



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO



FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
"ACATLÁN"



DICTAMEN DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN
EDIFICIO DE OFICINAS UBICADO EN AVENIDA
CONSTITUYENTES No. 1154

MEMORIA DE DESEMPEÑO PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
GUSTAVO SIERRA HUITRON

ASESOR: INGENIERO MARCO ANTONIO ALVAREZ SOLIS

DICIEMBRE DEL 2004



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Dedicatoria:

A mis padres y hermanos:

Por que de ellos emano el deseo de formación y superación.

A mi esposa e hijos:

Por que en ellos pongo a su disposición los logros de mi vida.

A mis amigos:

Por el apoyo que de ellos he obtenido para la conclusión de mis objetivos

Agradecimiento:

Agradezco a todos aquellos que directa e indirectamente intervinieron para la conclusión de este trabajo, en forma muy especial a:

Ing. Marco Antonio Álvarez Solís

Ing. Mauricio Galván Martínez

Ing. Raúl Arriaga Núñez

Ing. Juan Manuel Becerril Ramírez

Ing. Patricia Pacheco Nava

Ing. Víctor Manuel Pastrana Gómez

INDICE

	Pág
INTRODUCCIÓN	1
1. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO	4
1.1. Ubicación	9
1.2. Uso del Edificio	12
1.3. Tipo de Estructuración	15
2. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS	26
2.1. Exploración del Subsuelo	28
2.2. Ensayes de Laboratorio	31
2.3. Análisis de la Cimentación	33
2.4. Recomendaciones	35
3. MODELO PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL	45
3.1. Factor de Comportamiento Sísmico	46
3.2. Requisitos de Ductilidad	46
3.3. Requisitos para Miembros a Flexocompresión	51
3.4. Requisitos para las Uniones Viga-Columna	56
3.5. Requisitos para Losa Plana-Columnas para Resistir Sismo	58
3.6. Condiciones de Regularidad	60
4. REVISIÓN DE LA RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	76
4.1. Revisión de Zapatas Aisladas	78
4.2. Revisión de Columnas	83
4.3. Revisión de Muros de Concreto	105
4.4. Revisión de Nervaduras	111
4.5. Revisión de Losa Reticular	134
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	138
APÉNDICE A	142
BIBLIOGRAFÍA	154

INTRODUCCION.

El objetivo por el cual se desarrolló este trabajo consistió en mostrar los métodos que se aplicaron para determinar el grado de la seguridad estructural de una edificación.

A partir del sismo de 1985 se modificó el RCDF¹, debido a los efectos que causó. El objetivo por el cual se elaboró este trabajo consistió en determinar si esta edificación es lo suficientemente segura, ya que se construyó con el RCDF de 1977, por este motivo el propietario pidió una revisión estructural con el nuevo RCDF, ya que toda estructura esta expuesta a sufrir daños causados por un mal funcionamiento de la estructura y que pueden ser causados por los siguientes elementos:

- El deterioro a través del tiempo
- Mala calidad de los materiales empleados en la construcción
- Procesos constructivos inadecuados
- Una deficiente supervisión de obra
- Falta de mantenimiento
- Uso diferente al que se consideró en su diseño
- Ampliaciones constructivas
- Modificaciones a la estructura

El antecedente que se tiene de este sismo, es que provocó que fallara una gran cantidad de edificios, produjo muchos daños a las estructuras y un número considerable de perdidas humanas. Se observó que varias construcciones no cumplían con las especificaciones del RCDF, tales como; cambio de uso, sobrecarga en los entresijos, una mala estructuración, estructuras irregulares, aumento de niveles, etc.

Es por esta razón que resulta tan importante el definir un método adecuado, seguro y sobre todo que se apliquen los requisitos indicados por el RCDF, y las Normas Técnicas Complementarias respectivas, para efectuar una revisión a las

¹Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal

estructuras apropiada, que nos ayude a obtener resultados confiables, que determinen si la edificación es segura.

Para elaborar el dictamen de seguridad estructural a este edificio se propone adoptar el siguiente proceso:

1. Recabar toda la información referente al proyecto de la construcción como; proyecto, estudio de mecánica de suelos, memoria de cálculo, bitácora de obra, control de calidad de los diferentes materiales.
2. Realizar un levantamiento geométrico de la estructura para comprobar las dimensiones de los elementos estructurales, los materiales empleados, los niveles de los entresijos, las dimensiones de los entresijos, la altura del edificio y observar las posibles fallas en la estructura, tales como; fisuras, grietas, deflexiones, hundimientos, desplomos, etc.
3. Tomar en cuenta las recomendaciones del estudio de mecánica de suelos para la revisión de la cimentación. Este estudio debe contener los métodos que se aplicaron para determinar la clasificación de los materiales, la estratigrafía del subsuelo, la capacidad de carga admisible, la recomendación del tipo de cimentación y los hundimientos permisibles.
4. Definir el modelo matemático en función a los datos obtenidos del proyecto y del levantamiento geométrico, aplicando el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y las Normas Técnicas Complementarias, respectivas, considerando la aplicación de las cargas muertas, vivas y accidentales, así como la forma en que deben integrarse a las diferentes combinaciones de cargas, para realizar el análisis estructural.

Los datos que se tomaron en cuenta son los siguientes:

- Tipo de estructuración
 - Dimensión de los elementos estructurales
 - Características de los materiales constructivos
 - Dimensiones de los entre-ejes
 - Dimensiones de los entrepisos
 - Altura del edificio
 - Ubicación de la construcción
 - Uso del edificio
 - Tipo de terreno
5. Revisión de la capacidad de carga de los elementos estructurales que componen el edificio. Con los datos obtenidos del análisis estructural se procedió a compararlos con los elementos mecánicos resistentes.

Los principales elementos estructurales que se revisaron son los siguientes:

- Zapatas Aisladas
 - Columnas
 - Muros de concreto
 - Nervaduras Principales
 - Losas
6. Por último se presentan las conclusiones y recomendaciones al edificio.

1. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO.

Para realizar el dictamen de la seguridad estructural del edificio, se debe obtener la información técnica de la estructura, esto es con el propósito de elaborar un análisis estructural que considere todos los elementos que la componen, tales como; sus geometrías, materiales y cargas, ya que para determinar las fuerzas internas en los elementos de la estructura, implica conocer las acciones que actúan sobre la misma y las dimensiones de los elementos estructurales.

Para describir el edificio de oficinas en cuestión se requirió de la siguiente información:

- Planos del proyecto definitivo
- Estudio de mecánica de suelos
- Bitácora de obra
- Informe del control de calidad de los materiales empleados en la construcción
- Ubicación
- Uso de la estructura

Se necesitó contar con toda esta información, la cual se verificó en la construcción, para comprobar la composición y dimensión de los diferentes elementos estructurales ya que ésta es la base para definir el modelo matemático que se utilizó en la elaboración del análisis estructural del edificio.

Para verificar la información de la estructura, se necesitó efectuar una inspección preliminar a dicha edificación, que consistió en una revisión ocular de toda la estructura para identificar los diferentes elementos estructurales, los materiales empleados, la estructuración, la apariencia de la edificación, la detección de posibles daños, tales como; desplomos, desniveles y hundimientos del edificio, así como; fisuras, grietas, deflexiones, etc., en los diferentes elementos estructurales.

Esta inspección fue muy importante ya que dependiendo de la apariencia del edificio, nos dimos una idea del estado en que se encuentra la estructura.

Es de vital importancia comprobar la información obtenida, ya que tanto la estructura como los materiales de una construcción pueden haber sufrido variaciones con el tiempo, o que no se hayan respetado las especificaciones del proyecto desde sus inicios, por este motivo se le realizó una inspección minuciosa al edificio.

Se dedicó especial cuidado en definir los puntos débiles de la estructura, que son los que pueden provocar fallas. Los más comunes suelen ser los siguientes:

- a) Columnas cortas, debidas a muros con altura incompleta
- b) Cambios bruscos de rigidez
- c) Torsión excesiva debida a una mala distribución de rigidez en planta
- d) Conexiones columna-losa plana
- e) Incompatibilidad de deformaciones entre marcos y muros diafragma
- f) Conexiones excéntricas viga-columna

Para tener una referencia detallada de las partes que conforman una estructura se tomaron en cuenta los siguientes elementos:

- I. Elementos de la superestructura. Los elementos que conforman a la superestructura son los que sobresalen del suelo en el que se apoya el edificio y son:
 - a) Trabes. Barras tridimensionales contenidas en losas
 - b) Columnas. Barras tridimensionales contenidas en planos verticales
 - c) Muros. Sólidos tridimensionales contenidos en uno o varios planos verticales
 - d) Losas. Elementos tridimensionales contenidos en planos horizontales

- II. Elementos del suelo. El suelo es el elemento que soporta a la superestructura y esta formado de dos fases; sólida (esqueleto) y fluida (formada generalmente por agua y gas) formado de manera natural, por lo que el ingeniero ha desarrollado la tecnología apropiada para su modelación
- III. Elementos de la cimentación. Estos elementos están formados con materiales especificados y controlados por el ingeniero y pueden ser los siguientes:
- a) Contratraveses. Barras tridimensionales contenidas en losas de cimentación, travas de liga, etc.
 - b) Zapatas aisladas o corridas
 - c) Muros. Contenidos en planos verticales
 - d) Losas y cascarones. Elementos tridimensionales contenidos en una superficie
 - e) Pilas y pilotes

En base a estas recomendaciones se realizó una inspección preliminar a la estructura con el propósito de determinar las condiciones en que se encuentra, así como definir el tipo de estructuración que presenta la construcción.

Con los datos obtenidos de la inspección preliminar, se efectuó un levantamiento geométrico de la estructura, para recabar detalladamente toda la información que presenta el edificio en sus elementos estructurales y para complementar esta información se determinó efectuar algunas calas a los elementos estructurales más representativos de la estructura, para comprobar si se respetaron las especificaciones del proyecto en la construcción.

Con los datos recabados de la inspección ocular y la información que fue proporcionada del edificio, se obtuvieron los siguientes datos generales del edificio:

- Este edificio se localiza en la avenida Constituyentes No. 1154, col. Lomas Altas, México, D. F. (ver fig. No. 1)
- Se trata de una estructura relativamente nueva.
- Se encuentra en buen estado, no se descubrieron daños o fisuras en los elementos estructurales.
- No presenta desplomos fuera de tolerancia.
- Esta estructurada a base de elementos de concreto reforzado.
- La altura del edificio es de 39.6 m con respecto al nivel de banquetas.
- Esta construcción esta formada por trece niveles de entepiso (ver fig. 1.2), los cuales se enumeran de la siguiente manera:
 - Dos niveles de sótano para estacionamiento (ver fig. 1.3).
 - Un nivel de Planta Baja (ver fig. 1.4).
 - Diez Niveles Tipo (ver fig. 1.5).
 - Un nivel de Azotea.
 - Un cuarto de máquinas y tanque elevado.
- La planta baja y los dos niveles de sótano comprenden prácticamente toda la superficie del terreno. En los niveles tipo el área construida ocupa el orden del 45% de la superficie del terreno.
- La superficie total del terreno es de 1,881.0 m², aprovechándose toda el área en los sótanos de estacionamiento, la planta baja cuenta con una superficie de 1,059.0 m², los niveles tipo cuentan con un área aprovechable de 846.0 m², la superficie de la azotea es de 831.0 m². Obteniéndose una superficie total de construcción de 14,112.0 m².
- Se definen tableros con entre-ejes de 7.80 m en ambas direcciones. La altura libre de entepiso es de 2.95 m en los niveles tipo, y 3.55 m en planta baja y 3.45 m en la planta alta.
- Las losas de entepiso son losas planas, reticulares con espesor de 45 cm, que incluyen 5 cm de capa de compresión. los anchos de las nervaduras que llegan a las columnas son de 60 cm y de 13 cm las restantes.

- La mayor parte de las columnas tienen una sección de 75 x 75 cm en los niveles inferiores, que se reducen gradualmente hasta llegar a 55 x 55 cm en los niveles superiores.
- El espesor de los muros de concreto que se encuentran en la zona de elevadores es de 25 cm en toda la altura del edificio, excepto en la casa de máquinas, que son de 15 cm.
- La cimentación se resolvió de acuerdo con las recomendaciones del estudio de Mecánica de Suelos que se llevó a cabo en el predio, y consistió en zapatas aisladas de concreto con trabes de liga, desplantadas a una profundidad mínima de 1.50 m, medidos a partir del segundo nivel de sótano.
- Los niveles tipo no cuentan con una distribución de muros interiores ya que éstas se modularán según las necesidades de cada área del edificio. Es muy importante recalcar que estos muros serán divisorios y se propondrá que sean de tabla roca o de algún otro material ligero para que no interfieran en el funcionamiento estructural del edificio, por lo que deberán ser más flexibles que los muros de mampostería.

Con la información obtenida del levantamiento geométrico de la estructura, se concluye que se cumplió con las indicaciones del proyecto referente a las dimensiones de los elementos estructurales tales como; la sección de las columnas, espesores de muros de concreto, espesores de losas planas, elevación de los entresijos y separación de entre-ejes.

De las calas efectuadas en las losas planas, columnas y muros de concreto, se observó que la cuantía y distribución del acero de refuerzo en los elementos estructurales mencionados cumplen con lo expresado en los planos estructurales.

Los resultados de laboratorio efectuados en el acero de refuerzo, nos indican que el acero utilizado cumple con las características requeridas en el proyecto estructural, el esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

En lo relativo al concreto, el utilizado en la obra se comprobó que cumple con las especificaciones indicadas en el proyecto, ya que la resistencia a compresión es $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$.

Con toda esta información, se procede a describir el edificio tomando en cuenta; su ubicación, uso del edificio y el tipo de estructuración, con la finalidad de fijar los lineamientos establecidos por el RCDF¹, así como las Normas técnicas Complementarias respectivas, para definir todos los factores que deben considerarse para realizar el análisis ante las diversas solicitaciones y los que se deben utilizar para la revisión de los diferentes elementos estructurales, ya que para toda revisión estructural deberán tomarse en cuenta los efectos de las cargas muertas, vivas y accidentales (sismo y viento).

1.1. Ubicación

Para la ubicación de esta estructura se citará el Artículo 219 del RCDF, para definir claramente la zona que le corresponde, teniendo como antecedente que el edificio se encuentra ubicado en la avenida Constituyentes No. 1154, col. Lomas Altas, México, D. F. (ver fig. 1.1).

“Artículo 219.- Para fines de este Título, el Distrito Federal se divide en tres zonas con las siguientes características generales:

- Zona I.- Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelos para

¹ Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal

explotar minas de arena;

- Zona II.- Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que esta constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros, y

- Zona III.- Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificialmente; el espesor de este conjunto suele ser superior a 50 m.

La zona a que corresponda un predio se determinará a partir de las investigaciones que se realicen en el subsuelo del predio objeto de estudio, tal como lo establecen las NTC de cimentación². En caso de construcciones ligeras o medianas, cuyas características se definan en dichas Normas, podrá determinarse la zona mediante el mapa incluido en la misma, si el predio está dentro de la porción zonificada; los predios ubicados a menos de 200 m de las fronteras entre dos de las zonas antes descritas se supondrán ubicados en la más desfavorable.”

Las NTC de cimentación nos muestra el mapa donde se indica la Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México, con este mapa se determina que la construcción en estudio se ubica en la Zona I; debiéndose llevar a cabo el reconocimiento detallado del sitio, indicado en la Sección 2.1 de estas NTC de

²Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. cimentaciones (ver mapa de zonificación Geotécnica de la Ciudad de México, fig 1.6).

En la sección 2.2 de las NTC cimentación, se indican las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar para que se cumpla con el Artículo 220 del RCDF, por medio de la tabla I. A continuación se expone el Subíndice B de la Tabla I en la cual se muestran los Requisitos Mínimos para la Investigación del Subsuelo para la Zona I, que es la que se refiere a la edificación en estudio.

"B. CONSTRUCCIONES PESADAS, EXTENSAS O CON EXCAVACIONES PROFUNDAS.

Son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de estas características:

Peso unitario medio de la estructura $w > 5 \text{ t/m}^2$

Perímetro de la construcción $P > 80 \text{ m}$ en las Zonas I y II, o

Profundidad de desplante $D_f > 2.5 \text{ m}$

ZONA I

1. Detección, por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.
2. Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio."

Basándose en estas disposiciones se solicitó el estudio de Mecánica de Suelos para determinar la clasificación de los materiales, la estratigrafía del subsuelo, establecer las alternativas de cimentación y la capacidad de carga admisible, para

consideran estos datos en la revisión de la cimentación. Esta información se desarrollará en el capítulo 2, referente al estudio de mecánica de suelos.

Según la ubicación del edificio en estudio y apoyados en el RCDF y las NTC de sismo³, se determinó lo siguiente:

El coeficiente sísmico que le corresponde a este edificio debido a que se ubica en la zona I es; $c = 0.16$

1.2. Uso del Edificio.

Se determinó que el uso de este edificio es exclusivamente de oficinas en toda su altura, a excepción de los dos sótanos que son de estacionamiento, con estos datos recurrimos al RCDF, para observar lo que indica en este caso:

El RCDF en su artículo número 174 clasifica las construcciones según su importancia, costo, uso, altura, área construida y ubicación, en los siguientes grupos:

- I. "Grupo A. Edificaciones cuya falla estructural podría causar la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales excepcionalmente altas, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como edificaciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como hospitales y escuelas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, centrales eléctricas y de telecomunicaciones; estadios, depósitos de sustancias inflamables o

³Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo

tóxicas; museos y edificios que alojen archivos y registros públicos de particular importancia, a juicio del departamento; y

II. Grupo B. Edificaciones comunes destinadas a vivienda, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el grupo A, las que se subdividen en:

a) Subgrupo B1. Edificaciones de más de 30 m de altura o con más de 6,000 m² de área total construida, ubicada en las zonas I y II según se define en el artículo 175, y construcciones de más de 15 m de altura o 3,000 m² de área total construida, en zona III; en ambos casos las áreas se refieren a un solo cuerpo de edificio que cuente con medios propios de desalojo (acceso y escaleras), incluyen las áreas de anexos, como pueden ser los propios cuerpos de escaleras de área de un cuerpo que no cuente con medios propios de desalojo se adicionará a la de aquél o a través del cual se desaloje. Además templos, salas de espectáculos y edificios que tengan salas de reunión que puedan alojar más de 200 personas, y

b) Subgrupo B2.- las demás de este grupo.”

“Artículo 175. Para fines de estas disposiciones, el Distrito Federal se considera dividido en las zonas I a III, dependiendo del tipo de suelo.” (ver mapa de Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México, fig. 1.6).

Debido a que el uso de este edificio es de oficinas y en base a los datos obtenidos del levantamiento, el cual indica que la construcción tiene una altura de 39.6 m y un área total construida de 14,112.00 m², y basándonos en las disposiciones establecidas por el RCDF, este edificio se clasifica dentro del Grupo B, Subgrupo

B1, ya que se ubica dentro de la zona I (ver mapa de zonificación Geotécnica de la Ciudad de México, fig. 1.6), cuenta con una altura mayor de los 30 m y un área total construida superior a los 6,000 m².

Se considera que las cargas vivas unitarias son fuerzas producidas por el uso de las edificaciones y que no son permanentes. Para determinar la carga viva unitaria que le corresponderá a cada nivel, según su uso, el RCDF en su artículo 199 indica lo siguiente:

Cargas vivas unitarias en kg/ m².

1. Para cubiertas y azoteas con pendiente no mayor a 5 %:

$$W_m = 100 \qquad W_a = 70 \qquad W = 15$$

2. Para planta baja y niveles tipo para oficinas:

$$W_m = 250 \qquad W_a = 180 \qquad W = 100$$

3. Para estacionamientos:

$$W_m = 350 \qquad W_a = 100 \qquad W = 40$$

Donde:

W_m . Es la carga viva máxima que se deberá emplear para el diseño estructural.

W_a . Se usará para diseño sísmico.

W . se aplicará para diseño por hundimientos.

1.3. Tipo de Estructuración.

Se definió el tipo de estructuración en base a la información obtenida de los planos estructurales y la inspección ocular que se llevó a cabo.

La construcción esta formada por un total de 13 niveles (ver elevación esquemática en fig.1.2), está estructurada a base de marcos y muro-marcos de concreto en las dos direcciones ortogonales, se definen tableros de entre-ejes de 7.80 m en ambas direcciones. Las alturas libres de entrepiso son de 2.95 m en los niveles tipo, 3.55 m en la planta baja y 3.45 m en el nivel de la planta alta.

- Los marcos están formados por columnas de concreto reforzado y losas planas reticulares.
- Los muro-marcos están formados por losas planas reticulares y por los muros de concreto de la zona de elevadores y escaleras.
- Los sistemas de entrepiso están formados de losas reticulares en su totalidad, con un peralte de 45 cm que incluyen 5 cm de capa de compresión.
- La cimentación se resolvió a base de zapatas aisladas de concreto y trabes de liga.

En ningún caso se colocarán muros de carga de mampostería, todas las fachadas son de vidrio espejo y los muros divisorios serán exclusivamente de tabla roca, los cuales se distribuirán según las necesidades arquitectónicas, para lo cual deberá tomarse en cuenta el inciso II del artículo 204 del RCDF que dice lo siguiente: "Cuando los muros no contribuyan a resistir fuerzas laterales, se sujetarán a la estructura de manera que no restrinjan su deformación en el plano del muro. Preferentemente estos muros serán de materiales muy flexibles o débiles."

La planta baja y los dos niveles de sótanos comprenden prácticamente toda la superficie del terreno (ver plantas de sótano y planta baja en figs. 1.3 y 1.4),

mientras que la superficie de los niveles tipo se reduce aproximadamente del orden del 45 por ciento del área del terreno (ver planta tipo en fig. 1.5).

Considerando el tipo de estructuración en este edificio se precisan los siguientes datos para tomarlos en cuenta en el análisis de la estructura.

Se determinaron las cargas muertas en función a todos los elementos constructivos, acabados y los que ocupan una posición permanente y cuyos pesos no cambian con el tiempo. Para valorar las cargas muertas se consideran las dimensiones de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales, se consideró un peso por densidad de muros para tomar en cuenta la colocación de muros divisorios.

Los pesos por carga muerta de los diferentes elementos estructurales del edificio son los siguientes:

- Para determinar la carga muerta de las losas reticulares de concreto reforzado, se considera un tablero tipo de 7.80m x 7.80 m, en la que se consideran 49 casetones de 60 x 60 cm y 56 de 40 x 60 cm:

- Volumen de concreto:

$$V = 7.80 \times 7.80 \times 0.45 = 27.38 \text{ m}^3$$

- Volumen de casetones:

$$V = 49 \times 0.60 \times 0.60 \times 0.40 = 7.06$$

$$56 \times 0.40 \times 0.60 \times 0.40 = 5.38$$

$$\underline{12.44 \text{ m}^3}$$

- Volumen neto del concreto:

$$V = 27.38 - 12.44 = 14.94 \text{ m}^3$$

Considerando que el peso volumétrico del concreto clase I es $\gamma = 2.4 \text{ t/m}^3$, el peso de la losa reticular será:

$$P = 14.94 \times 2.4 = 35.86 \text{ t}$$

$$\omega = \frac{35.86 \text{ t}}{7.8 \text{ m} \times 7.8 \text{ m}} = 0.589 \text{ t/m}^2 = 589 \text{ kg/cm}^2$$

De estos datos se determinarán las cargas muertas en los diferentes niveles:

Azotea:

Losa reticular, h = 45 cm	589 kg/cm ²
Relleno	150 kg/cm ²
Mortero	45 kg/cm ²
Impermeabilización	10 kg/cm ²
Enladrillado	30 kg/cm ²
Instalaciones y plafond	40 kg/cm ²
	<hr/>
	864 kg/cm ²

Entrepiso (planta baja y niveles tipo):

Losa reticular, h = 45 cm	589 kg/cm ²
Firme, 5 cm	120 kg/cm ²
Instalaciones y plafond	35 kg/cm ²
Densidad de muros divisorios	40 kg/cm ²
	<hr/>
	784 kg/cm ²

Estacionamiento:

Losa reticular h = 45 cm	589 kg/cm ²
Firme, 5 cm	120 kg/cm ²
Instalaciones y plafond	35 kg/cm ²
	<hr/>
	744 kg/cm ²

Todos los elementos estructurales del edificio, tales como; losas reticulares, columnas, muros de concreto y cimentación, son de concreto reforzado con las siguientes especificaciones:

Concreto:

Resistencia a la compresión $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$

Peso volumétrico, $\gamma = 2.4 \text{ t/m}^3$

Para definir el módulo de elasticidad, se considera que es un concreto de clase 1, y se determina con la siguiente fórmula:

$$E_c = 14,000 \sqrt{f'_c} \text{ en kg/cm}^2$$

$$E_c = 14,000 \sqrt{300} = 242,487.11 \text{ kg/cm}^2$$

Acero:

Esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad, $E_s = 2.0 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Resumen de las características del edificio.

A continuación se resumen las características de la edificación que servirán para dar los parámetros que el RCDF y las NTC respectivas, que deben aplicarse al análisis estructural, el cual involucra los conceptos de geometría, materiales y cargas con las leyes de la mecánica Newtoniana, para obtener los resultados que nos llevarán a determinar un diseño estructural que se encuentre dentro de los límites de falla y de servicio que requiere la estructura.

A) El edificio se usará exclusivamente para oficinas.

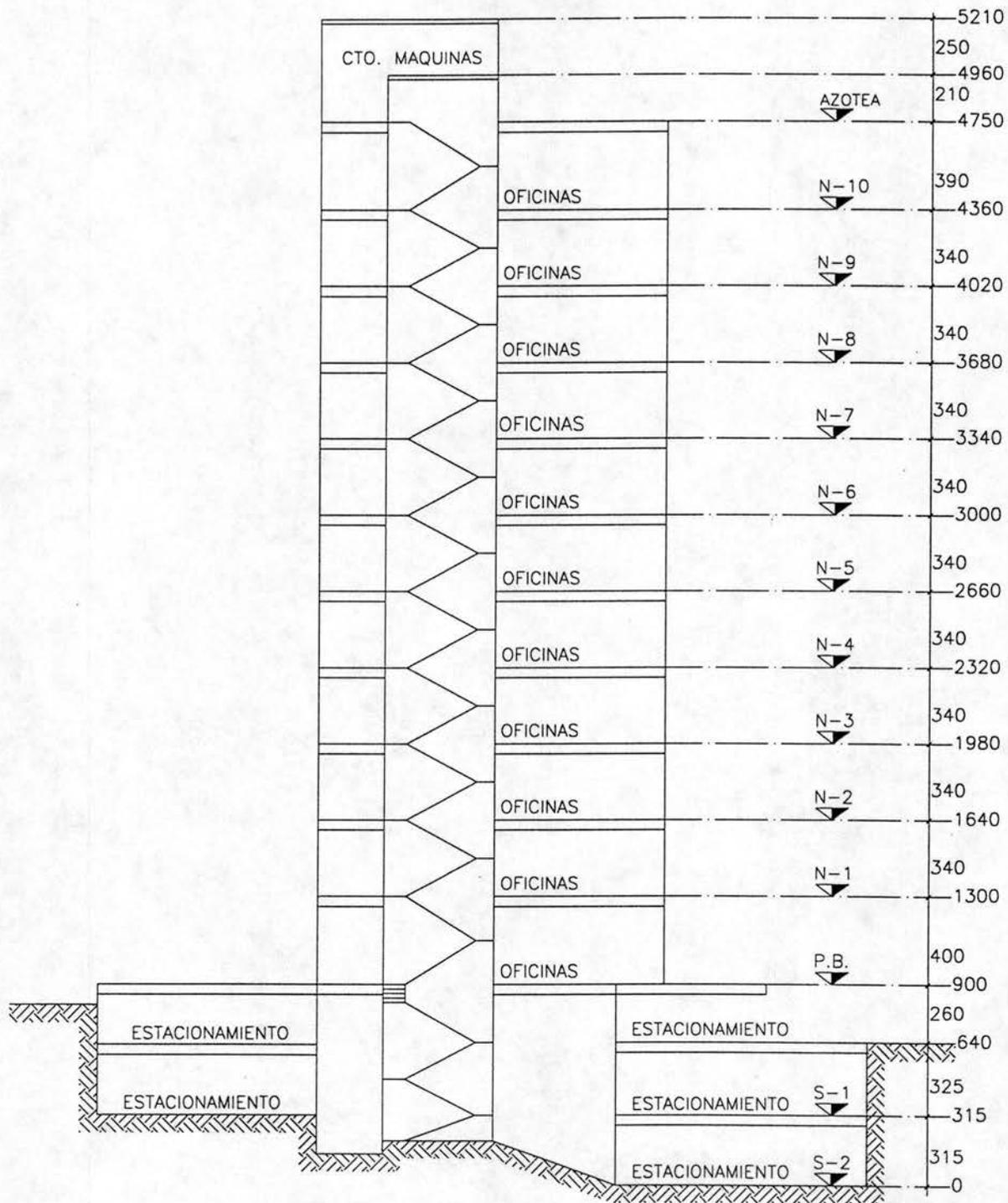
Clasificado dentro del Grupo B, Subgrupo B1

- B) El edificio se estructuró a base de marcos, muros y muro-marcos formados con losas planas, formando marcos dúctiles.
- C) El edificio se ubica dentro de la zona I

Con estos datos y aplicando los métodos recomendados por el RCDF y las NTC respectivas, obtenemos los parámetros que influyen en el análisis estructural, que se realizó con un método reconocido, que tomó en cuenta las propiedades de los materiales ante la aplicación de las diferentes cargas que se consideren, para obtener resultados reales, que permitan efectuar una revisión estructural que cumpla con el RCDF y así poder concluir con resultados que nos permitieron determinar el grado de seguridad estructural en que se encuentra el edificio.

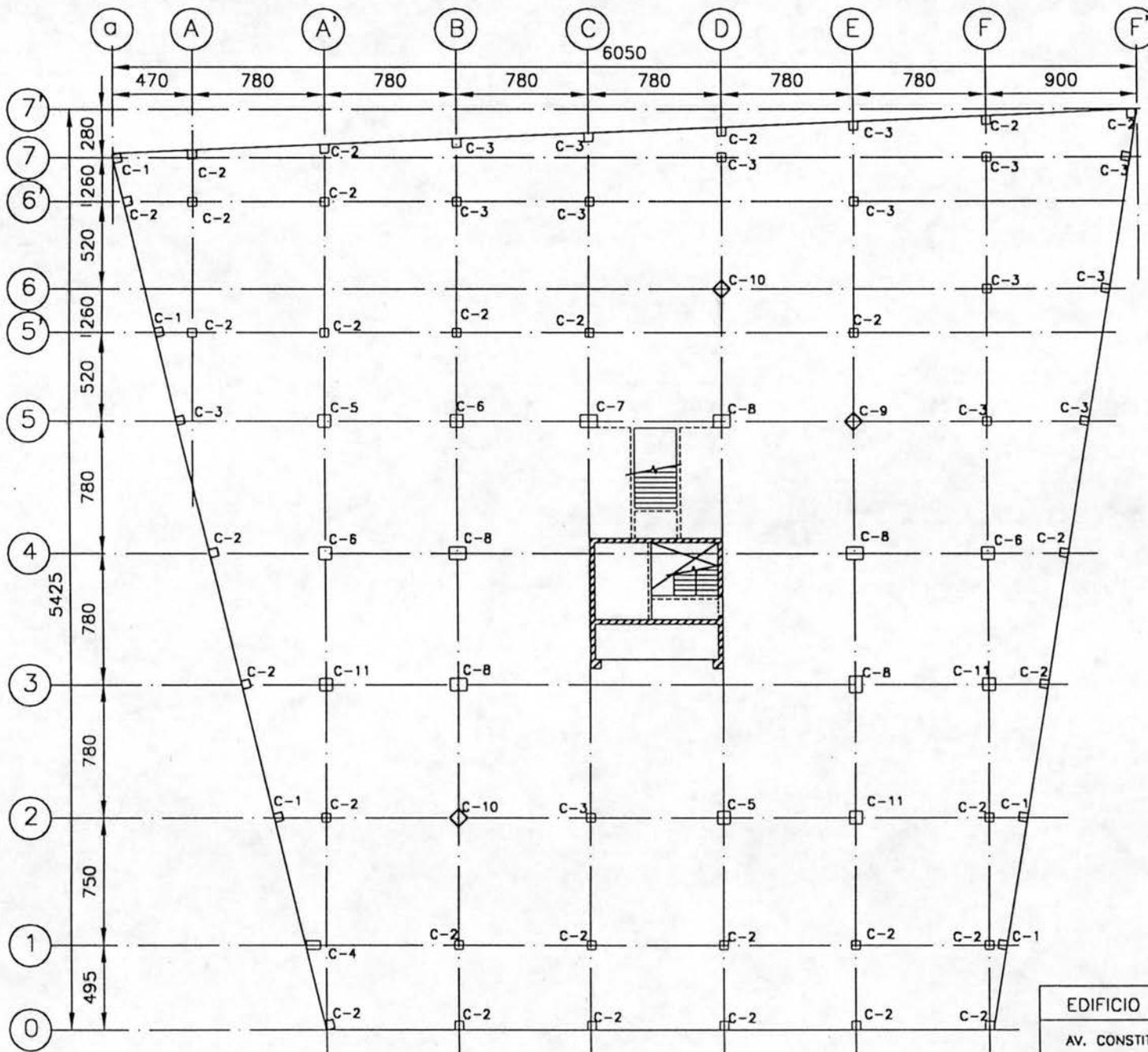


FIGURA 1.1
EDIFICIO DE OFICINAS UBICADO EN
AV. CONSTITUYENTES No. 1154 COL. LOMAS ALTAS
MÉXICO D.F.



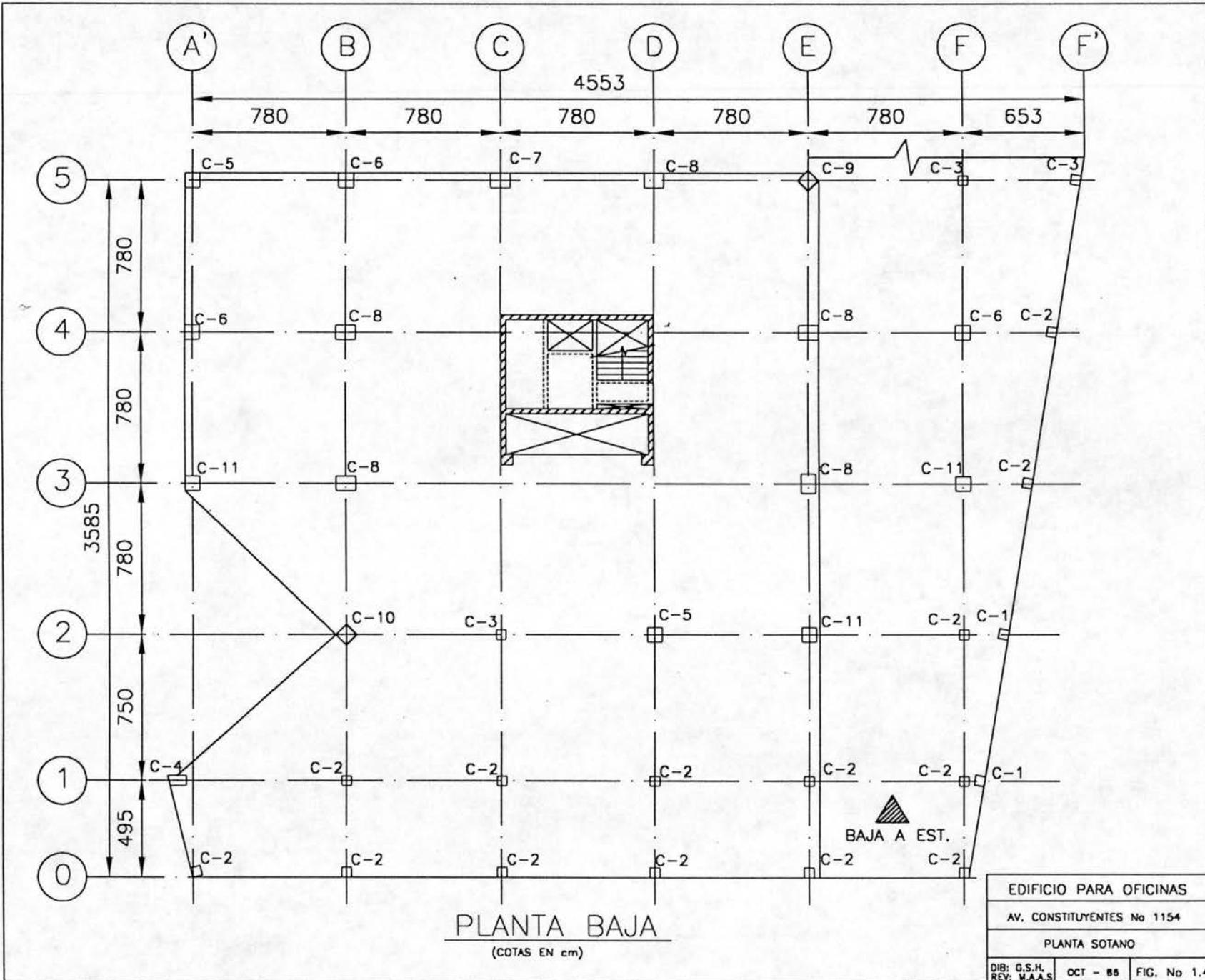
ELEVACION ESQUEMATICA

EDIFICIO PARA OFICINAS		
AV. CONSTITUYENTES No 1154		
ELEVACION ESQUEMATICA		
DIB: G.S.H. REV: M.A.A.S.	OCT - 86	FIG. No 1.2

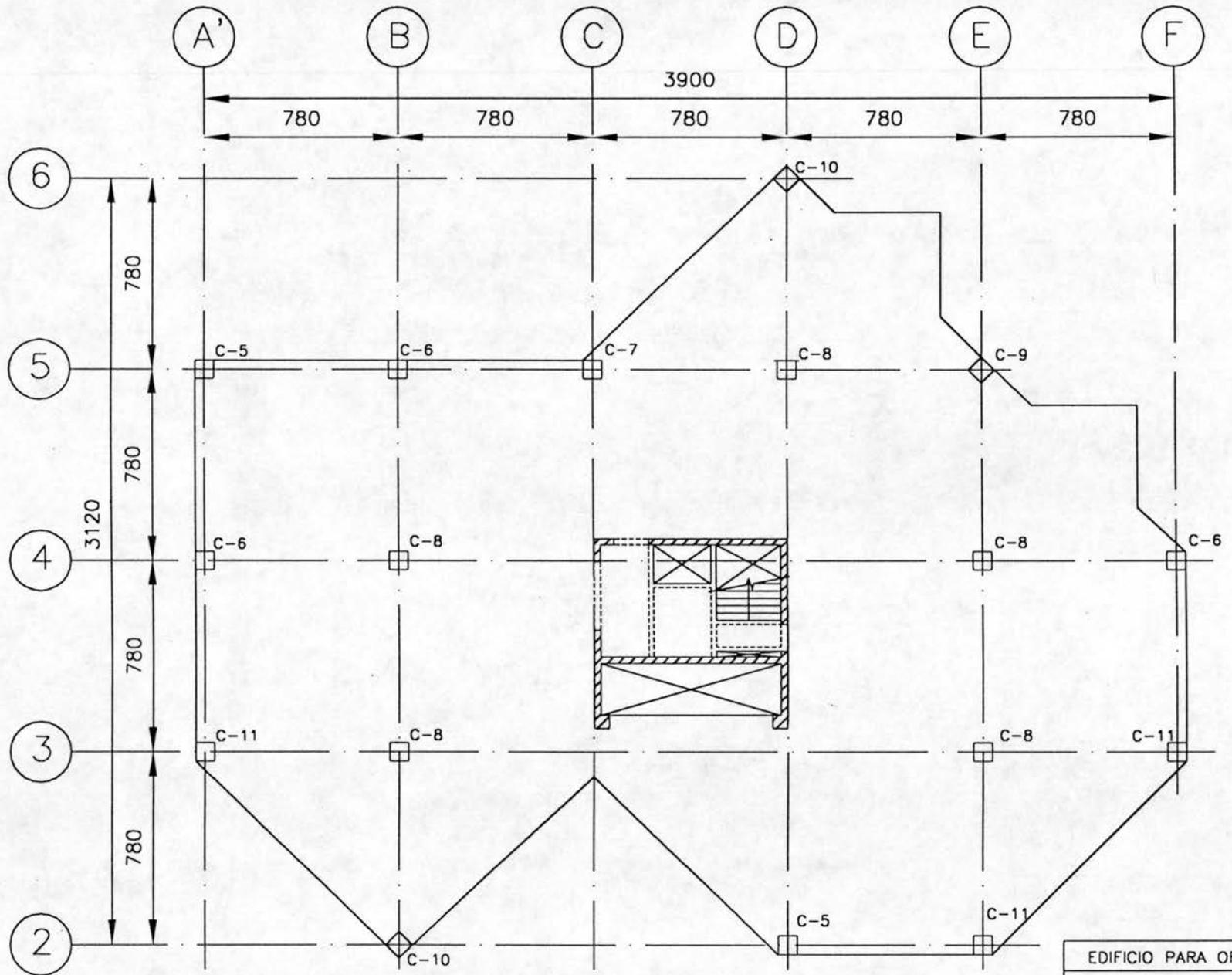


PLANTA DE SOTANO
(COTAS EN cm)

EDIFICIO PARA OFICINAS		
AV. CONSTITUYENTES No 1154		
PLANTA SOTANO		
DIB: G.S.H. REV: M.A.A.S.	OCT - 86	FIG. No 1.3

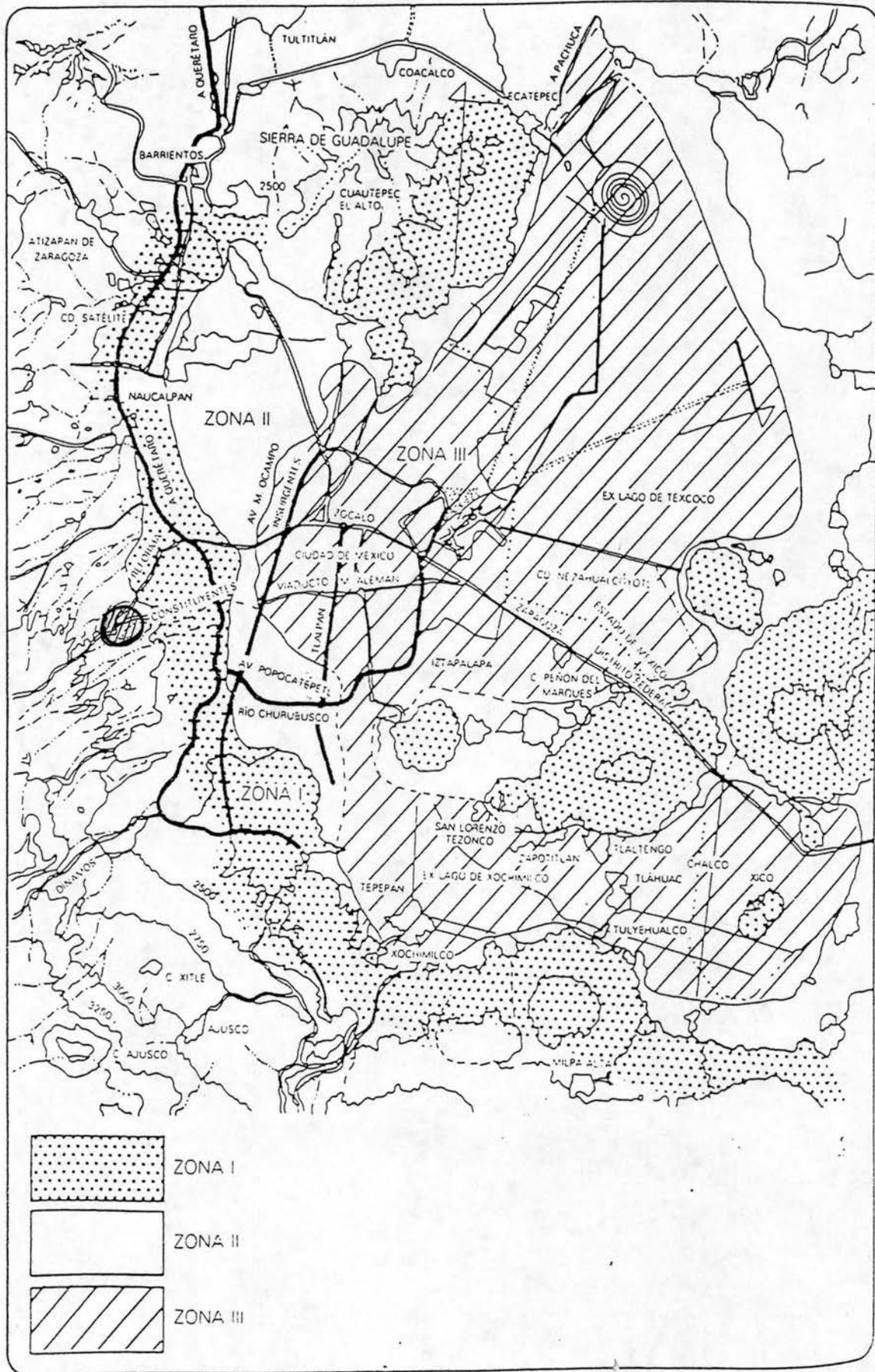


PLANTA BAJA
 (COTAS EN cm)



PLANTA TIPO
(COTAS EN cm)

EDIFICIO PARA OFICINAS		
AV. CONSTITUYENTES No 1154		
PLANTA SOTANO		
DIB: G.S.H. REV: M.A.A.S	OCT - 86	FIG. No 1,5



Zonificación geotécnica de la ciudad de México.

Fig. 1.6

2. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Para la revisión de la seguridad estructural de este edificio, se solicitó el estudio de mecánica de suelos que se utilizó en el diseño de la cimentación, para considerar las recomendaciones que se hicieron en función a la clasificación de los materiales, la estratigrafía del subsuelo, la capacidad de carga admisible y las alternativas de cimentación, ya que debido a este tipo de estructura, es muy importante contar con dichas recomendaciones, así como los métodos que se emplearon para llegar a estas.

El estudio consistió en realizar las investigaciones mínimas al subsuelo indicadas por el RCDF¹, y se refiere específicamente a los trabajos de sondeo al subsuelo por medio de la exploración de campo y pruebas de laboratorio que definan de manera confiable los parámetros de diseño de la cimentación, así como los procedimientos constructivos, la resistencia y las deformaciones máximas aceptables. Afectando a las acciones por los factores de carga especificados en las NTC de cimentaciones² y considerando los estados límite de falla y de servicio.

A continuación se indica el estudio de mecánica de suelos que se aplicó para determinar el tipo de terreno, su capacidad y las recomendaciones para la cimentación.

“Estudio geológico del sitio donde se localiza el predio en que se construirá un edificio para oficinas en condominio, ubicado en Av. Constituyentes No 1154, colonia Lomas Altas, en la Ciudad de México”.

El edificio será de oficinas en condominio de 10 niveles tipo, planta baja y dos

¹ Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal

² Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones

sótanos, el predio se ubica en Av. Constituyentes No. 1154, en la Col. Lomas Altas en la Ciudad de México.

La superficie del terreno tiene un área de 1881.0 m², el nivel de la planta baja será de + 1.10 m y el de la azotea de + 39.6 m con respecto al nivel de la banquetta. En el segundo sótano se tendrá que en el lado colindante de la calle el nivel varía de -5.25 m a -5.95 m, y en el lado posterior con una variación de -7.35 m a -8.40 m.

La necesidad arquitectónica y de funcionamiento de éste proyecto, obligan a buscar una solución óptima al problema de la cimentación, tomando en consideración la presión de reacción admisible del subsuelo y los hundimientos que pueden esperarse a causa de las características de compresibilidad, determinadas por correlación estadística de los materiales del subsuelo en el sitio en cuestión.

Estas consideraciones hicieron indispensable llevar a cabo un estudio del subsuelo, por la que se realizaron los trabajos y estudios tendientes a determinar la naturaleza y estratigrafía del subsuelo; así como, determinar las propiedades mecánicas de resistencia de los materiales encontrados en las excavaciones que se efectuaron en el predio, para poder establecer las recomendaciones necesarias para el diseño de la cimentación de dicho proyecto, señalando para ello la capacidad de carga admisible y los asentamientos probables.

En el inciso 2.1 se mencionan los trabajos de exploración en campo, realizados con objeto de definir la estratigrafía y tipos de suelo hallados en el sitio y la recolección de las muestras representativas de los materiales típicos para su posterior análisis en el laboratorio; además, se describen en forma general, las condiciones estratigráficas e hidráulicas que prevalecen en el sitio en cuestión.

Los ensayos de laboratorio a que se sometieron las muestras obtenidas en los sondeos de exploración se consignan en el inciso 2.2, los cuales se efectuaron para determinar los materiales del subsuelo, sus propiedades índice, gravimétricas, mecánicas de resistencia y compresibilidad.

En el inciso 2.3, se describen los análisis realizados para definir los tipos de cimentación idóneos para su uso en las mencionadas edificaciones, teniendo en cuenta la características y propiedades del subsuelo, o indicándose el orden de magnitud de la presión de reacción admisible y los hundimientos probables que las cimentaciones adoptadas inducirán en el subsuelo.

En el inciso 2.4, se resumen las recomendaciones derivadas de los trabajos y estudios realizados, para el diseño de las alternativas de cimentación.

2.1 Exploración del Subsuelo.

A).- Sondeos de Exploración

Para determinar la naturaleza y condiciones estratigráficas del subsuelo, en el predio, se muestrearon las paredes del corte existente y se realizó un sondeo de penetración estándar localizado en forma aproximada (ver croquis de localización del sondeo y del predio en fig. 2.1).

El muestreo en las paredes de excavación, se realizó hasta una profundidad máxima e 6.40 m. Se clasificaron en campo los materiales encontrados, con objeto de determinar cuales serían muestreados en forma inalterada. Se recolectaron muestras alteradas e inalteradas extraídas en forma cúbica, de aproximadamente 25 cm de lado, fueron cuidadosamente protegidas contra pérdidas de humedad y empacadas en recipientes para evitar que fueran dañadas o alteradas durante su transporte al laboratorio, donde se efectuaron los ensayos correspondientes.

El sondeo de penetración estándar se ejecutó hasta 15.40 m de profundidad, se realizó la prueba de penetración estándar por medio de un muestreador de cuchara abierta de 2" de ϕ y 60 cm de longitud, mismo que se hinca en el terreno mediante la energía que proporciona un martinete de 65 Kg, el cual se deja caer libremente de una altura constante de 75 cm, al contar el número de golpes necesarios para que el muestreador penetre 30 cm, es posible conocer la compacidad de los suelos atravesados, además se recuperaron muestras alteradas representativas. En el sondeo se combinó la prueba de penetración estándar con el avance con broca tricónica, por la alta compacidad de los materiales del subsuelo. Estas muestras al igual que las anteriores fueron protegidas y enviadas al laboratorio para su análisis.

Dichas muestras sirvieron para conocer las condiciones estratigráficas del sitio. A partir del análisis de las muestras obtenidas, se determinaron las propiedades físicas y mecánicas de resistencia de los materiales del subsuelo, que se emplearon en los estudios de la cimentación y en el análisis de estabilidad del corte.

B).- Condiciones Estratigráficas

El sitio donde se proyecta construir el edificio para oficinas, queda comprendido dentro de un área de forma regular (ver croquis de localización del sondeo y del predio en fig. 2.1), cuya superficie es de 1,881.0 m².

De acuerdo con las observaciones de campo y el análisis de laboratorio efectuados a las muestras obtenidas en el sondeo, así como en las paredes de excavación, se determinó el perfil y corte estratigráfico, respectivamente (ver perfil estratigráfico en fig. 2.2 y corte estratigráfico en fig. 2.3), donde aparecen las propiedades índice determinadas, esto es, clasificación manual y visual de los

materiales, clasificación S. U. C. S.¹, contenido de agua natural, límites de consistencia, granulometrías y resistencia a la penetración estándar. Estos datos sirvieron para determinar con precisión la estratigrafía del subsuelo, la cual se describe a continuación:

A partir del nivel de banqueta y hasta 0.50 m de profundidad promedio, se detecto un material de relleno limo arenoso con cascajo, subyacente a dicho material de relleno, y hasta 4.90 m de profundidad media, se localiza una serie de depósito limo arenoso, de colores; gris verdoso claro, café claro y café amarillento, con manchas de tono rojizo, en estado semicompacto a muy compacto, contiene gravas con tamaño máximo de ½", material cementado en condiciones naturales con poros, contienen mucha materia orgánica y pocos carbonatos de calcio.

Entre 4.90 m y 8.00 m de profundidad aproximada, se detecto un depósito de arena limosa (gruesa a fina) con bastantes gravas con tamaño máximo de 1", de colores café claro y gris, en estado muy compacto, contienen algunos boleos de roca andesítica, con materia orgánica y pocos carbonatos de calcio.

De 8.00 m a 10.00 m de profundidad, se detectó un depósito de arena limosa de tipo pumítico, de color gris blancuzco en estado muy compacto, contiene algunas gravas y gravillas, con poca materia orgánica y pocos carbonatos de calcio.

Desde 10.00 m hasta 15.20 m de profundidad, que fue la máxima explorada se localizaron una serie de depósitos de limo arenoso, intercalados de 11.20 m a 12.20 m por un estrato de arena limosa de tipo pumítico, de colores café y café claro, y gris blancuzco en el estrato pumítico, en estado muy compacto, contienen algunas gravas y gravillas con poros y mica, con poca materia orgánica y pocos carbonatos de calcio.

¹ Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

C). Condiciones Hidráulicas

En los sondeos efectuados dentro del predio en cuestión, no se localizó el nivel de aguas superficiales ni flujos de agua.

2.2 Ensayes de Laboratorio.

A).- Ensayes Efectuados

Con objeto de definir el valor y variación de las propiedades del subsuelo, para correlacionarlos con datos estadísticos de estudios anteriores, y con ello determinar la capacidad de carga admisible y los hundimientos probables de la estructura planeada, así como, la valuación de la estabilidad del corte, se efectuaron lo siguientes ensayes de laboratorio, en las muestras de suelo obtenidas:

- a) Clasificación de los materiales hallados y determinación de sus propiedades índice, esto es; contenido de agua, límites de consistencia o de Atterberg, densidad de sólidos, granulometría y peso volumétrico. Estas pruebas índice se efectuaron para poder encasillar a los suelos encontrados, de acuerdo con el S. U. C.S., y obtener información para correlacionar los distintos estratos hallados, y justificar la aplicación de las propiedades de resistencia determinadas en las muestras inalteradas, a los estratos representados por ellas.
- b) Mediante pruebas de compresión simple, se determinó la resistencia a compresión no confinadas en estado natural de los materiales muestreados en forma inalterada, para obtener su consistencia natural.
- c) Las propiedades mecánicas de resistencia al esfuerzo cortante de los materiales muestreados en forma inalterada, se determinaron mediante la

ejecución de pruebas de compresión triaxial, para materiales en estado saturado, que es la condición más crítica a la que pueden verse sujetos.

B).- Resultados Obtenidos

Las propiedades índice obtenidas en las pruebas correspondientes, así como, los resultados obtenidos en las pruebas de compresión, se consignan en el perfil y corte estratigráfico (ver perfil estratigráfico en fig. 2.2 y corte estratigráfico en fig. 2.3),.

En las figuras. 2.4 y 2.5, se presentan los resultados promedio obtenidos en pruebas triaxiales para determinar los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante (ver figs. 2.4 y 2.5), esto es; el ángulo de fricción interna (ϕ) y la cohesión (c), mediante las siguientes expresiones:

$$\phi = \text{sen}^{-1} (\tan \alpha) \quad c = c' / \cos \phi$$

En donde:

c' y α se indican en las figuras 2.4 y 2.5.

C).- Conclusiones Respecto a las Propiedades de los Materiales del Subsuelo.

De acuerdo con los resultados de laboratorio y tomando en cuenta las condiciones estratigráficas obtenidas para el predio en estudio, se puede concluir que para efectuar los análisis de los sistemas de cimentación posible, cálculo de capacidad de carga y determinación de los hundimientos probables en el área de interés, deberán usarse las propiedades de los materiales del subsuelo que están contenidas en las figuras 2.2, 2.3, 2.4 y 2.5, así como, la información estadística de estudios anteriores de la zona de manera que, dentro de la seguridad, son

representativas del comportamiento esperado de los materiales en que se alojará y apoyará la cimentación.

2.3 Análisis de la Cimentación.

A).- Tipos de Cimentación Recomendables.

En base a las observaciones realizadas en los materiales que constituyen el subsuelo, complementadas con el conocimiento de las propiedades físicas y mecánicas de los materiales determinados en el laboratorio, así como, la información estadística de estudios anteriores efectuados en la zona, y teniendo en cuenta el proyecto arquitectónico de la edificación para oficinas, se pudo establecer que las alternativas de cimentación adecuadas son del siguiente tipo:

- Cimentación de tipo superficial a base de zapatas aisladas, rigidizadas con contratrabes.
- Cimentación de tipo profundo a base de pilas coladas en el sitio.
- Como una tercera alternativa, se podrá emplear una combinación de ambos tipos de cimentación recomendados, dada la variación en los niveles de piso terminado en el sótano No 2.

Para estos tipos de cimentación, se determinó la presión de reacción admisible con factores de seguridad de 3, y una vez obtenida la presión, se valuó el hundimiento que se prevé podrá ocurrir en las cimentaciones.

B).- Capacidad de Carga Admisible y Hundimientos Probables

La capacidad de carga de las cimentaciones se valuó empleando las propiedades del subsuelo, que se consignaron en el índice 2.2, así como información estadística de estudios anteriores realizados en la zona, por las teorías de capacidad de carga establecidas por K. Terzaghi y Meyerhof, modificadas para tomar en cuenta los diferentes estados de compacidad de los materiales que servirán de apoyo a las cimentaciones.

Los hundimientos estimados para las cimentaciones, fueron obtenidos empleando los procedimientos aceptados para este propósito y la teoría desarrollada por el Dr. L. Zeevaret.

Los resultados de los análisis efectuados para la cimentación se resumen en la tabla No 1, de la figura No 2.6, donde se indica para cada una de las diferentes profundidades de desplante, las presiones de reacción admisible y los hundimientos probables, teniendo en cuenta los niveles del proyecto arquitectónico del sótano No 2.

C).- Análisis de Estabilidad del Corte

Teniendo en cuenta las condiciones estratigráficas y con base en las observaciones realizadas de los materiales que constituyen la pared vertical donde se alojarán los sótanos, complementadas con el conocimiento de las propiedades mecánicas de los materiales, determinadas en el laboratorio y el resultado del análisis de estabilidad, se puede concluir que el factor de seguridad en dicho corte es de 2.1 para la condición más crítica, que es el material en estado saturado. Este valor es mayor que el factor de seguridad admisible, el cual es de 1.5.

La estabilidad del corte se valuó empleando las propiedades del material del suelo, que se indica en las figuras 2.3, 2.4 y 2.5, las teorías establecidas por W. Fellenius y D. W. Taylor, para estabilidad de taludes.

D).- Procedimiento de Excavación para Alojamiento de las Cimentaciones

Todas las excavaciones que sea necesario realizar para alojar la cimentación y los sótanos de la cimentación podrán realizarse a cielo abierto formando taludes en el perímetro. Las inclinaciones de estos taludes dependerán de la altura total de corte en que se realice la excavación, sin embargo, se considera que en todo caso estos cortes no excederán de 8.00 m, según análisis de estabilidad de taludes realizados y utilizando las propiedades del subsuelo definidas en el capítulo anterior, se concluye que podrán realizarse cortes estables en los materiales naturales formando taludes con paredes verticales.

Debido a que la construcción de las cimentaciones y las excavaciones deberán llevarse a cabo en seco, se diseñará en caso de ser necesario, un sistema que permita drenar el agua pluvial, dicho sistema hidráulico consistirá en recolectar el agua pluvial mediante bombeo local, el agua extraída se verterá en un tanque de sedimentación y una vez limpia se bombeará al drenaje general, evitando en esta forma el asolvamiento de los drenajes.

2.4 Recomendaciones.

Se proyecta construir un edificio de oficinas en condominio, con 10 niveles tipo, planta baja y dos sótanos, en el predio que se localiza en Av. Constituyentes No 1154 (ver croquis de localización del sondeo y del predio en fig. 2.1).

La superficie del predio es regular y cuenta con un área de 1,881.0 m².

Se puede resumir la estratigrafía detectada de la siguiente manera, considerando lo indicado en el capítulo 2.1 (ver perfil estratigráfico en fig. 2.2 y corte estratigráfico en fig. 2.3).

Superficialmente se detectó un material de relleno limo arenoso con cascajo de un espesor promedio de 0.50 m, subyacentemente a dicho material y hasta 4.90 m de profundidad promedio, se encuentra una serie de depósitos de limo arenoso, en estado semicompacto a muy compacto, de 4.90 m y hasta 8.00 m aproximadamente de profundidad, se localizó un depósito de arena limosa con bastantes gravas con tamaño máximo de 1", en estado muy compacto.

Entre 8.00 m de profundidad aproximada, se detecto un depósito de arena limosa de tipo pumítico, en estado muy compactado. Finalmente, de 10.00 m y hasta 15.20 m de profundidad, se localizaron una serie de depósitos limo arenoso en estado muy compacto, de 11.20 m a 12.20 m se encuentran intercalados por una capa de arena pómez de color gris blancuzco.

Por otra parte, no se detectó el nivel de aguas superficiales ni filtraciones de agua.

A partir de las observaciones de campo y de los resultados de los ensayos de laboratorio, tendientes a precisar la clasificación de los materiales, se determinó la estratigrafía del subsuelo, la cual dentro de la zonificación del valle de México. Corresponde a la Zona I "de lomas" cuyos depósitos son de origen aluvial y volcánico, encontrándose dispuestos según una secuela ordenada de acuerdo a su edad. Los depósitos característicos en la zona de estudio son las tobas, brechas, gravas volcánicas, aglomerados y capas de arena pómez, los cuales han sido muy empleados para la construcción desde principios de siglo, siendo su explotación en su mayoría a cielo abierto y en menor proporción mediante bocaminas.

De acuerdo con la naturaleza y propiedades físicas y mecánicas del subsuelo explorado, así como, por la información estadística de estudios anteriores realizados en la zona, y el proyecto arquitectónico del edificio para oficinas en condominio, se estableció la siguiente alternativa de cimentación.

Cimentación tipo superficial a base de zapatas aisladas rigidizadas con contratraves.

En la tabla No 1 de la figura No 2.6, se resumen los resultados de los análisis obtenidos para la cimentación propuesta.

En esta alternativa, el nivel de desplante de la cimentación es variable dependiendo de la ubicación del nivel arquitectónico, por lo cual la capacidad de carga varía según el estrato de apoyo.

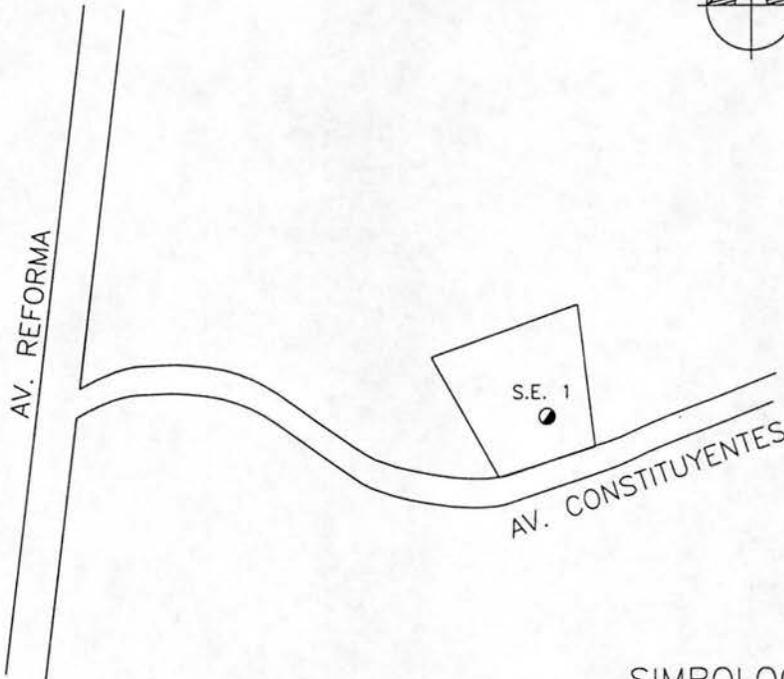
Por otra parte, se analizó la estabilidad del corte existente, tomando en cuenta las condiciones de cargas en la superficie de 3 ton/m^2 , así como las condiciones estratigráficas que prevalecen en el sitio, complementadas con el conocimiento de las propiedades mecánicas determinadas en el laboratorio, se puede concluir que el factor de seguridad del corte es de 2.1 para la condición más crítica que es el material en estado saturado, el cual es mayor que el factor mínimo de seguridad admisible.

De acuerdo a las pruebas de compresión triaxial efectuadas a la arena pumítica de tipo blancuzco, la capacidad admisible para zapatas aisladas es de 57.8 ton/m^2 , y con un asentamiento total de 2.0 cm, considerando un desplante de 1.50 m dentro del terreno sano.

Con objeto de realizar tanto la excavación como la construcción en seco, en el caso de ser necesario al extraer el agua pluvial, se hará por medio de un sistema de bombeo local, en donde el agua extraída se verterá en un tanque de sedimentación, para que una vez limpia sea bombeada al drenaje general evitando de esta forma el asolvamiento de los drenajes.

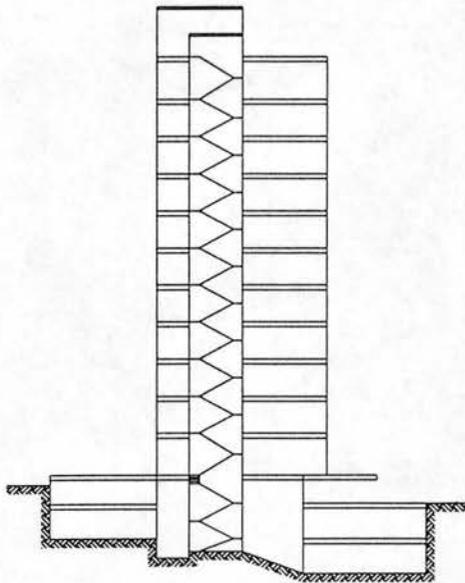
Se recomienda colocar una plantilla de concreto pobre bajo toda la cimentación, para poder trabajar con facilidad y limpieza.

De los datos obtenidos en el estudio de mecánica de suelos, se determina que la cimentación adoptada en este proyecto consistió en la utilización de zapatas aisladas rigidizadas con contratrabes, por lo que la cimentación se revisará con la capacidad de carga admisible de 57.8 ton/m^2 y se tomarán en cuenta las recomendaciones hechas para este tipo de cimentación.



SIMBOLOGIA

● S.E. SONDEO ESTANDAR



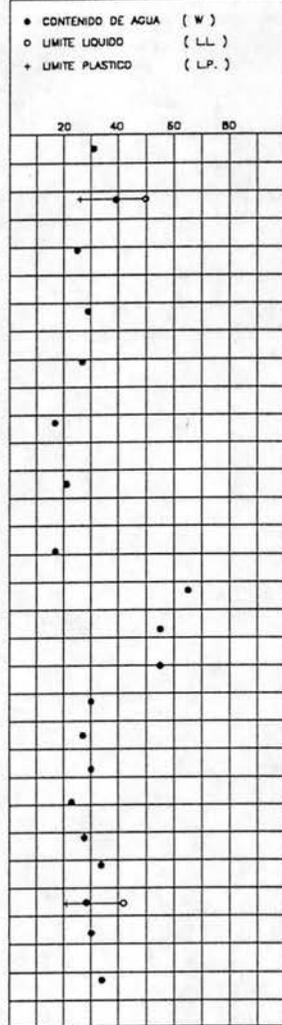
ELEVACION ESQUEMATICA

EDIFICIO PARA OFICINAS		
AV. CONSTITUYENTES No 1154		
CROQUIS DE LOCALIZACION DEL SONDEO Y DEL PREDIO		
DIB: G.S.H. REV: M.A.A.S.	OCT - 86	FIG. No 2.1

PERFIL ESTRATIGRAFICO

ESTRATIGRAFIA DEL SUELO		PROFUNDIDAD EN METROS
CASIFICACION Y DESCRIPCION	PERFIL	
LIMO ARENOSO, CAFE CLARO CON BOLEOS Y GRAVAS, MATERIAL DE RELLENO	XXXX XXXX	
LIMO ARENOSO, GRIS VERDOSO CLARO EN ESTADO COMPACTO A MUY COMPACTO, CON POROS, PARTES CEMENTADAS; M.M.O., P.C.	ML CL	1
LIMO ARENOSO, CAFE CON TONO ROJISO CAFE EN ESTADO MUY COMPACTO, CON ALGUNAS GRAVAS, MATERIAL CEMENTADO EN CONDICIONES NATURALES; M.M.O., P.C.	ML CL	2
LIMO ARENOSO, CAFE CLARO, CAFE ROJISO Y CAFE AMARILLENTO, EN ESTADO MUY COMPACTO, CON ALGUNAS GRAVAS, CON MICA MATERIAL CEMENTADO EN CONDICIONES NATURALES; M.M.O.	ML CL	3
ARENA LIMOSA GRUESA A FINA CON BASTANTE GRAVA, CON TAMAÑO MAXIMO DE 1", DE COLOR CAFE CLARO Y GRIS EN ESTADO MUY COMPACTO, CON ALGUNOS BOLEOS DE TIPO ANDESITICO EN DONDE SE INDICA, M.M.O., P.C.	SW	4
ARENA LIMOSA DE TIPO PUMITICO, DE MEDIA A FINA, DE COLOR GRIS BLANCUZCO, EN ESTADO MUY COMPACTO, CON ALGUNAS GRAVILLAS Y GRAVAS; P.M.O.; P.C.	SM	5
LIMO ARENOSO, CAFE CLARO Y CAFE EN ESTADO MUY COMPACTO, CON POROS, MICA CON ALGUNAS GRAVILLAS Y GRAVAS; P.M.O., P.C.	ML	6
ARENA LIMOSA DE TIPO PUMITICO DE MEDIA A FINO, GRIS BLANCUZCO Y GRIS CLARO, MUY COMPACTO; P.M.O.; P.C.	SM	7
LIMO ARENOSO, CAFE CLARO Y CAFE, EN ESTADO MUY COMPACTO CON ALGUNAS GRAVILLAS, CON MICA; M.M.O., P.C.	ML	8
FIN DE SONDEO		9

No.	TIPO	N	NUMERO DE GOLPES, N	
			30 cm	45 cm
1	A	167/15		
2	A	14/15		
3	A	40/15		
4	A	27/15		
5	A	35/15		
6	A	18/15		
7	A	45/20		
8	A	45/10		
9	A	22/15		
10	A	43/25		
11	A	18/15		
12	A	43/10		
13	A	32/15		
14	A	45/25		
15	A	27/15		
16	A	46/20		
17	A	26/15		
18	A	40/25		
19	A	30/15		
20	A	23/15		



RESULTADOS DE ENSAYES						
GRANULO-METRIA %						
F	A	G	Ss	γs	qu	
85.9	3.4	0.70	2.50			LL=49.6% Lp=26.2% Ip=23.4%
20.5	4.8	2.3	1.3			
21.9	4.8	4.2	9.7			
28.0	7.1	2.0	8.0	2.50		
32.9	6.5	4.1	7.0			
78.1	21.9			2.54		LL=41.6% Lp=21.4% Ip=20.2%

NOMENCLATURA

- F = % de Finos
- A = % de Arena
- G = % de Grava
- Ss = Densidad de Sólidos
- γs = Peso Volumétrico en estado natural en T/m³
- e = Oquedad
- Iw = Índice de Plasticidad
- L C = Límite de Contracción Volumétrica
- c = Cohesión
- ∅ = Angulo de Fricción Interna
- F C = Fuertemente Carbonatados
- M.M.O. = Mucha Materia Orgánica
- N.A.S. = Nivel de Aguas Superficiales
- N = Resistencia de Penetración Estandar
- Número de golpes para penetrar 30 cm

NOMENCLATURA

- Arcilla
- Limo
- Arena
- Grava
- Fósiles
- Vidrio volcánico
- Pedosos de conchos
- Relleno
- Limolita
- N Mayor de 60 golpes

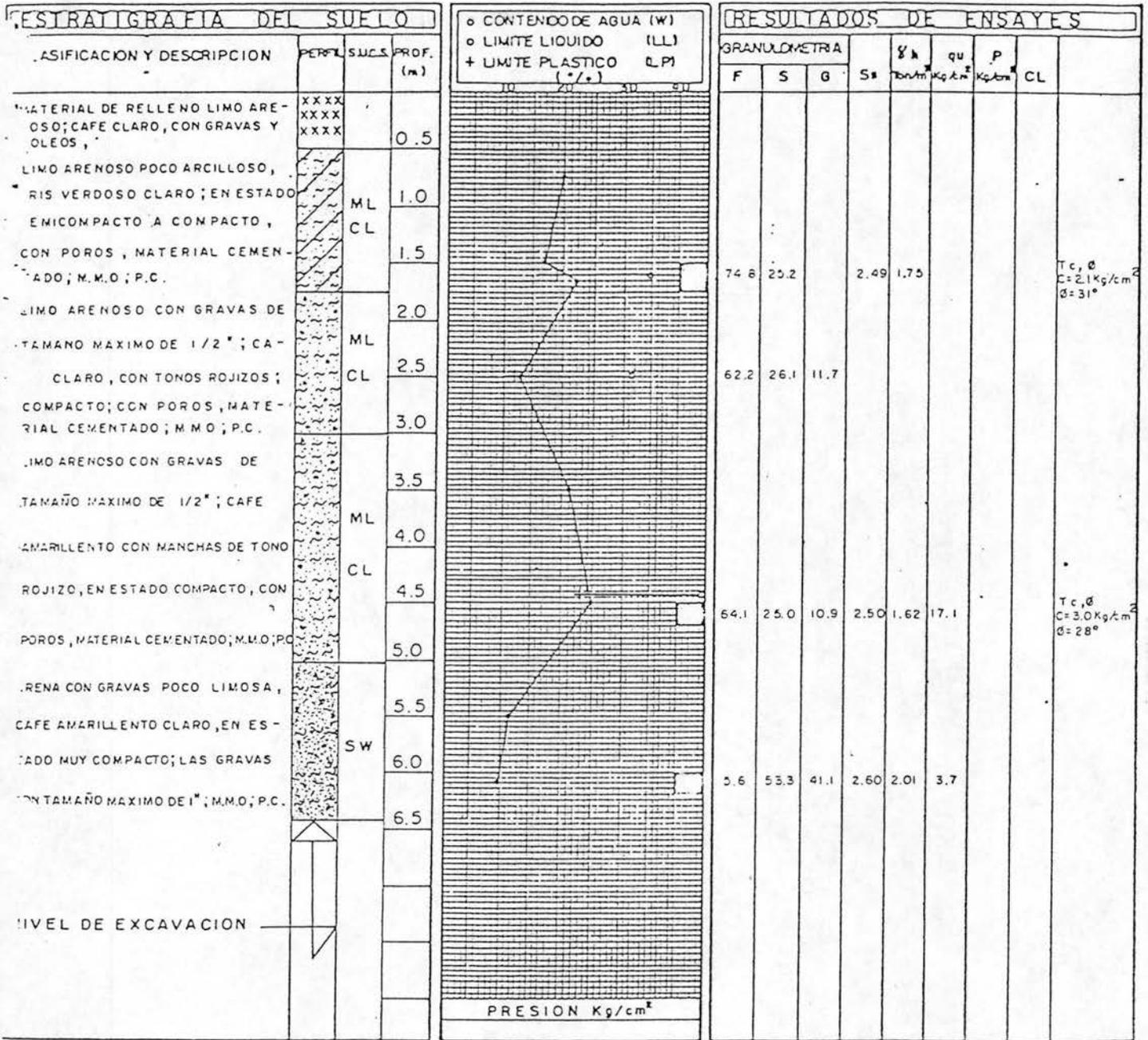
EDIFICIO PARA OFICINAS

AV. CONSTITUYENTES No 1154

PERFIL ESTRATIGRAFICO

DIB: G.S.H. REV: M.A.A.S.	OCT - 86	FIG. No 2.2
------------------------------	----------	-------------

CORTE ESTRATIGRAFICO
PARED DE EXCAVACION
EDIFICIO OFICINAS EN CONDOMINIO



- NOMENCLATURA:**
- FINOS
 - S - ARENA
 - GRAVA
 - DENSIDAD DE SOLIDOS
 - γ_h - PESO VOLUMETRICO
 - q_u - PBA. DE COMP. SIMPLE
 - PENETROMETRO
 - CONTRACCION LINEAL
 - PC - POCOS CARBONATOS
 - MO - MUCHA MATERIA ORGANICA
 - FC - FUERTEMENTE CARBONATADO

- SIMBOLOGIA:**
- ARCILLA
 - LIMO
 - ARENA
 - GRAVA
 - FOSILES
 - MC - MUESTRA CUBICA
 - MP - MOLDE PORTER

EDIFICIO PARA OFICINAS
 Av. CONSTITUYENTES No. 1154

CORTE ESTRATIGRAFICO
 PARED DE EXCAVACION

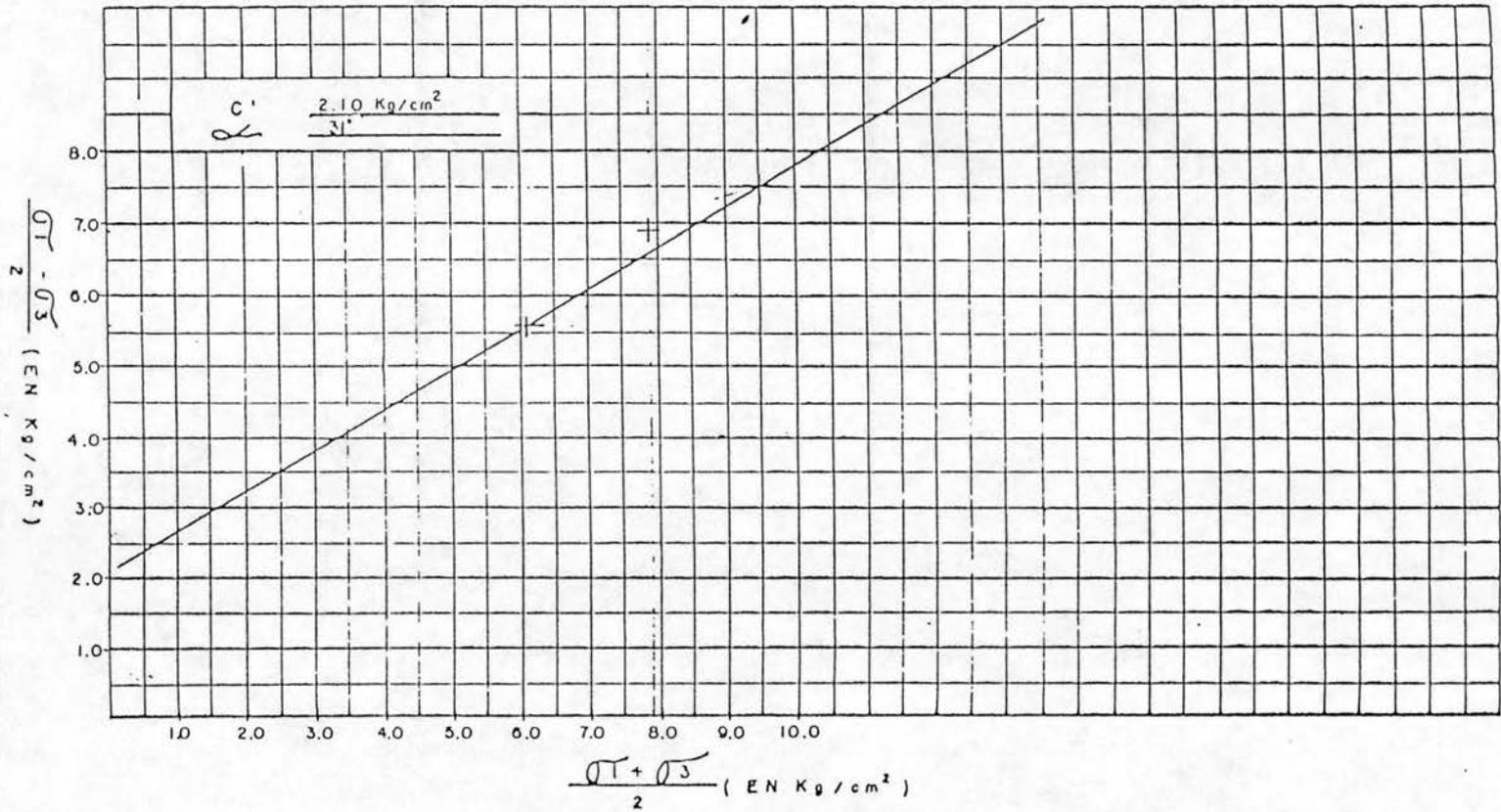
DB: A.T.R. REV: P.I.S. AUT: H.L.C.P.

OCT - 86 OL - 861345 FIG. No 23

E.T.A. INGENIEROS S.A.
 MECANICA DE SUELOS
 Y CIMENTACIONES

PROF.	CONTENIDO DE AGUA		LIMITE LIQUIDO	INDICE PLASTICO	DENSIDAD DE SOLIDOS	RELACION DE VACIOS		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRICO	ESFUERZO PRINCIPAL EN LA FALLA		DEFORMACION AXIAL EN LA FALLA	DESCRIPCION LIMO ARENOSO CAFE (TEPETATE)
	NATURAL	FINAL				NATURAL	FINAL	NATURAL	FINAL		MENOR	MAYOR		
	W ₁	W _f	LL	I _p	S _s	e _i	e _f	G	G _f	γ _h	σ ₃	σ ₁	%	
m	*/.	*/.	*/.	*/.	—	—	—	*/.	*/.	Kg/m ³	Kg/cm ²	Kg/cm ²	*/.	
PARED CORTE DE EXCAVACION														
M-1			—	—	2.49	—	—	—	—	1.750	0.50	11.7	1.45	
1.50	27.7	31.9	—	—	"	—	—	—	—	1.780	1.00	14.8	0.97	
A	25.2	27.0	—	—	"	—	—	—	—	1.730	2.00	17.0	0.66	
1.75	24.9	27.4	—	—	"	—	—	—	—					
m.														

TIPO DE TRIAXIAL CONSOLIDADA DRENADA CONDICIONES DEL MATERIAL SATURADO



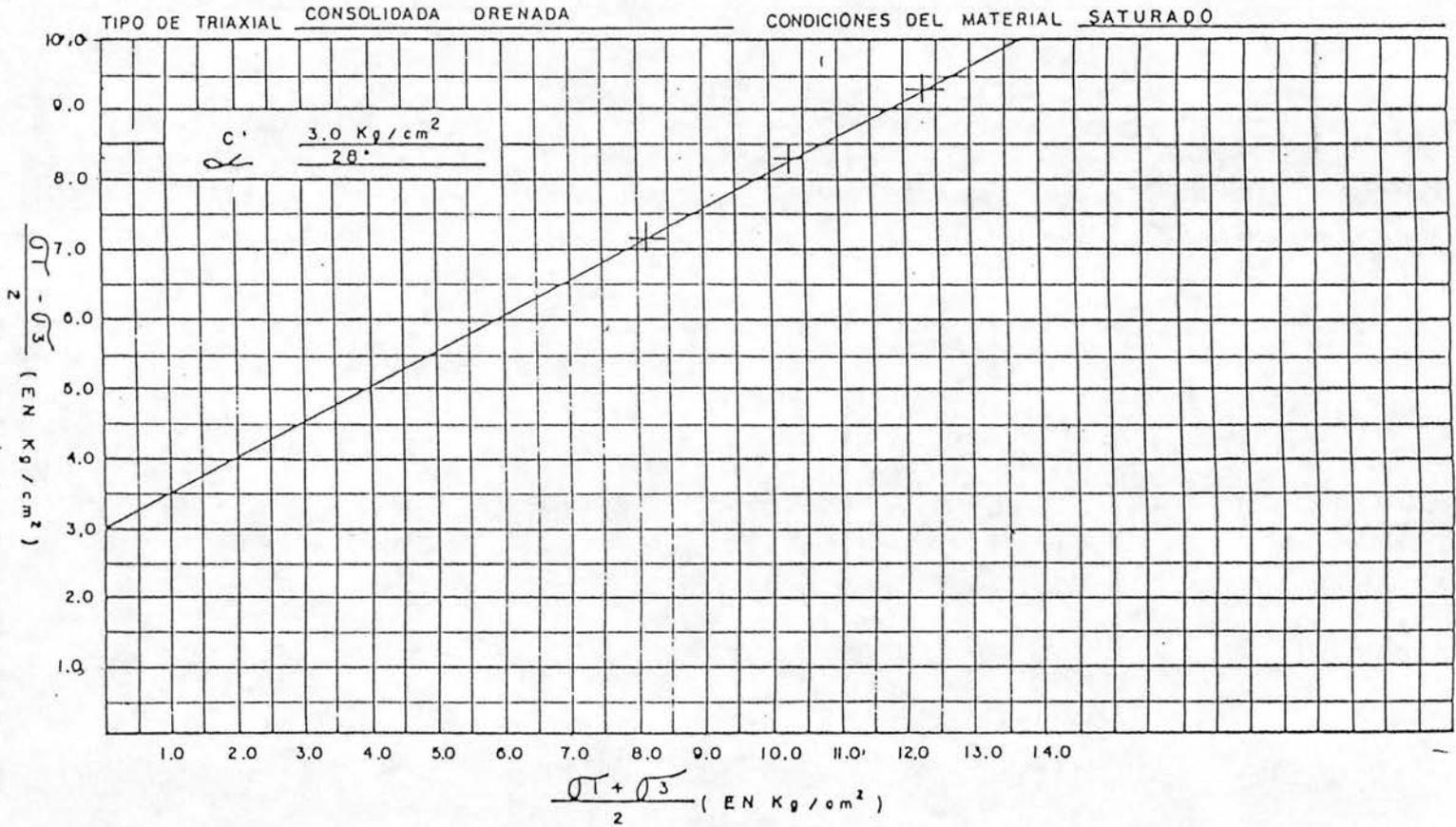
OCT - 86
 DIB. J. N. M.
 REV. P. I. S.
 AUT. H. I. C. P.
 FIG. No 24

COMPRESION TRIAXIAL

EDIFICIO PARA OFICINAS
 AV. CONSTITUYENTES. N° 1154

EST. CONSULTORIA MECANICA DE SUELOS Y CIVILIZACIONES

PROF. m	CONTENIDO DE AGUA		LIMITE LIQUIDO LL %	INDICE PLASTICO Ip %	DENSIDAD DE SOLIDOS S _s —	RELACION DE VACIOS		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRICO Natural γ _n Kg/m ³	FUERZO PRINCIPAL EN LA FALLA		DEFORMACION UNITARIA AXIAL EN LA FALLA %	DESCRIPCION LIMO ARENOSO CAFE CON ALGUNAS GRAVITAS (TEPETATE)
	NATURAL W _i %	FINAL W _f %				NATURAL e _i —	FINAL e _f —	NATURAL G _s %	FINAL G _f %		MENOR σ ₃ Kg/cm ²	MAYOR σ ₁ Kg/cm ²		
M-Z 4.50	25.7	20.1	—	—	2.60	—	—	—	—	1,620	1.0	15.3	2.04	
A 4.70	20.3	27.0	—	—	"	—	—	—	—	1,670	2.0	18.6	1.09	
B 4.70	20.4	27.5	—	—	"	—	—	—	—	1,700	3.0	21.6	1.28	



OCT-86 DISTR REV: P.15 AUT: HLCF
 OL-857243 FIG: 4/25

COMPRISION TRIAXIAL

EDIFICIO PARA OFICINAS
 AV. CONSTITUYENTES. N.º 1154

INSTITUTO DE INVESTIGACIONES EN INGENIERIA Y CIENCIAS
 MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES

TABLA No. 1
CAPACIDAD DE CARGA Y HUNDIMIENTOS PROBABLES PARA LOS TIPOS DE CIMENTACION ANALIZADOS
ZAPATAS AISLADAS

EJES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES 1	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE D_f (m) 2	LADO DE LA ZAPATA (m) 3	CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE (Ton/m ²) 4	ASENTAMIENTO A LARGO PLAZO (cm) 5
A' (3 Y 4) B (1,2,3 Y 4) C (1 Y 2) D 1 E 1 F 1	6.20 a 7.00	0.80 1.60 2.50 3.50	75 78 80 83	0.4 0.7 1.0 1.5
D 2 E 2 F 2	7.20 a 8.00	0.80 1.60 2.50 3.50	70 72 74 76	0.5 1.0 1.7 2.4
C (3 Y 4) D (3, 4 Y 7) E (3, 4 Y 6') F (3, 4, 5 6 Y 7)	8.20 a 8.50	0.80 1.60 2.50 3.50	60 62 64 66	0.6 1.0 1.8 2.4
A (5, 5' Y 6) A' (5, 5' Y 6) B (5, 5' Y 6) C (5, 5' Y 6) D (5, 5' Y 6) E (5, 5' Y 6)	9.40 a 10.00	0.80 1.60 2.50 3.50	66 68 70 72	0.5 1.1 1.8 2.5

NOTAS:

1. Los elementos estructurales se localizaron de acuerdo al proyecto arquitectónico del sótano 2.
2. La profundidad de desplante esta referida al nivel 0.0 del proyecto arquitectónico.
3. Estas dimensiones de las zapatas son para efectos de cálculo y pueden modificarse.
4. La capacidad de carga fue calculada con la teoría de K. Terzaghi, con un factor de seguridad de 3
5. El asentamiento corresponde a una carga aplicada sobre la zapata, igual a la carga admisible.

Fig. No. 2.6

3. MODELO PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En este capítulo se elaboró el modelo para representarlo en el análisis estructural que se empleó para la obtención de los elementos mecánicos, así como las deformaciones producidas por las acciones, en la cual se toman en cuenta las propiedades de los materiales ante las diferentes cargas que se consideraron.

Con el apoyo de los datos del capítulo 1, referente a la descripción del edificio, ayudaron a definir el modelo que se empleó en este capítulo. Con la información obtenida del proyecto estructural, el levantamiento del edificio y la aplicación de "calas" a las diferentes partes de la estructura, se obtuvieron los datos que definieron el criterio constructivo que se utilizó en esta construcción, así como la calidad y resistencia de los materiales empleados. Estos datos nos sirvieron para aplicarlos a los lineamientos establecidos por el RCDF¹ y las Normas Técnicas Complementarias respectivas, los cuales nos indicaron la aplicación de los criterios de análisis y los factores de carga que se emplearon para la revisión de la estructura.

El modelo matemático empleado para el diseño estructural de esta edificación fue a base de marcos, muros y muro-marcos de concreto reforzado, de estos elementos estructurales se obtuvieron las características de los principales materiales, que son las siguientes:

$$\text{Concreto } f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Acero } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Con estos datos se revisaron las NTC de concreto², en cuanto a los requisitos con los que debe cumplir la estructura para considerar que funciona como marcos dúctiles, ya que del tipo de estructuración dependerá la capacidad de disipación de la energía en una estructura.

Los criterios constructivos y aplicación de los lineamientos para fundamentar el

¹ Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal

² Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto

análisis estructural esta en función a los siguientes datos:

- la aplicación de las cargas
- las dimensiones de los elementos estructurales
- la distribución del acero de refuerzo
- las propiedades de los materiales
- el criterio constructivo aplicado en este edificio
- dimensiones del edificio

3.1 Factor de Comportamiento Sísmico

Se consideró de suma importancia definir el factor de comportamiento sísmico (Q), que se aplicó en el modelo matemático para realizar el análisis estructural, según los lineamientos adoptados el artículo 207 del RCDF, la sección 5 de las NTC de Sismo³ y las NTC de Concreto, en su capítulo 5, cotejados con los datos obtenidos del levantamiento geométrico y las "calas" hechas al edificio.

El factor de comportamiento sísmico empleado en este modelo fue $Q = 3$.

Para la revisión de esta estructura ante sismo, se aplicaron los requisitos que deben cumplir para marcos dúctiles, los cuales se especifican en las NTC de Concreto, que indica lo siguiente:

3.2 Requisitos de Ductilidad.

Los requisitos de este capítulo se aplican a marcos colados en el lugar, diseñados por sismo con un factor de comportamiento sísmico, $Q = 4$. también se aplican a

³ Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo

los de estructuras coladas en el lugar diseñadas con $Q = 4$, formadas por marcos y muros de concreto reforzado que cumplan con el inciso 4.5.2 de las NTC de Concreto (*Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano*), que deben incluir el inciso b) de esa sección, o marcos y contravientos que cumplan con el inciso 4.6 de las NTC de Concreto (Diafragmas y elementos a compresión de contravientos) en las que la fuerza cortante resistida por los marcos sea, al menos, el 50% de la total y, asimismo, a los marcos de estructuras coladas en el lugar, diseñadas con $Q = 3$ que están formadas por marcos y muros o contravientos que cumplan con el inciso 4.5.2 de las NTC de Concreto, incluyendo el inciso b) de esa sección, o 4.6 de las NTC de Concreto. Estos requisitos también deberán aplicarse a los elementos estructurales de la cimentación.

Si una estructura se forma de marcos o de marcos y muros o contravientos, ningún marco se diseñará para resistir cortante horizontal menos del 25% de la que le correspondería si trabajara aislado del resto de la estructura.

La resistencia especificada del concreto, f'_c , no debe ser menor de 200 kg/cm^2 :
En nuestro caso el $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$

Las barras de refuerzo deben ser corrugadas de grado no mayor que el 42 y deben cumplir con los requisitos de las normas NOM-B 457 o NOM-B 6. Además , las barras longitudinales de vigas y columnas deben tener fluencia definida, bajo un esfuerzo que no exceda al esfuerzo de fluencia especificado en más de 1300 kg/cm^2 , y su resistencia real debe ser, al menos, igual a 1.25 veces su esfuerzo real de fluencia: El acero empleado en este edificio es $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Requisitos para miembros a flexión

Se aplica a miembros que trabajan principalmente a flexión, entre ellos las vigas y las columnas con carga axial pequeña, de manera que.

$$P_u \leq 0.1A_g f'_c$$

Además debe contar con los siguientes requisitos geométricos:

- El claro libre no será menor que cuatro veces el peralte efectivo: El claro libre es de $L = 780$ cm, el peralte efectivo $h = 45$ cm; $780/45 = 17.3 > 4$
- Para vigas y losas monolíticas, la relación entre la separación de apoyos que restrinjan el pandeo lateral y el ancho de la viga no será mayor que 30: $L = 780$ cm y el ancho de la nervadura central $b = 60$ cm; $780/60 = 13 < 30$
- La relación entre peralte y ancho no será mayor de 3: $h = 45$ cm, $b = 60$ cm; $45/60 = 0.75 < 3$
- El ancho de la viga no será menor de 25 cm, ni debe de ser más ancha que la sección de la columna donde se apoya: $b = 60$ cm
- El eje de la viga no deberá separarse horizontalmente del eje de la columna en más de un décimo de la sección transversal de la columna normal a la viga:

De los datos obtenidos en la estructura se concluye que la estructura cumple con todos estos requisitos geométricos.

Requisitos para refuerzo longitudinal de miembros a flexión

En todas las secciones se debe considerar refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior y en cada lecho el área de refuerzo no debe ser menor que la siguiente expresión:

$$A_{s \text{ min}} = 0.7 \sqrt{f'_c} bd/f_y$$

Además debe contar con dos varillas corridas de 12.7 mm de diámetro (# 4) y el área de acero a tensión no será mayor del 75% de la falla balanceada de la sección.

El momento resistente positivo en la unión con un nudo no debe ser menor que la mitad del negativo que se suministre en esa sección. En ninguna sección a lo largo del miembro el momento resistente negativo, ni el resistente positivo, serán menores a la cuarta parte del máximo momento resistente que se tenga en los extremos.

En el refuerzo longitudinal se permitirá formar paquetes de dos varillas cada uno.

Se cumple con estos requisitos en cuanto a refuerzo longitudinal, como se puede comprobar en el capítulo 4, en el que se revisaron los elementos estructurales y se verificaron con los planos estructurales que se encuentran en el apéndice A.

Refuerzo transversal para confinamiento.

Se colocaron estribos deberán cerrados con diámetro mínimo de 7.9 mm (# 2.5), además cumplen con los requisitos siguientes.

- a) En cada extremo del elemento mecánico a una distancia de dos peraltes a partir del paño del nudo, y
- b) En la parte del elemento que se halle a una distancia de dos peraltes ($2h$) de toda sección donde se suponga, o el análisis lo indique, que se formará una articulación plástica (si esta articulación se forma en una sección intermedia, los dos peraltes se deben tomar a cada lado de la sección).

El primer estribo deberá colocarse a no más de 5 cm de la cara del miembro de apoyo y la separación de los estribos no será mayor a lo indicado:

- a) 0.25 del peralte efectivo (d)
- b) Ocho veces el diámetro de la varilla longitudinal más delgada
- c) 24 veces el diámetro de la varilla del estribo
- d) 30 cm

Los estribos deben ser cerrado, de una pieza y deben rematar en una esquina con dobleces de 135° , seguidos de tramos rectos por lo menos de 10 diámetros de

largo. En cada esquina del estribo debe colocarse por lo menos una varilla longitudinal. Los radios del doblado deben cumplir con los requisitos del inciso 3.8 de las NTC de Concreto. Los remates de los estribos deben alternarse uno a otro.

En las zonas definidas en el primer párrafo de esta sección, las varillas longitudinales del perímetro deben contar con soporte lateral que cumpla con el inciso 4.2.3 de estas NTC de Concreto (*Requisitos para el refuerzo transversal*).

En cuanto al refuerzo transversal se comprobó que cumple con estos requisitos como se observó en los planos de detalles y armado de columnas y de nervaduras incluidos en el apéndice A y que se confirmaron en las calas efectuadas en la estructura.

Requisitos para fuerza cortante en elementos a flexión.

Los elementos que trabajan principalmente a flexión se deben dimensionar para que no fallen por cortante, antes de formarse las articulaciones plásticas en sus extremos. Para lograr esto, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro entre caras de apoyo; se supondrá que en los extremos actúan momentos del mismo sentido valuados con las propiedades del elemento en esas secciones, sin factores de reducción, y con el esfuerzo en el acero a tensión, al menos, igual a $1.25f_y$. A lo largo del miembro deben actuar las cargas correspondientes multiplicadas por su factor de carga.

Se tiene la opción de dimensionar en base a la fuerza cortante de diseño obtenida del análisis, si el factor de resistencia F_R , se considera un valor de 0.6, en lugar de 0.8.

El refuerzo por cortante debe formarse por estribos verticales cerrados de una pieza con diámetro no menor de 7.9 mm (# 2.5), rematados como se indica en la sección de refuerzo transversal para confinamiento.

Fuera de las zonas definidas en el primer párrafo de esta sección, la separación de los estribos no será mayor de $0.5d$ a lo largo del miembro. La separación de los estribos a lo largo de la viga no será mayor que la necesitada por fuerza cortante.

Estos requisitos se cumplen en cuanto a fuerza cortante, como se confirmó en las calas realizadas a las nervaduras.

3.3 Requisitos para Miembros a Flexocompresión.

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros en los que la carga axial de diseño sea tal que:

$$P_u > 0.1A_g f'_c$$

Requisitos geométricos

- a) La dimensión transversal mínima no será menor que 30 cm.
- b) El área A_g debe cumplir con:
$$A_g \geq P_u / 0.5 f'_c$$
- c) La relación entre la menor dimensión transversal y la transversal perpendicular no será menor que 0.4
- d) La relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no será mayor que 15.

Se observa que la estructura cumple con estos requisitos, como se observó en el levantamiento geométrico y en las calas hechas a las columnas.

Requisitos de resistencia mínima a flexión.

Las resistencias a flexión de las columnas en un nudo deben cumplir con las siguientes condiciones.

$$\sum M_e \geq 1.5 \sum M_g$$

donde:

$\sum M_e$ = Suma de los momentos resistentes de diseño de las columnas que llegan a ese nudo, referidas al centro del nudo

$\sum M_g$ = Suma de los momentos resistentes de diseño de las vigas que llegan al nudo, referidas al centro de éste

Estas sumas se deben realizar para que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas y se debe cumplir para ambos sentidos en que actúa el sismo.

Para calcular la carga axial de diseño se debe valorar el momento resistente, M_e de una columna, la fracción de la carga debida al sismo se tomará igual al doble de la calculada, cuando se tenga un momento resistente menor, debido a esta condición, la columna se dimensionará considerando este incremento de carga. El factor de resistencia por flexión es igual a 0.8.

Otra opción para dimensionar las columnas es con los momentos y fuerzas axiales de diseño obtenidos del análisis y asignándole un factor de resistencia por flexocompresión de 0.6.

Estos requisitos se tomaron en cuenta para aplicarlos en la revisión de columnas del capítulo 4.

Requisitos de refuerzo longitudinal en miembros a flexocompresión

La cantidad de refuerzo longitudinal (p), debe cumplir con lo siguiente.

$$0.01 \leq p \leq 0.04$$

Los paquetes deberán estar formados de dos varillas

El traslape de varillas solo se permitirá a la mitad del elemento, estos traslapes deben cumplir con las NTC de Concreto en su inciso 3.9 de, así como, el 4.2 referente al refuerzo longitudinal, para columnas.

En las calas realizadas a las columnas se verificó que se cumple con estos requisitos en cuanto a refuerzo longitudinal.

Requisitos de refuerzo transversal en miembros a flexiócompresión

Debe cumplir con los requisitos de 4.2.3 y 5.3.5 de las NTC de Concreto, que se refieren a las condiciones que debe cumplir para refuerzo transversal y para fuerza cortante respectivamente y como deben diseñarse y formarse los estribos.

El acero no debe ser grado mayor que el 42.

Se debe suministrar el refuerzo transversal mínimo que se indica a continuación en ambos extremos de la columna, en una longitud no menor que.

- a) La mayor dimensión transversal de ésta
- b) Un sexto de su altura libre
- c) 60 cm

En la parte inferior de las columnas de planta baja este tipo de refuerzo debe llegar a media altura de la columna y continuará dentro de la cimentación a una distancia igual a la longitud de desarrollo en compresión de la varilla más gruesa, en los nudos debe de cumplirse con el inciso 5.4 de las NTC de Concreto, referentes a las uniones viga-columna.

En columnas rectangulares la cuantía de áreas de estribos y grapas, A_{sh} , en cada dirección de la sección de la columna debe cumplir con la relación.

$$A_{sh} \geq 0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} sh_c$$

$$A_{sh} \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y} sh_c$$

Donde:

A_c = Área transversal del núcleo hasta la orilla exterior del refuerzo transversal

A_g = Área transversal de la columna

f_y = Esfuerzo de fluencia del refuerzo trasversal

h_c = Dimensión del núcleo, normal al refuerzo de área A_{sh}

s = Separación del refuerzo transversal

Estos estribos deberán ser de una pieza sencillos y sobrepuestos de diámetro no menor de 9.6 mm (# 3), rematados como se indica en el inciso 5.2.3 de las NTC de Concreto (*Refuerzo transversal para confinamiento*). Se pueden complementar con grapas del mismo diámetro y a la misma distancia a todo lo largo del miembro, siempre y cuando estas grapas sujeten en su dobles una varilla longitudinal del perímetro, este dobles debe ser de 135 grados y un tramo recto de al menos diez diámetros.

La separación del refuerzo transversal (estribos), no será mayor que la cuarta parte de la menor sección del elemento, ni de 10 cm.

En la sección transversal del elemento, la separación centro a centro entre las ramas de los estribos sobrepuestos no debe exceder de 45 cm, ni de 25 cm entre grapas y ramas de estribos sobrepuestos. La separación para estribos sencillos no debe ser mayor que 45 cm.

En el resto de la columna el refuerzo transversal debe cumplir con el inciso 4.2 de las NTC para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (*Columnas*).

Este requisito se comprobó con las calas que se efectuaron a la estructura.

Requisitos para fuerza cortante en elementos a flexocompresión.

Los elementos sujetos a flexocompresión se dimensionarán para que no fallen por cortante antes de que se formen las articulaciones plásticas en las vigas. Para lograr esto, el cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del elemento en su altura libre suponiendo en cada extremo un momento igual a la mitad de $1.5 \sum M_g$ Indicada en el inciso 5.3.2 de las NTC de Concreto (*Resistencia mínima a flexión*). En la parte inferior de la columna de planta baja se aplicará el momento resistente de diseño de este elemento obtenido con la carga axial de diseño que se obtenga el mayor momento resistente. En la parte superior de la columna del último entrepiso se usará $1.5 \sum M_g$.

Si las columnas se dimensionan con el procedimiento optativo del inciso 5.3.2 de las NTC de Concreto (*Resistencia mínima a flexión*), el dimensionamiento por cortante se realizará de la fuerza de diseño obtenida del análisis, empleando un factor de resistencia de 0.5.

En los elementos diseñados a flexocompresión en que la fuerza axial de diseño incluido el sismo, sea menor que $A_g f'_c / 20$, al calcular el refuerzo por cortante, se podrá despreciar la contribución del concreto V_c , si el cortante de diseño por sismo resulta ser igual o mayor que la mitad del cortante de diseño calculado como se indicó en los párrafos anteriores.

El refuerzo por cortante se formará por estribos cerrados de una pieza, rematados como se indica en el inciso 5.2.3 de las NTC de Concreto (Refuerzo transversal para confinamiento), o por hélices continuas, de diámetros no menor que 9.5 mm (# 3) y de grado no mayor que 42.

En la revisión de columnas del capítulo 4 se observó que cumple con todos los requisitos para fuerza cortante.

3.4 Requisitos para las Uniones Viga-Columna

Las fuerzas que participan en el dimensionamiento por cortante de la unión viga-columna se determinan suponiendo que el esfuerzo a tensión del acero longitudinal de las vigas que llegan a la unión es de $1.25 f_y$.

El acero de refuerzo longitudinal de la viga que llega al nudo se anclará dentro del núcleo de la columna, debiéndose detallar claramente en los planos estructurales este tipo de refuerzo.

El nudo está definido como la parte de la columna incluida en el peralte de la viga que llega a esta.

Estos requisitos fueron confirmados en la revisión de los planos del proyecto estructural contenidos en el Apéndice A.

Refuerzo transversal

En los nudos debe existir el refuerzo transversal mínimo que indica el inciso 5.3.4 de las NTC de Concreto (*Refuerzo transversal*). Si al nudo lo confinan cuatro trabes que se unan en él y el ancho de cada una de estas es por lo menos igual a 0.75 veces el ancho de la columna, se podrá usar la mitad del refuerzo transversal mínimo.

En los planos del proyecto estructural del apéndice A se incluyen los detalles que comprueban que se cumple con este requisito.

Resistencia a Fuerza cortante

Se revisará la resistencia del nudo a cortante en cada dirección principal de la sección en forma independiente. El cortante se revisará en un plano horizontal a la mitad del nudo.

En nudos confinados la resistencia de diseño a cortante será igual a:

$$5.5 F_R \sqrt{f^*_c} b_e h$$

en otros nudos se considera igual a:

$$4.5 F_R \sqrt{f^*_c} b_e h$$

siendo:

b_e es el ancho efectivo del nudo

h es la dimensión transversal de la columna en dirección de la fuerza.

El ancho b_e es igual al promedio del ancho de las vigas con la dimensión transversal de la columna normal a la fuerza, pero no será mayor que el ancho de las vigas mas h .

Se tomaron en cuenta estos requisitos en el capítulo 4 para revisar la resistencia a fuerza cortante en los elementos estructurales.

Anclaje del refuerzo

El refuerzo longitudinal que llegue al nudo se continuará hasta la parte más lejana del núcleo de la columna rematándolo con un dobles de 90°, con un anclaje de por lo menos 12 diámetros. La sección crítica para revisar este refuerzo será el plano externo del núcleo de la columna, esta revisión se regirá de acuerdo a la sección 3.1.1c de las NTC de Concreto (*longitud de desarrollo en los anclajes*), siendo suficiente considerar el 90 por ciento de la longitud de desarrollo que aquí se considera.

El diámetro de las varillas de vigas y columnas que pasen a través del nudo deberán cumplir con lo siguiente:

$$h \text{ (columna)} / d_b \text{ (barras de viga)} \geq 20$$

$$h \text{ (viga)} / d_b \text{ (barras de columna)} \leq 20$$

h (columna) es la dimensión transversal de la columna en la dirección de las varillas de la viga

Si en la columna superior del nudo se cumple que:

$$\frac{P_u}{A_g f'_c} \geq 0.3$$

Se puede considerar la relación siguiente:

$$h \text{ (viga)} / d_b \text{ (varillas de columna)} \geq 15$$

Esta relación también será suficiente cuando los muros de concreto reforzado resisten más del 50 por ciento de la fuerza lateral total.

En los planos estructurales del apéndice A se incluyen los detalles que nos indican que se cumple con los requisitos referentes al anclaje del refuerzo.

3.5 Requisitos para Losa Plana-Columnas para Resistir Sismo.

Para el diseño por sismo de esta estructura se usará $Q = 3$, también se usará este valor cuando se combinen con muros de concreto reforzado que cumplan con 4.5.2 de las NTC de Concreto (*Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano*), incluyendo su inciso b y que por lo menos resistan el 75 por ciento de la fuerza lateral, con respecto a los valores Q , se deberá cumplir también con el capítulo 5

de las NTC de Sismo (*Factores de comportamiento sísmico*). Además se deberá cumplir con lo siguiente:

I Las columnas cumplirán con el inciso 5.3 de las NTC de Concreto (*Miembros a flexocompresión*), para columnas de marcos dúctiles, excepto en el dimensionamiento por flexocompresión que se hará con el procedimiento optativo indicado en el inciso 5.3.2 de las mismas NTC (*Resistencia mínima a flexión*)

II Las uniones losa-columna cumplirán con 5.4 de las NTC de Concreto (*Uniones viga-columna*), con las siguientes excepciones:

No será necesaria la revisión del nudo por cortante, siendo suficiente cumplir con el refuerzo transversal indicado en 5.4.2 de las NTC de Concreto (*Refuerzo transversal*), para nudos confinados.

Los anclajes indicados en 5.4.4 de las NTC de Concreto (*Anclaje de refuerzo*), aplicado al refuerzo de la losa que pase por el núcleo de la columna, el diámetro de las varillas de la losa y columnas que atraviesen el nudo deberán cumplir con:

$$h (\text{columna}) / d_b (\text{barras de losa}) \geq 20$$

$$h (\text{losa}) / d_b (\text{barras de columna}) \leq 15$$

h (columna) es la dimensión transversal de la columna en la dirección de las varillas de la losa.

Para el análisis ante fuerzas laterales y cargas verticales se considera un ancho efectivo de losas igual a $C2 + 3h$ (Cap. 6.3 de las NTC de Concreto), al eje de las columnas:

C2 - Dimensión transversal de la columna normal a la dirección del análisis.

h - Espesor de la losa.

En la revisión de la estructura del capítulo 4, se consideraron estos parámetros para cumplir con todos los requisitos del sistema de losas planas-columna para resistir sismo.

3.6 Condiciones de Regularidad

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos:

1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como muros y otros elementos resistentes.
2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
4. En la planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera de la entrante o saliente.
5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
6. No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en la planta medida paralelamente a la dimensión que se considere de la abertura, las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.
7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que el del piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.
8. Ningún piso tiene un área delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que la del piso inmediato inferior ni

menor que 70% de ésta. Se exige de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.

9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
10. La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 100 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior.
11. En ningún caso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s excede de 10 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada."

De acuerdo con los datos de la estructura se determinó que no se cumple con todos los requisitos, por lo que se considera como una estructura irregular, dando como resultado que los elementos estructurales obtenidos por sismo se incrementaron en 25 %.

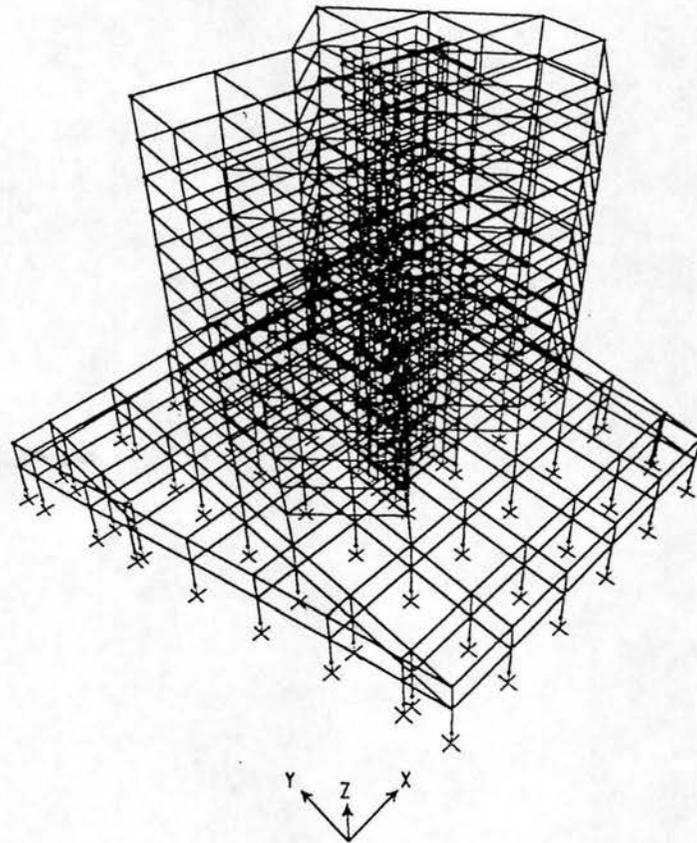
En base la información obtenida del levantamiento al edificio, el proyecto estructural, las "calas" en los diferentes elementos estructurales y las indicaciones del RCDF y las NTC respectivas, se definió la estructuración del edificio, se cargaron todos los elementos estructurales ante las diferentes condiciones de cargas (muertas, vivas y accidentales), se dimensionaron los elementos estructurales (nervaduras centrales, columnas y losas), se definieron las características de los materiales constructivos (concreto $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$, acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$), alturas de entrepisos, separaciones de entre-ejes, centros de gravedad, pesos por nivel, centros de masas, coeficiente sísmico ($c = 0.16$), factor de comportamiento sísmico ($Q=3$), etc. Con esta información se procedió a capturar todos los datos en un programa hasta formar una figura esquelética en tres dimensiones (ver figura tridimensional obtenida del programa de análisis Sap2000 en fig. 3.1).

En este programa se aplicó la combinación de todas las acciones con probabilidad de ocurrir simultáneamente en la que el artículo 188 de RCDF las divide en dos categorías:

- I. Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y variables, en la que se consideraron todas las acciones permanentes y las distintas acciones variables que actúan en la estructura. En la combinación de la carga muerta más la carga viva, se empleó la intensidad máxima de la carga viva uniformemente repartida sobre toda el área.
- II. Para combinar las acciones permanentes, variables y accidentales, se consideran todas las acciones permanentes, las acciones variables con su valor instantáneo y las accidentales solo en el caso de combinación.

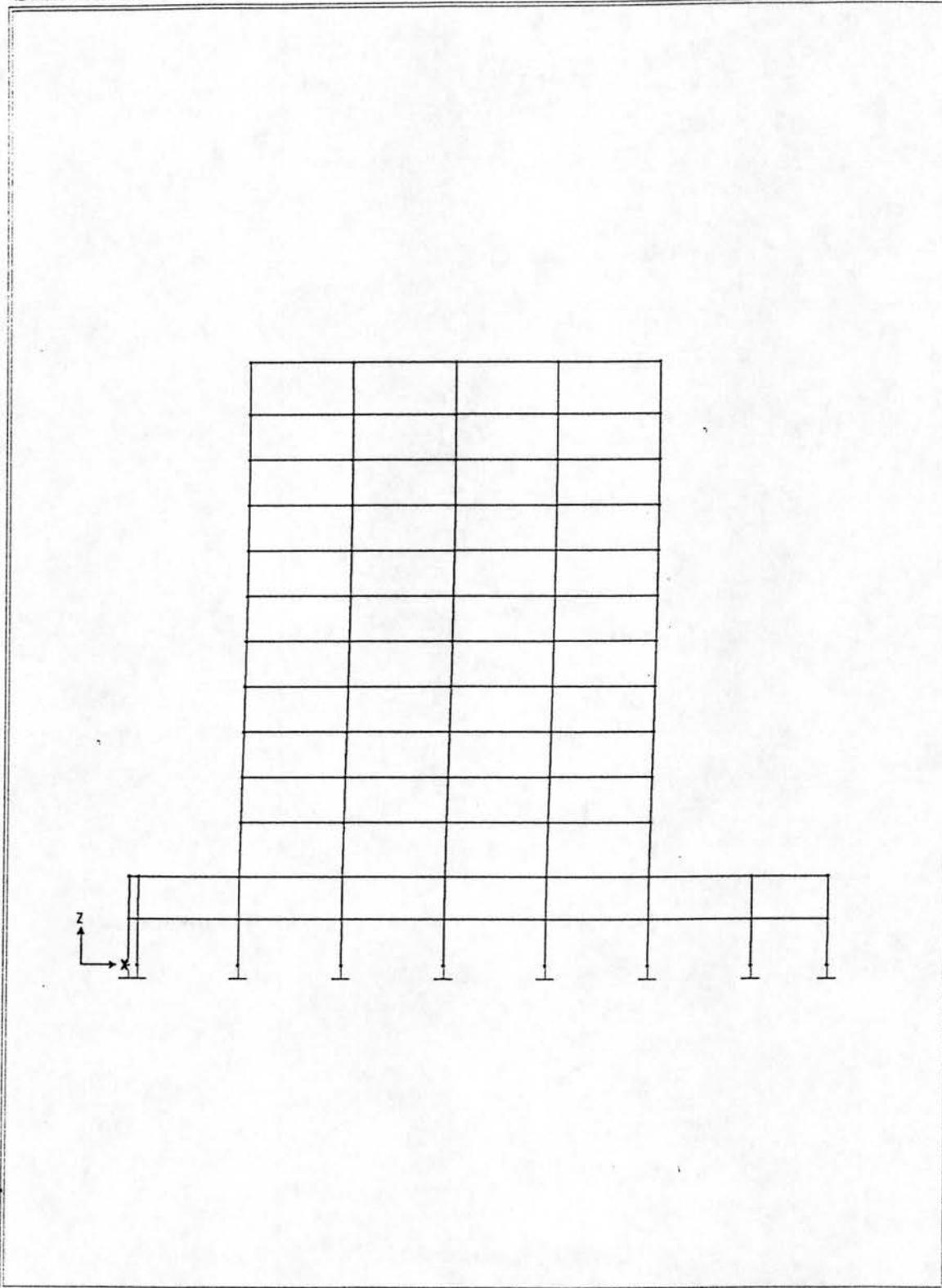
En la aplicación de estas combinaciones deberán emplearse los efectos de cargas apropiados de acuerdo al artículo 194 del RCDF.

En este programa se obtuvieron todos los elementos mecánicos (ver diagramas de los diferentes elementos estructurales del programa de análisis SAP2000 figs. 3.2 a la fig. 3.13), así como las deformaciones que resultaron de la combinación de las diferentes acciones definidas por el RCDF, estos datos los empleamos para efectuar la revisión a los diferentes elementos estructurales (Zapatas Aisladas, Columnas, Muros de concreto, Nervaduras Principales y Losas), y de los resultados obtenidos se determinó el grado de seguridad estructural en que se encuentra el edificio.



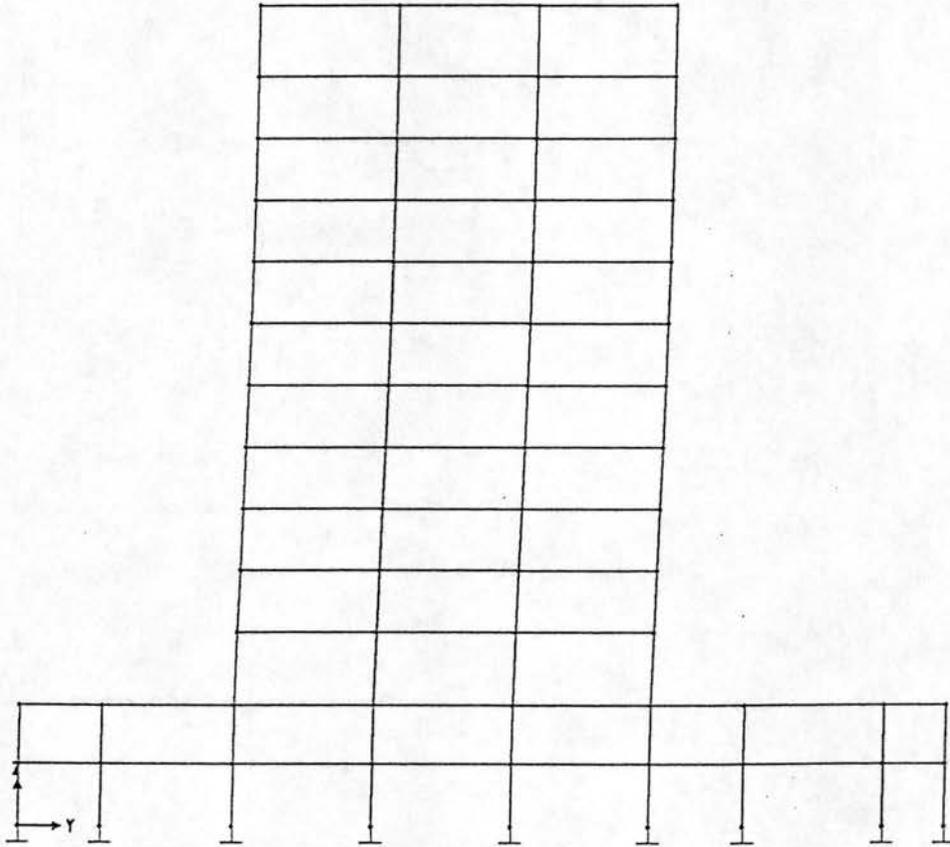
SAP2000 v6.11 - File:MODELO3DP definitivo ok. - Mode 2 Period 3.9132 seconds - Ton-m Units

(Figura 3.1)
Modelo tridimensional del edificio de oficinas



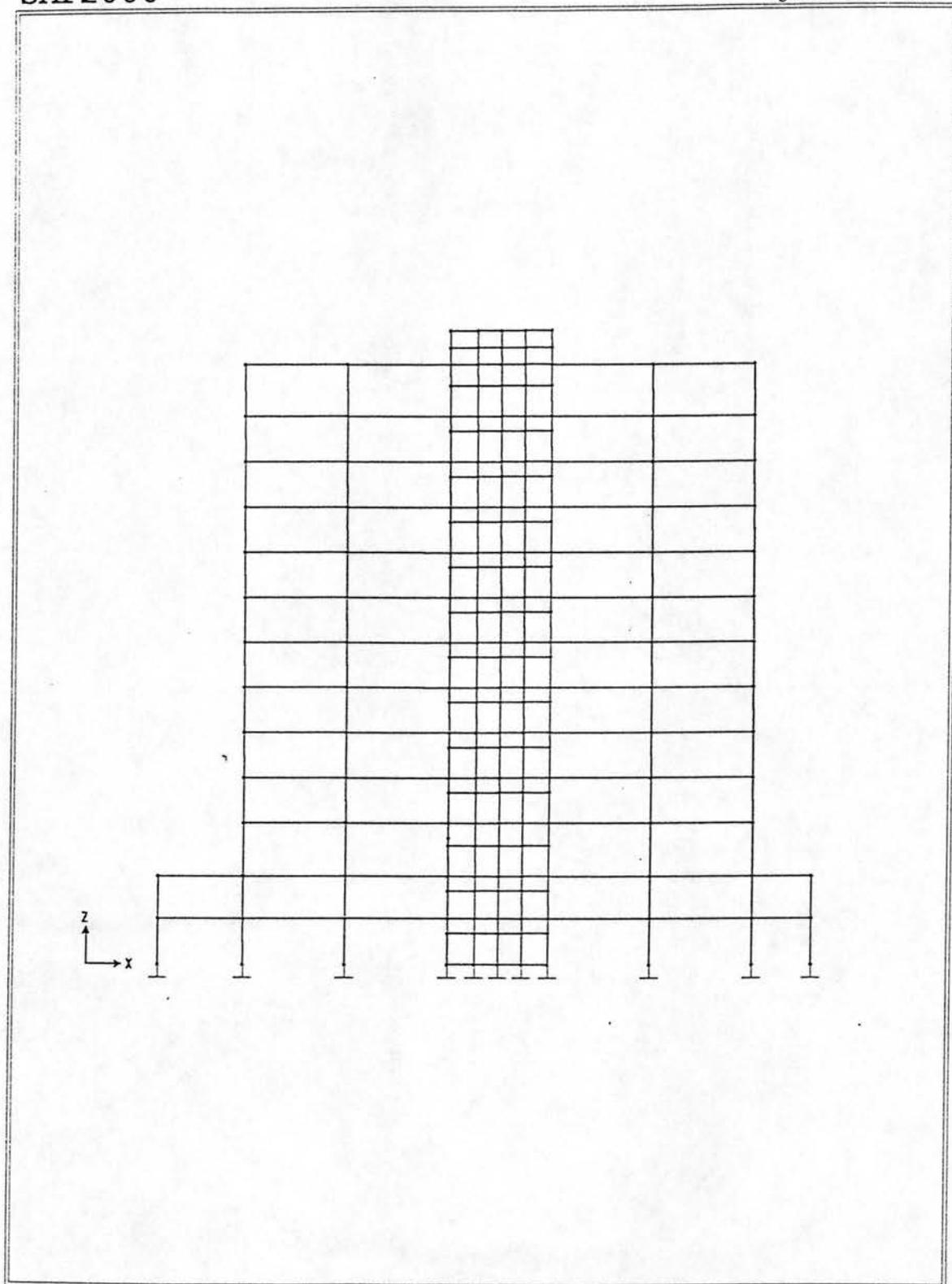
SAP2000 v6.11 - File:MODELO3DP definitivo ok. - Mode 2 Period 3.9132 seconds - Ton-m Units

(Figura 3.2)
Modelo del marco eje 5



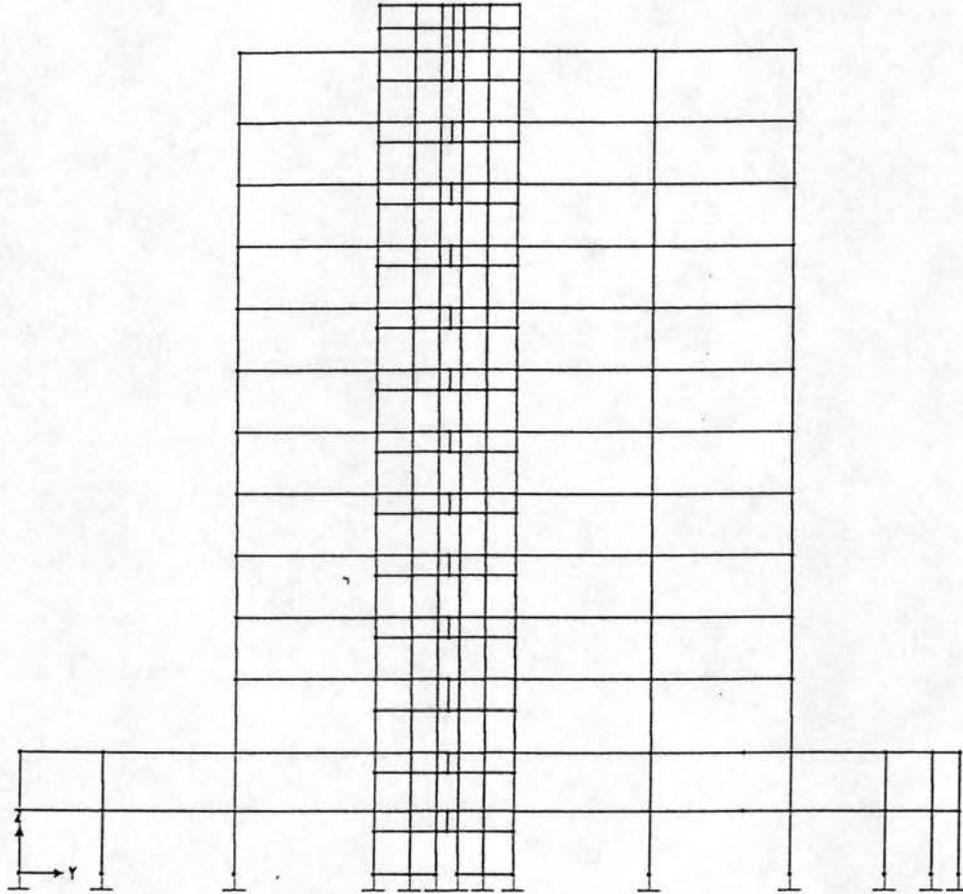
SAP2000 v6.11 - File:MODELO3DP definitivo ok. - Mode 2 Period 3.9132 seconds - Ton-m Units

(Figura 3.3)
Modelo del marco eje B



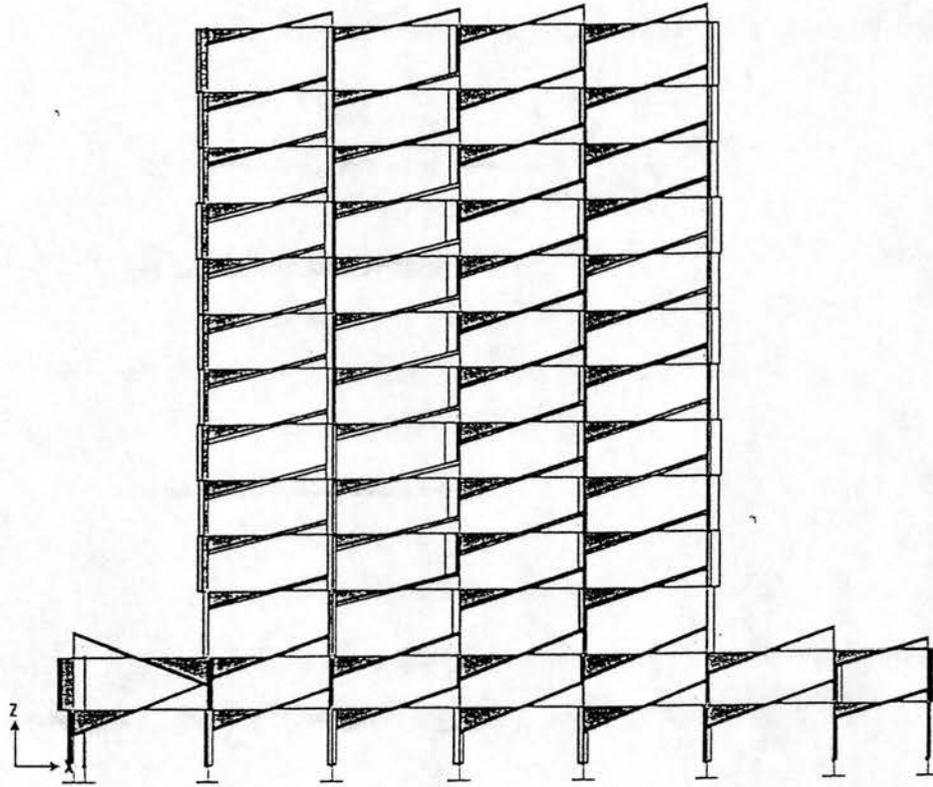
SAP2000 v6.11 - File:MODELO3DP definitivo ok. - Mode 2 Period 3.9132 seconds - Ton-m Units

(Figura 3.4)
Modelo del muro-marco eje No.4



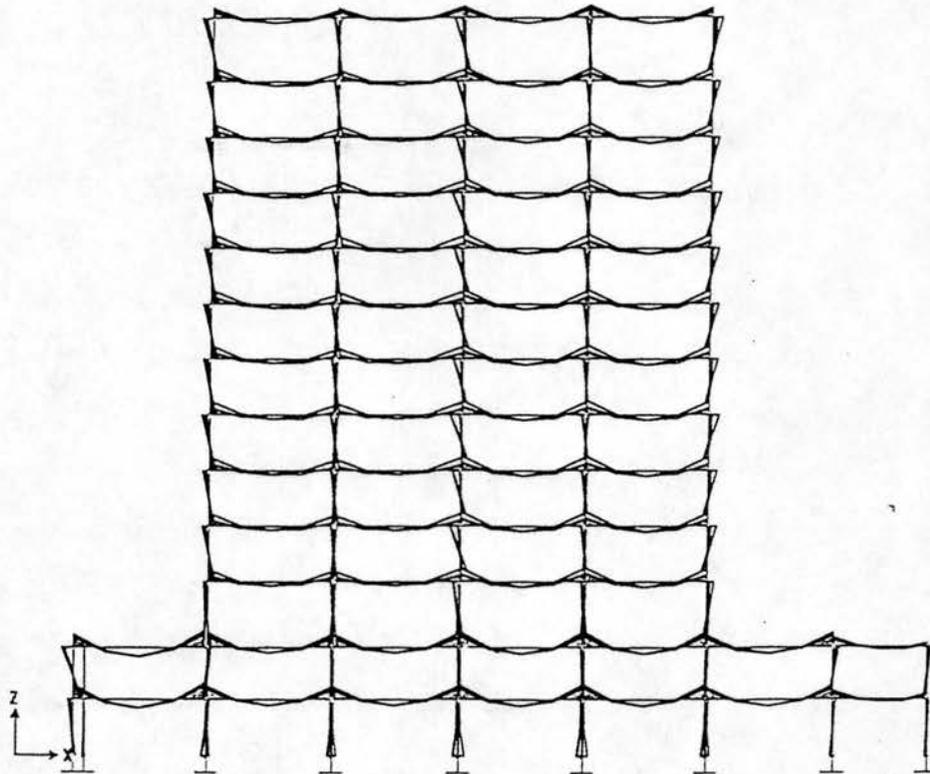
SAP2000 v6.11 - File:MODELO3DP definitivo ok. - Mode 2 Period 3.9132 seconds - Ton-m Units

(Figura 3.5)
Modelo del muro-marco eje D



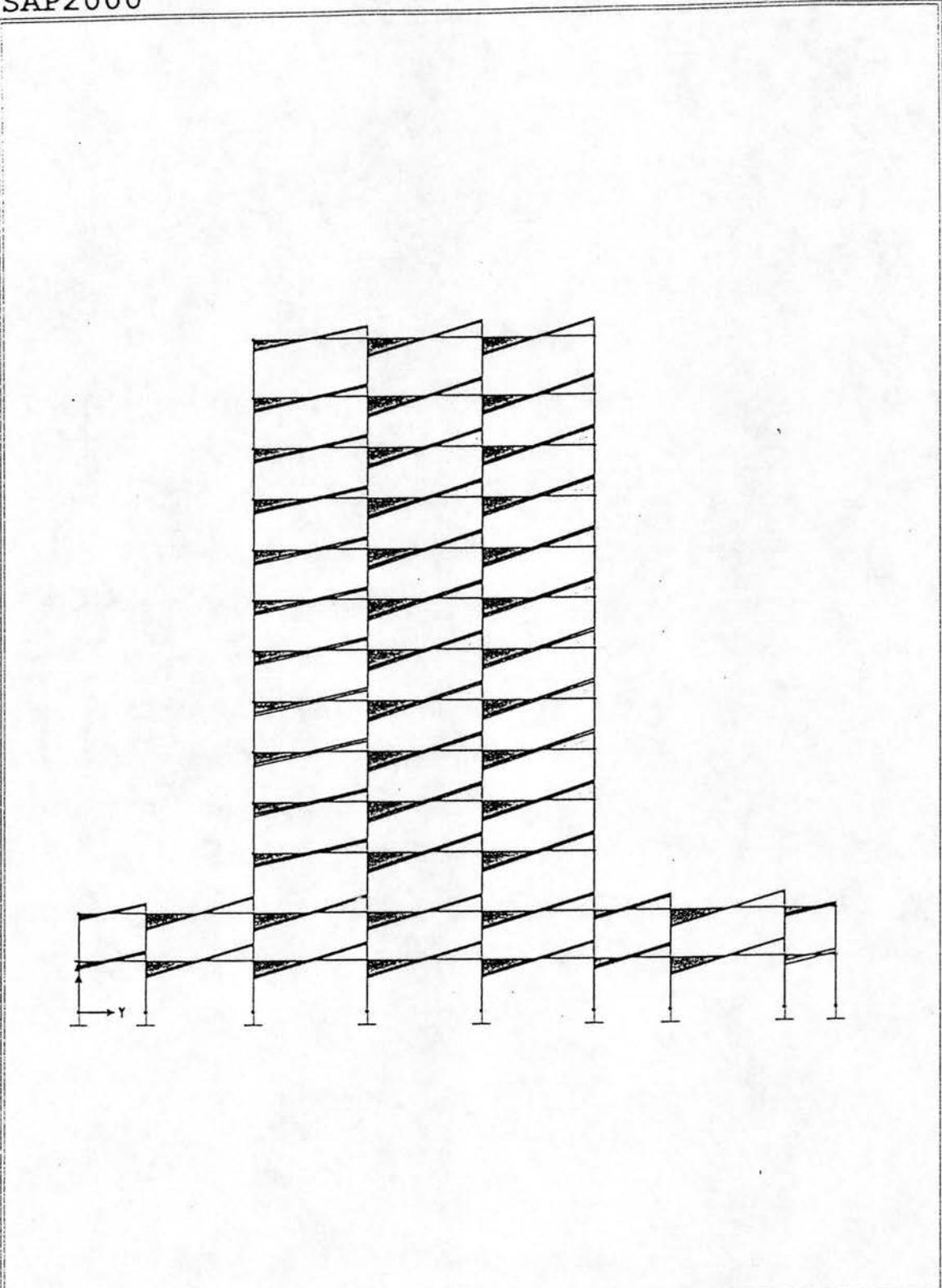
SAP2000 v6.11 - File:MODELO3DP definitivo ok. - Shear Force 2-2 Diagram (COMB3) - Ton-m Units

(Figura 3.6)
Diagrama de cortante del marco eje 5



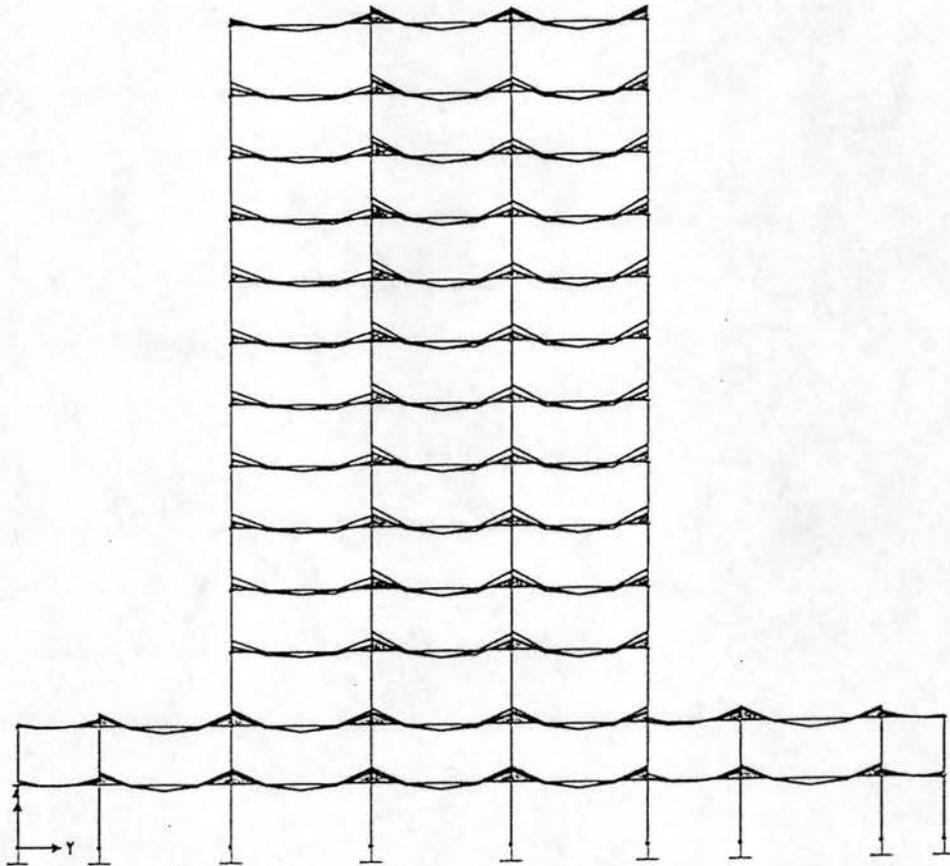
SAP2000 v6.11 - File:MODELO3DP definitivo ok. - Moment 3-3 Diagram (COMB3) - Ton-m Units

(Figura 3.7)
Diagrama de momento del marco eje 5



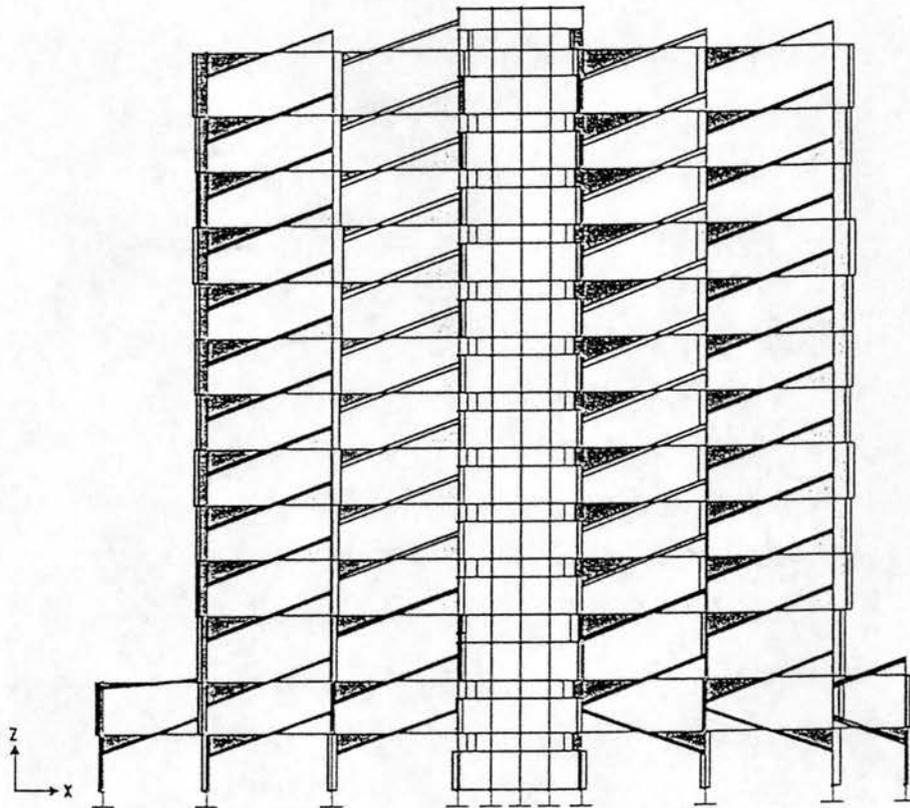
SAP2000 v6.11 - File:MODELO3DP definitivo ok. - Shear Force 2-2 Diagram (COMB3) - Ton-m Units

(Figura 3.8)
Diagrama de cortante del marco eje B



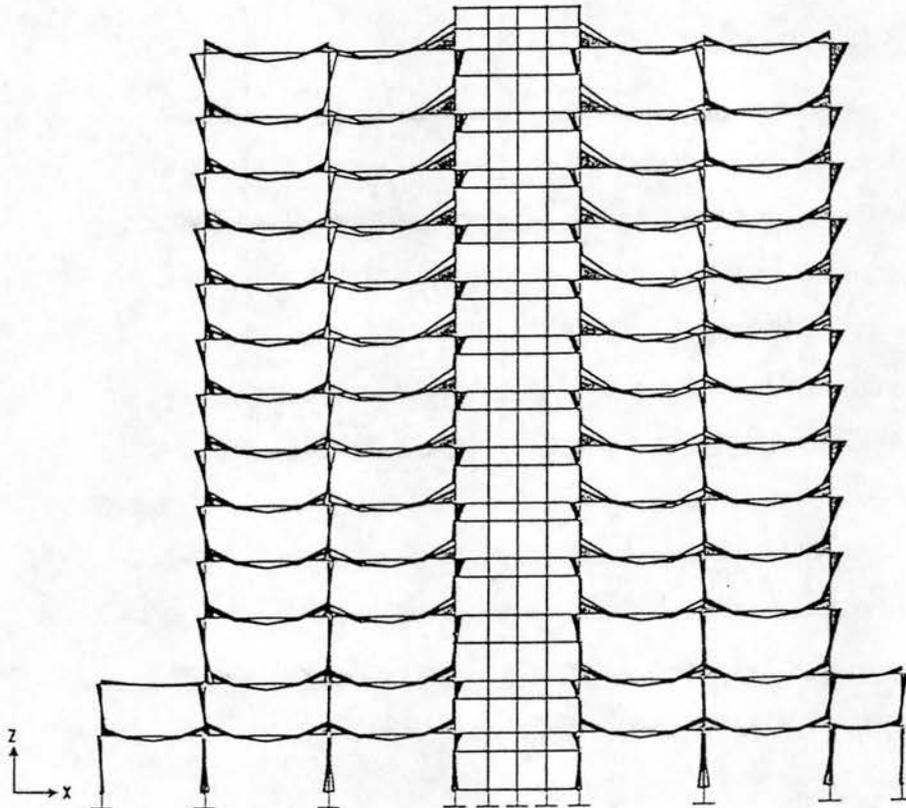
SAP2000 v6.11 - File:MODELO3DP definitivo ok. - Moment 3-3 Diagram (COMB3) - Ton-m Units

(Figura 3.9)
Diagrama de momento del marco eje B



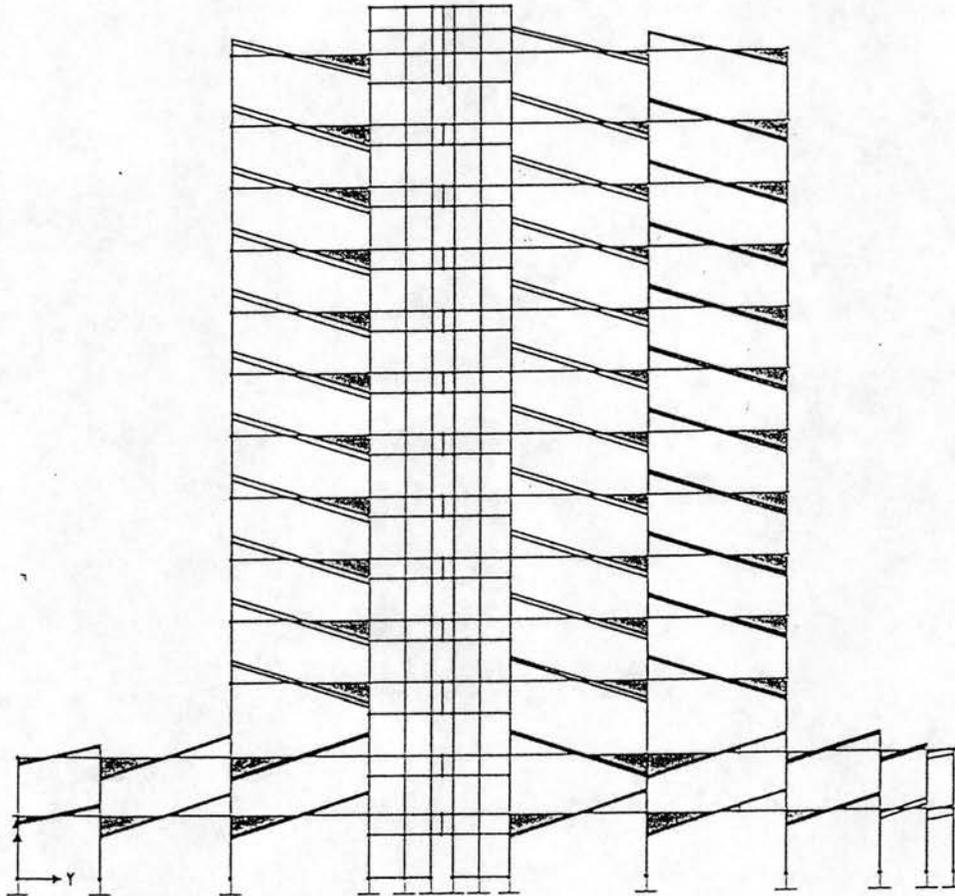
SAP2000 v6.11 - File:MODELO3DP definitivo ok. - Shear Force 2-2 Diagram (COMB3) - Ton-m Units

(Figura 3.10)
Diagrama de cortante del muro-marco eje 4



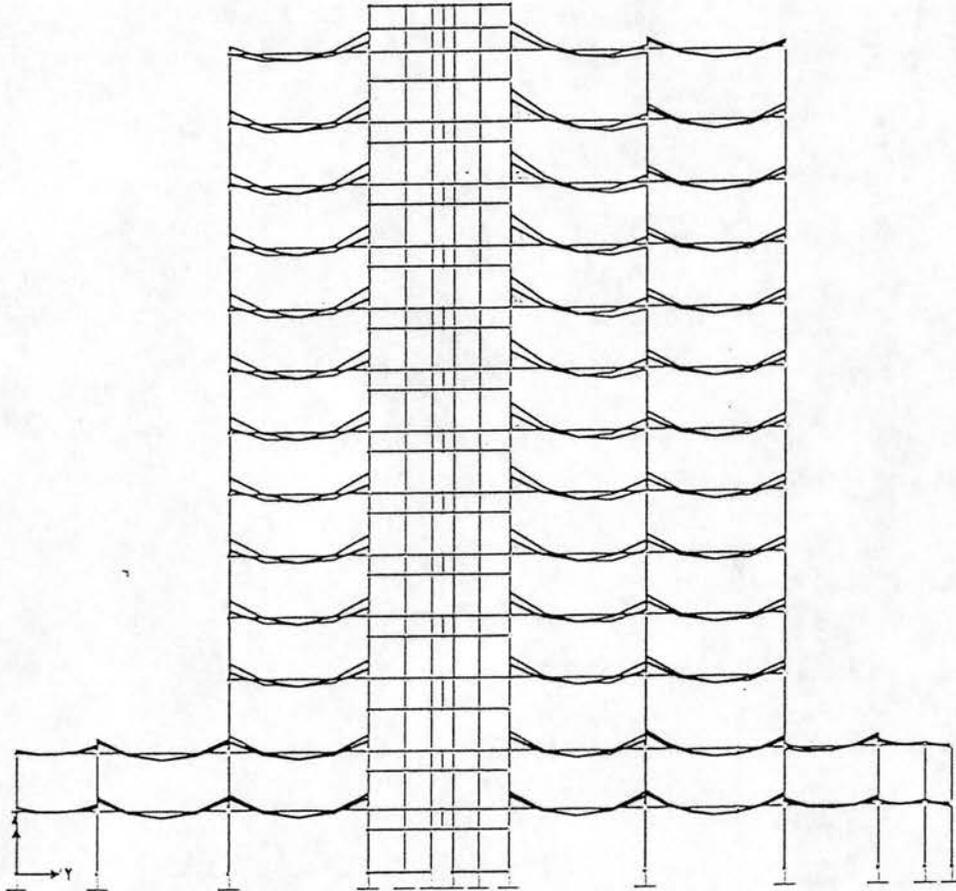
SAP2000 v6.11 - File:MODELO3DP definitivo ok. - Moment 3-3 Diagram (COMB3) - Ton-m Units

(Figura 3.11)
Diagrama de momento del muro-marco eje 4



SAP2000 v6.11 - File:MODELO3DP definitivo ok. - Shear Force 2-2 Diagram (COMB3) - Ton-m Units

(Figura 3.12)
Diagrama de cortante del muro-marco eje D



SAP2000 v6.11 - File:MODELO3DP definitivo ok. - Moment 3-3 Diagram (COMB3) - Ton-m Units

(Figura 3.13)
Diagrama de momento del muro-marco eje D

4. REVISIÓN DE LA RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

En este capítulo se clasificaron los elementos mecánicos que se obtuvieron del análisis estructural para aplicarlos a sus respectivos elementos estructurales y se revisaron ante los estados límite de falla y de servicio que se indican en el artículo 193 del RCDF¹.

Con el objeto de revisar la resistencia de los diferentes elementos estructurales, apoyados con las secciones y materiales indicados en el proyecto estructural (comprobados en la inspección del edificio), y en función a los elementos mecánicos obtenidos del análisis estructural, se revisaron, teniendo en cuenta que la resistencia se expresó como la magnitud de una acción o la combinación de acciones, que provocara la aparición de un estado límite de falla de la estructura o alguna de sus partes. Para efectuar la revisión de los diferentes elementos estructurales que componen el edificio en estudio se consideró el artículo 193 del RCDF, que indica lo siguiente:

“Se revisará que para las distintas combinaciones de acciones especificadas en el artículo 188 de este Reglamento y para cualquier estado límite de falla posible, la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicado por los factores de carga correspondientes, según lo especificado en el artículo 194 del Reglamento.

También se revisará que bajo el efecto de las posibles combinaciones de acciones sin multiplicar por factores de carga, no se rebase algún estado límite de servicio.”

Para cumplir con estas limitantes se revisó que los elementos estructurales cuenten con las dimensiones suficientes para resistir las fuerzas o momentos internos que actúen sobre ellas. Estos elementos mecánicos se incrementaron por

¹ Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal

sus correspondientes factores de carga. Además de esta revisión, se comprobó que no se rebasen los estados límite de servicio, tales como; desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten su comportamiento, con el objeto de comprobar el buen funcionamiento de la estructura en condiciones de servicio.

Este capítulo se dividió en cinco partes de las cuales en cada una se trató un tema referente a la revisión de los elementos estructurales más importantes de la estructura que son; Zapatas aisladas, columnas, muros de concreto, nervaduras principales y losas.

En la revisión de cada elemento estructural se eligió la condición más desfavorable y se resolvió un ejemplo de la revisión estructural en forma detallada, después de este ejemplo se presentó una tabla con los elementos estructurales más representativos.

Para realizar este trabajo se tomó en cuenta que se trata de una revisión estructural, y que no es necesario analizar todos los elementos estructurales del edificio, sino los más significativos, el criterio de revisión dependió de una serie de factores, tales como; la experiencia, las dimensiones del edificio, su importancia, su apariencia, la zona en que se encuentra, los tipos de material, la estructuración, etc.

En función a los resultados obtenidos en esta revisión se contó con los elementos suficientes para dictaminar el grado de seguridad estructural en que se encuentra el edificio, así como, para emitir las recomendaciones necesarias para mantenerlo en buenas condiciones.

4.1. Revisión de Zapatas Aisladas

Para la revisión de las zapatas aisladas se tomó en cuenta que su principal función es distribuir la carga total que trasmite una columna, incluyendo su peso propio, sobre un área de terreno adecuada, de modo que la intensidad de las presiones aplicadas se mantengan dentro de los límites permitidos para el suelo que las soporta.

Las zapatas representan voladizos que sobresalen de las columnas en ambas direcciones y reciben presión del terreno hacia arriba, provocando esfuerzos de tensión en el fondo de las zapatas, por lo tanto, se reforzarán con dos parrillas de acero perpendiculares entre sí y paralelas a los bordes.

Se ha comprobado, mediante ensayos con zapatas cuadradas, que al cargarlas hasta la falla debido al esfuerzo cortante, esta falla no tiene lugar por esfuerzo cortante a lo largo de los planos que representan la prolongación de las caras de las columnas, sino que son por tensión diagonal en las caras de una pirámide truncada con pendiente de 45° , por lo que se define la sección crítica, localizada en el plano vertical paralelo a la cara de la columna a una distancia igual al peralte efectivo de la losa de la zapata entre dos ($d/2$).

Los esfuerzos críticos que se consideran en las zapatas son; la compresión de la columna sobre la zapata, la presión de la zapata contra el terreno que la sostiene, esfuerzos diagonales por tensión, esfuerzos tensores en el acero y esfuerzo a compresión del concreto por flexión.

Para efectuar la revisión de las zapatas aisladas se le consideró al terreno una capacidad admisible $q = 57.8 \text{ t/m}^2$, se desplantaron a una profundidad $D_f = 1.5 \text{ m}$ dentro del terreno sano, con estos datos se revisó la zapata Z-16, que tiene la carga más elevada y cuenta con los siguientes datos:

Revisión por esfuerzos en cimentación.

$$P = 753.6 \text{ t}$$

$$A \times B = 3.60 \text{ m} \times 3.60 \text{ m}$$

$$H = 1.15 \text{ m}; d = 1.10 \text{ m}$$

$$h = 0.60 \text{ m}$$

armado = 23 vars. # 8 en cada dirección = # 8 @ 15 cm

$$\text{dado} = 85 \text{ cm} \times 110 \text{ cm}$$

$$A = \frac{P}{q} = \frac{753.6t}{57.8t/m^2} = 13.03 \text{ m}^2$$

$$A = 3.6 \text{ m} \times 3.6 \text{ m} = 13.0 \text{ m}^2 \cong 13.03 \text{ m}^2 \quad \text{ok}$$

$$L = (L_{\text{zapata}} - L_{\text{dado}})0.5 = (3.6 \text{ m} - 0.85 \text{ m})0.5 = 1.38 \text{ m}$$

Revisión de zapatas a Flexión.

$$q = \frac{P}{A} = \frac{753.6t}{13.0m^2} = 58.0 \text{ t/m}^2$$

$$M = \frac{ql^2}{2} = \frac{58.0t/m^2(1.38m)^2}{2} = 55.2 \text{ t-m}$$

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{55.2 \times 10^5 \text{ kg-cm} \times 1.4}{100 \text{ cm} \times (110 \text{ cm})^2} = 6.3 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow p_{\min} = 0.002 \quad (\text{se observa en la}$$

gráfica de momento resistente en secciones rectangulares de concreto fig.

1 en Apéndice A)

$$A_{s\min} = p_{\min} db = 0.002 \times 100 \text{ cm} \times 110 \text{ cm} = 22.0 \text{ cm}^2$$

$$s \text{ vars. \# 8} = \frac{100A_s}{A_{s\min}} = \frac{100 \times 5.07}{22.0} = 23.0 \text{ cm} > \# 8 @ 15 \quad \text{ok}$$

La zapata Z—16 pasa por flexión cumpliéndose con lo especificado en el artículo 193 de RCDF

Revisión de zapatas por cortante:

**ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA**

$$\text{El cortante actuante } V_u = \frac{V_v}{b_0 d}$$

Donde:

b_0 = perímetro de la sección crítica

$$V_v = F_c q A_0$$

$A_0 = A - a \Rightarrow a = \text{área de la sección crítica}$

$$a = (l_D + 2d/2)(L_D + 2d/2)$$

$$a = (0.85 \text{ m} + 1.1 \text{ m})(1.1 \text{ m} + 1.1 \text{ m}) = 4.3 \text{ m}^2$$

$$A_0 = 13.0 \text{ m}^2 - 4.3 \text{ m}^2 = 8.7 \text{ m}^2$$

$$V_v = 1.4 \times 58.0 \text{ t/m}^2 \times 8.7 \text{ m}^2 = 706.4 \text{ t}$$

$$b_0 = \left(0.85 + \left(\frac{1.10}{2} \right) 2 \right) 2 + \left(1.10 + \left(\frac{1.10}{2} \right) 2 \right) 2 = 8.3 \text{ m}$$

$$V_u = \frac{706400 \text{ kg}}{830 \text{ cm} \times 110 \text{ cm}} = 7.7 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante resistente:

$$f^*_c = 0.8 f_c$$

$$f^*_c = 0.8 \times 300 = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cr} = F_R \sqrt{f^*_c} = 0.8 \sqrt{240} = 12.4 \text{ kg/cm}^2 > V_u = 7.7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok}$$

Por lo tanto la zapata Z-16 pasará por cortante dando cumplimiento con el artículo 193 del RCDF.

En las tablas 4.1.1 y 4.1.2 se incluyen los resultados de revisión a flexión y cortante de las zapatas que constituyen a la cimentación del edificio.

REVISIÓN DE ZAPATAS POR FLEXIÓN

ZAPATA TIPO	A x B		H m	h m	ARMADO No. Vars.	DADO		A _z m ²	P t	q=P/A t/m ²	l=(L _z -L _D)0.5 m	M=ql ² /2 t-m	M _R /bd ² <10.6 P _{min} =0.002	A _s =0.002bd cm ²	s=100a _s /A _s cm	s _D (Proyecto) cm	CONCLUSIÓN
	m	m				m	m										
Z-3	1.30	1.30	0.35	0.20	7 # 4	0.50	0.50	1.69	118.0	69.8	0.40	5.6	8.7	6.0	21.2	# 4 @ 18	s > s _D ∴ ok
Z-4	1.40	1.40	0.40	0.20	9 # 4	0.50	0.50	1.96	118.0	60.2	0.45	6.1	7.0	7.0	18.1	# 4 @ 15	s > s _D ∴ ok
Z-6	2.10	2.10	0.55	0.25	17 # 5	0.85	0.85	4.41	283.1	64.2	0.63	12.5	7.0	10.0	20.0	# 5 @ 12	s > s _D ∴ ok
Z-9	2.60	2.60	0.75	0.35	16 # 6	0.85	0.85	6.76	510.6	75.5	0.88	28.9	8.3	14.0	20.4	# 6 @ 16	s > s _D ∴ ok
Z-11	2.80	2.80	0.85	0.40	20 # 6	0.85	0.85	7.84	565.3	72.1	0.98	34.3	7.5	16.0	17.8	# 6 @ 14	s > s _D ∴ ok
Z-12	2.70	2.70	0.80	0.35	21 # 6	0.85	0.85	7.29	457.8	62.8	0.93	26.9	6.7	15.0	19.0	# 6 @ 12	s > s _D ∴ ok
Z-13	2.90	2.90	0.85	0.40	25 # 6	0.85	0.85	8.41	659.5	78.4	1.03	41.2	9.0	16.0	17.8	# 6 @ 11	s > s _D ∴ ok
Z-14	3.00	3.00	0.90	0.45	27 # 6	0.85	0.85	9.00	699.3	77.7	1.08	44.9	8.7	17.0	16.8	# 6 @ 11	s > s _D ∴ ok
Z-16	3.60	3.60	1.15	0.60	23 # 8	0.85	0.85	12.96	753.6	58.1	1.38	55.0	6.4	22.0	22.7	# 8 @ 15	s > s _D ∴ ok
Z-17	1.20	0.85	0.30	0.20	6 # 3	0.50	0.50	1.02	45.5	44.6	0.35	2.7	6.1	5.0	14.2	# 3 @ 14	s = s _D ∴ ok
Z-19	1.40	0.95	0.40	0.20	8 # 4	0.50	0.50	1.33	75.0	56.4	0.45	5.7	6.5	7.0	18.1	# 4 @ 17	s > s _D ∴ ok
Z-21	1.30	1.30	0.35	0.20	7 # 4	0.50	0.50	1.69	54.2	32.1	0.40	2.6	4.0	6.0	21.2	# 4 @ 18	s > s _D ∴ ok

NOTAS:

b = 100 cm

= Diámetro de las varillas en octavos de pulgada

L_z = Dimensión de la zapata

L_D = Dimensión del dado

a_s = área de la varilla

s = Separación del acero por diseño

Si M_R/bd²<10.6 el porcentaje de acero será mínimo p_{min} = 0.002 de la gráfica de porcentaje de acero incluida en fig. 1 de apéndice A

TABLA 4.1.1
(Revisión de Zapatas Por Flexión)

REVISIÓN DE ZAPATAS POR CORTANTE

ZAPATA TIPO	A x B cm		H cm	h cm	DADO cm		b ₀ cm	a cm ²	A _z cm ²	A ₀ =A _z -a cm ²	V _v =F _c qA ₀ kg	V _u =V _v /b ₀ d kg/cm ²	V _{CR} = F _R √ f _c kg/cm ²	CONCLUSION
Z-3	130	130	35	20	50	50	320	6400	16900	10500	84966	8.9	12.4	V _{CR} > V _u ∴ ok
Z-4	140	140	40	20	50	50	340	7225	19600	12375	100139	8.4	12.4	V _{CR} > V _u ∴ ok
Z-6	210	210	55	25	85	85	540	18225	44100	25875	209381	7.8	12.4	V _{CR} > V _u ∴ ok
Z-9	260	260	75	35	85	85	620	24025	67600	43575	352609	8.1	12.4	V _{CR} > V _u ∴ ok
Z-11	280	280	85	40	85	85	660	27225	78400	51175	414108	7.8	12.4	V _{CR} > V _u ∴ ok
Z-12	270	270	80	35	85	85	640	25600	72900	47300	382752	8.0	12.4	V _{CR} > V _u ∴ ok
Z-13	290	290	85	40	85	85	660	27225	84100	56875	460233	8.7	12.4	V _{CR} > V _u ∴ ok
Z-14	300	300	90	45	85	85	680	28900	90000	61100	494421	8.6	12.4	V _{CR} > V _u ∴ ok
Z-16	360	360	115	60	85	85	780	38025	129600	91575	741025	8.6	12.4	V _{CR} > V _u ∴ ok
Z-17	120	85	30	20	50	50	300	5625	14400	8775	71007	9.5	12.4	V _{CR} > V _u ∴ ok
Z-19	140	95	40	20	50	50	340	7225	19600	12375	100139	8.4	12.4	V _{CR} > V _u ∴ ok
Z-21	130	130	35	20	50	50	320	6400	16900	10500	84966	8.9	12.4	V _{CR} > V _u ∴ ok

NOTAS:

b₀ = Perímetro de la sección crítica

a = Área de la sección crítica

A_z = Área de la zapata

F_c = 1.4

q = 57.8 t-m²

V_u = Cortante último, de diseño

V_{CR} = Cortante resistente

F_R = 0.8

f_c = 0.8 x 300 = 240 kg/cm²

TABLA No 4.1.2
(Revisión de Zapatas por Cortante)

4.2. Revisión de Columnas.

Para la revisión de las columnas se consideró que toda sección sujeta a flexocompresión, se dimensionó para la combinación más desfavorable de carga axial y momento flexionante, este dimensionamiento se realizó teniendo en cuenta las hipótesis generales indicadas en el artículo 2.1.1 de las NTC de Concreto², referentes a las condiciones de equilibrio, o con los diagramas de interacción contruidos de acuerdo con ellas, editadas por el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México: (ver diagramas de interacción para columnas de concreto en figs 2, 3 y 4 en Apéndice A). El factor de resistencia F_R , se aplicará a la resistencia a carga axila y a flexión.

Para la revisión de las columnas se resolvió de dos maneras; la primera se efectuó en función a la cantidad de acero y la segunda en función a sus esfuerzos resistentes:

I. Revisión en función a la cantidad de acero:

La cantidad de acero longitudinal (p), no será menor que 0.01, ni mayor que 0.04, indicación hecha por las NTC de Concreto.

Para la revisión de las columnas se considera como ejemplo la columna C-9 de los ejes 5-E, que va de la cimentación al nivel 2 y que cuenta con los siguientes datos:

$$P = 540.0 \text{ t}$$

$$M_{CIX} = 1.0 \text{ t-m}$$

$$M_{CIY} = 4.0 \text{ t-m}$$

$$M_{SIX} = 33.7 \text{ t-m} \times 1.25 = 42.1 \text{ t-m}$$

$$M_{SIY} = 25.1 \text{ t-m} \times 1.25 = 31.4 \text{ t-m}$$

sección = 75 cm x 75 cm

$$A_s = 28 \text{ vars. } \# 12 = 28 \times 11.4 \text{ cm}^2 = 319.0 \text{ cm}^2$$

² Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto

$$\Delta M_x = 0.05hP = 0.05 \times 0.75 \text{ m} \times 540.0 \text{ t} = 20.3 \text{ t-m}$$

$$\Delta M_y = 0.05hP = 20.3 \text{ t-m}$$

E + S_x Combinación elementos estáticos más sismo en "x"

$$M_x = 1.0 \text{ t-m} + 42.1 \text{ t-m} + 20.3 \text{ t-m} = 63.4 \text{ t-m} \quad M_{ux} = 63.4 \text{ t-m} \times 1.1 = 69.7 \text{ t-m}$$

$$M_y = 4.0 \text{ t-m} + 0.3 \times 31.4 \text{ t-m} = 13.4 \text{ t-m} \quad M_{uy} = 13.4 \text{ t-m} \times 1.1 = 14.7 \text{ t-m}$$

$$P_u = 540.0 \text{ t} \times 1.1 = 594.0 \text{ t}$$

E + S_y Combinación elementos estáticos más sismo en "y"

$$M_x = 1.0 \text{ t-m} + 0.3 \times 42.1 \text{ t-m} = 13.6 \text{ t-m} \quad M_{ux} = 13.6 \text{ t-m} \times 1.1 = 14.9 \text{ t-m}$$

$$M_y = 4.0 \text{ t-m} + 31.4 \text{ t-m} + 20.3 \text{ t-m} = 55.7 \text{ t-m} \quad M_{uy} = 55.7 \text{ t-m} \times 1.1 = 61.3 \text{ t-m}$$

Rige la combinación de estático más sismo en "x".

$$F_R b t f'_c = 0.6 \times 75 \text{ cm} \times 75 \text{ cm} \times 0.68 \times 300 \text{ kg/cm}^2 = 688500.0 \text{ kg} = 688.5 \text{ t}$$

$$F_R b t^2 f'_c = 688.5 \text{ t} \times 0.75 \text{ m} = 516.4 \text{ t-m}$$

Se procede a obtener los factores para diseño de columnas y nos apoyamos con las graficas para diseño de columnas incluidas en las figs. 2, 3, y 4 del apéndice A.

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{594.0 \text{ t}}{688.5 \text{ t}} = 0.86$$

$$R_x = \frac{M_{ux}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{69.7 \text{ t-m}}{516.4 \text{ t-m}} = 0.13$$

$$R_y = \frac{M_{uy}}{F_R b^2 h f'_c} = \frac{14.7 \text{ t-m}}{516.4 \text{ t-m}} = 0.03$$

$$\frac{R_y}{R_x} = \frac{0.03}{0.13} = 0.21 \quad ; \quad \frac{d}{b} = \frac{70 \text{ cm}}{75 \text{ cm}} = 0.93$$

Con estos datos y apoyados en los diagramas de interacción para diseñar columnas de concreto reforzado, (ver diagramas de interacción para columnas de concreto en figs 2, 3 y 4 en Apéndice A).

Para este caso se obtuvo el valor de q , para $R_x = 0.14$ y $K = 0.86$ para lo cual se interpola linealmente entre los siguientes valores:

$$q_0 = 0.30$$

$$q_{0.5} = 0.37$$

$$q_{0.5} - q_0 = 0.37 - 0.30 = 0.07$$

$$\frac{0.5}{0.07} = \frac{0.21}{x} \quad ; \quad x = 0.03 \quad \Rightarrow \quad q = 0.37 - 0.03 = 0.34$$

$$f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 0.85 f^*_c = 0.85 \times 0.8 \times 300 \text{ kg/cm}^2 = 204 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_y}{f'_c} = \frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{204 \text{ kg/cm}^2} = 20.6$$

El porcentaje de acero requerido es:

$$p = \frac{q}{\frac{f_y}{f'_c}} = \frac{34}{20.6} = 1.65$$

$$p = \frac{A_s}{bh} \Rightarrow A_s = pbh = 0.0165 \times 75 \text{ cm} \times 75 \text{ cm} = 92.8 \text{ cm}^2 \ll 319.0 \text{ cm}^2 \quad \text{ok}$$

Por lo tanto las columnas disponen de una resistencia mucho mayor a las fuerzas actuantes.

II. Revisión de las columnas en base a sus esfuerzos resistentes:

Se revisó la columna C-9 de la cimentación a la planta baja con la comparación de los esfuerzos actuantes obtenidos del análisis estructural contra los esfuerzos resistentes de diseño considerando las dimensiones de la columna, la cantidad de acero y las características del concreto.

Los siguientes datos son los obtenidos del análisis estructural en sus diferentes combinaciones y se incrementan un 25 % debido a que es una estructura irregular.

$$P = 540.0 \text{ t}$$

$$M_{CTX} = 1.0 \text{ t-m}$$

$$M_{CTY} = 4.0 \text{ t-m}$$

$$M_{SISX} = 33.7 \text{ t-m} \times 1.25 = 42.1 \text{ t-m}$$

$$M_{SISY} = 25.1 \text{ t-m} \times 1.25 = 31.4 \text{ t-m}$$

$$\Delta M_x = 0.05hP = 0.05 \times 0.75 \text{ m} \times 540.0 \text{ t} = 20.3 \text{ t-m}$$

$$\Delta M_y = 0.05hP = 20.3 \text{ t-m}$$

E + S_x Combinación elementos estáticos más sismo en "x"

$$M_x = 1.0 \text{ t-m} + 42.1 \text{ t-m} + 20.3 \text{ t-m} = 63.4 \text{ t-m} \quad M_{ux} = 63.4 \text{ t-m} \times 1.1 = 69.7 \text{ t-m}$$

$$M_y = 4.0 \text{ t-m} + 0.3 \times 31.4 \text{ t-m} = 13.4 \text{ t-m} \quad M_{uy} = 13.4 \text{ t-m} \times 1.1 = 14.7 \text{ t-m}$$

$$P_u = 540.0 \times 1.1 = 594.0 \text{ t}$$

E + S_y Combinación elementos estáticos más sismo en "y"

$$M_x = 1.0 + 0.3 \times 42.1 = 13.6 \text{ t-m} \quad M_{ux} = 13.6 \times 1.1 = 14.9 \text{ t-m}$$

$$M_y = 4.0 + 31.4 + 20.3 = 55.7 \text{ t-m} \quad M_{uy} = 55.7 \times 1.1 = 61.3 \text{ t-m}$$

Rige la combinación de estático más sismo en "x".

A continuación se presentan los datos de la columna C-9 para obtener sus elementos mecánicos resistentes:

$$f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{sección} = 75 \text{ cm} \times 75 \text{ cm}$$

$$A_s = 28 \text{ vars. } \# 12 = 28 \times 11.4 \text{ cm}^2 = 319.0 \text{ cm}^2$$

Se determina el porcentaje de acero de la siguiente manera:

$$p = \frac{A_s}{bh} = \frac{319.0 \text{ cm}^2}{75 \text{ cm} \times 75 \text{ cm}} = 0.0567$$

$$\frac{f_y}{f_c} = \frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{204 \text{ kg/cm}^2} = 20.6$$

$$q = p \frac{f_y}{f_c} = 0.0567 \times 20.6 = 1.17$$

$$P_u = 594.0 \text{ t}$$

$$F_R b t f'_c = 0.6 \times 75 \text{ cm} \times 75 \text{ cm} \times 0.68 \times 300 \text{ kg/cm}^2 = 688500.0 \text{ kg} = 688.5 \text{ t}$$

$$F_R b t^2 f'_c = 688.5 \text{ t} \times 0.75 \text{ m} = 516.4 \text{ t-m}$$

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c} = \frac{594.0 \text{ t}}{688.5 \text{ t}} = 0.86$$

Con estos datos entramos a las graficas de interacción para diseñar columnas de concreto reforzado, editadas por el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México incluidas en el apéndice A:

Se obtienen los valores de R en los casos en que $R_x/R_y = 0$, $R_x/R_y = 0.5$, $R_x/R_y = 1.0$ (indicados en los diagramas de interacción para columnas de concreto, figs 2, 3 y 4 del Apéndice A), y con los valores de R se despeja M_u para determinar el esfuerzo resistente en ambas direcciones (ya que es una columna cuadrada), en base a las dimensiones de la columna:

$$R = \frac{M_u}{F_R b h^2 f'_c} \Rightarrow M_u = R F_R b h^2 f'_c$$

$$R_x/R_y = 0 \Rightarrow R = 0.375 \quad ; \quad M_R = 0.375 \times 516.4 = 193.5 \text{ t-m}$$

$$R_x/R_y = 0.5 \Rightarrow R = 0.29 \quad ; \quad M_R = 0.29 \times 516.4 = 149.6 \text{ t-m}$$

$$R_x/R_y = 1.0 \Rightarrow R = 0.22 \quad ; \quad M_R = 0.22 \times 516.4 = 113.5 \text{ t-m}$$

Estos datos se comparan con los obtenidos del análisis estructural en sus diferentes combinaciones (tabla 4.2.11 de momento último en columna C-9), en la condición más desfavorable, en este caso resultó ser menor el momento

flexionante último (M_u) multiplicado por su factor de carga, contra el menor momento flexionante resistente (M_R).

$$M_R = 113.5 \text{ t-m} > M_{ux} = 63.4 \times 1.1 = 69.7 \text{ t-m} \quad \text{ok}$$

Por lo tanto se concluye que esta columna cumple con los requisitos de estados límite de falla del artículo 193 del RCDF.

En las tablas 4.2.1 a 4.2.16 se incluye la revisión de las columnas del edificio, donde se concluye que cumplen ampliamente con los requisitos de seguridad y estados límite de falla indicados en el RCDF.

Para la revisión de los desplazamientos del edificio se tomó en cuenta el artículo 209 del RCDF el que indica que los desplazamientos laterales de los entrepisos debidos a fuerzas cortantes horizontales no excederán de 0.006 de la altura del entrepiso, por lo tanto se revisarán los entrepisos con los datos de desplazamiento obtenidos del análisis:

- Entrepiso 1; altura $h = 3.15 \text{ m}$
Desplazamiento $\Delta = 0.64 \text{ cm}$
 $\Delta_{perm} = 0.006 \times 315 = 1.89 \text{ cm}$

- Entrepiso 2; altura $h = 3.90 \text{ m}$
Desplazamiento $\Delta = 1.71 \text{ cm}$
 $\Delta_{perm} = 0.006 \times 390 = 2.34 \text{ cm}$

- Entrepiso 6; altura $h = 3.40 \text{ m}$
Desplazamiento $\Delta = 1.89 \text{ cm}$
 $\Delta_{perm} = 0.006 \times 340 = 2.04 \text{ cm}$

Por lo tanto se concluye que el edificio pasa por desplazamientos cumpliendo con los requisitos de estados límite de servicio del artículo 193 del RCDF.

TABLA DE MOMENTO ULTIMO EN COLUMNAS; C-1 a C-4

COLUMNA	TRAMO	MOMENTO-X		MOMENTO-Y		P _u t	SECCION C m		$\frac{\Delta M}{0.05tP_u}$	MTO E+S _x		MTO E+S _y	
		C.V.	SIS.	C.V.	SIS.		M _{ux}	M _{uy}		M _{ux}	M _{uy}		
C-1	CIM a P.B.	0.2	9.3	1.6	7.2	50.0	0.50	0.50	1.3	14.4	4.7	4.1	13.0
C-2	CIM a P.B.	2.1	8.9	0.6	12.9	129.0	0.50	0.50	3.2	18.1	6.0	6.0	21.9
C-3	CIM a P.B.	0.9	10.4	0.9	8.9	130.0	0.50	0.50	3.3	18.9	4.7	5.3	16.8
C-4	CIM a P.B.	1.5	13.6	2.1	14.0	112.0	0.50	0.50	2.8	23.4	8.1	7.3	24.6

MOMENTO E+S_x: $M_{ux} = M_{cvx} + M_{sx} + AM; \times F_c$
 $M_{uy} = M_{cvy} + 0.3M_{sy}; \times F_c$

MOMENTO E+S_y: $M_{ux} = M_{cvx} + 0.3M_{sx}; \times F_c$
 $M_{uy} = M_{cvy} + M_{sy} + AM; \times F_c$

TABLA No 4.2.1
(Momento Flexionante en Columnas)

TABLA DE REVISIÓN DE COLUMNAS POR FLEXIÓN

COLUMNA TIPO	NIVEL	f _c kg/cm ²	SECCION		A _g cm ²	A _s cm ²	ρ	f _y /f' _c	q ρ(f _y /f' _c)	F _R btf' _c t	F _R bt ² f' _c t/m ²	P _u t	K P _u /F _R btf' _c	R R _x /R _y =0	M _R t-m	R R _x /R _y =0.5	M _R t-m	R R _x /R _y =1	M _R t-m	M _u t-m	CONCLUSIÓN		
			cm	cm																			
C-1	CIM-P.B.	300	50	50	2500	27.50	0.0110	20.59	0.23	306.0	153.0	50.0	0.16	0.135	20.7	0.130	19.9	0.105	16.1	14.4	M _R > M _u ∴ ok		
C-2	CIM-P.B.	300	50	50	2500	60.00	0.0240	20.59	0.49	306.0	153.0	129.0	0.42	0.250	38.3	0.200	30.6	0.155	23.7	21.9	M _R > M _u ∴ ok		
C-3	CIM-P.B.	300	50	50	2500	80.00	0.0320	20.59	0.66	306.0	153.0	130.0	0.42	0.310	47.4	0.230	35.2	0.170	26.0	18.9	M _R > M _u ∴ ok		
C-4	CIM-P.B.	300	50	50	2500	70.00	0.0280	20.59	0.58	306.0	153.0	112.0	0.37	0.280	42.8	0.215	32.9	0.165	25.2	24.6	M _R > M _u ∴ ok		

NOTAS:

ρ = Porcentaje de acero (A_s/A_g)

f_y = 4200 kg/cm²

f'_c = 204 kg/cm²

f_y/f'_c = 4200/204 = 20.59

F_R = 0.6

d/h = 0.9 parámetro para entrar a los diagramas de interacción

K = Parámetro que esta en función de ρ y q y se encuentra en los diagramas de interacción

$$R = \frac{M_u}{F_R b t^2 f'_c} \Rightarrow M_u = R F_R b t^2 f'_c$$

M_{uD} = Momento flexionante de diseño máximo afectado por el factor de carga de 1.4 ó 1.1 según sea el caso

TABLA No. 4.2.2
(Revisión de Columnas por Flexión)

TABLA DE MOMENTO ULTIMO EN COLUMNAS; C-5

COLUMNA	TRAMO	MOMENTO-X		MOMENTO-Y		P _u t	SECCION C m		$\frac{\Delta M}{0.05tP_u}$	MTO E+S _x		MTO E+S _y	
		C.V.	SIS.	C.V.	SIS.		M _{ux}	M _{uy}		M _{ux}	M _{uy}		
C-5	CIM a P.B.	2.6	28.7	1.6	18.1	291.0	0.50	0.50	7.3	50.3	9.2	14.7	34.7
C-5	P.B. A N-2	6.4	34.4	9.8	12.3	229.0	0.50	0.50	5.7	60.6	15.9	21.2	34.0
C-5	N-2 a N-4	5.4	16.6	9.5	12.9	187.0	0.50	0.50	4.7	33.9	15.8	12.8	33.3
C-5	N-4 a N-6	5.5	14.5	8.9	9.7	145.0	0.50	0.50	3.6	30.0	13.8	12.0	27.1
C-5	N-6 a N-7	5.3	13.5	9.4	8.1	124.0	0.50	0.50	3.1	27.8	13.7	11.4	24.9
C-5	N-7 a N-A	6.3	12.5	9.0	8.1	83.0	0.50	0.50	2.1	26.4	13.2	12.1	23.3

MOMENTO E+S_x : $M_{ux} = M_{cvx} + M_{sx} + AM_i \times F_c$
 $M_{uy} = M_{cvy} + 0.3M_{sy} ; \times F_c$

MOMENTO E+S_y : $M_{ux} = M_{cvx} + 0.3M_{sx} ; \times F_c$
 $M_{uy} = M_{cvy} + M_{sy} + AM_i \times F_c$

TABLA No 4.2.3
(Momento Flexionante en Columnas)

TABLA DE REVISIÓN DE COLUMNAS POR FLEXIÓN

COLUMNA TIPO	NIVEL	f _c kg/cm ²	SECCION		A _g cm ²	A _s cm ²	p	f _y /f' _c	q p(f _y /f' _c)	F _R bt ² f' _c t	F _R bt ² f' _c t/m ²	P _u t	K P _u /F _R bt ² f' _c	R R _x /R _y =0	M _R t-m	R R _x /R _y =0.5	M _R t-m	R R _x /R _y =1	M _R t-m	M _u t-m	CONCLUSIÓN	
			cm	cm																		
C-5	CIMaP.B.	300	75	75	5625	190.00	0.0338	20.59	0.70	688.5	516.4	291.0	0.42	0.320	165.2	0.240	123.9	0.180	92.9	50.3	M _R > M _u ∴ ok	
C-5	P.B.aN-2	300	75	75	5625	128.00	0.0228	20.59	0.47	688.5	516.4	229.0	0.33	0.240	123.9	0.190	98.1	0.150	77.5	60.6	M _R > M _u ∴ ok	
C-5	N-2aN-4	300	75	75	5625	96.00	0.0171	20.59	0.35	688.5	516.4	187.0	0.27	0.210	108.4	0.170	87.8	0.125	64.5	33.9	M _R > M _u ∴ ok	
C-5	N-4aN-6	300	65	65	4225	72.00	0.0170	20.59	0.35	517.1	336.1	145.0	0.28	0.220	74.0	0.172	57.8	0.127	42.7	30.0	M _R > M _u ∴ ok	
C-5	N-6aN-7	300	65	65	4225	72.00	0.0170	20.59	0.35	517.1	336.1	124.0	0.24	0.230	77.3	0.180	60.5	0.135	45.4	27.8	M _R > M _u ∴ ok	
C-5	N-7aAZO	300	55	55	3025	72.00	0.0238	20.59	0.49	370.3	203.6	83.0	0.22	0.275	56.0	0.225	45.8	0.170	34.6	26.4	M _R > M _u ∴ ok	

NOTAS:

p = Porcentaje de acero (A_s/A_g)

f_y = 4200 kg/cm²

f'_c = 204 kg/cm²

f_y/f'_c = 4200/204 = 20.59

F_R = 0.6

d/h = 0.9 parámetro para entrar a los diagramas de interacción

K = Parámetro que esta en función de p y q y se encuentra en los diagramas de interacción

$$R = \frac{M_u}{F_R b t^2 f'_c} \Rightarrow M_u = R F_R b t^2 f'_c$$

M_{uD} = Momento flexionante de diseño máximo afectado por el factor de carga de 1.4 ó 1.1 según sea el caso

TABLA No. 4.2.4
(Revisión de Columnas por Flexión)

TABLA DE MOMENTO ULTIMO EN COLUMNAS; C-6

COLUMNA	TRAMO	MOMENTO-X		MOMENTO-Y		P _u t	SECCION C m		$\frac{\Delta M}{0.05tP_u}$	MTO E+S _x		MTO E+S _y	
		C.V.	SIS.	C.V.	SIS.		M _{ux}	M _{uy}		M _{ux}	M _{uy}		
C-6	CIM a P.B.	1.6	26.6	1.7	37.1	503.0	0.50	0.50	12.6	52.2	17.2	12.7	66.7
C-6	P.B. A N-1	11.7	9.3	0.7	47.5	392.0	0.50	0.50	9.8	36.4	20.4	16.7	76.9
C-6	N-1 a N-4	12.1	12.1	0.2	39.0	357.0	0.50	0.50	8.9	39.8	16.3	18.3	63.7
C-6	N-4 a N-6	12.2	9.8	0.1	34.2	250.0	0.50	0.50	6.3	33.8	14.2	17.5	54.0
C-6	N-6 a N-8	15.3	10.2	0.5	28.0	106.0	0.50	0.50	2.7	33.8	12.1	21.0	42.0
C-6	N-8 a N-9	12.0	7.5	0.1	19.8	71.0	0.50	0.50	1.8	25.5	8.3	16.3	29.3
C-6	N-9 a N-A	12.5	7.1	0.5	15.2	36.0	0.50	0.50	0.9	24.5	6.8	16.7	22.4

MOMENTO E+S_x: $M_{ux} = M_{cvx} + M_{sx} + AM; \times F_c$
 $M_{uy} = M_{cvy} + 0.3M_{sy}; \times F_c$

MOMENTO E+S_y: $M_{ux} = M_{cvx} + 0.3M_{sx}; \times F_c$
 $M_{uy} = M_{cvy} + M_{sy} + AM; \times F_c$

TABLA No 4.2.5
(Momento Flexionante en Columnas)

TABLA DE REVISIÓN DE COLUMNAS POR FLEXIÓN

COLUMNA TIPO	NIVEL	f _c kg/cm ²	SECCION cm		A _g cm ²	A _s cm ²	ρ	f _y /f' _c	q ρ(f _y /f' _c)	F _R bt'f' _c t	F _R bt' ² f' _c t/m ²	P _u t	K P _u /F _R bt'f' _c	R R _x /R _y =0	M _R t-m	R R _x /R _y =0.5	M _R t-m	R R _x /R _y =1	M _R t-m	M _u t-m	CONCLUSIÓN	
C-6	CIaP.B.	300	75	75	5625	319.00	0.0567	20.59	1.17	688.5	516.4	503.0	0.73	0.380	196.2	0.310	160.1	0.230	118.8	66.7	M _R > M _u ∴ ok	
C-6	P.B.aN-1	300	75	75	5625	174.00	0.0309	20.59	0.64	688.5	516.4	392.0	0.57	0.285	147.2	0.220	113.6	0.170	87.8	76.9	M _R > M _u ∴ ok	
C-6	N-1aN-4	300	75	75	5625	160.00	0.0284	20.59	0.59	688.5	516.4	357.0	0.52	0.275	142.0	0.210	108.4	0.160	82.6	63.7	M _R > M _u ∴ ok	
C-6	N-4aN-6	300	65	65	4225	160.00	0.0379	20.59	0.78	517.1	336.1	250.0	0.48	0.330	110.9	0.250	84.0	0.185	62.2	54.0	M _R > M _u ∴ ok	
C-6	N-6aN-8	300	65	65	4225	92.00	0.0218	20.59	0.45	517.1	336.1	106.0	0.20	0.260	87.4	0.210	70.6	0.160	53.8	42.0	M _R > M _u ∴ ok	
C-6	N-8aN-9	300	55	55	3025	92.00	0.0304	20.59	0.63	370.3	203.6	71.0	0.19	0.310	63.1	0.250	50.9	0.180	36.7	29.3	M _R > M _u ∴ ok	
C-6	N-9aAZO	300	55	55	3025	72.00	0.0238	20.59	0.49	370.3	203.6	36.0	0.10	0.280	57.0	0.217	44.2	0.160	32.6	24.5	M _R > M _u ∴ ok	

NOTAS:

ρ = Porcentaje de acero (A_s/A_g)

f_y = 4200 kg/cm²

f'_c = 204 kg/cm²

f_y/f'_c = 4200/204 = 20.59

F_R = 0.6

d/h = 0.9 parámetro para entrar a los diagramas de interacción

K = Parámetro que esta en función de ρ y q y se encuentra en los diagramas de interacción

$$R = \frac{M_u}{F_R b t^2 f'_c} \Rightarrow M_u = R F_R b t^2 f'_c$$

M_{uD} = Momento flexionante de diseño máximo afectado por el factor de carga de 1.4 ó 1.1 según sea el caso

TABLA No. 4.2.6
(Revisión de Columnas por Flexión)

TABLA DE MOMENTO ULTIMO EN COLUMNAS; C-7

COLUMNA	TRAMO	MOMENTO-X		MOMENTO-Y		P _u t	SECCION C		$\frac{\Delta M}{0.05tP_u}$	MTO E+S _x		MTO E+S _y	
		C.V.	SIS.	C.V.	SIS.		m	M _{ux}		M _{uy}	M _{ux}	M _{uy}	
C-7	CIM a P.B.	6.0	29.6	0.7	15.6	555.0	0.50	0.50	13.9	62.6	7.2	18.8	37.5
C-7	P.B. A N-1	0.6	45.6	2.7	13.9	426.0	0.50	0.50	10.7	75.1	8.7	19.5	33.8
C-7	N-1 a N-4	3.1	32.1	1.2	13.9	341.0	0.50	0.50	8.5	56.9	7.1	16.7	29.8
C-7	N-4 a N-6	2.4	25.2	2.6	14.8	169.0	0.50	0.50	4.2	41.9	9.0	13.0	27.9
C-7	N-6 a N-8	2.3	22.6	2.5	14.9	126.0	0.50	0.50	3.2	37.1	8.9	11.9	26.7
C-7	N-8 a N-9	1.9	15.9	2.5	11.3	60.0	0.50	0.50	1.5	25.6	7.4	8.6	19.9
C-7	N-9 a N-A	2.2	13.8	1.6	10.7	40.0	0.50	0.50	1.0	22.5	6.2	8.1	17.6

MOMENTO E+S_x: $M_{ux} = M_{cvx} + M_{sx} + AM; \times F_c$
 $M_{uy} = M_{cvy} + 0.3M_{sy}; \times F_c$

MOMENTO E+S_y: $M_{ux} = M_{cvx} + 0.3M_{sx}; \times F_c$
 $M_{uy} = M_{cvy} + M_{sy} + AM; \times F_c$

TABLA No 4.2.7
(Momento Flexionante en Columnas)

TABLA DE REVISIÓN DE COLUMNAS POR FLEXIÓN

COLUMNA TIPO	NIVEL	f _c kg/cm ²	SECCION cm		A _g cm ²	A _s cm ²	p	f _y /f' _c	q p(f _y /f' _c)	F _R bt'f' _c	F _R bt ² f' _c	P _u t	K	R	M _R	R	M _R	R	M _R	M _u	CONCLUSIÓN
			t	t/m ²						P _u /F _R bt'f' _c	R _x /R _y =0		t-m	R _x /R _y =0.5	t-m	R _x /R _y =1	t-m	t-m			
C-7	CIMaP.B.	300	75	100	7500	319.00	0.0425	20.59	0.88	918.0	688.5	555.0	0.60	0.345	237.5	0.260	179.0	0.200	137.7	62.6	M _R > M _u ∴ ok
C-7	P.B.aN-1	300	75	100	7500	274.00	0.0365	20.59	0.75	918.0	688.5	426.0	0.46	0.325	223.8	0.250	172.1	0.180	123.9	75.1	M _R > M _u ∴ ok
C-7	N-1aN-4	300	75	90	6750	228.00	0.0338	20.59	0.70	826.2	619.7	341.0	0.41	0.315	195.2	0.230	142.5	0.175	108.4	56.9	M _R > M _u ∴ ok
C-7	N-4aN-6	300	65	65	4225	174.00	0.0412	20.59	0.85	517.1	336.1	169.0	0.33	0.300	100.8	0.275	92.4	0.210	70.6	41.9	M _R > M _u ∴ ok
C-7	N-6aN-8	300	65	65	4225	174.00	0.0412	20.59	0.85	517.1	336.1	83.0	0.16	0.400	134.5	0.315	105.9	0.230	77.3	37.1	M _R > M _u ∴ ok
C-7	N-8aN-9	300	55	55	3025	92.00	0.0304	20.59	0.63	370.3	203.6	60.0	0.16	0.315	64.1	0.250	50.9	0.185	37.7	25.6	M _R > M _u ∴ ok
C-7	N-9aAZO	300	55	55	3025	80.00	0.0264	20.59	0.54	370.3	203.6	40.0	0.11	0.255	51.9	0.225	45.8	0.170	34.6	22.5	M _R > M _u ∴ ok

NOTAS:

p = Porcentaje de acero (A_s/A_g)

f_y = 4200 kg/cm²

f'_c = 204 kg/cm²

f_y/f'_c = 4200/204 = 20.59

F_R = 0.6

d/h = 0.9 parámetro para entrar a los diagramas de interacción

K = Parámetro que esta en función de p y q y se encuentra en los diagramas de interacción

$$R = \frac{M_u}{F_R b t^2 f'_c} \Rightarrow M_u = R F_R b t^2 f'_c$$

M_{uD} = Momento flexionante de diseño máximo afectado por el factor de carga de 1.4 ó 1.1 según sea el caso

TABLA No. 4.2.8
(Revisión de Columnas por Flexión)

TABLA DE MOMENTO ULTIMO EN COLUMNAS; C-8

COLUMNA	TRAMO	MOMENTO-X		MOMENTO-Y		P _u t	SECCION C m		$\frac{\Delta M}{0.05tP_u}$	MTO E+S _x		MTO E+S _y	
		C.V.	SIS.	C.V.	SIS.		M _{ux}	M _{uy}		M _{ux}	M _{uy}		
C-8	CIM a P.B.	2.4	47.9	0.1	43.8	855.0	0.50	0.50	21.4	92.0	18.2	22.4	83.8
C-8	P.B. A N-1	2.2	27.6	3.2	41.0	657.0	0.50	0.50	16.4	58.4	20.4	13.8	78.0
C-8	N-1 a N-4	0.3	24.9	3.9	33.0	591.0	0.50	0.50	14.8	50.8	17.9	10.6	65.9
C-8	N-4 a N-6	0.5	20.3	4.5	32.6	393.0	0.50	0.50	9.8	39.3	18.4	8.9	60.6
C-8	N-6 a N-8	0.3	18.3	3.6	19.6	261.0	0.50	0.50	6.5	32.7	12.0	7.9	38.1
C-8	N-8 a N-9	1.4	16.2	2.7	16.0	129.0	0.50	0.50	3.2	27.4	9.6	8.2	28.5
C-8	N-9 a N-A	1.1	13.2	2.9	12.3	60.0	0.50	0.50	1.5	21.0	8.3	6.7	21.8

MOMENTO E+S_x: $M_{ux} = M_{cvx} + M_{sx} + AM; \times F_c$
 $M_{uy} = M_{cvy} + 0.3M_{sy}; \times F_c$

MOMENTO E+S_y: $M_{ux} = M_{cvx} + 0.3M_{sx}; \times F_c$
 $M_{uy} = M_{cvy} + M_{sy} + AM; \times F_c$

TABLA No 4.2.9
(Momento Flexionante en Columnas)

TABLA DE REVISIÓN DE COLUMNAS POR FLEXIÓN

COLUMNA TIPO	NIVEL	f _c kg/cm ²	SECCION cm		A _g cm ²	A _s cm ²	ρ	f _y /f' _c	q ρ(f _y /f' _c)	F _R bt ² f' _c t	F _R bt ² f' _c t ²	P _u t	K P _u /F _R bt ² f' _c	R R _x /R _y =0	M _R t-m	R R _x /R _y =0.5	M _R t-m	R R _x /R _y =1	M _R t-m	M _u t-m	CONCLUSIÓN
C-8	CIMaP.B.	300	75	100	7500	431.00	0.0575	20.59	1.18	918.0	688.5	855.0	0.93	0.360	247.9	0.275	189.3	0.220	151.5	92.0	M _R > M _u ∴ ok
C-8	P.B.aN-1	300	75	100	7500	342.00	0.0456	20.59	0.94	918.0	688.5	657.0	0.72	0.330	227.2	0.250	172.1	0.200	137.7	78.0	M _R > M _u ∴ ok
C-8	N-1aN-4	300	75	90	6750	296.00	0.0439	20.59	0.90	826.2	619.7	591.0	0.72	0.320	198.3	0.250	154.9	0.190	117.7	65.9	M _R > M _u ∴ ok
C-8	N-4aN-6	300	65	65	4225	228.00	0.0540	20.59	1.11	517.1	336.1	393.0	0.76	0.330	110.9	0.280	94.1	0.210	70.6	60.6	M _R > M _u ∴ ok
C-8	N-6aN-8	300	65	65	4225	174.00	0.0412	20.59	0.85	517.1	336.1	261.0	0.50	0.440	147.9	0.325	109.2	0.245	82.4	38.1	M _R > M _u ∴ ok
C-8	N-8aN-9	300	55	55	3025	128.00	0.0423	20.59	0.87	370.3	203.6	129.0	0.35	0.450	91.6	0.325	66.2	0.250	50.9	28.5	M _R > M _u ∴ ok
C-8	N-9aAZO	300	55	55	3025	72.00	0.0238	20.59	0.49	370.3	203.6	60.0	0.16	0.245	49.9	0.220	44.8	0.165	33.6	21.8	M _R > M _u ∴ ok

NOTAS:

ρ = Porcentaje de acero (A_s/A_g)

f_y = 4200 kg/cm²

f'_c = 204 kg/cm²

f_y/f'_c = 4200/204 = 20.59

F_R = 0.6

d/h = 0.9 parámetro para entrar a los diagramas de interacción

K = Parámetro que esta en función de p y q y se encuentra en los diagramas de interacción

$$R = \frac{M_u}{F_R b t^2 f''_c} \Rightarrow M_u = R F_R b t^2 f''_c$$

M_{uD} = Momento flexionante de diseño máximo afectado por el factor de carga de 1.4 ó 1.1 según sea el caso

TABLA No. 4.2.10
(Revisión de Columnas por Flexión)

TABLA DE MOMENTO ULTIMO EN COLUMNAS; C-9

COLUMNA	TRAMO	MOMENTO-X		MOMENTO-Y		P _u t	SECCION C m		$\frac{\Delta M}{0.05tP_u}$	MTO E+S _x		MTO E+S _y	
		C.V.	SIS.	C.V.	SIS.		M _{ux}	M _{uy}		M _{ux}	M _{uy}		
C-9	CIM a P.B.	1.0	33.7	4.0	25.1	594.0	0.50	0.50	14.9	63.8	14.8	15.0	55.2
C-9	P.B. A N-1	5.6	15.4	5.4	17.9	468.0	0.50	0.50	11.7	40.2	13.3	12.5	43.4
C-9	N-1 a N-4	8.0	15.5	8.1	12.7	426.0	0.50	0.50	10.7	41.8	14.1	15.2	38.1
C-9	N-4 a N-6	7.4	13.4	7.4	11.1	216.0	0.50	0.50	5.4	32.5	12.7	13.7	29.3
C-9	N-6 a N-8	7.6	11.9	7.5	9.3	132.0	0.50	0.50	3.3	28.4	12.1	13.3	24.7
C-9	N-8 a N-A	6.6	8.8	6.6	6.9	50.0	0.50	0.50	1.3	20.7	10.1	10.9	18.1

MOMENTO E+S_x : $M_{ux} = M_{cvx} + M_{sx} + AM_i \times F_c$
 $M_{uy} = M_{cvy} + 0.3M_{sy} \times F_c$

MOMENTO E+S_y : $M_{ux} = M_{cvx} + 0.3M_{sx} \times F_c$
 $M_{uy} = M_{cvy} + M_{sy} + AM_i \times F_c$

TABLA No 4.2.11
(Momento Flexionante en Columnas)

TABLA DE REVISIÓN DE COLUMNAS POR FLEXIÓN

COLUMNA TIPO	NIVEL	f'c kg/cm ²	SECCION cm		A _g cm ²	A _s cm ²	ρ	f _y /f'c	q ρ(f _y /f'c)	F _R bt'f'c t	F _R bt' ² f'c U/m ²	P _u t	K P _u /F _R bt'f'c	R R _x /R _y =0	M _R t-m	R R _x /R _y =0.5	M _R t-m	R R _x /R _y =1	M _R t-m	M _u t-m	CONCLUSIÓN	
C-9	CIMaP.B.	300	75	75	5625	319.00	0.0567	20.59	1.17	688.5	516.4	594.0	0.86	0.375	193.6	0.290	149.7	0.220	113.6	63.8	M _R > M _u ∴ ok	
C-9	P.B.aN-1	300	75	75	5625	228.00	0.0405	20.59	0.83	688.5	516.4	468.0	0.68	0.320	165.2	0.250	129.1	0.200	103.3	43.4	M _R > M _u ∴ ok	
C-9	N-1aN-4	300	75	75	5625	174.00	0.0309	20.59	0.64	688.5	516.4	426.0	0.62	0.275	142.0	0.220	113.6	0.170	87.8	41.8	M _R > M _u ∴ ok	
C-9	N-4aN-6	300	65	65	4225	92.00	0.0218	20.59	0.45	517.1	336.1	216.0	0.42	0.245	82.4	0.180	60.5	0.140	47.1	32.5	M _R > M _u ∴ ok	
C-9	N-6aN-8	300	65	65	4225	92.00	0.0218	20.59	0.45	517.1	336.1	132.0	0.26	0.270	90.8	0.215	72.3	0.165	55.5	28.4	M _R > M _u ∴ ok	
C-9	N-8aAZO	300	55	55	3025	80.00	0.0264	20.59	0.54	370.3	203.6	50.0	0.14	0.220	44.8	0.230	46.8	0.175	35.6	20.7	M _R > M _u ∴ ok	

NOTAS:

ρ = Porcentaje de acero (A_s/A_g)

f_y = 4200 kg/cm²

f'c = 204 kg/cm²

f_y/f'c = 4200/204 = 20.59

F_R = 0.6

d/h = 0.9 parámetro para entrar a los diagramas de interacción

K = Parámetro que esta en función de ρ y q y se encuentra en los diagramas de interacción

$$R = \frac{M_u}{F_R b t^2 f'c} \Rightarrow M_u = R F_R b t^2 f'c$$

M_{uD} = Momento flexionante de diseño máximo afectado por el factor de carga de 1.4 ó 1.1 según sea el caso

TABLA No. 4.2.12
(Revisión de Columnas por Flexión)

TABLA DE MOMENTO ULTIMO EN COLUMNAS; C-10

COLUMNA	TRAMO	MOMENTO-X		MOMENTO-Y		P _u t	SECCION C m		$\frac{\Delta M}{0.05tP_u}$	MTO E+S _x		MTO E+S _y	
		C.V.	SIS.	C.V.	SIS.		M _{ux}	M _{uy}		M _{ux}	M _{uy}		
C-10	CIM a P.B.	1.5	26.3	0.5	34.9	380.0	0.50	0.50	9.5	48.3	14.9	12.5	59.0
C-10	P.B. A N-1	13.0	14.0	3.6	27.4	299.0	0.50	0.50	7.5	41.8	15.3	20.1	49.9
C-10	N-1 a N-4	16.0	11.1	12.0	15.7	272.0	0.50	0.50	6.8	40.3	19.7	22.2	42.3
C-10	N-4 a N-6	15.0	11.3	5.6	15.2	191.0	0.50	0.50	4.8	37.3	12.4	21.2	32.3
C-10	N-6 a N-8	14.4	10.1	5.5	10.6	110.0	0.50	0.50	2.8	32.8	10.4	20.0	23.7
C-10	N-8 a N-A	13.6	7.6	4.8	9.3	56.0	0.50	0.50	1.4	27.0	9.1	18.1	19.6

MOMENTO E+S_x: $M_{ux} = M_{cvx} + M_{sx} + AM; \times F_c$
 $M_{uy} = M_{cvy} + 0.3M_{sy}; \times F_c$

MOMENTO E+S_y: $M_{ux} = M_{cvx} + 0.3M_{sx}; \times F_c$
 $M_{uy} = M_{cvy} + M_{sy} + AM; \times F_c$

TABLA No 4.2.13
(Momento Flexionante en Columnas)

TABLA DE REVISIÓN DE COLUMNAS POR FLEXIÓN

COLUMNA TIPO	NIVEL	f _c kg/cm ²	SECCION cm		A _g cm ²	A _s cm ²	ρ	f _y /f' _c	q p(f _y /f' _c)	F _R bt' _c t	F _R bt' ² f' _c t/m ²	P _u t	K P _u /F _R bt' _c	R R _x /R _y =0	M _R t-m	R R _x /R _y =0.5	M _R t-m	R R _x /R _y =1	M _R t-m	M _u t-m	CONCLUSIÓN
C-10	CIMaP.B.	300	75	75	5625	274.00	0.0487	20.59	1.00	688.5	516.4	380.0	0.55	0.380	196.2	0.285	147.2	0.220	113.6	59.0	M _R > M _u ∴ ok
C-10	P.B.aN-1	300	75	75	5625	141.00	0.0251	20.59	0.52	688.5	516.4	299.0	0.43	0.255	131.7	0.200	103.3	0.150	77.5	49.9	M _R > M _u ∴ ok
C-10	N-1aN-4	300	75	75	5625	128.00	0.0228	20.59	0.47	688.5	516.4	272.0	0.40	0.250	129.1	0.190	98.1	0.150	77.5	42.3	M _R > M _u ∴ ok
C-10	N-4aN-6	300	65	65	4225	92.00	0.0218	20.59	0.45	517.1	336.1	191.0	0.37	0.240	80.7	0.190	63.9	0.150	50.4	37.3	M _R > M _u ∴ ok
C-10	N-6aN-8	300	65	65	4225	92.00	0.0218	20.59	0.45	517.1	336.1	110.0	0.21	0.260	87.4	0.215	72.3	0.165	55.5	32.8	M _R > M _u ∴ ok
C-10	N-8aAZO	300	55	55	3025	72.00	0.0238	20.59	0.49	370.3	203.6	56.0	0.15	0.245	49.9	0.220	44.8	0.170	34.6	27.0	M _R > M _u ∴ ok

NOTAS:

- ρ = Porcentaje de acero (A_s/A_g)
 - f_y = 4200 kg/cm²
 - f'_c = 204 kg/cm²
 - f_y/f'_c = 4200/204 = 20.59
 - F_R = 0.6
 - d/h = 0.9 parámetro para entrar a los diagramas de interacción
 - K = Parámetro que esta en función de p y q y se encuentra en los diagramas de interacción
- $$R = \frac{M_u}{F_R b t^2 f''_c} \Rightarrow M_u = R F_R b t^2 f''_c$$

M_{uD} = Momento flexionante de diseño máximo afectado por el factor de carga de 1.4 ó 1.1 según sea el caso

TABLA No. 4.2.14
(Revisión de Columnas por Flexión)

TABLA DE MOMENTO ULTIMO EN COLUMNAS; C-11

COLUMNA	TRAMO	MOMENTO-X		MOMENTO-Y		P _u t	SECCION C m		$\frac{\Delta M}{0.05tP_u}$	MTO E+S _x		MTO E+S _y	
		C.V.	SIS.	C.V.	SIS.		M _{ux}	M _{uy}		M _{ux}	M _{uy}		
C-11	CIM a P.B.	3.8	24.8	0.6	35.8	446.0	0.50	0.50	11.2	50.5	15.4	14.4	62.2
C-11	P.B. A N-1	8.5	17.7	5.1	28.9	353.0	0.50	0.50	8.8	43.4	17.5	16.7	55.1
C-11	N-1 a N-4	8.4	12.1	5.2	21.0	322.0	0.50	0.50	8.1	34.7	14.4	14.2	43.5
C-11	N-4 a N-6	7.9	11.3	4.8	17.5	355.0	0.50	0.50	8.9	34.0	12.5	13.4	39.1
C-11	N-6 a N-8	7.9	10.4	5.1	17.0	167.0	0.50	0.50	4.2	27.6	12.6	13.0	33.6
C-11	N-8 a N-A	7.1	7.9	4.4	11.9	105.0	0.50	0.50	2.6	21.6	9.7	11.1	24.1

MOMENTO E+S_x: $M_{ux} = M_{cvx} + M_{sx} + AM_i \times F_c$
 $M_{uy} = M_{cvy} + 0.3M_{sy} ; \times F_c$

MOMENTO E+S_y: $M_{ux} = M_{cvx} + 0.3M_{sx} ; \times F_c$
 $M_{uy} = M_{cvy} + M_{sy} + AM_i \times F_c$

TABLA No 4.2.15
(Momento Flexionante en Columnas)

TABLA DE REVISIÓN DE COLUMNAS POR FLEXIÓN

COLUMNA TIPO	NIVEL	f _c kg/cm ²	SECCION cm		A _g cm ²	A _s cm ²	ρ	f _y /f' _c	q p(f _y /f' _c)	F _R bt' _c t	F _R bt' ² _c t/m ²	P _u t	K P _u /F _R bt' _c	R R _x /R _y =0	M _R t-m	R R _x /R _y =0.5	M _R t-m	R R _x /R _y =1	M _R t-m	M _u t-m	CONCLUSIÓN
C-11	CIMaP.B.	300	75	75	5625	319.00	0.0567	20.59	1.17	688.5	516.4	446.0	0.65	0.400	206.6	0.310	160.1	0.230	118.8	62.2	M _R > M _u ∴ ok
C-11	P.B.aN-1	300	75	75	5625	274.00	0.0487	20.59	1.00	688.5	516.4	353.0	0.51	0.380	196.2	0.240	123.9	0.220	113.6	55.1	M _R > M _u ∴ ok
C-11	N-1aN-4	300	75	75	5625	228.00	0.0405	20.59	0.83	688.5	516.4	322.0	0.47	0.355	183.3	0.265	136.8	0.200	103.3	43.5	M _R > M _u ∴ ok
C-11	N-4aN-6	300	65	65	4225	174.00	0.0412	20.59	0.85	517.1	336.1	305.0	0.59	0.315	105.9	0.240	80.7	0.185	62.2	39.1	M _R > M _u ∴ ok
C-11	N-6aN-8	300	65	65	4225	160.00	0.0379	20.59	0.78	517.1	336.1	167.0	0.32	0.390	131.1	0.310	104.2	0.280	94.1	33.6	M _R > M _u ∴ ok
C-11	N-8aAZO	300	55	55	3025	92.00	0.0304	20.59	0.63	370.3	203.6	105.0	0.28	0.350	71.3	0.270	55.0	0.210	42.8	24.1	M _R > M _u ∴ ok

NOTAS:

ρ = Porcentaje de acero (A_s/A_g)

f_y = 4200 kg/cm²

f'_c = 204 kg/cm²

f_y/f'_c = 4200/204 = 20.59

F_R = 0.6

d/h = 0.9 parámetro para entrar a los diagramas de interacción

K = Parámetro que esta en función de p y q y se encuentra en los diagramas de interacción

$$R = \frac{M_u}{F_R b t^2 f''_c} \Rightarrow M_u = R F_R b t^2 f''_c$$

M_{uD} = Momento flexionante de diseño máximo afectado por el factor de carga de 1.4 ó 1.1 según sea el caso

TABLA No. 4.2.16
(Revisión de Columnas por Flexión)

4.3. Revisión de Muros de Concreto.

De acuerdo con el inciso 4.5.2 (Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano) de la NTC de Concreto, se determinó la resistencia a cortante y flexión de los muros de concreto según el procedimiento siguiente:

En la revisión de los muros de concreto se tomó en cuenta que la resistencia de diseño debe ser mayor o igual a los efectos de las acciones que intervienen en la combinación de las cargas, que resultaron del análisis estructural, a las cuales se les aplicó su factor de carga correspondiente para cumplir con los requisitos del RCDF y las NTC de Concreto.

En este caso se eligió como ejemplo la revisión del muro de concreto del eje 4, ante los diferentes esfuerzos, ya que es el más crítico.

Revisión del muro de concreto del eje 4 ante cortante:

Se tiene un cortante de sismo; $V_u = 252.7t$

$$V_u = 252.7t \times 1.1 \times 1.25 = 347.5 t$$

Se revisó contra la fuerza cortante de diseño máxima, esto es que el cortante V_u no debe ser mayor que la siguiente expresión:

$$V_{c \max} = 2F_R L t \sqrt{f_c}^*$$

donde:

$$\text{como } H/L > 2.0 \quad H/L = 47.5 \text{ m} / 7.8 \text{ m} = 6.1 > 2.0 \Rightarrow L = 0.8 l$$

$$\text{longitud del muro } L = 7.80 \text{ m}$$

$$L = 0.8 l = 0.8 \times 7.8 \text{ m} = 6.24 \text{ m}$$

$$\text{Espesor del muro; } t = 25 \text{ cm}$$

$$f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c^* = 0.8 \times 300 \text{ kg/cm}^2 = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{c \max} = 2 \times 0.8 \times 624 \text{ cm} \times 25 \text{ cm} \sqrt{240 \text{ kg/cm}^2} = 386679 \text{ kg} = 386.7 \text{ t} > V_u = 347.5 \text{ t} \therefore \text{ok}$$

El muro de concreto del eje 4 cumple con el artículo 193 del RCDF en cuanto a la revisión por cortante.

Se revisó el muro de concreto por cantidad de acero necesario por fuerza cortante:

$$\text{como } H/L > 2.0 \quad H/L = 47.5 \text{ m} / 7.8 \text{ m} = 6.1 > 2.0$$

se aplicará la siguiente expresión:

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30p) \sqrt{f_c^*}$$

Siendo:

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d = 0.8 L = 0.8 \times 7.8 \text{ m} = 6.24 \text{ m} = 624 \text{ cm}$$

$$p_{\min} = 0.002$$

$$F_R = 0.8$$

$$V_{CR} = 0.8 \times 25 \text{ cm} \times 624 \text{ cm} (0.2 + 30 \times 0.002) \sqrt{240} \text{ kg/cm}^2 = 50268 \text{ kg} = 50.3 \text{ t}$$

Se redujo en 30 % cada expresión $h > 70 \text{ cm}$ y $h/b > 6$ por indicación de las NTC de concreto, en su capítulo 2.1.5.

$$V_{CR} = 50.3 \text{ t} \times 0.7 \times 0.7 = 24.6 \text{ t}$$

$$P_h = \frac{A_{vh}}{S_h t} = \frac{V_u - V_{CR}}{F_R f_y dt} \quad \Rightarrow \quad S_h t = \frac{A_{vh} F_R f_y dt}{V_u - V_{CR}} \quad \Rightarrow \quad S_h = \frac{A_{vh} F_R f_y d}{V_u - V_{CR}}$$

Con varillas del # 5, se tendrá una separación de:

$$S_h = \frac{2 \times 1.99 \times 0.8 \times 4.2 \times 624}{333.6 - 24.6} = \frac{8344.6}{309} = 27.0 \text{ cm se colocaron varillas del } \# 5 @ 15 \quad \text{ok}$$

En cuanto a la cantidad de acero en el muro de concreto, se colocó más acero del necesario, por lo que dará mayor seguridad a la estructura.

Las NTC de Concreto, en su capítulo 4.5.2, c), indica que el porcentaje mínimo de refuerzo horizontal y vertical en cada dirección será mayor o igual que 0.0025, con separaciones no mayores de 35 cm, en este caso se colocaron en las dos caras debido a que el espesor del muro es de 25 cm.

Porcentaje de acero horizontal P_h :

$$P_h = \frac{A_{vh}}{S_h t} = \frac{2 \times 1.99 \text{ cm}^2}{15 \text{ cm} \times 25 \text{ cm}} = 0.011$$

$$S_h = \frac{A_{vh}}{p_t} = \frac{2 \times 1.99 \text{ cm}^2}{0.0025 \times 25 \text{ cm}} = 63.7 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \therefore \text{ok}$$

Porcentaje de acero vertical P_v :

$$P_v = 0.0025 + 05 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (P_h - 0.0025)$$

$$P_v = 0.0025 + 05 \left(2.5 - \frac{47.5 \text{ m}}{7.8 \text{ m}} \right) (0.011 - 0.0025) = -1.95 < P_v = 0.0025 \quad \text{ok}$$

En la revisión del muro de concreto del eje 4, en cuanto al porcentaje de refuerzo mínimo en ambas direcciones, se observa que se cumple con el RCDF.

Revisión del muro de concreto reforzado por momento flexionante.

Se tiene el dato del momento de volteo M_u y una carga P_u :

$$M_u = 11008.8 \text{ t-m}$$

$$P_u = 280.0 + 0.25 \times 49.5 \times 2.4 = 309.7 \times 1.1 \times 1.2 = 408.8 \text{ t}$$

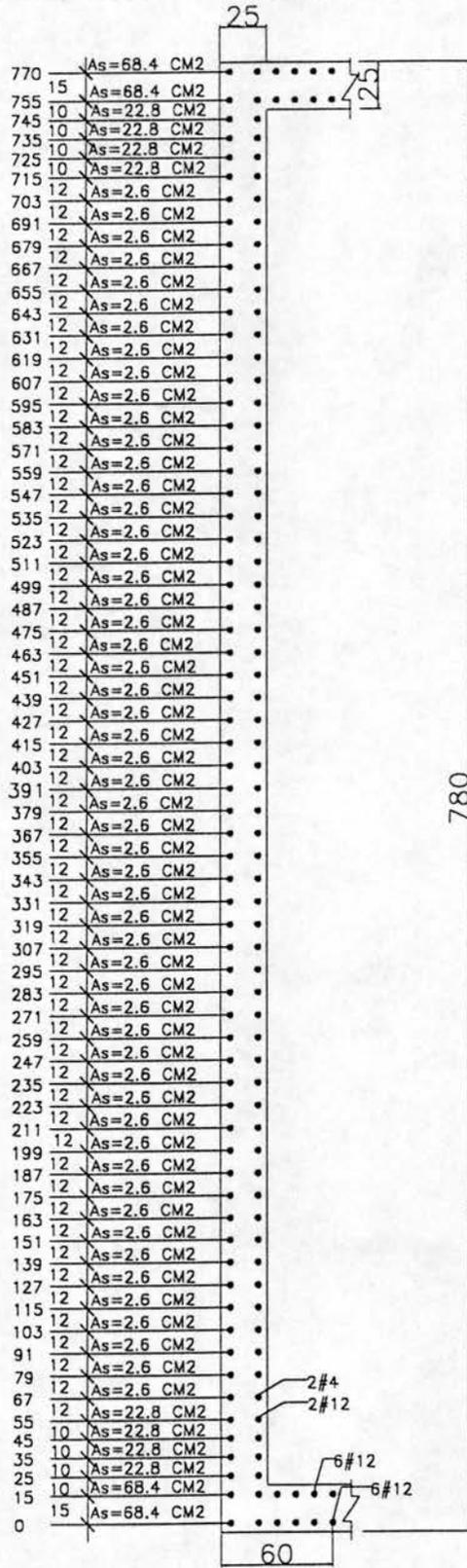
Con los datos que se tienen de la carga $P_u = 408.8 \text{ t}$ y con la sección del muro y su armado (ver sección y armado del muro de concreto del eje 4 en la fig. 4.3.1), se construyó el diagrama de interacción (ver diagrama interacción P_u - M_u del muro de concreto del eje 4 en la fig. 4.3.2), y se entra a la curva P_u - M_u del cual se obtuvo el momento resistente siguiente:

$$M_R = 12,253.0 \text{ t-m} > M_u = 11,008.8 \text{ t-m} \quad \text{ok}$$

Por lo tanto se verifica que los muros de concreto cumplen con los requisitos de estados límite de falla del RCDF.

Con el desarrollo de este ejemplo se determinó que los muros de concreto reforzado cumplen en cuanto a la aplicación de las acciones obtenidas del análisis ya que estas son menores a las que resiste. Se comprobó que también cumple con la cuantía de refuerzo mínimo en ambas direcciones como indican las NTC de Concreto en su artículo 4.5.2.c referente al Refuerzo mínimo ante fuerzas horizontales en su plano.

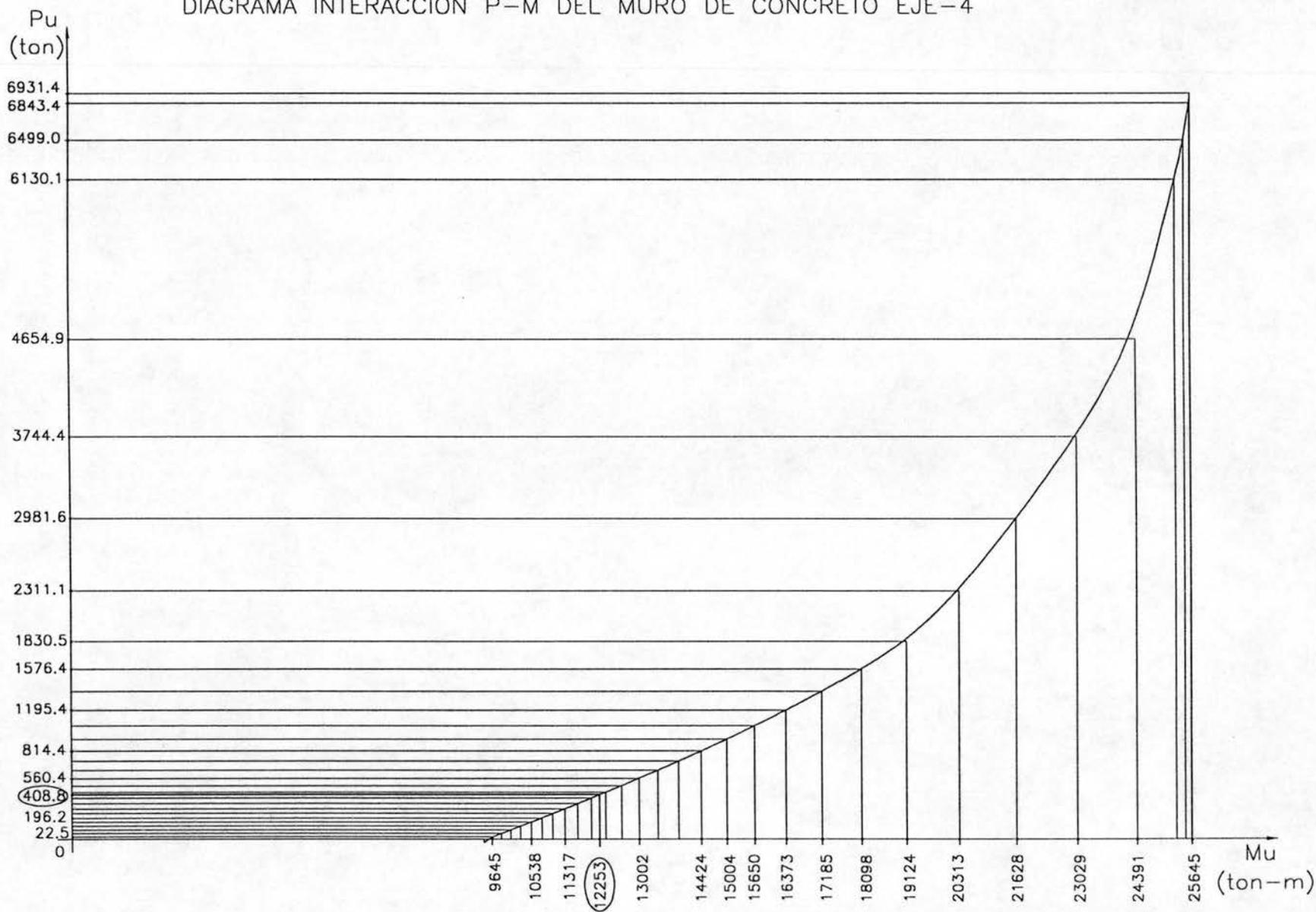
MURO DE CONCRETO EJE 4



(COTAS EN cm)

EDIFICIO PARA OFICINAS		
AV. CONSTITUYENTES No 1154		
MURO DE CONCRETO EJE 4		
DIB: G.S.H. REV: M.A.A.S.	OCT - 86	FIG. No 4.3.1

DIAGRAMA INTERACCION P-M DEL MURO DE CONCRETO EJE-4



EDIFICIO PARA OFICINAS		
AV. CONSTITUYENTES No 1154		
DIAGRAMA DE INTERACCION		
DIB: G.S.H. REV: M.A.A.S	OCT - 86	FIG. No 4.3.2

4.4. Revisión de Nervaduras.

Los elementos estructurales que se revisaron en esta sección son las nervaduras de los ejes centrales de las losas planas y se analizaron como traveses, esta revisión se efectuó para momento flexionante, esfuerzo cortante, y deflexiones.

Las NTC de Concreto en su Capítulo 4.3.1, indica que las nervaduras de las losas aligeradas se revisarán como vigas.

Estas losas se apoyan sobre columnas a través de capiteles.

I. Revisión de Nervaduras por Momento Flexionante.

Para efectuar la revisión de las nervaduras por esfuerzo a flexión se aplicaron las indicaciones de las NTC de Concreto en su Capítulo 2.1.2, en el que se tomó en cuenta el área de refuerzo mínimo y máximo, considerando las condiciones de equilibrio y las hipótesis generales señaladas en el Capítulo 2.1.1.

Para calcular el refuerzo mínimo a tensión, se aplicó la siguiente expresión:

$$A_s \text{ mín} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} bd$$

Para revisar los elementos a flexión que resisten fuerzas sísmicas, el área de acero a tensión es el 75 % de la correspondiente a la falla balanceada. El área máxima de acero a tensión es la que corresponde a la falla balanceada, ya que esta ocurre cuando el acero llega a su esfuerzo de fluencia y simultáneamente el concreto alcanza su deformación máxima, que es de 0.003 a compresión.

El área de acero que corresponde a la falla balanceada es la siguiente:

$$A_s = \frac{f''_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} bd$$

donde:

$$f''_c = 0.85 f^*_c \quad \text{si } f^*_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_c = \left(1.05 - \frac{f^*_c}{1250} \right) f^*_c \quad \text{si } f^*_c > 250 \text{ kg/cm}^2$$

En el desarrollo de estas condiciones de equilibrio y las hipótesis generales se obtienen las siguientes fórmulas para el cálculo de resistencia a flexión M_R , de estas expresiones se debe considerar el factor de resistencia $F_R = 0.9$.

$$M_R = F_R bd^2 f''_c q (1 - 0.5q)$$

ó

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q)$$

Siendo:

b = ancho de la sección

d = peralte efectivo

$$f''_c = \left(1.05 - \frac{f^*_c}{1250} \right) f^*_c \leq 0.85 f^*_c$$

$$q = \frac{p f_y}{f''_c}$$

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

A_s = área de refuerzo a tensión

Para secciones rectangulares con acero a compresión se tiene lo siguiente:

$$M_R = F_R \left[(A_s - A'_s) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d') \right]$$

donde:

$$a = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{f'_c b}$$

A_s = área de acero a tensión

A'_s = área de acero a compresión

d' = distancia que hay del centroide del acero a compresión y la fibra extrema a compresión

La fórmula anterior es valida solo si el acero de compresión fluye cuando se alcanza la resistencia de la sección, esto se cumple si:

$$A_s \leq \frac{f'_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} b' d + A_{sp}$$

Teniendo en cuenta estos requisitos, indicados en las NTC de Concreto, se procede a la revisión de nervaduras por flexión.

Para escoger un ejemplo representativo se elegirá la nervadura del eje 4 que se encuentra entre los niveles 1, 2 y 3, y se consideró el claro que cuenta con los mayores esfuerzos, que son los más críticos.

En esta revisión se determinó el momento resistente de las nervaduras en su lecho superior, el cual se obtuvo en función a su dimensión y refuerzo existente, se comparo con los elementos mecánicos obtenidos del análisis estructural, del cual rige la combinación de la carga muerta más la carga viva de diseño y la carga accidental de sismo.

Como primer paso se determinó el ancho de la franja central, tomando en cuenta el artículo 6.3 de las NTC de Concreto, donde se indica que el ancho efectivo de losa será igual a $c_2 + 3h$, en la que c_2 es el ancho de la columna y h es el espesor de la losa, con lo que se tienen los siguientes datos:

$$c_2 = 75 \text{ cm}$$

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

$$3h = 3 \times 45 \text{ cm} = 135 \text{ cm}$$

$c_2 + 3h = 75 \text{ cm} + 135 \text{ cm} = 210 \text{ cm}$, en este ancho se encuentran tres nervaduras; la central N-18 de 55 cm y dos laterales de 14 cm la N-17 y N-19.

El área de acero en el lecho superior es el siguiente:

$$\begin{array}{r} \text{N-18 (2 vars. \# 8, más 5 vars. \# 10):} \\ 2\#8 = 2 \times 5 = 10 \text{ cm}^2 \\ 5\#10 = 5 \times 8 = 40 \text{ cm}^2 \\ \hline 50 \text{ cm}^2 \end{array}$$

$$\begin{array}{r} \text{N-17 y 19 (4 vars. \# 4, más 2 vars. \# 5):} \\ 4\#4 = 4 \times 1.27 = 5.1 \text{ cm}^2 \\ 2\#5 = 2 \times 2 = 4.0 \text{ cm}^2 \\ \hline 9.1 \text{ cm}^2 \\ \times 2 \\ \hline 18.2 \text{ cm}^2 \end{array}$$

$$\text{Se tiene un área total } A_s = 50.0 \text{ cm}^2 + 18.2 \text{ cm}^2 = 68.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Peralte total } H = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Ancho total } b = 55 \text{ cm} + 14 \text{ cm} + 14 \text{ cm} = 83 \text{ cm}$$

$$f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ cm}^2$$

$$d = 40 \text{ cm}$$

Se determinan los parámetros de acero:

Acero mínimo

$$A_s \text{ mín} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} bd = \frac{0.7 \sqrt{300 \text{kg/cm}^2}}{4200 \text{kg/cm}^2} bd = 0.0029bd$$

El acero máximo será el 75 % de la falla balanceada, que se obtiene de la siguiente manera:

$$f^*_c = 0.8 f'_c \text{ (ya que se utilizó concreto tipo 1)}$$

$$f^*_c = 0.8 \times 300 \text{ kg/cm}^2 = 240 \text{ kg/cm}^2, \text{ si } f^*_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow f''_c = 0.85 f^*_c$$

$$f'_c = 0.85 f^*_c = 0.85 \times 240 \text{ kg/cm}^2 = 204 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s \text{ máx} = \frac{f''_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} bd = \frac{204}{4200} \frac{4800}{4200 + 6000} bd = 0.049 \times 0.047bd = 0.023bd$$

$$A_s \text{ máx} = 0.75 \times 0.023 = 0.017bd$$

Se determina el porcentaje de acero en base a la sección y cantidad de acero de las nervaduras:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{68.2}{83 \times 40} = 0.021 \geq 0.017$$

Se observa que el porcentaje de acero rebasa el máximo, por lo que se procede a revisar el elemento en función a la cantidad de acero por falla balanceada:

$$q = \rho \frac{f_y}{f''_c} = 0.017 \frac{4200}{204} = 0.35$$

$$M_R = F_R bd^2 f''_c q (1 - 0.5q) \Rightarrow \frac{M_R}{bd^2} = F_R f''_c q (1 - 0.5q) = 0.9 \times 204 \times 0.35 (1 - 0.5 \times 0.35) = \\ = 64.26(0.825) = 53.0$$

$$M_{R1} = 53 \times 83 \times 40^2 = 7038400 \text{ kg-cm} = 70.4 \text{ t-m}$$

La cantidad de acero máximo en este elemento que forma parte de la combinación de cargas que resiste fuerzas sísmicas es la siguiente:

$$A_s = 0.017 \times 83 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} = 56.4 \text{ cm}^2$$

Esta área se resta al total de las nervaduras obteniéndose el área de acero a compresión.

$$A'_s = 68.2 \text{ cm}^2 - 56.4 \text{ cm}^2 = 11.8 \text{ cm}^2$$

En función a la participación del área de acero a compresión se calcula el momento resistente (M_{R2}) elásticamente, donde $F_R = 0.9$ y $d' = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$:

$$\begin{aligned} M_{R2} &= A'_s F_R f_y d' = 11.6 \text{ cm}^2 \times 0.9 \times 4200 \text{ kg/cm}^2 \times 35 \text{ cm} = 1534680 \text{ kg-m} = \\ &= 15.3 \text{ t-m} \end{aligned}$$

Con la obtención de estos resultados se suman los momentos para tener el momento resistente total:

$$M_R = M_{R1} + M_{R2} = 70.4 \text{ t-m} + 15.3 \text{ t-m} = 85.7 \text{ t-m}$$

Los elementos mecánicos que se obtuvieron del análisis en esta sección de la estructura son los siguientes:

Por carga viva, multiplicando por su factor de carga de 1.4, se tiene:

$$M_{cv} = 28.8 \text{ t-m} ; \times 1.4 = 40.3 \text{ t-m}$$

El momento flexionante que se obtuvo por sismo, se incrementó en 25 % debido a que es un edificio que presenta condiciones de irregularidad:

$$M_{\text{sis}} = 23.2 \text{ t-m} \times 1.25 = 29.0 \text{ t-m}$$

De la suma de los esfuerzos ante carga vertical más sismo multiplicado por su factor de carga correspondiente, que es de 1.1, se obtiene el esfuerzo último:

$$M_u = 28.8 \text{ t-m} + 29.0 \text{ t-m} = 57.8 \text{ t-m} \times 1.1 = 63.6 \text{ t-m}$$

Rige esta combinación de esfuerzos, ya que resultó ser mayor, el cual se comparó con el esfuerzo resistente que resultó de la revisión de las nervaduras centrales:

$$M_R = 85.7 \text{ t-m} > M_u = 63.6 \text{ t-m} \quad \text{ok}$$

El momento resistente en el lecho superior es mayor que el actuante, por lo tanto este elemento estructural cumple con los requisitos del artículo 193 del RCDF.

A continuación se revisó la nervadura en su lecho inferior para momento flexionante positivo, al centro del claro y aplicando el mismo criterio del ejemplo anterior en la misma nervadura del eje 4.

El área de acero en el lecho inferior es el siguiente:

$$\text{N-18 (5 vars. \# 8):} \quad 5\#8 = 5 \times 5 = 25 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{N-17 y 19 (2 vars. \# 4, más 1 vars. \# 5):} & 2\#4 = 2 \times 1.27 = 2.54 \text{ cm}^2 \\ & 1\#5 = 1 \times 2 = \underline{2.0} \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\frac{4.54 \text{ cm}^2}{\times 2} = 9.1 \text{ cm}^2$$

Se tiene un área total $A_s = 25 \text{ cm}^2 + 9.1 \text{ cm}^2 = 34.1 \text{ cm}^2$

Peralte total $H = 45 \text{ cm}$

Ancho total $b = 55 \text{ cm} + 14 \text{ cm} + 14 \text{ cm} = 83 \text{ cm}$

$f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$d = 40 \text{ cm}$

Se determinan los parámetros de acero:

Acero mínimo

$$A_s \text{ mín} = \frac{0.7 f'_c}{f_y} bd = \frac{0.7 \cdot 300 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} bd = 0.0029bd$$

El acero máximo será el 75 % de la falla balanceada:

$$A_s \text{ máx} = \frac{f'_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} bd = \frac{204}{4200} \frac{4800}{4200 + 6000} bd = 0.049 \times 0.047bd = 0.023bd$$

$$A_s \text{ máx} = 0.75 \times 0.023 = 0.017$$

El porcentaje de acero en base a la sección y cantidad de acero de la nervadura es el siguiente:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{34.1 \text{ cm}^2}{83 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}} = 0.0102 < 0.017$$

Se observa que el porcentaje de acero es menor al porcentaje de acero máximo, por lo que se procede a revisar el elemento con el siguiente criterio:

$$q = \rho \frac{f_y}{f'_c} = 0.0102 \frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{204 \text{ kg/cm}^2} = 0.21$$

$$M_R = F_R b d^2 f'_c q (1 - 0.5q) \Rightarrow \frac{M_R}{b d^2} = F_R f'_c q (1 - 0.5q) = 0.9 \times 204 \times 0.21 (1 - 0.5 \times 0.21) =$$

$$= 38.56 (0.895) = 34.5$$

$$M_R = 34.5 \times 83 \times 40^2 = 4581600 \text{ kg-cm} = 45.8 \text{ t-m}$$

El momento flexionante máximo que se obtuvo, es debido a la carga vertical, por lo que se aplicó un factor de carga de 1.4:

$$M_u = 8.6 \text{ t-m} \times 1.4 = 12.0 \text{ t-m} < M_R = 45.8 \text{ t-m} \quad \text{ok}$$

El momento resistente en el centro del claro es mayor que el actuante, por lo tanto se cumple con las indicaciones del RCDF, en su artículo 193.

Al final de este capítulo se presentan las tablas de revisión de nervaduras por flexión, donde se incluyen las que cuentan con los elementos mecánicos más elevados y se observa que en todos los casos el momento resistente es mayor que el momento último, por lo que en todas las nervaduras se cumplió con el artículo 193 del RCDF, en cuanto a los esfuerzos por flexión (ver tablas de revisión de nervaduras por momento flexionante en figs. 4.4.1, 4.4.2, 4.4.3, 4.4.4 y 4.4.5).

II. Revisión de Nervaduras por Fuerza Cortante.

Para la aplicación de las expresiones de las NTC de Concreto, en su capítulo 2.1.5, el cual nos indica que para obtener la fuerza cortante que toma el concreto (V_{cR}), deberá revisarse que la sección transversal, h , paralela al cortante, no sea mayor que 70 cm y que la relación entre el peralte total y el ancho de la viga (h/b) no exceda de 6, ya que por cada una de estas condiciones que no se cumplan se reducirá V_{cR} en 30 %. En nuestra revisión no se aplicaron estas reducciones ya que el peralte de la losa (h) es de 45 cm < 70 cm y el ancho de la nervadura central (b) es de 55 cm, con lo que se tiene la relación $h/b = 45/55 = 0.8 < 6$.

Para las vigas, en este caso nervaduras con relación claro a peralte total $L/h \geq 5$, que es el caso de las nervaduras en estudio, la fuerza cortante que tomará el concreto se calculó con el siguiente criterio:

$$\text{Si } p < 0.01 \quad V_{cR} = F_R b d (0.2 + 30p) \sqrt{f'_c}$$

$$\text{Si } p \geq 0.01 \quad V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f'_c}$$

En las nervaduras se suministró un refuerzo mínimo por tensión diagonal (estribos), cuando la fuerza cortante de diseño, V_v , sea menor que V_{cR} . Los estribos deben cumplir con los requisitos indicados por las NTC de Concreto, en lo referente a marcos dúctiles, los cuales se indican a continuación:

- Diámetro mínimo de las varillas corrugadas de 7.9 mm (# 2.5), si se cumple
- Concreto $f'_c \geq 200 \text{ kg/cm}^2$, este proyecto utilizó de 300 kg/cm^2
- Acero grado no mayor que 42 (4200 kg/cm^2), si se cumple

- Los estribos son cerrado, de una pieza y rematan en una esquina con dobleces de 135°, seguidos de tramos rectos por lo menos de 10 diámetros de largo, si se cumple con estos requisitos

De la inspección de los elementos estructurales, así como, en los detalles constructivos indicados en el proyecto estructural, se comprobó que si se cumple con estos requisitos de las NTC de Concreto como se puede comprobar en planos estructurales del Apéndice A.

Cuando se aplique el refuerzo mínimo por tensión diagonal, así como, en el caso en que V_v , sea menor que V_{CR} , será necesario aplicar refuerzo por tensión diagonal, por medio de la siguiente expresión:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen} \theta + \text{cos} \theta)}{V_v - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5b}$$

s = separación de refuerzo por tensión diagonal (cm)

A_v = área transversal del refuerzo por tensión diagonal (cm²)

θ = ángulo que forma el refuerzo por tensión diagonal con el eje de la pieza.

V_v y V_{CR} en kg

b y d en cm.

Se deberá cumplir que:

$$V_v \leq 2F_R b d f_c^*$$

Revisión de Nervaduras por Fuerza Cortante de los Niveles tipo (1,2 y 3)

Se revisaron las nervaduras en la condición más desfavorable donde se localizaron los esfuerzos cortantes más críticos, se tomó como ejemplo la nervadura del eje 4 que se encuentra entre los niveles 1, 2 y 3:

Los elementos mecánicos que se obtuvieron del análisis en esta sección son los siguientes:

Por carga viva, multiplicando por su factor de carga de 1.4:

$$V_{cv} = 16.2 \text{ t} \times 1.4 = 22.7 \text{ t}$$

Por sismo, se incrementará en 25 % debido a que es un edificio que presenta condiciones de irregularidad:

$$V_{sis} = 6.8 \text{ t} \times 1.25 = 8.5 \text{ t}$$

De la suma de estos esfuerzos carga vertical más sismo multiplicado por el factor de carga de 1.1, se obtiene el esfuerzo último:

$$V_u = 16.2 \text{ t} + 8.5 \text{ t} = 24.7 \text{ t} \times 1.1 = 27.1 \text{ t} \Rightarrow \text{Rige esta combinación de cargas}$$

Se calculará la fuerza cortante que resisten las nervaduras con la siguiente fórmula:

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30p) \sqrt{f^* c}$$

Considerándose; $F_R = 0.8$

Los datos de las nervaduras 17 y 19 son los siguientes:

$$b = 14 \text{ cm}$$

El área de acero corrido en el lecho superior de 2 varillas # 4, de 2.54 cm^2

Estribos # 2.5 a cada 10 cm

Se calcula el porcentaje de acero:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{2.54 \text{ cm}^2}{14 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}} = 0.0045$$

$$V_{cR} = 0.8 \times 14 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} (0.2 + 30 \times 0.0045) \times 240 \text{ kg/cm}^2 = 2325.0 \text{ kg} = 2.3 \text{ t}$$

La separación de estribos del # 2.5, se calcula de la siguiente manera:

$$s_{\# 2.5} = \frac{F_R A_v f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_v - V_{cR}} = \frac{0.8 \times 0.49 \times 2 \times 4200 \times 40}{V_v - V_{cR}} = \frac{131712 \text{ kg}}{V_v - V_{cR}} = \frac{131.7 \text{ t}}{V_v - V_{cR}}$$

Se considera que $V_v = V_{cR}$ y que los estribos están separados a cada 10 cm. A continuación se procede a despejar el cortante resistente V_R .

$$V_R = \frac{131.7}{10} + V_{cR} = 13.2 + 2.3 = 15.5 \text{ t}$$

Los datos de las nervaduras 18 son:

$$b = 55 \text{ cm}$$

Área de acero corrido en el lecho superior de 3 varillas # 10, de 24.0 cm^2

Estribos # 2.5 a cada 10 cm

Se considera el porcentaje de acero:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{24.0\text{cm}^2}{55\text{cm} \times 40\text{cm}} = 0.011$$

$$V_{cR} = 0.8 \times 55 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} (0.2 + 30 \times 0.011) \times 240 \text{ kg/cm}^2 = 14451.0 \text{ kg} = 14.5 \text{ t}$$

$$s \# 2.5 = \frac{F_R A_v f_y d (\sin\theta + \cos\theta)}{V_v - V_{cR}} = \frac{0.8 \times 0.49 \times 2 \times 4200 \times 40}{V_v - V_{cR}} = \frac{131712 \text{ kg}}{V_v - V_{cR}} = \frac{131.7 \text{ t}}{V_v - V_{cR}}$$

$$V_R = \frac{131.7}{10} + V_{cR} = 13.2 + 14.5 = 27.7 \text{ t}$$

Sumando el cortante resistente de las nervaduras 17, 18 y 19 se tendrá el V_R total:

$$V_R = 15.5 \text{ t} + 27.7 \text{ t} + 15.5 \text{ t} = 58.7 \text{ t} > V_v = 27.1 \text{ t} \quad \text{ok}$$

El cortante resistente de las nervaduras resulto ser mayor que el actuante por lo tanto se cumple con el artículo 193 del RCDF.

III. Revisión de Nervaduras por Deflexión

La revisión de las dimensiones de los elementos de concreto reforzado, deben ser suficientes para que las deflexiones que sufran bajo condiciones de servicio o trabajo, se mantengan dentro de los límites especificados en el título VI del RCDF.

Es muy importante la limitación de las deflexiones por dos aspectos importantes:

- a. Las deflexiones excesivas de un miembro pueden producir daños en otros elementos estructurales, o más frecuentemente, en elementos no estructurales, tales como muros divisorios, o la acumulación de agua en azoteas.

- b. En ocasiones la respuesta humana ante deflexiones excesivas no son toleradas, ya que producen una sensación de inseguridad, o por razones estéticas.

Según las NTC de Concreto en su capítulo 2.2.2, indica que cuando aparezcan las deflexiones inmediatas al aplicar la carga, estas se calcularán con las fórmulas para determinar deflexiones elásticas. Para elementos estructurales de concreto de peso normal se calcularán con el modulo de elasticidad indicados en las NTC de Concreto en su capítulo 1.4.1d, así como con el momento de inercia de la sección transformada agrietada.

Para el cálculo de las deflexiones diferidas, se consideró la deflexión adicional que ocurra a largo plazo en elementos de concreto normal clase 1, que estén sujetos a flexión. Esto se obtiene multiplicando la flecha inmediata para carga sostenida, por el siguiente factor de carga:

$$\delta = \frac{2}{1 + 50p'}$$

donde:

p' es la cantidad de acero a compresión (A'_s/bd)

La deflexión total se obtiene sumando la flecha inmediata más la diferida.

Para la revisión por deflexión en el centro del claro de la nervadura, se consideran los efectos a largo plazo, que es igual al claro entre 240 (en cm) más 0.5 cm, indicados en el artículo 184 del RCDF. Esta revisión del estado límite de desplazamientos se cumple si no se exceden estos valores.

En nuestro caso se consideró un ejemplo el cual se idealizó la condición de apoyos de una nervadura que forman marco entre los apoyos de un muro de

concreto (empotrada) y una columna (apoyo libre), se hacen las siguientes consideraciones, para revisar por flexión:

Sección de nervaduras $b = 83 \text{ cm}$, $h = 45 \text{ cm}$

Área de acero a compresión (A'_s):

$$\text{Nervaduras N-17 y 19; } 4 \# 4 = 4 \times 1.27 = 5.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{N-19; } 3 \# 10 = 3 \times 5.0 = \underline{15.0 \text{ cm}^2}$$

$$20.1 \text{ cm}^2$$

Carga muerta mas carga viva, $\omega = 3.9 \text{ t/m} = 39 \text{ kg/cm}$

$$E = 14000 \quad f'_c = 14000 \times 300 \text{ kg/cm}^2 = 242487 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{bd^3}{12} \times 0.5 = \frac{83\text{cm}(45\text{cm})^3}{12} \times 0.5 = 3.15 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

Para la deflexión diferida, se multiplicó la flecha inmediata por el siguiente factor:

$$p' = \frac{A'_s}{bd} = \frac{20.1\text{cm}^2}{83\text{cm} \times 40\text{cm}} = 0.006$$

$$\delta = \frac{2}{1 + 50p'} = \frac{2}{1 + 50(0.006)} = 1.54$$

Se calculó la deflexión inmediata de la siguiente manera:

$$\Delta = \frac{\omega l^4}{185EI} = \frac{39 \times 784^4}{185EI} = 1.04$$

En el siguiente paso se obtuvo la deflexión diferida multiplicando la flecha inmediata por el factor obtenido en función a la cantidad de acero a compresión.

$$\Delta = 1.04 \text{ cm} \times 1.54 = 1.6 \text{ cm}$$

Esta deflexión se compara con la flecha permisible indicada por el RCDF

$$\Delta_{\text{perm}} = \frac{l}{240} + 0.5 = \frac{780\text{cm}}{240} + 0.5 = 3.8 \text{ cm} > \Delta = 1.6 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

La deflexión total es menor que la permisible por lo tanto se cumple con el artículo 193 del RCDF, ya que no rebasa este estado límite de servicio.

Para la revisión por desplazamientos verticales (deflexiones) en las nervaduras se consideró el caso más desfavorable, el cual consistió en idealizar que la nervadura esta apoyada libremente y resistió la misma carga con el mismo claro del ejemplo anterior:

- Para este caso se considera el mismo material y la misma sección del ejemplo anterior, por lo que se tendrán los siguientes datos:

Carga muerta mas carga viva, $\omega = 3.9 \text{ t/m} = 39 \text{ kg/cm}$

$E = 242487 \text{ kg/cm}^2$

$I = 3.15 \times 10^5 \text{ cm}^4$

$$\Delta = \frac{5\omega l^4}{384EI} = \frac{5 \times 39 \times 784^4}{384EI} = 2.51 \times 1.54 = 3.86 \cong \Delta_{\text{perm}} = 3.8 \quad \text{ok}$$

Por lo tanto todas las nervaduras cumplen con los estados límite de servicio del RCDF, dado que las deflexiones son menores a las permisibles.

En las tablas 4.4.1 a la 4.4.5, se incluyen los resultados de revisión de las nervaduras principales de la estructura donde se concluye que se cumple con los requisitos de seguridad y estados límite de falla, que indica el RCDF.

REVISIÓN DE MOMENTO RESISTENTE EN NERVADURAS NIVELES 1, 2 Y 3

EJE	APOYO	LECHO	A_s cm ²	b cm	p A_s/bd^2	q pfy/f'c	$M_{R0}=qbd^2$ t-m	$p=0.75p_{m\acute{a}x}$ M_R/bd^2	$M_{R1}=53bd^2$ t-m	$A_{s1}=0.017bd$ cm ²	$A_T=A_s-A_{s1}$ cm ²	$M_{R2}=A_T F_R f_y d'$ t-m	$M_{RT}=M_{R1}+M_{R2}$ t-m	M_u t-m	CONCLUSION
5	A' y B	Superior	71.4	85	0.021			53.0	72.1	57.8	13.6	18.0	90.1	51.9	$M_R > M_u \therefore ok$
5	A' y B	Inferior	41.0	85	0.012	0.248	54.3							4.2	$M_R > M_u \therefore ok$
5	C, D y E	Superior	77.4	85	0.023			53.0	72.1	57.8	19.6	25.9	98.0	62.7	$M_R > M_u \therefore ok$
5	C, D y E	Inferior	37.5	85	0.011	0.227	50.3							27.2	$M_R > M_u \therefore ok$
4	A', B, E y F	Superior	68.0	83	0.020			53.0	70.4	56.4	11.6	15.3	85.7	65.1	$M_R > M_u \therefore ok$
4	A', B, E y F	Inferior	34.0	83	0.010	0.211	46.0							12.0	$M_R > M_u \therefore ok$
4	C y D	Superior	69.0	69	0.025			53.0	58.5	46.9	22.1	29.2	87.7	59.5	$M_R > M_u \therefore ok$
4	C y D	Inferior	24.5	69	0.009	0.183	33.7							11.9	$M_R > M_u \therefore ok$
3	A', B, E y F	Superior	68.0	83	0.020			53.0	70.4	56.4	11.6	15.3	85.7	51.5	$M_R > M_u \therefore ok$
3	A', B, E y F	Inferior	34.0	83	0.010	0.211	46.0							9.2	$M_R > M_u \therefore ok$
3	C y D	Superior	68.0	69	0.025			53.0	58.5	46.9	21.1	27.9	86.4	46.2	$M_R > M_u \therefore ok$
3	C y D	Inferior	34.0	69	0.012	0.254	44.9							8.4	$M_R > M_u \therefore ok$
2	D y E	Superior	84.0	85	0.025			53.0	72.1	57.8	26.2	34.7	106.7	48.2	$M_R > M_u \therefore ok$
2	D y E	Inferior	41.0	85	0.012	0.248	54.3							5.9	$M_R > M_u \therefore ok$
A'	3, 4 y 5	Superior	83.4	85	0.025			53.0	72.1	57.8	25.6	33.9	105.9	63.1	$M_R > M_u \therefore ok$
A'	3, 4 y 5	Inferior	41.0	85	0.012	0.248	54.3							5.3	$M_R > M_u \therefore ok$
B	2, 3, 4 y 5	Superior	68.0	83	0.020			53.0	70.4	56.4	11.6	15.3	85.7	59.3	$M_R > M_u \therefore ok$
B	2, 3, 4 y 5	Inferior	34.0	83	0.010	0.211	46.0							6.3	$M_R > M_u \therefore ok$
C	4 y 5	Superior	68.0	83	0.020			53.0	70.4	56.4	11.6	15.3	85.7	59.0	$M_R > M_u \therefore ok$
C	4 y 5	Inferior	29.1	83	0.009	0.180	40.0							6.4	$M_R > M_u \therefore ok$
D	2 y 3	Superior	92.4	83	0.028			53.0	70.4	56.4	36.0	47.6	118.0	51.4	$M_R > M_u \therefore ok$
D	2 y 3	Inferior	53.2	83	0.016	0.330	67.2							9.4	$M_R > M_u \therefore ok$
D	4, 5 y 6	Superior	69.2	83	0.021			53.0	70.4	56.4	12.8	16.9	87.3	49.2	$M_R > M_u \therefore ok$
D	4, 5 y 6	Inferior	38.1	83	0.011	0.236	50.8							9.5	$M_R > M_u \therefore ok$
N-81*	E y F	Superior	56.0	80	0.018	0.360	69.4							36.7	$M_R > M_u \therefore ok$
N-81*	E y F	Inferior	25.0	80	0.008	0.161	34.8							7.0	$M_R > M_u \therefore ok$
N-82*	D, E y F	Superior	56.0	80	0.018	0.360	69.4							48.6	$M_R > M_u \therefore ok$
N-82*	D, E y F	Inferior	41.0	80	0.013	0.264	53.8							16.4	$M_R > M_u \therefore ok$
N-83*	C y D	Superior	56.0	80	0.018	0.360	69.4							36.6	$M_R > M_u \therefore ok$
N-83*	C y D	Inferior	40.0	80	0.013	0.257	52.7							7.9	$M_R > M_u \therefore ok$
N-84*	A' y B	Superior	56.0	80	0.018	0.360	69.4							61.3	$M_R > M_u \therefore ok$
N-84*	A' y B	Inferior	41.0	80	0.013	0.264	53.8							17.1	$M_R > M_u \therefore ok$
N-85*	B y C	Superior	64.0	80	0.020			53.0	67.8	54.4	9.6	12.7	80.5	46.7	$M_R > M_u \therefore ok$
N-85*	B y C	Inferior	48.0	80	0.015	0.309	61.4							15.5	$M_R > M_u \therefore ok$

* Los ejes N-X son Nervaduras en ejes diagonales

REVISIÓN DE MOMENTO RESISTENTE EN NERVADURAS

NIVELES 4, 5, 6, y 7

EJE	APOYO	LECHO	A_s cm ²	b cm	ρ A_s/bd^2	q pfy/f'c	$M_{R0}=qbd^2$ t-m	$\rho=0.75\rho_{m\acute{a}x}$ M_R/bd^2	$M_{R1}=53bd^2$ t-m	$A_{s1}=0.017bd$ cm ²	$A_T=A_s-A_{s1}$ cm ²	$M_{R2}=A_T F_R f_y d'$ t-m	$M_{RT}=M_{R1}+M_{R2}$ t-m	M_u t-m	CONCLUSION
5	A' y B	Superior	68.5	85	0.020			53.0	72.1	57.8	10.7	14.2	86.2	49.0	$M_R > M_u \therefore ok$
5	A' y B	Inferior	33.1	85	0.010	0.200	45.0							5.5	$M_R > M_u \therefore ok$
5	C, D y E	Superior	63.6	85	0.019			53.0	72.1	57.8	5.8	7.7	79.8	56.6	$M_R > M_u \therefore ok$
5	C, D y E	Inferior	31.1	85	0.009	0.188	42.6							27.7	$M_R > M_u \therefore ok$
4	A', B, E y F	Superior	61.2	83	0.018			53.0	70.4	56.4	4.8	6.3	76.7	64.3	$M_R > M_u \therefore ok$
4	A', B, E y F	Inferior	27.6	83	0.008	0.171	38.2							12.2	$M_R > M_u \therefore ok$
4	C y D	Superior	53.6	83	0.016	0.332	67.6							61.0	$M_R > M_u \therefore ok$
4	C y D	Inferior	23.8	83	0.007	0.148	33.3							11.8	$M_R > M_u \therefore ok$
3	A', B, E y F	Superior	59.2	83	0.018			53.0	70.4	56.4	2.8	3.7	74.0	49.7	$M_R > M_u \therefore ok$
3	A', B, E y F	Inferior	27.6	83	0.008	0.171	38.2							8.7	$M_R > M_u \therefore ok$
3	C y D	Superior	54.2	83	0.016	0.336	68.2							46.6	$M_R > M_u \therefore ok$
3	C y D	Inferior	33.8	83	0.010	0.210	45.7							8.4	$M_R > M_u \therefore ok$
2	D y E	Superior	63.2	85	0.019			53.0	72.1	57.8	5.4	7.1	79.2	48.2	$M_R > M_u \therefore ok$
2	D y E	Inferior	37.0	85	0.011	0.224	49.7							6.0	$M_R > M_u \therefore ok$
A'	3, 4 y 5	Superior	73.5	85	0.022			53.0	72.1	57.8	15.7	20.8	92.9	64.5	$M_R > M_u \therefore ok$
A'	3, 4 y 5	Inferior	38.1	85	0.011	0.231	51.0							5.6	$M_R > M_u \therefore ok$
B	2, 3, 4 y 5	Superior	61.2	83	0.018			53.0	70.4	56.4	4.8	6.3	76.7	51.3	$M_R > M_u \therefore ok$
B	2, 3, 4 y 5	Inferior	29.1	83	0.009	0.180	40.0							6.3	$M_R > M_u \therefore ok$
C	4 y 5	Superior	60.9	83	0.018			53.0	70.4	56.4	4.5	5.9	76.3	57.2	$M_R > M_u \therefore ok$
C	4 y 5	Inferior	29.1	83	0.009	0.180	40.0							6.5	$M_R > M_u \therefore ok$
D	2 y 3	Superior	92.4	83	0.028			53.0	70.4	56.4	36.0	47.6	118.0	48.3	$M_R > M_u \therefore ok$
D	2 y 3	Inferior	53.2	83	0.016	0.330	67.2							9.8	$M_R > M_u \therefore ok$
D	4 y 5	Superior	55.4	83	0.017			53.0	70.4	56.4	-1.0	-1.4	69.0	55.1	$M_R > M_u \therefore ok$
D	4 y 5	Inferior	27.5	83	0.008	0.171	38.0							10.1	$M_R > M_u \therefore ok$
N-81*	E y F	Superior	56.0	80	0.018	0.360	69.4							36.7	$M_R > M_u \therefore ok$
N-81*	E y F	Inferior	25.0	80	0.008	0.161	34.8							7.1	$M_R > M_u \therefore ok$
N-82*	D, E y F	Superior	56.0	80	0.018	0.360	69.4							48.3	$M_R > M_u \therefore ok$
N-82*	D, E y F	Inferior	41.0	80	0.013	0.264	53.8							16.4	$M_R > M_u \therefore ok$
N-83*	C y D	Superior	56.0	80	0.018	0.360	69.4							35.8	$M_R > M_u \therefore ok$
N-83*	C y D	Inferior	40.0	80	0.013	0.257	52.7							7.3	$M_R > M_u \therefore ok$
N-84*	A' y B	Superior	56.0	80	0.018	0.360	69.4							60.9	$M_R > M_u \therefore ok$
N-84*	A' y B	Inferior	41.0	80	0.013	0.264	53.8							17.4	$M_R > M_u \therefore ok$
N-85*	B y C	Superior	64.0	80	0.020			53.0	67.8	54.4	9.6	12.7	80.5	47.7	$M_R > M_u \therefore ok$
N-85*	B y C	Inferior	48.0	80	0.015	0.309	61.4							15.4	$M_R > M_u \therefore ok$

* Los ejes N-X son Nervaduras en ejes diagonales

FIGURA No. 4.4.4
(Revisión de Nervaduras por Momento Flexionante)

REVISIÓN DE MOMENTO RESISTENTE EN NERVADURAS

NIVELES 8, 9 y 10

EJE	APOYO	LECHO	A_s cm ²	b cm	ρ A_s/bd^2	q pfy/f'c	$M_{R0}=qbd^2$ t-m	$p=0.75\rho_{m\acute{a}x}$ M_R/bd^2	$M_{R1}=53bd^2$ t-m	$A_{s1}=0.017bd$ cm ²	$A_T=A_s-A_{s1}$ cm ²	$M_{R2}=A_T F_R f_y d'$ t-m	$M_{RT}=M_{R1}+M_{R2}$ t-m	M_u t-m	CONCLUSIÓN
5	A' y B	Superior	56.7	85	0.017	0.343	71.0							38.0	$M_R > M_u \therefore ok$
5	A' y B	Inferior	33.1	85	0.010	0.200	45.0							4.9	$M_R > M_u \therefore ok$
5	C, D y E	Superior	46.1	85	0.014	0.279	60.0							38.3	$M_R > M_u \therefore ok$
5	C, D y E	Inferior	29.1	85	0.009	0.176	40.1							29.6	$M_R > M_u \therefore ok$
4	A', B, E y F	Superior	47.4	83	0.014	0.294	61.1							55.3	$M_R > M_u \therefore ok$
4	A', B, E y F	Inferior	27.6	83	0.008	0.171	38.2							12.2	$M_R > M_u \therefore ok$
4	C y D	Superior	41.4	83	0.012	0.257	54.6							62.1	$M_R > M_u \therefore ok$
4	C y D	Inferior	23.8	83	0.007	0.148	33.3							11.9	$M_R > M_u \therefore ok$
3	A', B, E y F	Superior	47.4	83	0.014	0.294	61.1							38.8	$M_R > M_u \therefore ok$
3	A', B, E y F	Inferior	27.6	83	0.008	0.171	38.2							9.5	$M_R > M_u \therefore ok$
3	C y D	Superior	63.6	83	0.019			53.0	70.4	56.4	7.2	9.5	79.9	41.1	$M_R > M_u \therefore ok$
3	C y D	Inferior	33.8	83	0.010	0.210	45.7							10.8	$M_R > M_u \therefore ok$
2	D y E	Superior	58.2	85	0.017			53.0	72.1	57.8	0.4	0.5	72.6	43.8	$M_R > M_u \therefore ok$
2	D y E	Inferior	32.0	85	0.009	0.194	43.7							6.6	$M_R > M_u \therefore ok$
A'	3, 4 y 5	Superior	69.7	85	0.021			53.0	72.1	57.8	11.9	15.7	87.8	44.6	$M_R > M_u \therefore ok$
A'	3, 4 y 5	Inferior	33.1	85	0.010	0.200	45.0							5.6	$M_R > M_u \therefore ok$
B	2, 3, 4 y 5	Superior	47.7	83	0.014	0.296	61.5							37.4	$M_R > M_u \therefore ok$
B	2, 3, 4 y 5	Inferior	29.1	83	0.009	0.180	40.0							6.6	$M_R > M_u \therefore ok$
C	4 y 5	Superior	52.8	83	0.016	0.327	66.8							51.3	$M_R > M_u \therefore ok$
C	4 y 5	Inferior	29.1	83	0.009	0.180	40.0							6.8	$M_R > M_u \therefore ok$
D	2 y 3	Superior	89.6	83	0.027			53.0	70.4	56.4	33.2	43.9	114.3	38.1	$M_R > M_u \therefore ok$
D	2 y 3	Inferior	53.2	83	0.016	0.330	67.2							20.9	$M_R > M_u \therefore ok$
D	4 y 5	Superior	56.7	83	0.017	0.352	70.7							39.1	$M_R > M_u \therefore ok$
D	4 y 5	Inferior	27.6	83	0.008	0.171	38.2							11.1	$M_R > M_u \therefore ok$
N-81*	E y F	Superior	47.7	80	0.015	0.307	61.1							31.6	$M_R > M_u \therefore ok$
N-81*	E y F	Inferior	25.0	80	0.008	0.161	34.8							7.6	$M_R > M_u \therefore ok$
N-82*	D, E y F	Superior	48.0	80	0.015	0.309	61.4							46.5	$M_R > M_u \therefore ok$
N-82*	D, E y F	Inferior	41.0	80	0.013	0.264	53.8							16.8	$M_R > M_u \therefore ok$
N-83*	C y D	Superior	48.0	80	0.015	0.309	61.4							30.9	$M_R > M_u \therefore ok$
N-83*	C y D	Inferior	40.0	80	0.013	0.257	52.7							7.7	$M_R > M_u \therefore ok$
N-84*	A' y B	Superior	48.0	80	0.015	0.309	61.4							53.1	$M_R > M_u \therefore ok$
N-84*	A' y B	Inferior	41.0	80	0.013	0.264	53.8							18.2	$M_R > M_u \therefore ok$
N-85*	B y C	Superior	48.0	80	0.015	0.309	61.4							43.1	$M_R > M_u \therefore ok$
N-85*	B y C	Inferior	48.0	80	0.015	0.309	61.4							15.7	$M_R > M_u \therefore ok$

* Los ejes N-X son Nervaduras en ejes diagonales

FIGURA No. 4.4.5
(Revisión de Nervaduras por Momento Flexionante)

4.5 Revisión de Losa Reticular

Debido a que las nervaduras son parte de las losas y que estas ya se revisaron por flexión, cortante y deflexión, se procedió a analizar las losas únicamente por peralte mínimo para sustituir el cálculo por deflexiones, según las indicaciones de las NTC de Concreto en su capítulo 6.11. Los ábacos se revisarán por cortante y penetración.

Revisión de losas planas por peralte mínimo.

Según las NTC de Concreto, se omitirá el cálculo de deflexiones en los tableros de las losas planas si su peralte efectivo mínimo cumple con lo siguiente:

$$d \geq kL \left(1 - \frac{2c}{3L} \right)$$

donde:

L es el claro mayor

k es un coeficiente para losas con ábacos y se define como sigue:

d es el peralte efectivo y se incrementará 20% en tableros exteriores y 20% en losas aligeradas

$$k = 0.00064 \sqrt{f_s w} \geq 0.020$$

$f_s = 0.6 f_y$, es el esfuerzo del acero en condiciones de servicio en kg/cm^2

w = carga en condiciones de servicio kg/cm

c = dimensión de la columna o capitel paralela a L en este caso se considera de 75 cm.

$$k = 0.00064 \sqrt{0.6 \times 4200 \text{ kg/cm}^2 \times 1000 \text{ kg/cm}} = 0.0006 \times 39.8 = 0.024 \geq 0.020 \quad \text{ok}$$

$$d = 0.024 \times 780 \text{ cm} \left(1 - \frac{2 \times 75 \text{ cm}}{3 \times 780 \text{ cm}} \right) = 18.72(1 - 0.064) = 17.5 \text{ cm} \times 1.2 \times 1.2 = 25.2 \text{ cm}$$

$$h = d + 5.0 = 25.2 \text{ cm} + 5.0 = 30.2 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

En cuanto a la revisión de las losas por deflexión, se verificó que se encuentra dentro del rango de peralte mínimo efectivo y con esta comprobación se cumple con el artículo 193 del RCDF.

Para continuar con el análisis de las losas se revisaron los capiteles por cortante y por penetración:

Para la revisión por cortante en los capiteles se consideró como una nervadura ancha de 90 cm y con 6 ramas de estribos # 2.5 a cada 16 cm, se procedió de la siguiente manera:

$$V_u = 16.2 \text{ t} + 8.5 \text{ t} = 24.7 \text{ t} \times 1.1 = 27.1 \text{ t}$$

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30p) \sqrt{f'_c}$$

Se considera el porcentaje mínimo $p = 0.002$

$$V_{CR} = 0.8 \times 90 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} (0.2 + 30 \times 0.002) \cdot 240 \text{ kg/cm}^2 = 11600.0 \text{ kg} = 11.6 \text{ t}$$

$$\begin{aligned} S \# 2.5 &= \frac{F_R A_v f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_v - V_{CR}} = \frac{0.8 \times 0.49 \text{ cm}^2 \times 6 \times 4200 \text{ kg/cm}^2 \times 40 \text{ cm}}{27100 \text{ kg} - 11600 \text{ kg}} = \\ &= \frac{395136 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{15500 \text{ kg}} = 25.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

s # 2.5 @ 25.5 cm > @ 16 cm ok

$$V_c \text{ máx} = 2.5 F_R b d \sqrt{f^*_c} = 2.5 \times 0.8 \times 90 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} \sqrt{0.8 \times 300 \text{ kg/cm}^2} =$$

$$= 111541.9 \text{ kg} = 111.5 \text{ t}$$

$$V_c \text{ máx} = 111.5 \text{ t} \gg V_u = 27.1 \text{ t} \quad \text{ok}$$

En base a este resultado, concluimos que los capiteles pasan por cortante, cumpliendo con el artículo 193 del RCDF.

Para la revisión por penetración, se hicieron las siguientes consideraciones:

Se considera una columna cuadrada de 55 cm

Peralte efectivo de la losa $d = 40 \text{ cm}$

Cortante por carga vertical; $V_u = 64.8 \text{ t} \times 1.4 = 90.7 \text{ t}$

La sección crítica se considera como el perímetro de la dimensión de la columna (c), mas dos veces el peralte efectivo de la losa (h), entre dos, esto es:

$$L = c + 2 \frac{d}{2} = 55 \text{ cm} + 2 \frac{40 \text{ cm}}{2} = 55 \text{ cm} + 40 \text{ cm}$$

$$b_0 = (55 \text{ cm} + 40 \text{ cm}) \times 4 = 95 \text{ cm} \times 4 = 380 \text{ cm}$$

Se calcula el esfuerzo cortante último de la siguiente manera:

$$V_v = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{90700 \text{ kg}}{380 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}} = 5.97 \text{ kg/cm}^2$$

Se obtiene el esfuerzo cortante máximo de diseño para compararlo con el cortante último (V_u)

$$V_v \text{ máx} = F_R (0.5 + \lambda) \sqrt{f^*_c} \quad \text{ó} \quad F_R \sqrt{f^*_c}$$

γ es la relación del lado corto al lado largo, como la sección es cuadrada se tendrá; $\gamma = 1$

$$V_{v \text{ máx}} = 0.8(0.5+1) \cdot 240 \text{ kg/cm}^2 = 18.6 \text{ kg/cm}^2$$

ó

$$V_{v \text{ máx}} = 0.8 \cdot 240 \text{ kg/cm}^2 = 12.4 \text{ kg/cm}^2 > V_v = 5.97 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok}$$

Por lo tanto los capiteles cumplen con el artículo 193 del RCDF, en lo referente a penetración.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

El objetivo primordial de este trabajo, fue el de elaborar un dictamen de seguridad estructural a este edificio y consistió en mostrar el método que se aplicó para la revisión de la estructura.

DICTAMEN DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE OFICINAS UBICADO EN AVENIDA CONSTITUYENTES No. 1154, COLONIA LOMAS ALTAS, MÉXICO, D. F.

El propósito de este estudio fue el de emitir el grado de seguridad estructural que representa esta edificación.

A continuación se muestra un resumen de los trabajos que se efectuaron para llevar a cabo el Dictamen.

- a) Visita al inmueble, con la finalidad de hacer una inspección visual del estado estructural en que se encuentra.
- b) Levantamiento geométrico a la estructura, con el objeto de comparar las dimensiones de columnas, muros y losas con las expresadas en los planos estructurales.
- c) Realización de "calas" en columnas, muros de concreto y losas reticulares, para comprobar las características del concreto y acero de refuerzo con respecto a las indicadas en los planos estructurales.
- d) Obtención de la información de los planos estructurales, el estudio de Mecánica de Suelos, la Bitácora de Obra y los reportes de los ensayos de laboratorio.

- e) Análisis de la estructura ante las diversas solicitaciones que especifica el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF), así como las Normas Técnicas Complementarias (NTC), para Diseño por Sismo y las NTC para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, que de acuerdo a la información que se recabó del edificio, se modeló la estructura con marcos y muro-marcos en dos direcciones ortogonales.
- f) Obtención de los elementos mecánicos del análisis estructural los cuales se afectarán por su factor de carga respectivo.
- g) Comparación de la resistencia de diseño con los efectos de las cargas a los elementos estructurales más representativos. En esta revisión se comprobó, que en todos sus elementos estructurales se cumplió con los requisitos mínimos especificados por el RCDF en su artículo 193, que indica lo siguiente:
- “Se revisará que para las distintas combinaciones de acciones especificadas en el artículo 188 de este Reglamento y para cualquier estado límite de falla posible, la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicado por los factores de carga correspondientes, según lo especificado en el artículo 194 de este Reglamento.
- También se revisará que bajo el efecto de las posibles combinaciones de acciones sin multiplicar por factores de carga, no se rebase algún estado límite de servicio.”
- h) Observaciones relativas a la inspección estructural del edificio
- La estructura del edificio se observa en buen estado; no se detectaron daños o fisuras aparentes en los elementos estructurales. No hay evidencia de desplomes fuera de tolerancia.

- Del levantamiento geométrico a la estructura, se concluye que lo expresado en los planos estructurales, coincide con lo ejecutado en obra.
- Los resultados de ensayos de laboratorio determinan que los materiales empleados en la obra cumplen con las características requeridas en el proyecto estructural.

CONCLUSIONES:

Desde los inicios de los estudios nos dimos cuenta que el edificio no presentaba problemas estructurales, ya que se observó que se encontraba en buenas condiciones y sin fallas estructurales importantes, pero el estudio técnico empleado fue necesario para contar con los elementos suficientes que nos permitan emitir con toda certeza el dictamen de seguridad estructural de esta construcción. A continuación se hacen las siguientes observaciones que reforzarán el dictamen:

En la inspección visual se observó que la construcción no presentaba fallas estructurales, tales como; grietas, desplomos, deflexiones y hundimientos diferenciales.

En el levantamiento geométrico se comprobó que las dimensiones de los elementos estructurales coincidió con las dimensiones del proyecto.

Con la elaboración de las calas a la estructura se confirmó que las características de los materiales empleados en la construcción cumplen con las especificadas en el proyecto

Con estas observaciones y de la información obtenida en los puntos g) y h) se concluye que la estructura y cimentación del edificio ubicado en Avenida Constituyentes No. 1154, Colonia Lomas Altas, México, D. F., cumple con los requisitos mínimos especificados por el RCDF, por lo que se considera que tiene un grado de seguridad adecuado contra fallas y en condiciones de servicio.

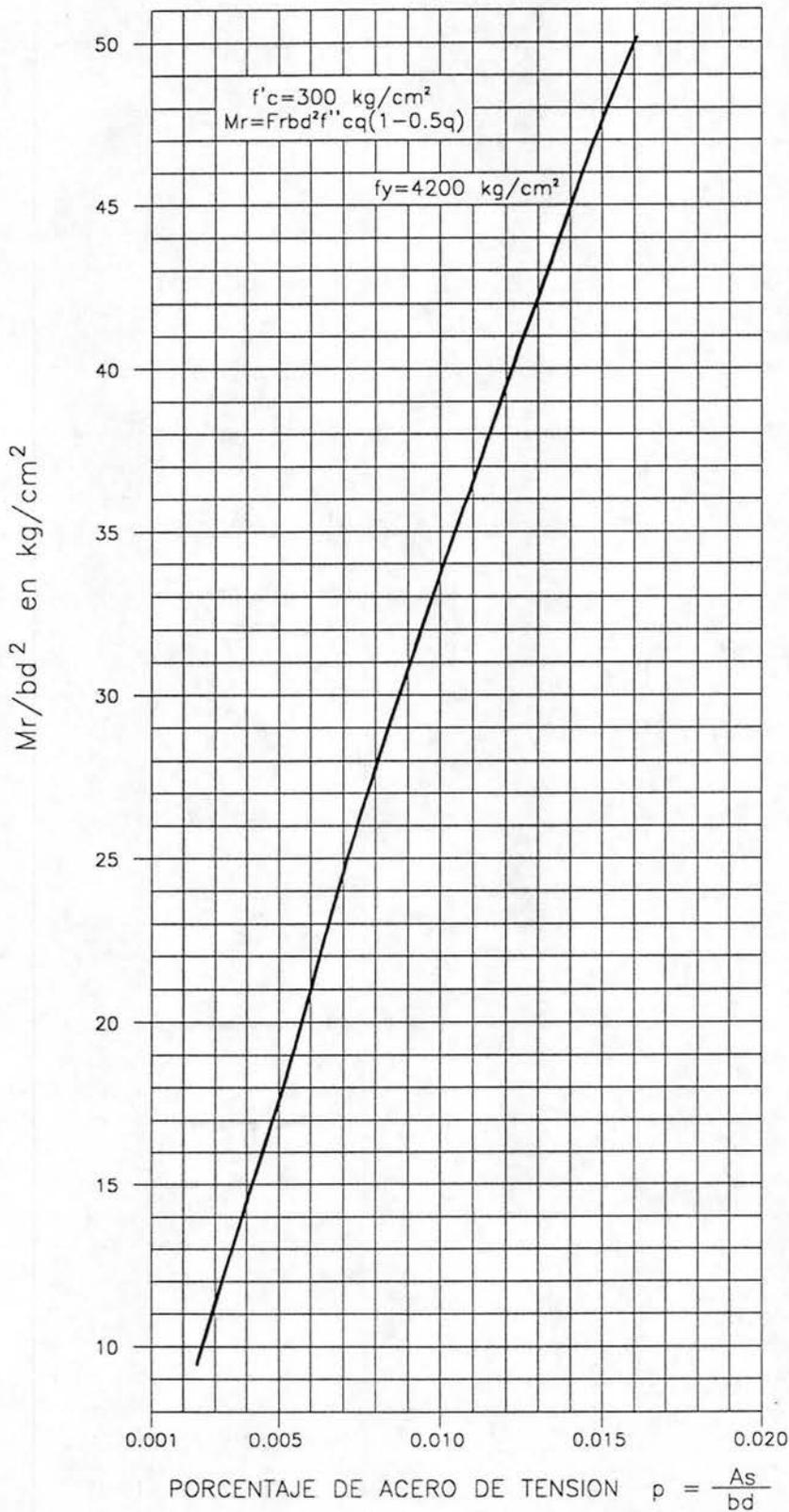
RECOMENDACIONES:

Las recomendaciones que deben aplicarse al edificio, para mantener el grado de seguridad estructural adecuado, consiste en lo siguiente:

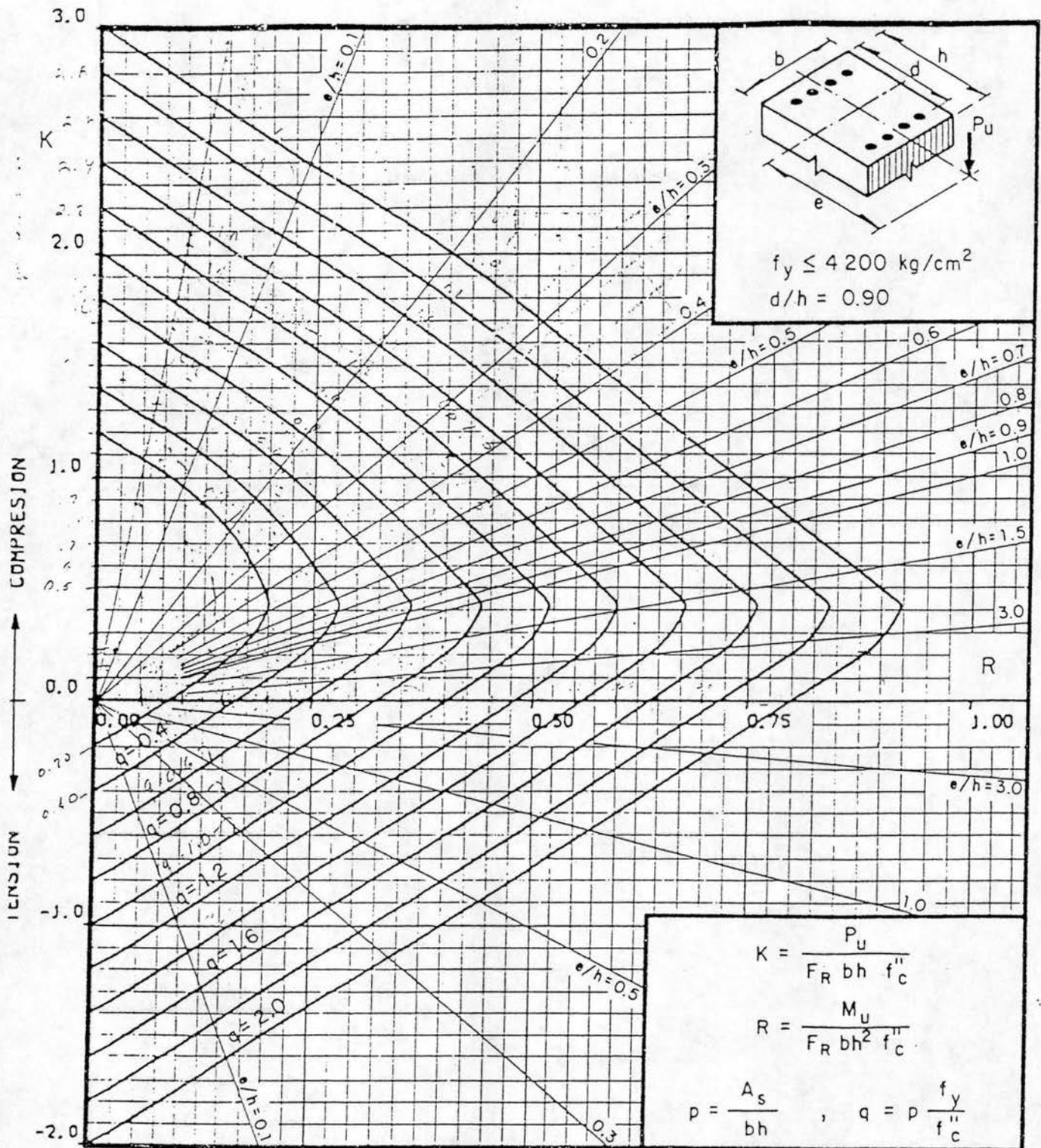
- Deberá revisarse periódicamente, en cuestión de hundimientos y desplomes. Sobre todo después de que ocurra un sismo importante.
- No cambiar el uso del edificio.
- No dañar los elementos estructurales
- No cambiar la estructuración del edificio
- No sobrecargar las losas
- Revisión y mantenimiento de las instalaciones
- Los muros interiores deberán ser divisorios de tablaroca o de algún otro material ligero, para que no interfieran en el funcionamiento estructural
- Dar mantenimiento continuo para evitar el deterioro a los diferentes elementos estructurales.

APÉNDICE A

GRAFICA DE MOMENTO RESISTENTE EN SECCION RECTANGULAR

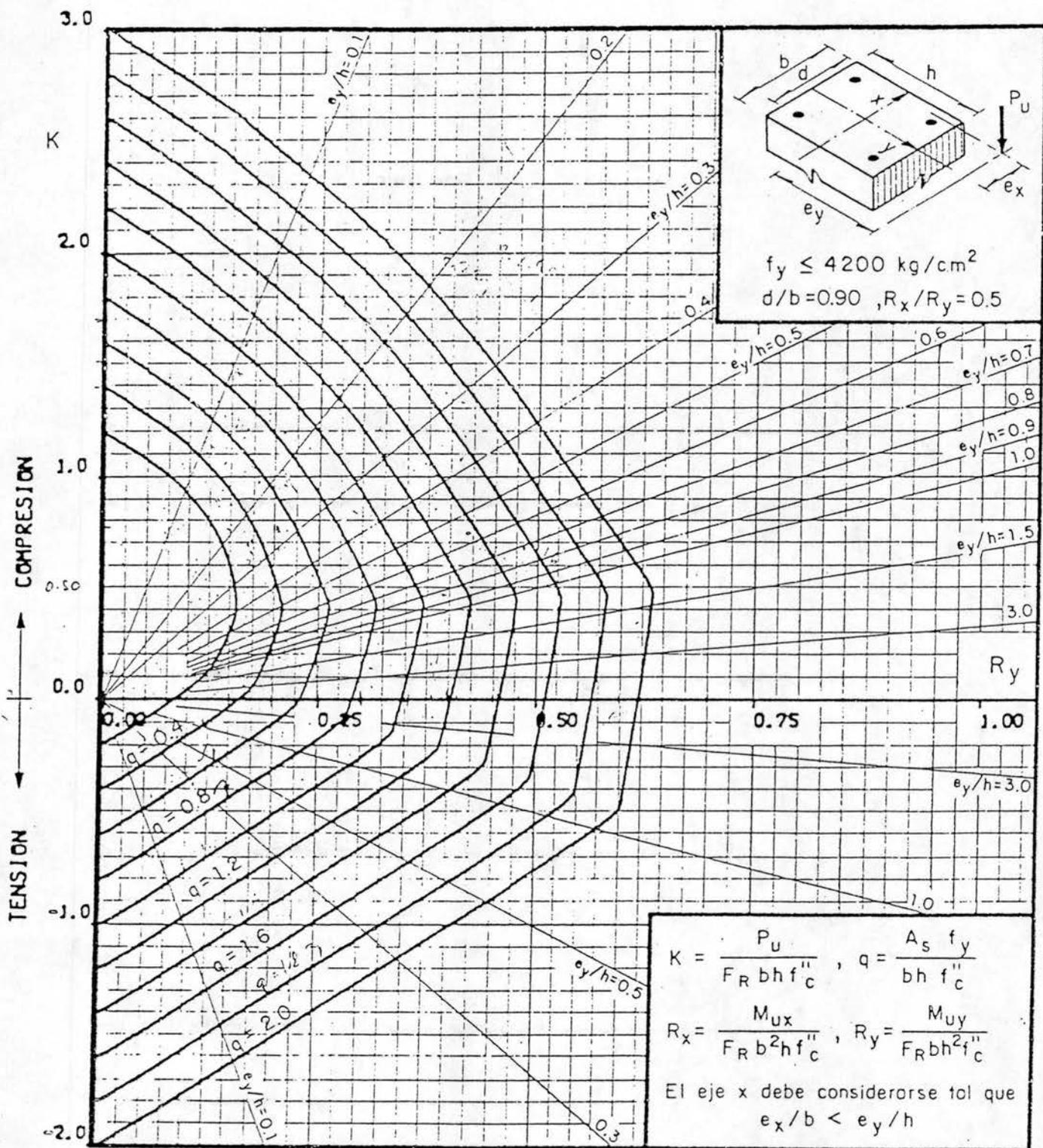


EDIFICIO PARA OFICINAS		
AV. CONSTITUYENTES No 1154		
GRAFICA DE MOMENTO RESISTENTE EN SECCIONES RECTANGULARES		
DIB: G.S.H. REV: M.A.A.S.	OCT - 86	FIG. No 1



A_s = Area total de refuerzo
 $f_c'' = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1400}) f_c^*$, si $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$
 F_R = Factor de reducción de resistencia
 P_u = Carga axial última
 M_u = Momento flexionante último

Fig. No. 2



A_s = Area total de refuerzo

$f_c'' = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1400}) f_c^*$, si $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$

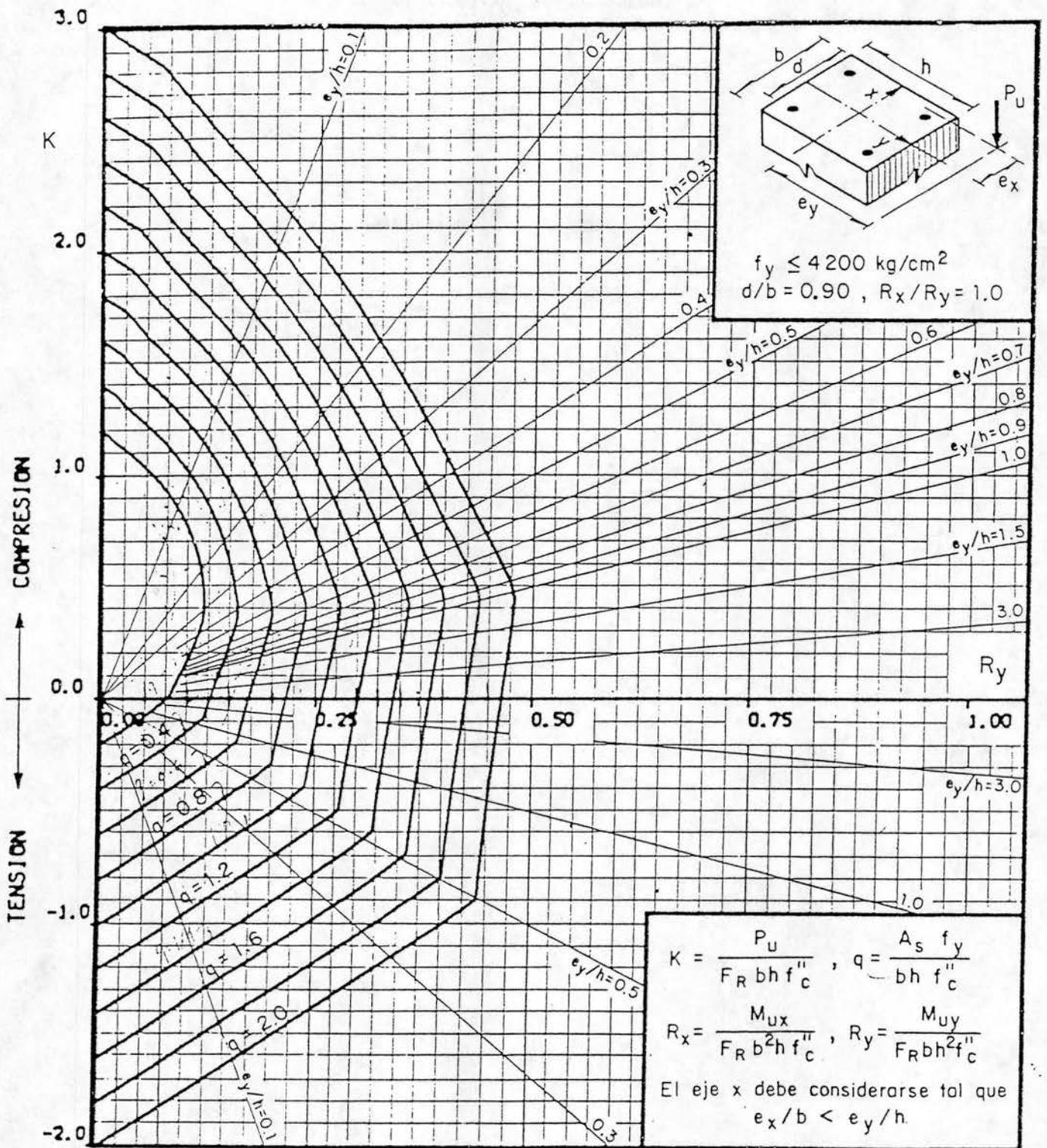
F_R = Factor de reducción de resistencia

P_u = Carga axial última

M_{uy} = Momento flexionante último en dirección y = $P_u \cdot e_y$

M_{ux} = Momento flexionante último en dirección x = $P_u \cdot e_x$

Fig. No. 3



A_s = Area total de refuerzo

$f_c'' = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1400}) f_c^*$, si $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$

F_R = Factor de reducción de resistencia

P_u = Carga axial última

M_{uy} = Momento flexionante último en dirección y = $P_u \cdot e_y$

M_{ux} = Momento flexionante último en dirección x = $P_u \cdot e_x$

Fig. No. 4

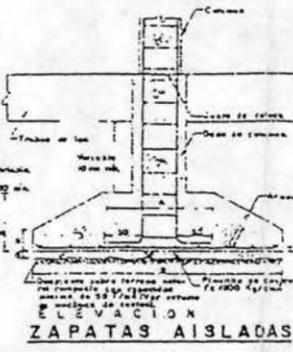
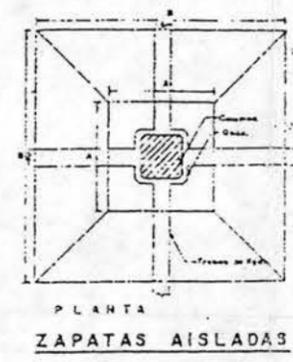
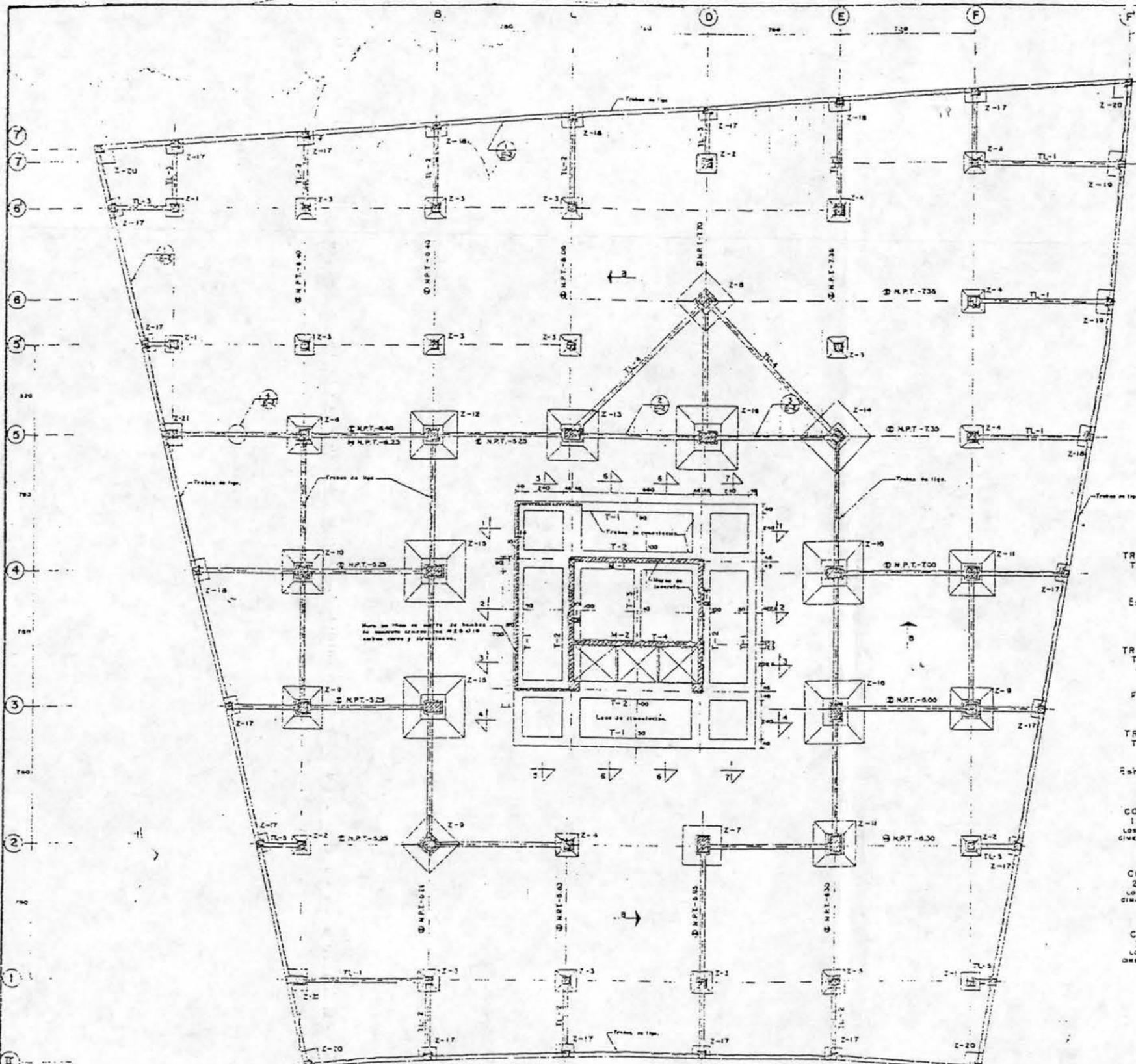


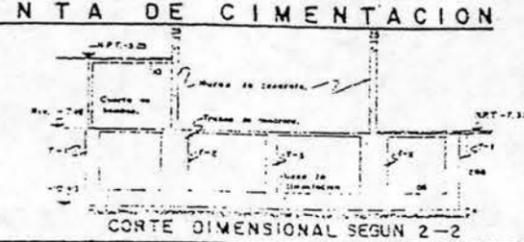
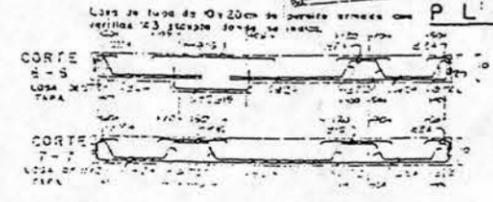
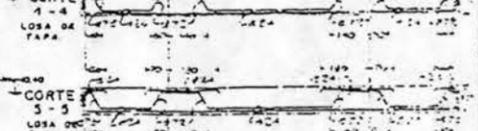
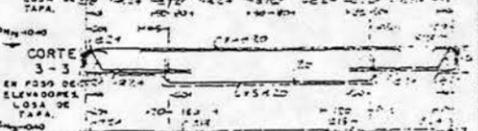
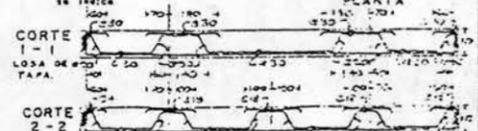
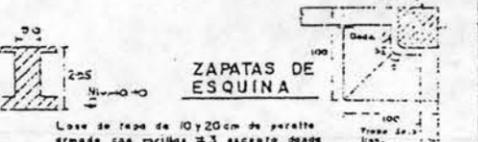
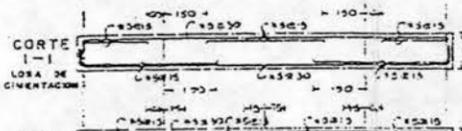
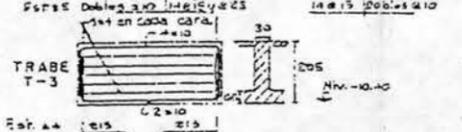
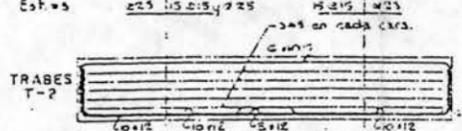
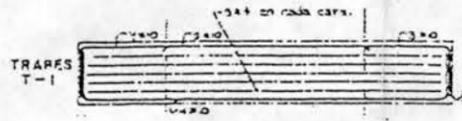
TABLA DE ZAPATAS

TIPO	B (cm)	A (cm)	H (cm)	U (cm)	Armadura en cada dirección
Z-1	100	40	25	25	50 x 20
Z-2	110	50	20	30	50 x 20
Z-3	120	50	20	30	50 x 20
Z-4	130	60	20	30	50 x 20
Z-5	140	60	20	40	50 x 20
Z-6	210	90	25	35	85 x 85
Z-7	220	90	25	50	85 x 85
Z-8	230	90	10	55	85 x 85
Z-9	240	100	30	55	85 x 85
Z-10	250	100	30	70	85 x 85
Z-11	250	110	35	75	85 x 85
Z-12	270	110	35	80	85 x 85
Z-13	290	120	40	55	85 x 110
Z-14	300	120	45	90	85 x 85
Z-15	330	140	60	110	85 x 110
Z-16	300	130	50	115	85 x 110



ZAPATAS DE ORILLA Y ESQUINA

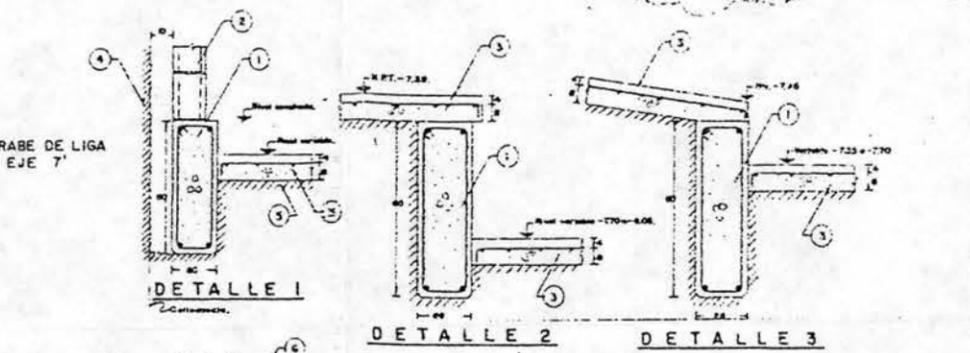
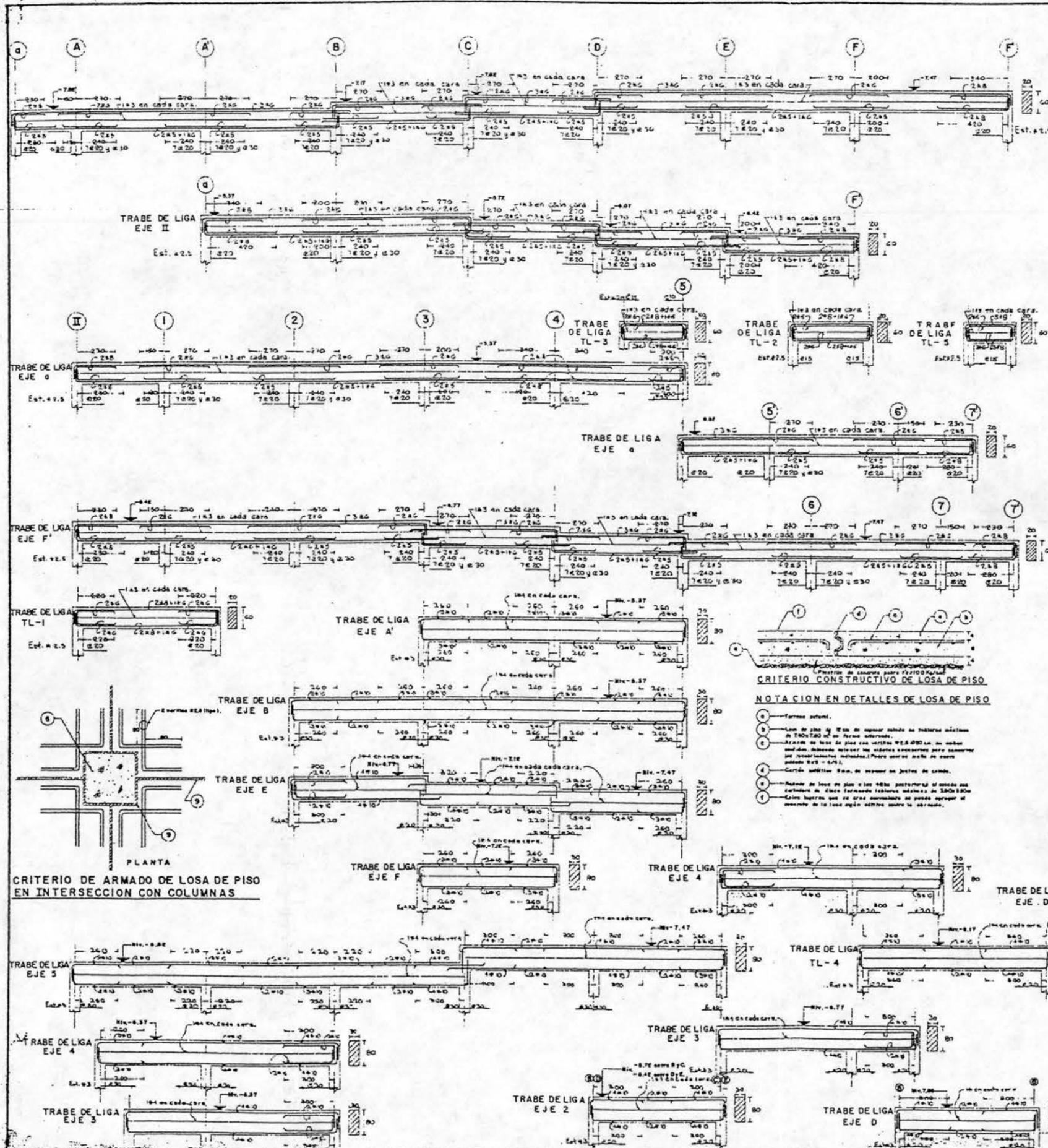
TIPO	A (cm)	B (cm)	H (cm)	Armadura en cada dirección
Z-17	75	100	25	8 x 3
Z-18	85	120	20	7 x 4
Z-19	90	140	20	8 x 4
Z-20	100	100	20	8 x 3
Z-21	120	120	20	7 x 4



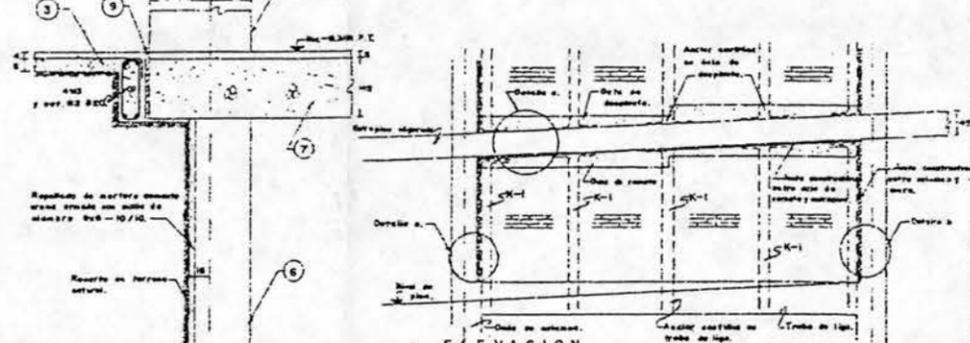
NOTA: Ver armados de trabes de liga en plano E-2.
 Ver armados de trabes de cimentación ejes A, F, T y en plano E-2.
 Ver armados de muros de concreto en plano E-4.
 Ver armados de columnas tipo en plano E-3.
 Ver criterio constructivo de pisos sobre terreno natural en plano E-2.
 Ver localización de centros de columnas en el plano E-3.

NOTAS GENERALES
 CONCRETO $f'c = 300 \text{ Kg/cm}^2$
 ACERO Varillas #2 - $f_y = 2320 \text{ Kg/cm}^2$
 Varillas #2.5 a #8 - $f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$
 ACOTACIONES EN CENTIMETROS
 ANCLAJES Y TRASLAPES DE 40D
 LA INDICACION SIGNIFICA CORTE DE VARILLA NO DOBLEZ
 VER DISTANCIAS ENTRE EJES Y ELEVACIONES EN PLANOS ARQUITECTONICOS.

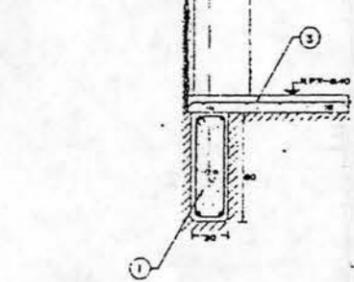
A.D.E.C. S.A.
 ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON COMPUTADORA S.A.
 OBRAS ESTRUCTURALES EN CONDOMINIO
 PROPIEDAD RAFAEL DANA Y COMPARTES FABRIC.
 USICAV CONSTITUYENTES N° COL. LOMAS ALTAS
CIMENTACION ARMADOS Y DETALLES
CONSTRUCTORA DANA
 CALC. J. LOTOYA B. REV. J. LOTOYA B. PLANO E-1
 DISEÑO J. OSHAYA. ENERO 1987



DETALLE 2 DETALLE 3



ELEVACION CRITERIO CONSTRUCTIVO DE MUROS DE RELLENO EN COLINDANCIAS



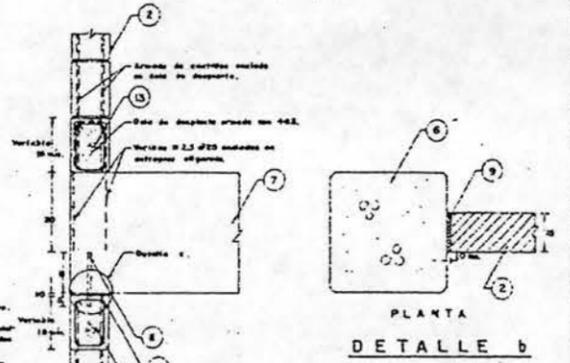
DETALLE 4

NOTACION EN DETALLES

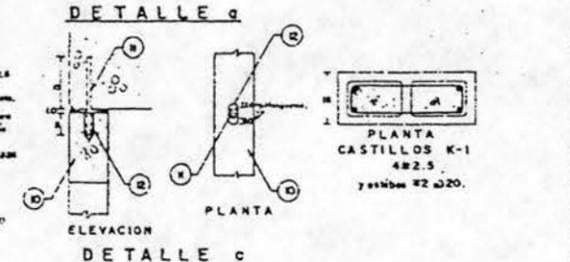
- 1 - Trabe de liga de concreto armado a nivel de la losa de piso.
- 2 - Muro de relleno de block hecho de concreto que interviene en la estructura, con un espesor mínimo de 100 mm.
- 3 - Losa de piso de 120 mm de espesor armada y colada sobre un soporte constructivo de 100 mm de espesor.
- 4 - Revestimiento de bloques cerámicos, protegido del golpeo por un revestimiento de mortero de cemento.
- 5 - Armadura de bloques cerámicos para el soporte de la losa de piso.
- 6 - Columna de concreto armado (Ver planos E-1).
- 7 - Entrepiso de concreto de 100 mm de espesor.

NOTACION EN DETALLES DE LOSA DE PISO

- 1 - Formas naturales.
- 2 - Losa de piso de 120 mm de espesor armada en tramos mínimos de 700x700 mm.
- 3 - Armadura de losa de piso con varillas #2.500 en un espesor mínimo de 100 mm.
- 4 - Cortes de losa de piso en losa de apoyo.
- 5 - Muro de relleno de block hecho de concreto que interviene en la estructura, con un espesor mínimo de 100 mm.
- 6 - Columna de concreto armado (Ver planos E-1).
- 7 - Entrepiso de concreto de 100 mm de espesor.



PLANTA CRITERIO CONSTRUCTIVO DE MUROS DE RELLENO EN COLINDANCIAS



PLANTA CASTILLOS K-1

CRITERIO DE ARMADO DE LOSA DE PISO EN INTERSECCION CON COLUMNAS

NOTAS GENERALES

CONCRETO $f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
 Varillas #2-50 y #3-400 de acero: $f_y = 200 \text{ Kg/cm}^2$
 Trabe de liga: $f_c = 300 \text{ Kg/cm}^2$

ACERO $f_y = 2320 \text{ Kg/cm}^2$
 Varillas #2.5a #8- $f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$

ACOTACIONES EN CENTIMETROS
 ANCLAJES Y TRASLAPES DE 40D
 LA INDICACION / SIGNIFICA CORTE DE VARILLA NO DOBLEZ
 VER DISTANCIAS ENTRE EJES Y ELEVACIONES EN PLANOS ARQUITECTONICOS

A.D.E.C. S.A.
 ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON COMPUTADORA S.A.

OBRA: EDIFICIO OFICINAS EN CONDOMINIO. PROP: SR. RAFAEL DANA Y COPROPIETARIOS. UBIC: AV. CONSTITUYENTES N° COL. LOMAS ALTAS.

CIMENTACION TRABES DE LIGA Y DETALLES

CONSTRUCTORA DANA

CALC: J. LOYOLA B. REV: J. LOYOLA B. PLANO
 OS: J. L. OSNAYA. ENERO 1987. E-2

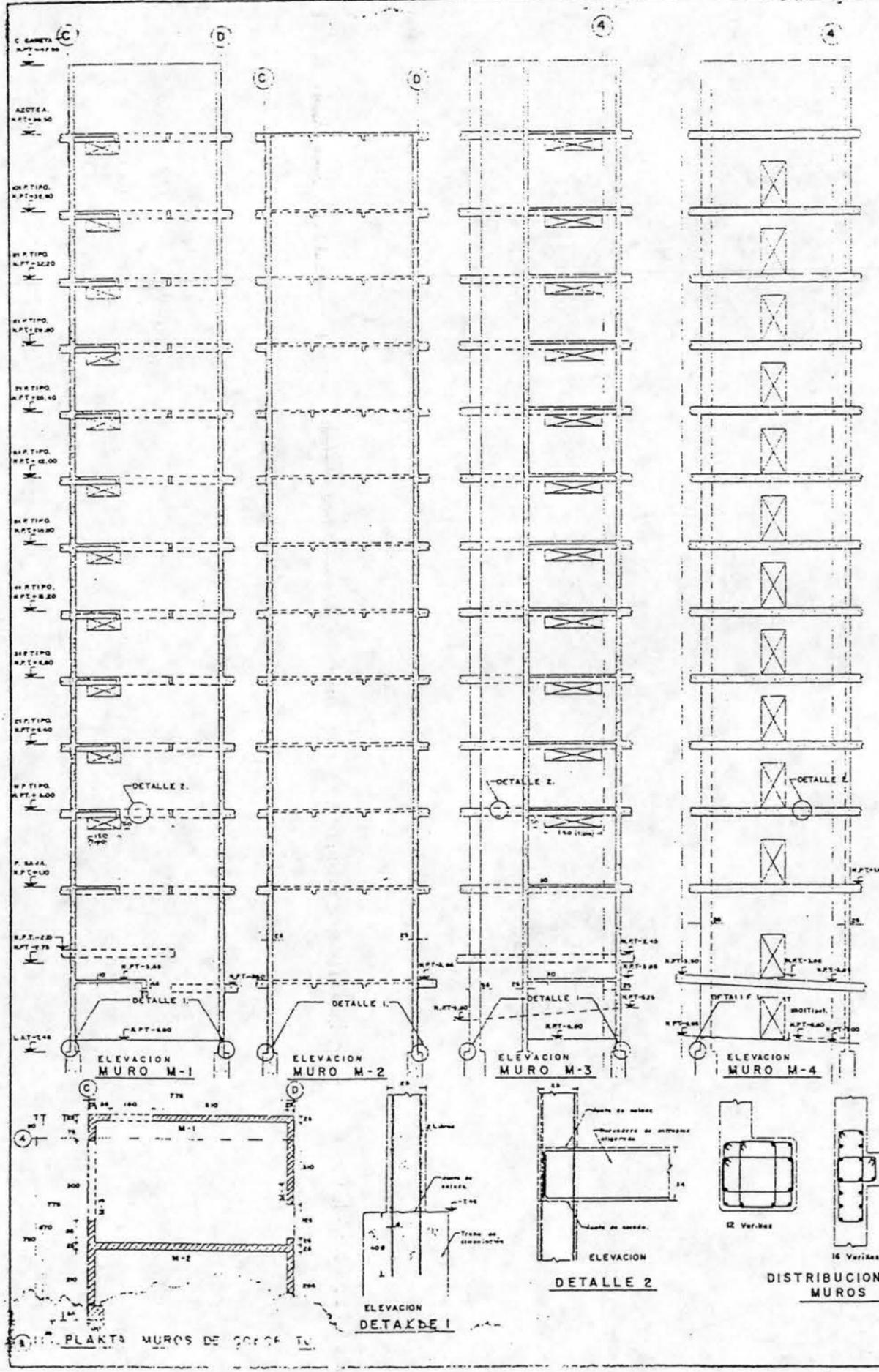


TABLA #1

ARMADO DE MUROS

Vertical de (Incrustación de Armado en cada cara, cada cara, requiera)

#3 @ 25	#3 @ 25	12 x 8
#3 @ 20	#3 @ 20	12 x 10
#3 @ 15	#3 @ 15	12 x 12
#4 @ 20	#4 @ 20	12 x 12
#4 @ 15	#4 @ 15	16 x 12
#4 @ 12	#5 @ 15	20 x 12

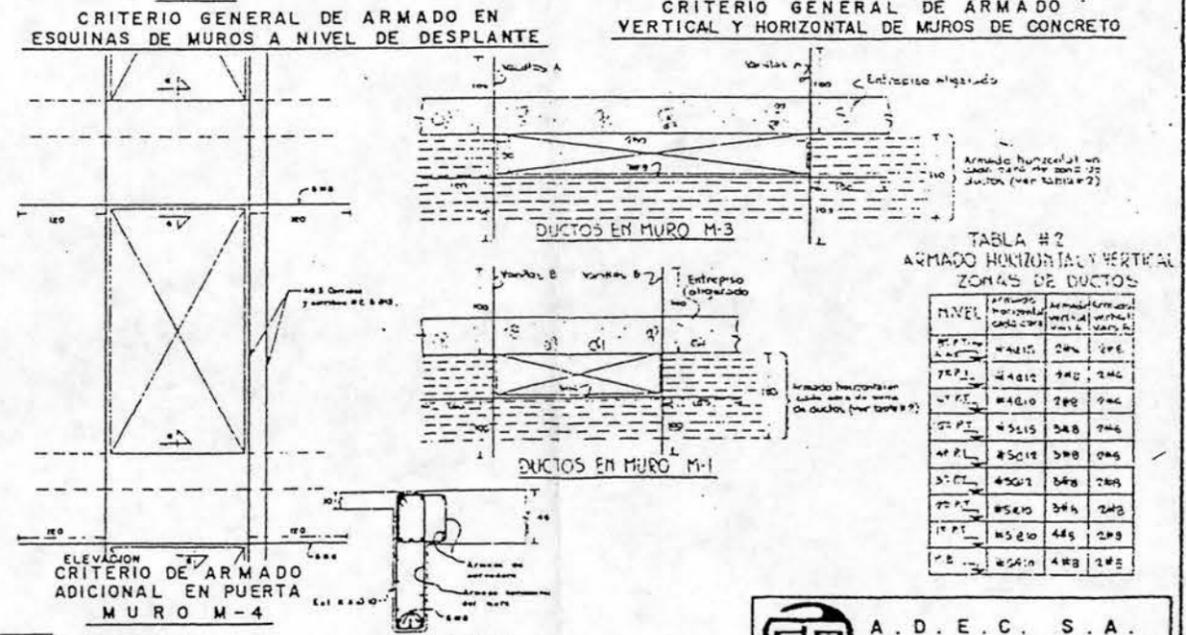
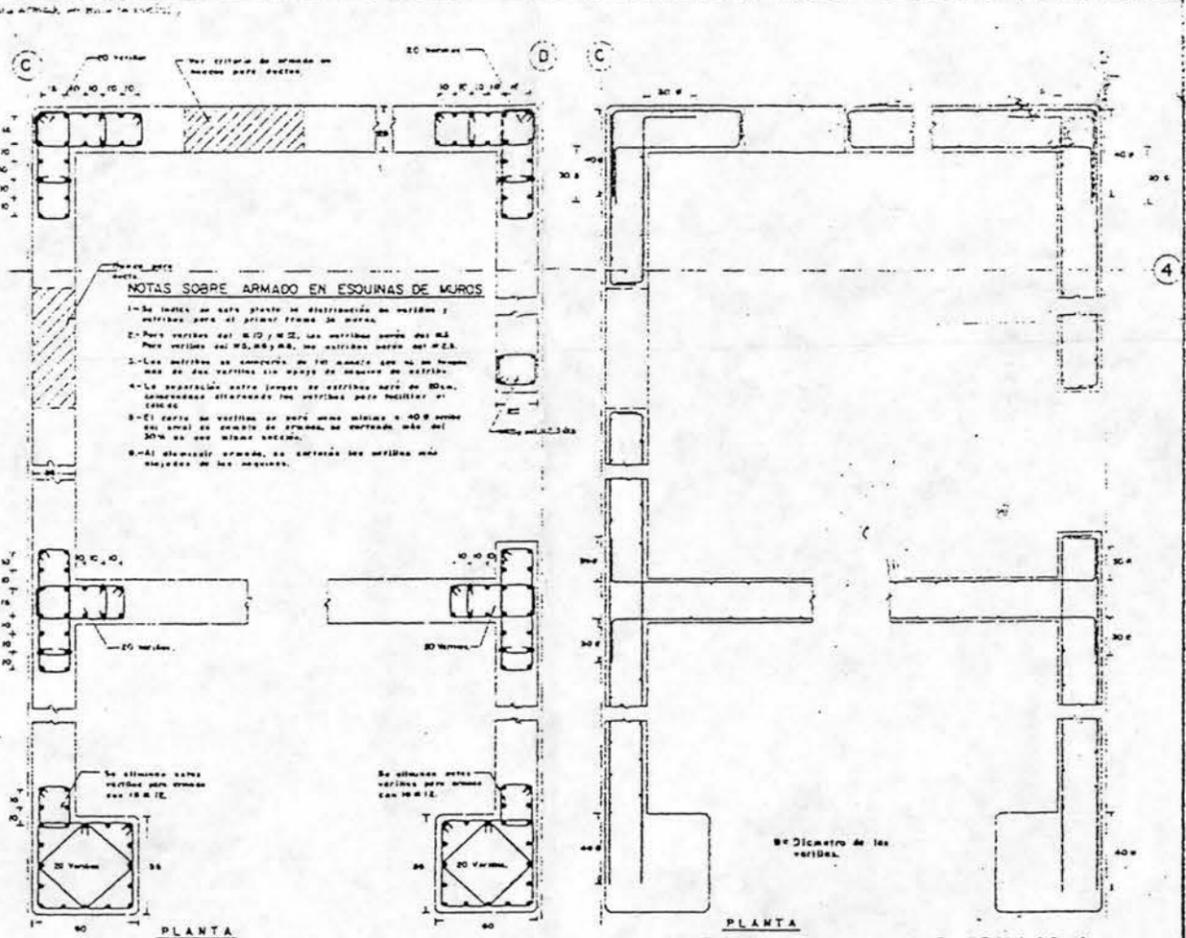


TABLA #2

ARMADO HORIZONTAL Y VERTICAL ZONAS DE DUCTOS

NIVEL	ARMADO HORIZONTAL (cm ²)	ARMADO VERTICAL (cm ²)
7º PT.	4415	246
6º PT.	4415	246
5º PT.	4415	246
4º PT.	4515	246
3º PT.	4515	246
2º PT.	4515	246
1º PT.	4515	246
0º PT.	4515	246

NOTAS GENERALES

CONCRETO $\gamma_c = 300 \text{ Kg/cm}^2$

ACERO Varillas #2 - $f_y = 2320 \text{ Kg/cm}^2$

Varillas #2.5 @ 8 - $f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$

ACOTACIONES EN CENTIMETROS

ANCLAJES Y TRASLAPES DE 40Ø

LA INDICACION / SIGNIFICA CORTE DE VARILLA NO DOBLEZ

VER DISTANCIAS ENTRE EJES Y ELEVACIONES EN PLANOS ARQUITECTONICOS.

A.D.E.C. S.A.

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON COMPUTADOR S.A.

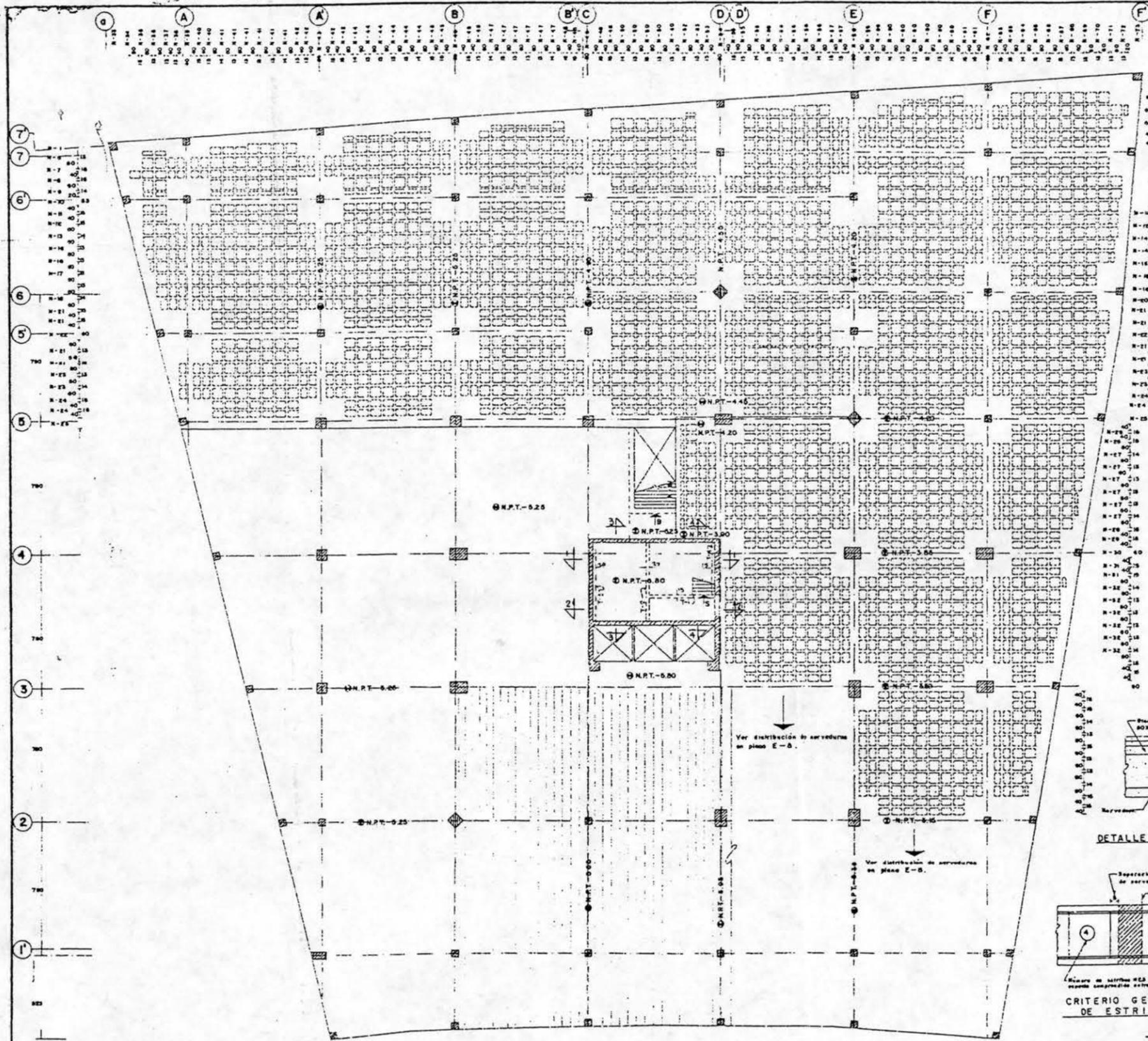
OBRA: EDIFICIO OFICINAS EN CONDOMINIO. PROP: SR. RAFAEL DANA Y COPROPIETARIOS. UBIC: AV. CONSTITUYENTES N° COL. LOMAS ALTAS.

MUROS DE CONCRETO ARMADOS Y DETALLE

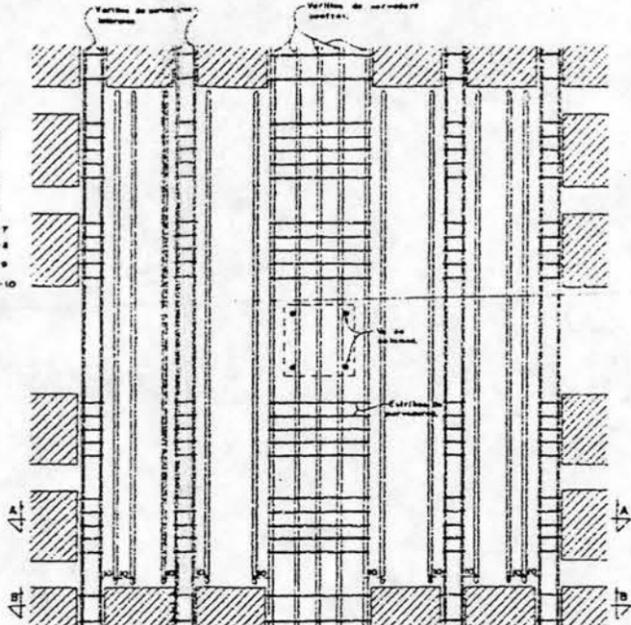
CONSTRUCTORA DANA

CALC: J. LOTOLA R. REY: J. LOTOLA R. PLANO E-4

DR: J. L. OSKAYA. ENERO 1987

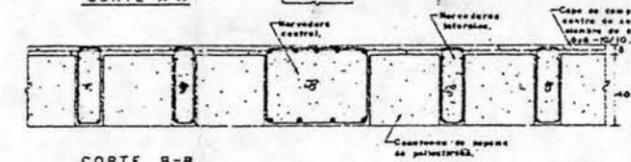
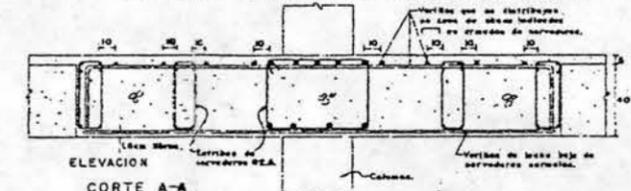


PLANTA NIVEL -3.15 a -5.25

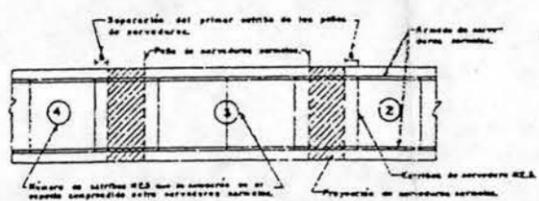
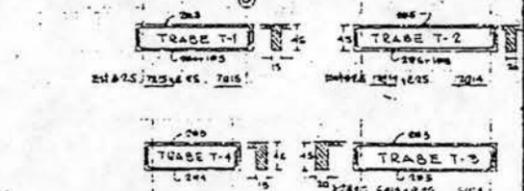
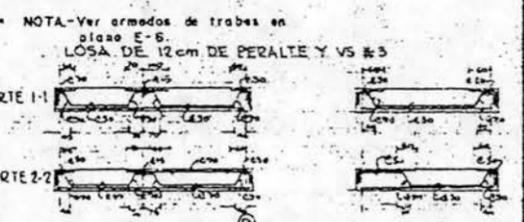
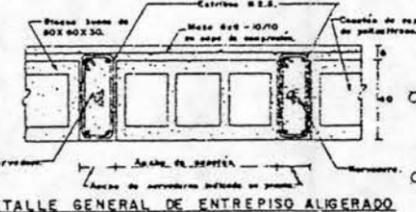


PLANTA CRITERIO DE ARMADO EN ZONA DE ABACOS

NOTA- En esta planta se ha indicado únicamente el grado de nervadura control y la forma de sus distribuciones para ser verificados. Los nervaduras de la dirección normal al eje de las varillas representadas en las secciones de abacos.



CRITERIO CONSTRUCTIVO DE ZONA DE ABACOS



CRITERIO GENERAL DE COLOCACION DE ESTRIBOS DE NERVADURAS

NOTAS GENERALES

CONCRETO $f'c = 300 \text{ Kg/cm}^2$
 ACERO Varillas # 2- $f_y = 2320 \text{ Kg/cm}^2$
 Varillas # 2.5 e # 3- $f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$
 ACOTACIONES EN CENTIMETROS
 ANCLAJES Y TRASLAPES DE 40 ϕ
 LA INDICACION SIGNIFICA CORTE DE VARILLA NO DOBLEZ
 VER DISTANCIAS ENTRE EJES Y ELEVACIONES EN PLANOS ARQUITECTONICOS.

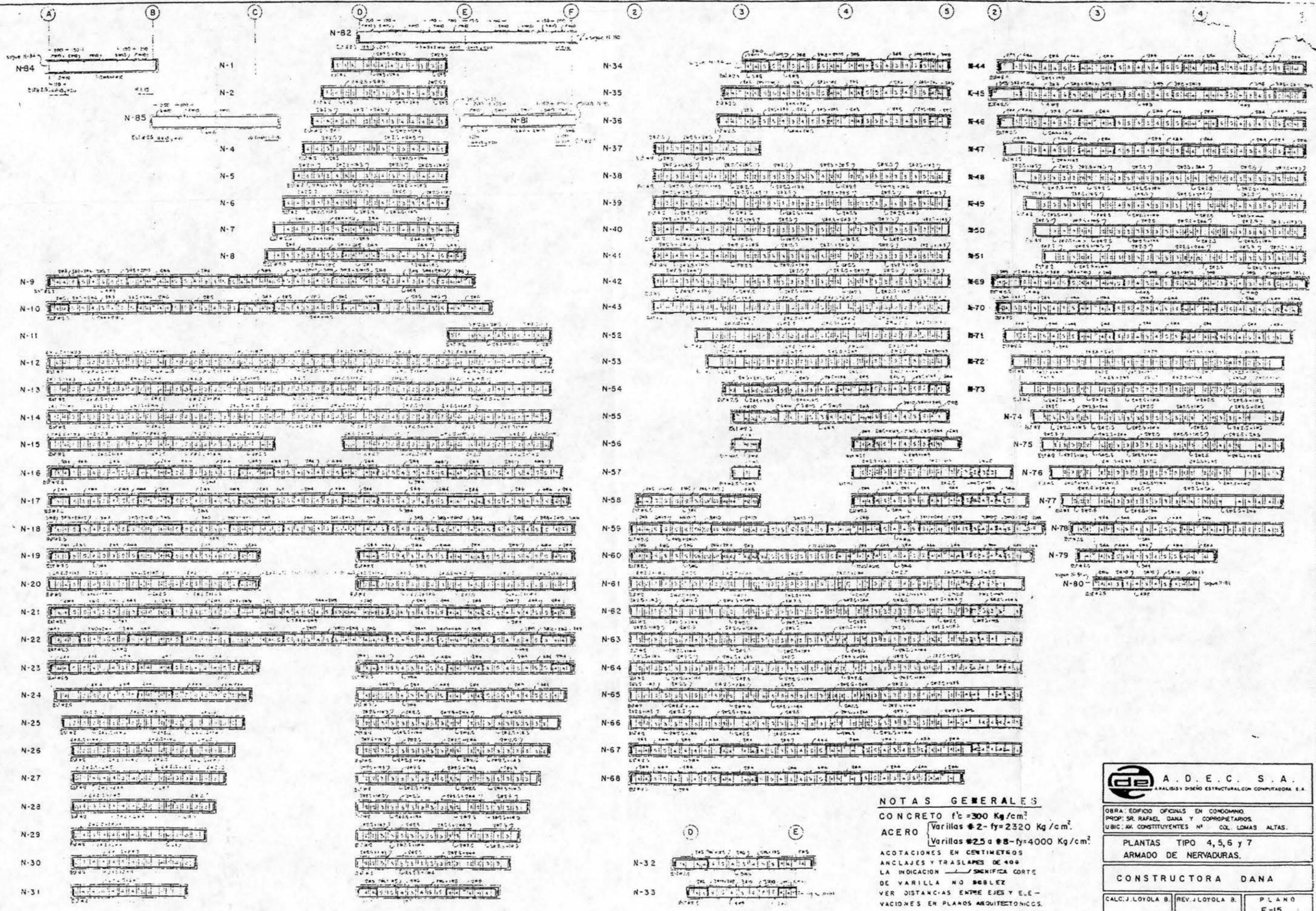
A. D. E. C. S. A.
 ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON COMPUTADORA S. A.

OBRA: EDIFICIO OFICINAS EN CONDOMINIO
 PROP: SR RAFAEL DANA Y COPROPIETARIOS.
 UBIC: AV. CONSTITUYENTES N° COL. LOMAS ALTAS.

NIVELES -3.85 a -5.25
 Distribución de nervaduras y Criterios constructivos

CONSTRUCTORA DANA

CALC: J. LOYOLA B. REV: J. LOYOLA B. PLANO
 DISE: J. OSMAVA. FECHERO: 1967. E-5

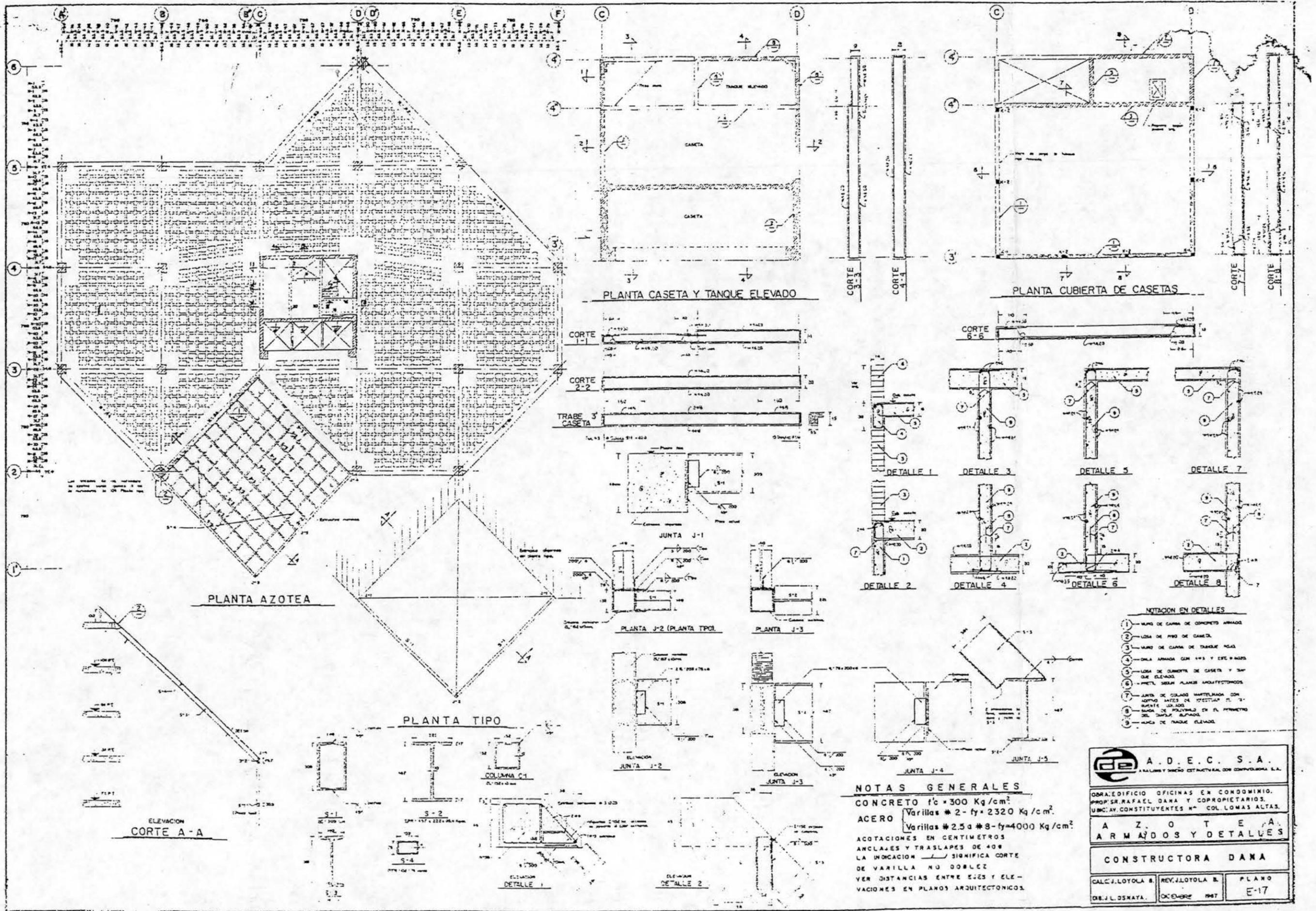


NOTAS GENERALES

CONCRETO $f_c = 300 \text{ Kg/cm}^2$
 ACERO Varillas #2 - $f_y = 2320 \text{ Kg/cm}^2$
 Varillas #25 a #8 - $f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$

ACOTACIONES EN CENTIMETROS
 ANCLAJES Y TRASLAPES DE 40D
 LA INDICACION SIGNIFICA CORTE
 DE VARILLA NO DOBLEZ
 VER DISTANCIAS ENTRE EJES Y ELE-
 VACIONES EN PLANOS ARQUITECTONICOS.

A. D. E. C. S. A. <small>ANÁLISIS DISEÑO ESTRUCTURAL CON COMPUTADORA S.A.</small>		
<small>OBRA: EDIFICIO OFICINAS EN CONDOMINIO PROP: SR. RAFAEL DANA Y COPROPETARIOS UBIC: AV. CONSTITUYENTES N° COL. LOMAS ALTAS.</small>		
PLANTAS TIPO 4, 5, 6 Y 7 ARMADO DE NERVADURAS.		
CONSTRUCTORA DANA		
<small>CALC: J. LOYOLA B. DIS: J. L. OSUNA</small>	<small>REV: J. LOYOLA B. MARZO 1987</small>	<small>PLANO E-15</small>



PLANTA CASETA Y TANQUE ELEVADO

PLANTA CUBIERTA DE CASETAS

PLANTA AZOTEA

PLANTA TIPO

PLANTA J-2 (PLANTA TPO)

PLANTA J-3

DETALLE 1

DETALLE 3

DETALLE 5

DETALLE 7

DETALLE 2

DETALLE 4

DETALLE 6

DETALLE 8

NOTACION EN DETALLES

- 1 - MURO DE CÁMERA DE CONCRETO ARMADO
- 2 - LOSA DE PISO DE CASETA
- 3 - MURO DE CÁMERA DE TANQUE AGUA
- 4 - OALA ARMADA CON 100 Y ESTE 8 BARRAS
- 5 - LOSA DE CÁMERA DE CASETA Y TANQUE ELEVADO
- 6 - PAVIMENTO SEGUN PLANOS ARQUITECTONICOS
- 7 - JUNTA DE COLADO BATELADO CON ASFALTO Y LANTAS DE SPECTRUM PL. 20
- 8 - MALLA DE POLYMEROS EN EL PERIMETRO DEL TANQUE ELEVADO
- 9 - MALLA DE TANQUE ELEVADO

NOTAS GENERALES

CONCRETO $f'c = 300 \text{ Kg/cm}^2$
 ACERO Varillas # 2 - $f_y = 2320 \text{ Kg/cm}^2$
 Varillas # 2.5 a # 8 - $f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$
 ACOTACIONES EN CENTIMETROS
 ANCLAJES Y TRASLAPES DE 40S
 LA INDICACION SIGNIFICA CORTE DE VARILLA DOBLEZ
 VER DISTANCIAS ENTRE EJES Y ELEVACIONES EN PLANOS ARQUITECTONICOS

A.D.E.C. S.A. A. MALIBY Y SANCHEZ EST. INGENIEROS S.A.		
OBRA: EDIFICIO OFICINAS EN CONDOMINIO. PROPI. SR. RAFAEL DANA Y COPROPIETARIOS. UBIC. AV. CONSTITUYENTES N. COL. LOMAS ALTAS.		
A Z O T E A ARMADOS Y DETALLES		
CONSTRUCTORA DANA		
CALC. J. LOTOLA B.	REV. J. LOTOLA B.	PLANO E-17
DE. J. OSKAYA.	OCTUBRE 1987	

BIBLIOGRAFÍA

1. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. México, D.F. 1999.
2. Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. México, D.F. 1999.
3. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. México, D.F. 1999.
4. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. México, D.F. 1999.
5. Rosenblueth, Emilio. Diseño Estructural Resistente a Sismo. México D.F. 1982.
6. Meli Piralla, Roberto. Diseño Estructural. México, D.F. 1895.
7. Gonzalez Cuevas, Oscar M. Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado. México, D.F. 1986.