



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA METROPOLITANA
UNIDAD AZCAPOTZALCO

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

**SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN
EDIFICIO TIPO DE LA UAM IZTAPALAPA**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE

MAESTRA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

P R E S E N T A

ADRIANA DEL SOCORRO CUEVAS MORIN

DIRECTOR DE TESIS: M. EN I. JOSÉ JUAN GUERRERO CORREA.

MÉXICO, D. F.

ENERO DE 2006

CONTENIDO

CAPITULO I.-

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

1.1.1 SISMICIDAD EN MÉXICO

1.1.2 COMPORTAMIENTO DEL SISTEMA DE PISO A BASE DE LOSA RETICULAR DURANTE EVENTOS SISMICOS INTENSOS.

1.2 UBICACIÓN DEL CASO DE ESTUDIO.

1.3 OBJETIVO GENERAL

1.4 OBJETIVOS PARTICULARES

1.5 LIMITACIONES DEL ESTUDIO

1.5 METODOLOGÍA

CAPITULO II

EVALUACIÓN APROXIMADA DE LA CAPACIDAD SÍSMICA DE LAS ESTRUCTURAS DE LA UAM IZTAPALAPA.

2.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y ESTRUCTURALES DE LOS EDIFICIOS DE LA UAM IZTAPALAPA.

2.2 DETERMINACIÓN APROXIMADA DE LAS RESISTENCIAS DE LOS EDIFICIOS.

a) Evaluación nivel 1.

b) Evaluación nivel 2.

c) Evaluación nivel 3.

2.3 MÉTODO SIMPLIFICADO DE EVALUACIÓN SÍSMICA.

2.4 OBTENCIÓN DE LOS PERIODOS NATURALES

2.5 ESTIMACIÓN DE LAS DEMANDAS SÍSMICAS REGLAMENTARIAS SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DE 1976 Y 2004.

2.6 EDIFICIOS DE LA UAM IZTAPALAPA.

CAPITULO III

ESTUDIO DETALLADO DEL EDIFICIO C DE LA UAM IZTAPALAPA.

3.1 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO C.

3.2 OBTENCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE ALGUNOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO C, MEDIANTE PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS.

3.3 MODELOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO DEL EDIFICIO C, RCDF76.

3.3.1 ANTECEDENTES

3.3.2 ANÁLISIS DE CARGAS.

3.3.3 MODELO DE ANÁLISIS CON EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DE 1976.

3.3.3.1 SECCIONES

3.3.3.2 ANALISIS POR CARGA VERTICAL Y CARGA LATERAL RC76.

3.3.3.3 DISEÑO DEL EDIFICIO C CON EL RC76.

3.4 MODELO DE ANÁLISIS DEL EDIFICIO C CON EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DE 2004.

3.5 REVISIÓN DE LAS RESISTENCIAS DE COLUMNAS CON EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DE 2004.

3.6 PROPUESTA 1.- SISTEMA DE REFUERZO ESTRUCTURAL MEDIANTE EL ENCAMISADO DE CONCRETO DE COLUMNAS.

3.7 PROPUESTA 2.- SISTEMA DE REFUERZO ESTRUCTURAL MEDIANTE LA ADICIÓN DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO.

CAPÍTULO IV CONCLUSIONES.

ANEXO I ALBUM FOTOGRAFICO

ANEXO II PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS

ANEXO III FORMATOS

CAPÍTULO I.-

INTRODUCCIÓN.

El presente trabajo propone el estudio de la seguridad estructural de un edificio tipo de la Universidad Autónoma Metropolitana (UAM), unidad Iztapalapa.

El edificio fue elegido con base en un análisis de los edificios más representativos, desde el punto de vista de resistencia lateral, mediante el empleo del método simplificado de evaluación sísmica propuesto por Iglesias (1989) debido a las características que presenta.

Una vez seleccionado el edificio tipo, este se estudió utilizando la reglamentación vigente durante su construcción para tener datos de las condiciones iniciales de la edificación. Después se realizó un análisis con la normatividad actual para determinar el comportamiento esperado del mismo durante un evento sísmico intenso.

Además, se expone la dificultad para obtener la información necesaria en la realización de este tipo de estudios, pues muchas veces no se cuenta con planos estructurales de las edificaciones, de tal manera que es necesario buscar alternativas para determinar las características y propiedades del sistema estructural. En particular, en este trabajo se usaron pruebas no destructivas para identificar propiedades estructurales importantes como: distribución de armados y resistencia del concreto.

Este documento resalta la importancia de conjuntar el trabajo de profesionales en ingeniería estructural (análisis y diseño), de campo (supervisor, constructor) y los que participan en los programas de Protección Civil, entendiendo Protección Civil como el conjunto de políticas, normas, estrategias y lineamientos que tienen como objetivo proteger a las personas, sus bienes y entorno, así como asegurar el funcionamiento estratégico, mediante las acciones específicas, coordinadas y delimitadas que realicen los sectores público, privado y social.

Dentro de este contexto conocer el comportamiento de la estructura durante un evento sísmico podría facilitar:

- Identificar las zonas de más riesgo, así como los elementos más vulnerables de las estructuras.
- Establecer medidas preventivas a realizarse cuando ocurra un evento sísmico (rutas de evacuación y zonas de resguardo)
- Reconsiderar la funcionalidad del edificio,
- Proponer sistemas de refuerzo con el objeto de disminuir el riesgo sísmico.

Además, con los resultados obtenidos en este tipo de trabajos después de un sismo se podrá:

- Estimar rápidamente los posibles daños.
- Activar con mayor rapidez y eficacia las medidas de protección civil.
- Identificar edificaciones que funcionen como albergues
- Planear las estrategias de salvamento de manera eficaz.

Con base en lo discutido anteriormente se identifican dos etapas en el desarrollo de esta investigación:

1. Evaluación de la capacidad sísmica de las estructuras de la Unidad Iztapalapa, mediante un método simplificado de evaluación.
2. Determinación de la seguridad estructural de un edificio tipo.

1.1 ANTECEDENTES

1.1.1 SISMICIDAD EN MÉXICO

El origen de los sismos en nuestro país se debe a que la costa poniente se encuentra dentro del Cinturón Circunpacifico, donde los movimientos sufridos son ocasionados por la penetración o subducción de la placa de Cocos por debajo de la Placa de Norteamérica (frente a las costas los estados de Chiapas, Oaxaca, Guerrero, Michoacán Colima y Jalisco) como se muestra en la figura 1.1 y a la falla de San Andrés en Baja California y norte de Sonora.

La intensidad sísmica decrece en franjas paralelas a la costa a medida de que se alejan del Cinturón. Las zonas de más baja sismicidad corresponden a los estados de Durango, Chihuahua, Coahuila, Nuevo León, Tamaulipas y la Península de Yucatán.

Para fines de diseño de estructuras por sismo se han delimitado las siguientes tres zonas estratigráficas en el Valle de México:

a) Zona de Lago.

En esta zona los depósitos de suelo se formaron a partir del fondo, debido principalmente a la sedimentación de las cenizas generadas durante las explosiones de los volcanes que rodean el valle.

Este tipo de suelo tiene una gran relación de oquedad, de tal manera que en un volumen de 1 m^3 , el 80% queda ocupado por agua, lo que produce una baja resistencia y alta deformabilidad.

Por la poca rigidez de este material, la propagación de las ondas sísmicas provoca amplificación en el movimiento, por lo que los efectos de un sismo son mayores en esta zona, tal como se ha manifestado a través de la historia de los eventos sísmicos de la ciudad.

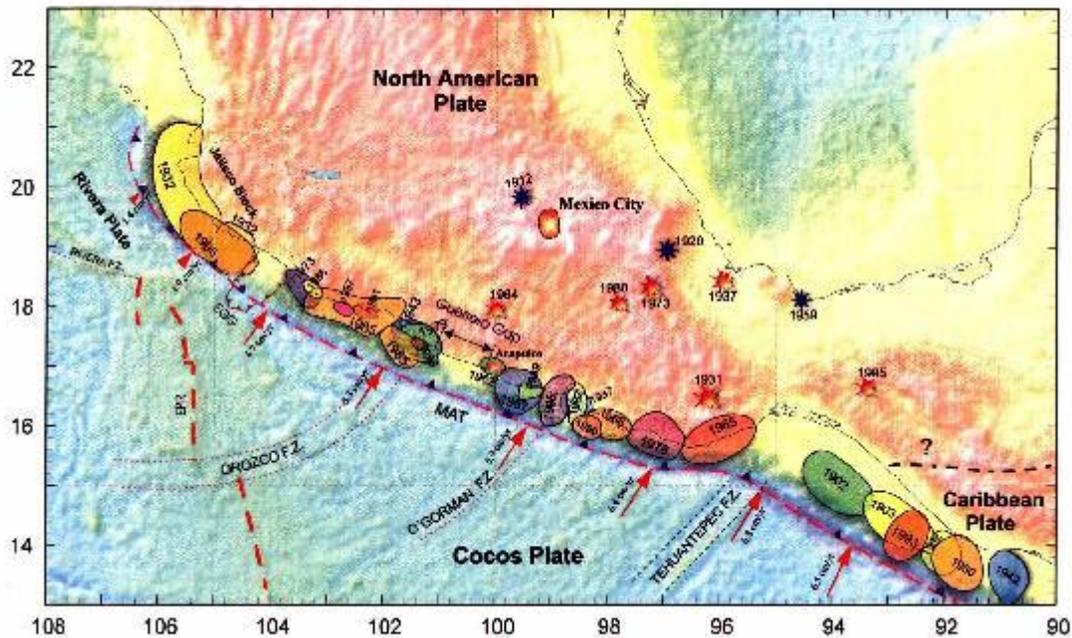


Figura. 1.1 Interacción de la placa de Cocos con la placa de Norteamérica. (Servicio Sismológico Nacional SSN 2005, http://www.ssn.unam.mx/SSN/Sismos/region_sismica_mx.html)

b) Zona de Lomas.

Se localiza al poniente de la ciudad, se encuentra fuera de la influencia de la formación de material lacustre y cuyas propiedades hacen que el efecto de los sismos no sea tan severo como en la zona de lago.

c) Zona de transición.

Se identifica como una “zona intermedia entre las dos clasificaciones anteriores, en la cual son menores los espesores de los materiales de origen lacustre con respecto a la zona de lago”. (Vázquez Vera y Pérez Ruiz, 1995.)

La figura 1.2 muestra los límites de cada zona conforme a las Normas Técnicas complementarias para diseño por sismo de 2004 (NTCS04).

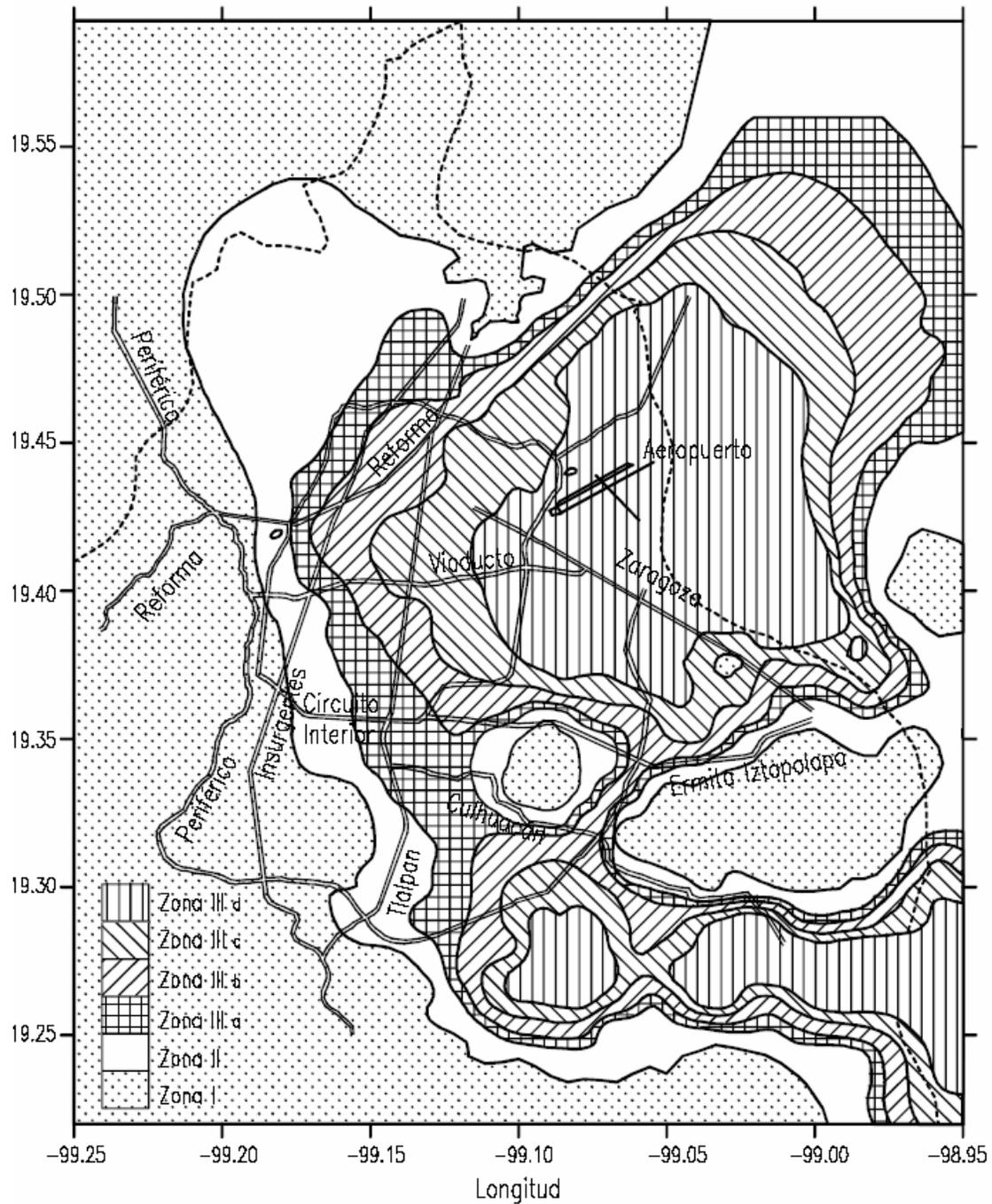


Figura 1.2. Zonificación del D.F. para fines de diseño sísmico. (NTC para Diseño por Sismo 2004)

1.1.2 COMPORTAMIENTO DEL SISTEMA DE PISO A BASE DE LOSA RETICULAR DURANTE EVENTOS SISMICOS INTENSOS.

En el estudio realizado a las estructuras de la UAM Iztapalapa, se encontró que el sistema estructural predominante es el de columnas de concreto y losa plana reticular, por lo que es interesante describir el comportamiento de este tipo de estructuras durante el sismo de 1985, el cual causó daños severos a una gran cantidad de edificaciones.

Aguilar J. *et al.* (1989) realizaron un estudio estadístico de una muestra representativa de los edificios que sufrieron daños como consecuencia del sismo del 19 de Septiembre de 1985.

Se encontró que numerosas estructuras de losa plana sufrieron daños, siendo la falla más representativa la penetración de las columnas en la losa.

Cabe aclarar que para los edificios mencionados, el tipo de reparación y refuerzo más frecuente en las estructuras a base de losa reticular, fue la adición de muros de concreto.

Las recomendaciones generales que se han establecido para la utilización del sistema de piso a base de losa aligerada se pueden resumir como sigue (Flores Ruíz, 1988):

- a) Este tipo de estructuras puede ser empleado con eficacia en regiones que no demandan resistencias por efecto de un sismo.
- b) Se debe revisar perfectamente la transmisión del cortante en la conexión entre losa plana y columna.

Los cambios reglamentarios más significativos que se realizaron como consecuencia del sismo de 1985 en cuanto a la seguridad estructural (Esteva, 1988; citado en Ordaz, 1992), son:

- Aumento de los coeficientes sísmicos.
- Reducción de los desplazamientos laterales permisibles.
- Aumento de los requisitos para considerar el factor de comportamiento sísmico, Q .
- Se restringen las excentricidades de entrepiso provocadas por torsión.
- Se hace obligatoria la inclusión de detalles en conexiones y refuerzo en planos estructurales.

- Se realiza una nueva microzonificación del suelo en el Valle de México.
- Se hacen ajustes en los valores de los factores de reducción de resistencia.
- Se establece en el título tercero las siguientes figuras de responsabilidad: Director Responsable de obra y (DRO) y Corresponsables en Seguridad Estructural, Diseño Urbano y Arquitectónico e Instalaciones.

1.2 UBICACIÓN DEL CASO DE ESTUDIO.

La UAM Iztapalapa limita al sur con la Av. Iztapalapa, al norte con el Eje 6, al este con la Av. Rojo Gómez y al oeste con el Periférico, como se observa en la figura 1.3. De acuerdo a lo anterior se ubica en la zona III con respecto al reglamento de construcciones de 1976 y en la zona IIIa según lo establecen las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de 2004.



Figura 3 Ubicación de la UAM Iztapalapa.

1.3 OBJETIVO GENERAL

El objetivo de este trabajo es el estudio de la seguridad estructural de un edificio tipo de la UAM Iztapalapa, con base a la vulnerabilidad sísmica.

1.4 OBJETIVOS PARTICULARES

Con este trabajo se da inicio al estudio de la Vulnerabilidad Sísmica de los edificios de la UAM. Iztapalapa, por lo que los objetivos particulares son los siguientes.

- Tener un archivo de parámetros estructurales de los edificios de UAM Iztapalapa tales como: materiales, geometría, estructuración, capacidad sísmica, etc.
- Identificar los edificios más críticos, desde el punto de vista de resistencia mediante el método simplificado de análisis.
- Determinar el nivel de seguridad de un edificio tipo por medio de métodos convencionales.

1.5 LIMITACIONES DEL ESTUDIO

En este trabajo no se considera la influencia de la cimentación.

No se cuenta con planos estructurales por lo que se utilizan pruebas no destructivas para determinar armados y propiedades del material, considerando la influencia de condiciones que pueden afectar las mediciones.

1.5 METODOLOGÍA

Para la realización de este trabajo se siguió la siguiente metodología:

- Levantamiento en campo de la geometría de los edificios.
- Determinación de la ubicación, daños, modificaciones y reparaciones realizadas en los edificios.
- Conseguir los planos estructurales de los mismos.
- Identificación de materiales y sistemas estructurales.
- Utilización del nivel de evaluación dos, del método simplificado de evaluación sísmica (Iglesias J, 1989) para calcular los coeficientes de cortante basal " K ". (coeficientes de resistencia) correspondiente a la falla de la estructura.
- Identificación del edificio tipo.

- Identificación de los armados de los elementos estructurales y de las propiedades de los materiales del edificio tipo, mediante la utilización de pruebas no destructivas.
- Revisión del edificio tipo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1976 (RCDF76) para determinar el estado que guarda el edificio para inferir el tipo de armado posible y compararlo con las pruebas de campo.
- Revisión del edificio tipo con el reglamento de construcciones de 2004, para determinar si la seguridad del mismo es aceptable desde el punto de vista de los desplazamientos y resistencias de los elementos estructurales.
- Conclusiones y recomendaciones.

CAPITULO II

EVALUACIÓN APROXIMADA DE LA CAPACIDAD SÍSMICA DE LAS ESTRUCTURAS DE LA UAM IZTAPALAPA.

En este capítulo se estima en forma aproximada la capacidad resistente de algunos edificios de la UAM Iztapalapa, aplicando un método simplificado de análisis.

Se identifica que varias estructuras no cumplen con los requisitos que establece el reglamento de construcciones vigente.

De dichos casos se selecciona el edificio C para someterlo a un análisis más detallado y proponer, en su caso, un sistema de refuerzo.

2.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y ESTRUCTURALES DE LOS EDIFICIOS DE LA UAM IZTAPALAPA.

Para definir las características geométricas y estructurales de los edificios de la UAM Iztapalapa, se realizaron las siguientes actividades:

1.- Levantamiento arquitectónico, que consistió en:

- a) Conseguir los planos existentes.
- b) Medir en campo dimensiones en planta y elevaciones.
- c) Medir las alturas de entrepiso
- d) Corregir los planos existentes

2.- Levantamiento estructural, que consistió en:

- a) Identificar el tipo de estructuración
- b) Definir las dimensiones de elementos estructurales.
- c) Definir el estado de los elementos no estructurales.
- d) Determinar del estado de los elementos estructurales.
- e) Corregir los planos estructurales y/o arquitectónicos existentes.

La Unidad Iztapalapa cuenta con una infraestructura de 32 edificios, construidos a partir de 1974 (figura 2.1). Las características geométricas y estructurales de las edificaciones de la Unidad Iztapalapa se muestran en la tabla 2.1.

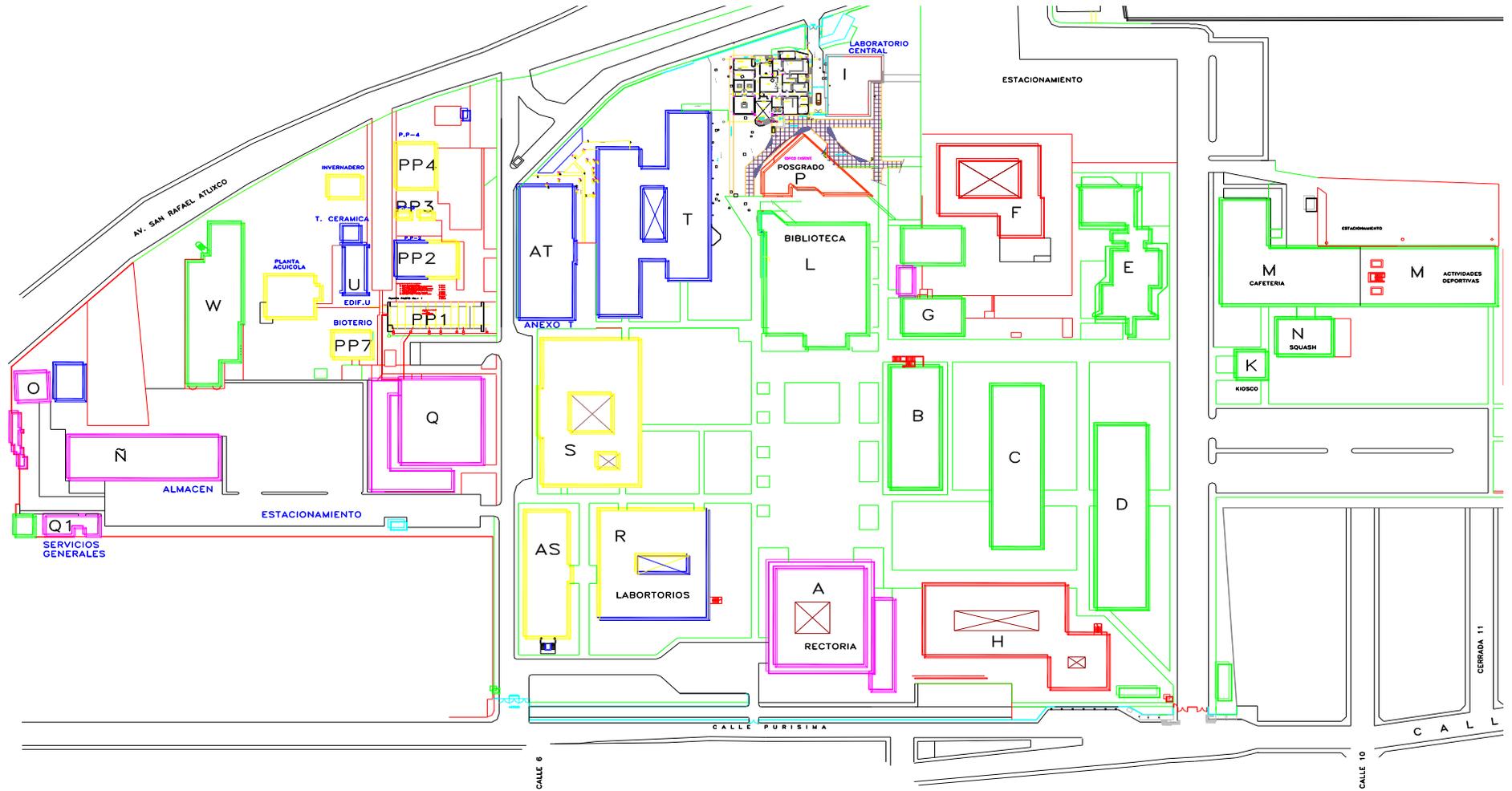


Figura 2.1 Ubicación de edificios de la Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Iztapalapa.

Puede observarse que el sistema estructural predominante es losa plana reticular apoyada sobre columnas de concreto, ya que 16 de los 32 edificios tienen este tipo de sistema.

TABLA 2.1. Edificios de la UAM Iztapalapa.

EDIFICIO	SISTEMA ESTRUCTURAL	NIVELES	ANCHO (m)	LARGO (m)	IRREGULARIDAD EN PLANTA	ALTURA (m)
A	LPR y CC	2	50.05	54.05	NO	7.00
AS	LPR y CC	3	17.10	55.80	NO	11.01
AT	LPR y CC	4	20.40	57.30	NO	16.00
B	LPR y CC	4	19.50	54.60	SI	13.20
C	LPR y CC	3	19.50	72.00	SI	9.60
D	LPR y CC	3	19.50	81.00	SI	9.60
E	LPR y CC	4	29.40	60.50	SI	13.00
F	LPR y CC	3	30.20	31.10	SI	12.20
G	LPR y CC	2	16.20	24.30	NO	7.00
H	LPR y CC	3	45.00	72.70	SI	9.60
I	LPR y CC	2	20.00	25.00	NO	8.70
K	LMT y C	1	7.20	7.20	NO	2.70
L	LPR y CC	4	40.50	60.35	NO	15.40
M	LPR y CC	2	48.60	111.60	SI	6.40
N	LMT, MM y MC	1	16.80	22.00	NO	6.50
Ñ	EA	1	18.00	60.00	NO	3.90
P	LMT, MM y MC	2	23.90	37.80	SI	6.00
PP1	EM	1	8.10	38.32	NO	2.80
PP2	EA	2	16.00	24.48	NO	5.80
PP4	EA	2	13.12	24.48	NO	6.00
PP7	LMT y CC	2	12.00	16.00	NO	6.80
Q1	LMT y CC	2	8.80	21.60	NO	6.90
R	LPR y CC	3	43.20	48.00	NO	9.60
S	LPR y CC	4	39.00	64.80	NO	13.30
T	LPR y CC	4	44.40	90.30	SI	15.00
W	LMT, MM y MC	3	22.00	72.00	SI	10.50
U	EA	1	13.70	21.40	NO	3.00

- LPR.- Losa plana reticular.
- LMT.- Losa maciza con trabes.
- CC.- Columnas de concreto
- C.- Marcos de concreto
- MC.- Muros de concreto
- MM.- Muros de mampostería.
- EA.- Estructura de acero.
- EM.- Estructura de mampostería.

Cabe mencionar que en los edificios se mantiene constante la geometría con la altura. Se encontraron algunos desprendimientos de recubrimiento, pero ningún daño de carácter estructural.

En el anexo I se incluyen fotografías de las diferentes edificaciones de la UAM Iztapalapa, indicadas en la tabla 2.1.

2.2 DETERMINACIÓN APROXIMADA DE LAS RESISTENCIAS DE LOS EDIFICIOS.

La metodología empleada para evaluar la seguridad de las estructuras ante un evento sísmico comienza con una clasificación inicial (Iglesias, 1989), para lo cual las edificaciones deben cumplir con ciertas hipótesis. Los criterios normalmente utilizados son: función, estructuración, número de niveles, etc.

Posteriormente se realizan tres niveles de evaluación de la capacidad sísmica de las estructuras, los cuales se describen a continuación.

a) Evaluación nivel 1.

El nivel 1 consiste en una inspección visual de la estructura, con el objeto de asignar una calificación a cada uno de cinco índices que representan los aspectos más importantes que afectan la seguridad sísmica de una construcción. Los índices propuestos son: estructuración en planta, estructuración en elevación, cimentación, ubicación y deterioro (Manual de Evaluación Nivel 1 Secretaría General de Obras del Distrito Federal).

Cada índice se califica como bajo, intermedio y alto que corresponden a 0,1 y 2.

El nivel de seguridad será la suma de las calificaciones correspondientes a los cinco índices, aplicando la ecuación 3.1:

$$C = \sum c_i \quad (3.1)$$

C .- calificación final.

c_i .- calificación correspondiente al i -ésimo índice.

El nivel de seguridad de las estructuras se calcula de acuerdo a la clasificación mostrada en la tabla 2.2

Tabla 2.2 Categorías de nivel de seguridad de las estructuras (Manual de Evaluación Nivel 1 Secretaría General de Obras del Distrito Federal.)

Categoría	Grupo A	Grupo B
1	-----	0-3
2	0-5	4-7
3	6-10	8-10

Se considera que el nivel de seguridad es adecuado cuando corresponde a la categoría 1. Si el nivel de seguridad corresponde a la categoría 2 ó 3, será necesario efectuar una evaluación nivel 2 ó 3 respectivamente.

Como se observa en la tabla 2.2 la evaluación del nivel de seguridad de las estructuras del grupo A inicia directamente en el nivel 2.

Debido a que las edificaciones de la UAM Iztapalapa se consideran clasificadas como del grupo A (Reglamento de construcciones 1976 y 2004), se inicia directamente en el nivel 2 como se sugiere en la tabla 2.2.

b) Evaluación nivel 2.

El nivel de evaluación 2 requiere de una inspección más detallada, a diferencia del nivel de evaluación 1 que se basa en una inspección visual.

El nivel de evaluación 2 consiste, en además de la evaluación nivel 1, realizar una evaluación de daño previo, de la geometría en planta del edificio y de las secciones de los elementos verticales y calcular en forma aproximada el coeficiente de resistencia (K) correspondiente a la condición de falla del piso más crítico.

Para la obtención del K se utiliza el **método simplificado de evaluación sísmica** (Iglesias, 1989) para edificios de concreto reforzado de mediana altura.

En el nivel de evaluación 2 se requiere la siguiente información:

- Ubicación de la edificación.
- Obtención de los planos estructurales en su caso
- Modificaciones en el edificio de estudio.
- Definición de las características generales del edificio. Elementos estructurales, detección de daños y obras de reparación.
- Evaluación del estado actual del edificio. Conservación y mantenimiento.
- Verificar las dimensiones geométricas del edificio y de los elementos estructurales.
- Identificar materiales y sistemas estructurales.

DETERMINACIÓN DE LOS PERIODOS NATURALES.

Para aumentar la precisión del segundo nivel de evaluación se determinan los periodos naturales del suelo y de la estructura, ya que con esta información se puede calcular la demanda sísmica sobre la edificación, en forma más adecuada.

c) Evaluación nivel 3.

El Nivel 1 y 2 de evaluación están basados en métodos simplificados que permiten identificar fácilmente las edificaciones para las cuales es necesario realizar una evaluación detallada.

La evaluación detallada se basa en la obtención de la capacidad sísmica de la estructura usando métodos convencionales de análisis y diseño, lo cual puede derivar en identificar la necesidad de un sistema de reparación y/o refuerzo.

En la figura 2.2 se muestra un esquema de la metodología utilizada en este trabajo para evaluar el nivel de seguridad de una estructura.

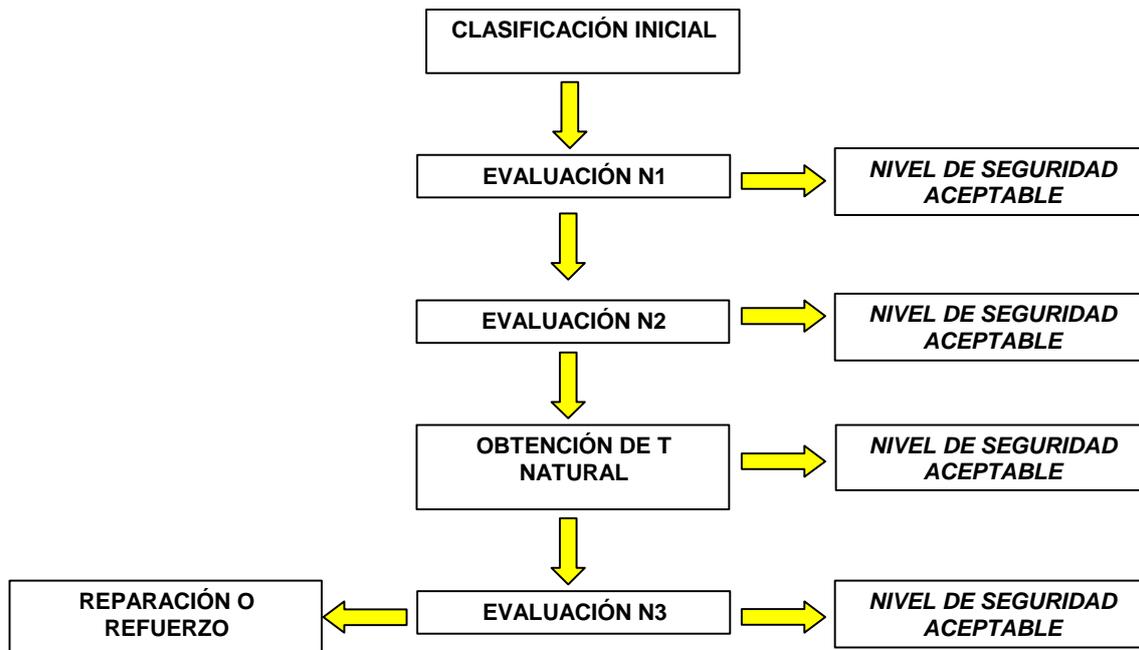


Figura 2.2 Metodología utilizada para evaluar el nivel de seguridad en una estructura (Iglesias, 1989).

2.3 MÉTODO SIMPLIFICADO DE EVALUACIÓN SÍSMICA.

El método empleado es una adaptación desarrollada por Iglesias (1989) de un método propuesto inicialmente por Umemura (1980).

De acuerdo a este método la capacidad sísmica de una estructura se define como el menor coeficiente de resistencia o de cortante basal K_i asociado a la falla de los diferentes entrepisos.

El coeficiente de resistencia o de cortante basal K_i asociado a la falla de cada entrepiso se calcula de acuerdo a la ecuación 2.2:

$$K_i = \frac{V_{R_i} S_i}{V_{A_i}} \quad (2.2)$$

Donde:

K_i .- coeficiente resistencia o de cortante basal, correspondiente a la falla del entrepiso i.

V_{R_i} .- fuerza cortante resistente en el entrepiso i.

V_{A_i} .- fuerza cortante actuante en el entrepiso i, para un coeficiente sísmico unitario.

S_i .- Factor de corrección que depende de la configuración estructural deterioro.

El valor de V_{R_i} se calcula de acuerdo a la ecuación 2.3

$$V_{R_i} = [a_1(V_m + V_{cc}) + a_2(V_M) + a_3(V_c)]F \quad (2.3)$$

Donde:

V_m .- fuerza cortante resistente de muros de mampostería.

V_{cc} .- fuerza cortante resistente de columnas cortas ($H/h \leq 2$).

V_M .- fuerza cortante resistente de muros de concreto.

V_c .- fuerza cortante resistente de columnas

$a_1 a_2 a_3$ - factores de rigidez.

F .- factor de corrección por ductilidad.

Las resistencias de los elementos estructurales (V_i), se obtienen de multiplicar las áreas netas por los esfuerzos resistentes al corte correspondientes.

Los esfuerzos resistentes para los diferentes elementos estructurales típicos en la Ciudad de México, se presentan en la tabla 2.3

Tabla 2.3 Fuerza cortante resistente para elementos estructurales tipo. (Manual de evaluación nivel 2 del departamento del Distrito Federal).

Elemento Estructural	Fuerza Cortante Resistente (kg/cm ²)
Muros de Mampostería	1.5
Columnas Cortas $H/h \leq 2$	1.5
Muros de Concreto con Columnas en los Extremos	20
Muros de Concreto con una columna en el extremo	16
Muros de Concreto sin columnas en los extremos	12
Columnas $2 < H/h \leq 6$	10
Columnas $6 < H/h \leq 10$	7
Columnas $10 < H/h$	5

Los factores de rigidez consideran la compatibilidad de deformaciones entre

elementos con diferente rigidez y tiene valores conforme la tabla 2.4

Tabla 2.4 Factores de Rigidez.

Modo de Falla	a_1	a_2	a_3
En muros de mampostería y columnas cortas	1.0	0.7	0.5
En muros de concreto	0.0	1.0	0.7
En columnas	0.0	0.0	1.0

El factor de ductilidad F considera la falla frágil de muros de mampostería y columnas cortas y se calcula con la ecuación 3.4

$$F = \begin{cases} 0.8 & \text{sí } V_m \neq 0 \quad \text{ó } V_{cc} \neq 0 \\ 1.0 & \text{sí } V_m = 0 \quad \text{y } V_{cc} = 0 \end{cases} \quad (3.4)$$

El factor de corrección S_i se calcula de acuerdo a la ecuación 3.5

$$S_i = q_1 q_2 q_3 q_4 q_5 \quad (3.5)$$

donde:

q_1 .- factor de corrección que considera la configuración en planta.

q_2 .- factor de corrección que considera la configuración en elevación.

q_3 .- factor de corrección de considera los problemas de la cimentación

q_4 .- factor de corrección que considera los problemas de colindancia con otras edificaciones.

q_5 .- factor de corrección que considera el deterioro.

Los valores que toman los factores de corrección para un índice determinado se muestran en la tabla 2.5

Tabla 2.5 Factores de corrección q_i .

Índice	Alto	Intermedio	Bajo
	0.80	0.90	1.0
Configuración en planta, q_1	$e/B > 20\%$ $DA > 30\%$	$10\% < e/B \leq 20\%$ $10\% < DA \leq 30\%$ $L/l > 3$	$e/B \leq 10\%$ $DA \leq 10\%$ $L/l \leq 3$
Configuración en elevación, q_2	$Da > 30\%$	$10\% < Da \leq 30\%$	$Da \leq 10\%$
Cimentación, q_3	$d > 2\%$ $h > 40\text{cm}$ $hd/l > 0.008$	$1\% < d \leq 2\%$ $20\text{cm} < h \leq 40\text{cm}$ $0.004 < hd/l < 0.008$	$d \leq 1\%$ $h \leq 20\text{cm}$ $hd/l < 0.004$
Colindancia, q_4	Daño severo	Daño medio	Daño leve
Deterioro, q_5	> 30 años Reparación local previa.	10 a 30 años Reparación mayor	< 10 años sin daño

En la tabla 2.5:

- e/B es la relación de la excentricidad y la dimensión en planta en la dirección analizada.
- DA es la irregularidad de área en planta como un porcentaje del área del nivel considerado.
- L/l la relación entre el largo y el ancho de la planta.
- Da el porcentaje de cambio en la geometría de los elementos verticales desde el nivel inferior.
- d el desplome de la cimentación.
- h el hundimiento o emersión y
- Hd la diferencia de nivel entre las bases de columnas contiguas.

El factor de corrección debido a ubicación de la estructura se determina de acuerdo al daño: severo, medio y leve. La tabla 2.6 presenta la clasificación de daños causados por sismo.

Tabla 2.6 Clasificación de daños debidos a sismo.

Tipo de Daño	Descripción		
Leve	Grietas	Elementos concreto	Muros mampostería
		< 0.5 mm	< 3 mm
Medio	Grietas	0.5 – 1 mm	3 – 10 mm
Severo	Grietas	> 1mm	Aberturas
	Desprendimiento en recubrimiento en columnas		
	Aplastamiento del concreto, rotura 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 20 cm.		

La fuerza cortante actuante en el entrepiso i se calcula suponiendo un cortante unitario y adoptando una distribución de fuerzas de entrepiso proporcional a la altura y al peso de cada nivel, conforme a la ecuación 2.5

$$VA_i = FC \sum \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} W \quad (2.5)$$

Donde:

w_i .- peso del entrepiso i -

h_i .- altura del entrepiso i , relativo a la base

FC .- factor de carga que considera acciones accidentales = 1.1

W .- peso total de la estructura.

2.4 OBTENCIÓN DE LOS PERIODOS NATURALES

Los periodos naturales T , de los edificios mostrados en la tabla 2.7 se calcularon de acuerdo a las recomendaciones de Murià y Alcorta (1995), para marcos de concreto ubicados en la zona de lago, para lo cual se empleó la ecuación 2.6.

$$T = 0.126N \quad (2.6)$$

donde: N corresponde al número de niveles del edificio.

Esta ecuación empírica resulta de un estudio estadístico de un grupo de edificios ubicados en diferentes zonas y con diferentes sistemas estructurales, incluidos algunos con losa plana y columnas de concreto.

2.5 ESTIMACIÓN DE LAS DEMANDAS SÍSMICAS REGLAMENTARIAS SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DE 1976 Y 2004.

Con el objeto de comparar la capacidad de resistencia lateral con respecto a la demanda de la zona en que la edificación está desplantada y determinar si el nivel de seguridad es el adecuado, se calcularon las demandas sísmicas inelásticas para cada edificio. Se calcularon las demandas de acuerdo al título IV del Reglamento de Construcciones de 1976 (Título IV RCDF76) y con el apéndice normativo A de las Normas Técnicas complementarias para diseño por sismo del reglamento de construcciones de 2004 (NTCS04) para efectuar comparaciones.

De acuerdo con el título IV del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1976 (RCDF76), el coeficiente sísmico de diseño se obtiene conforme a la ecuación 2.7

$$C_{y76} = 1.3 \left(\frac{a}{Q'} \right) \quad (2.7)$$

donde:

a .- ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico.

Q' .- factor de reducción por ductilidad.

De acuerdo con el apéndice normativo A de las NTC-S04 el coeficiente sísmico de diseño depende de la aceleración del terreno a_o , c y los periodos característicos del espectro de aceleraciones T_a y T_b , los cuales se obtienen en función del periodo dominante del suelo T_s .

El periodo dominante del suelo T_s donde la UAM Iztapalapa se encuentra ubicada es igual a 2.2 segundos. Dicho periodo se obtuvo con el programa Z espectros de sitio (Ordaz *et al* 1998).

Las demandas se calcularon como el cociente de la ordenada de diseño del espectro de aceleraciones a y el producto de los factores de reducción por ductilidad Q' y sobrerresistencia R , conforme a la ecuación 2.8

$$C_{y04} = 1.5 \left(\frac{a}{Q'R} \right) \tag{2.8}$$

a .- ordenada del espectro de diseño por sismo-
 Q' .- factor de reducción por ductilidad
 R .- sobrerresistencia.

El factor R utilizado se calculó con la ecuación 2.9 que corresponde a periodos menores a T_a :

$$R = \frac{10}{4 + \sqrt{\frac{T}{T_a}}} \tag{2.9}$$

2.6 EDIFICIOS DE LA UAM IZTAPALAPA

Tomando como base la metodología anteriormente expuesta se seleccionaron 14 edificios de la UAM Iztapalapa, con el objeto de obtener aproximadamente la capacidad resistente de cada uno de ellos. Los edificios seleccionados son los más importantes y representativos de esta unidad académica.

Los valores de K , correspondientes al nivel y la dirección más desfavorable para cada uno de los edificios seleccionados, obtenidos con la metodología descrita se muestran en la tabla 2.7

Los cálculos se realizaron utilizando el programa MES (Juárez, 1989).

TABLA 2.7 Capacidad Sísmica de Estructuras de la UAM Unidad Iztapalapa.

Edificio	K	Edificio	K
A	0.13	F	0.26
AS	0.33	H	0.17
AT	0.27	Q1	0.23
B	0.16	R	0.22
C	0.20	S	0.11
D	0.20	T	0.19
E	0.20	W	0.28

La resistencia mostrada en la tabla 2.7 corresponde al menor K_i , el cual en todos los edificios resultó ser el que corresponde al primer nivel.

Cabe mencionar que los valores fueron obtenidos suponiendo que la falla de la estructura corresponde a la falla por corte de todos los elementos resistentes del piso i.

En la tabla 2.8 se presentan los periodos y demandas obtenidas para cada uno de los edificios estudiados. Se observa que el nivel de seguridad de las edificaciones seleccionadas es el adecuado en base al título IV del RCDF76, sin embargo, con respecto al NTCS04, solo los edificios AS y W presentan un nivel de seguridad adecuado.

TABLA 2.8 Demandas inelásticas obtenidas con el RCDF76 y NTCS04, para los edificios de UAM Iztapalapa.

Edificio	N Niveles	T=0.126 N	C _y (RCDF76)	C _y (NTCS-04)	K	K/Cy _{NTCS04}
A	2	0.25	0.10	0.24	0.13	0.54
AS	3	0.38	0.11	0.27	0.33	1.23
AT	4	0.50	0.13	0.29	0.27	0.95
B	4	0.50	0.13	0.29	0.16	0.57
C	3	0.38	0.11	0.27	0.20	0.74
D	3	0.38	0.11	0.27	0.20	0.73
E	4	0.50	0.13	0.29	0.20	0.71
F	3	0.38	0.11	0.27	0.26	0.96
H	3	0.38	0.11	0.27	0.17	0.63
Q1	2	0.25	0.10	0.24	0.23	0.93
R	3	0.38	0.11	0.27	0.22	0.82
S	4	0.50	0.13	0.29	0.11	0.37
T	4	0.50	0.13	0.29	0.19	0.66
W	3	0.38	0.11	0.27	0.28	1.04

De acuerdo a esto se puede concluir que con las NTCS04, la mayoría de las edificaciones pueden encontrarse por debajo de la resistencia reglamentaria.

Todas las estructuras en las cuales $K/Cy < 1$, requieren de un nivel de evaluación 3 para definir con mayor precisión el estado que guardan y por lo tanto dar un dictamen más certero.

Como se ha mencionado la mayoría de las estructuras de la UAM Iztapalapa tienen el sistema de losa reticular y columnas de concreto, por lo cual se decidió estudiar el caso de uno de los edificios. Se seleccionó el edificio C como caso de estudio particular, ya que es una construcción típica de esta unidad.

CAPITULO III

ESTUDIO DETALLADO DEL EDIFICIO C DE LA UAM IZTAPALAPA.

3.1 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO C.

La planta tipo del edificio C es rectangular con un ancho de 19.50 m y 72 m de largo, por lo que el área de cada nivel es de 1404 m². Consta de tres niveles con una altura de entrepiso de 3.20 m y altura total de 9.60 m.

En la dirección larga existen ocho crujías con claros de 9.00 m cada uno, mientras que en la dirección corta cuenta con dos crujías de 10.80 m y 8.70 m. Todos los niveles presentan las mismas características geométricas de la planta tipo. En la figura 3.1 se observan el número de crujías en cada dirección y las dimensiones de la planta tipo.

Las dimensiones de las columnas a lo largo del eje A y C, son de 60 x 75 cm con la primera dimensión en la dirección de los claros de 9 m. Las columnas en el eje B son de 60 x 60 cm.

Es un edificio que se puede considerar simétrico en planta con respecto a dos ejes ortogonales. Sin embargo de acuerdo a NTCS04 la relación entre su largo y ancho excede de 2.5. Para el diseño de este tipo de estructuras las NTCS04 establecen que $Q = 0.9 Q'$.

Es importante hacer notar que no se cuentan con planos estructurales, por lo que para determinar los posibles armados y características estructurales de este edificio se utilizaron pruebas no destructivas (anexo II), inspecciones en campo y rediseño del mismo con el reglamento de 1976 (RCDF76), llegando así a una posible estructuración aproximada de él.

3.2 OBTENCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE ALGUNOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO C, MEDIANTE PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS.

Conforme a lo discutido en el Anexo II, existen pruebas no destructivas que permiten obtener de forma aproximada la distribución del acero de refuerzo y la resistencia a compresión en elementos de concreto reforzado.

Con el fin de determinar la distribución de los armados, la resistencia y calidad del concreto en el edificio C, se realizaron pruebas no destructivas con el escáner, esclerómetro y pulso ultrasónico.

Los elementos seleccionados fueron las columnas B-2, B-4. B-5 y C-1 en planta baja; B-2, B-4, B-5, B-6 en el primer nivel; B-2 y B-4 en el segundo nivel.

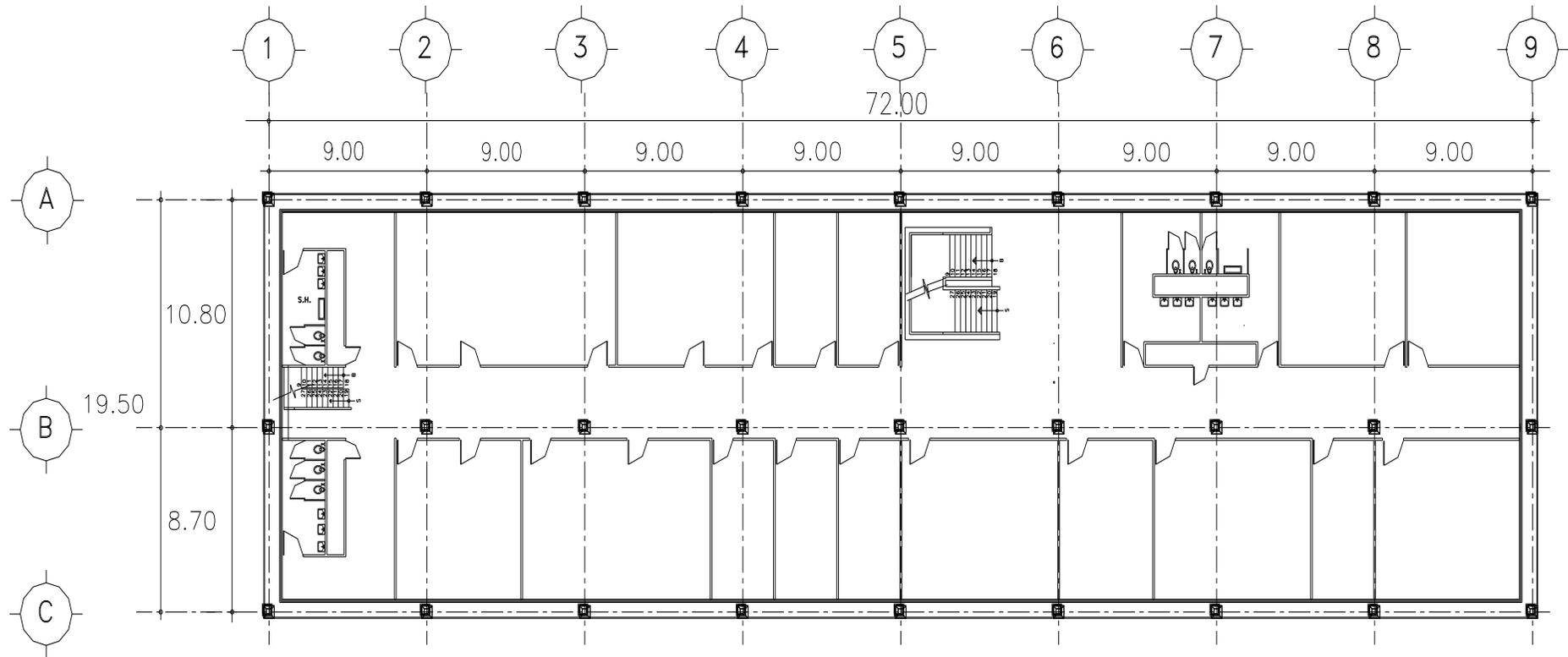


Figura 3.1. Planta tipo del edificio C (acotaciones en metros).

La resistencia promedio aproximada del concreto obtenida con la prueba realizada mediante la utilización del esclerómetro fue de 418 kg/cm^2 . Este valor es indicativo de que la resistencia del concreto aumenta conforme pasa el tiempo, por lo que un valor de resistencia nominal $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$ puede considerarse como aceptable.

Con base en los resultados del pulso ultrasónico se encontró que la velocidad promedio es de 3270.87 m/s , concluyéndose que el concreto es de buena calidad según la clasificación de Leslie y Cheesman, es decir no presenta oquedades y no existen fisuras internas. La clasificación antes mencionada se presenta anexo II de este trabajo.

La figura 3.2 muestra la distribución del acero de refuerzo aproximada utilizando el escáner. Cabe mencionar que el equipo utilizado permite estimar el diámetro de las barras hasta un valor de 40 mm (anexo II).

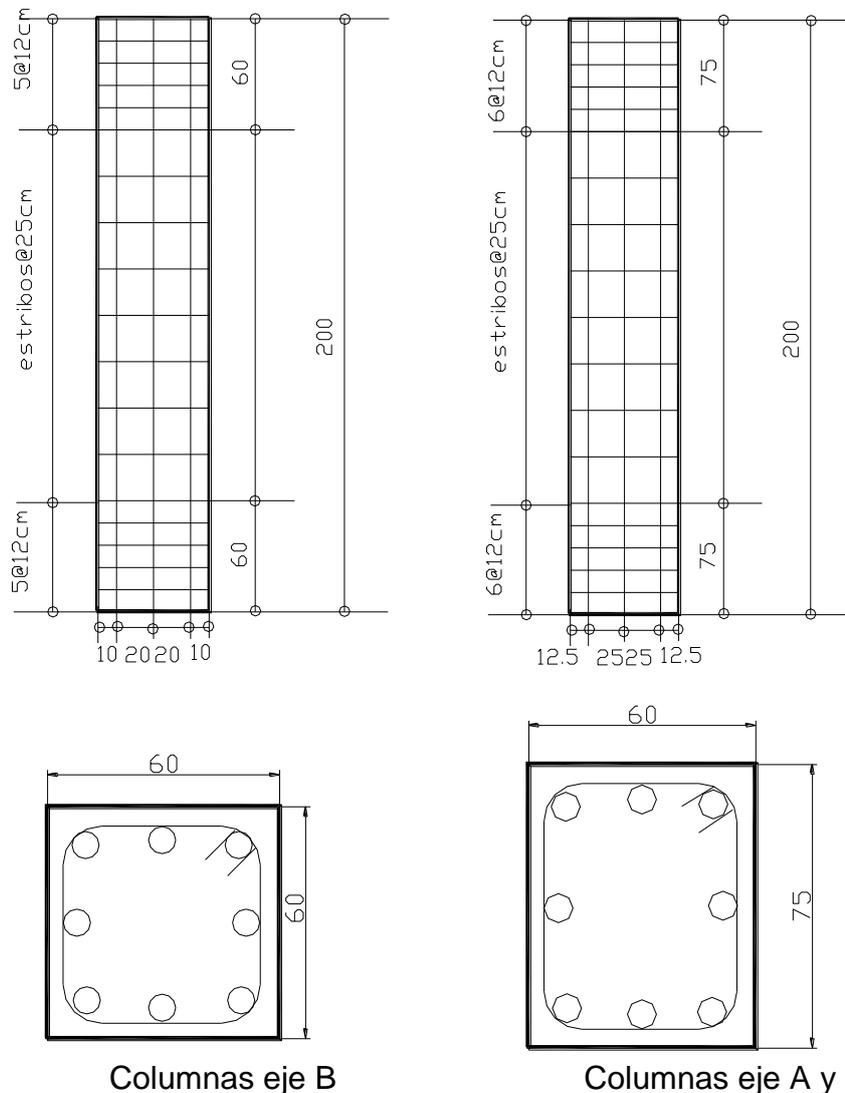


Figura 3.2 Distribución aproximada del refuerzo en columnas de acuerdo con el escáner. (Acotaciones en centímetros).

Mediante la utilización del escáner se procedió a localizar el acero en la losa, dibujando la distribución aproximada de los casetones, ya que no fue posible descubrir la losa.

Cabe aclarar que el empleo del escáner en la losa plantea ciertas incertidumbres, ya que el aparato pudiera detectar instalaciones ocultas.

3.3 MODELOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO DEL EDIFICIO C, RC76.

3.3.1 ANTECEDENTES

Se llevó a cabo el rediseño del edificio C tomando como base de posible origen de su diseño estructural el RCDF76, para lo cual se tomó como propuesta inicial de distribución de elementos y características estructurales, lo encontrado con los métodos no destructivos y lo estipulado en las mismas normas.

La configuración geométrica y estructural del modelo tiene las siguientes características:

- La losa es aligerada con casetones de 40 x 40 y de 50 x 40 cm.
- Se encontró que en el área periférica de columnas existe una zona maciza.
- Se determinó que el peralte de la losa es de 50 cm a partir de la medición de la misma en el área de escaleras.

Con la información anterior se procedió a distribuir los casetones en la planta tipo, quedando la posible distribución como se muestra en la figuras 3.3 y 3.4

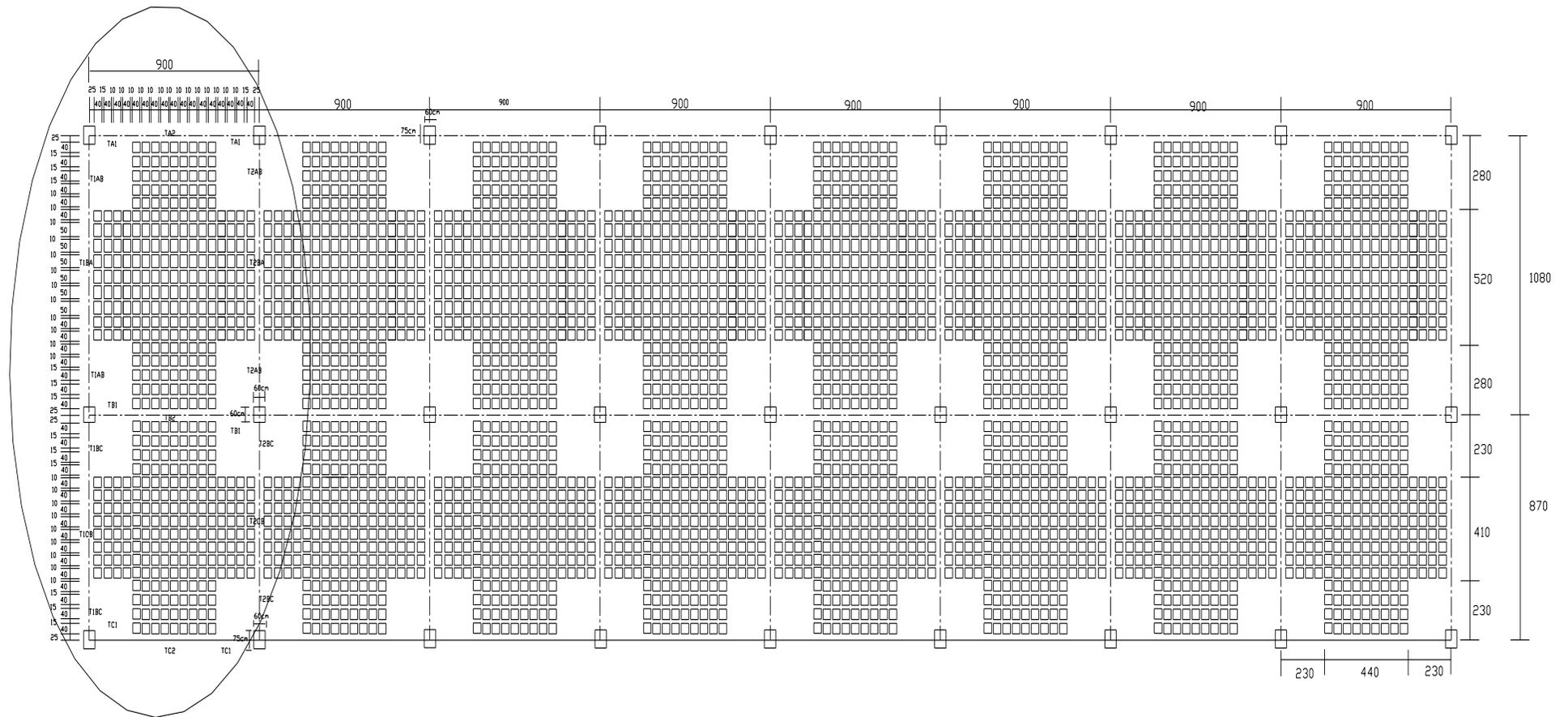


Figura 3.3. Distribución aproximada de casetones en la planta tipo del edificio C.

3.3.2 ANÁLISIS DE CARGAS.

Se realizó el análisis de cargas considerando los pesos de todos los elementos constructivos, los acabados y todos los elementos que ocupan una posición permanente (cargas muertas). Se emplearon las dimensiones reales de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales.

Considerando que la losa de concreto fue colada en el lugar, este peso muerto se incrementó en 20 kg/m². En las tablas 3.1 y 3.2 se muestran los análisis de cargas para la losa de azotea y losa de entrepiso respectivamente.

TABLA 3.1 Análisis de cargas para losa de azotea.

Material	Espesor (m)	γ (kg/m³)	W (kg/m²)
Enladrillado	0,02	1500	30
Mortero	0,015	2100	31.5
Impermeabilizante			5
Mortero	0,03	2100	63
Relleno	0,12	1200	144
Losa de concreto			590
Yeso	0,015	1500	22.5
Carga muerta	Art 197 RCDF	concreto	20
Adicional		mortero	20
		C MUERTA	926

TABLA 3.2 Análisis de cargas para losa de entrepiso.

Material	Espesor (m)	γ (kg/m³)	W (kg/m²)
Losa de concreto			590
Yeso	0,02	1500	30
piso			10
Mortero	0,02	2100	42
Muro divisorio			100
Carga muerta	Art 197 RCDF	concreto	20
Adicional		mortero	20
		C MUERTA	812

3.3.3 MODELO DE ANÁLISIS CON EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DE 1976.

3.3.3.1 SECCIONES

Las secciones para las vigas en la zona maciza y equivalentes utilizadas en el modelo de análisis por carga vertical y horizontal, son las mismas para todos los niveles del edificio C y la localización las mismas se muestra en la figura 3.4 de la sección 3.3.1 de este trabajo.

Para modelar el edificio se definieron siete secciones rectangulares de viga para la zona maciza con las dimensiones que se muestran en la tabla 3.3. y siete secciones de viga equivalente que se muestran en la figura 3.5.

Tabla 3.3 Secciones rectangulares de viga para la zona maciza en todos los niveles del edificio C

Sección	B (cm)	H (cm)
TA1	202.26	50
TB1	382.15	50
TC1	188.89	50
T1AB	206.15	50
T1BC	182.98	50
T2AB	412.31	50
T2BC	365.96	50

Los momentos de inercia empleados tanto para los análisis por cargas verticales como por cargas horizontales, se calcularon de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias de Concreto de 1976 (4.2.6 inciso b apartado 2, NTCC76), en las cuales se plantea que el ancho equivalente a cada del eje de columnas será igual a:

$$\frac{0.5L2}{1+1.67\frac{L2}{L1}} + 0.3c \leq 0.5L2 \tag{3.1}$$

Donde:

L2.- es el claro del tablero que se considera, en la dirección que se mide el ancho equivalente.

L1.- es el claro en la dirección en que se analiza.

Como no hay capitel

c.- es la dimensión de la columna en la dirección de L2

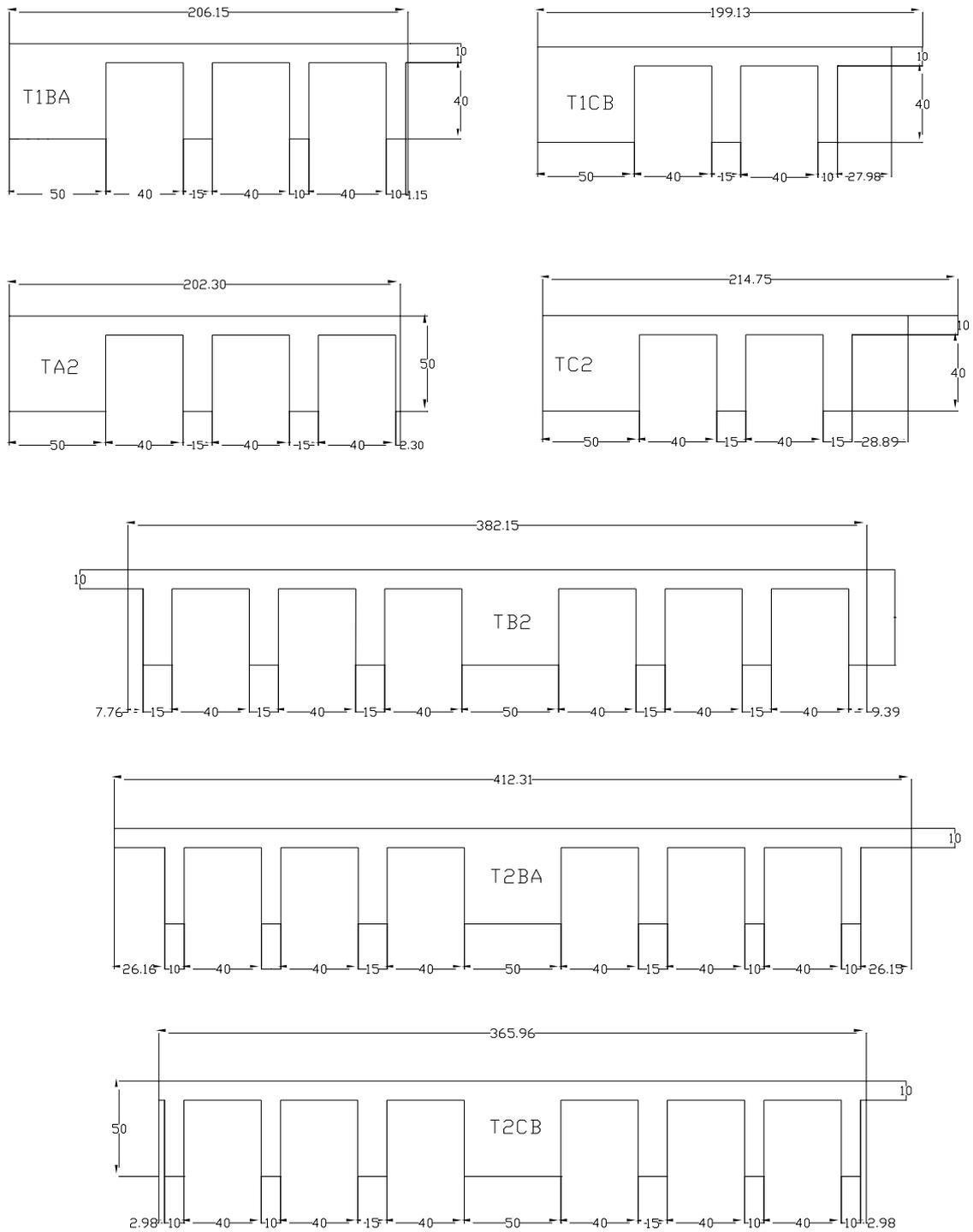


Figura 3.5 Secciones tipo de vigas equivalentes empleadas para los modelos de análisis por carga vertical y sismo con RCDF76 (Acotaciones en cm).

Los anchos equivalentes de vigas calculados como lo establecen las NTCC76, se presentan en la tabla 3.4

TABLA 3.4 Anchos equivalentes de vigas para calcular los momentos de inercia.

Eje	Tramo	Ancho (cm)
1 y 9	AB	206.1533
	BC	182.981
2 al 8	AB	412.3066
	BC	365.9621
A		202.2603
B		382.1507
C		188.8904

3.3.3.2 ANALISIS POR CARGA VERTICAL Y CARGA LATERAL RCDF76.

Se realizó un primer modelo para rediseñar el edificio C, con el RCDF76 de acuerdo con las siguientes hipótesis:

- Se realizó un análisis elástico,
- Para fines de análisis se supuso que la estructura se divide en marcos ortogonales, cada uno formado por franjas de losa con ancho igual a la distancia entre las líneas medias adyacentes al eje de columnas considerado. Al analizar los marcos en cada dirección se utilizaron las cargas totales que actúan en las losas. Tanto para los análisis ante carga vertical y/o fuerzas laterales. (4.3.6 inciso b, de las Normas Técnicas Complementarias de Concreto de 1976, NTCC76).
- El módulo de elasticidad del concreto $E = 158113.88 \text{ kg/cm}^2$, considerando una $f'c$ de 250 kg/cm^2
- La resistencia del acero de refuerzo fue $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- Las vigas se idealizaron con sección transversal dentada con el ancho equivalente calculado. (4.2.6 inciso b apartado 2, NTCC76).
- El peso total de la losa de azotea es de 1579.89 toneladas y la losa de entrepiso es de 1475.87 toneladas.
- La altura total del edificio es de 9.60 m.

Con el fin de verificar la seguridad de la estructura, se consideraron en los análisis las combinaciones de acciones que tienen una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente (artículo 188, Título IV RCDF76).

Dichas combinaciones fueron las siguientes:

- Acciones permanentes y acciones variables, carga muerta y carga viva máxima (CM + CMAX), afectado por un factor de carga de 1.4 (artículos 194 y 199 del Título IV RCDF76).
- Ocho combinaciones que contemplan acciones permanentes, variables y accidentales: carga muerta, carga viva instantánea y sismo (CM + CVinst + SISMO). El factor de carga que se utilizó fue de 1.1 para todas las acciones involucradas en esta combinación (artículo 194 y 199 del Título IV RCD-76).

ANÁLISIS POR CARGA VERTICAL.

Para el análisis por carga vertical se calcularon las áreas de las franjas de la losa y se obtuvieron las cargas por unidad de longitud. Empleando las cargas totales (RCDF76 4.3.6 b).

Las cargas viva máxima e instantánea se consideraron por separado. Para superponer efectos cuando se considera sismo.

ANÁLISIS SÍSMICO DEL MODELO RCDF76.

La estructura tiene una altura menor a 60 m por lo que se puede utilizar un análisis sísmico estático en base al artículo 238 del Título IV del RCDF-76, el análisis dinámico también se realizó, todo esto con el objeto de definir y fundamentar el posible armado del edificio C de la UAM Iztapalapa.

ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO

El edificio C es una estructura irregular en planta con una altura de 9.60 m menor a 60 m, se utilizó el método estático para la obtención de las fuerzas cortantes sísmicas.

Para calcular las fuerzas cortantes en los diferentes niveles del edificio C, se supuso que un conjunto de fuerzas horizontales actúan sobre cada uno de los puntos donde se suponen concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomo igual al peso de la masa que le corresponde, multiplicado por un coeficiente proporcional a la altura de la masa con respecto al nivel de desplante, por lo que la fuerza lateral se obtuvo aplicando la ecuación 4.2:

$$F_i = \frac{c}{Q} (W_i h_i) \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (3.2)$$

c .- coeficiente sísmico.

W_i .- peso de la i-ésima masa

h_i .- altura de la i-ésima masa sobre el desplante.

La zona donde se encuentra localizado el edificio C, corresponde a la de terreno compresible suelo tipo III. La construcción se clasifica de acuerdo a su uso dentro del grupo A, por lo que el coeficiente sísmico se multiplicó por 1.3. Siendo el coeficiente sísmico correspondiente de 0.24. (Artículos 231,232 y 234 del Título IV RCDF76).

El factor de ductilidad empleado fue de $Q = 4$ (artículo 235, Título IV RCDF76), debido a que la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas y columnas de concreto reforzado. Las fuerzas sísmicas obtenidas por entrepiso son las que se presentan en la tabla 3.5

Tabla 3.5 Cortantes Sísmicos para el edificio C (RCDF76).

NIVEL	ALTURA	PESO (tn)	Whi (tn-m)	Fi (tn)	V (tn)
3	9.6	1475.88	14168.45	174.64	174.64
2	6.4	1579.8	10110.72	124.62	299.26
1	3.2	1579.8	5055.36	62.31	361.57
	Σ	4635.48	29334.53		

Para la realización del análisis estático se determinó el periodo de la estructura con un análisis dinámico en SAP, por lo que de acuerdo con el periodo T (0.5559s), se procedió a la reducción de las fuerzas sísmicas como se indicaba en el artículo 240 inciso II, del Título IV de RCDF76.

El momento de inercia de cualquier sección (columnas y traveses) se tomó como la sección de concreto no agrietada y sin considerar el refuerzo (4.3.5 inciso b apartado 2, NTCC76).

La aplicación de las fuerzas sísmicas se realizó estimando la acción de sismo del 100% en una dirección y el 30% en la otra, de tal manera que se analizaron las siguientes propuestas:

- 1.- 100% SX + 30% SY
- 2.- -100% SX + 30% SY
- 3.- 100% SX - 30% SY
- 4.- -100% SX - 30% SY
- 5.- 30% SX + 100% SY
- 6.- -30% SX + 100% SY
- 7.- 30% SX - 100% SY
- 9 - -30% SX - 100% SY

La dirección larga se definió como la dirección X y la corta como la dirección Y.

Para definir el punto de aplicación de las fuerzas laterales (sísmicas), se calcularon las coordenadas del centro de torsión y del centro de masa. La

excentricidad de diseño se tomó como la más desfavorable de las calculadas con la ecuación 3.3 y 3.4:

$$1.5e_s + 0.1b \tag{3.3}$$

$$e_s + 0.1b \tag{3.4}$$

Donde e_s es la excentricidad torsional, que se define como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la fuerza cortante de dicho nivel. y b es la máxima dimensión en planta de dicho entrepiso, medida perpendicularmente a la dirección del movimiento del terreno. (Artículo 240, Título IV RCDF-76), por lo que para este modelo las excentricidades de diseño fueron $e_{disx} = 7.20$ m y $e_{disy} = 1.80$ m, para la dirección X y la dirección Y respectivamente.

De los resultados obtenidos se concluye que el marco con los desplazamientos más desfavorables en la dirección X es el A y en la dirección Y el 9. En las figuras 3.4 y 3.5 se observan los desplazamientos obtenidos con el método estático.

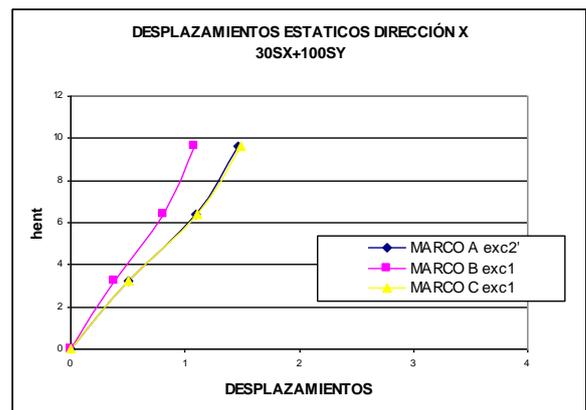
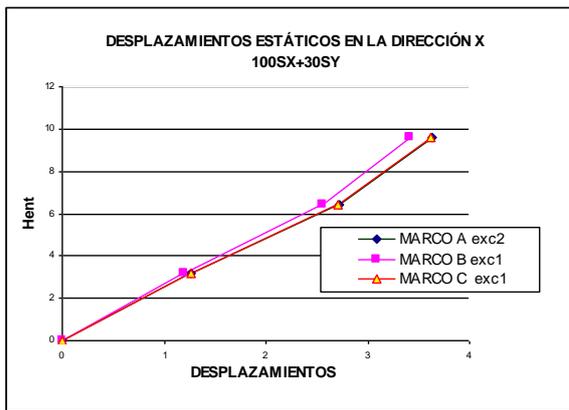


Figura 3.4 Desplazamientos de los marcos con dirección X, RCDF76

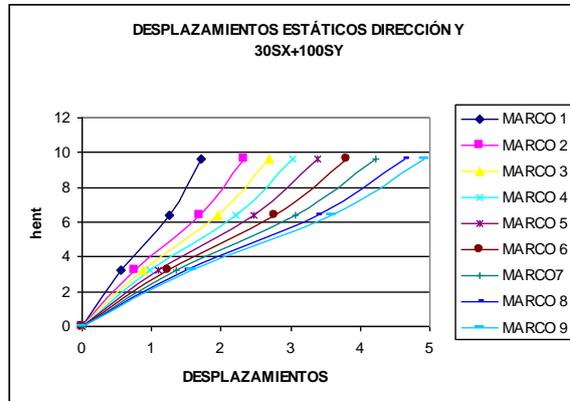
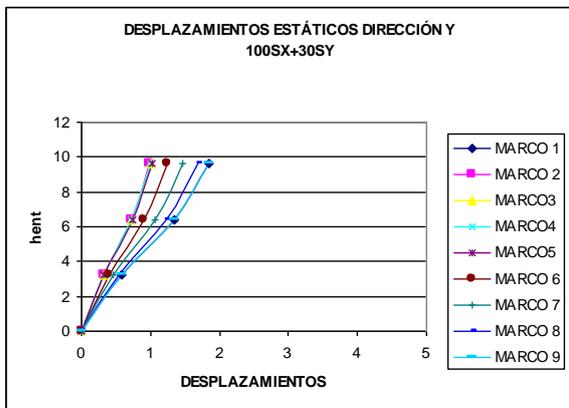


Figura 3.5 Desplazamientos de los marcos con dirección y, RCDF76.

ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO.

El segundo modelo de análisis se configuró de tal manera que se pudiera realizar un análisis dinámico, por lo que se introdujo el espectro para diseño sísmico para RC76 considerando el periodo de la estructura T, el que para el edificio C fue de 0.5559 obtenido con ayuda del programa SAP y de 0.378 con la ecuación 3.1 del capítulo III de este trabajo (Murià Vila David y González Alcorta, 1995).

El periodo del edificio C es menor al T1 de 0.8 correspondiente a un suelo zona III, en cualquiera de los dos casos, por lo que el espectro de diseño se calculó con la ecuación 3.5

$$a = a_o + (c - a_o) \frac{T}{T1} \tag{3.5}$$

Se definió como centro de masa el centro geométrico de la planta. Posteriormente se determinaron las masas estática y rotacional de entrepiso y de azotea, siendo esta información necesaria para la realización del análisis dinámico.

La tabla 3.6 muestra las masas estática y rotacional de entrepiso y azotea.

Tabla 3.6 Masas estática y rotacional del edificio C.

Masa	Estática (tn s ² /m)	Rotacional (tn s ² m)
Entrepiso	161.04	74671.98
Azotea	150.45	69759.59

Para este análisis se realizaron solo dos combinaciones:

- 1.- 100% SX + 30% SY
- 2.- 30% SX + 100% SY

Se concluye que los desplazamientos máximos obtenidos en el análisis dinámico para los marcos A, B y C (dirección X) se dieron en la combinación 100% SX+ 30% SY siendo las mayores en el marco A, así como para los marcos 1 al 9 (dirección Y) se dieron en la combinación 30% SX+100% SY, resultando mayores en el marco 9, comparativamente los desplazamientos estáticos resultaron mayores que los dinámicos en cada caso, como se observa en la figura 3.6

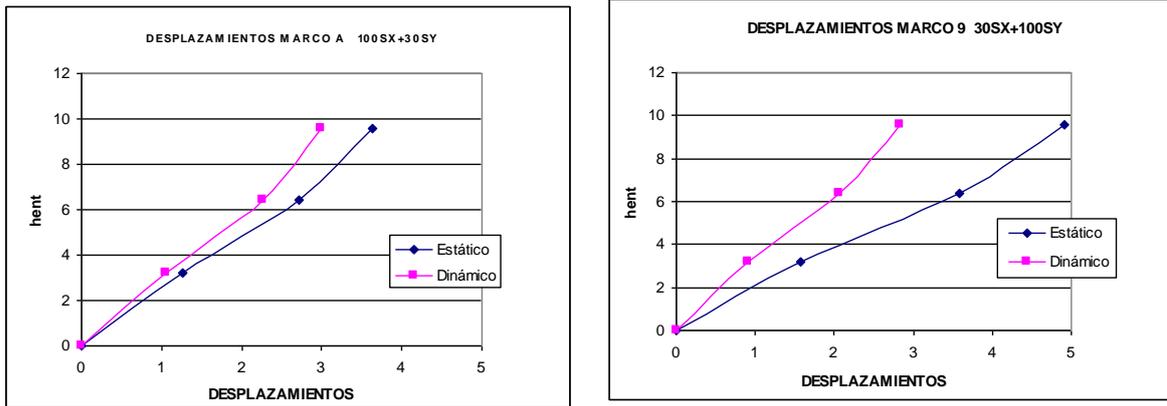


Figura 3.6 Desplazamientos dinámicos y estáticos máximos. RCDF76

Las distorsiones obtenidas resultaron menores que la distorsión admisible de 0.012 considerada para cuando no existen elementos frágiles que puedan dañarse o cuando los elementos están desligados de la estructura (artículo 242 Título IV RCDF76), como se puede observar en las gráficas de la figura 3.7

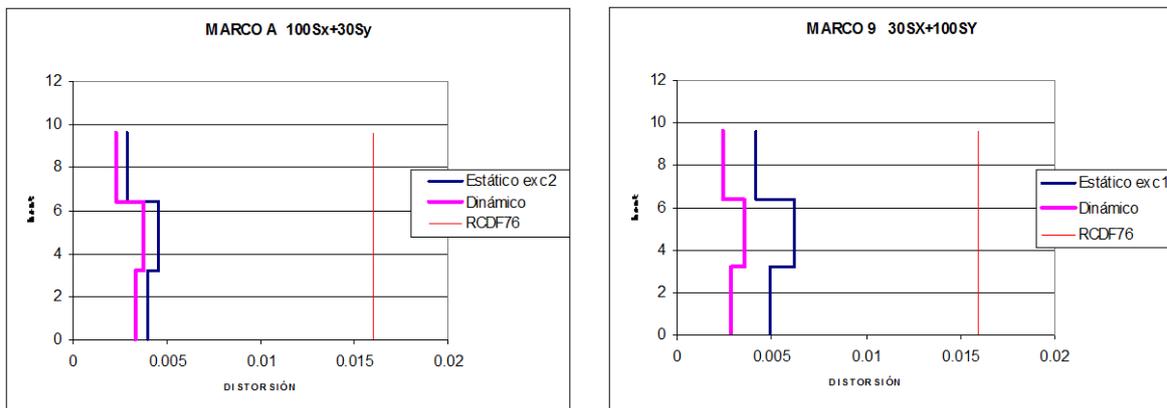


Figura 3.7 Distorsiones obtenidas del análisis estático y dinámico para los marcos con los desplazamientos más desfavorables (RCDF76).

3.3.3.3 REDISEÑO DEL EDIFICIO C CON EL RCDF76.

Como parte del estudio del edificio C, se hizo necesario rediseñarlo con el RCDF76, para tener un marco comparativo con los armados obtenidos en campo con el apoyo de las pruebas no destructivas, de tal forma que se pudiera corroborar la aproximación real de los resultados de dichas pruebas.

Para realizar este rediseño se procedió de la siguiente forma:

- Del levantamiento geométrico realizado como parte de todo este trabajo, se tomaron las dimensiones reales y se realizó un análisis de cargas y la respectiva bajada de las mismas.

- Se conformó el modelo del edificio con el programa SAP.
- De los elementos mecánicos obtenidos se tomaron los más desfavorables, tanto en columnas centrales como en columnas extremas.
- Se diseñaron únicamente las columnas, debido a que el refuerzo a utilizar pretende aumentar resistencia para el edificio C y las columnas son los elementos que la proporcionan.
- Se obtuvieron los armados con el Reglamento de construcciones de 1976. (Ver tabla 3.5)
- Estos armados se compararon con los obtenidos en campo con el apoyo del escáner.
-

Con los resultados del análisis por carga vertical y carga horizontal y con la identificación de la distribución del armado, se procedió a obtener los diagramas de interacción correspondientes al armado supuesto.

Las combinaciones de carga para las que se revisaron las columnas elegidas son.

- 1.- CM + CVmax
- 2.- CM + CVmax
- 3.- CM + CVac +100%SX + 30% SY
- 4.- CM + CVac - 100%SX + 30% SY
- 5.- CM + CVac +100%SX - 30% SY
- 6.- CM + CVac - 100%SX - 30% SY
- 7.- CM + CVac + 30%SX +100% SY
- 8.- CM + CVac - 30%SX +100% SY
- 9.- CM + CVac + 30%SX - 100% SY
- 10.- CM + CVac - 30%SX - 100% SY

En la tabla 3.7 se presenta el resumen de los armados para cada combinación de carga.

Tabla 3.7 Armados obtenidos con el RC76

Columnas		Caso 1 CM+CVmax	Caso 2 CM+CVmax	Caso 1 CM+CVac+S	Caso 2 CM+CVac+S
Eje A y C	Estribos extremos (75 cm)	#3 @ 15	#3 @ 15	#3 @ 15	#3 @ 15
	el resto de la columna	#3 @ 30	#3 @ 30	#3 @ 30	#3 @ 30
Eje B	Estribos extremos (60 cm)	#3 @ 15	#3 @ 15	#3 @ 15	#3 @ 15
	el resto de la columna	#3 @ 30	#3 @ 30	#3 @ 30	#3 @ 30

El caso 1 se refiere a la revisión realizada con los elementos mecánicos obtenidos de cargar solamente los marcos en la dirección X. El caso 2 se refiere a los obtenidos con los marcos cargados en la dirección Y.

El armado de las columnas de los marcos A y C es de 8 varillas del número 8 y estribos del número 3 a cada 15 cm en los extremos en una longitud igual 75 cm, y del número 3 a cada 30 cm en el resto de la columna.

El marco B tiene un armado de 8 varillas del número 8 y estribos del número 3 a cada 15 cm en los extremos en una longitud igual 75 cm, y del número 3 a cada 30 cm en el resto de la columna.

El escáner también se empleó para determinar los diámetros de las varillas longitudinales y transversales. Los diámetros obtenidos para las varillas longitudinales fueron de 40 mm, sin embargo esto no nos permite afirmar que este sea el diámetro puesto que esta lectura es la máxima que puede detectar el escáner. El promedio de los diámetros detectados para la varilla transversal es de 13 mm aproximadamente, por lo que los diámetros de las varillas obtenidas con el rediseño se aproximan a las lecturas tomadas con el escáner.

Los armados obtenidos con el escáner (pruebas no destructivas, PND), se aproximan a los que resultaron del diseño realizado con el RCDF76. En la tabla 4.8 se observan los armados obtenidos con el escáner y los del diseño con RCDF76.

Tabla 3.8 Armado tipo de las columnas del edificio C.

Columnas		RCDF76	PND
Eje A y C	Estribos extremos (75 cm)	#3 @ 15	#3 @ 12
	el resto de la columna	#3 @ 30	#3 @ 25
Eje B	Estribos extremos (60 cm)	#3 @ 15	#3 @ 12
	el resto de la columna	#3 @ 30	#3 @ 25

De acuerdo con lo anterior se puede afirmar que los armados de las columnas utilizando el escáner y las obtenidas con el rediseño con el RCDF-76 son muy similares, por lo que estos armados se adoptan como los de las columnas en el estudio.

3.4 MODELO DE ANÁLISIS DEL EDIFICIO C CON EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DE 2004.

Con la finalidad de revisar la seguridad actual del edificio C, se realizaron los modelos para carga vertical y lateral.

CARGA VERTICAL.

La estructura se divide en marcos ortogonales, formado por una fila de columnas y franjas de losa limitada por las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado. (8.3.1 Normas Técnicas Complementarias de Concreto de 2004, NTCC 04).

ANÁLISIS SÍSMICO MODELO RCDF04.

El modelo de análisis para fuerzas sísmicas se realizó considerando las siguientes hipótesis:

- Se realizó un análisis elástico.
- Para valuar los momentos de inercia de losas y columnas se utilizó la sección de concreto no agrietada sin considerar el refuerzo (8.3 NTCC04).
- Se formaron marcos equivalentes con un ancho de viga igual c_2+3h , donde c_2 es la dimensión transversal de la columna normal a la dirección de análisis y h el espesor de la losa. (8.3.3.1.NTCC04).
- Se definieron cuatro secciones rectangulares con las dimensiones que se muestran en la tabla 3.9.y tres secciones que se muestran en la figura 3.7. En la figura 3.8 se observa la distribución de las secciones utilizadas.

Tabla 3.9 Secciones rectangulares para todos los niveles del edificio C

SECCIÓN	B (cm)	H (cm)
S4TA1	112.5	50
S4TB1	210	50
S4T1AB	105	50
S4T2AB	210	50

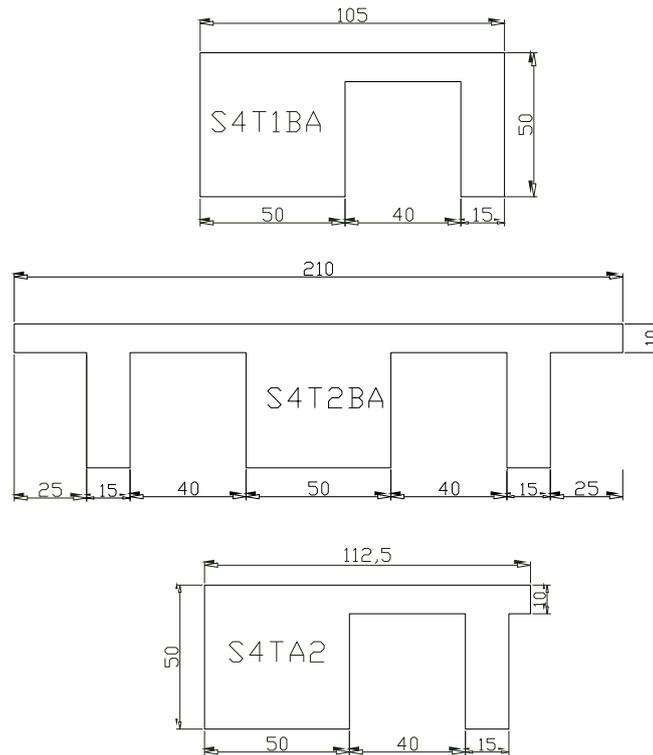


Figura 3.7 Secciones tipo para todos los niveles del edificio C. Sismo RC04. (Acotaciones en cm).

- El módulo de elasticidad del concreto es el que corresponde a concretos clase 1, pues se trata de una estructura del grupo A. $E = 221359.44 \text{ kg/cm}^2$, considerando una $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.
- La resistencia del acero de refuerzo fue $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Se realizó tanto el análisis sísmico estático como el dinámico, para obtener los desplazamientos de la edificación.

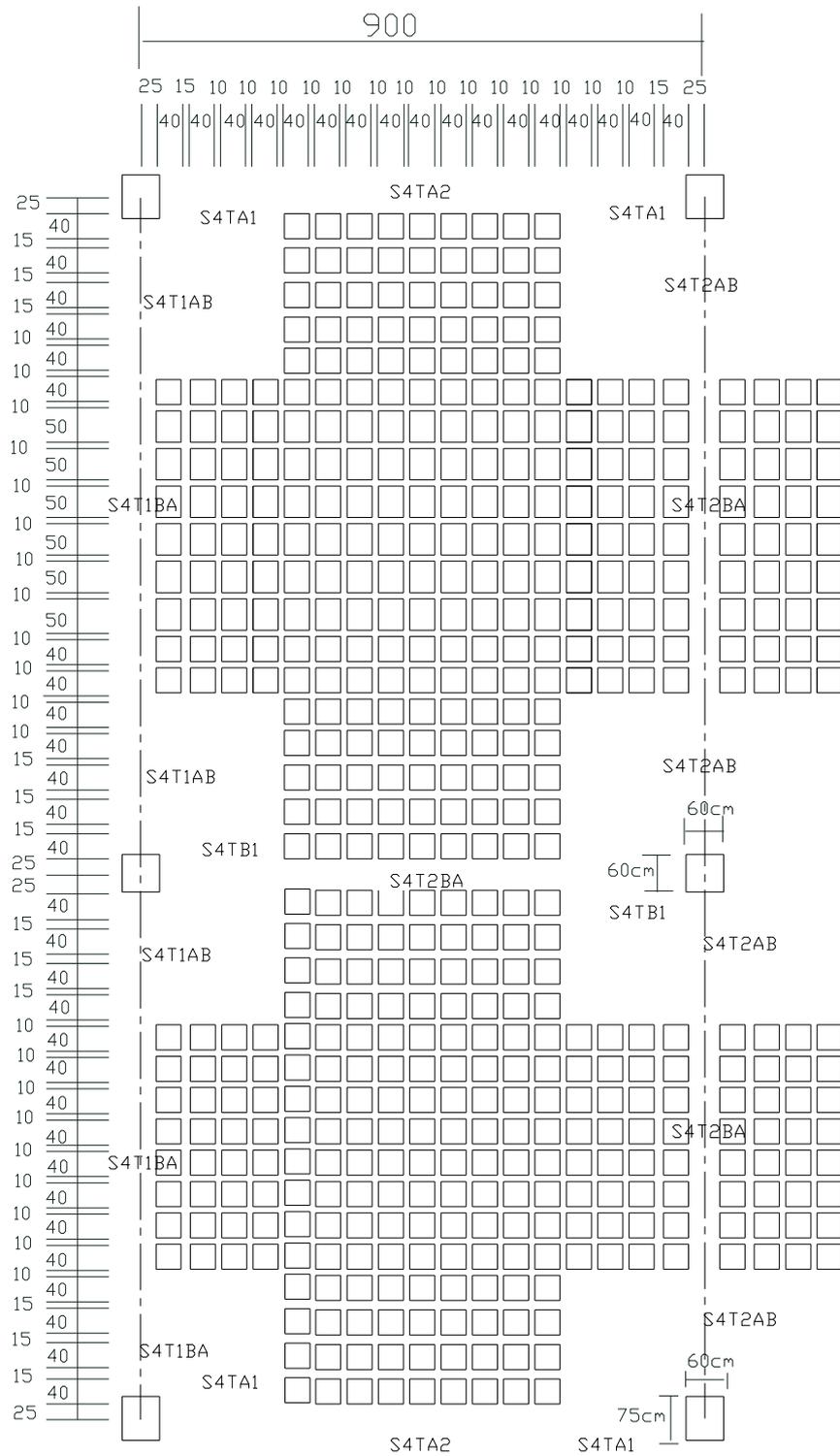


Figura 3.8 Distribución de las secciones utilizadas para el modelo de análisis sísmico RCDF04. (acotaciones en cm)

OBTENCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS CON EL ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO.

Para calcular las fuerzas sísmicas se realizaron los análisis estático y dinámico como se define en 8.1 y 8.2 y el apéndice normativo A, de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo de 2004 (NTCS04), con el objeto de comparar los resultados obtenidos.

La zona donde se encuentra localizado el edificio C, corresponde a la de terreno compresible suelo tipo IIIa. Siendo el coeficiente sísmico correspondiente de 0.40. La construcción se clasifica de acuerdo a su uso dentro del grupo A, por lo que el coeficiente sísmico se multiplicó por 1.5.

El factor de ductilidad empleado fue de $Q = 2$ (5 NTCS04), debido a que la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas y columnas de concreto reforzado. Se hizo la corrección por irregularidad multiplicando Q' por 0.9. Se consideró el periodo T encontrado con SAP de 0.5414 para evaluar las fuerzas sísmicas.

Las fuerzas sísmicas obtenidas por entrepiso son las que se presentan en la tabla 3.10

Tabla 3.10 Fuerzas sísmicas NTCS04

NIVEL	ALTURA	PESO (tn)	Whi (tn-m)	Fi (tn)	V (tn)
3	9.6	1475.88	14168.448	746.305484	746.31
2	6.4	1579.8	10110.72	532.569677	1278.88
1	3.2	1579.8	5055.36	266.284839	1545.16
		4635.48	29334.528		

Se utilizó el apéndice normativo A pues la estructura del edificio C se localiza en zona IIIa, para obtener de acuerdo al periodo dominante del suelo ($T_s=2.2$ s capítulo III), la aceleración del terreno, los periodos característicos T_a y T_b del espectro de aceleraciones, factor de ductilidad Q' y el factor de sobrerresistencia R .

Debido a que el periodo de la estructura T es menor que T_a :

La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico a , se calculó con la ecuación 3.6

$$a = a_o + (\beta c - a_o) \frac{T}{T_a} \tag{3.6}$$

El factor de ductilidad Q' , se calculó con la ecuación 3.7

$$Q' = 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}} \frac{T}{Ta} \quad (3.7)$$

El factor de sobrerresistencia R , se obtuvo con la ecuación 3.6

$$R = \frac{10}{(4 + \sqrt{\frac{T}{Ta}})} \quad (3.8)$$

El cortante basal resulta de aplicar la ecuación 3.9

$$Vb = \frac{1.5a}{Q'R} (Wtotal) \quad (3.9)$$

Conocido el cortante basal se calcularon las fuerzas cortantes en los diferentes niveles del edificio con la ecuación 3.2

Las fuerzas sísmicas obtenidas por entrepiso se muestran en la tabla 3.11. Para definir el punto de aplicación de las fuerzas laterales se calcularon en centro de torsión y de masa, tomando la excentricidad de diseño más desfavorable de las calculadas con las ecuaciones 3.3 y 3.4

Tabla 3.11 Cortantes sísmicos obtenidos con Apéndice A (NTCS-04)

NIVEL	ALTURA	PESO (tn)	Whi (tn-m)	Fi (tn)	V (tn)
3	9.6	1475.88	14168.45	660.82	660.82
2	6.4	1579.80	10110.72	471.56	1132.38
1	3.2	1579.80	5055.36	235.78	1368.16
		4635.48	29334.53		

En la tabla 3.12 se observa que el cortante basal obtenido con NTCS04 o con el apéndice normativo A (NTCS-04), es aproximadamente cuatro veces mayor al obtenido con el reglamento de 1976. (RCDF76). Las fuerzas obtenidas con el apéndice normativo A son menores a las que se obtienen con el planteamiento del cuerpo principal (NTCS04).

Tabla 3.12 Fuerzas Sísmicas.

NIVEL	RC76	NTC04	Apéndice A NTCS04
3	174.64	746.305484	656.13
2	124.62	532.569677	468.22
1	62.31	266.284839	234.11
Vb	361.57	1545.16	1358.45

ANÁLISIS SISMICO DINÁMICO.

El análisis dinámico se efectuó con 9.1 y el apéndice normativo A de las NTCS-04.

El espectro de diseño sísmico se obtuvo considerando la ordenada de aceleraciones para diseño sísmico a , expresada como una fracción de la aceleración como se estipula en el capítulo 3 de NTCS-04.

Los desplazamientos elásticos se obtuvieron multiplicando los que se obtuvieron del análisis por el valor del coeficiente de ductilidad $Q=2$.

Se obtuvieron los desplazamientos máximos, los cuales se presentan en el marco A para la dirección X y en el 9 para la dirección Y.

En la figura 3.8 se observa que las distorsiones obtenidas tanto en el análisis estático como en el dinámico son menores a 0.006 según 1.8 NTCS04, cuando la resistencia sísmica es proporcionada esencialmente por sistemas de losas planas y columnas.

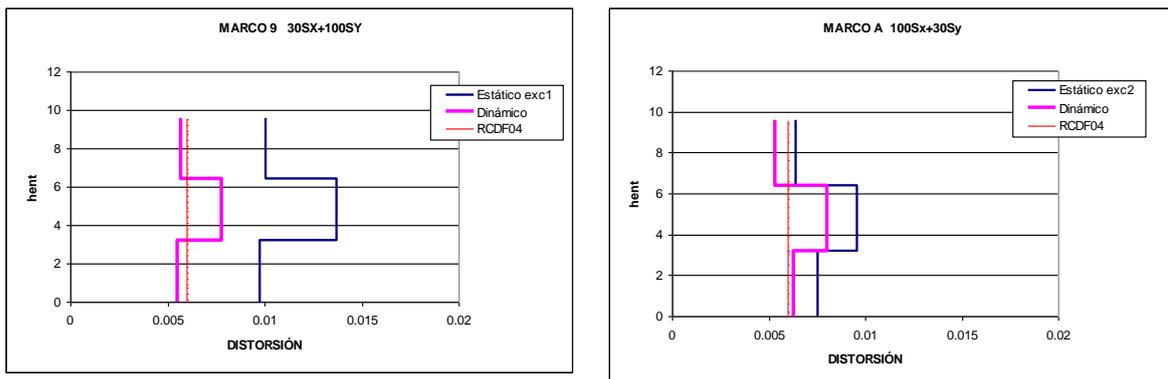


Figura 3.8 Distorsiones obtenidas de los análisis estático y dinámico según 1.8 NTCS04.

Para el análisis sísmico dinámico también se consideró el espectro de diseño obtenido de acuerdo al apéndice normativo A, en donde se especifica que la aceleración del terreno a_0 , el coeficiente sísmico c y los periodos característicos dependen del periodo del terreno T_s . (A1 Apéndice A NTCS04).

Los desplazamientos elásticos se obtuvieron multiplicando los obtenidos del análisis por QR ($Q = 2$ y R calculado con la ecuación 3.8), para obtener las distorsiones de entrepiso como lo indica A2 Apéndice A de las NTCS04, para seguridad contra colapso.

Se observa que la distorsión del marco A (dirección X) en el segundo nivel es de 0.015339 para el análisis dinámico y de 0.018156 para el estático, las cuales son mayores que la distorsión admisible de 0.015. (Apéndice A NTCS04).

Para el marco 9 (dirección y) las distorsiones en el segundo nivel son de 0.014973 y 0.025955 para el análisis sísmico y estático respectivamente. Se concluye que la primera está en el límite con la distorsión admisible de 0.015 (Apéndice A NTCS04) y la segunda es mayor que esta. En la figura 3.11 se muestran estas distorsiones.

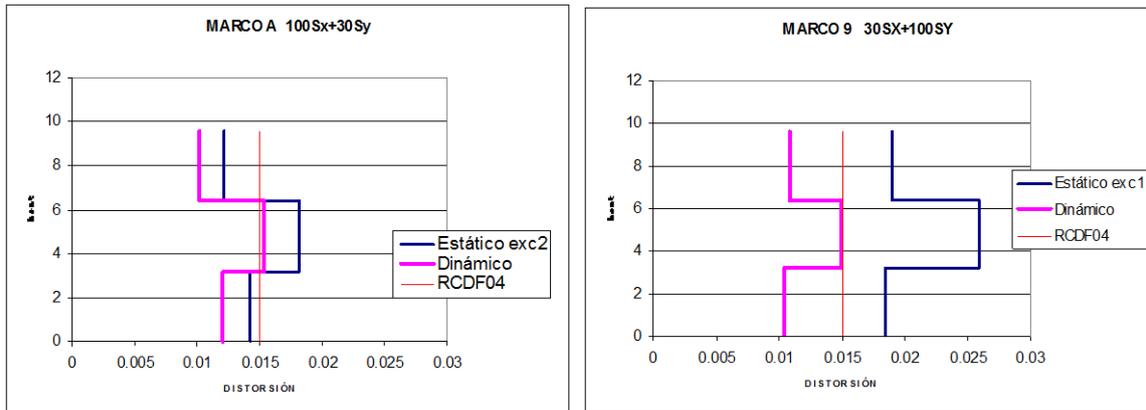


Figura 3.11 Distorsiones obtenidas de los análisis estático y dinámico para los marcos con los desplazamientos más desfavorables, según Apéndice A de NTCS04.

De lo anterior se concluye que el edificio C, no cumple con los desplazamientos permisibles del RCDF04, lo que indica que es necesario proceder a un posible proyecto de refuerzo estructural.

Se observa también que obteniendo los desplazamientos elásticos con 9.1 de NTCS04, se aprecia de manera más clara que las distorsiones están por arriba de la permisible. Mientras que con el apéndice A, donde las fuerzas sísmicas obtenidas son muy parecidas a las obtenidas de la manera convencional, están en el límite con la distorsión permisible.

3.5 REVISIÓN DE LAS RESISTENCIAS DE COLUMNAS CON EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DE 2004.

Se obtuvieron las resistencias de las columnas con los armados que se concluyeron del rediseño con el RCDF-76 para determinar la seguridad actual del edificio C. Las columnas que se revisaron fueron las que tuvieron los elementos mecánicos más desfavorables.

Se realizaron los análisis con las diferentes combinaciones propuestas considerando cargados solo los marcos en dirección X (A, B y C) como el CASO1 y cargando solo los marcos en dirección Y (1 a 9) como CASO 2. De tal manera que se revisaron las siguientes combinaciones:

- 1.- CASO 1 + 100% SX+ 30% SY
- 2.- CASO 1 + 100% SX - 30% SY
- 3.- CASO 2 + 30% SX+100% SY
- 4.- CASO 2 + 30% SX -100% SY

En las tablas 3.13, 3.14, 3.15 y 3.16 se presentan las resistencias y elementos mecánicos de las columnas del eje A y B para las diferentes combinaciones, en ellas se observa que ninguna columna cumple con la resistencia P_R calculada con el RCDF04.

Tabla 3.13 Resistencias de columnas eje A
CASO 1 + 100% SX+ 30% SY

COLUMNA	1P_u (tn)	1P_R (tn)	2P_u (tn)	2P_R (tn)	
COL A7N3	56.08	49.96	60.39	64.88	no pasa
	56.08	130.12	60.39	192.43	correcto
COL A7N2	119.47	100.48	131.37	115.19	no pasa
	119.47	136.38	131.37	147.41	correcto
COL A7N1	181.64	313.82	201.57	324.94	correcto
	181.64	92.45	201.57	119.28	no pasa
COL A8N3	58.96	74.24	64.19	62.66	no pasa
	58.96	120.57	64.19	195.25	correcto
COL A8N2	122.93	119.05	136.64	116.30	no pasa
	122.93	136.38	136.64	206.73	correcto
COL A8N1	186.77	304.06	210.01	328.36	correcto
	186.77	91.69	210.01	140.48	no pasa
COL A9N3	20.45	13.30	31.71	210.95	no pasa
	20.45	53.95	31.71	49.39	correcto
COL A9N2	42.57	34.67	74.26	176.01	no pasa
	42.57	191.39	74.26	84.80	correcto
COL A9N1	61.24	85.68	117.98	535.70	correcto
	61.24	28.43	117.98	72.71	no pasa

Tabla 3.14 Resistencias de columnas eje A
CASO 2 + 30% SX ± 100% SY

COLUMNA	³ Pu (tn)	³ P _R (tn)	⁴ Pu (tn)	⁴ P _R (tn)	
COL A7N3	96.96	61.59	110.70	61.59	no pasa
	96.96	100.52	110.70	77.02	no pasa
COL A7N2	185.55	205.45	223.38	573.85	correcto
	185.55	349.00	223.38	207.13	no pasa
COL A7N1	270.83	383.93	334.30	696.86	correcto
	270.83	821.63	334.30	461.78	correcto
COL A8N3	99.84	61.06	113.70	61.10	no pasa
	99.84	110.07	113.70	77.02	no pasa
COL A8N2	188.70	185.61	226.70	562.40	no pasa
	188.70	301.56	226.70	206.81	no pasa
COL A8N1	275.74	308.40	339.57	696.86	correcto
	275.74	814.53	339.57	460.63	correcto
COL A9N3	48.23	62.15	57.76	51.53	no pasa
	48.23	97.59	57.76	77.77	correcto
COL A9N2	91.95	150.39	117.34	603.42	correcto
	91.95	304.69	117.34	188.18	correcto
COL A9N1	132.91	308.40	175.91	666.51	correcto
	132.91	413.82	175.91	290.77	correcto

Tabla 3.15 Resistencias de columnas eje B
CASO 1 + 100% SX ± 30% SY

COLUMNA	¹ Pu (tn)	¹ P _R (tn)	² Pu (tn)	² P _R (tn)	
COLB7N3	93.08	85.83	95.43	10.15	no pasa
	93.08	156.30	95.43	15.34	no pasa
COLB7N2	201.47	166.74	208.43	37.99	no pasa
	201.47	186.30	208.43	37.99	no pasa
COLB7N1	310.90	353.08	322.68	93.09	no pasa
	310.90	229.97	322.68	80.87	no pasa
COLB8N3	94.42	90.31	98.36	11.71	no pasa
	94.42	131.87	98.36	11.71	no pasa
COLB8N2	203.08	163.35	213.46	38.58	no pasa
	203.08	168.57	213.46	38.58	no pasa
COLB8N1	314.81	353.08	333.28	102.76	no pasa
	314.81	229.97	333.28	92.65	no pasa
COLB9N3	35.46	30.47	50.69	11.71	no pasa
	35.46	190.65	50.69	76.11	correcto
COLB9N2	74.74	47.89	120.30	44.81	no pasa
	74.74	196.81	120.30	125.46	correcto
COLB9N1	109.76	111.98	191.50	87.09	no pasa
	109.76	0.80	191.50	85.11	no pasa

Tabla 3.16 Resistencias de columnas eje B
CASO 2 + 30% SX+100% SY

COLUMNA	³ P _u (tn)	³ P _R (tn)	⁴ P _u (tn)	⁴ P _R (tn)	
COL B7N3	189.69	239.13	197.30	139.55	no pasa
	189.69	199.34	197.30	387.13	correcto
COL B7N2	354.50	353.08	376.84	275.80	no pasa
	354.50	246.64	376.84	387.13	no pasa
COL B7N1	524.65	591.80	562.56	494.08	no pasa
	524.65	511.96	562.56	522.92	no pasa
COL B8N3	189.44	234.28	197.13	153.84	no pasa
	189.44	199.34	197.13	385.84	correcto
COL B8N2	352.99	353.08	375.46	325.66	no pasa
	352.99	246.64	375.46	385.84	no pasa
COLB8N1	524.93	591.80	563.16	557.21	no pasa
	524.93	511.96	563.16	453.91	no pasa
COL B9N3	100.06	167.15	106.80	76.53	no pasa
	100.06	108.11	106.80	415.39	correcto
COLB9N2	184.19	682.53	203.43	192.98	no pasa
	184.19	186.54	203.43	314.52	correcto
COL B9N1	267.93	603.95	301.44	449.54	correcto
	267.93	210.37	301.44	305.40	no pasa

- 1 CASO 1 +100Sx+30Sy
- 2 CASO 1 +100Sx-30Sy
- 3 CASO 2 + 30Sx+100Sy
- 4 CASO 2 + 30Sx-100Sy

Del estudio realizado al edificio C para determinar desplazamientos y resistencias de los elementos estructurales de soporte (columnas), se concluye que la estructura no cumple con los requisitos mínimos del reglamento de construcciones de 2004, por lo que la seguridad de la estructura no es la adecuada, lo que indica que sería necesario proponer un sistema de refuerzo.

En este trabajo se hacen dos propuestas someras para determinar el posible refuerzo para este edificio.

3.6 PROPUESTA 1.- SISTEMA DE REFUERZO ESTRUCTURAL MEDIANTE EL ENCAMISADO DE CONCRETO DE COLUMNAS.

El propósito de esta técnica de refuerzo es incrementar la resistencia axial, a flexión y a cortante, la ductilidad y la rigidez de cualquier elemento.

Esta consiste en envolver el elemento con un armado de acero adicional formado con acero longitudinal nuevo, más estribos o grapas estructurales y se cubre con concreto (colado en sitio o lanzado). Si las varillas pasan a través del sistema de piso se mejora la resistencia a la flexión. Se acostumbra que el acero longitudinal se coloque en las esquinas para detener los estribos. Sin embargo, se puede obtener un mejor comportamiento distribuyendo

uniformemente el refuerzo longitudinal alrededor del perímetro de la columna cuando sea posible.

Con la finalidad de estudiar el comportamiento del edificio C, con este método de refuerzo, se procedió del siguiente modo:

- Se aumentaron las dimensiones de las columnas para introducir las áreas correspondientes en el programa de Análisis Simplificado de Evaluación Sísmica MES (Juárez, 1989)., hasta obtener la resistencia deseada.
- Por ello se propone que las dimensiones de las columnas aumentan a 80x85 en los ejes A y C, donde la primera dimensión corresponde a la dirección X y la segunda a la dirección Y; y en el eje B aumentan a 80x80. Teniendo un área de columnas por nivel de 180000 cm². De esta manera la capacidad sísmica de la edificación *K*, pasa de 0.20 a 0.31. Este valor es mayor comparado con la demanda sísmica de 0.27 (Capítulo II).

3.7 PROPUESTA 2.- SISTEMA DE REFUERZO ESTRUCTURAL MEDIANTE LA ADICIÓN DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO.

Este uno de los procedimientos más utilizados para aumentar la capacidad para soportar la fuerza lateral.

En virtud de que la ubicación de los muros de refuerzo se debe hacer de tal manera que se aumente la resistencia en la dirección más desfavorable y que para el edificio C, la resistencia fue la misma en ambas direcciones. Se hizo la propuesta de muros de concreto:

- Primeramente en la dirección X y posteriormente en la dirección Y, de tal manera que el edificio conserva su simetría en cuanto a rigidez y geometría.
- Utilizando el programa MES (Juárez,1989) como herramienta, se introdujeron las áreas de muros realizando un análisis por cada dirección (X y Y).
- Se proponen muros como se muestra en la planta tipo (figura 3.6), aumentando su capacidad sísmica de 0.20 a 0.33, la cual es mayor a la demanda de 0.27.

Las anteriores son propuestas preliminares de refuerzo. Es importante hacer notar que estas propuestas someras de refuerzo tienen que ser estudiadas más a fondo, utilizando métodos convencionales de diseño para su ejecución, tomando además en cuenta cuestiones arquitectónicas y de otras especialidades que influyen en este tipo de proyectos.

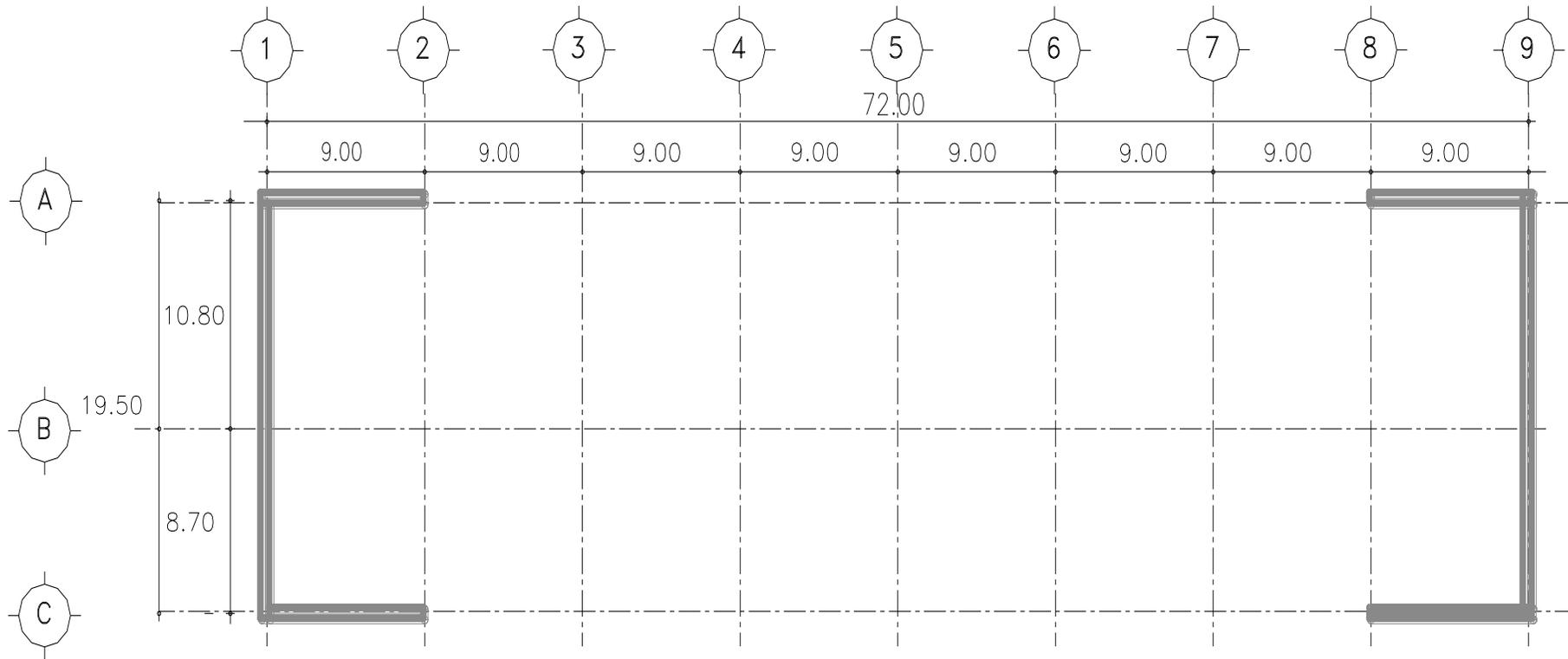


Figura 3.6 Arreglo de muros en planta tipo

CAPITULO IV.- CONCLUSIONES.

En el proceso del estudio de la seguridad estructural, es importante conjuntar la experiencia de profesionales en ingeniería estructural, supervisión, construcción y protección civil.

Lo anterior permitirá que se identifiquen las zonas de mayor vulnerabilidad en la edificación, permitiendo proponer rutas de evacuación y zonas de resguardo para cuando suceda un evento sísmico y por supuesto la selección de un sistema de refuerzo idóneo para la estructura.

El estudio previo de vulnerabilidad de las estructuras de la UAM Izatapalapa, puso de manifiesto que sólo dos de los catorce edificios estudiados AS y W cumplen con lo estipulado en las NTCS04.

Debido a lo anterior se ubicó el edificio C como representativo de esta población de edificios y se procedió al estudio de la seguridad que se presenta.

Durante el desarrollo de este trabajo resalta la problemática en que frecuentemente se ven envueltos los ingenieros en estructuras de no contar con planos estructurales, por lo que se tienen que buscar otros medios para determinar el armado y propiedades de los materiales, por lo que para la obtención de los posibles armados se recurrió al uso de pruebas no destructivas y rediseño del edificio con el Reglamento de Construcciones con que se diseño (RCDF76). Conjuntando esta información se analizó el edificio con las normas actuales vigentes (NTC04).

Al revisar el edificio C con el RCDF04 se encontró que las distorsiones de entrepiso son mayores a 0.006, que propone para cuando la resistencia lateral del edificio es suministrada por un sistema estructural a base de columnas y losa plana.

Se concluye tomando como criterio el análisis de desplazamientos y resistencias, que es necesario un sistema de refuerzo para el edificio C.

La utilización de pruebas no destructivas es recomendable cuando no se desea afectar la resistencia de la edificación. Sin embargo existen algunas incertidumbres acerca de las mediciones, pues se ven afectadas por condiciones ambientales que no se pueden controlar tales como: electromagnetismo, humedad, etc. Así como por las condiciones del edificio: instalaciones ocultas, mantenimiento, recubrimientos, acabados, superficies porosas etc, por lo que las mediciones sufren alteraciones. Es importante soportar la información obtenida por estos métodos, haciendo por lo menos una o dos "calas" de diferentes elementos estructurales.

La medición de los diámetros de los armados utilizando el escáner se ve limitada porque sólo permite mediciones hasta de 40mm de diámetro.

Se puede comprobar que las mediciones con el escáner de la distribución del armado y los diámetros se aproximan a los armados encontrados con el RCDF76, por lo que podemos emplear el escáner como complemento a pruebas destructivas y evitar hacerlo en una gran cantidad de elementos y por lo tanto dañarlos con este tipo de práctica.

La resistencia y calidad del concreto se obtuvo utilizando dos tipos de pruebas no destructivas: mediante el uso del esclerómetro y del pulso ultrasónico. La resistencia del concreto aumenta conforme pasa el tiempo, con el uso del esclerómetro se encontró que esta es de aproximadamente 418 kg/cm².

Con el pulso ultrasónico se determinó que la calidad del concreto es buena, de lo que se desprende que el material de la estructura del edificio C no presenta microfisuramiento.

El método simplificado de evaluación sísmica es una herramienta muy efectiva para determinar la necesidad de proceder a un nivel de evaluación más detallado. Se calcularon las resistencias de los edificios considerando que la falla es debida al corte, lo cual se apega al comportamiento del edificio estudiado.

Este método considera las condiciones estructurales de la edificación que se pueden determinar mediante una inspección visual. Se consideran cinco indicadores principalmente, en la mayoría de los casos la percepción acerca de la cimentación es muy superficial, por lo que se debe proponer una metodología específica para definir las condiciones de la cimentación.

La estimación del periodo T de las estructuras permite tener una aproximación más acertada de las demandas sísmicas. Se encontró que el periodo T para el edificio C obtenido con un análisis dinámico es 0.55 mayor que el calculado con el método propuesto por Murià y Alcortá 1995 que es de 0.38 considerando el número de niveles resultado de estudios de vibración ambiental.

ANEXO I

Este anexo muestra las fotografías de los catorce edificios de la UAM Iztapalapa estudiados en este trabajo.



Fotografía 1.- Vista Frontal e Interior del Edificio A



Fotografía 2.- Losa del Edificio A



Fotografía 3.- Vista Posterior del Edificio AS



Fotografía 4.- Vista Lateral del Edificio AS



Fotografía 5.- Vista del Edificio AT



Fotografía 6.- Vista del edificio B.



Fotografía 7.- Vista Posterior e interior del Edificio C.



Fotografía 8. Vista exterior e interior del Edificio D.



Fotografía 9. Vista exterior del Edificio E.



Fotografía 10. Vista exterior e interior del Edificio F



Fotografía 11. Vista exterior del Edificio H



Fotografía 12. Vista exterior e interior del Edificio Q1



Fotografía 13. Vista exterior del Edificio R.



Fotografía 13. Vista interior del Edificio S.



Fotografía 13. Vista exterior del Edificio T.



Fotografía 14. Vista exterior del Edificio W.

ANEXO II

PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS

Parte esencial de un proyecto de reparación y/o refuerzo es obtener las características y propiedades del concreto, así como la distribución del acero de refuerzo en los diferentes elementos estructurales. Esto se dificulta, debido a que frecuentemente no se cuenta con los planos estructurales como es el caso del presente estudio.

Por ello se requiere contar con métodos de prueba que permitan estimar las características y las propiedades mecánicas de los materiales y elementos estructurales sin afectar su capacidad resistente o porque no es posible llevar a cabo calas en ellos. Estas pruebas llamadas no destructivas se realizan mediante el empleo de aparatos mecánicos, eléctricos y/o electrónicos.

II.1 APARATOS QUE PERMITEN LA REALIZACIÓN DE PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS.

Los aparatos comúnmente usados son:

- A) Escáner.
- B) Esclerómetro
- C) Pulso ultrasónico.

II.1.1 ESCÁNER.

En el presente estudio se empleó un escáner modelo Covermeter ELE. Internacional serie 12782. Este dispositivo consta de tres partes: escáner, bloque de búsqueda con cable y bloque separador. En la figura II.1 se muestran las tres partes que componen el escáner.

El escáner detecta el acero haciendo circular una corriente eléctrica a través del conductor del bloque de búsqueda, que se transforma en un campo magnético por medio de un electroimán.

El aparato registra los disturbios ocasionados por cualquier material magnético. La magnitud del disturbio se indica en la pantalla del escáner.

Con este dispositivo es posible

- Detectar y definir aproximadamente la distribución del acero de refuerzo, debido a que el campo magnético detecta materiales que pueden ser atraídos por este.
- Medir la profundidad del recubrimiento sobre el acero de refuerzo.
- Estimar de manera aproximada el diámetro de las varillas, ya que depende de la capacidad de medición del escáner, en este caso sólo detecta varillas hasta de 40 mm de diámetro..

CALIBRACIÓN EN LABORATORIO.

Para verificar que el aparato funcione correctamente se prueba en algún elemento estructural en el que se conozca con exactitud la localización del acero longitudinal y del acero transversal, así como el diámetro de las varillas y el espesor del recubrimiento.



Figura II.1 Escáner Covermeter ELE. Internacional

CALIBRACIÓN EN CAMPO

La calibración del aparato se logra alejando el bloque de búsqueda de cualquier elemento de acero.

En la pantalla aparecen tres valores, el primero proporciona el recubrimiento, el segundo indica el diámetro de la varilla y en el tercero se define el acero como dato (tipo1 acero estructural y tipo2 acero de alta resistencia).

De acuerdo al fabricante el dispositivo estará calibrado cuando aparezca en la pantalla el primer valor fijo en 360, aunque los otros dos valores varíen. Se debe calibrar para cada medición que se realiza, pues cualquier otro campo magnético puede afectar la medición.

DETECCIÓN Y DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO.

- Se introduce el tipo de acero 1 o 2 según sea el caso.

- La detección de la varilla se realiza colocando el bloque de búsqueda paralelamente a la dirección de la ésta, como se muestra en la figura II.2.
- Se mueve el bloque de búsqueda horizontalmente o verticalmente dependiendo si se va a localizar el acero transversal o longitudinal. El primer valor en la pantalla correspondiente al recubrimiento tiende a bajar a medida de que el bloque de búsqueda se acerca al acero. La posición del acero corresponde al valor mínimo registrado.



Figura II.2. Detección del acero de refuerzo

MEDICIÓN DEL RECUBRIMIENTO SOBRE EL ACERO DE REFUERZO.

La medición del recubrimiento se puede realizar de dos maneras:

- 1) Mediante la selección manual del diámetro de la barra.

En este caso el diámetro de la barra es conocido, por lo que se introduce en el escáner. El valor del recubrimiento será el que se indica en la pantalla una vez localizado el acero.

- 2) Mediante la medición automática de los diámetros.

- Detectar la barra con el bloque de búsqueda y marcar su posición en la superficie de concreto.
- Colocar el bloque separador entre la superficie de concreto marcada y el bloque de búsqueda cuidando que se mantenga la posición definida en el paso anterior.

- Tomar el diámetro de la barra.
- Con el diámetro conocido se determina el recubrimiento.

El aparato permite trabajar con diámetros de: 5, 6, 8, 10, 12, 16, 20, 25, 32 y 40 mm. Dado que las mediciones tienen ciertas limitaciones para diámetros mayores de 40 mm, así como para detectar paquetes de varillas es conveniente realizar al menos alguna cala.

II.1.2 ESCLERÓMETRO.

Con esta prueba se puede obtener:

- La dureza superficial del concreto.
- Las relaciones dureza-resistencia de manera empírica para concretos similares, curados de tal forma que la resistencia sea la misma en todos sus puntos.

Esta prueba se basa en el principio de que el rebote elástico de una masa, depende de la dureza de la superficie contra la cual dicha masa incide.

Estableciendo una relación empírica entre la dureza y la resistencia del concreto, se elaboran gráficos que proporcionan las curvas de resistencia del concreto f'_c en función del rebote elástico ó número de rebote R , por lo que con la lectura del número de rebote se puede determinar aproximadamente la resistencia del material.

GRAFICA DE CALIBRACIÓN.

La gráfica de calibración es diferente para cada aparato en particular. La figura II.3 muestra la proporcionada por el fabricante para el esclerómetro Forney modelo E46/Z.

En la gráfica de calibración el eje de las abscisas corresponde al número de rebote y el eje de las ordenadas a la resistencia de compresión en Kg/cm^2 .

Se han graficado la relación número de rebote y resistencia a la compresión para las diferentes posiciones en que podría colocarse el aparato ($+90^\circ$, $+45^\circ$, 0° , -45° y -90°). La gráfica de la curva más baja indica la posición $+90^\circ$, las siguientes corresponden a $+45^\circ$, 0° , -45° y -90° respectivamente.

La gráfica también considera en la parte derecha la dispersión que podrían tener los valores de la resistencia a compresión, permitiendo una mejor aproximación.

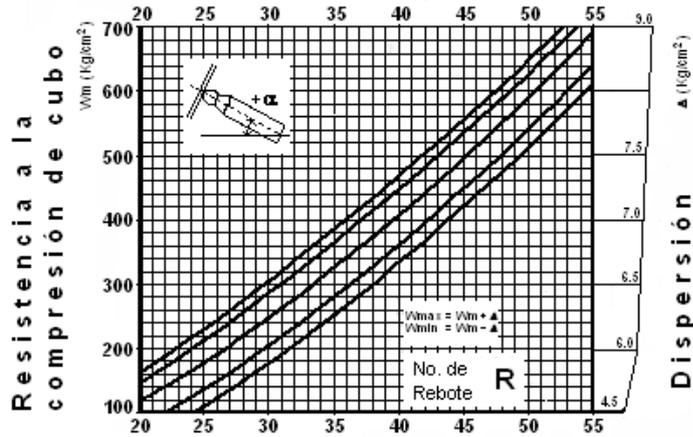


Figura II.3 Gráfica de Calibración.

DESCRIPCIÓN DEL ENSAYE.

Para la realización de esta prueba se siguieron los siguientes pasos:

- Colocar el esclerómetro perpendicularmente a la superficie de prueba. Si la superficie es inaccesible también se puede colocar con cierta inclinación, pues el fabricante también proporciona curvas de resistencia del concreto f'_c y número de rebote R para diferentes ángulos.
- Presionar el émbolo contra la superficie de ensaye (figura II.4).
- Asegurar el dispositivo presionando el botón asegurador.
- Leer el número de rebote en la escala graduada que tiene implementado el esclerómetro. El número de rebote se define como la distancia recorrida por la masa liberada cuando rebota el émbolo, expresada como un porcentaje de la extensión inicial del resorte.
- Con el número de rebote y la posición en la que se colocó el esclerómetro, se determina la resistencia con la grafica de calibración.

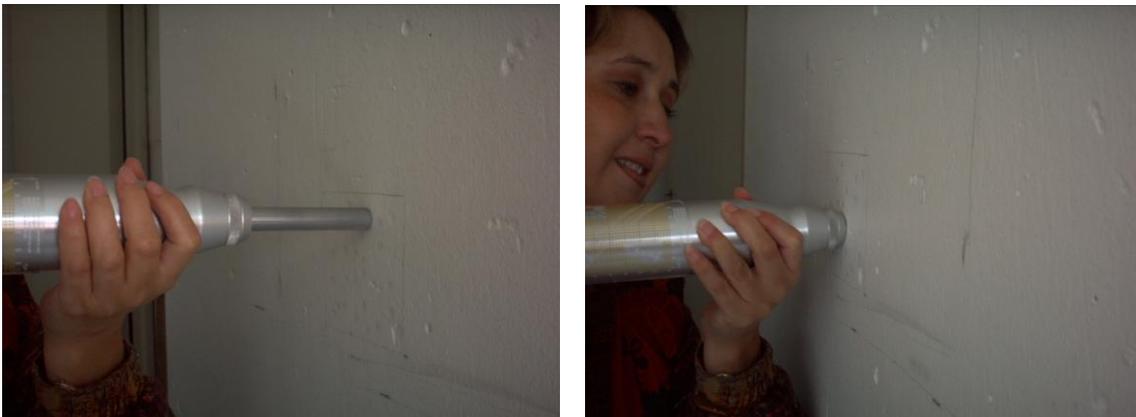


Figura II.4 Posición horizontal del esclerómetro y presión sobre la superficie.

Para el empleo de esta prueba se hace uso de la NORMA NOM-C-192-1979, donde se especifica:

- Tomar 16 lecturas por cada superficie de prueba.
- Separación mínima entre impactos 2.5 mm.
- Eliminar lecturas que difieren del promedio de 16 lecturas en más de 5 unidades.
- Descartar todas las lecturas si hay más de cuatro en la condición del inciso anterior.

II.1.3 PULSO ULTRASÓNICO.

La prueba de pulso ultrasónico mide el tiempo de propagación de las vibraciones ultrasónicas en microsegundos μs , a través de materiales heterogéneos como la madera o el concreto.

Con esta prueba se determina el grado de compactación y densidad, mediante la medición de la velocidad ultrasónica sobre el material que se va a probar, por lo que se puede determinar:

- Homogeneidad en el concreto.
- Existencia de Grietas
- Existencia de Huecos
- Cambios en el concreto debidos a la exposición al fuego y/o bioquímicos.
- Inclusión de materiales extraños
- Resistencia a la compresión del concreto
- Módulo de elasticidad del concreto
- Calidad del concreto.

En este trabajo se utilizó el pulso ultrasónico Controls modelo E46/z que se muestra en la figura II.5, el cual consta de dos partes principales:

- Unidad central que genera pulsos eléctricos de alto voltaje (500 voltios- 1000 voltios).
- Dos terminales o transductores. (Transmisor y Receptor).



Figura II.5 Pulso Ultrasónico

La información obtenida de esta prueba es:

- El tiempo de tránsito de la onda en el concreto (lectura en el aparato).
- La distancia entre transductores (medición directa)
- La velocidad del pulso calculada con los datos anteriores.

La velocidad se compara con los criterios de Leslie y Cheesman que se presentan en la tabla II.1 o el de Agarwal y otros que aparecen en la tabla II.2 tomadas del Manual del Fabricante del pulso ultrasónico, para conocer la calidad que guarda el concreto.

Tabla II.1 Clasificación de la calidad del concreto por medio de la velocidad de onda longitudinal según Leslie y Cheesman (Tomado del manual de pulso ultrasónico.)

Velocidad de la Onda Longitudinal (m/s)	Condición del Concreto
Más de 4570	Excelente
De 3650 a 4570	Buena
De 3050 ^a 3650	Regular a dudosa
De 2130 a 3050	Pobre
Menos de 2130	Muy pobre

Tabla II.2 Clasificación de la calidad del concreto por medio de la velocidad de pulso según Agarwal y otros (Tomado del manual de pulso ultrasónico).

Velocidad de Pulso (m/s)	Condición del Concreto
Más de 3000	Buena
De 2500 a 3000	Regular
Menos de 2500	Pobre

TIPOS DE PRUEBA

Las formas en que se puede realizar esta prueba son las siguientes:

- Transmisión directa.
- Transmisión semidirecta y
- Transmisión indirecta.

II.1.3.1. TRANSMISIÓN DIRECTA.

Consiste en colocar el transmisor y el receptor en extremos opuestos para proporcionar máxima sensibilidad y proveer una longitud de trayectoria bien definida, ver figura II.6.



Figura II.6 Transmisión directa

II.1.3.2. TRANSMISIÓN SEMI-DIRECTA.

Se utiliza cuando la colocación de los transductores de manera directa es difícil o imposible. Se colocan los transductores en caras adyacentes del elemento como se muestra en la figura II.7, de tal manera que la trayectoria de la onda es diagonal. Este arreglo es menos satisfactorio, pues la medida de la velocidad de pulso usualmente tiene una influencia de la capa de concreto cercana a la superficie.



Figura II.7 Transmisión semi-directa.

II.1.3.3 TRANSMISIÓN INDIRECTA.

Este método se emplea cuando no es posible la medición directa o semi-directa como en el caso de losas, ver figura II.8. En este método se coloca el transmisor en un punto fijo de la superficie y el receptor sobre puntos sucesivos a distancias equidistantes, a lo largo de una misma línea. Este arreglo es menos satisfactorio debido a:

- La pérdida de sensibilidad del aparato cuando existen más de dos metros de separación entre transductores.
- La influencia del concreto cercano a la superficie en las mediciones.
- La longitud de la trayectoria no está bien definida.

Cuando se emplea este método se obtiene:

- La distancia centro a centro para cada punto, con su tiempo de pulso respectivo.
- La gráfica (distancia-tiempo), donde el inverso de la pendiente de la recta obtenida, corresponde a la velocidad promedio del pulso en la superficie, la cual siempre es menor a la que resulta con el método directo. Si la gráfica no es una línea recta, significa que el concreto cercano a la superficie es de calidad variable o existe alguna grieta.(Manual de pulso ultrasónico).



Figura II.8 Transmisión indirecta

DESCRIPCIÓN DE LA PRUEBA.

1. Elegir el elemento que se va a ensayar de preferencia de superficie lisa y seca. La humedad afecta la prueba.
2. Tomar tres lecturas como mínimo.
3. Indicar en la hoja de registro la posición de los transductores al tomar la prueba.
4. Registrar el tiempo de tránsito de la onda en el concreto.
5. Registrar distancia entre transductores, se recomienda que sea constante en todas las lecturas.

OBTENCIÓN DE LA VELOCIDAD DE PULSO.

La velocidad de pulso para el elemento ensayado se calcula mediante la siguiente expresión (Manual de pulso ultrasónico):

$$VPulso = \frac{d}{t} \quad (II.1)$$

donde:

d.- distancia entre transductores en metros, m.

t.- tiempo en microsegundos, μs .

La velocidad se determina para las tres lecturas, obteniendo la velocidad de pulso promedio. Con este dato se determina la calidad del concreto para el elemento estudiado.

En el anexo III se presentan los formatos propuestos para la realización de las pruebas no destructivas.



PRUEBA CON PULSO ULTRASONICO													
NUMERO:		REALIZÓ:											
HOJA:	DE	REVISÓ:											
FECHA:													
UBICACIÓN:													
No.	NIVEL	LOCALIZACIÓN	TIPO DE LECTURA				d ₁	d ₂	t	v	v	PROFUNDIDAD DE GRIETA	CALIDAD DE CONCRETO
			A	B	C	D	(cm)	(cm)	(μ seg)	(km/s)	(km/s)	(cm)	

- A.- Directa
- B.- Semidirecta
- C.- Indirecta
- D.- Grieta

III.2 Formato para prueba con pulso ultrasónico.



PRUEBA CON ESCLERÓMETRO			
NÚMERO:			REALIZÓ:
HOJA:		DE	REVISÓ:
FECHA:			
UBICACIÓN:			
No. DE REBOTE	LECTURA	ÁNGULO DE INCLINACIÓN	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN
		α (°)	σ_r (Mpa)
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			
10			
11			
12			
13			
14			
15			
16			
PROM.			

No. _____ NIVEL: _____

LOCALIZACIÓN: _____

Resistencia del concreto de proyecto del elemento.

$f'c =$ _____ kg/cm^2

Características de la superficie de prueba.

Composición del concreto.

Edad del concreto en el momento de la prueba.

Tipo de cimbra usada para el moldeo de la superficie de prueba.

III.3 Formato para prueba con esclerómetro.



EVALUACIÓN NIVEL # 1

Expediente

Elaboró

Fecha

1. Datos generales del inmueble

Calle y No:

Entre

Colonia: _____ **Clave**

C.P.

Delegación: 1

Clave

Esquina S/n:

No. Pisos

Año de construcción

Uso actual por niveles:



UNIDAD AZCAPOTZALCO

DIVISIÓN DE CIENCIAS BASICAS E INGENIERIA

Av. San Pablo No. 180, Col. Reynosa Tamaulipas, Azcapotzalco, D.F. C.P.

02200 Apdo. Postal 16-306, C.P 02000

Tel. : 5382-50-00

2. Datos Estructurales

2.1 Tipo de Construcción

- **Concreto Reforzado ()** **Acero ()**
- **Mampostería ()**
- **Concreto Prefabricado ()**

2.2 Estructuración

- **Marcos () Losa Reticular () Muros de Concreto () Muros de Carga () Vigüeta Bovedilla ()**

2.3 Cimentación

- **Cajón ()** **Zapatas Aisladas ()**
- **Zapatas Corridas ()**
- **Pilotes Fricción () Punta () Punta Penetrante ()**
- **De Control () Entrelazados ()**

2.4 Observaciones

III.4b Formato para levantamiento de información Nivel de evaluación 1 y 2.

Hoja 2

Croquis Estructural. Planta y Elevación indicando dimensiones generales aproximadas.

III.4c Formato para levantamiento de información Nivel de evaluación 1 y 2.
Hoja 3



UNIDAD AZCAPOTZALCO

DIVISIÓN DE CIENCIAS BASICAS E INGENIERIA

Av. San Pablo No . 180, Col. Reynosa Tamaulipas, Azcapotzalco, D.F. C.P.

02200 Apdo. Postal 16-306, C.P 02000

Tel. : 5382-50-00

3.Conservación y Mantenimiento

3.1 Estructura

- Daños : Ninguno () No Estructural ()
Estructural ()

3.2 Cimentación.

- Desplome < 1 % () < 2 % () > 2 % ()
Ninguno ()
- Hundimiento < 20 cm () < 40 cm () > 40 cm ()
cm () Ninguno ()
- Emersión < 20 cm () < 40 cm () > 40 cm ()
Ninguno ()
- H. Diferencial <.4 % () < .8 % ()
>.8% () Ninguno ()

3.3 Mantenimiento

- Bueno () Rectangular ()
Malo ()

3.4 Observaciones

III.4d Formato para levantamiento de información Nivel de evaluación 1 y 2.
Hoja 4

REFERENCIAS.

Aguilar J. et al., (1987) "The Mexico Earthquake of September 19, 1985 Statistics of Damage and of Retrofitting Techniques in Reinforced Concrete Buildings Affected by the 1985 Earthquake" en *Earthquake Spectra*. Volumen 5, número 1, 1989, pp.145-151

Departamento del Distrito Federal, (1976a), "Reglamento de Construcciones del Distrito Federal", *Diario Oficial del Departamento del Distrito Federal*, 14 de diciembre de 1976.

Departamento del Distrito Federal, (1976b), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto" *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, diciembre de 1976.

Departamento del Distrito Federal, (1977), "Título IV Reglamento de Construcciones del Distrito Federal", *Requisitos de Seguridad y de Servicio para las estructuras*, 1977.

Departamento del Distrito Federal, (2004a), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto" *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, 6 de octubre de 2004.

Departamento del Distrito Federal, (2004b), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño Sísmico", *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, 6 de octubre de 2004.

FEMA 273 (1999), "*HRP Guidelines for de seismic rehabilitation of buildings*" ASCE/FEMA 273, Federal Emergency Management Agency, 1999.

Flores R. J.L, (1986) "*Apuntes de Diseño de columnas de concreto reforzado*", ESIA, 1986.

González, C., y otros (1985) "*Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado*", Segunda Edición, Limusa.

Iglesias, J; C. Castañeda ; E. Noreña, (1989a) "The Mexico Earthquake of September 19, 1985 Evaluation of The Seismic Capacity o Buildings in Mexico City", en *Earthquake Spectra*, Volume 5, February.

Iglesias, J.,(1989b), "The Mexico Earthquake of September 19, 1985, Seismic Zoning of Mexico City after the 1985 Earthquake" en *Earthquake Spectra*. Volumen 5, número 1,1989, pp.257-271

Juárez G. H., et al, Programa MES. Método simplificado de Evaluación Sísmica, 1989.

Manual de Evaluación Nivel 1 y Nivel 2, Secretaria General de Obras del Departamento del Distrito Federal.

Manual de uso de Escáner, Esclerómetro y Pulso Ultrasónico, Rioboo S.A.
Martínez, G.A., 1998. *Estado del arte de criterios de análisis diseño y construcción de reforzamiento de estructuras para sismos*. Tesis de Licenciatura. Instituto Politécnico Nacional.

Meli P, R. (1985) *“Diseño Estructural”*, Primera Edición. Editorial Limusa.

Murià Vila, D. y González Alcorta, R. (1995) *“Propiedades Dinámicas de edificios de la Ciudad de México”*, *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, No. 51, 25-45 pp.

NORMA NOM-C-192-1979, Manual de uso del esclerómetro, Rioboo S.A

Ordaz M.; Pérez Rocha; Reynoso E.; Montoya C.; Arboleda J., Programa Z. Espectros de sitio.

Ordaz,M., (1992) *Riesgo sísmico en México: Lecciones aprendidas del Terremoto del 19 de Septiembre de 1985*.ponencia del 1er Congreso Iberoamericano sobre Técnicas aplicadas a la gestión de emergencias para la reducción de desastres naturales, Universidad Politécnica Valencia España, del 1 al 4 de diciembre de 1992.

Programa Delegacional de Desarrollo Urbano de Iztapalapa, Departamento del Distrito Federal.

Rodríguez M; M. EERI; C. Díaz, (1989) *“The Mexico Earthquake of September 19, 1985. Analysis of the Seismic Performance of a Medium Rise, Waffle flan plate Building”*, *Revista Earthquake Spectra*, Volume 5, February.

Umemura, H. *“A Guideline to evaluate seismic Performance of existing medium and low-rise reinforced concrete buildings and it application”*, 7th *World Conference on Earthquake Engineering*, Instanbul, tomo 4.

Vázquez Vera y Pérez Ruiz, (1995) *“Sismicidad en México”* *Revista del Colegio de Ingenieros Civiles de México*, No. 317, septiembre 1995.