

1218

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

FACULTAD DE INGENIERIA

U N A M

EVALUACION SIMPLIFICADA DE LA SEGURIDAD SISMICA

EN UN EDIFICIO DE CONCRETO

LORENZO DANIEL SÁNCHEZ IBARRA
ENERO 1991.



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.

INDICE

INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.....	2
DESCRIPCIÓN PARTICULAR DEL EDIFICIO EN ESTUDIO.....	4
LEVANTAMIENTO DE DAÑOS Y PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS.....	8
CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE LOS ELEMENTOS POR MÉTODOS RÁPIDOS DE ANÁLISIS.....	19
EVALUACIÓN SIMPLIFICADA DE LA SEGURIDAD SÍSMICA.....	24
MODELO DINÁMICO DE LA ESTRUCTURA, DETERMINACION DE SUS PROPIEDADES Y COMPARACIÓN COM MEDICIONES DE VIBRACIÓN AMBIENTAL.....	26
VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD SÍSMICA CON ANÁLISIS DINÁMICO MODAL.....	28
APENDICE A MÉTODO GENERAL PARA LA EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS.....	34
APENDICE B PROCEDIMIENTO PARA LA EVALUACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS DE CONCRETO.....	39
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	52
BIBLIOGRAFÍA.....	53

INTRODUCCION Y OBJETIVOS

A raíz de los efectos que causaron los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal fue modificado en forma importante para hacerlo más estricto; estos cambios determinaron desde la demolición de edificios seriamente afectados, hasta la revisión de los que sufrieron poco o ningún daño aparente para su reforzamiento estructural.

En este trabajo se aplica la metodología propuesta para EUA por el ATC (Applied Technology Council) número 14, "Evaluating the Seismic Resistance of Existing Buildings"; adaptando y calibrando sus parámetros a edificios en la Ciudad de México. Este método es sencillo, económico y rápido para la evaluación de la seguridad sísmica en edificios que de acuerdo a sus características sufrieron poco o ningún daño estructural.

En el Apéndice A se describe la metodología general del ATC, sin hacer modificaciones a su esquema; después se explica su aplicación para obtener información en edificios de concreto (ver Apéndice B), por ser de este tipo la estructura seleccionada y adaptando los parámetros al RDF-87 donde es necesario.

Ante la dificultad de mostrar todos los casos de estructuración existentes en este estudio, se usa como ejemplo un edificio construido a base de marcos de concreto y trabes secundarias con muros no estructurales de tabique y losas macizas; teniendo como motivos para su elección: su regularidad en planta y elevación, su ubicación en zona de alto riesgo sísmico, el haber presentado poco daño en septiembre de 1985, la disponibilidad y acceso a información veraz para su evaluación, además de estar en proceso de instrumentación sísmica por parte del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Como parte del estudio en este edificio se realizan pruebas no destructivas y destructivas (corazones), con el objeto de corroborar los datos disponibles en planos y al mismo tiempo verificar la validez de estos métodos

para ser usados cuando no se tenga la información requerida en su evaluación. También se obtuvieron los parámetros necesarios para el modelo analítico de la estructura, como son: resistencia a compresión y módulo de elasticidad del concreto, diámetro del acero y recubrimiento correspondiente, separación de estribos, etc.

Se hace una primera evaluación a partir de los datos obtenidos y calculados con el procedimiento rápido de análisis, concluyendo que un estudio más completo avalará estos resultados.

Aprovechando los planos del inmueble se realiza un modelo dinámico de la estructura con dos objetivos: calcular sus propiedades para compararlas con mediciones de vibración ambiental y corroborar el uso del método simplificado. Este modelo reproduce la estructura a partir del nivel del terreno (existen dos niveles inferiores hasta el cajón de cimentación), y no toma en cuenta la interacción suelo-estructura por lo que es sencillo y está sujeto a hacerse más refinado. En esta parte del análisis se usa el Reglamento para Construcciones del Distrito Federal y las Normas Técnicas Complementarias en vigor (1987); con ello se determina la evaluación simplificada de la seguridad sísmica para este edificio en particular. Se deja a estudios posteriores el analizar un modelo más detallado.

DESCRIPCION PARTICULAR DEL EDIFICIO EN ESTUDIO.

Introducción

La aplicación de la metodología de evaluación simplificada en un edificio específico, tiene el objetivo de conocer en forma práctica sus alcances y limitaciones para construcciones en la Ciudad de México, con poco o ningún daño aparente después de un evento sísmico.

Para el uso de la metodología de evaluación en un edificio particular, se reunieron los requisitos necesarios y correspondió al ubicado en Balderas # 55 (acceso poniente a la estación Juárez del metro) el desarrollo de este estudio. Este edificio pertenece al Sistema de Transporte Colectivo (STC) y se encuentra en la zona del lago (III) de acuerdo al RDF-87 , consta de 6 niveles (5 entresijos y azotea) sobre el nivel de la calle y un nivel subterráneo (mezzanine) que conduce hacia la estación del metro.

Está construido a base de losas macizas apoyadas en traveses secundarios y marcos rígidos de concreto reforzado, con muros de tabique y elementos precolados en la fachada principal (no estructurales), ver Figs. 1 y 2. La subestructura es un cajón de cimentación construido con el sistema de muros tablestaca y contratraveses.

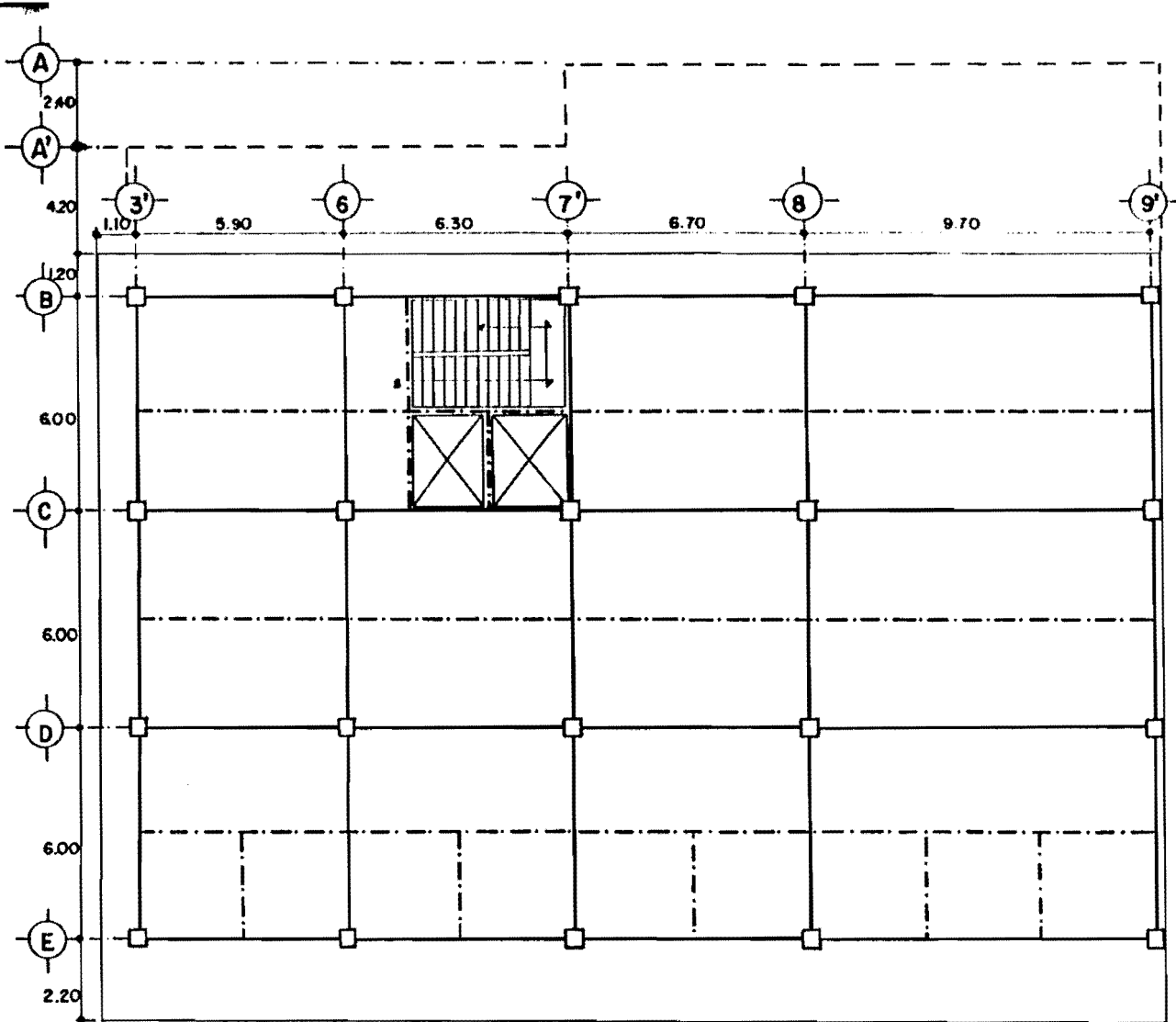
Su proyecto se realizó en 1969 y en su cálculo estructural se aplicó el RDF-66. Actualmente se encuentran oficinas con mobiliario usual y cancelería de tablaroca y madera, por lo que según el RDF-87 se clasifica como tipo "B" y por estar en un acceso al metro, como grupo "A". Siendo así, requiere la verificación por requisitos de seguridad.

De acuerdo al procedimiento general de evaluación sísmica, se recabaron planos y documentos relativos a su construcción. Se efectuó una visita al edificio para verificar la información disponible y examinar las condiciones existentes en los elementos estructurales y no estructurales, encontrándose que después de la azotea se construyó un nivel adicional antes de 1985, el cual no está especificado en los planos originales y al momento de la visita

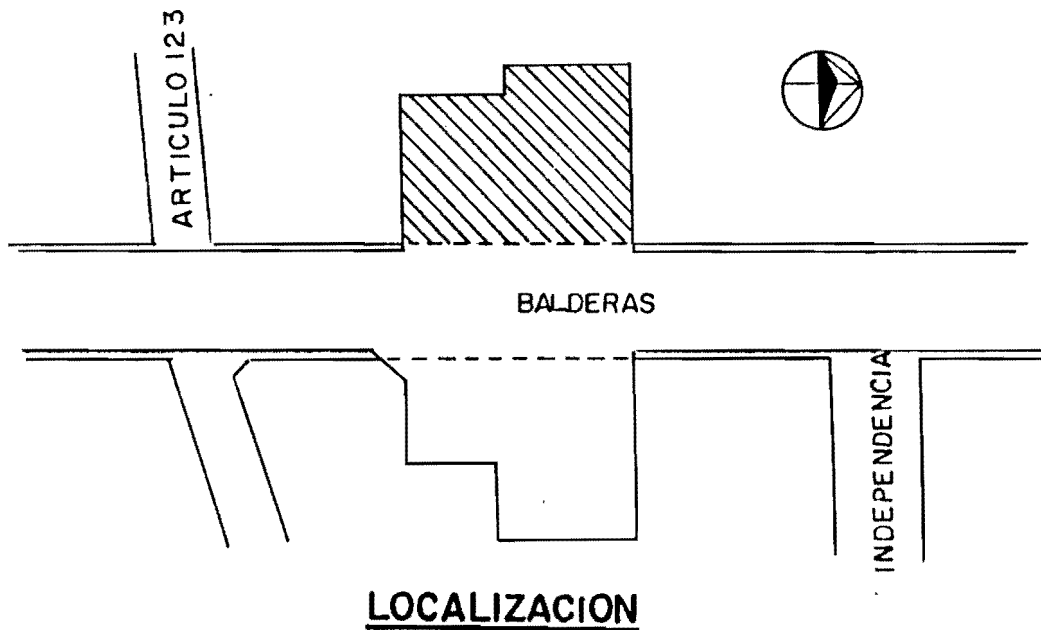
se terminaba su demolición.

Como no se dispone de pruebas de control de calidad en elementos, se hará un levantamiento del mismo complementado con fotografías y dibujos para obtener lo necesario y dar una evaluación preliminar.

A partir de lo anterior se hacen pruebas no destructivas con el equipo correspondiente para estimar las propiedades mecánicas de los elementos estructurales, y una vez recabada la información que se señala en la metodología general (Apéndice A), se aplicarán los conceptos para edificios de marcos de concreto reforzado conforme se menciona en el Apéndice B.



PLANTA GENERAL



LOCALIZACION

FIGURA 1

LEVANTAMIENTO DE DAÑOS Y PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS.

Después de determinar los daños en los elementos estructurales en cada nivel, se decidió revisar detalladamente el eje 8 y el eje E correspondientes al nivel tres de losa; así como las columnas ubicadas entre los ejes E-6 y E-7' debajo de ese nivel y la D-7' un piso abajo del mismo (ver figs. 3 a 7), por ser las más representativas de daños en el edificio. Se efectuaron mediciones del ancho de las grietas con un equipo de lentes intercambiables y precisión de 0.05 mm, los resultados se muestran en las figuras 8 y 9 donde se observa que hay problemas debidos a carga gravitacional y cortante principalmente.

En forma simultánea se realizaron pruebas con el martillo de rebote (Esclerómetro), con el objeto de valorar la capacidad a compresión del concreto en trabes y columnas. Este martillo tiene un resorte calibrado que al empujarse golpea el espécimen, fijando la marca con un seguro para leerla en la escala del aparato y convertirla en resistencia a compresión. Los resultados obtenidos se resumen en la tabla 1 y nos indican que la resistencia de las trabes es mayor que en las columnas, esto no es lo esperado y da evidencia de mala calidad en la construcción siendo necesario hacer pruebas destructivas para corroborar la información. También es importante notar que la resistencia a compresión en las columnas dañadas según el levantamiento, es menor comparada con las demás.

Como complemento se usó el equipo de ultrasonido (V-Meter), con el cual se estima el módulo de elasticidad estático y dinámico del elemento en estudio. Consta de dos sensores (emisor y receptor), a través de los cuales se envía un pulso en forma directa (uno frente a otro) o indirecta (uno al lado del otro), tomando el tiempo transcurrido en atravesar el medio en 0.1 microsegundos; con esto y la separación centro a centro de sensores se calcula la velocidad de transmisión y en una gráfica de calibración se obtienen los valores de los módulos estático y dinámico. Estos resultados se anotan en la tabla 2 y se manifiesta la mayor capacidad para las trabes, en relación a las columnas como se comentó en el procedimiento anterior.

Para determinar el diámetro y la profundidad del acero de refuerzo conforme a los planos estructurales, se hicieron mediciones con el Pachómetro (R-METER) en trabes y columnas. Este equipo genera un campo electro-magnético entre dos polos localizando las varillas por la perturbación que ocurre a su alrededor; tomando las lecturas correspondientes y después por comparación con la gráfica del manual se estimó el diámetro del acero ya que la profundidad es obtenida directamente. Los valores comprueban la validez del método y de los planos disponibles. Es importante contar con la experiencia adecuada en el manejo de este equipo para no confundir los resultados en lecturas, ya que en concentraciones de acero (paquetes de varillas y armado de losa), es difícil estimar el diámetro por la influencia que se ocasiona.

Ante las facilidades otorgadas en el estudio de este edificio y para corroborar los resultados anteriores se decidió efectuar pruebas destructivas (extracción de corazones) en los elementos elegidos, designando para trabes los ejes "E" y "8" del nivel 3, y las columnas E-6 y E-7' debajo de este nivel por ser las dañadas como se mencionó anteriormente; así como la columna ubicada en la intersección de los ejes "C" y "8" que no tuvo daño y se usará como referencia.

Antes de realizar las extracciones en columnas se localizó el acero de refuerzo con el R-Meter, a fin de no interceptarlo con la broca mínima seleccionada ($\phi = 3$ "). Para las trabes, una vez localizado el refuerzo se hizo la perforación desde la losa y se observó que ésta no fue colada monolíticamente con la trabe ocasionando que el agua usada para enfriar la broca se filtrara al nivel inferior, por lo que se detuvo la prueba y los cilindros extraídos que reúnen las dimensiones adecuadas no son realmente representativos de la resistencia de las trabes.

Los resultados de estos ensayos se muestran en la tabla 3 donde se aprecia que la resistencia a compresión en los elementos es un poco mayor a la que se especifica en planos (210 kg/cm^2), lo cual era de esperarse por el tiempo

transcurrido desde su construcción y aunque no coinciden con los datos de la tabla 1, los valores usados en el análisis son aceptables. La velocidad de carga a compresión fue 5 ton/min según normas ASTM.

TABLA 1

Resultados de pruebas no destructivas (Esclerómetro)

Trabes	f'c (kg/cm ²)	Observaciones
Eje "E" Tercer Nivel	365	Con daño
Eje "8" Tercer Nivel	309	Con daño
Columnas		
E-6 entre 2 ^o y 3 ^{er} Nivel	199	Con daño
E-7' "	169	Con daño
C-8 "	285	Sin daño
D-7' entre 1 ^o y 2 ^o Nivel	196	Con daño
E-6 "	268	Poco daño
E-7' "	260	Sin daño

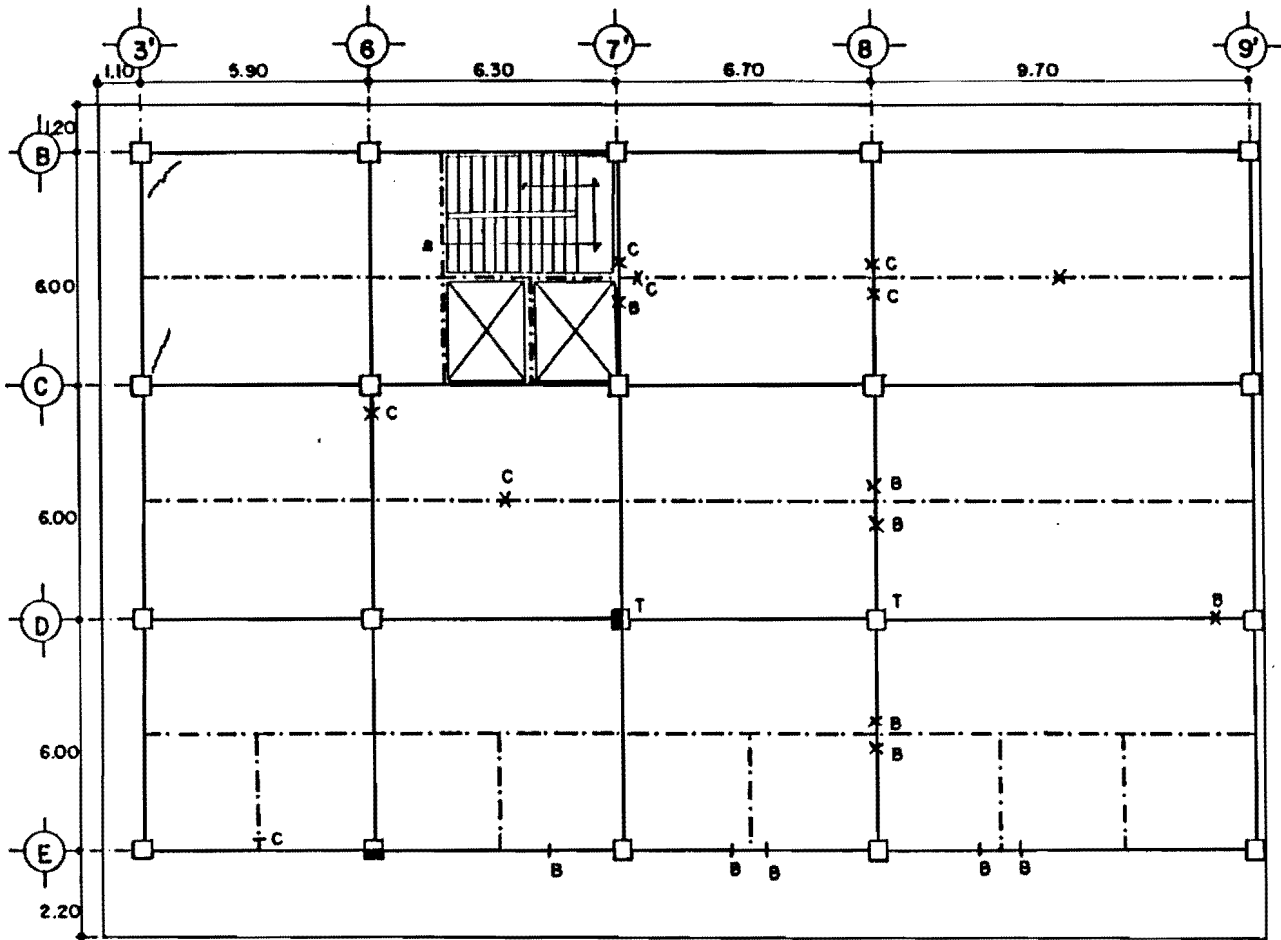
TABLA 2

Resultados de pruebas no destructivas (V-Meter) Ultrasonido

Trabe	E est. (kg/cm ²)	E din. (kg/cm ²)
Eje "E" tercer nivel	122,450	229,590
Columnas		
E-6 entre 2 ^o y 3 ^{er} nivel	107,140	219,380
E-7' "	107,140	219,380
C-8 "	112,245	224,490

TABLA 3
Resultados de pruebas destructivas (corazones)

Losa	f'c (kg/cm ²)	Observaciones
Eje "E" Tercer nivel	193	Muestra de la losa
Columnas		
E-6 entre 2 ^o y 3 ^{er} nivel	234	Con daño
E-7' "	237	Con daño
C-8 "	244	Sin daño



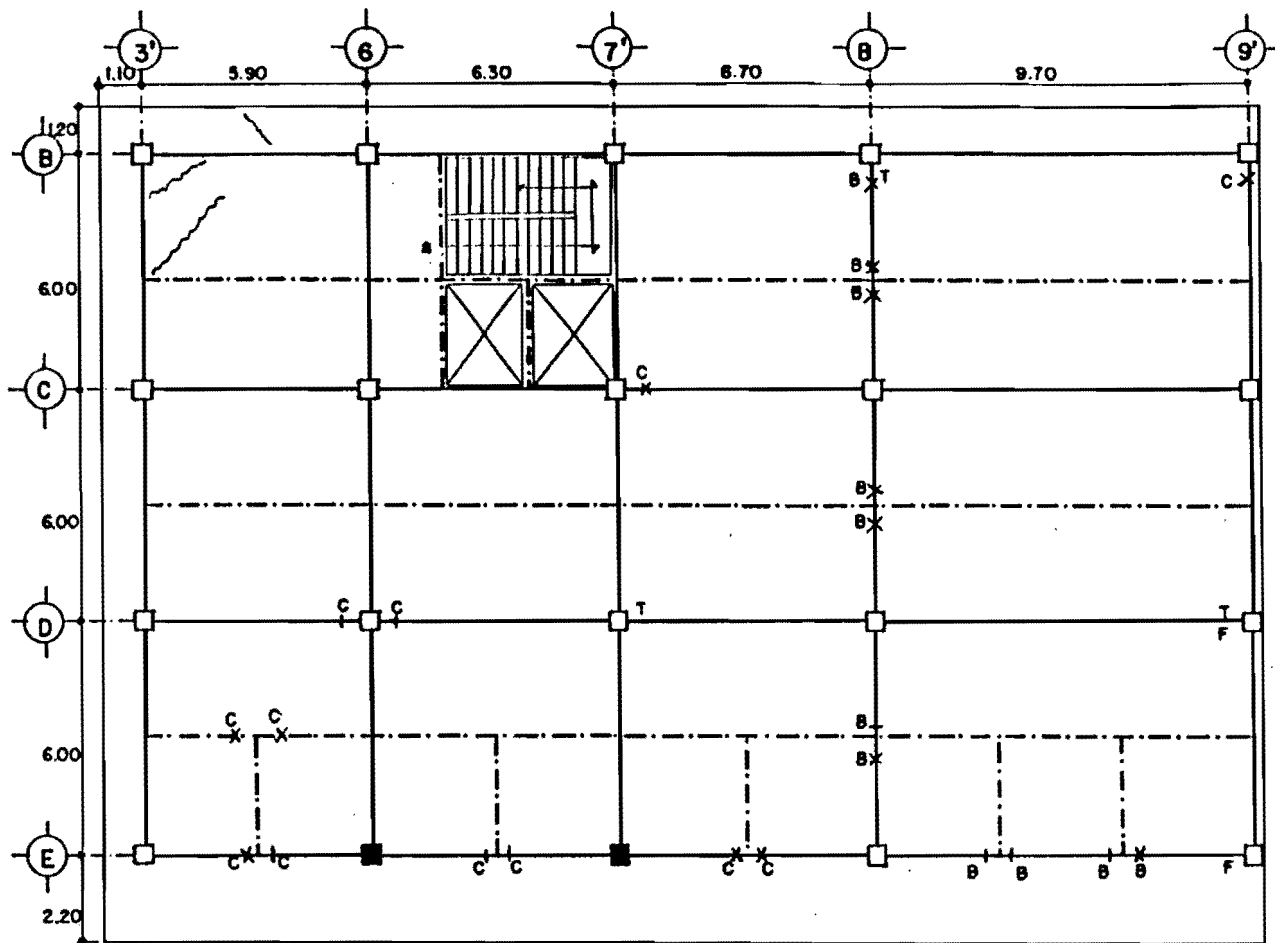
PLANTA TIPO

FIGURA 3

LEVANTAMIENTO DE DAÑOS NIVEL 2

SIMBOLOGIA

Trabe principal	—————
Trabe secundaria	- . - . - . - . - . - .
Grieta en trabe parte alta	+—————
Grieta en trabe parte baja	-x—————
Grietas de 1.0 a 1.5 mm (1985)	A
De 0.4 a 1.0 mm	B
Menores de 0.4 mm	C
Grietas de 1.0 a 1.5 mm (1989)	D
De 0.4 a 1.0 mm	E
Menores de 0.4 mm	F
Testigo de STC (1985)	T
Columna dañada	■



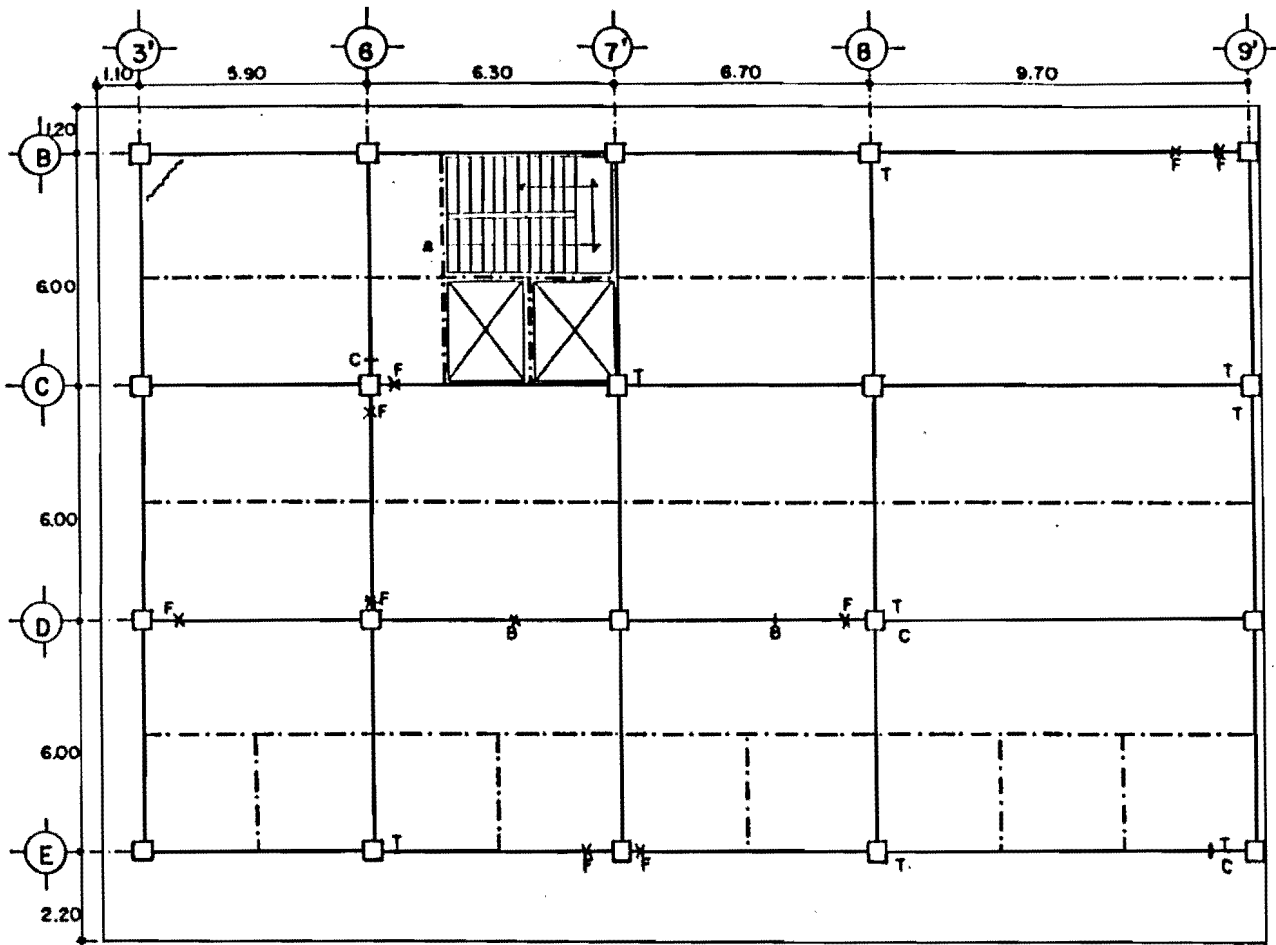
PLANTA TIPO

FIGURA 4

LEVANTAMIENTO DE DAÑOS NIVEL 3

SIMBOLOGIA

Trabe principal	—————
Trabe secundaria	- - - - -
Grieta en trabe parte alta	+—————
Grieta en trabe parte baja	-x—————
Grietas de 1.0 a 1.5 mm (1985)	A
De 0.4 a 1.0 mm	B
Menores de 0.4 mm	C
Grietas de 1.0 a 1.5 mm (1989)	D
De 0.4 a 1.0 mm	E
Menores de 0.4 mm	F
Testigo de STC (1985)	T
Columna dañada	■



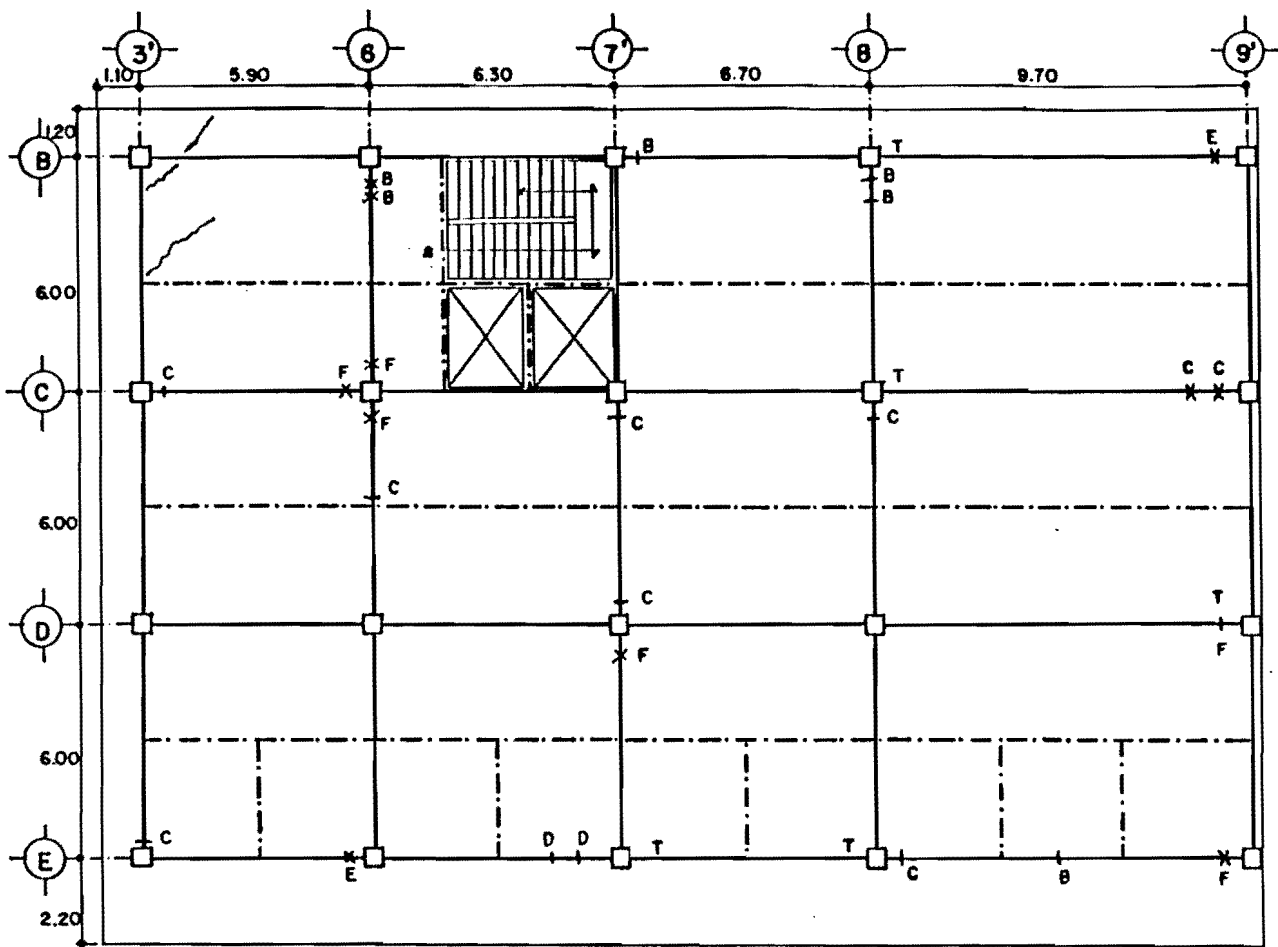
PLANTA TIPO

FIGURA 5

LEVANTAMIENTO DE DAÑOS NIVEL 4

SIMBOLOGIA

Trabe principal	—————	
Trabe secundaria	- . - . - . - .	
Grieta en trabe parte alta	+—————	
Grieta en trabe parte baja	-x—————	
Grietas de 1.0 a 1.5mm (1985)	A	
De 0.4 a 1.0mm	B	
Menores de 0.4mm	C	
Grietas de 1.0 a 1.5mm (1989)	D	
De 0.4 a 1.0mm	E	
Menores de 0.4mm	F	
Testigo de STC (1985)	T	
Columna dañada	■	



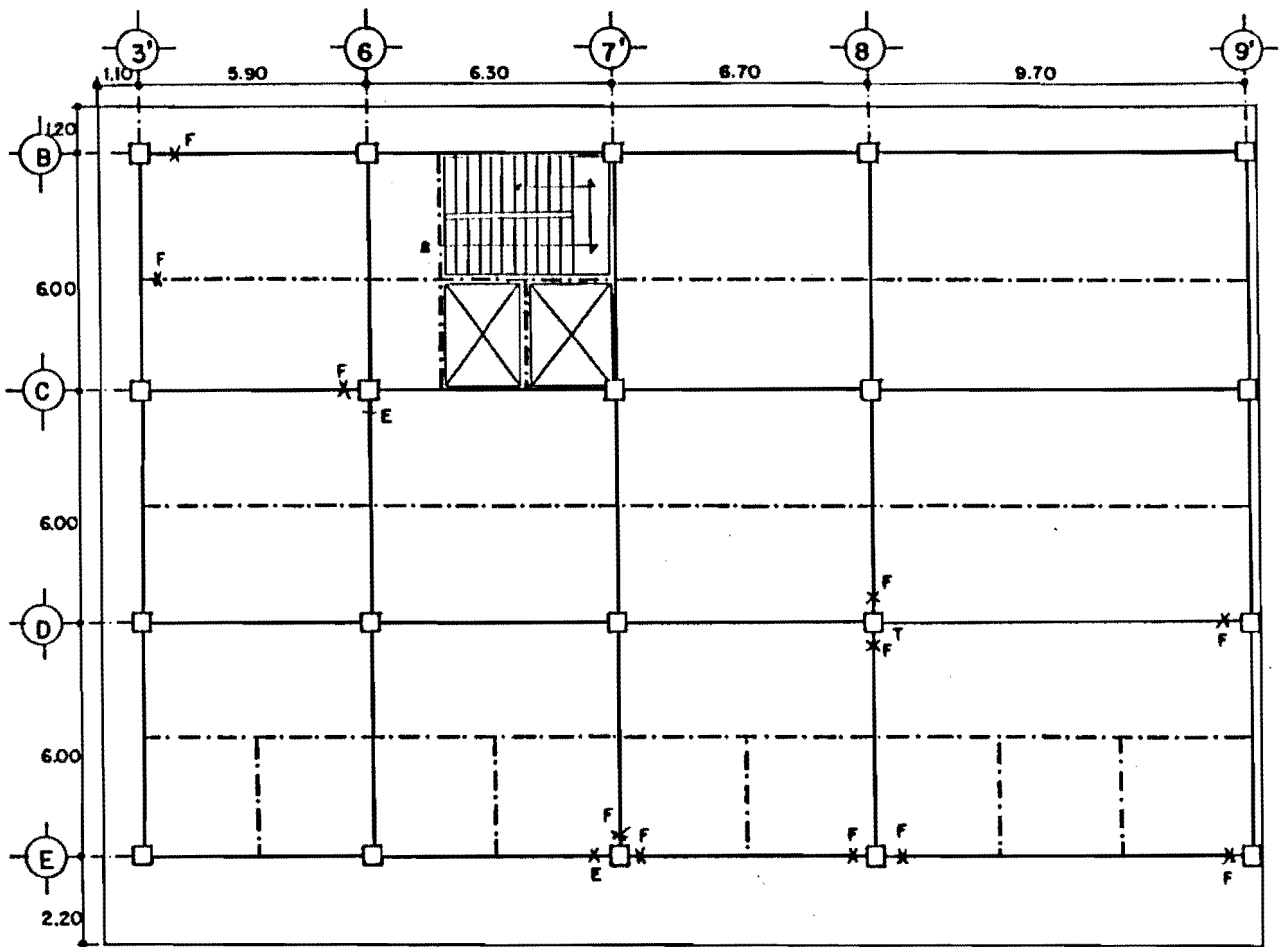
PLANTA TIPO

FIGURA 6

LEVANTAMIENTO DE DAÑOS NIVEL 5

SIMBOLOGIA

Trabe principal	—————	
Trabe secundaria	- . - . - . - .	
Grieta en trabe parte alta	+—————	
Grieta en trabe parte baja	—————x	
Grietas de 1.0 a 1.5 mm (1985)	A	
De 0.4 a 1.0 mm	B	
Menores de 0.4 mm	C	
Grietas de 1.0 a 1.5 mm (1989)	D	
De 0.4 a 1.0 mm	E	
Menores de 0.4 mm	F	
Testigo de STC (1985)	T	
Columna dañada	■	



PLANTA TIPO

FIGURA 7

LEVANTAMIENTO DE DAÑOS NIVEL 6

SIMBOLOGIA

Trabe principal	—————
Trabe secundaria	- - - - -
Grieta en trabe parte alta	+—————
Grieta en trabe parte baja	-x—————
Grietas de 1.0 a 1.5 mm (1985)	A
De 0.4 a 1.0 mm	B
Menores de 0.4 mm	C
Grietas de 1.0 a 1.5 mm (1989)	D
De 0.4 a 1.0 mm	E
Menores de 0.4 mm	F
Testigo de STC (1985)	T
Columna dañada	■

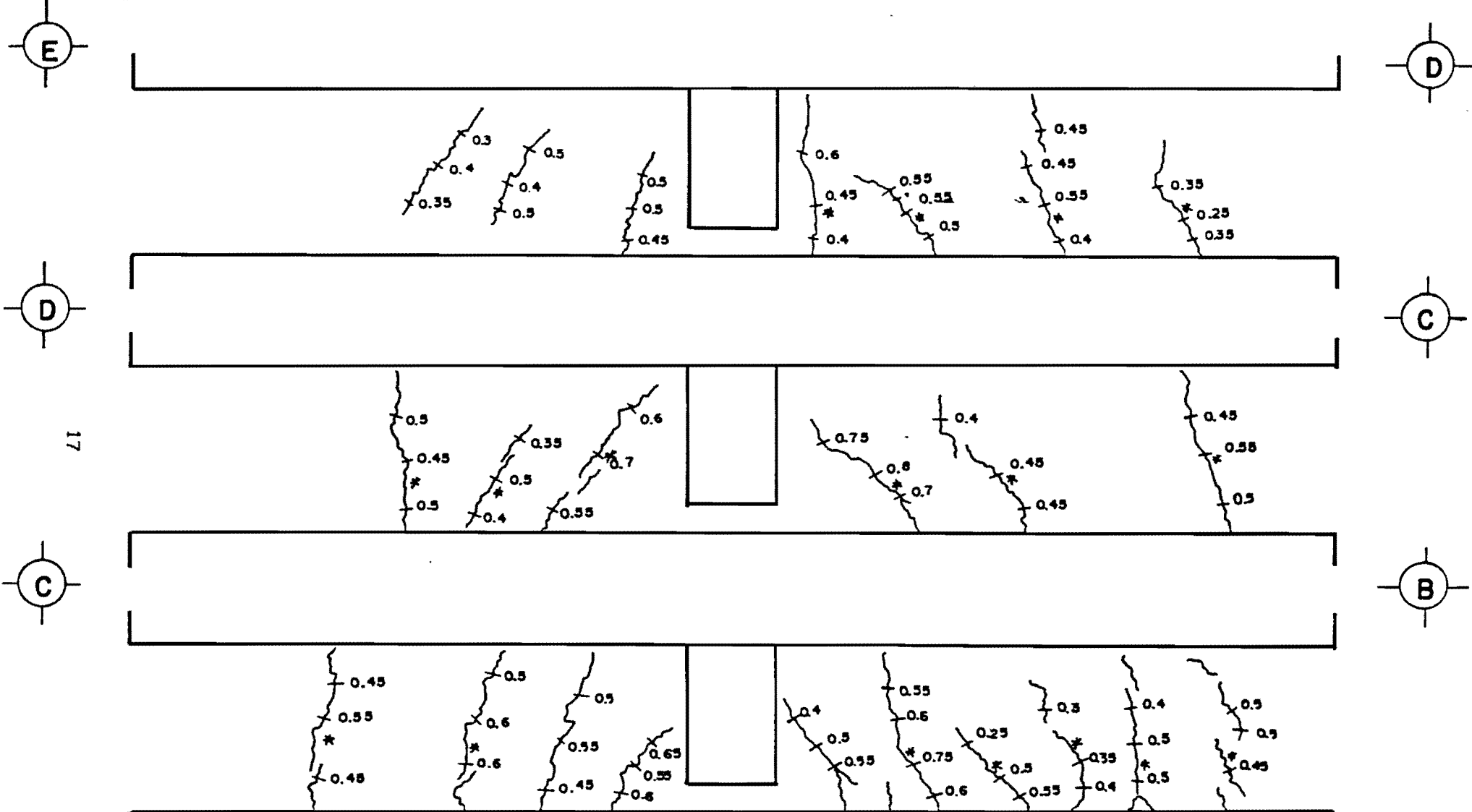
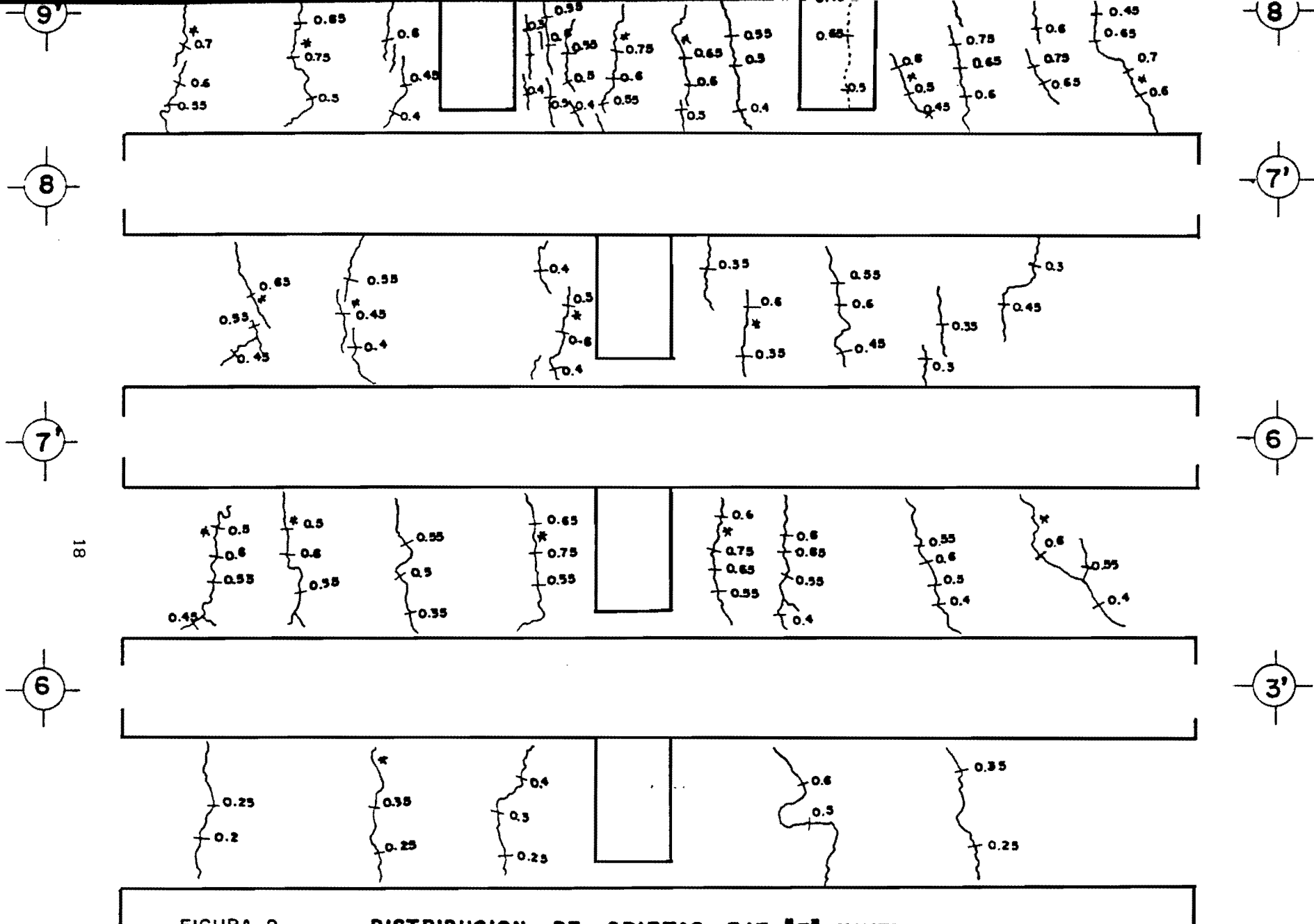


FIGURA 8

DISTRIBUCION DE GRIETAS EJE "8" NIVEL 3

* Grieta a ambos lados de la trabe

UNIDADES mm.



18

FIGURA 9

DISTRIBUCION DE GRIETAS EJE "E" NIVEL 3

UNIDADES mm

* Grieta a ambos lados de la trabe

CALCULO DE LA CAPACIDAD DE LOS ELEMENTOS POR METODOS RAPIDOS DE ANALISIS.

Una vez que se obtienen todos los datos e información del edificio, se procede a calcular los valores más representativos del análisis estructural para complementar el estudio y evaluar de manera rápida su resistencia sísmica. Se emplea el método del ATC-14 adaptado para las condiciones particulares de edificios de concreto en el Valle de México.

Aplicación del Procedimiento para la Evaluación Sísmica de Edificios de Concreto.

- A) La estructura corresponde a marcos de concreto de acuerdo a su descripción.
- B) Los problemas detectados en este edificio son:
1. Espaciamientos grandes de estribos en columnas y probable falta de capacidad a cortante respecto a flexión.
 2. Desplazamiento excesivo por relativa baja rigidez.
 3. Páneles exteriores precolados que deben revisarse en su conexión.
 4. Aislamiento deficiente en muros de mampostería no estructurales.
 5. Edificio regular en planta y elevación, pero con probable torsión por la ubicación del cubo de elevadores y escaleras.
 6. Los elementos estructurales dañados y reparados después del sismo de 1985, deben revisarse con detalle para determinar su capacidad.
 7. Se debe calcular la capacidad a flexión en columnas y vigas, para aprobar el reglamento vigente.

Ante estas incertidumbres se requiere ampliar la investigación obtenida para dar una evaluación más precisa, calculando los datos necesarios para ello.

Procedimiento rápido de análisis.

El comportamiento sísmico de edificios existentes depende en forma importante de la fuerza resistente y/o control de desplazamientos que proveen

los elementos en el sistema estructural. En zonas de alta a moderada sismicidad, la evaluación sísmica de muchos tipos de edificios existentes debe incluir al menos una revisión rápida de la fuerza lateral y/o los desplazamientos de entrepiso.

El edificio a analizar es clasificado como flexible por ser de marcos de concreto, los estribos en columnas según las pruebas no destructivas muestran una separación que puede causar falta de confinamiento al núcleo. La baja rigidez en estos marcos originó desplazamientos excesivos, que provocaron daño en elementos no estructurales. El aislamiento deficiente en muros de mampostería no estructurales con seguridad manifestará una alteración de la respuesta sísmica para este caso particular. El edificio es prácticamente regular en planta y elevación, por lo que la torsión no es significativa; únicamente el cubo de elevadores y escaleras puede provocar este efecto al no estar en el centro de masas.

La metodología general explicada anteriormente, se combina con los métodos rápidos de evaluación recomendados para edificios de concreto.

El cortante en la base a calcular por esta forma, será determinado de la siguiente ecuación:

$$V = \frac{c}{Q} W$$

donde : V = cortante basal del edificio

c = coeficiente de diseño sísmico, que en este caso por ubicarse el edificio en zona III, tiene un valor de 0.4 según RDF-87.

Q = factor de comportamiento sísmico que depende de las características de la estructura, correspondiendo en este caso el valor de 2. (ver punto 5 de las NTC por sismo)

W = carga muerta sísmica total (ver tabla 4).

De acuerdo a esta expresión, y sustituyendo los valores determinados se obtiene:

$$V = \frac{(0.4)}{2} (3883.56 \text{ ton}) = 776.71 \text{ ton.}$$

Para revisar una estructura existente, puede ser necesario obtener los cortantes o desplazamientos de entrepiso arriba de la base. En este caso, el cortante por nivel puede calcularse en forma aproximada con la siguiente ecuación:

$$V_j = \frac{n + j}{n + 1} \frac{W_j}{W} V$$

donde: V_j = máximo cortante de entrepiso en el nivel j .

n = número total de niveles desde la base del edificio.

j = nivel considerado.

W_j = carga muerta sísmica total de todos los niveles arriba del j (ver tabla 4)

W = carga muerta sísmica total. (Ver tabla 4)

V = cortante basal calculado con la fórmula anterior.

Con los valores correspondientes, se tienen :

<u>Nivel</u>	<u>Cortante</u>
Cuarto de máquinas	17.98 ton.
Azotea	221.24 ton.
Quinto nivel	387.84 ton.
Cuarto nivel	525.89 ton.
Tercer nivel	636.33 ton.
Segundo nivel	717.18 ton.

Cuando una estructura es mayor de 6 niveles, una revisión rápida no es suficiente porque pueden ser gobernadas por sobrecarga y en este tipo de edificios se recomienda usar el análisis dinámico.

Estimación del periodo fundamental de la estructura

$$T = Ct (h_n)^{3/4}$$

donde $Ct = 0.030$ para marcos de concreto reforzado

h_n = altura en pies, desde la base al nivel n.

Calculando lo correspondiente con las fórmulas anteriores, se obtiene:

$$T = (0.030)(79.39)^{3/4} = 0.80 \text{ seg.}$$

Esto nos indica que la estructura es flexible y sujeta a grandes desplazamientos que pueden originar daño no estructural.

TABLA 4

Masas y alturas por nivel

Cuarto de máquinas	51.383	ton.	3.00m
Azotea	629.370	ton.	3.45m
Quinto Nivel	612.060	ton.	3.45m
Cuarto Nivel	619.512	ton.	3.45m
Tercer Nivel	633.020	ton.	3.45m
Segundo Nivel	642.128	ton.	3.45m
Primer Nivel	696.084	ton.	3.95m
Total	3883.557	ton.	24.20m

Del capítulo Procedimiento para la Evaluación Sísmica de Edificios de Concreto, en el punto No. 5 se propone una estimación del esfuerzo cortante aplicando la fórmula descrita, y con los datos : $n_c = 20$, $n_r = 4$, $A_c = 72000\text{cm}^2$ para primer y segundo niveles, $A_c = 50000\text{cm}^2$ para tercero, cuarto y quinto, y

$A_c = 32000\text{cm}^2$ para el sexto; además de los cortantes de entrepiso calculados anteriormente con V_j , se obtiene lo siguiente:

$$V_{AVG_1} = 13.48 \text{ kg/cm}^2; V_{AVG_2} = 12.45 \text{ kg/cm}^2; V_{AVG_3} = 15.91 \text{ kg/cm}^2; V_{AVG_4} = 13.14 \text{ kg/cm}^2; V_{AVG_5} = 9.70 \text{ kg/cm}^2 \text{ y } V_{AVG_6} = 8.64 \text{ kg/cm}^2.$$

Estos resultados indican grandes esfuerzos cortantes al superar el valor de 4.2 kg/cm^2 como límite y siendo mayor en los niveles 3, 1 y 4 principalmente; por ello se requiere de un análisis más detallado.

EVALUACION SIMPLIFICADA DE LA SEGURIDAD SISMICA.

Con los resultados de las pruebas efectuadas en el edificio y la aplicación de la metodología correspondiente al tipo de estructura, se enlistan las siguientes características para su evaluación.

Se encuentra que la resistencia a compresión en el concreto para columnas dañadas es menor que la especificada en planos estructurales (210 kg/cm^2), lo cual concluye que el material usado en su reparación no cumple con los requisitos mínimos. También es importante notar que el área de acero y separación de estribos concuerda con planos, pero está escasa para satisfacer lo que señala el actual reglamento (RDF-87) ya que en algunos casos es mayor que $D/2$; esto nos obliga a revisar su capacidad a cortante.

Se sugiere reparar adecuadamente las columnas para aumentar su resistencia y rigidez, además suministrar más estribos que garanticen evitar falla frágil por cortante.

Las grietas que ocurrieron en los muros considerados no estructurales, indican que su separación no es suficiente por lo cual trabajaron soportando los desplazamientos del edificio hasta que su capacidad permitió, ya que no estaban diseñados para ello. Esto muestra que la estructura necesita rigidizarse para disminuir su flexibilidad usando los muros como estructurales previo análisis, o diagonales de contraventeo revisando su unión en trabe-columna.

Del levantamiento de daños por nivel se observa que el tercero fue el más afectado y esto hace suponer que los desplazamientos excedieron los índices aceptados en RDF-87 ($0.006 H$). El periodo calculado por el Procedimiento de Fuerza Lateral Equivalente (0.8 seg) aunque es solo aproximado, nos ayuda a detectar lo flexible del edificio para que con un análisis más detallado revisemos estos valores.

Respecto a las grietas en trabes, algunas de ellas son debidas a esfuerzo cortante y las cercanas a trabes secundarias ocurrieron por cargas verticales.

Recordando que hubo un nivel adicional no diseñado originalmente, es de esperar que las columnas admitieran más carga axial y al ocurrir el sismo el efecto P-delta provocó aumento de momento flexionante y cortante en ellas causando daños. La resistencia a compresión del concreto f'_c en trabes fue satisfactoria, resultando valores superiores entre un 50 y 70 % a los indicados en planos; esto se acepta por la sobrerresistencia que da la edad.

Se propone efectuar un análisis más preciso tomando en cuenta el Reglamento del Distrito Federal 1987 y las Normas Técnicas Complementarias correspondientes con el objeto de verificar esta primera evaluación.

Los desplazamientos de entrepiso se calculan con el análisis dinámico modal que posteriormente se menciona, ya que es más realista respecto al estático.

El esfuerzo cortante de entrepiso según el método rápido de evaluación, hace notar problemas en los niveles 3, 1 y 4 donde el levantamiento de daños también coincide.

MODELO DINAMICO DE LA ESTRUCTURA, DETERMINACION DE SUS PROPIEDADES Y COMPARACION CON MEDICIONES DE VIBRACION AMBIENTAL.

En este estudio se analiza el edificio como un modelo empotrado a partir del nivel de banqueta, y posteriormente en otro trabajo de investigación se hará un modelo más completo tomando en cuenta el efecto de interacción suelo-estructura.

Para este análisis se calcularon las masas por nivel y se usó el momento de inercia total de la sección en trabes, ya que se estima en un 50% la reducción por agrietamiento y con un 50% de incremento por la rigidez de la losa el valor no se modifica. En las columnas se tomó la sección bruta. El módulo de elasticidad se determinó aplicando el RDF-87 con la expresión $14000\sqrt{f'c}$, donde $f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ en trabes y 250 kg/cm^2 en columnas, considerando concreto de buena calidad y de acuerdo a las pruebas no destructivas y destructivas.

El programa utilizado fue el SUPER-ETABS, versión modificada para el Instituto de Ingeniería por el Ing. Juan N. Dyer, realizando dos respuestas: a) sin considerar los muros y b) tomando en cuenta la rigidez de muros de mampostería en la dirección transversal. Los resultados se presentan en la tabla 5, además de compararlos con las mediciones de vibración ambiental efectuadas por el Dr. David Muriá (ver Bibliografía).

Como se observa, los periodos calculados tomando en cuenta la contribución de los muros son más parecidos a los medidos y aunque las vibraciones ambientales son excitaciones pequeñas, nos indican la participación de ellos en la rigidez de la estructura; no debemos olvidar tomar precauciones en esto ya que si el movimiento es más severo como en un sismo, los resultados del análisis sin muros se acercan a la realidad porque en su diseño se han considerado desligados, cambiando así la dirección rígida del edificio.

TABLA 5
PERIODOS DE VIBRACION (seg.)

MODO	DIRECCION	CALCULADOS		MEDIDOS VIB. AMBIENTAL
		C/MUROS	S/MUROS	
1 ^o	Long. (N-S)	0.861	0.863	1.000
1 ^o	Trans. (E-W)	0.664	0.866	0.893
1 ^o	Torsión	0.546	0.740	0.620
2 ^o	Long. (N-S)	0.292	0.293	0.286
2 ^o	Trans. (E-W)	0.228	0.297	0.250
2 ^o	Torsión	0.188	0.254	0.186
3 ^o	Long. (N-S)	0.167	0.169	0.175
3 ^o	Trans. (E-W)	0.132	0.168	0.145
3 ^o	Torsión	0.110	0.146	0.113

La diferencia entre valores se atribuye a que sí hay efecto de interacción suelo-estructura que modifica el empotramiento en la base y afecta la respuesta del edificio, por eso este primer análisis es de validez limitada y para que sea completo se sugiere tomar en cuenta lo anterior con el cajón de cimentación.

VERIFICACION DE LA SEGURIDAD SISMICA CON ANALISIS DINAMICO MODAL

Para corroborar los datos obtenidos del método de evaluación simplificada y ampliar la información de los elementos estructurales del edificio, se revisa tomando en cuenta el Reglamento para Construcciones del Distrito Federal 1987 y sus Normas Técnicas Complementarias.

Como se mencionó anteriormente, la clasificación del inmueble de acuerdo a su uso es tipo "B" y los valores necesarios se tomarán en correspondencia a ello.

Considerando que hay degradación en el concreto ante un análisis dinámico modal, el valor del módulo de elasticidad se disminuye a $10000\sqrt{f'c}$ usando los mismos datos para trabes y columnas asignados anteriormente. Se toma en cuenta que los muros no participan en la rigidez de la estructura por encontrarse desligados y que la base está empotrada en el nivel de banqueteta. También se realiza un análisis estático combinando las fuerzas sísmicas en ambos sentidos (+ y -), además de las dos direcciones (longitudinal y transversal) para determinar los esfuerzos más desfavorables y revisar que el 80% del cortante basal estático iguale al dinámico en la dirección considerada según punto 9.3 de las NTC para diseño por sismo.

El factor de comportamiento sísmico seleccionado (Q) es 2 por las características estructurales, y de acuerdo a su ubicación en la zona III y tipo "B" el coeficiente sísmico (c) se toma igual a 0.4 . Las fuerzas sísmicas son reducidas considerando los puntos 3,4 y 6 de las NTC por sismo, cumpliendo con cada uno de ellos.

Del análisis de los resultados, se obtiene lo siguiente:
El 80% del cortante basal estático resulta igual a 621.37 ton.; el total dinámico en cada dirección es 606.5 ton. (longitudinal) y 608.6 ton. (transversal), representan un 78% del 80% requerido y se aceptan como válidos para el punto 9.3 de las NTC por sismo.

Los desplazamientos de entrepiso para el sismo en "X" (longitudinal) y en "Y" (transversal), se observan a continuación:

SISMO EN "X"

<u>Análisis</u>	Estático	Dinámico modal	Permisible RDF-87
<u>Nivel</u>	(cm.)	(cm.)	(0.006 H)
C. Máq.	0.933	0.716	1.80
Azotea	1.531	1.187	2.07
Quinto	2.930	2.290	2.07
Cuarto	3.754	2.955	2.07
Tercer	3.984	3.133	2.07
Segundo	2.774	2.161	2.07
Primer	2.260	1.743	2.37

SISMO EN "Y"

<u>Análisis</u>	Estático	Dinámico modal	Permisible RDF-87
<u>Nivel</u>	(cm.)	(cm.)	(0.006 H)
C. Máq.	0.928	0.696	1.80
Azotea	1.522	1.311	2.07
Quinto	2.975	2.612	2.07
Cuarto	3.703	3.297	2.07
Tercer	3.797	3.404	2.07
Segundo	2.972	2.617	2.07
Primer	2.797	2.428	2.37

En los dos casos se tiene más desplazamiento en el tercer y cuarto niveles, donde según el levantamiento de daños hubo problemas en trabes y columnas. Como se cuenta con las deformaciones en los cuatro vértices de la estructura, se dibujan ampliadas para el nivel de la azotea y aplicando el sismo en cada dirección (ver fig. 10).

Se aprecia una ligera torsión cuando el sismo va en la dirección transversal, esto se debe a que el cubo de elevadores y escaleras no está al

centro de la planta del edificio y origina excentricidad, lo cual provoca daño en los muros no estructurales principalmente.

Al contar con planos fidedignos para detallar los problemas estructurales en trabes y columnas, se procedió a calcular los momentos y cortantes resistentes en los elementos que según el análisis dinámico tienen los mayores esfuerzos. Cabe aclarar que en estos valores, los momentos y cortantes actuantes se multiplicaron por el factor 1.1 y en los resistentes se tomó la reducción correspondiente 0.9 en momento y 0.7 en cortante; esto es para identificar las condiciones de diseño con el actual reglamento.

VALORES MAS DESFAVORABLES DEL ANALISIS DINAMICO

TRABES.	Momento actuante (ton-m)	Momento resistente (ton-m)	Factor Mr/Ma
Primer nivel			
Eje 9' en D	90.98	57.33	0.63
Segundo nivel			
Eje E en 6	78.66	46.32	0.58
Eje E en 7'	77.91	46.32	0.59
Tercer nivel			
Eje E en 6	69.36	46.32	0.67
Eje E en 7'	69.05	46.32	0.67
Cuarto nivel			
Eje E en 7'	59.76	35.83	0.60
Quinto nivel			
Eje E en 7'	46.22	35.83	0.78
Azotea			
Eje B en 6	28.67	16.80	0.58
Eje B en 7'	29.93	16.80	0.56
Eje E en 7'	29.60	16.80	0.57

COLUMNAS.

	Momento actuante (ton-m)	Carga axial (ton)	Momento resistente (ton-m)	Factor Mr/Ma
Primer nivel				
E-6	80.93	235.2	73.62	0.91
E-8	81.72	309.0	65.75	0.80
Segundo nivel				
E-6	56.51	176.8	78.25	1.38
E-7'	52.66	184.4	78.38	1.49
Tercer nivel				
E-6	53.68	136.3	46.56	0.87
E-7'	50.62	143.8	45.65	0.90
Cuarto nivel				
E-6	49.85	95.0	46.78	0.94
E-7'	47.05	104.2	46.99	0.99
E-8	46.71	133.8	46.82	1.00

REVISION POR CORTANTE EN ELEMENTOS CRITICOS

TRABES	Cortante actuante (ton)	Cortante resistente (ton)	Factor Vr/Va
En azotea			
Eje B en 6	15.01	15.83	1.05
Eje B en 7'	14.38	15.83	1.10
Eje E en 7'	14.12	15.83	1.12
Segundo nivel			
Eje E en 6	37.83	30.69	0.81
Eje E en 7'	35.36	30.69	0.87

COLUMNAS

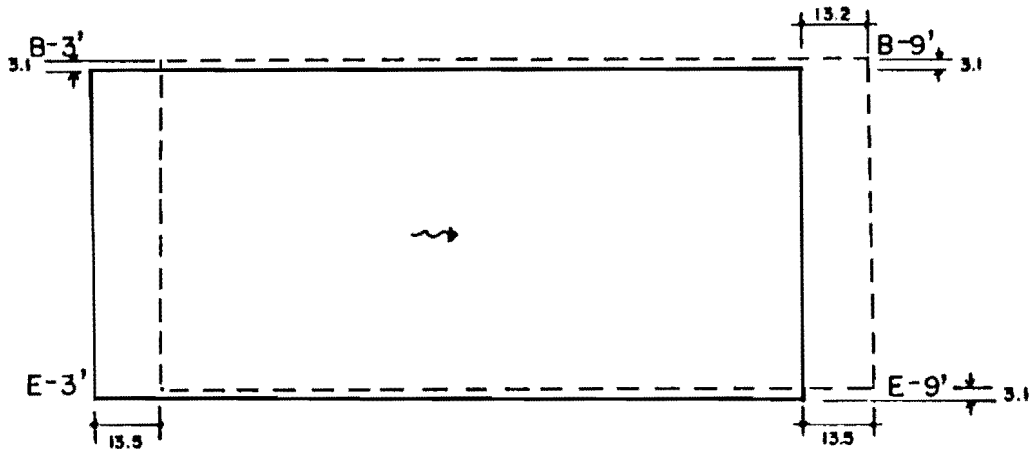
Segundo nivel			
E-6	54.25	49.96	0.92
E-7'	51.32	49.96	0.97
E-8	49.80	51.21	1.03

Tercer nivel

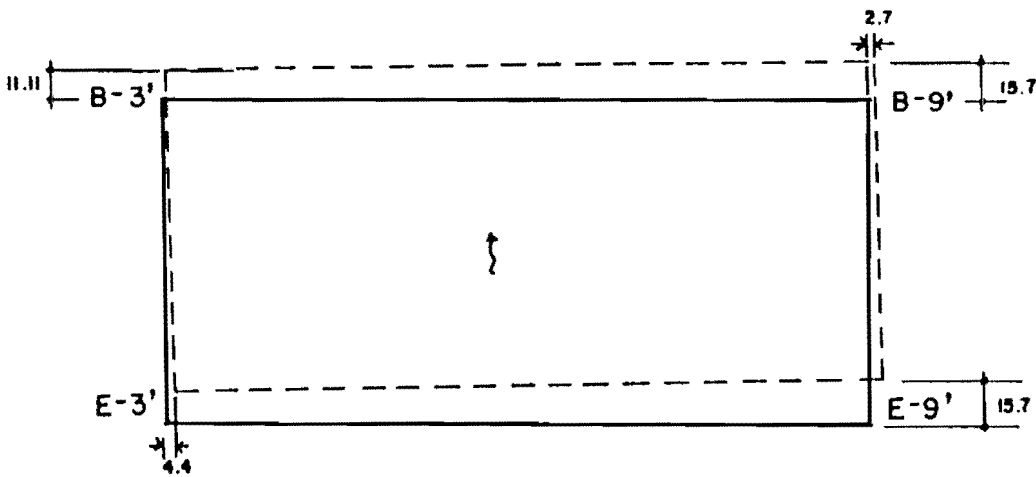
E-6	38.07	38.33	1.01
E-7'	36.02	38.33	1.06
E-8	35.09	38.33	1.09

De estos resultados se concluye que en las trabes del segundo nivel eje "E" hay escasez de resistencia tanto en momento como en cortante, siendo mayor en el primero; esto concuerda con los daños de ese eje en todos los niveles (ver figuras 3 a 7). También en la azotea los factores de resistencia a momento son pequeños en los ejes "B" y "E", pero el levantamiento de daños indica problemas en los ejes "8" y "E". Para las columnas, los momentos resistentes no cumplen con la capacidad en el primer nivel (E-6) y (E-8), mientras que en el tercero en (E-6) y (E-7'); esta última información comprueba los daños en el tercer nivel (ver figura 4), ya que para el primero no se cuenta con datos por estar cubiertas. Respecto al cortante resistente, los factores más bajos se dan en el segundo nivel principalmente en (E-6) y (E-7') y estas se reportan como parcialmente dañadas después del sismo de 1985 (ver fig. 3).

Debemos mencionar que si el edificio se clasifica como tipo "A" por estar en un acceso a la estación Juárez del metro, y dada la importancia de este medio de transporte, representa un grave riesgo porque siempre hay gran cantidad de personas circulando; los resultados del análisis serán más severos ya que el valor del coeficiente sísmico (c) se incrementa a 0.6 y esto aumenta las fuerzas sísmicas del análisis estático en un 50%; también el espectro de diseño para el análisis dinámico incrementa su ordenada de aceleración de 0.2g a 0.3g, y los valores de cortante junto con los de desplazamiento suben 50%. Esto origina que prácticamente todos los elementos estructurales no aprueben el reglamento en vigor y la restructuración sea más estricta.



DEFORMACIONES EN AZOTEA
SISMO EN "X"



DEFORMACIONES EN AZOTEA
SISMO EN "Y"

UNIDADES cm.

FIGURA 10

APENDICE A

METODO GENERAL PARA LA EVALUACION DE LA SEGURIDAD SISMICA DE EDIFICIOS.

Introducción

La ingeniería sísmica ha experimentado avances notables en los últimos 50 años, los resultados de centros de investigación y universidades se emplean en modificar los reglamentos para diseño y construcción de edificios en la actualidad; pero hay estructuras existentes que no tienen estas mejoras ya que fueron construidas con prácticas y reglamentos obsoletos hoy en día, y han resistido sismos fuertes durante su vida útil dejando a incertidumbre su comportamiento ante un evento futuro. El objetivo del proyecto ATC-14, fue desarrollar un método práctico y sencillo como guía para los ingenieros constructores en zonas sísmicas de EUA, identificando el riesgo potencial presente en la estructura o sus componentes para evitar pérdidas humanas y materiales.

Metodología General.

A) Selección del edificio a evaluar

Una vez elegido el edificio se deberán obtener todos los datos posibles del mismo, como son: planos, especificaciones, hojas de cálculos, reportes de mecánica de suelos, mantenimiento, adiciones y/o modificaciones a la estructura, información concerniente al diseño y construcción.

Revisada la información el ingeniero planeará una visita al edificio con dos objetivos: verificar los datos que se aportaron y examinar las condiciones del edificio, o en su caso, obtener la información necesaria para complementar datos importantes.

Si por alguna causa no existiera información adecuada del edificio, se procederá mediante levantamiento, fotografías y dibujos a elaborar lo necesario para dar una evaluación preliminar.

Con toda esta información se clasificará el tipo de construcción,

identificando el modelo a usar en la evaluación.

Cuando se haya completado lo anterior, se determinará:

- Una descripción general del tipo estructural del edificio.
- Las características del comportamiento de este tipo de estructuras durante pasados sismos de gran intensidad.
- Referencias que describan ejemplos específicos del comportamiento de este tipo de estructuras en sismos pasados.
- Una exploración de las cargas verticales y laterales, estimando el peso de los componentes del edificio.
- Una colección de exposiciones, problemas, y procedimientos sugeridos para ser agregados a la evaluación.

Después de esto, se ubicará al edificio en una zona de riesgo sísmico mediante planos de microzonificación.

Se usarán los procedimientos necesarios para evaluar la seguridad del edificio a partir de los datos anteriores, y la secuencia particular del mismo.

Si mediante la evaluación adecuada de varios parámetros se determina que el edificio es aceptable, entonces ya no requerirá más información; pero si no, entonces deberán recabarse más detalles para complementar lo hecho y dar una adecuada opinión al respecto.

La información que deberá adquirirse será más detallada en investigaciones del lugar y/o pruebas de materiales en elementos estructurales críticos (pruebas no destructivas).

Si hay daños en elementos no estructurales, estos serán evaluados por una metodología particular.

El paso final del procedimiento de evaluación es reportar los resultados al propietario o al cliente.

B) Procedimiento de recolección de datos.

1. Documentos de contrato, tales como planos de construcción, especificaciones, reportes de mecánica de suelos y cálculos.

1.1 Reportes y planos existentes con la siguiente información:

Propietario del edificio y/o propietarios anteriores

Arquitecto o ingeniero constructor

Jurisdicción local

Oficina del ingeniero constructor

Investigaciones de campo de las condiciones existentes

2. Condiciones estructurales existentes.

2.1 Nombre y domicilio de la estructura

Edad de la estructura original y adiciones o alteraciones

Código aplicable de diseño y construcción

Número de niveles y peso de los mismos

Muros exteriores importantes tales como parapetos

Localización de estructuras adyacentes

Uso del edificio y ocupación, cambios en el tipo de ocupación que puedan haber ocurrido

3. Pruebas destructivas y no destructivas en materiales.

3.1 Pruebas no destructivas en elementos

Complementando el examen de los documentos de construcción y las investigaciones del comportamiento del sitio, el ingeniero puede obtener información adecuada por los resultados de las pruebas en los materiales.

Para saber cuáles pruebas deben realizarse, dependerá del tipo de material, la sismicidad local, uniformidad de los materiales, observaciones de deterioro y elementos estructurales críticos. Las pruebas en los elementos del edificio serán usadas frecuentemente después de un análisis preliminar para determinar las posibles áreas críticas.

Las pruebas adecuadas serán repartidas por cada material.

Para estructuras de madera, la detección puede ser acompañada por un examen visual, golpeando con un martillo, taladrando, con pulso ultrasónico o resistencia eléctrica.

En acero estructural solamente se hacen pruebas en casos especiales.

Un gran número de pruebas han sido desarrolladas para estimar las propiedades de estructuras de concreto. El esfuerzo de compresión es calculado generalmente por pruebas en corazones de concreto. Un número de pruebas no destructivas incluyendo martillo de rebote, aparato de pruebas de penetración, velocidad ultrasónica de pulso, y de extracción han sido usadas in situ. Estas pruebas no deben ser sustitutas de las obtenidas con corazones, por la variación de los resultados; pueden ser combinadas para reducir el costo y adecuar la uniformidad del concreto. Otras han sido desarrolladas para examinar diferentes propiedades del acero de refuerzo, el Pachómetro es ampliamente usado para localizar y estimar el diámetro del acero de refuerzo.

Recientes investigaciones experimentales han sido aplicadas en estructuras de mampostería usando muchas de las pruebas no destructivas desarrolladas para concreto.

C) Sistemas de Identificación de Edificios por su estructura

Edificios de madera

Edificios de acero

Edificios de concreto reforzado

Edificios con elementos precolados

Edificios de mampostería con refuerzo

Edificios de mampostería no reforzados

D) Procedimiento para determinar el modelo tipo del edificio

Obtener dibujos y documentos, examinarlos y determinar los sistemas de fuerzas verticales y laterales resistentes.

Si no hay planos, visitar el edificio para establecer una idea de la configuración y construcción.

Identificación de la carga de gravedad que soporta el sistema y determinación de la carga por unidad de área.

Identificación de los elementos resistentes a la carga lateral del sistema, determinación del lugar de aplicación de la carga. Localización de elementos horizontales y verticales que soporten los desplazamientos laterales en las dos direcciones.

Anotar si existen diferentes sistemas estructurales en direcciones ortogonales.

E) Procedimiento de análisis simplificado

Se aplica de acuerdo a las características particulares del edificio como se verá más adelante.

Cálculo de la capacidad de los miembros por métodos rápidos de análisis.

Usar el diseño de fuerza resistente horizontal y vertical en los elementos establecidos.

APENDICE B

PROCEDIMIENTO PARA LA EVALUACION SISMICA DE EDIFICIOS DE CONCRETO.

Como aplicación de la metodología general (capítulo anterior), a un tipo de estructuras en particular y tomando en cuenta el edificio en estudio, se detallan las características para edificios de concreto junto con el procedimiento para su evaluación sísmica en cada situación específica.

1. Descripción de la estructura

Edificios de marcos de concreto en que los elementos verticales son columnas y los elementos de piso son losas monolíticas sobre vigas en una dirección, losa reticular con vigas en dos direcciones o losas planas. Los elementos principales en los marcos (trabes y columnas), pueden no tener refuerzo continuo para flexión positiva y negativa en toda su longitud y por ello, ser o no considerados como "concreto dúctil".

2. Defectos comunes del comportamiento

Los edificios a base de marcos de concreto son típicamente más flexibles que los edificios con muros de cortante y esta baja rigidez puede provocar grandes desplazamientos de entrepiso que dejan gran daño no estructural o estructural. Si las columnas de concreto tienen una capacidad a cortante baja respecto a la capacidad a flexión, puede ocurrir una falla frágil resultando probablemente un colapso. En los siguientes puntos se mencionan los defectos más comunes que pueden tener esta clase de edificios, esto con el objeto de detectar problemas rápidamente y dar una evaluación preliminar.

- Espaciamientos grandes de estribos en columnas que pueden provocar escasez de confinamiento para el núcleo de concreto y dar lugar a fallas por cortante.
- El recubrimiento insuficiente en columnas puede causar que el concreto se bote.
- Los empalmes en las barras de una columna en una misma sección pueden provocar que falle.

- Si la resistencia a cortante en la columna es insuficiente para el desarrollo de la capacidad a flexión, la columna falla frágilmente por cortante.
- Un insuficiente anclaje en el refuerzo dentro del núcleo de la columna, limitará la capacidad a cortante.
- La falta de refuerzo en vigas continuas puede provocar formación de articulaciones durante cargas cíclicas.
- Un inadecuado refuerzo de las uniones viga-columna, o la mala localización del empalme en las barras, puede provocar falla en las juntas.
- El insuficiente anclaje a la cimentación determinará la capacidad de la columna para resistir esfuerzos locales.
- Las excentricidades entre vigas y columnas de marcos exteriores, dan lugar a fuerzas de torsión que debilitan esos marcos.
- El uso de quiebres en el refuerzo longitudinal de vigas como refuerzo para cortante puede provocar falla por cortante durante carga cíclica.
- La relativa baja rigidez de marcos, puede provocar desplazamiento excesivo. Estos desplazamientos causan daño a elementos no estructurales tales como muros divisorios, plafones, ventanas, etc.
- Los paneles exteriores precolados pueden fallar en la conexión de los marcos con capacidad de desplazamiento y/o ductilidad. Los elementos panel pueden fallar si no se acomodan a los desplazamientos. Los paneles con insuficiente tamaño de juntas pueden trabajar uno con otro.
- Si la vidriería no está suficientemente aislada de las acciones estructurales, puede fallar y caer sobre las calles o propiedades adyacentes.
- El aislamiento deficiente de muros de mampostería no estructurales puede alterar la respuesta del edificio. Si las uniones no son adecuadamente detalladas, pueden fallar bajo el efecto de fuerzas laterales.

- Puede haber golpeo entre estructuras adyacentes de diferentes alturas. Esto provoca sobreesfuerzos en las columnas y probable falla local donde los pisos de los edificios no tienen la misma elevación, y donde no hay muros de cortante paralelos a las fuerzas que provocan el golpeo.
- Los parapetos de concreto que no son reforzados y tienen una gran relación altura-espesor, o que no están bien anclados a la losa, constituyen un riesgo de falla. El riesgo que tiene un parapeto es proporcional a su altura sobre la base del edificio.
- Edificios con irregularidad en planta tales como T, L, U o formas de cruz pueden generar grandes efectos torsionantes. Dependiendo de la rigidez lateral del sistema, diferentes partes de la estructura pueden vibrar independientemente, lo cual provoca una concentración de daño en las juntas. (Entrantes o salientes excesivas), si no se ha dejado una separación de juntas o refuerzo especial.
- Edificios con cambios abruptos en resistencia lateral tienen frecuentemente un comportamiento sísmico pobre. Las cargas verticales grandes y mal distribuidas tienden a concentrar daños en niveles de piso "suave".

3. Cargas concentradas y de superficie

La transmisión de las cargas de gravedad se hace de las losas de piso, a los elementos del marco tales como vigas en una dirección o losas reticulares; o a través de la acción de la losa en las trabes principales o secundarias.

Las cargas laterales son transmitidas de los diafragmas de piso a los marcos. Esos marcos pueden ser o no dúctiles dependiendo de su configuración y detalles de las juntas. Los esfuerzos cortantes en las columnas que no son suficientes para soportar la capacidad de momento de las vigas, puede dejar fallas por cortante no deseables en la unión.

Las cargas muertas típicas de piso tienen un rango de 500 a 700 kg/m². Las cargas vivas son en general de 200 a 600 kg/m², dependiendo de la ocupación.

4. Evaluación de edificios en zonas de alta sismicidad

La evaluación de cualquier edificio es una tarea compleja, requiere de la experiencia de un ingeniero estructural en el comportamiento sísmico de edificios. El procedimiento siguiente es una guía de cómo hacer una evaluación y para marcar áreas que puedan ser críticas potencialmente en sus elementos. En cada parte se presenta un problema particular describiendo sus características y el procedimiento detallado de evaluación que se seguirá si la respuesta es negativa para el edificio en estudio.

Una respuesta positiva implica que no se requiere de un estudio adicional; pero si no es favorable, se necesitará ampliar la información para una mejor evaluación.

La decisión final que considera lo adecuado de un edificio será responsabilidad de la revisión hecha por un ingeniero estructural. Este procedimiento será tomado como sugerencia para el proceso de decisión y no como un método de evaluación definitivo.

5. Evaluación rápida de columnas reforzadas

Problema: Algunos edificios de marcos de concreto reforzado han sufrido daños en sismos pasados debido a su inadecuada capacidad a cortante. Una rápida estimación del esfuerzo cortante en los marcos de concreto reforzado deberá hacerse en todas las evaluaciones de este tipo de edificios, en zonas de alta a moderada sismicidad.

Procedimiento: Generar las cargas usando un método de evaluación rápida, revisando el primer nivel y todos los otros niveles donde las columnas puedan estar sujetas a esfuerzos de cortante altos.

Estimación del esfuerzo cortante V_{AVG} como sigue:

$$V_{AVG} = \frac{n_c}{n_c - n_f} \frac{V_j}{A_c}$$

donde: n_c = número total de columnas

n_f =número total de marcos en la dirección de la carga

V_j =cortante de entrepiso en el nivel considerado, determinado de las cargas generadas por el método rápido de análisis. (ver Cálculo de la capacidad de los elementos por métodos rápidos de análisis).

A_c =suma del área de la sección transversal de todas las columnas del nivel considerado.

Si el valor del esfuerzo cortante en la columna es mayor que 4.2 kg/cm^2 deberá hacerse una evaluación detallada. El cálculo de la capacidad a cortante de la columna se hará usando la propuesta del reglamento y determinando la relación capacidad/demanda.

6. Estimación rápida de desplazamientos de entrepiso

Problema: Un marco no es típicamente tan rígido como una estructura con muros de cortante o marcos contraventeados. Esta flexibilidad da como resultado grandes desplazamientos de entrepiso, los cuales dejan gran daño no estructural.

Procedimiento: Usar la siguiente expresión con las cargas generadas por el procedimiento de evaluación rápida, para estimar el desplazamiento de entrepiso Δ en cualquier nivel.

$$\Delta = \frac{K_b + K_c}{K_b K_c} \frac{h}{36000} V_c$$

donde: $K_b = I/L$ viga

$K_c = I/L$ columna

$h =$ altura de entrepiso (pulg.)

$I =$ momento de inercia (pulg.⁴)

$L =$ longitud centro a centro (pulg.)

$V_c =$ cortante en cada columna

Si el desplazamiento estimado excede de $0.006h$ en cualquier nivel, la estructura deberá evaluarse usando análisis del marco completo mediante el nivel de fuerza y la distribución anticipada de fuerzas laterales en los marcos. Note que el valor de V_c usado para una estimación rápida del desplazamiento deberá ser calculado considerando la rigidez relativa de los

elementos del marco.

7. Evaluación de materiales

Objetivo: No hay un deterioro visible significativo del concreto o acero de refuerzo en cualquiera de los elementos del marco.

Problema: Deterioro o pobre calidad del concreto y/o acero oxidado pueden causar pérdida de la fuerza de elementos estructurales.

Procedimiento: Determine la causa y extensión del daño, descubra las reducciones de capacidad que deben ser empleadas en la evaluación sísmica. Se recomienda que la causa sea detenida y/o reparada.

8. Evaluación de componentes estructurales

Objetivo: Los marcos que resistan cargas laterales no deben incluir ningún elemento presforzado o postensado.

Preocupación: Los elementos pretensados o postensados de un marco pueden no ser dúctiles y están específicamente prohibidos por algunas normas actuales.

Procedimiento: Usar un método equivalente para fuerza lateral con objeto de determinar el momento y la demanda de cortante en marcos de elementos presforzados. El cálculo de la capacidad de estos elementos se hará tomando el acero ordinario y el acero de presfuerzo cuando corresponda.

Objetivo: No hay muros de concreto o mampostería en los marcos, que no estén aislados de los elementos estructurales.

Problema: Los muros usados para dividir, o paredes a lo largo de las escaleras o cubos de elevador que no están adecuadamente aislados, alterarán la respuesta sísmica de la estructura. Las consideraciones de evaluación en los marcos de la estructura será por consiguiente inadecuada.

Procedimiento: Evaluar el edificio como una estructura con muros.

Objetivo: Los elementos resistentes a fuerza lateral tendrán una forma bien

distribuida y un sistema balanceado que no esté sujeto a torsión importante. Se considerará una torsión inadecuada cualquier condición donde la distancia entre el centro de rigidez y el de masa sea mayor del 20% del ancho de la estructura en la dirección principal.

Problema: Las irregularidades en planta pueden provocar torsión o deflexiones laterales excesivas que puedan ser permanentes o dar lugar a un colapso parcial.

Procedimiento: Revisar lo adecuado del sistema y analizar la respuesta a torsión usando procedimientos convenientes para las rigideces relativas de los diafragmas y los elementos verticales. Compare el máximo desplazamiento calculado de entrepiso con $0.006H$ Revise que todas las cargas verticales en los elementos puedan mantener su capacidad bajo los desplazamientos esperados.

Objetivo: No hay discontinuidades importantes de fuerza en cualquiera de las cargas verticales laterales de los elementos resistentes.

Problema: Pisos suaves (p. ej. un decremento en la capacidad de más de 20% de un nivel a otro inmediato bajo él), puede provocar una concentración de actividad inelástica, desplazamientos de entrepiso, daño no estructural o colapso.

Procedimiento: Usar el método de fuerza lateral equivalente para evaluar la distribución de cargas por irregularidad vertical.

Objetivo: No hay irregularidades verticales importantes provocadas por geometría o irregularidades en la masa.

Problema: Irregularidades verticales provocadas por entrantes (p. ej. un cambio en más del 30% de un nivel a los adyacentes) o irregularidades en la masa (p. ej. un cambio en la masa efectiva de más del 50% de un nivel respecto al siguiente, excluyendo los techos) producen una distribución de cortante en la base que puede ser muy diferente respecto a los edificios regulares. Esto puede dejar una concentración de deformación inelástica en el lugar de la irregularidad.

Procedimiento: Use un método de análisis modal para determinar una distribución más realista del cortante de la base.

Objetivo: Todos los marcos deben continuar hasta la base del edificio

Problema: Todos los marcos toman cortante y las fuerzas de volteo. Cualquier marco que no continúa a la cimentación debe pasar su cortante y fuerzas de volteo a otro elemento estructural; a menos que haya elementos suplementarios específicamente detallados para tomar estas cargas, esos elementos pueden no tener capacidad suficiente.

Procedimiento: Evalué la demanda de los elementos de soporte usando el método de la fuerza lateral equivalente.

Objetivo: La capacidad a momento en las columnas debe ser más grande que la de las vigas.

Problema: Columnas con demasiada rotación pueden provocar grandes daños y posible pérdida de capacidad axial. La actividad inelástica debe producirse por el momento de las vigas.

Procedimiento: Compare la suma de las capacidades del momento en las vigas incluyendo la losa, con la suma de las capacidades del momento de las columnas. Las columnas deberán ser 20% más fuertes que las vigas para asegurar su propia acción.

Objetivo: Todas las cubiertas metálicas corrugadas en los pisos y techos tienen un refuerzo de concreto sobre la losa.

Problema: Los diafragmas de cubierta metálica sin el espesor de las losas no tienen suficiente capacidad a fuerza lateral.

Procedimiento: Use el método de fuerza lateral equivalente para calcular la relación capacidad/demanda en la cubierta metálica sin losa.

Objetivo: Una estructura cercana será considerada como "inmediatamente

adyacente" si dista menos de 5 centímetros por el número de niveles del edificio que está evaluándose.

Problema: Los marcos de edificios junto a otros más cortos que tienen diferentes niveles, son sujetos a golpeo. El diafragma del techo del edificio más corto adyacente puede golpear en el exterior de muros y columnas dejándolas débiles y con posible colapso local.

Procedimiento: Se recomienda agregar en todos los pisos, elementos que minimicen los efectos del golpeo donde este ocurre.

9. Evaluación de las conexiones estructurales

Objetivo: Hay excentricidades mayores que el 20% de la más pequeña dimensión de la columna en planta, entre el giro y la línea central de la columna.

Problema: Excentricidades entre el eje de la trabe y la línea central de la columna provoca torsión. Esta puede ser crítica si la propiedad de la unión no es adecuada.

Procedimiento: Evaluar la estructura con el método de la fuerza lateral equivalente, considerando el esfuerzo cortante adicional causado por las torsiones en la junta.

10. Evaluación de detalles estructurales

Objetivo: Las columnas del marco tienen estribos espaciados a $d/4$ o menos a lo largo de su longitud y a 8db o menos en todas las zonas de posible articulación plástica.

Problema: Pueden ocurrir fallas no dúctiles por cortante para columnas con estribos muy espaciados. Si tienen estribos poco espaciados, las columnas no serán capaces de mantener los momentos de fluencia bajo ciclos de carga repetida.

Procedimiento: Calcule la máxima fuerza cortante que puede ser generada en las columnas por el análisis de la capacidad del momento bajo máxima carga axial,

calcule la máxima carga axial como 1.4 veces la suma de carga muerta, viva y fuerzas sísmicas.

Objetivo: Los estribos en vigas y columnas son anclados dentro del núcleo del elemento con ganchos de 135° o más.

Problema: Serán totalmente efectivos los estribos en uniones con potencial zona de articulación plástica si son anclados dentro del núcleo de la columna. La resistencia por cortante y el confinamiento son bajos si las uniones no son bien ancladas.

Procedimiento: Estimar la demanda en la viga y la columna usando el método de fuerza lateral equivalente. Revisar la capacidad a cortante en la columna con el máximo cortante que puede generarse.

Objetivo: Todas las varillas de columnas tienen longitudes de desarrollo más grandes que 35 db y están encerradas por estribos espaciados a 8 db o menos.

Problema: Las juntas con longitudes de desarrollo inadecuadas pueden dejar una columna débil y provocar la falla. Este problema será mayor por la botadura del recubrimiento de concreto que pueda ocurrir durante grandes desplazamientos.

Procedimiento: Revise que la longitud de la junta cumpla con lo requerido por el reglamento correspondiente. Calcule la demanda usando el método de fuerza lateral equivalente.

Objetivo: Al menos dos barras longitudinales arriba y abajo de la sección se extienden continuamente a lo largo de la longitud de cada marco-viga. Por lo menos el 25% del acero suministrado en las juntas para momento positivo y negativo es continuo a través del miembro.

Problema: Los momentos de fluencia requieren acero de refuerzo entre el punto de inflexión y el apoyo, porque los momentos sísmicos pueden ser mucho más grandes que los momentos por carga gravitacional. El refuerzo continuo de la losa adyacente a la viga puede considerarse como un tope de refuerzo continuo.

Procedimiento: Evalué la demanda de momento usando el método de fuerza lateral equivalente. Compare esos momentos en capacidad, basado en las especificaciones del reglamento y calcule la relación capacidad/demanda.

Objetivo: Los traslapes y conexiones de varillas en una viga longitudinal, están localizados dentro de la parte central de la longitud del miembro.

Problema: Traslapes cortos de compresión para el acero inferior localizado dentro de la articulación, pueden no ser suficientes para desarrollar momentos de fluencia positivos, dejando articulaciones en niveles bajo el esfuerzo de fluencia de las vigas.

Procedimiento: Evaluar las demandas de la articulación usando el método de fuerza lateral equivalente. Compare la demanda con la capacidad basada en los requisitos del reglamento.

Objetivo: Todas las vigas tienen estribos espaciados a $d/2$ o menos a lo largo de su longitud, y a 8 db o menos en la zona potencial de articulaciones plásticas.

Problema: Sin los estribos cerrados, las vigas pueden no ser capaces de mantener los momentos de fluencia bajo cargas repetidas.

Procedimiento: Determine la demanda de cortante en vigas usando el método de fuerza lateral equivalente. Para calcular la capacidad de cortante, use solamente refuerzo que sea efectivo para cortante reversible.

Objetivo: No se usan barras dobladas para el refuerzo por cortante.

Problema: Las barras inclinadas como refuerzo por cortante no son adecuadas bajo momentos reversibles.

Procedimiento: Evaluar la demanda de cortante en la viga usando el método de fuerza lateral equivalente. Para calcular la capacidad por cortante, use solamente refuerzo efectivo para cortantes reversibles.



Objetivo: Los amarres en la columna deben ser extendidos a través de todo el exterior de la junta viga-columna con su espaciamiento típico.

Problema: Al no reforzar las juntas exteriores viga-columna, estas pueden no ser capaces de desarrollar las fuerzas de los miembros conectados. Esto puede provocar fluencia en la unión.

Procedimiento: Compare la capacidad de la unión con el cortante creado por la suma de los momentos de fluencia de la viga.

Objetivo: No hay una notable capacidad a tensión en las esquinas entrantes u otras irregularidades localizadas en planta.

Problema: Edificios con sustancial irregularidad en planta que incluyen esquinas entrantes, pueden causar que las salientes de la estructura vibren independientemente. Si la capacidad a tensión dada en las esquinas entrantes no es suficiente para restringir este movimiento, puede ocurrir una concentración de daño local incluyendo colapso parcial.

Procedimiento: Evalúe los requisitos necesarios de las esquinas entrantes aplicando la máxima fuerza lateral al diafragma y haciendo el cálculo en un modelo de diafragma de piso aislado con un acelerograma representativo. Todos los elementos que contribuyen en la capacidad a tensión en la esquina entrante, deben ser incluidos con adecuada consideración dados los esfuerzos por carga de gravedad.

Objetivo: Hay un refuerzo adecuado alrededor de todos los diafragmas con aberturas mayores que el 50% del edificio dentro de su mayor dirección en planta.

Problema: Estas grandes aberturas limitan la capacidad del diafragma para transferir fuerzas laterales.

Procedimiento: Verifique lo adecuado del diafragma para transferir esfuerzos alrededor de la abertura. Use el método de fuerza lateral equivalente y las consideraciones para diafragmas.

11. Evaluación de cimentaciones

Objetivo: El acero longitudinal de la columna es anclado a la cimentación.

Problema: La falta de suficiente anclaje crea una debilidad y no hay capacidad adecuada a cortante o a tensión.

Procedimiento: Determine los requisitos de anclaje según el reglamento.

12. Evaluación de elementos no estructurales.

Objetivo: Todas las marquesinas, parapetos y otros ornamentos que no son reforzados y anclados al edificio pueden crear un riesgo de falla. El riesgo creado se incrementa con el peso sobre la base del edificio.

Procedimiento: Determine la capacidad de anclaje. Si " la longitud de anclaje rige", se usará un programa de prueba para determinar la capacidad recomendada.

Objetivo: Todos los revestimientos y enchapados arriba del primer nivel o con altura de 3.5 m. son adecuadamente anclados a los marcos exteriores.

Problema: Un anclaje pobre de revestimientos o enchapados puede provocar un riesgo de falla. El riesgo creado se aumenta con la altura arriba de la base del edificio.

Procedimiento: Estimar la fuerza de anclaje requerida. Si el anclaje es con metal corrugado, se recomienda hacer un programa de pruebas para determinar su capacidad.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De acuerdo al estudio realizado en el edificio, se encuentra que los muros no están desligados de la estructura completamente y ante otro evento sísmico de gran magnitud volverán a sufrir daño, provocado particularmente por la flexibilidad del edificio y su ubicación en zona de alto riesgo sísmico donde la respuesta dinámica se amplifica en forma apreciable.

Se concluye que aún en este análisis simplificado, los resultados comparativos de daños calculados con observados nos indican una correlación y por lo tanto los elementos estructurales no cumplen con el actual reglamento (RDF-87). Por lo tanto es necesario reforzarlo con elementos que aumenten su resistencia y rigidez, reparando columnas y trabes que tuvieron problemas después de los sismos de septiembre 1985 y abril 1989; sin olvidar revisar la capacidad a cortante y momento en estos elementos estructurales para evitar su falla frágil ante un posterior evento sísmico.

Es importante mencionar que el Método Rápido de Evaluación proporciona la información más sustancial para emitir un dictamen preliminar, y tomando en cuenta la experiencia del ingeniero estructural ésta será acertada y suficiente; pero en algunos casos se requerirá contar con más datos que ayuden a discernir dudas o inquietudes específicas mediante un análisis detallado. Para la aplicación de este Método debe cuidarse la selección de los parámetros que definan la resistencia y capacidad de los elementos estructurales, tomando en cuenta los requisitos del Reglamento del Distrito Federal 1987 donde sea necesario.

Se recomienda para este edificio en particular, continuar con el estudio analítico tomando en cuenta los niveles inferiores a la superficie y los efectos que provoca la interacción suelo-estructura, ya que al ser instrumentado se contará con registros sísmicos que ayuden a modelarlo correctamente para que esta investigación determine su comportamiento sísmico-estructural con precisión.

BIBLIOGRAFIA

Applied Technology Council (ATC 14). "Evaluating the Seismic Resistance of Existing Buildings", National Science Foundation. H.J. Degenkolb Associates, San Francisco California 1987.

Departamento del Distrito Federal. "Reglamento de Construcciones", Talleres Gráficos de la Nación. México 1987.

Departamento del Distrito Federal. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Talleres Gráficos de la Nación. México 1987.

Departamento del Distrito Federal. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones", Talleres Gráficos de la Nación. México 1987.

Departamento del Distrito Federal. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Talleres Gráficos de la Nación. México 1987.

Departamento del Distrito Federal. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería", Talleres Gráficos de la Nación. México 1987.

David Muriá Vila; "Cinemática de un edificio por instrumentar", Instituto de Ingeniería, UNAM. Proyecto 9763, julio 1990.

Enrique Mena Sandoval y Roberto Quaas Weppen; "Instrumentación para registro de sismos en edificios del Distrito Federal", Instituto de Ingeniería, UNAM. Proyecto 9741, octubre de 1989.