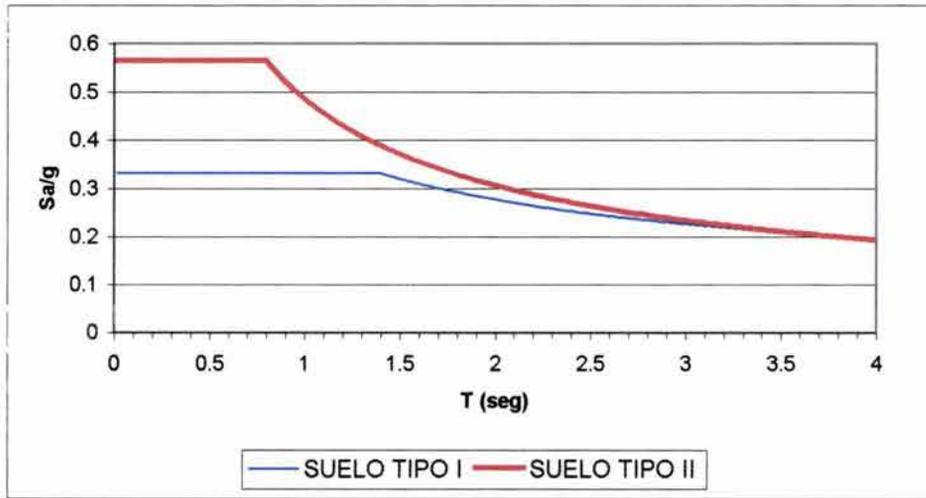


Fig. 64.- Espectro elástico de pseudoaceleraciones para diseño, para Uruapan, Mich.

Para suelo duro o tipo I:

$$\frac{S_a}{g} = 0.33; \quad \text{si } T \leq 1.4 \text{ seg}$$

$$\frac{S_a}{g} = 0.33 \left(\frac{1.4}{T} \right)^{1/2}; \quad \text{si } T > 1.4 \text{ seg}$$

Para suelo de transición o tipo II:

$$\frac{S_a}{g} = 0.57; \quad \text{si } T \leq 0.8 \text{ seg}$$

$$\frac{S_a}{g} = 0.57 \left(\frac{0.8}{T} \right)^{2/3}; \quad \text{si } T > 0.8 \text{ seg}$$

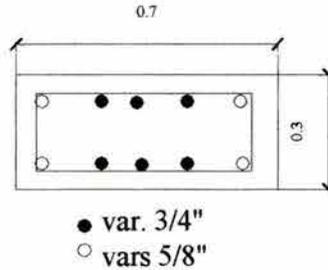


6.2.1.- REVISIÓN DE LA RESISTENCIA DEL EDIFICIO

Se revisó la resistencia de los elementos estructurales del edificio, de acuerdo con las condiciones de carga al evaluar la estructura mediante el Nivel # 3 (STAAD III), con el espectro de diseño de la ciudad de Uruapan, Michoacán, estudio avalado por la U.M.S.N.H

REVISIÓN DE LAS VIGAS ejes 2 – 3 – 4

Para la revisión de las vigas en estos ejes se utilizó el valor del momento más alto que resultó de las combinaciones de carga en el análisis realizado:



DATOS:

Momento Último Positivo $M_u(+)$ =	12.78	Ton-m = 1278 Ton-cm
Momento Último Negativo $M_u(-)$ =	-12.51	Ton-m = -1251 Ton-cm
Resistencia del Concreto (f'_c) =	250	Kg/cm ²
Ancho de Viga (b) =	70	cm
Peralte efectivo (d) =	27	cm
Esfuerzo de fluencia del acero =	4200	Kg/cm ²

CONSTANTES:

$$f^*c = 0.8f'_c = 0.8 \times 250 = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85 f^*c = 0.85 \times 200 = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

Para momento Positivo:

$$\ell = 1 - \sqrt{1 - \frac{2MR}{FR * b * d^2 * f''c}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(12.78 \times 10^5)}{0.8 * 70 * 27^2 * 170}} = 0.0073$$

Por lo que el Área de Acero necesaria es:

$$As_{nec} = \rho \times b \times d = 0.0073 \times 70 \times 27 = 13.75 \text{ cm}^2$$

El área de acero resistente de la viga para momento positivo, lecho inferior:

$$As_{res} = 2 \text{ vars. de } 5/8'' \text{ y } 3 \text{ de } 3/4'' = 2 \times 1.98 + 3 \times 2.85 = 12.51 \text{ cm}^2$$

Para momento Negativo:

$$\ell = 1 - \sqrt{1 - \frac{2MR}{FR * b * d^2 * f''c}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(12.51 \times 10^5)}{0.8 * 70 * 27^2 * 170}} = 0.00711$$

Por lo que el Área de Acero necesaria es:

$$As_{nec} = \rho \times b \times d = 0.00711 \times 70 \times 27 = 13.43 \text{ cm}^2$$

El área de acero resistente de la viga para momento negativo, lecho superior:

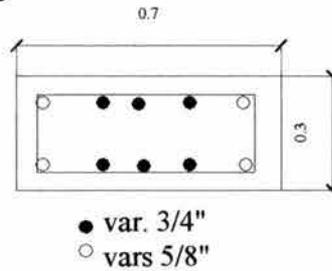
$$As_{res} = 2 \text{ vars. de } 5/8'' \text{ y } 3 \text{ de } 3/4'' = 2 \times 1.98 + 3 \times 2.85 = 12.51 \text{ cm}^2$$

Por lo que el armado de trabes resulta insuficiente para los momentos resultantes, y estas no pasan la evaluación de manera positiva.



REVISIÓN DE LAS VIGAS ejes B – C - D

Para la revisión de las vigas en estos ejes se utilizó el valor de los momentos más altos que resultó de las combinaciones de carga en el análisis realizado:



DATOS:

Momento Último Positivo $M_u(+)$ =	8.12	Ton-m = 812	Ton-cm
Momento Último Negativo $M_u(-)$ =	-8.13	Ton-m = 813	Ton-cm
Resistencia del Concreto (f'_c) =	250	Kg/cm ²	
Ancho de Viga (b) =	70	cm	
Peralte efectivo (d) =	27	cm	
Esfuerzo de fluencia del acero =	4200	Kg/cm ²	

CONSTANTES:

$$f^*c = 0.8f'_c = 0.8 \times 250 = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85 f^*c = 0.85 \times 200 = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

Para momento Positivo:

$$\ell = 1 - \sqrt{1 - \frac{2MR}{FR * b * d^2 * f''c}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(8.12 \times 10^5)}{0.8 * 70 * 27^2 * 170}} = 0.00445$$

Por lo que el Área de Acero necesaria es:

$$As_{nec} = \rho \times b \times d = 0.00445 \times 70 \times 27 = 8.42 \text{ cm}^2$$

El área de acero resistente de la viga para momento positivo:

$$As_{res} = 2 \text{ vars. de } 5/8'' \text{ y } 3 \text{ de } 3/4'' = 2 \times 1.98 + 3 \times 2.85 = 12.51 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto la sección resiste el momento positivo al que está sometido, y la trabe pasa la evaluación de manera positiva.

Para momento Negativo:

$$\ell = 1 - \sqrt{1 - \frac{2MR}{FR * b * d^2 * f''c}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(8.13 \times 10^5)}{0.8 * 70 * 27^2 * 170}} = 0.0045$$

Por lo que el Área de Acero necesaria es:

$$As_{nec} = \rho \times b \times d = 0.0045 \times 70 \times 27 = 8.43 \text{ cm}^2$$

El área de acero resistente de la viga para momento negativo:

$$As_{res} = 2 \text{ vars. de } 5/8'' \text{ y } 3 \text{ de } 3/4'' = 2 \times 1.98 + 3 \times 2.85 = 12.51 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto la sección resiste el momento negativo al que está sometido, y aprueba la revisión de manera positiva, para el espectro de la Cd. de Uruapan, Mich.



REVISIÓN DE LA COLUMNAS

Se revisaron las columnas críticas para el edificio que son las mismas del análisis anterior, son las de esquina y comprenden las columnas 12, 15 y 16.

COLUMNA No.12

FUERZAS FINALES ESPECTRO DE URUAPAN										
COLUMNA	12	MIEMBRO STAAD				15	UNIDADES		T-m	
CONDICION	CM+CV	CP+SISX+.3SISZ	CP+SISX-.3SISZ	CP-SISX+.3SISZ	CP-SISX-.3SISZ	CP+.3SISX+SISZ	CP-.3SISX-SISZ	CP-.3SISX+SISZ	CP-.3SISX-SISZ	
AXIAL	435.65	297.59	226.77	223.67	294.49	333.59	290.51	293.62	330.48	
CORTANTE Y	3.66	10.23	6.37	6.37	10.23	10.15	6.21	6.2	10.15	
CORTANTE Z	3.22	13.74	5.12	5.12	13.74	18.3	13.61	13.61	18.3	
TORSION	0.13	1.13	0.44	0.44	1.134	1.44	1.001	1.001	1.44	
MOMENTO Y	4.57	35.24	11.74	7.48	30.99	47.71	30.64	34.89	43.46	
MOMENTO Z	5.64	29.03	16.36	13.39	26.06	28.97	13.27	16.24	25.99	

REVISION DE COLUMNAS PARA EL ESPECTRO DE URUAPAN

Columna No. **12** $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 Miembro **15** $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 Dimensión b= 0.7m
 Dimensión h= 0.7m $d/b = 0.928571429$
 $P_u = 333.59 \text{ T}$ $d/b = 0.9$
 $M_x = 28.97 \text{ T/m}$
 $M_y = 47.71 \text{ T/m}$

$A_s = 12 \text{ vars. De } 1" \quad 60.84$
 $4 \text{ vars. De } 3/4" \quad 11.4$
 $A_s = 72.24$
 $e = A_s / b \cdot h = 0.014742857$
 $q = e / f_y \cdot f_c = 0.364235294$

$e_x = M_x / P_u = 0.086843131$ $e_x / b = 0.124061615$
 $e_y = M_y / P_u = 0.143019875$ $e_y / h = 0.204314107$

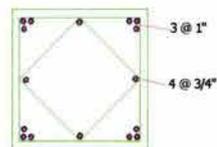
De Gráfica $q = 0.364235294$ $K_x = 1$
 $e_x / b = 0.124061615$ $K_y = 0.81$
 $e_y / h = 0.204314107$

$FR = 0.7$
 $PR_x = FR \cdot K_x \cdot b \cdot h \cdot f_c = 583100 \text{ Kg}$
 $PR_y = FR \cdot K_y \cdot b \cdot h \cdot f_c = 472311 \text{ Kg}$
 $PR_o = FR \cdot (A_c \cdot f_c + A_s \cdot f_y) = 786889.04 \text{ Kg}$

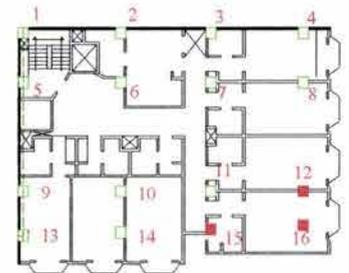
$PR = \frac{1}{1 / PR_x + 1 / PR_y - 1 / PR_o} = 390412.4825 \text{ Kg}$

$PR = 390.4124825 \text{ Tn} > 333.59 \text{ Tn}$

COLUMNA TIPO 70 X 70
EJES 1 - 4



ARMADO VERTICAL = 12 @ 1" + 4 @ 3/4"
ESTRIBOS @ 1/2"



La columna se revisó por Bressler, obteniendo la carga resistente de la columna con la sección y con el armado real, y comparándolo con la carga que nos dio del análisis.

La carga resistente de la columna obtenida es mayor que la carga actuante, por lo que el armado en la columna Cumple y la revisión es aprobatoria para la columna 12.

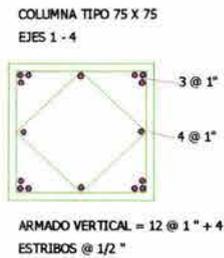


COLUMNA No.15

FUERZAS FINALES ESPECTRO DE URUAPAN										
COLUMNA	15	MIEMBRO STAAD				12	UNIDADES		T-m	
CONDICION	CM+CV	CP+SISX+.3SISZ	CP+SISX-.3SISZ	CP-SISX+.3SISZ	CP-SISX-.3SISZ	CP+.3SISX+SISZ	CP+.3SISX-SISZ	CP-.3SISX+SISZ	CP-.3SISX-SISZ	
AXIAL	558.69	358.59	276.81	273.24	355.02	401.55	353.04	356.6	397.99	
CORTANTE Y	1.972	16.11	8.82	8.82	16.11	16.51	9.56	9.56	16.51	
CORTANTE Z	1.063	9.77	3.33	3.33	9.77	13.03	9.39	9.39	13.03	
TORSION	0.09	1.47	0.54	0.54	1.47	1.87	1.28	1.28	1.87	
MOMENTO Y	2.512	30.39	10.07	7.82	28.13	40.72	26.99	29.26	38.46	
MOMENTO Z	4.109	42.74	21.88	22.44	43.29	44.27	25.27	24.7	44.82	

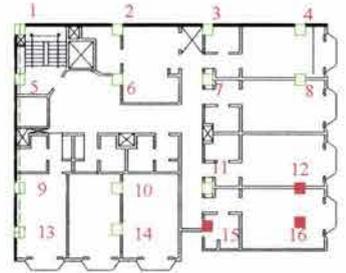
REVISION DE COLUMNAS PARA EL ESPECTRO DE URUAPAN

Columna No.	15	$f_c =$	250 kg/cm ²
Miembro No.	12	$f_y =$	4200 kg/cm ²
Dimension b=	0.75 m	d/b=	0.928571429
Dimension h=	0.75 m	d/b=0.9	
Pu=	401.55 T		
Mx=	40.72 T/m		
My=	44.27 T/m		
As=	12 vars. De 1" 60.84	$e = A_s / b \cdot h =$	0.014421333
	4 vars. De 1" 20.28	$q = e / f_y \cdot f_c =$	0.356291765
	As=		81.12



$e_x = M_x / P_u =$	0.101407048	$e_x / b =$	0.135209397
$e_y = M_y / P_u =$	0.11024779	$e_y / h =$	0.146997053

De Gráfica	$q = 0.356291765$	$K_x = 0.91$
	$e_x / b = 0.135209397$	$K_y = 0.89$
	$e_y / h = 0.146997053$	



$FR = 0.7$		
$PR_x = FR \cdot K_x \cdot b \cdot h \cdot f_c =$	609131.25	Kg
$PR_y = FR \cdot K_y \cdot b \cdot h \cdot f_c =$	595743.75	Kg
$PR_o = FR \cdot (A_c \cdot f_c + A_s \cdot f_y) =$	898214.52	Kg
$PR = \frac{1}{1 / PR_x + 1 / PR_y - 1 / PR_o}$	453116.7822	Kg
$PR = 453.1167822 Tn$	>	401.55 Tn.

El armado en col. CUMPLE

La carga resistente de la columna obtenida es mayor que la carga actuante, por lo que el armado en la columna Cumple y la revisión es aprobatoria para este caso en la columna 15, por flexocompresión.

COLUMNA No.16

FUERZAS FINALES ESPECTRO DE URUAPAN										
COLUMNA	16	MIEMBRO STAAD				16	UNIDADES		T-m	
CONDICION	CM+CV	CP+SISX+.3SISZ	CP+SISX-.3SISZ	CP-SISX+.3SISZ	CP-SISX-.3SISZ	CP+.3SISX+SISZ	CP+.3SISX-SISZ	CP-.3SISX+SISZ	CP-.3SISX-SISZ	
AXIAL	452.1	287.14	246.62	243.51	284.03	285.59	240.65	243.75	282.49	
CORTANTE Y	3.12	12.18	7.32	7.32	12.18	12.01	7.002	7.002	12.01	
CORTANTE Z	0.478	10.74	3.26	3.261	10.74	14.71	10.63	10.63	14.71	
TORSION	0.014	1.085	0.397	0.397	1.09	1.374	0.93	0.93	1.37	
MOMENTO Y	2.52	33.08	10.37	8.21	30.92	45.13	30.58	32.74	42.97	
MOMENTO Z	4.98	32.92	17.76	15.47	30.63	33.67	16.86	19.15	31.38	

REVISION DE COLUMNAS PARA EL ESPECTRO DE URUAPAN

Columna No.	16	$f_c =$	250 kg/cm ²
Miembro No.	16	$f_y =$	4200 kg/cm ²
Dimension b=	0.7m		
Dimension h=	0.7m	d/b=	0.928571429
Pu=	363.59T	d/b=	0.9
Mx=	33.67T/m		
My=	45.13T/m		

As=	12 vars. De 1"	60.84	$e = A_s / b \cdot h = 0.014742857$
	4 vars. De 3/4"	11.4	$q = e / f_y \cdot f'_c = 0.364235294$
	As=	72.24	

$e_x = M_x / P_u =$	0.092604307	$e_x / b =$	0.132291867
$e_y = M_y / P_u =$	0.124123326	$e_y / h =$	0.177319037

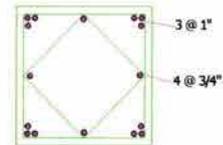
De Gráfica	$q = 0.364235294$	$K_x = 0.9$
	$e_x / b = 0.132291867$	$K_y = 0.8$
	$e_y / h = 0.177319037$	

FR = 0.7		
$PR_x = FR \cdot K_x \cdot b \cdot h \cdot f'_c =$	524790	Kg
$PR_y = FR \cdot K_y \cdot b \cdot h \cdot f'_c =$	466480	Kg
$PR_o = FR \cdot (A_c \cdot f'_c + A_s f_y) =$	786889.04	Kg

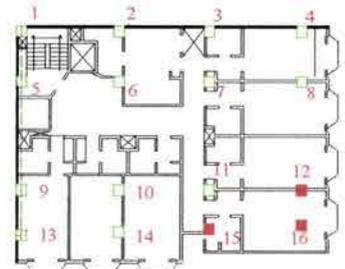
$PR = \frac{1}{1 / PR_x + 1 / PR_y - 1 / PR_o}$	359917.8835 Kg
$PR = 359.9178835 Tn$	< 363.59 Tn.

El armado en col. NO CUMPLE

COLUMNA TIPO 70 X 70
EIES 1 - 4



ARMADO VERTICAL = 12 @ 1" + 4 @ 3/4"
ESTRIBOS @ 1/2"



La carga resistente de la columna obtenida es menor que la carga actuante, por lo que el armado en la columna **NO cumple** y la revisión no es aprobatoria para la columna 16, por flexocompresión.

Se observo también que la torsión en las columnas no es de consideración en este análisis, y se supone que al igual que en el espectro del Edo. de Michoacán, la torsión se está absorbiendo por los muros de mampostería, por lo que se hace la revisión de estos.



REVISIÓN POR CORTANTE

Para cortante:

Para miembros a flexocompresión y carga axial:

$$\text{Si } Pu < 0.7f * cAg + 2000As$$

Donde:

Pu = Fuerza Axial de Diseño en Kg.

Ag = Área de la columna

As = Área de Acero de la capa más próxima a la cara Tensión o a Compresión mínima en secciones rectangulares.

En nuestro caso el área de acero quedará dado por el acero que tiene la columna no.16, que son 6 varillas del 1", $As \text{ var.} = 5.07 \text{ cm}^2$ y 1 var. de 3/4" $As \text{ var.} = 2.85 \text{ cm}^2$

$$As = 6(5.07) + 2.85 = 33.27 \text{ cm}^2$$

$$Pu = 285.59 \text{ Ton} = 285,590 \text{ kg}$$

$$Pu < 0.7f * cAg + 2000As$$

$$285,590 \text{ kg} < 0.7(200)(70)^2 + 2000(33.27)$$

$$285,590 \text{ kg} < 686,000 + 66,540$$

$$285,590 \text{ kg} < 752,540 \text{ kg}$$

Por lo que se obtendrá la fuerza cortante que toma el concreto V_{CR} multiplicando las ecuaciones 2.17 o 2.18 del las NTC por un factor:

$$FR = 1 + 0.007 \left(\frac{Pu}{Ag} \right)$$

Por lo que nos queda:

$$FR = 1 + 0.007 \left(\frac{285,590 \text{ Kg}}{(70 \text{ cm})^2} \right) = 1.369$$

$$\rho = \frac{As}{bd} = \frac{33.27}{70^2} = 0.0068$$

Por lo que utilizaremos la ecuación 2.17:

$$V_{CR} = FRbd(0.2 + 30\rho)\sqrt{f * c}$$

$$V_{CR} = 0.7(70)(70)(0.2 + 30(0.0068))\sqrt{200} = 19,582.2 \text{ kg} = 19.6 \text{ Ton}$$

Por lo que el VCR que soporta la columna es:

$$V_{CR} \text{ Col.} = FR * V_{CR}$$

$$V_{CR} \text{ Col.} = 1.369 * 19.6 = 26.8 \text{ Ton}$$



El VCR de diseño es 14.71 Ton < 26.83 Ton, por lo que:

La separación máxima de estribos no será mayor de:

La columna tiene como estribos var # 4 (1/2") , $A_s = 1.27 \text{ cm}^2$, $\phi_{\text{var}} = 1.27 \text{ cm}$

$$s1 = \frac{850db}{\sqrt{fy}} = \frac{850*1.9}{\sqrt{4200}} = 24.9\text{cm}$$

$$s2 = 48dv = 48*1.27\text{cm} = 60.96\text{cm}$$

$$s3 = \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35\text{cm}$$

donde:

db = diámetro de la varilla más delgada del paquete. En este caso es var. del # 6, $\phi_{\text{var}} = 1.9 \text{ cm}$

dv = diámetro de la varilla del estribo, var. # 4, $\phi_{\text{var}} = 1.27 \text{ cm}$

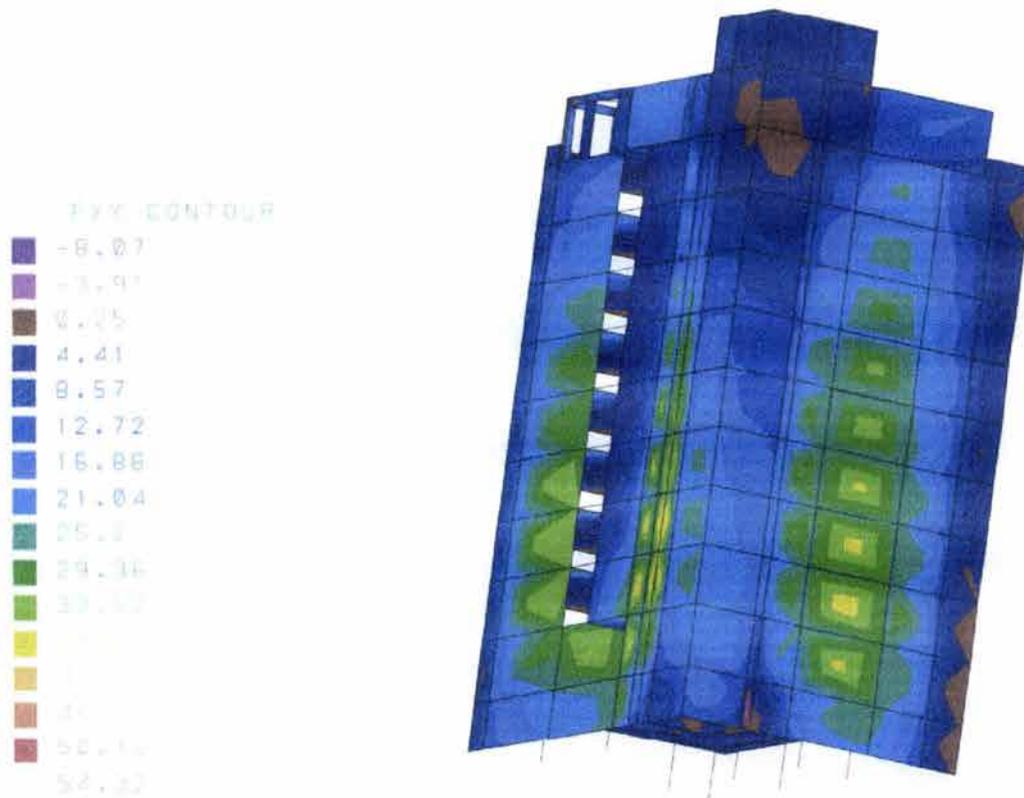
h = dimensión menor de la columna.

Por lo que la separación se propondrá a cada 25 cm c.a.c. entre estribos.

En el armado de los estribos, la distancia entre cuadro a cuadro es de 20 cm c.a.c., la separación de estribos debería ser de 25 cm, por lo que el armado de cortante para la columna para este análisis es aprobatorio.



REVISIÓN DE MURO



El muro tiene un máximo de esfuerzo cortante de $F_{uxy} = 37.77 T$, para obtener la carga cortante actuante P_{uxy} se multiplica por el ancho y por el largo del muro.

$$P_{uxy} = 37.77T(0.2m)(4.35m) = 32.86T$$

Se obtiene también la fuerza cortante de diseño de la mampostería según las NTC

$$V_{mR} = FR(0.85v_m * A_t)$$

A_t = Área bruta de la sección transversal del muro.

FR = se tomará 0.7

v_m = resistencia de diseño a compresión para tabique de barro recocido.

$$V_{mR} = 0.7(0.85)(3.5kg/cm^2) * (435)(20) = 18,117.75kg = 18.12T$$

$$32.86 > 18.12 \quad ; \quad P_{uxy} > V_{mR}$$

El esfuerzo cortante actuante en los muros es mayor que el esfuerzo resistente, y se concluye que los muros son los que están absorbiendo el problema de la torsión, al igual que en el anterior análisis por lo que se tendrá que corregir este problema en muros y en todo el edificio.



REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS

Se revisaron los desplazamientos que experimento el edificio para este análisis, comprobando si estos se encuentran dentro de los límites permitidos por el Reglamento.

Desplazamientos Totales Espectro de la Cd. de Uruapan, Mich.

Nivel	Altura	Total	Real (Total* Q)		Desplazamientos Totales Permisibles
11	31.41	11.8	18.88	>	18.846
10	28.35	10.67	17.072	>	17.01
9	25.37	9.86	15.776	>	15.222
8	22.52	8.87	14.192	>	13.512
7	19.685	7.78	12.448	>	11.811
6	16.835	6.54	10.464	>	10.101
5	13.97	5.28	8.448	>	8.382
4	11.12	3.98	6.368	<	6.672
3	8.28	2.72	4.352	<	4.968
2	5.43	1.52	2.432	<	3.258
1	2.4	0.37	0.592	<	1.44

Tabla 44.- Desplazamientos Totales, Espectro de la Cd. de Uruapan, Mich.

Los desplazamientos permisibles totales, se obtienen multiplicando la altura total del edificio (h), por un factor en este caso 0.006, por que tenemos elementos susceptibles de daños ligados a la estructura. (REF.12)

En este caso se observa que los desplazamientos totales reales de los últimos niveles obtenidos en el análisis, no están dentro de los límites permisibles.

Desplazamientos Relativos Espectro de la Cd. de Uruapan, Mich.

Nivel	Altura	Altura de entrepiso	Relativos reales		Desplazamientos Relativos Permisibles
11	31.41	3.06	1.808	<	1.836
10	28.35	2.98	1.296	<	1.788
9	25.37	2.85	1.584	<	1.71
8	22.52	2.835	1.744	>	1.701
7	19.685	2.85	1.984	>	1.71
6	16.835	2.865	2.016	>	1.719
5	13.97	2.85	2.08	>	1.71
4	11.12	2.84	2.016	>	1.704
3	8.28	2.85	1.92	>	1.71
2	5.43	3.03	1.84	>	1.818
1	2.4	2.4	0.592	<	1.44

Tabla 45.- Desplazamientos Relativos, Espectro de la Cd. de Uruapan, Mich.

Los desplazamientos permisibles relativos, se obtienen multiplicando la altura de entrepiso, por el factor en este caso 0.006. (REF.12)

Se observa que los desplazamientos relativos reales obtenidos en los niveles intermedios del edificio, no están dentro de los límites permisibles.



En conclusión el edificio cumple por resistencia utilizando el Espectro de Diseño del Edo. de Michoacán, pero no así con el Espectro de Diseño de Uruapan, Mich., este ultimo no es el oficial, pero es producto de un estudio publicado y avalado por una institución tan importante como lo es la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo (REF. 14), y se pretende que a futuro sea con el que se diseñe en la zona, por lo que se hace una propuesta de reforzamiento al edificio para que cumpla con los requisitos de este último.

Se realizó el análisis modal para el edificio, para obtener todas las características de las fuerzas actuantes en el mismo, ya que el programa no nos da las excentricidades que se generan en este, por lo que se hizo para ambos espectros y se comprobó que el gran problema del edificio es la torsión. Al obtener que las excentricidades resultantes en cada entrepiso rebasan el límite permisible, que es el 20% del área en planta, el refuerzo propuesto tendrá que disminuir estas excentricidades y lograr con esto reducir la torsión en el edificio, además de lograr que los desplazamientos entren dentro de los límites permisibles.

Las excentricidades presentadas en la Tabla 46, son las obtenidas en este análisis, y se observa que la mayoría de ellas rebasan el límite permisible para ambas direcciones.

Excentricidades por entrepiso		
NIV.	es Xi (m)	es Yi (m)
11	-7.352614	-6.076843
10	-5.444307	-4.028965
9	-5.803454	-3.812999
8	-5.921273	-3.754499
7	-6.071448	-3.700525
6	-6.083461	-3.626711
5	-6.115777	-3.423577
4	-6.087512	-3.104217
3	-5.882169	-2.457387
2	-5.339298	-4.419175
1	-3.97402	-3.463642

es Xi Permitida	es Yi Permitida
3.82	2.642

Tabla 46.- Excentricidades de entrepiso.





CAPÍTULO 7

Propuesta de Reforzamiento

7.- PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DEL EDIFICIO

Conforme la metodología descrita en el capítulo 1, se determino el nivel de seguridad de la estructura mediante una evaluación detallada y los resultados de los niveles de evaluación 1, 2, y 3, no son aprobatorios cuando se utiliza para fin de análisis el espectro de Uruapan.

Cabe destacar que para el espectro del Estado de Michoacán el edificio si pasa los niveles de evaluación, pero se genera una gran torsión en el edificio, por lo que se decidió, hacer una propuesta en la que se refuercen los elementos estructurales en los que se encuentre deficiencia.

Para nuestro caso los niveles de seguridad nos indican que la deficiencia de estos elementos se debe a la gran torsión que se está generando, y se comprueba por las excentricidades resultantes en el edificio que rebasan el límite permisible, por lo que la propuesta de reforzamiento deberá tomar muy en cuenta la torsión.

Los daños sísmicos a estructuras importantes no solo debe interesar a ingenieros, sino también a la sociedad en general, por motivos obvios.

Existe una gran cantidad de información en diseño sismorresistente en comparación a la información referente a la reparación y reforzamiento de estructuras; por este motivo el presente trabajo servirá como una fuente de información y aportará ideas, cuya aplicación será particular, debido a que cada aplicación dependerá de cada caso particular y a las variables del problema.

La necesidad de reparar o reforzar una estructura, restaurando su seguridad y aumentando su vida útil, es una actividad muy importante, debido a que las estructuras cada vez son expuestas a solicitaciones sísmicas de diversa intensidad.

Existen varios criterios para seleccionar la alternativa mas adecuada para la reparación de la estructuras de acuerdo a las características específicas de la estructura evaluada y diagnosticada.

El análisis y el diseño del modelo estructural, así como la construcción del refuerzo deben realizarse considerando:

1. Aspectos físicos y funcionales.
2. Aspectos de seguridad estructural.
3. Sistemas constructivos.
4. Costo de intervención



1.- Aspectos físicos y funcionales:

- ⊕ El sistema de refuerzo no debe de afectar la operatividad del edificio.

2.- Aspectos de seguridad estructural:

- ⊕ Reducir la vulnerabilidad a niveles aceptables que permitan el funcionamiento del edificio después de un sismo.
- ⊕ Las estructuras antiguas de concreto armado deben ser reforzadas al nivel de las normas recientes, utilizando diversos métodos que existen para tal fin.
- ⊕ Los daños y pérdidas pueden ser mayores en futuros sismos en reparaciones inadecuadas.
- ⊕ Usualmente es más fácil reforzar un edificio sin daños en comparación a una estructura ya dañada.

3.- Sistemas constructivos:

- ⊕ Las técnicas de reparación utilizadas deben de tener en cuenta varios factores tales como la seguridad, costos, condiciones de obra, plazos, medio ambiente, personal técnico, etc.
- ⊕ La reparación tiene que ser una acción de fondo para corregir las causas del defecto y tiene que ser dirigida por un ingeniero competente. Se debe desterrar la idea de dejar al “maestro de obra” a tomar decisiones, debido a que no siempre da buenos resultados.

4.- Costo de intervención:

- ⊕ La intervención al edificio debe reducir la vulnerabilidad existente, atendiendo a los problemas de comportamiento existentes.
- ⊕ La reestructuración estructural pretende lograr:
 - ⊕ Aumento de resistencia.
 - ⊕ Aumento de rigidez y por lo tanto disminución de los desplazamientos.
 - ⊕ Aumento de la ductilidad
 - ⊕ Lograr una distribución adecuada de fuerzas entre los diferentes elementos resistentes, tanto en planta como en altura.

Los sistemas usuales de refuerzo de estructuras suelen recurrir a la inserción de los siguientes elementos adicionales.

- ⊕ Muros en el exterior del edificio.
- ⊕ Muros en el interior del edificio.
- ⊕ Muros de relleno de pórticos.
- ⊕ Pórticos contrafuertes.
- ⊕ Pórticos arriostrados.
- ⊕ Encamisado de columnas y vigas.



7.1.- SISTEMAS USUALES DE REFUERZO DE ESTRUCTURAS

MUROS EN EL EXTERIOR DEL EDIFICIO

Esta solución se emplea generalmente cuando las limitaciones de espacio y continuidad de uso del edificio hacen preferible el trabajo en la periferia. Para asegurar la transmisión de esfuerzos se emplean vigas colectoras en los bordes de la losa. No es recomendable para edificios muy largos.

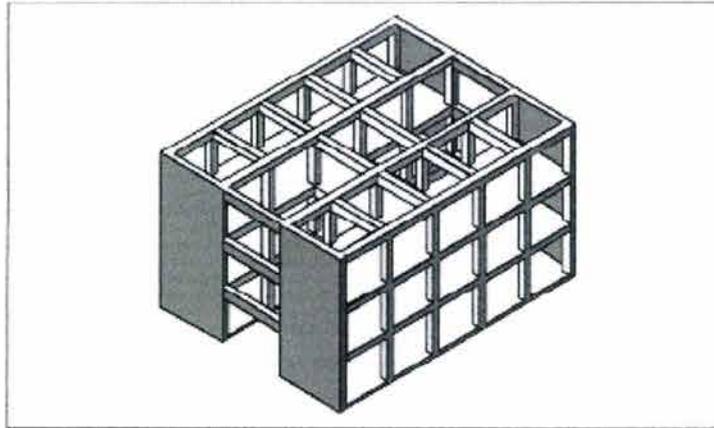


Fig. 65.- Muros estructurales en la periferia del edificio.

MUROS EN EL INTERIOR DEL EDIFICIO

Se usan cuando las posibilidades de trabajo en el interior del edificio lo permitan, son una alternativa de consideración en edificios largos, en los cuales la flexibilidad del diafragma deba ser reducida, se insertan por medio de perforaciones en los diafragmas a través de las cuales pasan las barras de refuerzo.

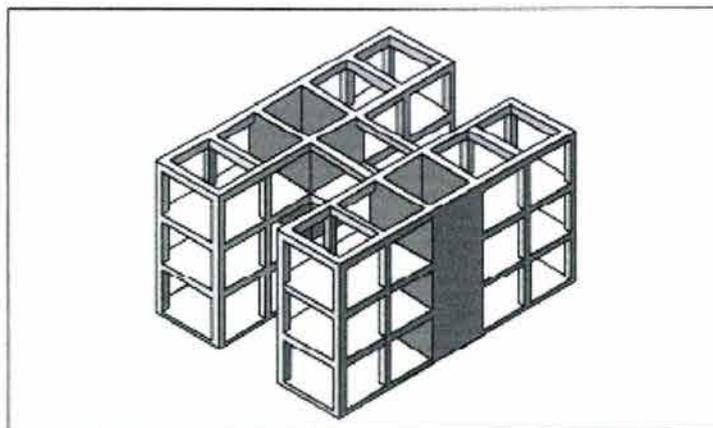


Fig. 66.- Muros estructurales el interior del edificio.



MUROS DE RELLENO DE PÓRTICOS

Pueden usarse tanto interiores como exteriores, es una solución práctica al problema de rigidez y resistencia es el relleno de vanos de pórticos con muros de concreto o de mampostería reforzada. Debido a la unión con la columna, los esfuerzos en éstas cambiarán sustancialmente. Si el refuerzo de la columna es suficiente para el nuevo estado, la unión con el muro podrá realizarse solamente por medio de pasadores soldados, en caso contrario, se debe construir un encamisado de la columna, monolítico con el muro.

PÓRTICOS CONTRAFUERTES

A diferencia de los elementos anteriores su colocación es perpendicular a la cara del edificio. Aportan rigidez, y además son útiles para tomar el momento de vuelco de los edificios esbeltos. Debido a las limitaciones de espacio no siempre son factibles.

PÓRTICOS ARRIOSTRADOS

Otra de las soluciones frecuentes es incluir varios pórticos de acero con diagonales anclados fuertemente a los diafragmas, como sustituto de los muros de rigidez.

ENCAMISADO DE COLUMNAS Y VIGAS

Empleado para sistemas de pórtico, este sistema se realiza sobre una gran parte de las columnas y vigas de un edificio, con el fin de aumentar tanto su rigidez como su resistencia y ductilidad.

MUROS EN EL INTERIOR DEL EDIFICIO

Se usan cuando las posibilidades de trabajo en el interior del edificio lo permitan, son una alternativa de consideración en edificios largos, en los cuales la flexibilidad del diafragma deba ser reducida, se insertan por medio de perforaciones en los diafragmas a través de las cuales pasan las barras de refuerzo.

CONTROL DE VIBRACIONES

Las técnicas de aislamiento de base y control de vibración han tenido un incremento notorio en su uso en edificios localizados en zonas sísmicas, como alternativa a la disipación de energía, por medio de la tolerancia de daño por ingreso de elementos estructurales en el campo no lineal. Esto los convierte en sistemas que sin duda llegarán a ser de gran importancia en la construcción de edificios en general debido a las crecientes exigencias en la seguridad estructural y no estructural ante sismos fuertes, y de comodidad ante vibraciones ambientales.



Soluciones de reforzo	Beneficios
Muros incorporados	Aumento de resistencia y reducci3n de la deriva
Adici3n de diagonales o arriostramientos	Aumento de resistencia y reducci3n de la deriva
Adici3n de contrafuertes	Confinamiento y reducci3n de la deriva
Adici3n de p3rtico interior o exterior resistente al momento	Confinamiento y reducci3n de la deriva
Rehabilitaci3n completa	Alta capacidad sismo resistente y control de da1o convencional
Aislamiento en la base del edificio	Protecci3n de la edificaci3n mediante el control del da1o

Fig. 67.- Soluciones de reforzo de edificios.



7.2.- ELECCIÓN DEL SISTEMA DE REFUERZO PARA EL EDIFICIO

El sistema de refuerzo a elegir depende de la configuración estructural del edificio, en este caso el primer punto notorio en nuestra estructura es la gran rigidez de los marcos 1 y A, generada por los muros de mampostería de 20cm de ancho que contienen y que hace que la rigidez sea muy superior a los otros marcos, además por la ubicación característica de estos se genera una gran torsión en el edificio.

Lo que se quiere lograr con este reforzamiento es un aumento en la rigidez y por lo tanto disminución de los desplazamientos, y también el lograr una distribución adecuada de las fuerzas entre los diferentes elementos resistentes, tanto en planta como en altura.

La posición de los muros en la planta nos indican que se debe aumentar la rigidez de los marcos D, y 4, con el fin de disminuir desplazamientos y distribuir las fuerzas en el edificio más uniformemente.

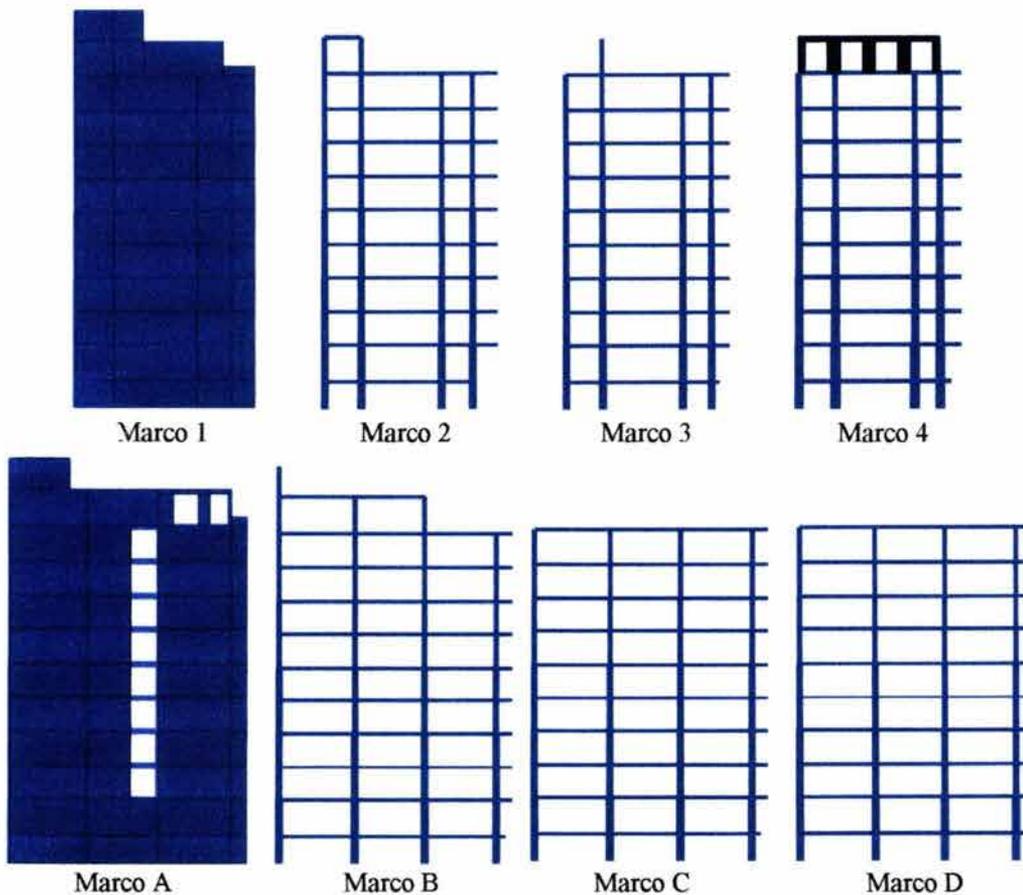


Fig. 68.- Marcos del edificio en estudio.



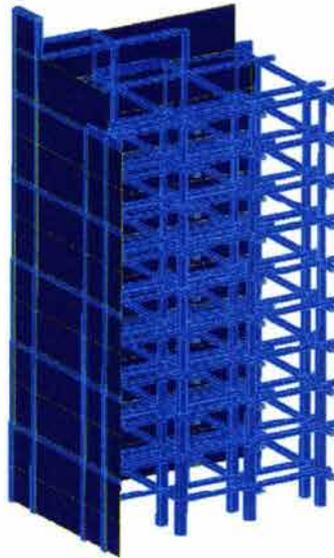


Fig. 69.- Vista de la localización de los muros actuales en la estructura del edificio en estudio.

En la figura se muestra la gran torsión que se genera debido a la gran rigidez que tienen los muros 1, y A con respecto a los otros, por lo que se propone restringirla aumentando la rigidez de los marcos D y 4 aumentando la sección de los elementos resistentes, lográndose con esto reducir la torsión del edificio.

Es una solución práctica al problema y se considera la mejor solución, ya que no tenemos espacio para lograr reforzarlo con estructuras exteriores.

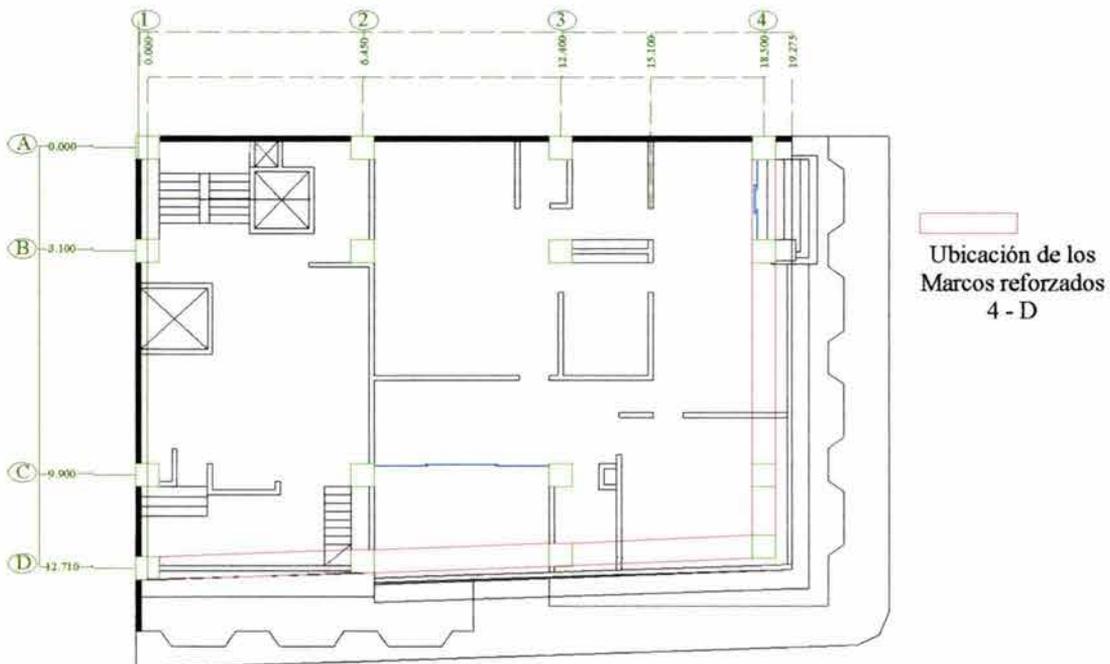


Fig. 70.- Ubicación del Reforzamiento propuesto para el edificio.



En la elección del reforzamiento se utilizó el análisis modal para conocer las excentricidades resultantes y llevar estas a niveles permisibles para no tener torsión en el edificio, las columnas se elevaron a una sección de 90 x 90 en toda la altura, y las trabes se peraltaron hacia abajo quedando en forma de T como se muestra en la Fig. siguiente, esta solución fue colocado en los Marcos 4, y D.

Las excentricidades resultantes se dan con el centro de torsión menos el centro de cortante

El centro de Torsión se obtiene sumando las rigideces de cada uno de los marcos multiplicados por su respectiva distancia a un punto, en este caso al punto formado por la columna 1, y se divide entre la sumatoria de las rigideces de todos los marcos en esa dirección, esto se hace en cada entrepiso.

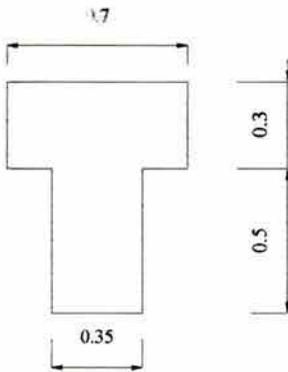


Fig. 71.-Sección T propuesta.

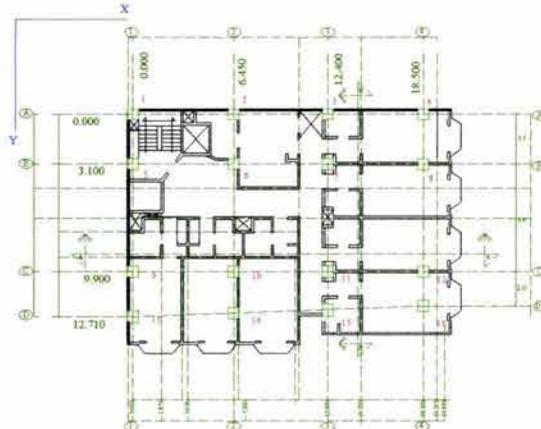


Fig. 72.-Planta del edificio.

NIVEL	Kn A	Kn B	Kn C	Kn D	Kn E	ΣK_n
11	99.458	3.814	0.000	144.737	0.000	248.008
10	129.310	7.327	10.414	218.750	8.117	373.919
9	163.755	9.248	12.857	230.769	15.323	431.952
8	192.308	10.597	13.932	220.930	21.497	459.263
7	212.264	11.239	14.214	210.280	27.200	475.197
6	238.095	12.397	15.420	205.645	33.670	505.227
5	256.176	13.625	16.691	205.882	42.776	535.150
4	279.070	15.440	18.803	206.897	57.647	577.856
3	302.885	18.639	22.569	214.286	88.435	646.814
2	335.052	25.753	31.142	237.226	0.000	629.172
1	634.615	86.842	103.383	660.000	0.000	1484.841

NIVEL	Kn 1	Kn 2	Kn 3	Kn 4	ΣK_n
11	63.953	6.017	2.460	43.651	116.081
10	88.983	12.470	11.680	80.769	193.902
9	120.968	15.389	15.106	107.143	258.605
8	145.038	17.683	17.593	122.581	302.895
7	164.234	18.777	18.797	133.136	334.943
6	186.131	21.102	21.197	142.458	370.889
5	204.380	22.803	22.970	154.696	404.849
4	227.273	25.595	25.853	167.598	446.319
3	244.186	29.920	30.230	186.391	490.727
2	264.228	39.970	40.388	215.232	559.818
1	523.810	127.364	128.455	600.000	1379.628

CENTRO DE TORSIÓN

NIVEL	XTn (m)	YTn (m)
11	7.554	7.465
10	8.868	8.059
9	8.773	7.620
8	8.584	7.104
7	8.411	6.750
6	8.182	6.432
5	8.136	6.333
4	8.035	6.274
3	8.184	6.452
2	8.468	5.409
1	9.796	6.520

Tabla 47.- Centro de Torsión en cada entrepiso en el edificio en estudio.



Para el centro de cortante se obtienen los cortantes de entrepiso del análisis modal y de estos las fuerzas sísmicas que es la diferencia de los cortantes de entrepisos consecutivos, también se ocupa el centro de masas del edificio X_i y Y_i y se realiza la siguiente tabla en la que se multiplican las fuerzas sísmicas por el centro de masas, para $F_{iy} \cdot X_i$ y $F_{ix} \cdot Y_i$ y se realiza la sumatoria de estas fuerzas, para obtener el centro de cortante X_{Vci} y Y_{Vci} se realizan las siguientes operaciones.

$$X_{Vci} = \frac{\sum F_{iy} X_i}{V_{iy}} \quad Y_{Vci} = \frac{\sum F_{ix} Y_i}{V_{ix}}$$

CENTRO DE CORTANTE												
NIV.	FUERZAS SÍSMICAS		FUERZAS CORTANTES		Xi	Yi	FiyXi	FixYi	ΣFiyXi	ΣFixYi	XVci	YVci
	Fix	Fiy	Vix	Viy								
11	10.02	18.35	10.02	18.35	9.99	6.35	183.27	63.66	183.27	63.66	9.99	6.35
10	34.56	42.53	44.58	60.88	10.02	6.33	426.22	218.93	609.49	282.60	10.01	6.34
9	39.57	38.86	84.16	99.73	10.02	6.33	389.44	250.69	998.93	533.29	10.02	6.34
8	39.01	37.88	123.17	137.61	10.02	6.33	379.68	247.10	1378.61	780.40	10.02	6.34
7	33.83	31.78	157.00	169.40	10.02	6.33	318.55	214.33	1697.17	994.73	10.02	6.34
6	32.44	29.15	189.44	198.55	10.02	6.33	292.21	205.48	1989.38	1200.21	10.02	6.34
5	24.76	22.29	214.20	220.84	10.02	6.33	223.36	156.88	2212.74	1357.09	10.02	6.34
4	20.37	18.30	234.57	239.14	10.02	6.33	183.45	129.05	2396.19	1486.14	10.02	6.34
3	13.82	12.22	248.39	251.36	10.02	6.33	122.44	87.55	2518.63	1573.69	10.02	6.34
2	7.95	6.54	256.34	257.90	9.87	6.34	64.57	50.37	2583.19	1624.05	10.02	6.34
1	2.31	1.79	258.65	259.69	9.99	6.34	17.89	14.64	2601.08	1638.70	10.02	6.34

Tabla 48.- Centro de Cortante en cada entrepiso en el edificio en estudio (Ton - m).

Para la obtención de las excentricidades se realiza la diferencia del Centro de Torsión menos el centro de cortante y se comprueba si estas están dentro del límite permisible del 20% de la longitud en planta en esa dirección.

NIVEL	CENTRO DE TORSIÓN(m)		CENTRO DE CORTANTE (m)		EXCENTRICIDADES (m)	
	XTn	YTn	XVci	YVci	es Xi	es Yi
11	7.554	7.465	9.99	6.35	-2.433	1.114
10	8.868	8.059	10.01	6.34	-1.144	1.720
9	8.773	7.620	10.02	6.34	-1.243	1.283
8	8.584	7.104	10.02	6.34	-1.434	0.768
7	8.411	6.750	10.02	6.34	-1.608	0.414
6	8.182	6.432	10.02	6.34	-1.838	0.096
5	8.136	6.333	10.02	6.34	-1.884	-0.002
4	8.035	6.274	10.02	6.34	-1.985	-0.062
3	8.184	6.452	10.02	6.34	-1.836	0.116
2	8.468	5.409	10.02	6.34	-1.549	-0.926
1	9.796	6.520	10.02	6.34	-0.221	0.185

es Xi	es Yi
Permitida	Permitida
3.82	2.642

Tabla 49.- Excentricidades resultantes en cada entrepiso en el edificio en estudio.

Con la solución propuesta, se obtuvieron excentricidades dentro de los límites permisibles, por lo que se acepta el reforzamiento de los marcos 4 y D.



7.3.- REFORZAMIENTO DEL EDIFICIO

7.3.1.- COLUMNAS

Para el reforzamiento de las columnas se utilizará la que tiene los elementos mecánicos más críticos, que correspondieron a la numero 16 que es la de esquina.

COLUMNA No. 16

FUERZAS FINALES EN COLUMNA REFORZADA										
COLUMNA	16	MIEMBRO STAAD				16	UNIDADES		T-m	
CONDICION	CM+CV	CP+SISX+.3SISZ	CP+SISX-.3SISZ	CP-SISX+.3SISZ	CP-SISX-.3SISZ	CP+.3SISX+SISZ	CP+.3SISX-SISZ	CP-.3SISX+SISZ	CP-.3SISX-SISZ	
AXIAL	653.24	377.42	277.73	272.60	372.29	455.77	418.10	423.23	450.64	
CORTANTE Y	3.86	18.52	16.86	16.86	15.15	9.24	3.73	0.37	9.24	
CORTANTE Z	0.25	10.55	0.24	0.24	10.82	18.97	15.66	15.39	18.7	
TORSION	0.03	0.79	0.67	0.67	0.76	0.42	0.04	0.01	0.42	
MOMENTO Y	3.52	28.39	1.31	0.65	25.36	50.65	39.61	42.65	47.62	
MOMENTO Z	3.70	47.43	42.93	2.44	44.52	22.19	7.18	3.95	18.95	

Se revisa la columna con su armado de acero real y con un recubrimiento de concreto de 15 cms.

COLUMNA REFORZADA PARA EL ESPECTRO DE URUAPAN

Columna No.	16	$f_c =$	250 kg/cm ²
Miembro No.	16	$f_y =$	4200 kg/cm ²
Dimension b=	0.9 m		
Dimension h=	0.9 m	d/b=	0.928571429
$P_u =$	455.77 T	d/b=0.9	
$M_x =$	22.19 T/m		
$M_y =$	50.65 T/m		
$A_s =$	12 vars. De 1" 60.84	$e = A_s / b \cdot h =$	0.008918519
	4 vars. De 3/4" 11.4	$q = e / f_y \cdot f_c =$	0.220339869
	$A_s =$		72.24
$e_x = M_x / P_u =$	0.048686838	$e_x / b =$	0.054096486
$e_y = M_y / P_u =$	0.111130614	$e_y / h =$	0.12347846
De Gráfica	$q = 0.220339869$	$K_x = 1.08$	
	$e_x / b = 0.054096486$	$K_y = 0.9$	
	$e_y / h = 0.12347846$		
	$FR = 0.7$		
$PR_x = FR \cdot K_x \cdot b \cdot h \cdot f_c =$	1041012	Kg	
$PR_y = FR \cdot K_y \cdot b \cdot h \cdot f_c =$	867510	Kg	
$PR_o = FR \cdot (A_c \cdot f_c + A_s f_y) =$	1167689.04	Kg	
$PR = \frac{1}{1 / PR_x + 1 / PR_y - 1 / PR_o}$	795585.5813	Kg	
$PR =$	795.5855813 Tn	>	455.77 Tn.

El armado en col. CUMPLE

Por lo que se observa que la columna ya resiste las diferentes combinaciones de carga con el concreto añadido, y este se reforzará con el mínimo de acero que sugieren las normas técnicas complementarias para concreto inciso 4.2.2. que es el 20/fy.



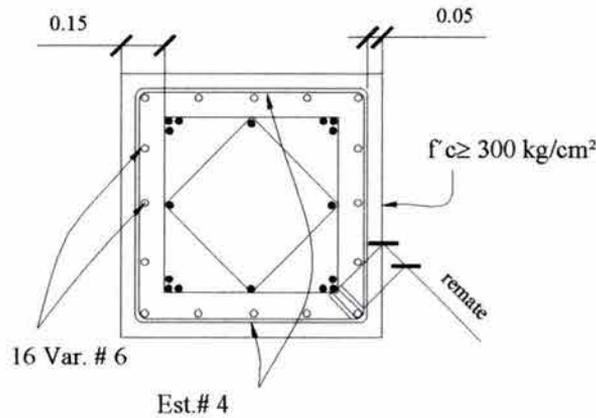
Por lo que nos queda un armado de:

$$\ell_{\min} = \frac{20}{f_y} = \frac{20}{4200} = 0.00476; \quad A_s = (0.00476)(90)(90) = 38.57 \text{ cm}^2$$

Suponiendo var. # 6 $A_s = 2.85 \text{ cm}^2$

$$\text{No. var} = \frac{38.6}{2.85} = 13.53$$

Se proponen para tener el mismo acero en las dos caras 16 vars. del # 6 para el armado de la camisa de concreto.



Para cortante:

Para miembros a flexocompresión y carga axial:

$$\text{Si } P_u < 0.7 f' c A_g + 2000 A_s$$

Donde:

P_u = Fuerza Axial de Diseño en Kg.

A_g = Área de la columna

A_s = Área de Acero de la capa más próxima a la cara Tensión o a Compresión mínima en secciones rectangulares.

En nuestro caso el área de acero quedará dado por el acero en la camisa de refuerzo que serán 5 varillas del # 6. $A_s \text{ var.} = 2.85 \text{ cm}^2$

$$A_s = 5(2.85) = 14.25 \text{ cm}^2$$

$$P_u = 455.77 \text{ Ton} = 455,770 \text{ kg}$$

$$P_u < 0.7 f' c A_g + 2000 A_s$$

$$455,770 \text{ kg} < 0.7(200)(90)^2 + 2000(14.25)$$

$$455,770 \text{ kg} < 0.7(200)(90)^2 + 2000(14.25)$$

$$455,770 \text{ kg} < 1,162,500 \text{ kg}$$



Por lo que se obtendrá la fuerza cortante que toma el concreto V_{CR} multiplicando las ecuaciones 2.17 o 2.18 del las NTC por un factor:

$$FR = 1 + 0.007 \left(\frac{Pu}{Ag} \right)$$

Por lo que nos queda:

$$FR = 1 + 0.007 \left(\frac{455,770Kg}{(90cm)^2} \right) = 1.39$$

$$\rho = \frac{As}{bd} = \frac{14.25}{90^2} = 0.0018$$

Por lo que utilizaremos la ecuación 2.17:

$$V_{CR} = FRbd(0.2 + 30\rho)\sqrt{f^*c}$$

$$V_{CR} = 0.7(90)(90)(0.2 + 30(0.0018))\sqrt{200} = 20367.22kg = 20.36Ton$$

Por lo que el VCR que soporta la columna es:

$$V_{CR}Col. = FR * V_{CR}$$

$$V_{CR}Col. = 1.39 * 20.36 = 28.3Ton$$

El VCR de diseño es 18.97 Ton < 28.3 Ton por lo que la columna se reforzara por cortante de acuerdo a:

La separación máxima de estribos no será mayor de:

Proponiendo var # 3, $As = 0.71 \text{ cm}^2$, $\phi_{var} = 0.95 \text{ cm}$

$$s1 = \frac{850db}{\sqrt{fy}} = \frac{850 * 1.9}{\sqrt{4200}} = 24.9cm$$

$$s2 = 48dv = 48 * 0.95cm = 45.6cm$$

$$s3 = \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45cm$$

donde:

db = diámetro de la varilla más delgada del paquete. En este caso var. del # 6, db = 1.9 cm.

dv = diámetro de la varilla del estribo.

h = dimensión menor de la columna.

Por lo que la separación se propondrá E # 3 a cada 25 cm c.a.c. entre estribos.



Se colocaran estribos también en las zonas de confinamiento en orillas de columna a una distancia de:

$$\frac{s}{2} = \frac{35}{2} = 12.5cm \approx 12cm$$

en una longitud de confinamiento mayor o igual a:

$$lc \geq \begin{cases} \frac{l}{6} = \frac{250}{6} = 41.6cm \\ 60cm \\ h1, h2 = 90cm \end{cases}$$

donde:

l = altura libre de entrepiso.

$h1, h2$ = ancho de columna en planta

Por lo que la zona de confinamiento será de 90 cm y el armado de columna encamisada queda así.

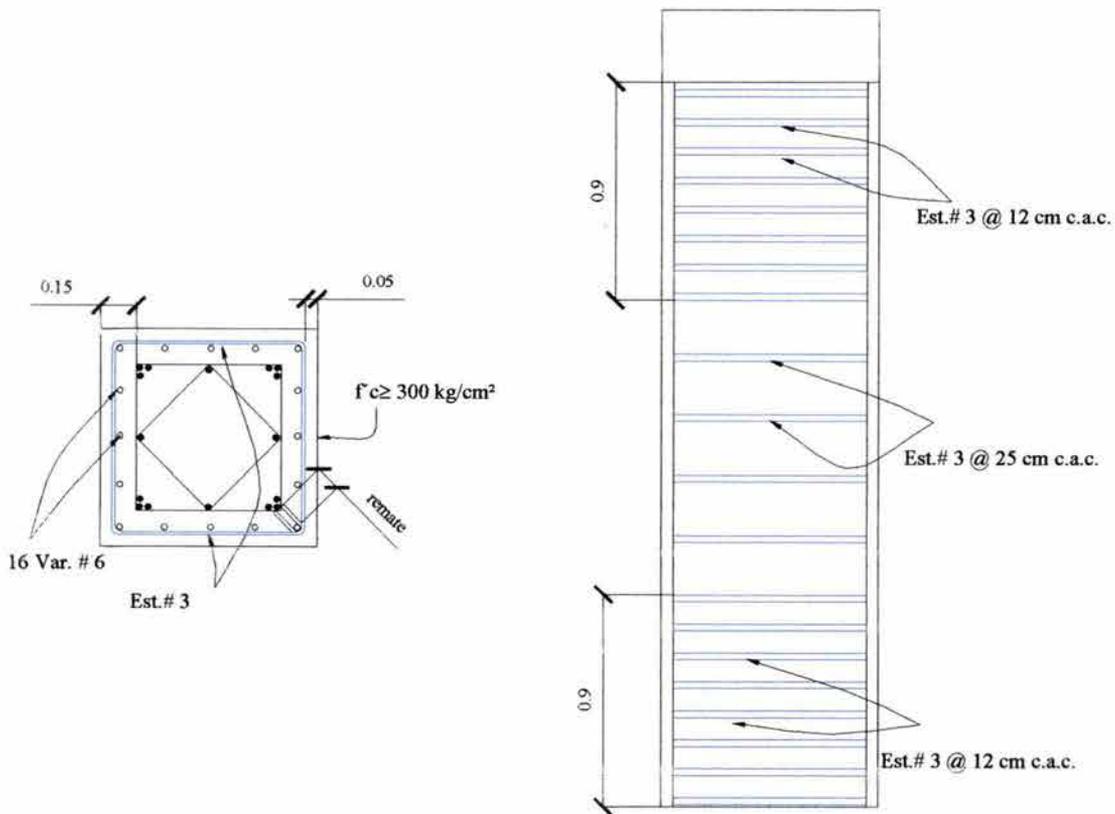


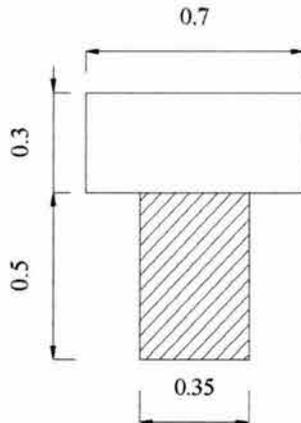
Fig.73.-Armado de columna reforzada.



7.3.2.- TRABE CON SECCIÓN T

7.3.2.1.- TRABE EJE D

La trabe se diseñara con los elementos mecánicos obtenidos en el análisis, como si estuviera trabajando solo la sección rectangular añadida, esto es con el fin de conseguir un armado conservador, independiente de la rigidez lateral.



Nivel	Mu (+)	Mu (-)	Cortante
10	11.87	18.94	11.21
9	12.08	19.08	11.41
8	12.24	19.21	12.75
7	12.38	19.39	13.24
6	14.16	19.52	13.56
5	18.33	19.84	13.81
4	19.31	19.96	13.82
3	21.20	20.08	13.82
2	22.18	21.15	13.89
1	24.57	22.94	13.96

Tabla 50.- Elementos mecánicos para Trabe Eje D.

DATOS:

Momento Último Positivo Mu(+) =	24.57	Ton-m
Momento Último Negativo Mu(-) =	-22.94	Ton-m
Resistencia del Concreto (f'c) =	250	Kg/cm ²
Ancho de Viga (b) =	35	cm
Peralte efectivo (d) =	45	cm
Esfuerzo de fluencia del acero =	4200	Kg/cm ²
Cortante =	13.96	T
Longitud con columna =	6.11	m

CONSTANTES:

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 0.8f'c = 0.8 \times 250 = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^{\wedge}c = 0.85 f^*c = 0.85 \times 200 = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\ell_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\ell_{\text{bal}} = \frac{f^*c}{fy} * \frac{4800}{fy + 600} = \frac{170}{4200} * \frac{4800}{4200 + 600} = 0.01905; \text{ como es zona sísmica}$$

$$\ell_{\max} = 0.75 * \ell_{\text{bal}} = 0.01429$$

Para momento Positivo:

$$\ell = 1 - \sqrt{1 - \frac{2MR}{FR * b * d^2 * f^{\wedge}c}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(24.57 \times 10^5)}{0.8 * 35 * 45^2 * 170}} = 0.0105$$

$$\ell_{\min} = 0.002635 < \ell_{\text{nec}} = 0.0105 < \ell_{\max} = 0.01429$$



Por lo que el Área de Acero necesaria es:

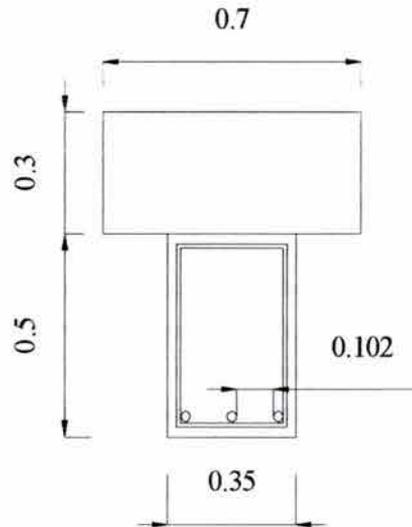
$$As_{nec} = p \times b \times d = 0.0105 \times 35 \times 45 = 16.6 \text{ cm}^2$$

El área de acero resistente de la viga para momento positivo, lecho inferior:

Usando Var. # 8 Área = 5.07

$$No. \text{ var.} = \frac{16.6}{5.07} = 3.3$$

Por lo que se proponen 3 varillas del # 8 (1"), en el lecho inferior para momento positivo.



Revisando que cumpla el Tamaño Máximo de Agregado =

Varilla #8; $\phi = 2.54\text{cm}$; como son 3; $2.54\text{cm} \times 3 =$	7.62 cm
Estribo # 3 $\phi = 0.95\text{cm}$; 2 Estribos =	1.9 cm
Recubrimiento de Trabe = $2.54\text{cm} \times 2 =$	5.08 cm
Total =	14.6 cm

Como tenemos de base 35 cm = $35 - 14.6 =$

En 2 espacios nos queda = $20.4/2 =$

Proponiendo un TMA de $\frac{3}{4}" = 2.86 \text{ cm} < 10.2 \text{ cm}$ por lo que cumple por separación de varillas.

Para momento Negativo:

$$\ell = 1 - \sqrt{1 - \frac{2MR}{FR * b * d^2 * f''c}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(22.94 \times 10^5)}{0.8 * 35 * 45^2 * 170}} = 0.0097$$

$$\ell_{\min} = 0.002635 < \ell_{nec} = 0.0097 < \ell_{\max} = 0.01429$$



Por lo que el Área de Acero necesaria es:

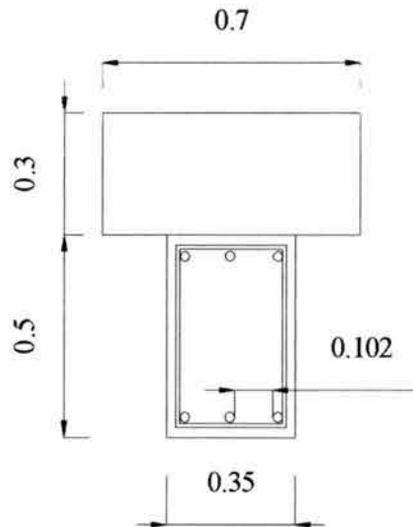
$$As_{nec} = p \times b \times d = 0.0097 \times 35 \times 45 = 15.33 \text{ cm}^2$$

El área de acero resistente de la viga para momento negativo, lecho superior:

Usando Var. # 8 Área = 5.07

$$No. \text{ var.} = \frac{15.33}{5.07} = 3.02$$

Por lo que se proponen 3 var. del # 8 (1"), en el lecho superior para momento negativo.



CORTANTE

$$\text{Cortante} = V_u = 13.96 \text{ T} = 13,960 \text{ Kg}$$

$$\text{Longitud con columna} = 6.11 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de trabe} = 6.11 - 0.90 = 5.21 \text{ m}$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$As = 3 \text{ vars. de } 1'' = 3 \times 5.07 = 15.21 \text{ cm}^2$$

$$e = \frac{As}{bd} = \frac{15.21}{(35)(45)} = 0.00966$$

Cortante que resiste la sección:

$$V_{cr} = FR(0.2 + 30e)bd\sqrt{f^*c}$$

$$V_{cr} = 0.8(0.2 + 30(0.00966))(35)(45)\sqrt{200} = 8726.26 \text{ kg}$$

$$V_u > V_{cr}$$

Por lo que se propone E # 3, 2 ramas ; $Av_v = 2(0.71) = 1.42 \text{ cm}^2$; $f_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$



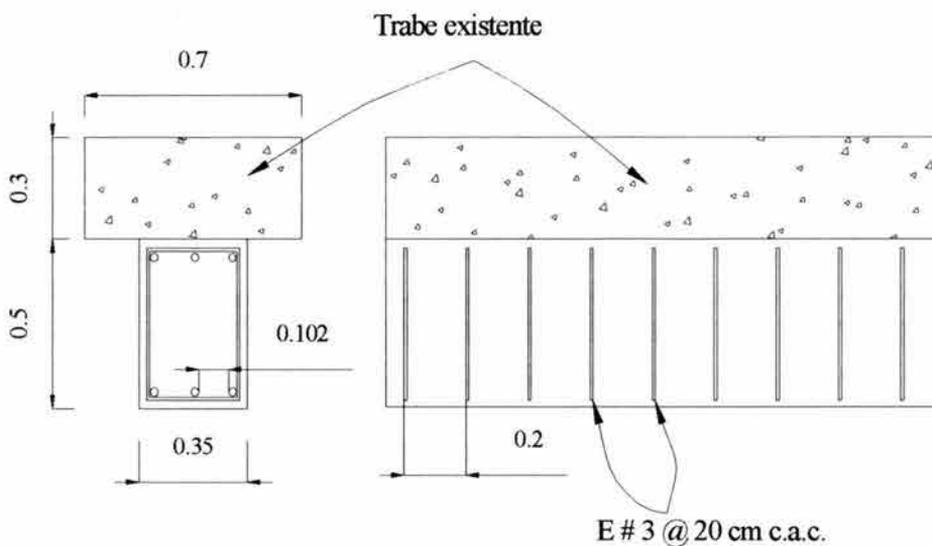
La separación de estribos será:

$$s = \frac{FR * A_{vv} * f_y * d}{V_u - V_{cr}} = \frac{0.8 * 1.42 * 2530 * 45}{13960 - 8726.26} = 24.71 \text{ cm}$$

$$s = \frac{FR * A_{vv} * f_y}{3.5b} = \frac{0.8 * 1.42 * 2530}{3.5(35)} = 23.46 \text{ cm}$$

$$s_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Por lo que se usará E # 3, 2 ramas @ 20 cm. c.a.c. $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ en toda la longitud de la trabe, ya que la separación que rigió es la mínima.



Esta nueva trabe se unirá a la existente por medio de conectores, que consisten en dos varillas de 1/2" a cada 40 cm c.a.c. (REF. 18), estos se colocaran perforando la trabe existente una distancia de $\geq 15 \text{ cm}$ y colocándolos con un concreto de fraguado rápido, girándolos para penetrar completamente con la varilla, este procedimiento se explica a detalle más adelante.

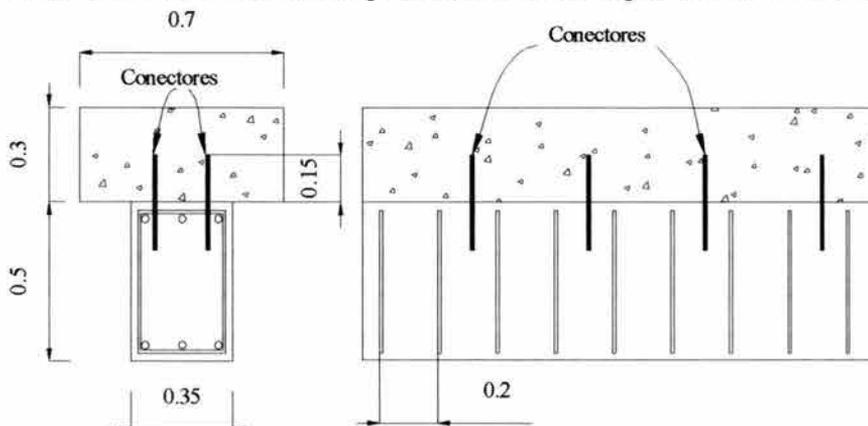
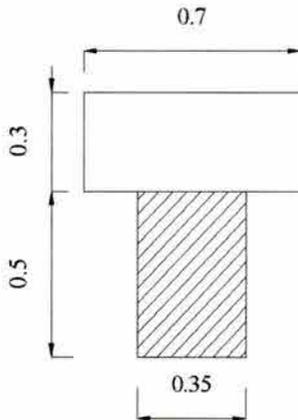


Fig. 74.-Armado de trabe Eje D reforzada.



7.3.2.2.- TRABE EJE 4



Nivel	Mu (+)	Mu (-)	Cortante
10	18.98	20.78	13.07
9	19.36	21.42	13.15
8	20.37	22.09	13.96
7	20.79	22.74	14.67
6	21.11	23.52	14.85
5	22.94	23.91	15.06
4	23.62	24.26	15.22
3	24.39	25.63	15.61
2	24.45	27.44	15.93
1	27.53	27.71	16.06

Tabla 51.- Elementos mecánicos para Trabe Eje 4.

DATOS:

Momento Último Positivo Mu(+) =	27.53	Ton-m
Momento Último Negativo Mu(-) =	-27.71	Ton-m
Resistencia del Concreto (f'c) =	250	Kg/cm ²
Ancho de Viga (b) =	35	cm
Peralte efectivo (d) =	45	cm
Esfuerzo de fluencia del acero =	4200	Kg/cm ²
Cortante =	16.06	T
Longitud con columna =	6.80	m

CONSTANTES:

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 0.8f'c = 0.8 \times 250 = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85 f^*c = 0.85 \times 200 = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\ell_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\ell_{\text{bal}} = \frac{f''c}{fy} * \frac{4800}{fy + 600} = \frac{170}{4200} * \frac{4800}{4200 + 600} = 0.01905; \text{ como es zona sísmica}$$

$$\ell_{\max} = 0.75 * \ell_{\text{bal}} = 0.01429$$

Para momento Positivo:

$$\ell = 1 - \sqrt{1 - \frac{2MR}{FR * b * d^2 * f''c}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(27.53 \times 10^5)}{0.8 * 35 * 45^2 * 170}} = 0.0121$$

$$\ell_{\min} = 0.002635 < \ell_{\text{nec}} = 0.0121 < \ell_{\max} = 0.01429$$



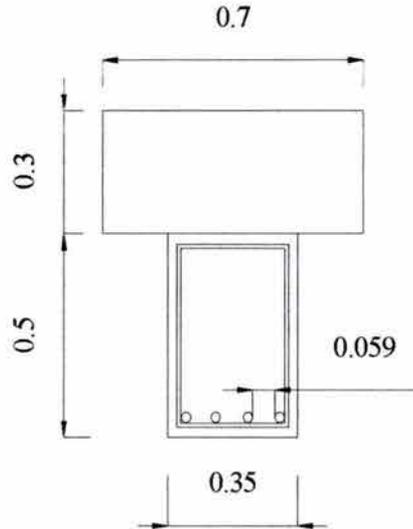
Por lo que el Área de Acero necesaria es:

$$A_{s\ nec} = p \times b \times d = 0.0121 \times 35 \times 45 = 19.02\text{ cm}^2$$

El área de acero resistente de la viga para momento positivo, lecho inferior:

$$\text{Usando Var. \# 8 \text{ \u00c1rea} = 5.07 \text{ si son 4 vars. \u00c1rea} = 20.28\text{ cm}^2$$

Por lo que se proponen 4 varillas del # 8 (1\u201d), en el lecho inferior para momento positivo.



Revisando que cumpla el Tama\u00f1o M\u00e1ximo de Agregado =
 Varilla #8; $\phi = 2.54\text{cm}$; como son 4; $2.54\text{cm} \times 4 = 10.16\text{ cm}$
 Estribo # 3 $\phi = 0.95\text{cm}$; 2 Estribos = 1.9 cm
 Recubrimiento de Trabe = $2.54\text{cm} \times 2 = 5.08\text{ cm}$
 Total = 17.14 cm

Como tenemos de base $35\text{ cm} = 35 - 17.14 = 17.86\text{ cm}$
 En 3 espacios nos queda = $17.86/3 = 5.95\text{ cm}$

Proponiendo un TMA de $\frac{3}{4}\text{''} = 2.86\text{ cm} < 5.95\text{ cm}$ por lo que cumple por separaci\u00f3n de varillas.

Para momento Negativo:

$$\ell = 1 - \sqrt{1 - \frac{2MR}{FR * b * d^2 * f''c}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(27.71 \times 10^5)}{0.8 * 35 * 45^2 * 170}} = 0.01217$$

$$\ell_{\min} = 0.002635 < \ell_{nec} = 0.01217 \ell_{\max} = 0.01429$$



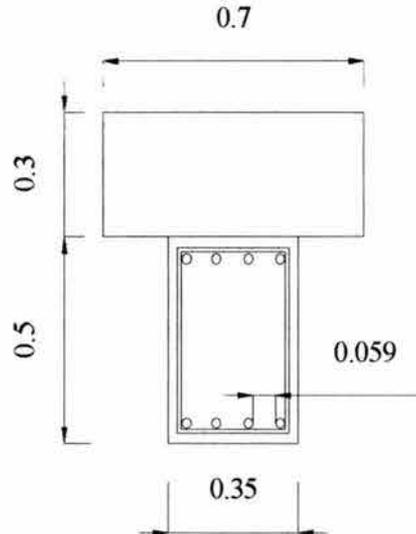
Por lo que el Área de Acero necesaria es:

$$As_{nec} = p \times b \times d = 0.01217 \times 35 \times 45 = 19.17 \text{ cm}^2$$

El área de acero resistente de la viga para momento negativo, lecho superior:

$$\text{Usando Var. \# 8 \text{ \AA}rea = 5.07 \text{ si son 4 vars. \text{ \AA}rea = 20.28 \text{ cm}^2}$$

Por lo que se proponen 4 var. del # 8 (1"), en el lecho superior para momento negativo.



CORTANTE

$$\text{Cortante} = V_u = 16.06 \text{ T} = 16,060 \text{ Kg}$$

$$\text{Longitud con columna} = 6.80 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de trabe} = 6.80 - 0.90 = 5.90 \text{ m}$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$As = 4 \text{ vars. de } 1'' = 4 \times 5.07 = 20.28 \text{ cm}^2$$

$$e = \frac{As}{bd} = \frac{20.28}{(35)(45)} = 0.012876$$

Cortante que resiste la sección:

$$V_{cr} = FR(0.2 + 30e)bd\sqrt{f * c}$$

$$V_{cr} = 0.8(0.2 + 30(0.012876))(35)(45)\sqrt{200} = 10447.08 \text{ kg}$$

$$V_u > V_{cr}$$

Por lo que se propone E # 3, 2 ramas ; $Avv = 2(0.71) = 1.42 \text{ cm}^2$; $f_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$



La separación de estribos será:

$$s = \frac{FR * Avv * fy * d}{Vu - Vcr} = \frac{0.8 * 1.42 * 2530 * 45}{16060 - 10447.08} = 23.04cm$$

$$s = \frac{FR * Avv * fy}{3.5b} = \frac{0.8 * 1.42 * 2530}{3.5(35)} = 23.46cm$$

$$s_{max} = \frac{d}{2} = \frac{45}{2} = 22.5cm \approx 20cm$$

Por lo que se usará E # 3, 2 ramas @ 20 cm. c.a.c. $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ en toda la longitud de la trabe, ya que la separación que rigió es la mínima.

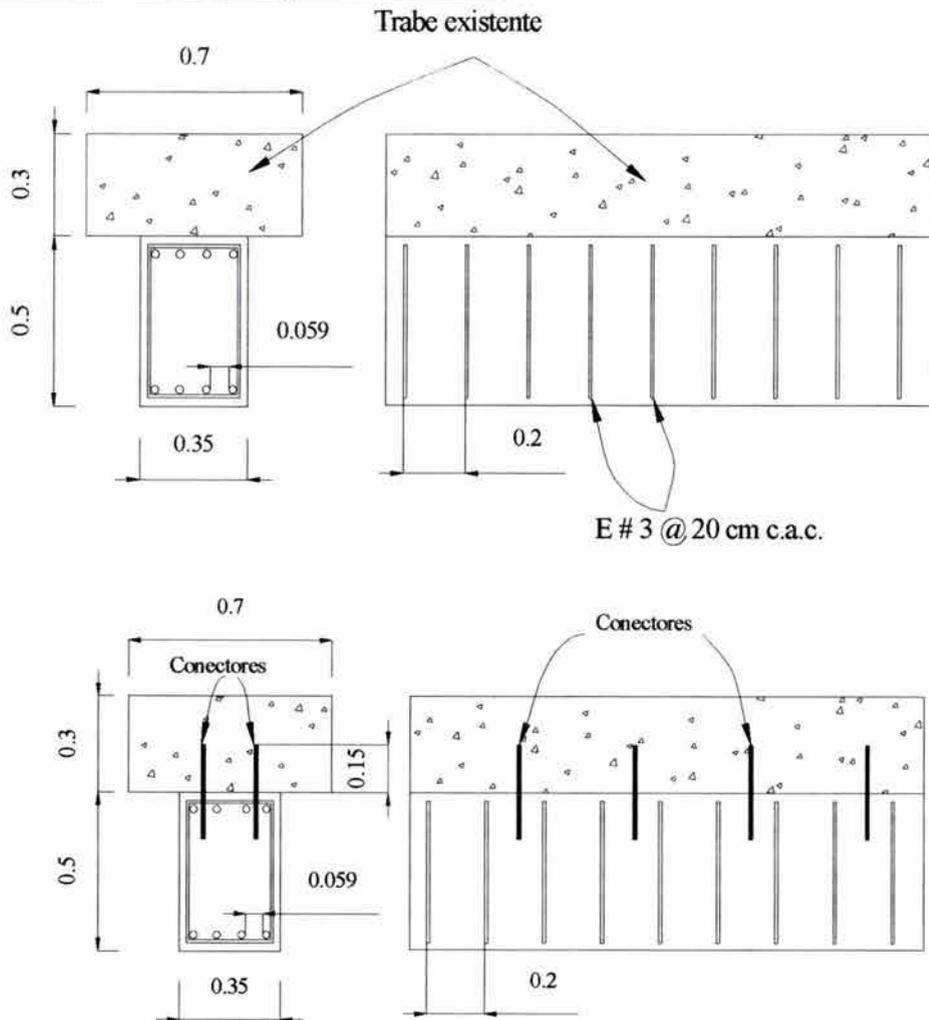


Fig. 75.-Armadura de trabe Eje 4 reforzada.



7.3.2.3.- REVISIÓN DE ARMADO DE TRABE EJE D

Para corroborar que las traveses resisten el momento al que están sometidas, se revisará por compatibilidad de equilibrio la más crítica en ambos ejes:

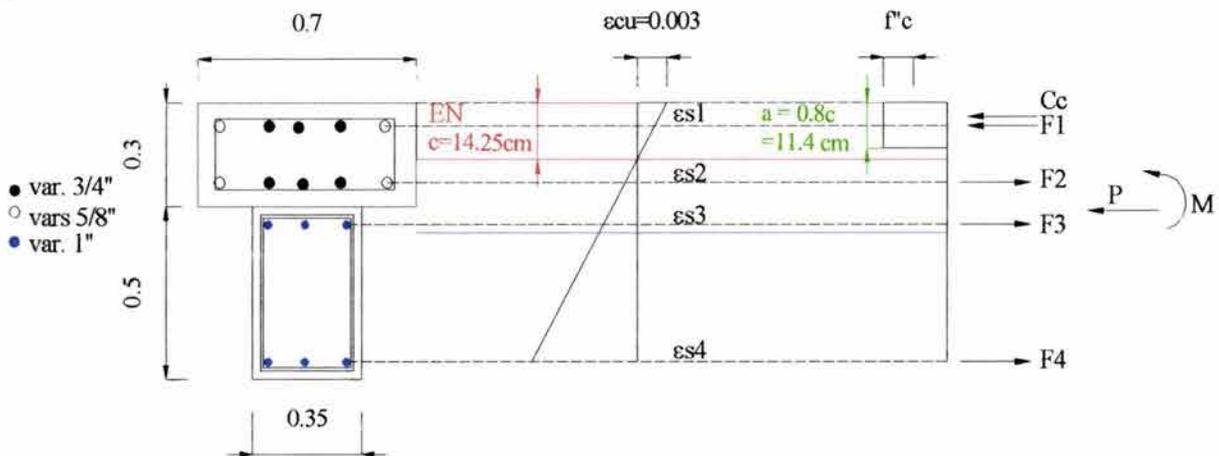


Fig. 76.-Diagrama de cálculo de momento resistente para Trabe D.

Datos:

$f'c=$	170	kg/cm ²
$E_{cu}=$	0.003	Concreto
$E_s=$	0.0021	Acero
$b_1=$	70	cm
$b_2=$	35	cm
$d_{Medio}=$	37.5	cm

Proponiendo un $c = 16.45$ cm

$c=$	14.25	cm
$a=$	11.4	cm
$d=$	11.4	cm

Donde:

$a = 0.8c$

$d =$ Peralte del concreto

Concreto		
$C_c = f'c * b_1 * d$		
$C_c =$	135660	kg

Donde:

$C_c =$ Fuerza resistente del concreto en el patín.

En este caso solo hay fuerza resistente del concreto en el alma por que el eje neutro no sobrepasa esta sección.



Para el acero se obtiene su distancia al Eje Neutro (EN) y el área de acero que esta colocado en cada lecho.

Acero		
Distancia desde la parte superior de la trabe a cada lecho	Distancia al EN	cm ²
7	7.25	12.51
23	8.75	12.51
35	20.75	15.21
75	60.75	15.21

Posteriormente por triángulos semejantes se revisa si el acero fluye.

Ejemplo para As1=

$$As1 = \frac{0.003 * 9.45}{16.45} = 0.001723$$

Por triángulos semejantes se revisa si el acero fluye				
As1=	0.001526316	<	0.0021	No fluye
As2=	0.001842105	<	0.0021	No fluye
As3=	0.004368421	>	0.0021	Fluye
As4=	0.012789474	>	0.0021	Fluye

Y se obtienen los esfuerzos en el acero multiplicando estos valores por el Módulo de Elasticidad del acero (2,100,000 kg/cm²).

$$f = \varepsilon * E$$

f = Esfuerzo en el acero.

ε = Esfuerzo de fluencia.

E = Módulo de Elasticidad del acero (2,100,000 kg/cm²).

	ε	E(kg/cm ²)	fs = E * ε	
fs1=	0.0017234	2,100,000	3205.263158	kg/cm ²
fs2=	0.00119453	2,100,000	3868.421053	kg/cm ²
fs3=	0.0021	2,100,000	4200	kg/cm ²
fs4=	0.0021	2,100,000	4200	kg/cm ²

Para obtener las fuerzas en el acero se multiplica este esfuerzo por el área de acero en cada lecho:

Fuerzas en el acero	Área de acero	fs	F (kg)
F1=	12.51	3205.26316	40097.8421
F2=	12.51	3868.42105	48393.9474
F3=	15.21	4200	63882
F4=	15.21	4200	63882



En este caso las fuerzas obtenidas resultantes fueron para compresión la suma del concreto trabajando y la fuerza en el acero F1 que corresponde al primer lecho, y para tensión los aceros F2, F3, y F4 que se encuentran debajo del EN.

Fuerzas Obtenidas

Compresion	$C = Cc1 + F1$	Cc1=	135660	kg
		F1=	40097.8421	kg
		Suma=	175757.842	kg

Tensión	$T = F2 + F3 + F4$	F2=	48393.9474	kg
		F3=	63882	kg
		F4=	63882	kg
		Suma =	176157.947	kg

C	≈	T	
175757.842	>	176157.9474	kg
175.757842	>	176.1579474	Ton

La suma de fuerzas de compresión es aproximadamente igual a la suma de fuerzas de tensión por lo que se procederá a calcular el momento que resiste la sección.

Calculando el Momento Resistente de la Sección			
	Fuerza (Ton)	Brazo (m)	Momento (Ton-m)
Cc1=	135.66	0.318	43.13988
F1=	40.09784211	0.305	12.22984184
F2=	48.39394737	0.145	7.017122368
F3=	63.882	0.025	1.59705
F4=	63.882	0.375	23.95575
	Suma =		87.93964421
			Ton-m

Momento Real en Trabe = 27.53 Ton-m

24.57 < 87.93964421

Por lo que el momento resistente de la trabe sobrepasa el real al que esta sometido.

*El brazo se calculo respecto a un eje que pasa por medio peralte.



7.3.2.4.- REVISIÓN DE ARMADO DE TRABE EJE 4

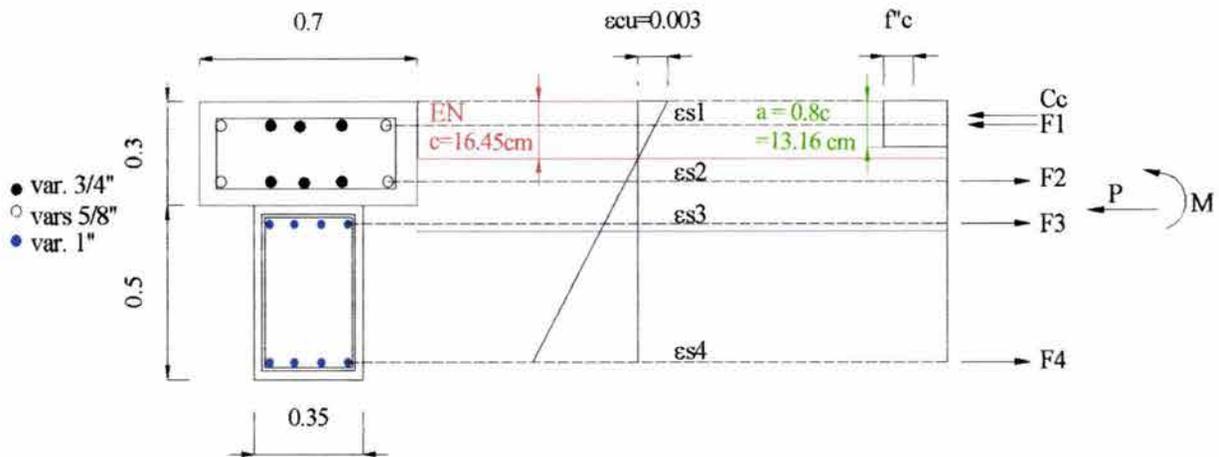


Fig. 77.-Diagrama de cálculo de momento resistente para Trabe 4.

Datos:

$f'c=$	170	kg/cm ²
$E_{cu}=$	0.003	Concreto
$E_s=$	0.0021	Acero
$b_1=$	70	cm
$b_2=$	35	cm
$d_{Medio}=$	37.5	cm

Proponiendo un $c = 16.45$ cm

$c=$	16.45	cm
$a=$	13.16	cm
$d=$	13.16	cm

Donde:

$a = 0.8c$

d = Peralte del concreto

Concreto		
$C_c = f'c * b_1 * d$		
$C_c =$	156604	kg

Donde:

C_c = Fuerza resistente del concreto.

En este caso solo hay fuerza resistente del concreto en el alma, porque el eje neutro no sobrepasa esta sección.



Para el acero se obtiene su distancia al Eje Neutro (EN) y el área de acero que esta colocado en cada lecho.

Acero		
Distancia desde la parte superior de la trabe a cada lecho	Distancia al EN	cm ²
7	9.45	12.51
23	6.55	12.51
35	18.55	20.28
75	58.55	20.28

Posteriormente por triángulos semejantes se revisa si el acero fluye.

Ejemplo para As1=

$$As1 = \frac{0.003 * 9.45}{16.45} = 0.001723$$

Por triángulos semejantes se revisa si el acero fluye				
As1=	0.001723404	<	0.0021	No fluye
As2=	0.001194529	<	0.0021	No fluye
As3=	0.003382979	>	0.0021	Fluye
As4=	0.010677812	>	0.0021	Fluye

Y se obtienen los esfuerzos en el acero multiplicando estos valores por el Módulo de Elasticidad del acero (2,100,000 kg/cm²).

$$f = \varepsilon * E$$

f = Esfuerzo en el acero.

ε = Esfuerzo de fluencia.

E = Módulo de Elasticidad del acero (2,100,000 kg/cm²).

	ε	E(kg/cm ²)	fs = E * ε	
fs1=	0.0017234	2,100,000	3619.148936	kg/cm ²
fs2=	0.00119453	2,100,000	2508.510638	kg/cm ²
fs3=	0.0021	2,100,000	4200	kg/cm ²
fs4=	0.0021	2,100,000	4200	kg/cm ²

Para obtener las fuerzas en el acero se multiplica este esfuerzo por el área de acero en cada lecho:

Fuerzas en el acero	Área de acero	fs	F (kg)
F1=	12.51	3619.14894	45275.5532
F2=	12.51	2508.51064	31381.4681
F3=	20.28	4200	85176
F4=	20.28	4200	85176



En este caso las fuerzas obtenidas resultantes fueron para compresión la suma del concreto trabajando y la fuerza en el acero F1 que corresponde al primer lecho, y para tensión los aceros F2, F3, y F4 que se encuentran debajo del EN.

Fuerzas Obtenidas

Compresión	$C = Cc1 + F1$	Cc1=	156604	kg
		F1=	45275.5532	kg
		Suma =	201879.553	kg
Tensión	$T = F2 + F3 + F4$	F2=	31381.4681	kg
		F3=	85176	kg
		F4=	85176	kg
		Suma =	201733.468	kg
	C	≈	T	
	201879.553	≈	201733.4681	kg
	201.879553	≈	201.7334681	Ton

La suma de fuerzas de compresión es aproximadamente igual a la suma de fuerzas de tensión por lo que se procederá a calcular el momento que resiste la sección.

Calculando el Momento Resistente de la Sección			
	Fuerza (Ton)	Brazo (m)	Momento (Ton-m)
Cc1=	156.604	0.3092	48.4219568
F1=	45.27555319	0.305	13.80904372
F2=	31.38146809	0.145	4.550312872
F3=	85.176	0.025	2.1294
F4=	85.176	0.375	31.941
	Suma =		100.8517134
			Ton-m

Momento Real en Trabe = 27.53 Ton-m

27.53 < 100.8517134

Por lo que el momento resistente de la trabe sobrepasa el real al que esta sometido.

*El brazo se calculo respecto a un eje que pasa por medio peralte.



REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS

Se revisaron los desplazamientos del edificio para cuando el edificio esta reforzado, comprobando si estos se encuentran dentro de los límites permitidos por el Reglamento.

Desplazamientos Totales Espectro de la Cd. de Uruapan, Mich.

Nivel	Altura	Total	Real (Total* Q)		Desplazamientos Totales Permisibles
11	31.41	4.58	7.328	<	18.846
10	28.35	4.04	6.464	<	17.01
9	25.37	3.72	5.952	<	15.222
8	22.52	3.36	5.376	<	13.512
7	19.685	2.96	4.736	<	11.811
6	16.835	2.51	4.016	<	10.101
5	13.97	2.03	3.248	<	8.382
4	11.12	1.53	2.448	<	6.672
3	8.28	1.04	1.664	<	4.968
2	5.43	0.57	0.912	<	3.258
1	2.4	0.15	0.24	<	1.44

Tabla 52.- Desplazamientos Totales, Espectro de la Cd. de Uruapan, Mich.

Los desplazamientos permisibles totales, se obtienen multiplicando la altura total del edificio (h), por un factor en este caso 0.006, por que tenemos elementos susceptibles de daños ligados a la estructura. (REF.12)

En este caso se observa que los desplazamientos totales reales de todos los niveles, están dentro de los límites permisibles.

Desplazamientos Relativos Espectro de la Cd. de Uruapan, Mich.

Nivel	Altura	Altura de entrepiso	Relativos reales		Desplazamientos Relativos Permisibles
11	31.41	3.06	0.864	<	1.836
10	28.35	2.98	0.512	<	1.788
9	25.37	2.85	0.576	<	1.71
8	22.52	2.835	0.64	<	1.701
7	19.685	2.85	0.72	<	1.71
6	16.835	2.865	0.768	<	1.719
5	13.97	2.85	0.8	<	1.71
4	11.12	2.84	0.784	<	1.704
3	8.28	2.85	0.752	<	1.71
2	5.43	3.03	0.672	<	1.818
1	2.4	2.4	0.24	<	1.44

Tabla 53.- Desplazamientos Relativos, Espectro de la Cd. de Uruapan, Mich.

Los desplazamientos permisibles relativos, se obtienen multiplicando la altura de entrepiso, por el factor en este caso 0.006. (REF.12)

Se observa que los desplazamientos relativos reales obtenidos, están dentro de los límites permisibles.



7.4.- DETALLES CONSTRUCTIVOS DEL REFUERZO

COLUMNA

⊕ Las columnas se encamisaran con concreto hasta lograr la dimensión de 0.9 m x 0.9 m, comenzando desde el nivel cero hasta el ultimo con las mismas dimensiones.

⊕ El comportamiento conjunto de una sección compuesta de concreto reforzado solo puede garantizarse mediante la transmisión adecuada del esfuerzo cortante rasante que se induce en el área de contacto entre el concreto nuevo y el existente. Para fomentar esta transmisión, es conveniente que antes de colocar el concreto fresco, se garantice que la superficie del concreto existente este limpia (libre de polvo, grasa y aceite) y sea rugosa. Para ello, se recomienda el picado de dicha superficie hasta obtener rugosidades del orden de 5 mm. Después del picado debe tenerse la precaución de eliminar la capa de lechada que queda dañada con un cepillo de alambre.

⊕ El concreto a utilizarse en este reforzamiento debe de tener características parecidas al existente, el concreto existente tendrá varios años de edad, por lo que su modulo de elasticidad y $f'c$ excederán los valores contemplados inicialmente, el concreto nuevo debe de tener una mayor resistencia a este y se recomienda que sea mayor al $f'c$ de diseño en 50 kg/cm^2 , es conveniente que sea de buena calidad y que tenga por lo menos un $f'c$ de 250 kg/cm^2 , por lo que se utilizará en el encamisado de las columnas un $f'c \geq 300 Kg/cm^2$.

⊕ El concreto se colará en sitio mediante el uso de cimbras especiales y ventanas. El proceso de diseño no solo debe de ser técnicamente adecuado sino que también debe considerarse el costo de la cimbra y la factibilidad de colado.

⊕ El concreto debe colarse en capas y tener un vibrado cuidadoso del mismo para fomentar una mejor distribución del material y disminuir la probabilidad de formación de zonas débiles o concentraciones inadecuadas del agregado.

⊕ Otra aspecto a cuidarse es la posibilidad de que se den cambios volumétricos importantes en el concreto nuevo. Para reducir esta contracción del concreto por secado, debe llevarse un control estricto del contenido de agua. La superficie del concreto existente debe de saturarse con agua antes de colocar el concreto fresco, para evitar que el primero retire agua de la mezcla.

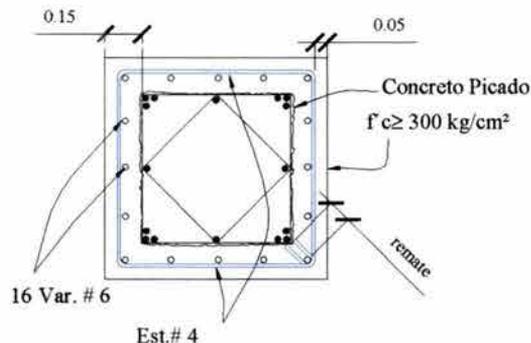


Fig.78.-Armadura de columna reforzada.



CONECTOR

⊕ Los conectores deben anclarse dentro del núcleo confinado de los elementos existentes y se sugiere que la longitud de anclaje del conector sea mayor o igual que la longitud de anclaje en los elementos existentes.

⊕ Es conveniente que el diámetro del orificio donde se introduce el conector sea aproximadamente 0.5 cm mayor que el diámetro de la barra. Es importante que la superficie interior del orificio este limpia y libre de polvo, sugiriéndose para ello el sopleteado del mismo. La resina epóxica debe colocarse empezando por el fondo del orificio, moviendo el aparato inyector hacia la superficie conforme el orificio se va llenando. El conector debe introducirse lentamente con un movimiento rotatorio sobre su eje para fomentar una distribución uniforme de resina o concreto de fraguado rápido alrededor del mismo. Se sugiere que se lleve un estricto control de calidad de los conectores en laboratorio y campo.

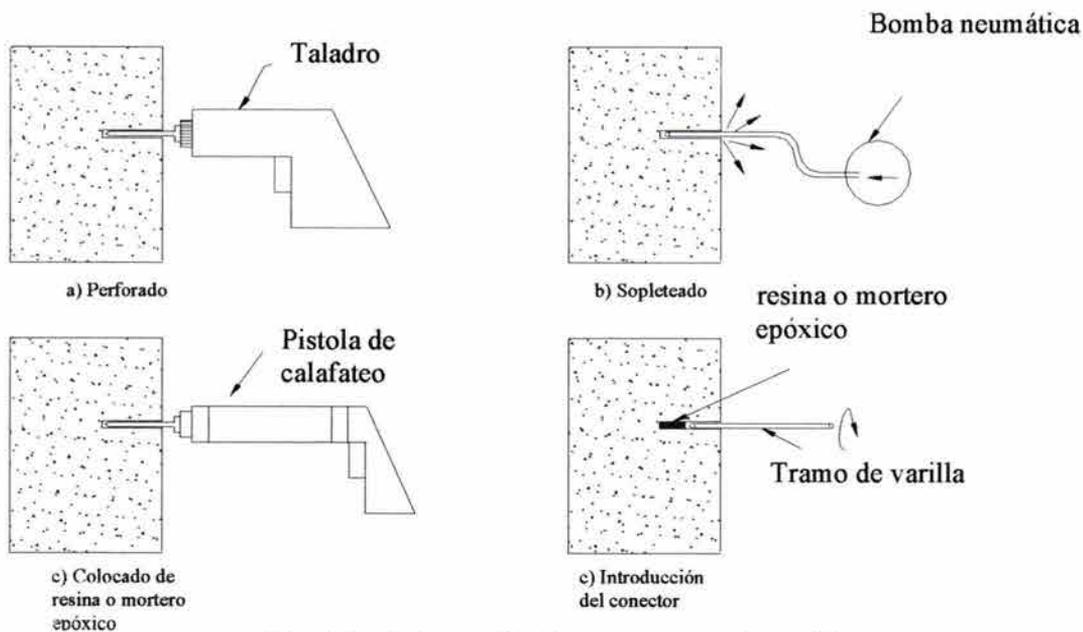


Fig. 79.- Colocación de conectores de varilla.

⊕ En nuestro caso usaremos un concreto de fraguado rápido para la colocación de el conector en trabe, ya que al utilizar resina epóxica la varilla puede salirse por la fuerza de gravedad, se recomienda que este concreto se trabaje con la mayor rapidez posible considerando que alcanza gran dureza en muy poco tiempo y se hace muy difícil y complicado trabajar con él, o el conector no puede llegar a ser bien colocado al endurecer muy pronto, se debe de tener un buen control de calidad de los conectores .

⊕ Se utilizaran varillas del # 4, se debe considerar que la longitud de anclaje no sea menor que 15 veces su diámetro, ni de $0.6 L_d$, por sugerencia de ingenieros e investigadores dedicados al refuerzo de estructuras se observa que cuando la longitud de anclaje en el elemento existente es de por lo menos 15 cm se observa un comportamiento predecible.



⊕ Se sugiere también que el espaciamiento entre conectores no exceda de seis veces el espesor del elemento colado en el lugar ni de 60 cm, se colocarán a 40 cm uno de otro.

⊕ Se propondrá una longitud en el elemento existente de 15 cm.

Por lo que la separación entre conectores será de 40cm, en todo lo largo de trabe utilizando var. de 1/2"

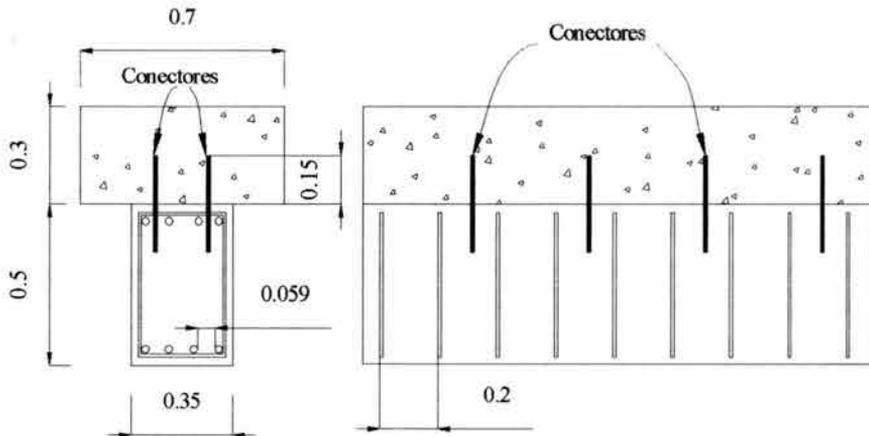
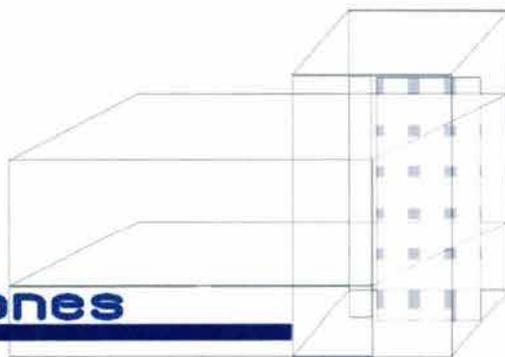


Fig. 80.- Detalle de los conectores de Trabe.



Conclusiones



CONCLUSIONES

✦ Se presenta una descripción de los diferentes métodos que se usan para estimar la vulnerabilidad sísmica de los edificios de concreto.

✦ Se define en detalle las características geométricas y estructurales que deben procurarse en los edificios para obtener un buen comportamiento sísmico, y se señala la gran importancia de ser comprendido en toda su amplitud por arquitectos e ingenieros, para que al iniciar el diseño de cualquier estructura se tomen en cuenta todas estas condiciones, y a la larga no se tengan problemas en su comportamiento ante temblores intensos.

✦ Se explica detalladamente la metodología utilizada para la elaboración de este trabajo, la cual se aplicó a un edificio de once niveles en la ciudad de Uruapan, Michoacán.

✦ Se obtuvo el valor de “C” para esta misma construcción mediante tres niveles de evaluación de la capacidad sísmica, de acuerdo con la metodología propuesta en la UAM, por el M. en I. Jesús Iglesias.

✦ Se realizó la evaluación nivel 3 con dos espectros el oficial del Edo. de Michoacán y el espectro de la ciudad de Uruapan, (Ref.14) y se observó que la estructura cumple para el espectro del Edo. de Michoacán, y no así para el espectro de Uruapan. Se identificó que el gran problema del edificio es la torsión causada por las excentricidades en planta, razón por la cual se propone un reforzamiento.

✦ Se explica brevemente la metodología de refuerzo de estructuras, y se explican los sistemas usuales de refuerzo de estructuras y se elige la solución para el reforzamiento de nuestro edificio, en base a las características de estructuración del mismo.

✦ El empleo de la metodología descrita tiene la ventaja que se puede aplicar a cualquier estructura, y permite identificar con facilidad desde el primer nivel de evaluación las estructuras que presentan problemas, o al contrario las que pueden tener un nivel de seguridad adecuado. En nuestro caso la estructura presentaba el problema de las excentricidades desde el primer nivel de evaluación.

✦ Este tipo de trabajo nos da un amplio panorama para tomar criterios de refuerzo, ya que se pueden identificar la ubicación de los elementos estructurales más críticos, lo que permite proponer una solución adecuada, así como el refuerzo en determinado elemento estructural, disminución de rigideces, aumento de masa o rigidez en algún marco del edificio. etc.

✦ Se propuso para el refuerzo del edificio aumentar la rigidez en los marcos 4 y D, por medio del incremento de la sección de los mismos, encamisando las columnas, y vigas de dichos ejes, para lograr disminuir la torsión del edificio, que era absorbida por los muros de los marcos A y 1 provocando fisuras en estos.



✦ Se reforzaron las trabes peraltándolas hacia abajo, colaborando con el incremento de rigidez y disminución de desplazamientos laterales.

✦ Además se pretende con este trabajo difundir la metodología para la evaluación de estructuras, ya que no es muy conocida, de tal forma que cuando se presente un evento sísmico grande y se ocupe la valoración de emergencia, se tenga el personal adecuado. Con esto se dará seguridad a la población de que sus viviendas o edificios se encuentran en buenas condiciones para utilizarlos normalmente, o se les dará oportunamente el aviso para que tomen precauciones.

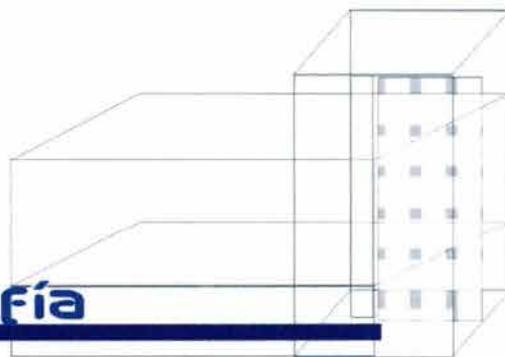
✦ El trabajo de proponer un refuerzo a una estructura que lo necesita es muy complejo, y principalmente se dan dos recomendaciones muy importantes:

1. Si se toma la decisión de reforzar una estructura existente, dicha intervención debe de ser contundente. El proyectista no debe caer en la tentación de hacer cambios menores para rehabilitar la estructura. La decisión de reforzar una estructura se basa en la necesidad de que se replantee el diseño original de la misma, y el proyectista debe hacer todo lo posible por proporcionarle un sistema estructural y propiedades mecánicas que le permitan tener un comportamiento adecuado.
2. El proyectista debe ser conservador. El diseño de refuerzo de una estructura no es el contexto adecuado para que el arquitecto o el proyectista den rienda suelta a su creatividad. Dadas las incertidumbres asociadas, el proyectista debe ser conservador y plantear sistemas de refuerzo bien concebidos y con sistemas estructurales que sean simples y regulares.

✦ Con este trabajo también se pretende abrir la puerta para la evaluación a otras estructuras importantes e históricas dentro de la ciudad, para lograr un buen reforzamiento de éstas si así lo requirieran, o para establecer medidas de prevención sísmicas y además en un futuro lograr una microzonificación sísmica en nuestra ciudad, a partir de estudios de vulnerabilidad de las construcciones.



Bibliografía



BIBLIOGRAFÍA

REF.

1. DE BUEN OSCAR, “Los sismos de Septiembre de 1985”, TELMEX, Ed. IDH, México D. F. 1988
2. GONZALES CUEVAS. ROBLES, “Aspectos fundamentales del concreto reforzado”, Limusa, 3a. Ed., 2000.
3. IGLESIAS, J. ET-AL, “Estudio de las intensidades del sismo del 19 de septiembre en la Ciudad de México”. UAM. Atzacapotzalco, Dep. de materiales, 1987.
4. JARA ET-AL, “Vulnerabilidad sísmica de la ciudad de México” VI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puebla, México, Marzo 1989.
5. COBARA ET-AL, “Mitigación del riesgo sísmico para reducir el impacto de los sismos en la Cd. de México”, Reino Unido – México, 1987.
6. MELI R., BAZAN E., “Manual de Diseño Sísmico de Edificios” Limusa, México, 2002
7. NILSON H. ARTHUR, “Diseño de Estructuras de Concreto”, Mc Graw Hill, 2000.
8. NOREÑA, F. Y CASTAÑEDA, C., “Evaluación de la capacidad sísmica de edificios en la Ciudad de México”, VI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puebla, México, 1988.
9. PRINCE JORGE, “Algunos aspectos geofísicos de los sismos de 1985 en las costas de Michoacán y Guerrero”, TELMEX, Ed. IDH, México D. F. 1988.
10. PARK R., PAULAY T., “Estructuras de concreto reforzado” Limusa, 1999.



11. Reglamento De Construcciones del Distrito Federal. Diario Oficial de la Federación publicado el 02-08-93, México D.F.
12. Reglamento De Construcciones del Estado de Michoacán, 1990.
13. ROSENBLUETH EMILIO, "Diseño de Estructuras resistentes a sismos". IMCYC.
14. VALENCIA MARIN ENRIQUE
"Vulnerabilidad sísmica de los edificios de la ciudad universitaria de la U.M.S.N.H., en Morelia, Michoacán." TESIS, 1995.
15. Espectros de diseño sísmico para la Ciudad de Uruapan, Mich.
José Manuel Jara Guerrero y Guillermo Martínez Ruiz
REVISTA CIENCIA NICOLAITA
Num.33 Dic. 2002
16. MÉTODOS DE REFORZAMIENTO EN EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO
Ing. Ricardo Oviedo Sarmiento.
17. REFUERZO ESTRUCTURAL EN EDIFICIOS DE CONCRETO
Amador Terán Gilmore, U.A.M.
Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.
Memorias del curso "Refuerzo de estructuras sometidas a Sismo"
México D.F. a 8 de Septiembre de 1997.
18. EVALUACION Y REPARACIÓN ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS
Oscar de la Torre Rangel, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.
Memorias del curso "Refuerzo de estructuras sometidas a Sismo"
México D.F. a 8 de Septiembre de 1997.
19. REPARACIÓN DE ESTRUCTURAS DAÑADAS PÓR SISMO
Ing. José Luis Sánchez Martínez, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.
Memorias del curso "Refuerzo de estructuras sometidas a Sismo"
México D.F. a 8 de Septiembre de 1997.
20. CONFIGURACIÓN Y DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS
Christopher Arnold y Robert Reitherman, México D.F. Ed. Limusa, 1987.



PÁGINAS WEB

ZEEVAERT LEONARDO DR.,

“Conceptos sísmicos interacción suelo – estructura de cimentaciones monolíticas.”

www.fundacion-ica.org.mx

ESPÍNDOLA CASTRO JUAN MANUEL,

JIMÉNEZ JIMÉNEZ ZÉNON,

“Terremotos y ondas sísmicas”

www.ssn.unam.mx



ÍNDICE DE FIGURAS

1.- VULNERABILIDAD SÍSMICA

Fig. 1.- Metodología para la evaluación de la capacidad sísmica de edificios.....	13
Fig. 2.- Evaluación de la capacidad sísmica de los edificios de la Delegación Cuauhtémoc. (Noreña et al. 1988).....	14
Fig. 3.- Curvas de Vulnerabilidad, Del. Cuauhtémoc, D. F. (Iglesias J., 1987)	15
Fig. 4.- Curvas de Vulnerabilidad, Del. Cuauhtémoc, D. F. (Iglesias J., 1987)	16
Fig. 5.-Localización del foco y epicentro en un sismo.....	19
Fig. 6.-Estructura interna de la tierra.....	19
Fig. 7.-Subducción de Placas.....	19
Fig. 8.-Localización Geográfica de placas.	20
Fig. 9.-Edificios dañados en el sismo de 1985, en la Cd. de México D.F.....	23
Fig. 10.- Acelerograma, Centro de California, 30 de Diciembre 1934.....	24
Fig. 11 .- Diagrama Intensidad vs. Máxima aceleración registrada en el acelerograma.....	25
Fig. 12.- Razones espectrales de Fourier para los sismos del 19 de septiembre de 1985 (trazo lleno) y del 21 de septiembre de 1985 (trazo punteado), según Singh y otros autores. Las estaciones CDAO y CDAF se encuentran en la Central de Abasto (terreno blando), y la estación CUIP está ubicada en la Ciudad Universitaria (terreno duro).....	26
Fig. 13.-Torsión en edificios.....	28
Fig. 14.-Entrantes y salientes de edificios.....	28
Fig. 15.- Relación de lado largo a corto en planta.....	28
Fig. 16.- Índice de esbeltez.....	29
Fig. 17.- Cambios de porcentaje de áreas en planta.....	29
Fig. 18.- Doble altura en planta baja, columnas cortas, muros divisorios.	29
Fig. 19.- Desplome en edificios.....	30
Fig. 20.- Hundimientos diferenciales entre columnas contiguas.....	30
Fig. 21.- Hundimientos o emersión de edificios.....	30
Fig. 22.- Regionalización Sísmica de México.....	31
Fig. 23.- Separación entre edificios colindantes.....	31
Fig. 24.- Curvas resistencia deformación para distintos tipos de elementos estructurales.....	34
Fig. 25.- Determinación de la sección de muros de concreto.....	35
Fig. 26.- Altura no restringida entre columna.....	35



2.- CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA Y ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS

Fig. 27.- Formas sencillas y complejas en planta y elevación.....	41
Fig. 28.- Falla en el edificio por longitud excesiva en planta, sismo de septiembre de 1985....	42
Fig. 29.- Formas de la complejas en planta.....	43
Fig. 30.- Formas irregulares en elevación.....	44
Fig. 31.- Irregularidades en estructuras.....	45
Fig. 32.- Falla por concentración de masa en el techo del edificio, en el sismo de septiembre de 1985.....	46
Fig. 33.- Falla por columna corta y golpeteo con el edificio de la izquierda, en el sismo de septiembre de 1985.....	47
Fig. 34.-Edificios con irregularidad tipo Piso Flexible.....	48
Fig. 35.- Falla por flexibilidad estructural en edificio, sismo de septiembre de 1985.....	49
Fig. 36.- Comportamiento rígido y flexible del diafragma.....	50
Fig. 37.- Falla por diferencias de rigidez en elementos estructurales verticales.....	50
Fig. 38.- Torsión en edificios.....	51
Fig. 39.- Torsión por muros excéntricos.....	51

3.- CAPACIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO EN ESTUDIO

Fig. 40.- Mapa de la Ciudad de Uruapan, Michoacán.....	54
Fig. 41.-Fachada Sur y Oriente del edificio.....	55
Fig. 42.-Plantas Tipo I (Sótano y P. Baja) y II (1°. A 7°.).....	56
Fig. 43.-Plantas Tipo III (Suites) y IV (Terraza).....	57
Fig. 44.- Fachada Oriente del Edificio (Calle 5 de Febrero).....	58
Fig. 45.- Fachada Sur del Edificio (Calle Nicolás Bravo).....	58
Fig. 46.- Fachada Norte (Muro de Mampostería).....	59
Fig. 47.- Fachada Oeste del Edificio (Muro de Mampostería).....	59

4.- EVALUACIÓN NIVEL # 1

Fig. 48.- Torsión en Sótano y P. Baja.....	61
Fig. 49.- Torsión en Planta de Habitaciones.....	62

5.- EVALUACIÓN NIVEL # 2

Fig. 50.- Características de la estructura.....	69
Fig. 51.- Detalle de Losa encasetonada.....	70
Fig. 52.- Detalle de Trabe 1.....	77
Fig. 53.- Detalle de Muros en Edificio.....	81
Fig. 54.- Detalle de Columnas en Edificio.....	88



6.- EVALUACIÓN NIVEL # 3

Fig. 55.- Detalle de Modelado del Edificio.....	97
Fig. 56.- Vista Isométrica del Modelado.....	98
Fig. 57.- Vista 20°X , 310°Y, 10°Z.....	98
Fig. 58.- Vista 20°X , 230°Y, 10°Z.....	98
Fig. 59.- Vista 20°X , 140°Y, 10°Z.....	98
Fig. 60.- Detalle Planta Modelada.....	98
Fig. 61.- Detalle de Armadura Modelada.....	98
Fig. 62.-Espectro de diseño sísmico de el Edo. de Michoacán.....	99
Fig. 63.-Gráfica de Interacción, Ayudas de diseño (S. Loera, R. Meli).....	102
Fig. 64.- Espectro elástico de pseudoaceleraciones para diseño, para Uruapan, Mich.....	110

7.- PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DEL EDIFICIO

Fig. 65.- Muros estructurales en la periferia del edificio.....	124
Fig. 66.- Muros estructurales el interior del edificio.....	124
Fig. 67.- Soluciones de refuerzo de edificios.....	126
Fig. 68.- Marcos del edificio en estudio.....	127
Fig. 69.- Vista de la localización de los muros actuales en la estructura del edificio en estudio.....	128
Fig. 70.- Ubicación del Reforzamiento propuesto para el edificio.....	128
Fig. 71.-Sección T propuesta.....	129
Fig. 72.-Planta del edificio.....	129
Fig. 73.-Armado de columna reforzada.....	134
Fig. 74.-Armado de trabe Eje D reforzada.....	138
Fig. 75.-Armado de trabe Eje 4 reforzada.....	142
Fig. 76.-Diagrama de cálculo de momento resistente para Trabe D.....	143
Fig. 77.-Diagrama de cálculo de momento resistente para Trabe 4.....	146
Fig. 78.-Armado de columna reforzada.....	150
Fig. 79.- Colocación de conectores de varilla.....	151
Fig. 80.- Detalle de los conectores de Trabe.....	152



ÍNDICE DE TABLAS

1.- VULNERABILIDAD SÍSMICA

Tabla 1.- Edificios dañados por los sismos de 1985 en la Delegación Cuauhtémoc, de la Ciudad de México.....	13
Tabla 2.- Resumen del estudio de mitigación sísmica, en la ciudad de México.....	18
Tabla 3.- Tipos de construcción para la Escala de Intensidad de Mercalli Modificada.....	21
Tabla 4.- Escala de Intensidad de Mercalli Modificada.....	22
Tabla 5.- Categorías correspondientes de acuerdo con el nivel de seguridad.....	32
Tabla 6.- Factores de participación.....	34
Tabla 7.- Valores de esfuerzos resistentes.....	35
Tabla 8.- Factores de corrección.....	36
Tabla 9.- Clasificación de daños.....	37
Tabla 10.- Valores de CS para estructura Grupo B.....	37

3.- CAPACIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO EN ESTUDIO

Tabla 11.- Resumen de características generales del edificio.....	55
---	----

4.- EVALUACIÓN NIVEL # 1

Tabla 12.- Excentricidades en el edificio.....	62
Tabla 13.- Dimensiones de columnas en entresijos.....	63
Tabla 14.- Evaluación mediante el nivel # 1.....	66
Tabla 15.- Categorías correspondientes de acuerdo con el nivel de seguridad Grupo B.....	66

5.- EVALUACIÓN NIVEL # 2

Tabla 16.- Dimensiones de la estructura.....	68
Tabla 17.- Peso de Losas por metro cuadrado.....	71
Tabla 18.- Peso de Losas por Nivel.....	76
Tabla 19.- Peso de Total de Trabe 1 en los Ejes BCD y 234.....	77
Tabla 20.- Área Total de Trabes por Nivel.....	78
Tabla 21.- Peso Total de Trabe 2 en los Ejes 1 y A.....	79
Tabla 22.- Peso Total de Trabes por Nivel.....	79
Tabla 23.- Peso Total de Columnas por Nivel.....	80
Tabla 24.- Peso de Muros por Nivel en Eje A y D.....	82
Tabla 25.- Peso Total de muros por Nivel.....	83
Tabla 26.- Peso Total de cada entresijo.....	83
Tabla 27.- Valores de esfuerzos resistentes.....	84
Tabla 28.- Cálculo de la Resistencia de los Muros de Mampostería (Vm) Ejes A y D.....	85
Tabla 29.- Cálculo de la Resistencia de los Muros de Mampostería (Vm)Ejes 1 y 4.....	86



Tabla 30.- Resistencia Total de los Muros de Mampostería (Vm) por Nivel.....	86
Tabla 31.- Cálculo de la Resistencia de los Columnas (Vc) Ejes 1, 2, 3 y 4.....	87
Tabla 32.- Cálculo de la Resistencia de los Columnas (Vc) Ejes A, B, C Y D.....	88
Tabla 33.- Resistencia Total de los Columnas (Vc) por entrepiso.....	88
Tabla 34.- Características Resistentes de la Estructura.....	90
Tabla 35.- Fuerza Cortante Actuante.....	91
Tabla 36.- Factores de participación.....	92
Tabla 37.- Fuerza Cortante Resistente en las dos direcciones.....	92
Tabla 38.- Factores de corrección en la estructura.....	93
Tabla 39.- Coeficientes de resistencia de la estructura.....	94
Tabla 40.- Categoría de resistencia de la estructura.....	94

6.- EVALUACIÓN NIVEL # 3

Tabla 41.- Espectro elástico de Seudoaceleraciones para el Edo. De Michoacán.....	99
Tabla 42.- Desplazamientos Totales, Espectro de Michoacán.....	109
Tabla 43.- Desplazamientos Relativos, Espectro de Michoacán.....	109
Tabla 44.- Desplazamientos Totales, Espectro de la Cd. de Uruapan, Mich.....	119
Tabla 45.- Desplazamientos Relativos, Espectro de Michoacán.....	119
Tabla 46.- Excentricidades de entrepiso.....	120

7.- PROPUESTA DE REFORZAMIENTO

Tabla 47.- Centro de Torsión en cada entrepiso en el edificio en estudio.....	129
Tabla 48.- Centro de Cortante en cada entrepiso en el edificio en estudio (Ton - m).....	130
Tabla 49.- Excentricidades resultantes en cada entrepiso en el edificio en estudio.....	130
Tabla 50.- Elementos mecánicos para Trabe Eje D.....	135
Tabla 51.- Elementos mecánicos para Trabe Eje 4.....	139
Tabla 52.- Desplazamientos Totales, Espectro de la Cd. de Uruapan, Mich.....	149
Tabla 53.- Desplazamientos Relativos, Espectro de la Cd. de Uruapan, Mich.....	149



anexo, Planos del Edificio



