

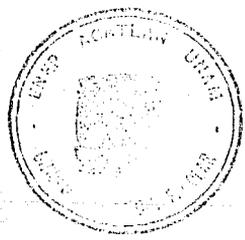
1
29

**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO**

E . N . E . P . A C A T L A N

I N G E N I E R I A C I V I L .

**ANALISIS, REVISION Y REFUERZO ESTRUCTURAL
DE EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO.**



T E S I S

Que para obtener el Titulo de
I N G E N I E R O C I V I L
p r e s e n t a
ALEJANDRO AGUILAR MORALES

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



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 está 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.



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA

P. I. C. -049/93

SR. ALEJANDRO AGUILAR MORALES
ALUMNO DE LA CARRERA DE
INGENIERIA CIVIL.
P R E S E N T E :

DE ACUERDO A SU SOLICITUD PRESENTADA CON FECHA 23 DE MARZO DE 1993, ME COMPLACE NOTIFICARLE QUE LA JEFATURA DEL PROGRAMA TUVO A BIEN ASIGNARLE EL SIGUIENTE TEMA DE TESIS: "ANALISIS, REVISION Y REFUERZO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO", EL CUAL SE DESARROLLARA COMO SIGUE:

- I.- INTRODUCCION.
- II.-DESCRIPCION DEL INMUEBLE.
- III.- PLANOS ARQUITECTONICOS Y ESTRUCTURALES.
- IV.-TRABAJOS DE CAMPO.
- V.-ANALISIS ESTRUCTURAL DEL INMUEBLE EN SU EDO. ACTUAL
- VI.-REFUERZO ESTRUCTURAL.
- VII.-CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

ASI MISMO FUE DESIGNADO COMO ASESOR DE TESIS EL ING. JULIO HARO RODRIGUEZ.

PIDO A USTED TOMAR NOTA QUE EN CUMPLIMIENTO DE LO ESPECIFICADO EN LA LEY DE PROFESIONES, DEBERA PRESTAR SERVICIO SOCIAL DURANTE UN TIEMPO MINIMO DE SEIS MESES COMO REQUISITO BASICO PARA SUSTENTAR EXAMEN PROFESIONAL, ASI COMO DE LA DISPOSICION DE LA DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS ESCOLARES EN EL SENTIDO DE QUE SE IMPRIMA EN LUGAR VISIBLE DE LOS EJEMPLARES DE LA TESIS, EL TITULO DE TRABAJO REALIZADO. ESTA COMUNICACION DEBERA IMPRIMIRSE EN EL INTERIOR DE LA TESIS.

SIN MAS POR EL MOMENTO, RECIBA UN CORDIAL SALUDO.



ENEP-ACATLAN
JEFATURA DEL
PROGRAMA DE INGENIERIA

A T E N T A M E N T E .
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
ACATLAN, EDO. DE MEX., A 9 DE NOVIEMBRE DE 1993

ING. CARLOS ROSALES AGUILAR
JEFE DEL PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

I N D I C E .

	PAG.
1.- INTRODUCCION.	1
2.- DESCRIPCION DEL TRABAJO.	2
2.1.- Descripción del Inmueble.	2
2.2.- Levantamiento Arquitectónico.	4
2.3.- Estudio Topográfico.	5
2.4.- Inspección de Daños.	6
2.5.- Pruebas de Materiales.	8
2.6.- Estudio de Mecánica de Suelos.	10
2.7.- Análisis de la Estructura en su Estado Actual.	11
2.7.1 Análisis Estructural.	11
2.7.2 Revisión Estructural.	27
2.7.2.1 Revisión de la Superestructura.	27
2.7.2.2 Revisión de Cimentación Actual.	47
2.7.3 Comentarios y Conclusiones.	48
2.8.- Refuerzo Estructural.	49
2.8.1 Refuerzo superestructura.	51
2.8.2 Refuerzo Cimentación.	78
2.9.- Recomendaciones.	98
2.10.- Conclusiones.	99
2.11.- Figuras.	101

	PAG.
3.- ANEXOS.	104
3.A1.- Lista de Planos.	105
3.A2.- Acabados Arquitectónicos y Levantamiento Topográfico.	107
3.A3.- Inspección de Daños.	115
3.A4.- Pruebas de Materiales.	118
3.A5.- Estudio de Mecánica de Suelos.	124
 REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	 148

O B J E T I V O G E N E R A L .

El presente trabajo pretende dar un seguimiento técnico-legal, basado en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1987 y sus Normas Técnicas Complementarias, para realizar una revisión y un refuerzo estructural de un edificio de concreto reforzado, así como también pretende dar un seguimiento de los trabajos de campo y de gabinete necesarios para obtener un modelo real del edificio en estudio y poder realizar una correcta revisión y por consiguiente un adecuado refuerzo estructural.

1. INTRODUCCION .

A raíz de los sismos ocurridos en el mes de Septiembre de 1985 en la ciudad de México, el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, dispuso que todo edificio perteneciente al Grupo A y del Grupo B Subgrupo B1 que presentaran daños estructurales, ubicados dentro de esta entidad tendrían que ser objeto de una revisión estructural y de ser necesario de un refuerzo estructural para garantizar la seguridad de los ocupantes de los inmuebles, esta revisión y refuerzo se deberá hacer siguiendo los lineamientos que el reglamento de 1987 marca, ya que como consecuencia de los sismos ocurridos, el reglamento anterior 1976 quedo suspendido, debido a que no cubre las solicitudes presentadas durante los sismos de 1985.

El presente trabajo pretende proporcionar la herramientas necesarias para poder realizar una revisión estructural adecuada de un edificio de concreto reforzado, estructurado a base de losa reticular y columnas, herramientas obtenidas mediante trabajos de campo y trabajos de gabinete, estos trabajos comprenden desde levantamientos arquitectónico, topográfico y de inspección de daños, hasta la obtención de un modelo analítico estructural del inmueble, con estas herramientas la revisión estructural se apegará a las condiciones actuales del inmueble en cuestión y por consiguiente se podrá realizar un proyecto de refuerzo estructural adecuado para el correcto funcionamiento del edificio.

Se debe hacer notar que este trabajo no es de forma generalizada para cualquier tipo de edificio, sino que es aplicado a un caso en particular.

2.- DESCRIPCION DEL TRABAJO.

2.1.- Descripción del Inmueble.

El edificio se encuentra ubicado en la Zona III (de Lago), según la última zonificación que hace el R.C.D.F-87 y se le clasifica dentro del Grupo B, subgrupo B1, se construyó en el año de 1973 aproximadamente. El uso predominante del inmueble es de bodegas, a continuación se presenta una tabla donde se lista el uso por cada nivel que integran al edificio:

TABLA # 2.1.1.- DESCRIPCION DEL NUMERO DE NIVELES DEL EDIFICIO Y USO POR NIVEL.

N I V E L	D E S C R I P C I O N
Sótano.	Bodega, cisterna y subestación eléctrica.
Planta Baja.	Estacionamiento, sala de exhibición y venta, oficinas y empeño.
1er. Nivel.	Refrendo, joyería y bodega.
2do. Nivel.	Bodegas.
3er. Nivel.	Bodegas.
4to. Nivel.	Bodegas.
5to. Nivel.	Casa del Gerente y casa de máquinas.

El área del predio es de 1,300 m² (Ver figura No. 1), siendo el área de construcción por nivel la siguiente:

TABLA # 2.1.2.- AREA DE CONSTRUCCION POR NIVEL DEL INMUEBLE:

N I V E L .	AREA CONSTRUIDA (m ²).
Sótano.	1,300.00
Planta Baja.	1,095.00
1er. Nivel.	1,095.00
2do. Nivel.	1,095.00
3er. Nivel.	1,095.00
4to. Nivel.	1,095.00
5to. Nivel.	298.00

AREA TOTAL DE CONSTRUCCION = 7,073.00 m².

El ancho de la fachada principal es de 25.40 m y el de la fachada lateral es de 60.90 m (Ver figura No.1 y 2), las alturas de piso terminado a piso terminado son: 3.65 m en sótano, 3.85 m en planta baja y de 2.85 m en los cuatro niveles de bodega.

La superestructura del edificio es de concreto reforzado, las columnas interiores son cuadradas de 55 x 55 cm y las columnas perimetrales son rectangulares de 45 x 75 cm. El sistema de piso es a base de losa reticular de 45 cm de peralte total, casetones de 60 x 60 x 40 cm y capa de compresión de 5 cm de espesor, además existen zonas macizas de concreto de 205 x 205 x 45 cm sobre las columnas (llamadas capiteles). En el sótano existen muros de concreto en todo el perímetro del predio (muros de contención), el edificio esta cimentado sobre pilotes de concreto reforzado de 60 cm de diámetro y 25 m de longitud según información de los planos del proyecto original, se debe hacer notar que no existe una losa de cimentación y que la conexión columna-pilote es por medio de una contratrabe con sección de 70 x 120 cm en los extremos y de 20 x 120 cm en el centro del claro.

En todo el edificio se detectaron los siguientes materiales en muros, tanto en muros de carga como en muros divisorios:

- Muros de tabique de barro rojo recocido.
- Muros de block hueco vitrificado.

Algo que se debe hacer notar es que en el nivel de sótano, en todo el perímetro del predio se tiene muro de concreto reforzado el cual cumple con la función de contener los empujes de tierra ejercidos por los predios colindantes al inmueble.

El pent-house (casa del gerente y casa de máquinas) está estructurado a base de muros de carga de tabique de barro rojo recocido y losa reticular.

El edificio es un tanto irregular en su geometría (Ver figura No.1), no se encontraron juntas constructivas que hicieran suponer que el inmueble estuviera formado por varios cuerpos. En su estructuración, la losa de sótano presenta un desnivel destinado a iluminación y ventilación lo cual crea en esta zona un efecto de columna corta.

Las nervaduras en el eje 7 (Ver planos arquitectónicos en el Anexo 3.A2) se interrumpen en el cubo de luz y de sanitarios ya que estos se localizan en el descanso de las escaleras, los muros de rigidez no se encuentran en el eje de la columna, se encuentran defasados, los muros divisorios de fachada se encuentran fuera del paño de las columnas y el muro de contención del sótano en la fachada principal también se encuentra defasado del paño de las columnas, creando un pasillo para la ventilación de esta área.

Por información verbal del personal que labora en el inmueble se determinó que no han existido reparaciones mayores en el edificio, situación que fue corroborada con el levantamiento arquitectónico y la inspección de daños.

2.2.- Levantamiento Arquitectónico.

En base a la información de los planos arquitectónicos del diseño original del inmueble, se procedió a realizar la verificación física del edificio para corroborar si la información contenida en estos planos es la real, ya que en caso contrario se tendrían que elaborar los planos arquitectónicos del edificio en su condición actual. Las diferencias encontradas al realizar este levantamiento fueron las siguientes:

-Los planos indican dos quiebres en la colindancia Este y físicamente sólo existe un quiebre (Ver plano arquitectónico en Anexo 3.A2).

-El eje con el número 10 (Ver planos arquitectónicos en el Anexo 3.A2) según el proyecto original debería de presentar columnas de concreto en su intersección con los ejes C, D, E y F, lo cual no es valedero ya que al realizar el levantamiento se comprobó

que estas columnas se encuentran recorridas hacia el interior del edificio a una separación del eje 10 de 5.60 m, esto es sobre el eje 9, lo que origina que el eje 10 quede en voladizo debido a que se detectó que los muros existentes en este eje no se encuentran debidamente anclados y no proporcionan ni rigidez ni transmisión de cargas, solamente actúan como muros divisorios.

-En el eje A, entre los ejes 3 y 4, se tiene una columna adicional de sección 45 x 75 cm.

No hubo diferencias representativas, en lo que respecta a las dimensiones de los elementos estructurales, en la distribución de los muros y en el destino de las áreas.

También se realizó un levantamiento de acabados debido a que en los planos del proyecto original se carecían de éstos, este levantamiento consistió en recabar los tipos de materiales que se utilizaron para darle los acabados que presenta el inmueble. En el Anexo 3.A2 se indican los acabados representativos del edificio.

2.3.- Estudio Topográfico.

Para conocer el estado actual de hundimientos diferenciales y desplomes que presenta el edificio se realizó la nivelación topográfica del mismo, la cual indicó los desniveles existentes entre zonas macizas de concreto sobre las columnas (capiteles) y los centros de tableros de losas.

Como resultado de la nivelación se encontró que el nivel de la losa en la colindancia Sur del sótano se encuentra 11.40 cm como máximo por abajo del nivel de la losa de la fachada Norte. El nivel de la losa de colindancia Oeste se encuentra 4.30 cm como máximo por abajo del nivel de la losa de colindancia Este. Las deflexiones al centro de tableros en su mayoría son menores al centímetro, solo dos tableros excedieron el centímetro y uno de los tableros mayores llegó a 2.15 cm de deflexión.

En el tercer nivel se observó un comportamiento congruente con el del sótano. El nivel de la losa de colindancia Sur del 3er. nivel se encuentra 13.90 cm como máximo por abajo del nivel de la losa de la fachada Norte. El nivel de la losa en la colindancia Oeste se encuentra 2.20 cm como máximo por abajo del nivel de la losa de la colindancia Este. Las deflexiones al centro de tableros tienen como valores máximos de 2.25 cm hacia abajo, y de 1.60 cm hacia arriba.

En las dos losas niveladas se aprecia que los ejes de colindancias longitudinales (Ejes A y E) tienden a estar por abajo de los ejes de columnas interiores (Ejes B, C y D), ver resultados obtenidos en figuras 3.A2.3 a 3.A2.7 en el Anexo 3.A2 (Acabados Arquitectónicos y Levantamiento Topográfico).

2.4.- Inspección de Daños.

Se realizó un levantamiento para evaluar los daños del edificio con la finalidad de determinar el grado de deterioro de los elementos estructurales y de los no estructurales.

A continuación se mencionan los daños localizados en los diferentes elementos, así como la posible causa que los originó.

2.4.1.- **Columnas.**- Existe agrietamiento en todas las columnas de los niveles superiores (2do., 3ro. y 4to.), el cual se supuso inicialmente que era de tipo superficial, este agrietamiento se presenta en la unión de columnas con capiteles y en toda la altura de la columna, coincidiendo aproximadamente con la localización de los estribos, este agrietamiento es horizontal y diagonal alrededor de las columnas, el cual puede ser provocado por las solicitaciones a las que estuvo sometido el edificio durante los sismos.

En las columnas del sótano, planta baja y 1er. nivel no se detectó agrietamiento superficial debido a que éstas tienen una camisa de madera a su alrededor.

En las columnas del cubo de iluminación y ventilación se presentan agrietamientos a 45 grados, estos agrietamientos se deben probablemente a fuerzas cortantes incrementadas por la existencia de pretiles, los cuales crean el efecto de columna corta.

2.4.2.- **Losas.**- Existe fuerte agrietamiento en las losas en ambas direcciones ortogonales del edificio, en algunos niveles el agrietamiento transversal y longitudinal corre a todo lo largo y ancho del edificio.

Por la superficie de piso se observa el firme muy agrietado, y por la superficie de techo de la misma losa se observa agrietamiento que pasa por las nervaduras y llega hasta la capa de compresión.

2.4.3.- **Muros divisorios y de carga.**- Se apreció que en el cruce de los ejes B-3' de los niveles 1ro., 2do., 3ro. y 4to. existe muro de tabique vitrificado, el cual presenta agrietamiento muy fuerte. Además se observó que existe muro de tabique rojo en el nivel de Pent-house en la zona de cubo de iluminación, que presenta agrietamiento a 45 grados.

Respecto a los muros de carga que están localizados en el nivel sótano (Concreto y Mampostería), se detectó que están en buenas condiciones. Cabe mencionar que en las áreas donde existe acceso al público y empleados, han existido trabajos de mantenimiento en los acabados.

En los muros de la cisterna localizada en el nivel de sótano, muros de tabique de barro rojo recocido, se puede apreciar agrietamiento fuerte a 45 grados.

2.4.4.- Elementos no estructurales.- En el nivel sótano se tienen muros divisorios de tabique de barro rojo recocido que presentan agrietamiento a 45 grados, los cuales fueron provocados por la acción del sismo, ya que estos muros no se encuentran debidamente desligados de la estructura.

En la planta baja se tienen muros de tabique vitrificado, que están agrietados y que además se están separando de la vertical de su propio eje hacia la colindancia. En general los niveles 1ro., 2do., 3ro. y 4to. no presentan problemas en cuanto a muros divisorios.

En el nivel 1 de la zona destinada a bodega de joyería existen pretiles dobles de tabique vitrificado agrietados en su parte superior en la unión con la columna, lo cual fue ocasionado debido a la falta de resistencia ante fuerzas laterales de estos pretiles.

También existen en la fachada principal, en los niveles 1, 2, 3 y 4, elementos de liga entre muros divisorios y columnas, los cuales presentan desprendimiento en su parte empotrada a las columnas, debido a la falta de rigidez del elemento de liga en su dimensión menor.

2.4.5.- Colindancia.- Se detectaron daños de colindancia en el cruce de los ejes A-1. Aquí se apreció que el muro de tabique vitrificado fue sustituido debido a que se desprendió por la falta de sujeción a la columna; este daño se lo caliza en los niveles 1 y 2.

2.4.6.- Exteriores.- En la fachada principal del inmueble se aprecia un desnivel hacia arriba de aproximadamente 10 cm con respecto al nivel de banquetta.

2.4.7.- Cimentación.- La inspección de daños realizada a la cimentación arrojó los siguientes resultados:

2.4.7.1.- Muro de contención.-

No se apreciaron daños en este elemento.

- 2.4.7.2.- **Contratrabes.**- Las contratrabes observadas en la cala realizada a la cimentación están en buen estado. En el eje 7 del sótano se observa el desnivel existente del piso. En dicho eje se observó que la contratrabes presenta una grieta vertical en su lecho superior.
- 2.4.7.3.- **Pilotes.**- En la cala se pudo observar la cabeza de los pilotes, las cuales no presentaban daños.

Además, cabe mencionar, que se detectaron testigos en toda la estructura los cuales se realizaron en los elementos más dañados con fecha del 28/8/90.

Estos testigos se encuentran en su mayoría sin daño alguno, lo que quiere decir que la estructura no ha tenido movimientos que puedan causar la ruptura de estos; solamente se detectó un testigo abierto entre el muro de la fachada Oeste y la columna, pero se desconoce la procedencia de esta ruptura.

En el Anexo 3.A3. se muestra una planta representativa de los daños detectados en cada nivel.

2.5.- Pruebas de materiales.

2.5.1.- Calas en Elementos Estructurales.

Se realizaron 5 calas en columnas, 1 cala en losa reticular, 1 cala en muro vitrificado en eje 10 y 1 cala en cimentación, estos trabajos se realizaron con la finalidad de obtener los armados reales de los elementos estructurales y compararlos contra los armados especificados en los planos del proyecto original.

A continuación se indica su localización y los resultados obtenidos para cada cala:

- 2.5.1.1.- **Columnas.**- Se realizaron 2 calas en el 4o. nivel, 2 calas en el 2o. nivel y 1 cala en sótano. En ningún caso coincidió el armado existente con el indicado en planos estructurales del proyecto original, se presentaron diferencias en el diámetro de varillas, espaciamiento de las mismas, recubrimientos y número de varillas contenidas en el elemento estructural, en cuanto a las dimensiones de estos elementos, coincidieron con las del proyecto original.

- 2.5.1.2.- **Losa reticular.**- La cala realizada fue cercana al cruce de los ejes 9-E en el cuarto nivel. Se realizó en una nervadura de 35 cm de ancho, se notó que el armado contenido en este elemento coincidió con el indicado en planos del proyecto original.
- 2.5.1.3.- **Muro vitrificado.**- Se realizó una cala en el muro de colindancia (eje 10) para verificar si éste era de carga o divisorio, comprobándose que éste es sólo de división.
- 2.5.1.4.- **Cimentación.**- Se realizó una cala en el piso del sótano, junto al cruce de los ejes C-9 para checar las dimensiones de contratrabes y pilotes, en donde se pudo apreciar lo siguiente:
- 2.5.1.4.1.- **Contratrabes.**- Se observó que las dimensiones de estos elementos son las mismas que marcan los planos estructurales del proyecto original.
- 2.5.1.4.2.- **Pilotes.**- Se observó que las dimensiones de estos elementos no checan con las marcadas en los planos del proyecto original, ya que se encontraron pilotes cuadrados de 35 cm, siendo que en el proyecto original marcan pilotes de sección circular.

La conclusión a la que se llegó y por lo que se pudo observar al realizar esta inspección, es de que el edificio al no tener en sus elementos estructurales los armados que se especifican y la distribución, que marca el proyecto original tendrá un comportamiento inadecuado ante las solicitaciones para las que fue diseñado, por lo que se propone que al realizar la revisión estructural del edificio se obtenga un modelo estructural que vaya de acuerdo a las condiciones actuales del inmueble y que se revisen sus elementos estructurales con los armados y secciones obtenidos de este levantamiento, para que con esto, se pueda realizar un dictamen real sobre las condiciones estructurales actuales del inmueble.

2.5.2.- Extracción de Corazones en Elementos Estructurales.

Se realizaron 12 extracciones de corazones (Núcleos de Concreto) los cuales tuvieron la siguiente distribución:

2 en nivel sótano.	2 en planta baja.
2 en nivel 1.	2 en nivel 2.
2 en nivel 3.	2 en nivel 4.

Las extracciones se realizaron en columnas solamente, teniendo como objetivo el determinar la resistencia del concreto (extracciones de 6.5 cm de diámetro) y además el determinar el módulo de elasticidad de éste (extracciones de 11 cm de diámetro).

Los resultados de los ensayos de laboratorio hechos en los núcleos de concreto fueron:

2.5.2.1.- **Resistencia.**- Se reportaron valores máximos de 413 Kg/cm² y mínimos de 237 Kg/cm². Como promedio se obtuvo un $f'c = 337.25$ Kg/cm², el cual es superior a los 300 Kg/cm² que se marcan en el proyecto original para columnas.

2.5.2.2.- **Módulo de elasticidad.**- Se ensayaron 2 especímenes obteniéndose valores de 220,009 Kg/cm² y 250,466 Kg/cm².

2.5.3.- Trabajos de rehabilitación.

Una vez terminados los trabajos de extracción de núcleos de concreto en elementos estructurales (columnas y losa nervurada), se procedió a tapar y resanar estos elementos estructurales, utilizando concreto mezclado con aditivos expansores y aditivos que garanticen la unión entre concretos, para dejar al inmueble en su condición anterior y evitar problemas de tipo estructural.

Además, se realizó la tapa y resane de las calas realizadas en la cimentación del inmueble en nivel sótano; este trabajo consistió en regresar el material excavado en la cala y la colocación del piso de concreto.

En el Anexo 3.A4 se indica la localización de las calas y extracción de núcleos de concreto efectuados en el inmueble, así como los resultados obtenidos.

2.6.- Estudio de Mecánica de Suelos.

Este estudio se realizó con el fin de revisar la cimentación profunda en su estado límite de falla, de acuerdo al nuevo criterio del Reglamento de Construcciones para el D.F (1987).

Como trabajos de exploración en campo, se realizó una cala en la cimentación existente y un sondeo profundo.

La cala de cimentación se efectuó a una profundidad de 2 m. Se excavo con pico y pala. A partir de la profundidad de 1 m, se tuvo que abatir el nivel de aguas freáticas, mediante bombeo local. Las condiciones detectadas en la cimentación se muestran en el Anexo 3.A5.

Por otra parte se efectuó un sondeo profundo del tipo mixto mediante la combinación del muestreo inalterado con tubo Shelby de 4" de diámetro y con el método de penetración estándar a una profundidad de 36.40 m, por corresponder la zona en estudio a la zona lacustre (zona III) denominada "Centro I". La primera capa dura se detectó a una profundidad de 31.0 m. En el Anexo 3.A5 se detalla la estratigrafía y propiedades del suelo.

A partir de la información obtenida de estos sondeos y de los resultados obtenidos al realizar pruebas en el laboratorio, así como las descargas verticales de la superestructura a la cimentación, se debiera efectuar la revisión de la cimentación profunda a base de pilotes de fricción, tanto para el caso de pilotes de sección circular (información de planos) como para pilotes de sección cuadrada según la cala efectuada a la cimentación en el piso del sótano (Ver Anexo 3.A5).

2.7.- Análisis y Revisión de la Estructura en su Estado Actual.

2.7.1 Análisis Estructural.

Una vez terminados los trabajos de verificación estructural efectuados en el sitio, se procedió a desarrollar modelos analíticos utilizando la información obtenida de dicha verificación y de los planos estructurales existentes.

Para el análisis de la estructura se utilizó el programa de computadora TABS-77 (Three Dimensional Analysis of Building Systems).

El modelo estructural se analizó con el método dinámico modal que establece la sección 9 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del D.F-87 (Ref.No.2), para lo cual se utilizó el espectro para diseño sísmico señalado en el punto 3 de las mismas Normas, además el modelo también se analizó bajo las condiciones de carga gravitacional que establece el mismo reglamento (Ref.No.1).

2.7.1.1.- Parámetros utilizados para el análisis del edificio:

2.7.1.1.1.- Materiales.

Concreto de:

$f'c = 300 \text{ Kg/cm}^2$. En las columnas de todos los niveles.

$f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$. En la losa de sótano y planta baja.

$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$. En las losas de los niveles 1 a 4 y casa del gerente.

Acero de refuerzo de:

$f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$. En toda la estructura.

Carga viva máxima = 350 Kg/cm^2 .

Carga viva instantánea = $0.9 \cdot 350 = 315 \text{ Kg/cm}^2$.

2.7.1.1.2.-Clasificación del edificio.

Grupo: B

Subgrupo: B₁.

Se utilizó un factor de comportamiento sísmico $Q=2.0$ debido a las características estructurales del edificio, además de que este valor Q se vio afectado por un factor de reducción de 0.8 , debido a condiciones de irregularidad del edificio (NTC para sismo sección No. 6).

2.7.1.1.3.- Zona de ubicación del inmueble.

Zona No. III (De Lago) Según la última zonificación del D.F.

2.7.1.1.4.- Coeficiente sísmico.

$c = 0.40$ Para estructuras del Grupo B (RCDF-87 Art. 206)

2.7.1.1.5.- Periodos característicos.

$t_a = 0.60 \text{ seg.}$

$t_b = 3.90 \text{ seg.}$

2.7.1.1.6.- Espectro de aceleraciones.

El inmueble se localiza dentro de los límites de la Zona III por lo que el espectro de aceleraciones de diseño queda definido como:

$$a = (1 + 3t/ta)c/4 \quad \text{Si } t < ta$$

$$a = c \quad \text{Si } ta \leq t \leq tb \quad \text{Según NTC Para Sismo Sección 3.}$$

$$a = (tb/t)^r c \quad \text{Si } t > tb$$

$r = 1$
 $ta = 0.60 \text{ seg}$ $t = \text{Periodo fundamental de interés.}$
 $tb = 3.90 \text{ seg.}$ $c = 0.40$

Reducción de fuerzas sísmicas (Según NTC para Sismo Sección 4).

$$Q = Q \quad \text{Si } t \geq ta$$

$$Q = 1 + (t/ta)(Q-1) \quad \text{Si } t < ta$$

$$Q = 2.0$$

Donde Q se verá afectado por 0.8 por condiciones de irregularidad.

TABLA # 2.7.1.1.- ESPECTRO DE ACELERACIONES SISMICAS CORRESPONDIENTE AL INMUEBLE POR ANALIZAR.

No.	t.	a.	Q.	0.8Q.	a/0.8Q.
1	0.00	0.10	1.00	0.80	0.10
2	0.20	0.20	1.33	1.064	0.188
3	0.40	0.30	1.66	1.328	0.226
4	0.60	0.40	2.00	1.60	0.25
5	3.90	0.40	2.00	1.60	0.25
6	4.20	0.37	2.00	1.60	0.231
7	4.50	0.35	2.00	1.60	0.219
8	4.80	0.325	2.00	1.60	0.203
9	5.00	0.312	2.00	1.60	0.195
10	5.20	0.30	2.00	1.60	0.187

NOTA: Ver gráfica de representación de espectro de aceleraciones (Figura No. 2.7.1.1).

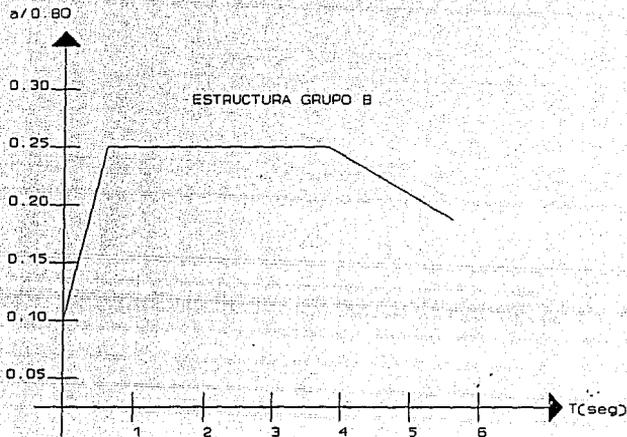


FIG.# 2.7.1.1.- ESPECTRO DE ACELERACIONES SEGUN R.C.D.F.-87.

2.7.1.2.- Modelos analizados:

2.7.1.2.1.- A base de marcos ortogonales formados por una fila de columnas y trabes equivalentes con cargas correspondientes a franjas de losa limitadas por las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas con siderado.

2.7.1.2.2.- A base de marcos ortogonales formados por una fila de columnas y tableros equivalentes con cargas correspondientes a áreas tributarias de tableros de losa.

El modelo del inciso 2.7.1.2.1 se utilizó para la revisión de los elementos estructurales del edificio (Superestructura). y el modelo del inciso 2.7.1.2.2 se utilizó para obtener las descargas a la cimentación.

2.7.1.3.- Combinaciones y factores de carga:

2.7.1.3.1.- Combinación de carga gravitacional.

1.4 (Carga Muerta + Carga Viva Max.)

2.7.1.3.2.- Combinación de carga gravitacional más sismo.

1.1 (Carga Muerta + Carga Viva Inst. + Sismo)

2.7.1.4.- Datos más representativos requeridos por el programa de computadora utilizado para el análisis:

Datos para Análisis Sísmico Dinámico y Análisis Gravitacional.

2.7.1.4.1.- Información de Control: (Datos generales del inmueble).

- Número total de pisos: 7
- Número de marcos con diferentes propiedades o diferentes cargas: 17
- Número total de marcos o muros de cortante en la estructura: 17
- Número total de condiciones de carga: 1
- Tipo de análisis: 3 (Para análisis sísmico)
0 (Para análisis gravitacional)
- Número de frec. a calcularse: 21 (Para análisis sísmico)
0 (Para análisis grav.)
- Comentario: Análisis sísmico y gravitacional.

2.7.1.4.2.- Datos del piso.

- Identificación del nivel: 7.
- Altura de piso: 285 cm.
- Masa traslacional: 1457.87
- Masa rotacional: 5.873E09.
- Distancia en X del centro de masas con respecto al eje de referencia global: 3444 cm.

- Distancia en Y del centro de masas con respecto al eje de referencia global: 1135 cm.

Nota: Estos datos se dan para cada nivel (Empezando de arriba hacia abajo).

En esta sección la masa traslacional y rotacional se obtienen para cada nivel de la forma siguiente:

- Masa traslacional (Mt):

$$Mt = \text{Peso total del nivel} / \text{Gravedad}$$

Para el nivel 7

$$\begin{aligned} \text{Peso total del nivel} &= 1\,430\,170.47 \text{ Kg} \\ \text{Gravedad} &= 981 \text{ cm/seg}^2 \end{aligned}$$

$$Mt = 1\,430\,170.47 / 981 = 1457.87 \text{ Kg-seg}^2/\text{cm}$$

- Masa rotacional (Mr):

$$Mr = Mt * (I_x + I_y) / A$$

Donde:

A = Area en planta ocupada por el nivel.

I_x = Momento de inercia con respecto al centro de masas del nivel.

I_y = Momento de inercia con respecto al centro de masas del nivel.

Para el nivel 7

$$\begin{aligned} A &= 10\,458\,400 \text{ cm}^2 \\ I_x &= 3.60 * 10^2 \text{ cm}^2 \\ I_y &= 3.8534 * 10^2 \text{ cm}^2 \\ Mt &= 1457.87 \text{ Kg-seg}^2/\text{cm} \end{aligned}$$

$$Mr = 1457.87 [(3.60 * 10^2 + 3.8534 * 10^2) / 10458400]$$

$$Mr = 5.873 * 10^9 \text{ Kg-seg}^2/\text{cm}$$

Las coordenadas X y Y corresponden a las distancias con respecto a los ejes globales del centro de masas de cada nivel.

$$X = \frac{\sum (\text{Peso} \cdot \text{Distancia})}{\sum \text{Peso}}$$

$$X = 16\ 231\ 912\ \text{Kg-m} / 1\ 430\ 174\ \text{Kg} = 11.35\ \text{m} = 1135\ \text{cm}.$$

$$Y = \frac{\sum (\text{Peso} \cdot \text{Distancia})}{\sum \text{Peso}}$$

$$Y = 49\ 253\ 096\ \text{Kg-m} / 1\ 430\ 174\ \text{Kg} = 34.44\ \text{m} = 3444\ \text{cm}.$$

2.7.1.4.3.- Datos de marcos.

2.7.1.4.3.1.- Control de marco.

- Número de identificación del marco: 1
- Número de líneas de columnas en este marco: 6
- Número de pisos arriba de la cimentación: 7
- Número de columnas con propiedades diferentes: 5
- Número de vigas con propiedades diferentes: 1
- Número de momentos y cortantes de empotramiento diferentes para ser aplicados como cargas verticales a las vigas: 2
- Número de paneles en este marco (muros de carga): 5
- Número de diagonales: 0
- Información para identificar al marco: Marco eje 0.
- Datos del ancho de crujiás.
- Datos de alturas de pretiles.

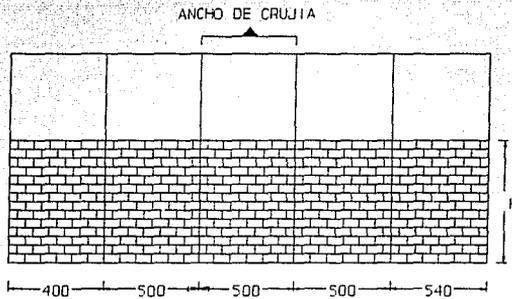


FIG. # 2.7.1.2.- REPRESENTACION DE ANCHO DE CRUJIAS Y ALTURA DE PRETILES.

2.7.1.4.3.1.1.- Calculo de propiedades de columnas.

- Módulo de elasticidad:

$$E = 14\ 000 \sqrt{f_c}$$

$$E = 242\ 487.11 \text{ Kg/cm}^2.$$

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

- Area transversal de la sección.

$$A = 55 * 55 = 3025 \text{ cm}^2.$$

- Momento de inercia (I)

$$I = 55 * 55^3 / 12 = 762\ 552.0 \text{ cm}^4.$$

- Area efectiva al cortante.

$$A_v = 3025 / 1.2 = 2521.0 \text{ cm}^2.$$

- Ancho de la columna.

$$w = 55 \text{ cm.}$$

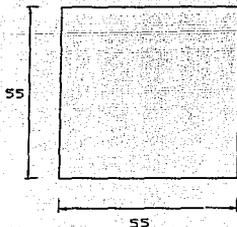


FIG.# 2.7.1.3.- SECCION TRANSVERSAL

2.7.1.4.3.1.2.- Calculo de propiedades de vigas.

- Módulo de elasticidad.

$$E = 14\ 000 \sqrt{f_c}$$

$$E = 221\ 359.43 \text{ Kg/cm}^2.$$

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

- Momento de inercia de la viga (Al centro del claro de la viga).

$$I_o = 854\ 176.0 \text{ cm}^4.$$

- Factor de rigidez.

$$F_r = 6.38$$

- Factor de transporte.

$$F_t = 0.58$$

- Peralte de la viga (d_b) abajo del diafragma.

$$d_b = 42.50 \text{ cm.}$$

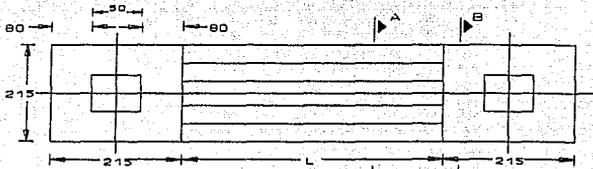
- Peralte de la viga (d_A) arriba del diafragma.

$$d_A = 2.50 \text{ cm.}$$

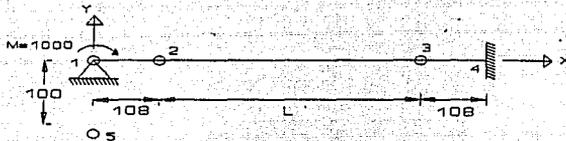
- Area efectiva al cortante.

$$A_v = 3687 \text{ cm.}$$

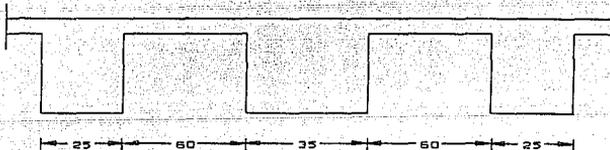
2.7.1.4.3.1.3.- Obtención de traves equivalentes.



PLANTA



MODELO



ANCHO EQUIVALENTE $C2 + 3h$

FIG.# 2.7.1.4.- OBTENCIÓN DE TRABES EQUIVALENTES.

- Propiedades de la sección (geométricas)

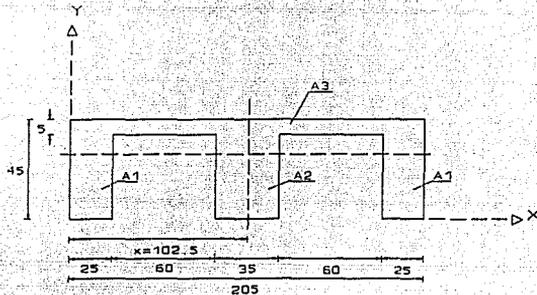


FIG.# 2.7.1.5.- SECCION A-A.

$$A_{\text{total}} = [25 \cdot 40 \cdot 2 + 35 \cdot 40 + 5 \cdot 205] = 4425 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{cortante}} = 4425 / 1.2 = 3687.5 \text{ cm}^2.$$

$$x = \frac{\sum A \cdot dx}{\sum A}$$

$$x = \frac{[25 \cdot 40 \cdot 12.5 + 35 \cdot 40 \cdot 102.5 + 25 \cdot 40 \cdot 192.5 + 5 \cdot 205 \cdot 102.5]}{4425}$$

$$x = 102.5 \text{ cm.}$$

$$y = \frac{\sum A \cdot dy}{\sum A}$$

$$y = \frac{[25 \cdot 40 \cdot 20 \cdot 2 + 35 \cdot 40 \cdot 20 + 5 \cdot 205 \cdot 42.5]}{4425}$$

$$y = 25.21 \text{ cm.}$$

$$I_x = \sum [b \cdot h^3 / 12 + A \cdot d^2]$$

$$I_x = [25 \cdot 40^3 / 12 + 25 \cdot 40 \cdot 5.21^2] + [35 \cdot 40^3 / 12 + 35 \cdot 40 \cdot 5.21^2] + [205 \cdot 5^3 / 12 + 205 \cdot 5 \cdot 17.29^2]$$

$$I_x = 854 \ 176.40 \text{ cm}^4.$$

$$I_y = \sum [h \cdot b^3 / 12 + A \cdot d^2]$$

$$I_y = [40 \cdot 25^3 / 12 + 40 \cdot 25 \cdot 90^2] + [40 \cdot 35^3 / 12] + [5 \cdot 205^3 / 12]$$

$$I_y = 20 \ 036 \ 719 \text{ cm}^4.$$

- Propiedades de la sección (geométricas)

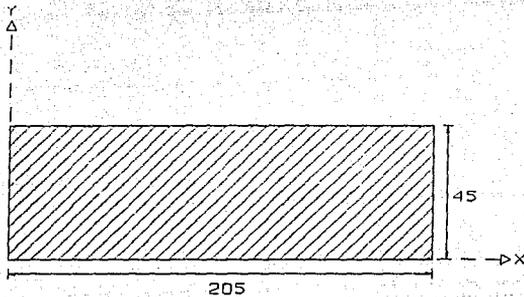


FIG.# 2.7.1.6.- SECCION B-B.

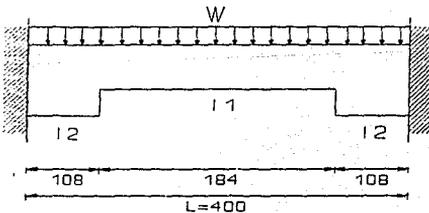
$$A_{\text{total}} = 45 \cdot 205 = 9225 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{cortante}} = 9225 / 1.2 = 7688 \text{ cm}^2.$$

$$I_x = 1\,556\,719 \text{ cm}^4.$$

$$I_y = 32\,306\,719 \text{ cm}^4.$$

- Cálculo del factor de rigidez y factor de transporte.



$$I_1 = 854\,176 \text{ cm}^4.$$

$$I_2 = 1\,556\,719 \text{ cm}^4.$$

$$\lambda = 108 / 400 = 0.27$$

FIG.# 2.7.1.7.- TRABE EQUIVALENTE.

$$\therefore I_2 = 1.82248 I_1.$$

$$\theta_A = [w l^3 / 24 E I_1] (1 - 6\lambda^2 + 4\lambda^3) + w l^3 / 24 E I_2 (6\lambda^2 - 4\lambda^3)$$

$$\theta_A = [w l^3 / 24 * 854176 * E] (1 - 6 * 0.27^2 + 4 * 0.27^3) + [w l^3 / 24 * 1556719 * E] (6 * 0.27^2 - 4 * 0.27^3)$$

$$\theta_{AA} = 4.088414443 * 10^{-8} w l^3 / E - [1 / E I_1] (1/3 - \lambda + \lambda^2 - 2\lambda^3/3) + [1 / E I_2] (\lambda - \lambda^2 + 2\lambda^3/3)$$

$$\theta_{AA} = [1 / E I_1] (1/3 - \lambda + \lambda^2 - 2\lambda^3/3) + [1 / E * 1.82248 * I_1] (\lambda - \lambda^2 + 2\lambda^3/3)$$

$$\theta_{AA} = [1 / E I_1] [(1/3 - \lambda + \lambda^2 - 2\lambda^3/3) + (\lambda - \lambda^2 + 2\lambda^3/3) / 1.82248] \dots [A]$$

Sustituyendo el valor de lambda (λ) EN [A].

$$\theta_{AA} = [1 / E I_1] [(1/3 - 0.27 + 0.27^2 - 20.27^3/3) + (0.270.27^2 + 20.27^3/3) / 1.82248]$$

$$\theta_{AA} = 0.238460747 [1 / E I_1]$$

$$\theta_{AB} = [1 / E I_1] (1/6 - \lambda^2 + 2\lambda^3/3) + [1 / E I_2] (\lambda^2 - 2\lambda^3/3) \dots [B]$$

$$\theta_{AB} = [1 / E I_1] [(1/6 - \lambda^2 + 2\lambda^3/3) + (\lambda^2 - 2\lambda^3/3) / 1.82248]$$

Sustituyendo el valor de lambda (λ) EN [B].

$$\theta_{AB} = [1 / E I_1] [(1/6 - 0.27^2 + 20.27^3/3) + (0.27^2 - 20.27^3/3) / 1.82248]$$

$$\theta_{AB} = 0.139689025 [1 / E I_1]$$

Factor de rigidez a flexión.

$$k = \theta_{AA} / (\theta_{AA}^2 - \theta_{AB}^2)$$

$$k = (0.2384607471 / E I_1) / [(0.2384607471 / E I_1)^2 - (0.1396890251 / E I_1)^2]$$

$$k = 6.38 EI/l$$

Factor de transporte.

$$F.T = \theta_{AB} / \theta_{AA}$$

$$F.T = (0.1396890251 / E I_1) / (0.2384607471 / E I_1)$$

$$F.T = \underline{0.5858}$$

2.7.1.4.3.1.4.- Representación de cargas de empotramiento en vigas.

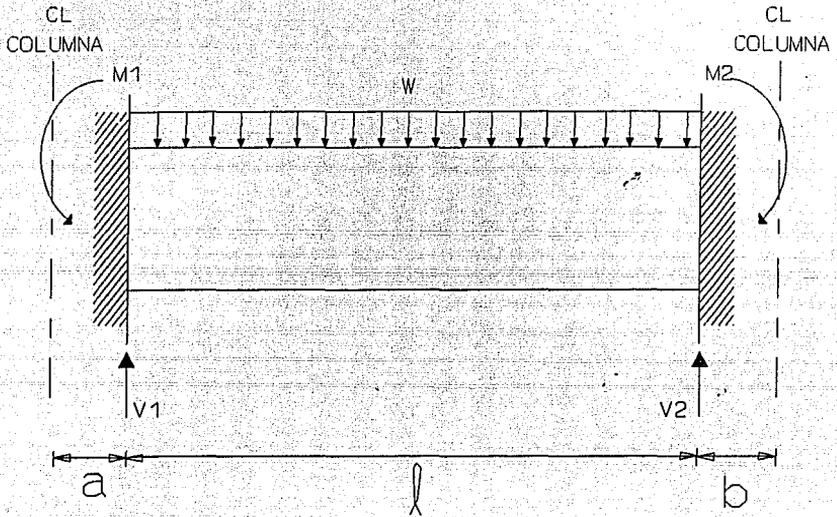


FIG.# 2.7.1.8.- REPRESENTACION DE CARGAS DE EMPOTRAMIENTO EN VIGAS.

M_1 y M_2 =Mto. de reacción de empotramiento.

V_1 y V_2 =Cort. de reacción de empotramiento.

w =Fza.uniforme por unidad de longitud.

2.7.1.4.3.1.5.- Páneles (Muros de carga).

Estos elementos son definidos como columnas, por lo que sus propiedades quedan definidas en la sección de columnas.

2.7.1.4.4.- Localización de marcos.

En esta sección se generan las coordenadas en X y Y de cada marco con respecto al sistema de referencia global utilizado.

Número de identificación del marco: 1

Cálculo de fuerzas: 0

0 Fzas. del marco calculadas e impresas.

1 Fzas del marco no calculadas.

Distancia X_1 : Con respecto al eje de referencia global.

Distancia Y_1 : Con respecto al eje de referencia global.

Distancia X_2 : Con respecto al eje de referencia global.

Distancia Y_2 : Con respecto al eje de referencia global.

Información para identificar al marco: Marco Eje 0.

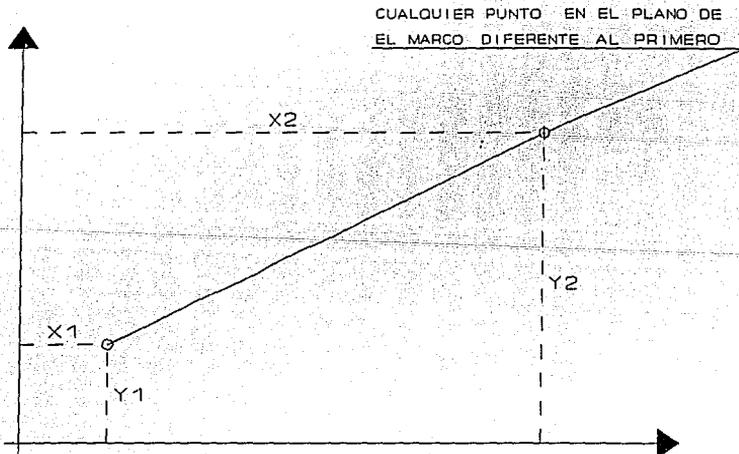


FIG.# 2.7.1.9.- LOCALIZACION DE MARCOS MEDIANTE COORDENADAS.

2.7.1.4.5.- Espectro de aceleraciones de sismos (Esta sección se omite para análisis gravitacional).

2.7.1.4.5.1.- Control

- No. de períodos para definir el espec. de aceleraciones: 10
- No. de modos, en secuencia, comenzando con el menor, para ser impresos separadamente: 0
- Factor de escala para aceleraciones: 1024.19

$$F.Escala = g^2 + 0.3g^2$$

$$g = \text{Aceleración de la gravedad} = 981 \text{ cm/seg}^2.$$

- Dirección del sismo ϕ :

$$100\%x + 30\%y \quad \phi_x = 73.30$$

$$100\%y + 30\%x \quad \phi_y = 16.70$$

- Comentario

2.7.1.4.5.2.- Períodos (Esta sección se omite para análisis gravitacional).

- Período en secuencia de aumento numérico.
- Aceleración espectral.

2.7.1.4.6.- Definición de condiciones de carga.

(C.M + C.Vinst. + Sismo)*1.1 Análisis sísmico.

(C.M + C.Vmáx.)*1.4 Análisis gravitacional.

Sismo: Análisis espectral. Fuerzas modales son combinadas con el método medio cuadrático.

2.7.2 REVISION ESTRUCTURAL.

2.7.2.1 Revisión de la superestructura.

La revisión estructural efectuada a los elementos que conforman al inmueble, se realizó comparando los elementos mecánicos resistentes de cada miembro estructural, contra las fuerzas actuantes obtenidas del análisis, siguiendo las recomendaciones del RCDF-87 y sus NTC para Diseño de Estructuras de Concreto y Mampostería.

Los resultados obtenidos de la revisión en estado actual del inmueble, son los siguientes:

2.7.2.1.1.- Revisión por cortante basal (Según NTC para Sismo Secc. 9.3).

Cuando la fuerza cortante basal en la dirección de análisis, V_o es menor que $0.8*a*W_o/Q$ se incrementarán todas las fuerzas actuantes de diseño y desplazamientos laterales correspondientes en una proporción tal que V_o iguale a este valor.

$V_o < 0.8*a*W_o/Q$ Se deben incrementar las fuerzas de diseño.

$V_o > 0.8*a*W_o/Q$ No se incrementarán las fuerzas de diseño.

W_o = Peso de la construcción.

V_o = Cortante basal.

a = Ordenada espectral.

Q = factor de comportamiento sísmico reducido.

$W_o = 7\ 927\ 529$ Kg.

$t_a = 0.60$

$c = 0.40$

$a = 0.40$

$t_b = 3.90$

$t = 0.70$

Como $t_a < t < t_b$ $a = c$

$\therefore a = 0.40$

$t > t_a$

$Q = Q$

$V_T = (0.8*0.40*7927529)/(0.8*2) = 1\ 585\ 505.8$ Kg

$V_T = 1585.5058$ ton.

$V_x = 1544.52$ ton

Comparando

$V_x = V_T$

Se concluye que no es necesario incrementar

$V_y = 1734.00$ ton

$V_y > V_T$

las fuerzas obtenidas.

2.7.2.1.2.- Revisión por desplazamientos.

Los desplazamientos obtenidos del análisis resultan ser del orden de 1.2 cm, los cuales son menores a los permisibles que marca el RCDF-87 en su artículo No. 209:

0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes.
Cuando no existan muros en el marco.

0.012 veces la diferencia de elevaciones correspondientes.
cuando existen muros en el marco.

2.7.2.1.3.- Revisión de columnas.

TABLA # 2.7.2.1.1.- SECCIONES TRANSVERSALES DE COLUMNAS EXISTENTES EN EL INMUEBLE Y SUS RESPECTIVOS ARMADOS UTILIZADOS PARA SU REVISION ESTRUCTURAL.

COLUMNA TIPO.	NIVELES.	ARMADO LONG.	ARMADO TRANSV.	f c (Kg/cm ²)
C ₁ (55*55 cm)	1 al 3	8 vs No. 12	E No. 3 @ 25	250
	4	8 vs No. 10	E No. 3 @ 30	250
	5	8 vs No. 10	E No. 3 @ 30	200
	6 al 7	8 vs No. 8	E No. 3 @ 35	200
C ₂ (55*55 cm)	1 al 3	8 vs No. 10	E No. 3 @ 25	250
	4	8 vs No. 8	E No. 3 @ 30	250
	5	8 vs No. 8	E No. 3 @ 30	200
	6 al 7	8 vs No. 8	E No. 3 @ 35	200
C ₃ (45*75 cm)	1 al 3	10 vs No. 10	E No. 3 @ 25	250
	4	10 vs No. 8	E No. 3 @ 30	250
	5	10 vs No. 8	E No. 3 @ 30	200
	6 al 7	8 vs No. 8	E No. 3 @ 35	200

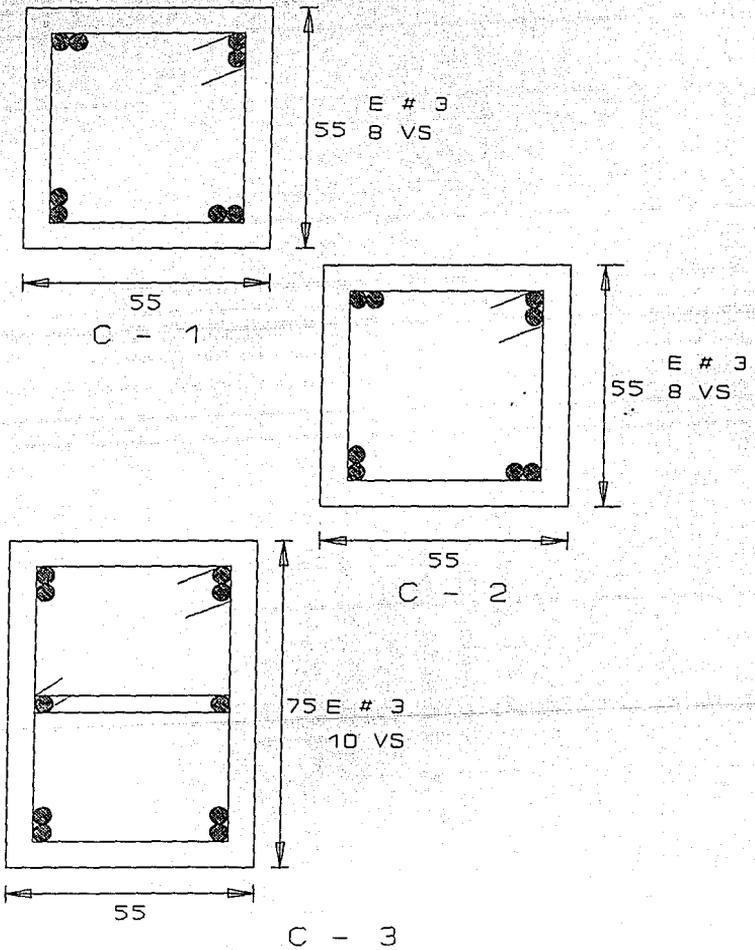


FIG.# 2.7.2.1.1.- COLUMNAS EXISTENTES EN EL INMUEBLE.

TABLA # 2.7.2.1.2.- COLUMNAS A REVISAR POR FLEXOCOMPRESION Y CORTANTE BAJO LA COMBINACION DE CARGA 1.1 (C.M+C.Vinst.+Sismo).

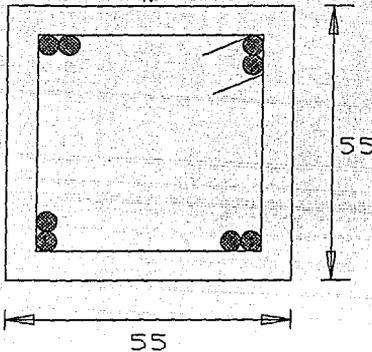
COLUM- NA. TIPO	ENTRE EJES	NIVEL	ELEMENTOS MECANICOS ACTUANTES				
			Mx (TON-M)	My (TON-M)	Pu (TON)	Vx (TON)	Vy (TON)
C-1	3-B	3	14.60	50.32	374.15	8.15	29.50
	4-D	3	11.84	56.484	388.63	6.34	33.10
	5-D	3	12.314	62.531	390.60	6.67	36.50
	6-D	3	16.34	69.356	479.94	9.50	40.40
	7-D	3	16.39	78.20	503.20	9.68	45.27
	8-E	3	14.783	83.50	547.25	8.13	47.79
	9-E	3	17.76	94.00	505.92	10.15	54.06
	9-E	5	18.25	63.66	332.58	14.25	50.99
	9-F	3	22.072	99.047	464.70	12.41	57.65
	9-F	5	21.19	70.00	275.41	16.67	56.49
C-3	3-A	3	26.63	60.56	269.74	28.90	15.16
	9 -D	3	8.318	147.3	473.32	4.34	75.08
	9 -E	6	6.135	77.63	211.99	5.10	59.12
	9 -F	3	14.686	177.113	424.54	8.02	98.47
	9 -G	3	31.752	75.811	446.89	14.20	43.54

Esta tabla contiene los elementos mecanicos más criticos actuantes en las columnas del inmueble, los cuales seran utilizados para la revisión estructural de las mismas y dictaminar si son adecuadas o escasas en su resistencia.

Ejemplo: Revisión de columna existente por flexocompresión y cortante.

Combinación 1.1 (C.M+C.Vinst.+Sismo)

Columna tipo C-1 (Sección 55*55 cm), Entre Ejes B y 3. Nivel 3
Ver tabla No. 2.7.2.2



Elementos mecánicos actuantes.

$$M_x = 14.60 \text{ ton-m}$$

$$M_y = 50.32 \text{ ton-m}$$

$$P_u = 374.153 \text{ ton}$$

Armado longitudinal.

$$8 \text{ vs } \#12$$

Armado transversal.

$$E \# 3 @ 25$$

$$A_s = 91.21 \text{ cm}^2.$$

FIG.# 2.7.2.1.2.- SECCION TRANSVERSAL COLUMNA C-1.

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2. \quad f^*c = 200 \text{ Kg/cm}^2. \quad f''c = 170 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2.$$

2.7.2.1.3.1.- Revisión por flexocompresión.

$$b = 55 \text{ cm.} \quad d = 50 \text{ cm.}$$

$d/b = 50/55 = 0.90$ Con este dato entramos a las gráficas de interacción..... (Ver referencia No. 13)

$$e_x = M_x/P_u = 14.60 \text{ ton-m}/374.153 \text{ ton} = 0.039 = 3.9 \text{ cm.}$$

$$e_y = M_y/P_u = 50.32 \text{ ton-m}/374.153 \text{ ton} = 0.134 = 13.45 \text{ cm.}$$

$$e_x/h = 3.9/55 = 0.071 \quad q = (A_s \cdot f_y)/(b \cdot h \cdot f^*c)$$

$$e_y/h = 13.45/55 = 0.2444 \quad q = 0.70964$$

$$K_x = 0.95 \quad K_y = 1.45$$

Carga resistente $P_R = 1/[(1/P_x) + (1/P_y) - (1/P_{RO})]$

$P_x = K_x \cdot F_R \cdot b \cdot h \cdot f_c = 0.95 \cdot 0.7 \cdot 55 \cdot 55 \cdot 170 = 341\ 977\ \text{Kg.}$

$P_y = K_y \cdot F_R \cdot b \cdot h \cdot f_c = 1.45 \cdot 0.7 \cdot 55 \cdot 55 \cdot 170 = 521\ 964\ \text{Kg.}$

$P_{RO} = F_R [A_g \cdot f_c + A_s \cdot f_y] \dots \dots \text{Sección 4.22. Ref. No.13}$

$P_{RO} = 0.7 [(55 \cdot 55) (170) + (91.21 \cdot 4000)]$

$P_{RO} = 615\ 363\ \text{Kg}$

$P_R = 1/[(1/341977) + (1/521964) - (1/615363)]$

$P_R = 311\ 047\ \text{Kg (Carga resistente)}$

$P_R < P_u$ Escasez a flexocompresión del 17%

2.7.2.1.3.2.- Revisión por cortante.

$V_x = 8.156\ \text{ton.}$ $A_s = 91.21\ \text{cm}^2.$

$V_y = 29.50\ \text{ton.}$ $E \# 3 @ 25$

$P_u = 374.153\ \text{ton.}$

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

$f_y = 4000\ \text{Kg/cm}^2.$

$\rho = A_s / b \cdot h = 91.21 / (55 \cdot 55) = 0.03$ $\rho > 0.010$

$\therefore V_{cr} = 0.5 \cdot F_R \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}$ $V_{cr} = 0.5 \cdot 0.8 \cdot 55 \cdot 50 \cdot \sqrt{200} = 15\ 556\ \text{Kg.}$

$1 + 0.007(P_u / A_g) = 1 + 0.007(374153 / (55 \cdot 55)) = 1.86$

$V_{cr} = 15\ 556 \cdot 1.86 = 28\ 934\ \text{Kg.}$

Contribución de los estribos.

$V_{st.} = F_R \cdot A_v \cdot f_y \cdot d / s = (0.8 \cdot 0.71 \cdot 2 \cdot 4000 \cdot 50) / 25 = 9088\ \text{Kg}$

$V_t = 38\ 022\ \text{Kg}$

$V_t > V_y$ Eficiencia a cortante 78%

Ver tabla 2.7.2.1.3 para resultado de columnas revisadas por flexo-compresión y cortante.

TABLA # 2.7.2.1.3.- COLUMNAS REVISADAS POR FLEXOCOMPRESION Y CORTANTE BAJO LA COMBINACION DE CARGA 1.1 (C.M+C.Vinst.+Sismo).

COLU MNA. TIPO	ENTRE EJES	NIVEL	CARGA AXIAL		ADECUADA (%)		ESCALA (%)	
			ACT. (TON)	RESIST. (TON)	F.C	V.	F.C.	V.
C-1	3-B	3	374.15	311.04	-	78	17	-
	4-D	3	388.63	330.16	-	86	15	-
	5-D	3	390.60	314.75	-	96	20	-
	6-D	3	479.94	328.48	-	96	31	-
	7-D	3	503.20	318.59	-	-	37	8
	8-E	3	547.25	324.95	-	-	41	7
	9-E	3	505.92	289.70	-	-	43	20
	9-E	5	332.58	206.20	-	-	38	31
	9-F	3	464.70	262.59	-	-	43	28
	9-F	5	275.41	168.58	-	-	39	39
C-3	3-A	3	269.74	245.93	-	94	9	-
	9 -D	3	473.32	249.97	-	-	47	53
	9 -E	6	211.99	159.18	-	-	25	58
	9 -F	3	429.54	200.07	-	-	53	67
	9 -G	3	446.89	301.65	-	-	33	28

F.C. FLEXOCOMPRESION

V. CORTANTE.

Se puede apreciar que las columnas revisadas fallan por flexocompresión con porcentajes de escasez que van del 9 al 53%

Además al ser revisadas estas columnas por cortante se apreció que el 67% de estas no es adecuada con porcentajes de escasez que van del 7 al 67%

2.7.2.1.4.- Revisión de muros.

Combinación 1.1(C.M. + C.Vinst. + Sismo)

- Para muros diafragma.

$$V_R = F_R 0.85 V^* A_T \dots\dots\dots (\text{Ref. No.4})$$

$$F_R = 0.70$$

$$V^* = 2.50 \text{ kG/CM}^2 \dots\dots\dots (\text{Ref. No.4})$$

A_T = Area transversal del muro.

$$A_{\text{neta}} = A_{\text{total}} - A_{\text{huecos}}$$

$$A_{\text{total}} = 10 \times 20 = 200 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{hueco}} = 7 \times 6 = 42 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{neta}} = 200 - 42 \times 2 = 116 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{neta}}/A_{\text{total}} = 116/200 = 0.58$$

0.58 > 0.45 ∴ Es aceptable.

Para muros de longitud L = 600 cm.

$$V_R = 0.7 \times 0.85 \times 2.5 \times 10 \times 600 = 8\ 925 \text{ Kg.}$$

Para muros de longitud L = 850 cm.

$$V_R = 0.7 \times 0.85 \times 2.5 \times 10 \times 850 = 12\ 644 \text{ Kg.}$$

Para muros de longitud L = 480 cm.

$$V_R = 0.7 \times 0.85 \times 2.5 \times 10 \times 480 = 7\ 140 \text{ Kg.}$$

-Para muros de concreto.

Para muros de longitud $L = 600$ cm.

$$\text{Relación } H/L = (285-45)/(600-55) = 0.44 < 1.5$$

$$V_{CR} = 0.85 \cdot F_R \cdot \sqrt{f_c} \cdot t \cdot L$$

$$F_R = 0.80$$

$$f_c = 300 \text{ Kg/cm}^2, \quad f^*c = 0.8(300) = 240 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$L = 545 \text{ cm}$$

Espesor del muro $t = 20$ cm.

$$V_{CR} = 0.85 \cdot 0.8 \cdot \sqrt{0.8 \cdot 300} \cdot 20 \cdot 545 = 114\ 826 \text{ Kg}$$

$$V_{CR} = 114\ 826 \text{ Kg. (Cortante que toma el concreto).}$$

$\rho_{min} = 0.0025$ (Cuantía de acero mínima horizontal y vertical)

$$V_{acero} = \rho_{min} \cdot F_R \cdot f_y \cdot d \cdot t = 0.0025 \cdot 0.8 \cdot 4000 \cdot (0.8 \cdot 545) \cdot 20$$

$$V_{acero} = 69\ 760 \text{ Kg.}$$

$$V_{total} = 114\ 826 + 69\ 826 = 184\ 586 \text{ Kg.}$$

-Para muros de longitud $L = 425$ cm.

$$V_{CR} = 0.85 \cdot 0.8 \cdot \sqrt{240} \cdot 20 \cdot 425 = 89\ 543 \text{ Kg.}$$

$$V_{acero} = 0.0025 \cdot 0.8 \cdot 4000 \cdot (0.8 \cdot 425) \cdot 20 = 54\ 400 \text{ Kg.}$$

$$V_{total} = 89\ 543 + 54\ 400 = 143\ 943 \text{ Kg.}$$

-Para muros de longitud $L = 795$ cm

$$V_{CR} = 0.85 \cdot 0.8 \cdot \sqrt{240} \cdot 20 \cdot 795 = 167\ 499 \text{ Kg.}$$

$$V_{acero} = 0.0025 \cdot 0.8 \cdot 4000 \cdot (0.8 \cdot 795) \cdot 20 = 101\ 760 \text{ Kg}$$

$$V_{total} = 167\ 499 + 101\ 760 = 269\ 259 \text{ Kg.}$$

Ver tabla 2.7.2.1.4 para resultados de muros revisados estructuralmente.

**TABLA # 2.7.2.1.4.- MUROS DE CONCRETO Y MAMPOSTERIA REVISADOS
 BAJO LA COMBINACION DE CARGA
 1.1 (C.M.+C.Vinst.+Sismo).**

MARCO.	NIVEL	ENTRE EJES	V.ACT. (TON)	V.RESIST. (TON)	EFIC. (%)	ESCASEZ (%)
EJE A*	1	1 Y 2	130.162	184.586	71	-
EJE A*	1	2 Y 3	155.779	184.586	84	-
EJE A*	1	3 Y 3	87.439	143.943	60	-
EJE A*	2	1 Y 2	215.841	184.586	-	14
EJE A*	2	2 Y 3	281.122	184.586	-	35
EJE A*	2	3 Y 3	146.440	143.943	-	2
EJE A	3	1 Y 2	64.783	8.925	-	86
EJE A	3	3 Y 3	43.655	7.140	-	84
EJE A	7	1 Y 2	19.468	8.925	-	54
EJE A	7	2 Y 3	13.756	7.140	-	48
EJE B*	1	4 Y 5	106.117	184.586	58	-
EJE B*	1	5 Y 6	116.188	184.586	63	-
EJE B*	1	6 Y 7	173.793	269.259	65	-
EJE B*	2	4 Y 5	216.258	184.586	-	15
EJE B*	2	5 Y 6	231.965	184.586	-	20
EJE B*	2	6 Y 7	346.799	269.259	-	22
EJE B	3	4 Y 5	58.390	8.925	-	85
EJE B	3	5 Y 6	58.990	8.925	-	85
EJE B	7	4 Y 5	23.612	8.925	-	62
EJE B	7	5 Y 6	23.049	8.925	-	61

* ESTOS MUROS SON DE CONCRETO REFORZADO.

LOS MUROS QUE NO TIENEN EL ASTERISCO SON DE MAMPOSTERIA.

2.7.2.1.5.- Revisión de traveses equivalentes a flexión y cortante.

Marco Eje B - Niv.3 - Crujía 4. Comb. 1.1 (C.M. + C.Vinst. + Sismo)

2.7.2.1.5.1.- Flexión (Franja de columna).

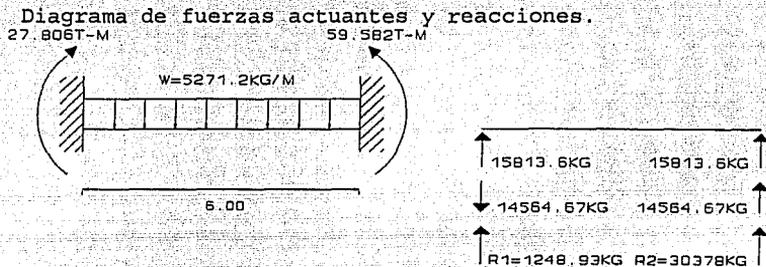


Diagrama de cortante.

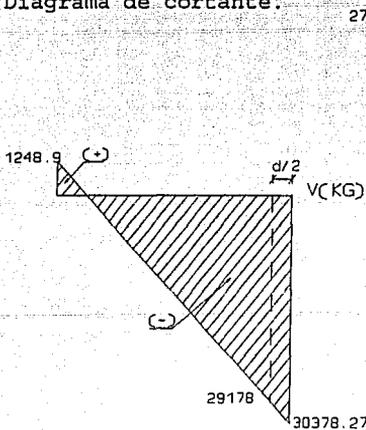


Diagrama de momento.

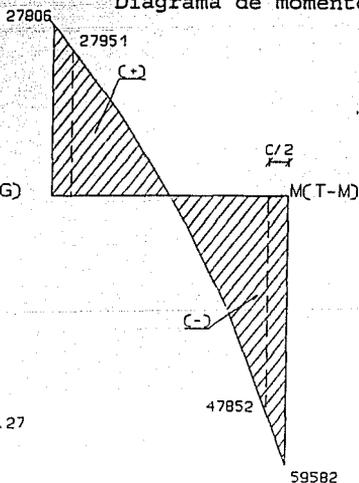


FIG.# 2.7.2.1.3.- ELEMENTOS MECANICOS ACTUANTES Y DIAGRAMAS DE CORTANTE Y MOMENTO PARA REVISION DE TRAVES EQUIVALENTES.

Momentos actuantes para franja de columna.

$$M(+) = 27\,951.07 \cdot (0.75^2) = 20\,963.3 \text{ Kg-m}$$

$$M(-) = 47\,852.40 \cdot (0.75^2) = 35\,889.3 \text{ Kg-m.}$$

* Si el momento positivo es adyacente a una columna, la distribución es como la de un momento negativo (Se cambia 0.60 por 0.75).

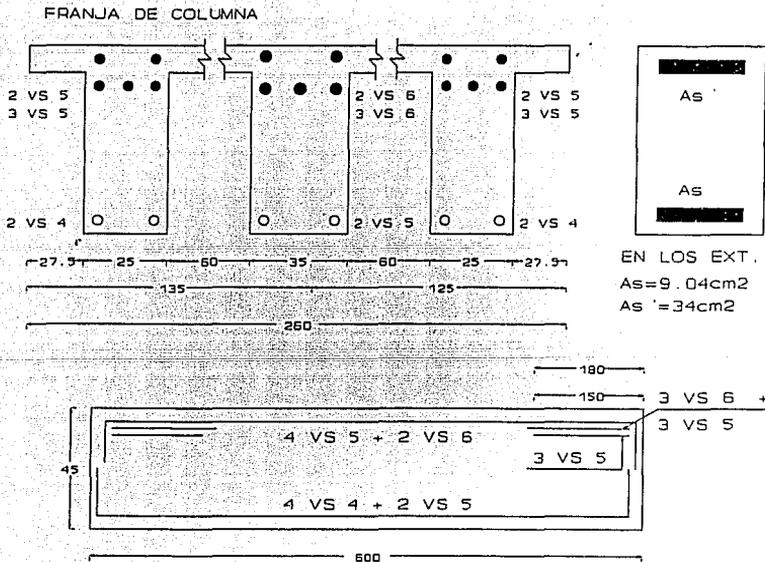


FIG.# 2.7.2.1.4.- SECCION TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL PARA FRANJA DE COLUMNA.

2.7.2.1.5.1.1.- Para momento positivo

$$M(+)= 2\ 096\ 330.69\ \text{Kg-cm}$$

$$M_R = F_R \cdot b \cdot d^2 \cdot f''c \cdot q (1-0.5 \cdot q)$$

$$f_c = 250\ \text{Kg/cm}^2$$

$$q = \rho \cdot f_y / f''c$$

$$f'_c = 200\ \text{Kg/cm}^2$$

$$f''c = 170\ \text{Kg/cm}^2$$

$$q = (0.0026 \cdot 4000) / 170$$

$$b = 85\ \text{cm}$$

$$d = 41\ \text{cm}$$

$$q = 0.061$$

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

$$F_R = 0.9$$

$$AS = 9.04\ \text{cm}^2$$

$$\rho = 0.0026 = \rho_{\min}$$

$$M_R = 0.9 \cdot 85 \cdot 41^2 \cdot 170 \cdot 0.061 (1-0.5 \cdot 0.061)$$

$$M_R = 1\ 292\ 872.6\ \text{Kg-cm}$$

$$M_R < M(+)$$

Escasez de la franja de columna a flexión para momento positivo.

$$\text{Escasez} = 38\ \%$$

2.7.2.1.5.1.2.- Para momento negativo.

$$M(-) = 3\ 588\ 930.00\ \text{Kg-cm}$$

$$M_R = F_R \cdot b \cdot d^2 \cdot f''c \cdot q (1-0.5 \cdot q)$$

$$f_c = 250\ \text{Kg/cm}^2$$

$$q = \rho \cdot f_y / f''c$$

$$f'_c = 200\ \text{Kg/cm}^2$$

$$f''c = 170\ \text{Kg/cm}^2$$

$$q = (0.00977 \cdot 4000) / 170$$

$$b = 85\ \text{cm}$$

$$d = 41\ \text{cm}$$

$$q = 0.2299$$

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

$$F_R = 0.9$$

$$AS = 34.05\ \text{cm}^2$$

$$\rho = 0.00977 > \rho_{\min}$$

$$M_R = 0.9 \cdot 85 \cdot 41^2 \cdot 170 \cdot 0.2299 (1-0.5 \cdot 0.2299)$$

$$M_R = 4\ 448\ 206.0\ \text{Kg-cm}$$

$$M_R > M(-)$$

Eficiencia de la franja de columna a flexión para momento positivo.

$$\text{Eficiencia} = 80\ \%$$

2.7.2.1.5.2.- Flexión (Franja central).

Momentos actuantes para franja central.

$$M(+) = 27\,951.07 \cdot (0.25) = 6\,987.77 \text{ Kg-m}$$

$$M(-) = 47\,852.40 \cdot (0.25) = 11\,963.10 \text{ Kg-m.}$$

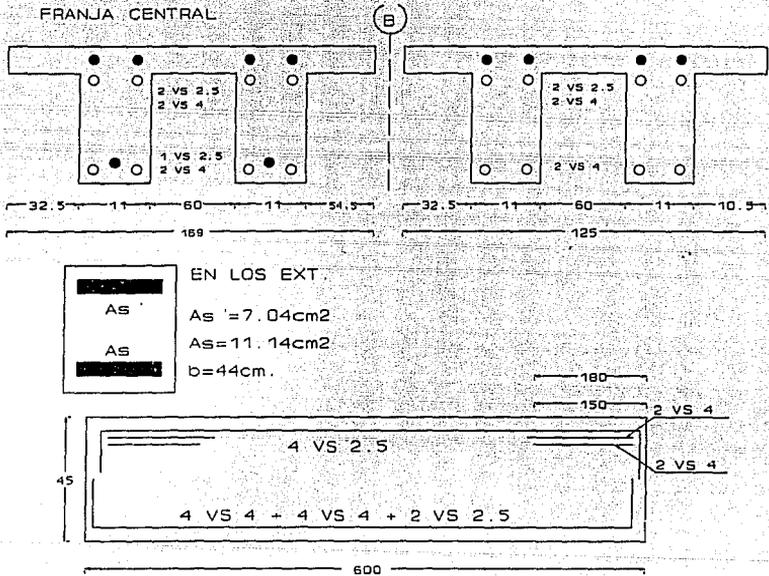


FIG.# 2.7.2.1.5.- SECCION TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL PARA FRANJA CENTRAL.

2.7.2.1.5.2.1.- Para momento positivo

$$M(+) = 698\,777.00 \text{ Kg-cm}$$

$$M_R = F_R \cdot b \cdot d^2 \cdot f''c \cdot q(1 - 0.5 \cdot q)$$

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

$$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q = \rho \cdot f_y / f''c$$

$$f''c = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 44 \text{ cm}$$

$$d = 41 \text{ cm}$$

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

$$F_R = 0.9$$

$$AS = 11.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.006175 = \rho_{\min}$$

$$q = (0.006175 \cdot 4000) / 170$$

$$q = 0.1453$$

$$M_R = 0.9 \cdot 44 \cdot 41^2 \cdot 170 \cdot 0.1453 (1 - 0.5 \cdot 0.1453)$$

$$M_R = 1\,524\,829.0 \text{ Kg-cm}$$

$$M_R > M(+)$$

Eficiencia de la franja central a flexión para momento positivo.

$$\text{Eficiencia} = 46 \%$$

2.7.2.1.5.2.2.- Para momento negativo.

$$M(-) = 1\,196\,310.00 \text{ Kg-cm}$$

$$M_R = F_R \cdot b \cdot d^2 \cdot f''c \cdot q (1 - 0.5 \cdot q)$$

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

$$f''c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 44 \text{ cm}$$

$$d = 41 \text{ cm}$$

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

$$F_R = 0.9$$

$$AS = 7.04 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.0039 > \rho_{\min}$$

$$q = \rho \cdot fy / f''c$$

$$q = (0.0039 \cdot 4000) / 170$$

$$q = 0.0918$$

$$M_R = 0.9 \cdot 44 \cdot 41^2 \cdot 170 \cdot 0.0918 (1 - 0.5 \cdot 0.0918)$$

$$M_R = 991\,170.57 \text{ Kg-cm}$$

$$M_R < M(-)$$

Escasez de la franja central a flexión para momento positivo.

$$\text{Escasez} = 17 \%$$

2.7.2.1.5.3.- Cortante

2.7.2.1.5.3.1.- Franja de columna.

$$V(-) = 29\ 178.33(0.75) = 21883.74 \text{ Kg}$$

$$\rho = 0.0026 < 0.010 \therefore V_{CR} = F_R \cdot b \cdot d(0.20+30 \cdot \rho) \sqrt{f_c}$$

$$F_R = 0.8$$

$$b = 85 \text{ cm}$$

$$d = 41 \text{ cm}$$

$$V_{CR} = 0.8 \cdot 85 \cdot 41(0.20+30 \cdot 0.0026) \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 10\ 961.0 \text{ Kg.}$$

Contribución de los estribos:

$$V_{est.} = F_R \cdot A_v \cdot f_y \cdot d/s = (0.8 \cdot 0.32 \cdot 6 \cdot 2530 \cdot 41)/20 = 7\ 966 \text{ Kg.}$$

$$V_{total} = 10\ 961 + 7\ 966 = 18\ 927 \text{ Kg.}$$

$$V_{total} < V(-) \text{ Escasez del } 13 \%$$

2.7.2.1.5.3.2.- Franja central.

$$V(-) = 29\ 178.33(0.25) = 7\ 294.6 \text{ Kg}$$

$$\rho = 0.0039 < 0.010 \therefore V_{CR} = F_R \cdot b \cdot d(0.20+30 \cdot \rho) \sqrt{f_c}$$

$$F_R = 0.8$$

$$b = 44 \text{ cm}$$

$$d = 41 \text{ cm}$$

$$V_{CR} = 0.8 \cdot 44 \cdot 41(0.20+30 \cdot 0.0039) \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 6471.0 \text{ Kg.}$$

Contribución de los estribos:

$$V_{est.} = F_R \cdot A_v \cdot f_y \cdot d/s = (0.8 \cdot 0.32 \cdot 8 \cdot 2530 \cdot 41)/20 = 10\ 621 \text{ Kg.}$$

$$V_{total} = 6471 + 10\ 621 = 17\ 092 \text{ Kg.}$$

$$V_{total} > V(-) \text{ Eficiencia } 43 \%$$

En la tabla 2.7.2.5 se presentan los resultados obtenidos al revisar las trabes equivalentes más críticas

TABLA # 2.7.2.1.5.- TRABES EQUIVALENTES REVISADAS POR FLEXION.

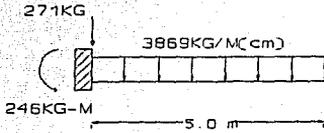
M A R C O	N I V E L	C R U J I A	FRANJA DE COLMNA.		FRANJA CENTRAL.	
			M(+)	M(-)	M(+)	M(-)
E J E B	3	4	ESCASEZ 38 %	EFICIENCIA 98 %	EFICIENCIA 46 %	ESCASEZ 33 %
E J E D	3	7	EFICIENCIA 71 %	EFICIENCIA 68 %		
E J E E	3	7	EFICIENCIA 35 %	EFICIENCIA 73 %		
E J E F	3	5	EFICIENCIA 79 %	EFICIENCIA 72 %		
E J E 9	3	3	ESCASEZ 83 %	ESCASEZ 43 %	ESCASEZ 72 %	ESCASEZ 16 %

Las trabes equivalentes revisadas por cortante resultan adecuadas en su mayoría con porcentajes de eficiencia que van del 43 al 98 %, las trabes no adecuadas son escasas con porcentajes bajos que van del 13 % tendiendo a 0 %, por lo que se considera que las trabes equivalentes son adecuadas a cortante.

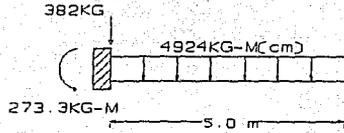
2.7.2.1.6.- Revisión de cortante por penetración en las columnas.
 Columna entre ejes 9-D. Nivel 3
 Acciones sobre la columna.

1.1 (C.M. + C.Vinst. + SISMO)

1.4 (C.M. + C.Vmáx.)

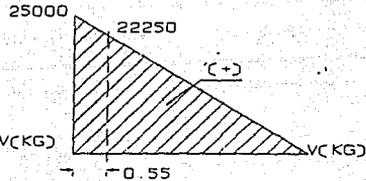
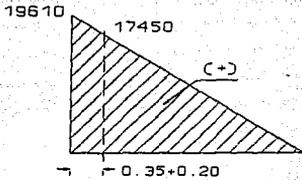


$V_{cm} = 19343 \text{ KG}$
 $V_t = 19614 \text{ KG}$
 $M_{cm} = 48358 \text{ KG-M}$
 $M_t = 48600 \text{ KG-M}$

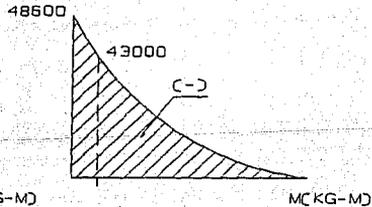
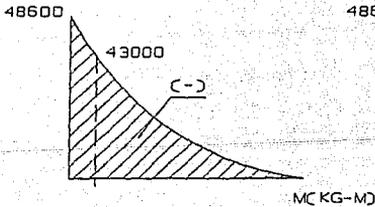


$V_{cm} = 24619 \text{ KG}$
 $V_t = 25001 \text{ KG}$
 $M_{cm} = 61544 \text{ KG-M}$
 $M_t = 61890 \text{ KG-M}$

DIAGRAMAS DE CORTANTE.



DIAGRAMAS DE MOMENTO.



ACCIONES.

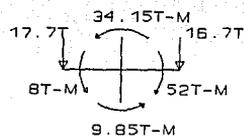
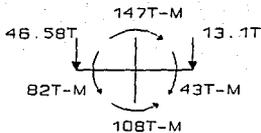


FIG.# 2.7.2.1.6.- ACCIONES SOBRE LA COLUMNA PARA REVISION DE CORTANTE POR PENETRACION.

Propiedades geométricas.

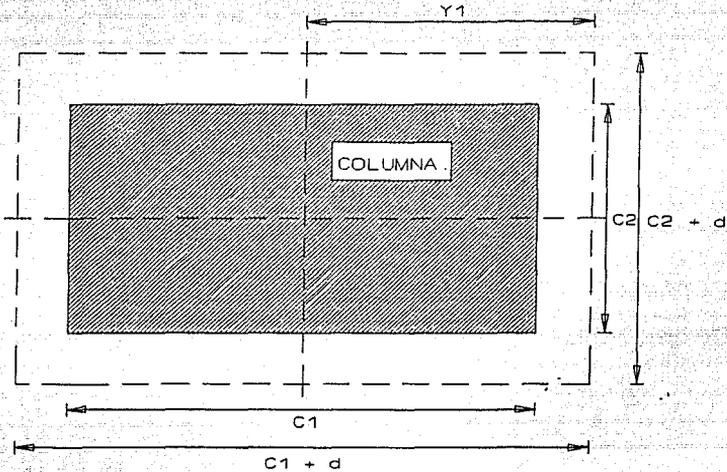


FIG.# 2.7.2.1.7.- SECCION CRITICA PARA REVISION DE COLUMNA POR CORTANTE POR PENETRACION.

$$C_1 = 75 \text{ cm.}$$

$$C_2 = 45 \text{ cm.}$$

$$d = 41 \text{ cm.}$$

$$C_1 + d = 75 + 41 = 116$$

$$C_2 + d = 45 + 41 = 86$$

$$Y_1 = (C_1 + d)/2 = 58 \text{ cm.}$$

Area sección crítica: $Ac = 2d (C_1 + C_2 + 2d)$
 $Ac = 2(41) (75 + 45 + 2(41)) = 16564 \text{ cm}^2$

Cálculo de la fracción de momento flexionante que se transmite por excentricidad de la fuerza cortante.

$$\alpha = 1 - [1/(1 + 0.67\sqrt{C_1 + d}/C_2 + d)] = 1 - [1/(1 + 0.67\sqrt{116}/86)] = 0.4376$$

Cálculo del momento polar de inercia de la sección crítica:

$$J_o = d(C_1+d)^3/6 + (C_1 +d)d^3/6 + d(C_2+d)(C_1+d)^2/2$$

$$J_o = 41(116)^3/6 + (116)41^3/6 + 41(86)(116)^2/2$$

$$J_o = 35\ 721\ 523\ \text{cm}^2.$$

2.7.2.1.6.1.- Revisión de cortante por penetración en la columna bajo la combinación 1.4(C.M.+C.Vmáx)

$$V_{u_{máx}} = V_u/AC + \alpha \cdot \mu \cdot y_1/J_o$$

$$V_{u_{máx}} = [(17\ 700+16\ 690)/16564] + [(0.4376 \cdot 44 \cdot 10^5 \cdot 58)/35721523]$$

$$V_{u_{máx}} = 5.21\ \text{Kg/cm}^2.$$

$$V_{CR} = F_R \sqrt{f_c}$$

$$V_{CR} = F_R \sqrt{f_c} = 0.8 \sqrt{0.8 \cdot 250} = 11.31\ \text{Kg/cm}^2$$

$$V_{CR} > V_{u_{máx}} \quad \text{Eficiencia } 46\ \%$$

2.7.2.1.6.2.- Revisión de cortante por penetración en la columna bajo la combinación 1.1(C.M.+C.Vinst.+Sismo).

$$V_{u_{máx}} = V_u/AC + \alpha \cdot \mu \cdot y_1/J_o$$

$$V_{u_{máx}} = [(46\ 580+13\ 100)/16564] + [(0.4376 \cdot 39 \cdot 10^5 \cdot 58)/35721523]$$

$$V_{u_{máx}} = 6.37\ \text{Kg/cm}^2.$$

$$V_{CR} = F_R \sqrt{f_c}$$

$$V_{CR} = F_R \sqrt{f_c} = 0.8 \sqrt{0.8 \cdot 250} = 11.31\ \text{Kg/cm}^2$$

$$V_{CR} > V_{u_{máx}} \quad \text{Eficiencia } 56\ \%$$

En general la mayoría de las columnas revisadas resultan ser adecuadas con eficiencias que van del 40 al 60% de eficiencia.

2.7.2.2.- REVISION DE LA CIMENTACION ACTUAL.

Con los resultados de la nivelación efectuada en el sótano y 3er. nivel se observó que 4 claros exceden al asentamiento diferencial permisible y el resto se encuentra por abajo del permisible pero muy cercanos a éste.

Se realizaron tres revisiones de la cimentación:

Revisión # 1.- Se realizó considerando la información de planos: Pilotes circulares de 60 cm de diámetro y 25 m de longitud trabajando a fricción.

Como resultado se encuentra que la relación entre carga actuante y resistente es de 0.66 para el estado límite de falla, considerando el grupo de pilotes.

Revisando la columna más cargada se observa que la relación de carga actuante entre resistente es de 0.80.

Por lo anterior, para esta condición, se obtiene que la cimentación cumple con los requisitos para el estado límite de falla.

Revisión # 2.- Se realizó considerando, además de lo anterior, la capacidad de carga de punta de los pilotes. Bajo estas condiciones, la relación de carga actuante entre resistente es de 0.62.

Revisión # 3.- esta revisión se efectuó considerando lo siguiente: Los pilotes de acuerdo a la cala realizada en la cimentación, con pilotes de sección cuadrada de 35 cm por lado y 25 m de longitud, trabajando a fricción; la capacidad de carga a punta; y la excentricidad entre el centroide de los pilotes y las descargas verticales.

Bajo estas condiciones la relación que se obtuvo de carga actuante entre resistente es de 0.89.

En el Anexo 3.A5 se encuentran las revisiones efectuadas a la cimentación.

Como resultado se concluye que la cimentación del edificio en su estado actual cumple con los requisitos para el estado límite de falla del RCDF-87. Sin embargo, en la revisión de la superestructura se encontró que ésta se debe reforzar, lo cual trae como consecuencia el adicionar elementos estructurales que transmiten elementos mecánicos adicionales a la cimentación, haciendo necesario recimentar la estructura.

2.7.3.- COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.

Debido a las condiciones actuales del inmueble y de los resultados obtenidos del análisis y la revisión estructural del mismo, se concluye que es necesario proponer un proyecto de refuerzo estructural, para lograr que el edificio cumpla con todos los requerimientos de seguridad que exige el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1987 y con esto dar seguridad a sus ocupantes en caso de ocurrir un sismo de magnitud similar o mayor al ocurrido en Septiembre del 87.

Es recomendable que este refuerzo sea proporcionado por elementos nuevos tales como muros de rigidez, contraventeos o realizando un encamisado con concreto en columnas y adicionando trabes, independientemente del tipo de refuerzo seleccionado se debe realizar también un adecuado refuerzo de la cimentación existente, ya que, como consecuencia del refuerzo propuesto se incrementaran las descargas a dicha cimentación.

Además del proyecto de refuerzo estructural propuesto tanto para la superestructura como para la cimentación, se deberán realizar trabajos de mantenimiento en losas, muros y columnas, trabajos que van desde resane de grietas existentes en losas y columnas, hasta sustitución de muros dañados.

2.8.- REFUERZO ESTRUCTURAL.

De la revisión estructural efectuada se determinó que el inmueble se encuentra escaso en resistencia, además de que en la revisión física se observó que el edificio se encuentra dañado estructuralmente, en cuanto a su cimentación también se determinó que es adecuada, pero debido a que es necesario realizar un proyecto de refuerzo estructural para la superestructura, también será necesario realizarlo para la cimentación.

El refuerzo estructural propuesto consistió en dividir al inmueble en dos cuerpos independientes, se identifican como Cuerpo A y Cuerpo B, además se encamisaron con concreto secciones existentes de columnas y se adicionaron traveses. Existen algunas columnas que no fueron encamisadas con concreto sino que serán encamisadas con celosía de acero estructural para darles confinamiento. En ambos cuerpos se desligarán los muros de carga. En el Cuerpo B se demolerá el pent-house y se adicionará un marco nuevo.

Debido a la sobrecarga causada por el refuerzo se tendrá que realizar una recimentación mediante una losa y contratraveses de tal forma que esta nueva cimentación soporte adecuadamente la sobrecarga mencionada.

El procedimiento de análisis para el refuerzo estructural fue el mismo que se utilizó para la revisión en estado actual del edificio cambiando solamente los siguientes parámetros:

Concreto:

$$f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2 \text{ En columnas traveses y cimentación.}$$

Acero de refuerzo:

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2.$$

Factor de comportamiento sísmico:

$$Q = 2.0$$

Este valor no se verá afectado por alguna reducción ya que cada cuerpo cumple con las condiciones de regularidad que establecen la NTC para sismo.

TABLA # 2.8.1.- ESPECTRO DE ACELERACIONES UTILIZADO PARA EL ANALISIS EN AMBOS CUERPOS.

No.	t	a	Q	a/Q
1	0.0	0.10	1.0	0.10
2	0.20	0.20	1.33	0.15
3	0.40	0.30	1.66	0.18
4	0.60	0.40	2.0	0.20
5	3.90	0.40	2.0	0.20
6	4.20	0.37	2.0	0.185
7	4.50	0.35	2.0	0.175
8	4.80	0.325	2.0	0.162
9	5.0	0.312	2.0	0.156
10	5.20	0.30	2.0	0.15

Se utilizaron las siguientes combinaciones y factores de carga:

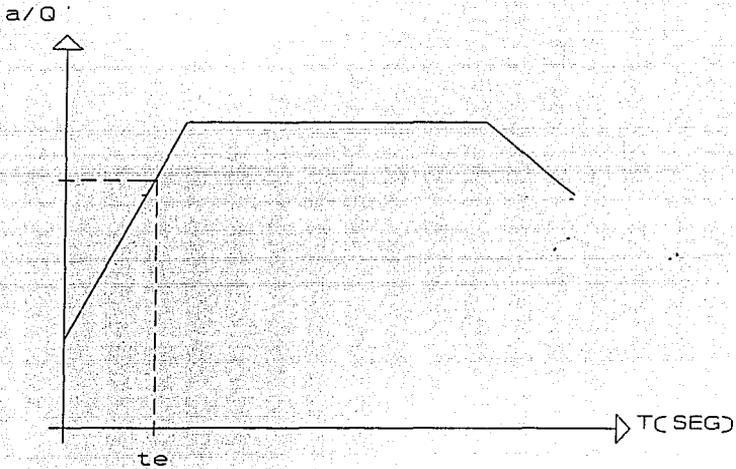
1.4(C.M + C.Vmáx.) Para superestructura y cimentación.

1.1(C.M + C.Vinst. + Sismo) Para superestructura y cimentación.

2.8.1 Refuerzo superestructura.

2.8.1.1.- Refuerzo Cuerpo A.

2.8.1.1.1.- Período de la estructura.



Período $t_e = 0.39$ seg.

Se aprecia que el período obtenido está fuera de la meseta de aceleraciones (carpada hacia el lado izquierdo) por lo que se considera que el refuerzo es adecuado.

FIG.# 2.8.1.1.1 - PERIODO OBTENIDO DE LA ESTRUCTURA ANALIZADA.

2.8.1.1.2.- Revisión por cortante basal.

$$V_o = w_f \cdot c$$

$$c = 0.40$$

$$V_o = 7371.08 \cdot 0.40 = 2948.4 \text{ ton.}$$

$$W_f = 7371.08 \text{ ton.}$$

$$V_x = 1516.97 \text{ ton.}$$

$$V_y = 1507.198 \text{ ton.}$$

$$t = 0.3911 \text{ seg.}$$

$$t_a = 0.60 \text{ seg}$$

$$t_b = 3.9 \text{ seg}$$

$$t_a > t$$

$$a = (1 + 3t/t_a)c/4 = [1 + (3 \cdot 0.3911/0.60)(0.4/4)] = 0.296$$

$$t < t_a$$

$$Q = 1 + (t/t_a)(q-1) = 1 + (0.3911/0.60)(2-1) = 1.6518$$

$$\text{Vest.} = 0.8 \cdot W_r \cdot a/Q = (0.8 \cdot 731.08 \cdot 0.296)/1.6518$$

$$\text{Vest} = 1056.70 \text{ ton.}$$

$$\text{Vest.} < V_x$$

∴ No se incrementarán los elementos mecánicos.

$$\text{Vest.} < V_y$$

2.8.1.1.3.- Columnas (Revisión de columnas sin refozar y diseño de columnas reforzadas).

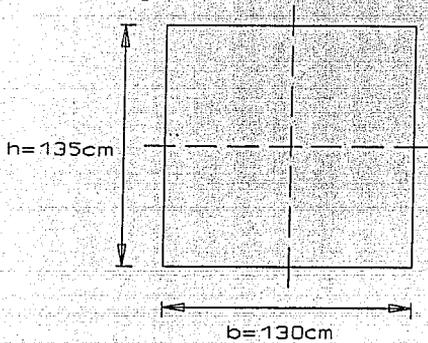
2.8.1.1.3.1.- Las columnas no reforzadas se revisaron con los mismos lineamientos utilizados en la revisión del edificio en estado actual resultando adecuadas a flexocompresión y cortante.

2.8.1.1.3.2.- Diseño de columnas reforzadas.

TABLA # 2.8.1.1.1.- SECCION Y ARMADO DE COLUMNAS REFORZADAS.

TABLA DE ARMADOS EN COLUMNAS.				
TIPO DE COLUMNA	NIVEL	SECCION.	ARMADO LONG.	ESTRIBOS
C - 1	1 Y 2	95 x 130	34 VS # 8	E # 3 @ 30
	3 Y 4	95 x 100	12 VS # 8	E # 4 @ 15
	5 Y 6	95 x 100	12 VS # 8	E # 3 @ 30
C - 2	1 Y 2	100 x 100	28 VS # 8	E # 3 @ 30
	3 Y 4	100 x 100	16 VS # 8	E # 3 @ 25
	5 Y 6	100 x 100	12 VS # 8	E # 3 @ 30

Diseño de columna (95 x 30) Nivel 1 y 2.
A flexocompresión.



Tomamos los elementos mecánicos máximos del análisis.
Columna más crítica.

$$P_u = 594.252 \text{ ton.}$$

$$M_x = 160.587 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 106.883 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$A_s = 172.04 \text{ cm}^2 \quad \rho = 0.0139$$

$$q = 0.234$$

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

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

FIG.# 2.8.1.1.2 SECCION TRANSVERSAL DE COLUMNA REFORZADA

$$e_x = 16.058 \cdot 700 / 594.252 = 27 \text{ cm.}$$

$$e_x/b = 27/95 = 0.28$$

$$e_y = 10.688 \cdot 300 / 594.252 = 17.98 \text{ cm.}$$

$$e_y/h = 17.98/130 = 0.138$$

$d/b = 0.95$ Con este valor entramos a las gráficas de interacción.....(Ref. No.13)

$$k_x = 0.60$$

$$k_y = 0.90$$

$$Pr_x = 0.60 \cdot 0.7 \cdot 95 \cdot 130 \cdot 170 = 881.790 \text{ Kg}$$

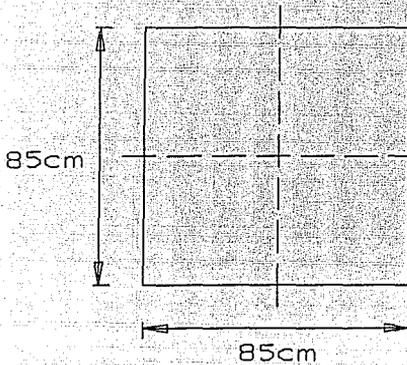
$$Pr_y = 0.90 \cdot 0.7 \cdot 95 \cdot 130 \cdot 170 = 1.322.685 \text{ Kg}$$

$$Pr_o = 0.7 [95 \cdot 130 \cdot 170 + 172.04 \cdot 4200] = 1.975.447.6 \text{ Kg}$$

$$P_R / Pr_o > 0.10$$

$$P_R = 722.606 \text{ Kg} > P_u \text{ eficiencia } 82 \%$$

A cortante.



Tomamos los elementos
mecánicos máximos del
análisis.
Columna más crítica.

$$P_u = 464.95 \text{ ton}$$

$$V_x = 58.38 \text{ ton}$$

$$V_y = 33.79 \text{ ton.}$$

$$A_s = 172.04 \text{ cm}^2 \quad \rho = 0.0225$$

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

FIG.# 2.8.1.1.3.- SECCION TRANSVERSAL DE
COLUMNA REFORZADA.

$$\rho > 0.01 \quad V_{cr} = 0.5 \cdot F_R \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c}$$

$$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0.7 \cdot f'_c \cdot A_g + 2000 \cdot A_s = 0.7 \cdot 200 \cdot 85 \cdot 90 + 2000 \cdot 172.04 = 1\,415\,080 \text{ Kg}$$

$$1\,415\,080 \text{ Kg} > P_u.$$

$$1 + 0.007(P_u/A_g) = 1 + 0.007(464950/7650) = 1.42$$

Sentido X

$$V_{cr} = 0.5 \cdot 0.8 \cdot 85 \cdot 85 \sqrt{200} = 40\,870.77 \text{ Kg}$$

$$V_{cr} = 40\,870.77 \cdot 1.42 = 58\,036 \text{ kg} \quad V_{cr} = V_x$$

Sentido Y

$$V_{cr} = 0.5 \cdot 0.8 \cdot 90 \cdot 80 \sqrt{200} = 40\,729 \text{ Kg}$$

$$V_{cr} = 1.42 \cdot 40729 = 57\,836 \text{ Kg} \quad V_{cr} > V_y$$

Estribos del # @ 30 cm.

Nota : Para el diseño de las columnas indicadas en la tabla No. 2.8.1.1.1 mostrada anteriormente se sigue el mismo criterio manejado en el ejemplo anterior.

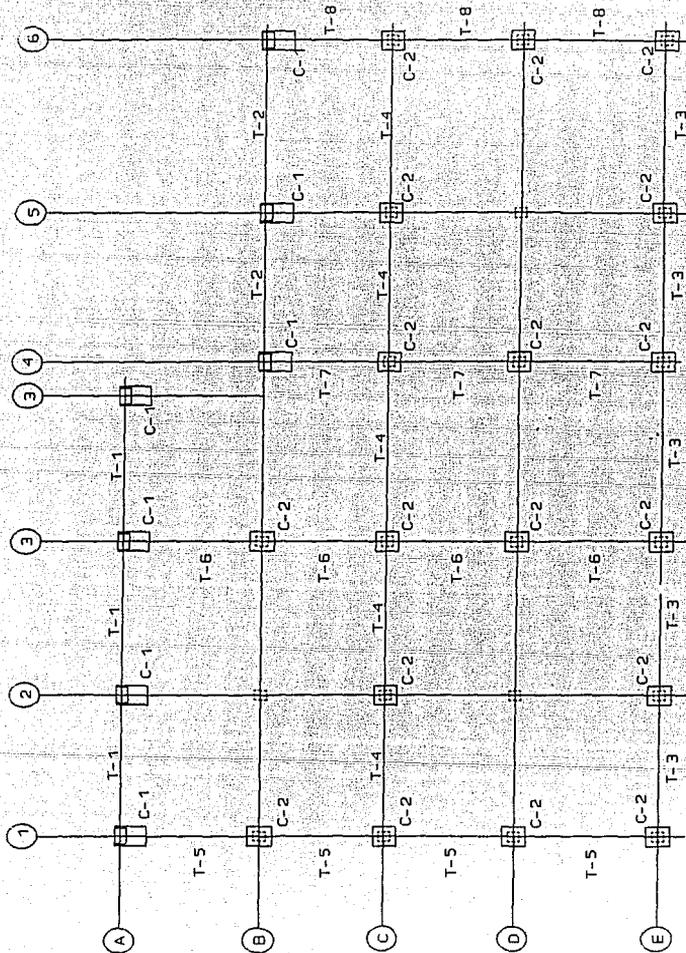
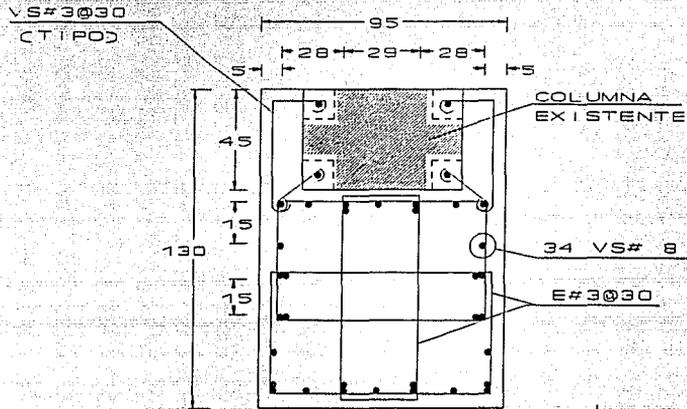
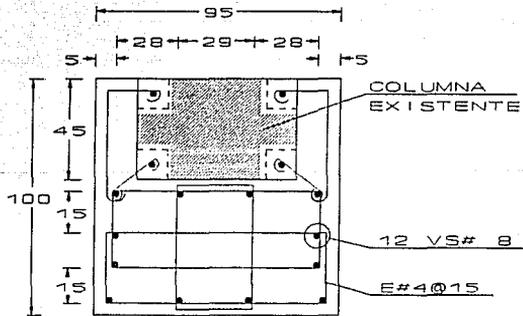


FIG.# 2.8.1.1.4.- PLANTA ESTRUCTURAL CUERPO "A" REFORZADO.



COLUMNA C-1

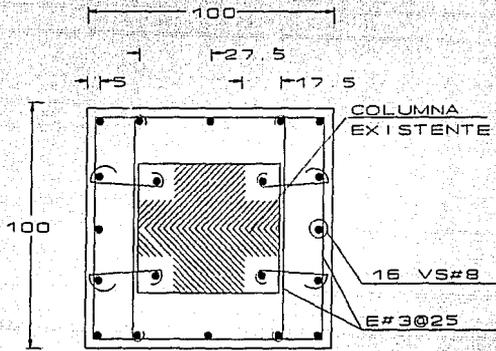
NIVELES 1 Y 2



COLUMNA C-1

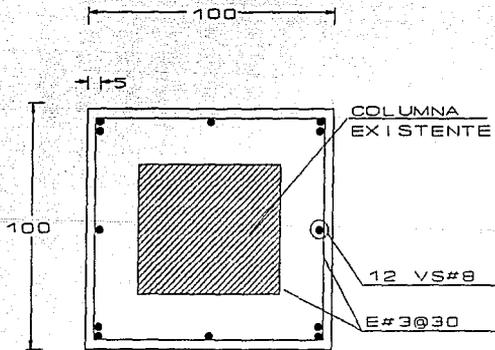
NIVELES 3 Y 4

FIG.# 2.8.1.1.5.- COLUMNAS REFORZADAS TIPO C-1 CUERPO "A" .



COLUMNA C-2

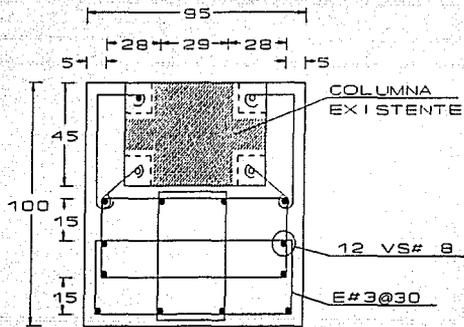
NIVELES 3 Y 4



COLUMNA C-2

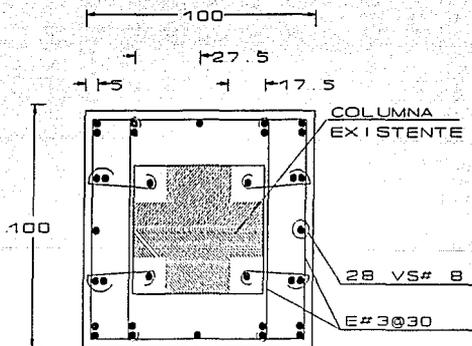
NIVELES 5 Y 6

FIG.# 2.8.1.1.6.- COLUMNAS REFORZADAS TIPO C-1 Y C-2 CUERPO "A".



COLUMNA C-1

NIVELES 5 Y 6



COLUMNA C-2

NIVELES 1 Y 2

FIG.# 2.8.1.1.7.- COLUMNAS REFORZADAS TIPO C-2 CUERPO "A".

2.8.1.1.4.- Revisión de traveses equivalentes sin reforzar.

Las traveses equivalentes sin reforzarse resultan adecuadas a flexión y cortante, esta revisión se realizó utilizando los mismos lineamientos utilizados para la revisión en estado actual del inmueble.

2.8.1.1.5.- Revisión de cortante por penetración en la columna.

El cortante por penetración resistente en las columnas resulta mayor que el cortante actuante, esta revisión se efectuó utilizando los mismos parámetros usados en la revisión en estado actual del edificio.

2.8.1.1.6.- Diseño de traveses adicionales.

Trabe ejes C, 3 y 4 Niveles 1, 2 y 3
Combinación 1.1(C.M + C.Vinst. + Sismo)

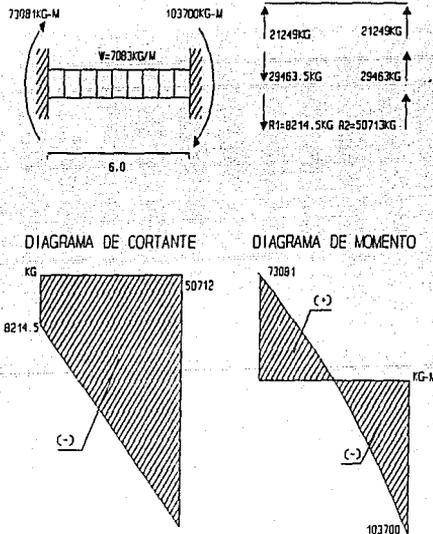


FIG.# 2.8.1.1.8.- ACCIONES, DIAGRAMAS DE CORTANTE Y MOMENTO PARA TRAVE A DISEÑAR.

Trabe ejes C, 3 y 4 Niveles 1, 2 y 3.

Combinación 1.4 (C.M + C.Vmáx.)

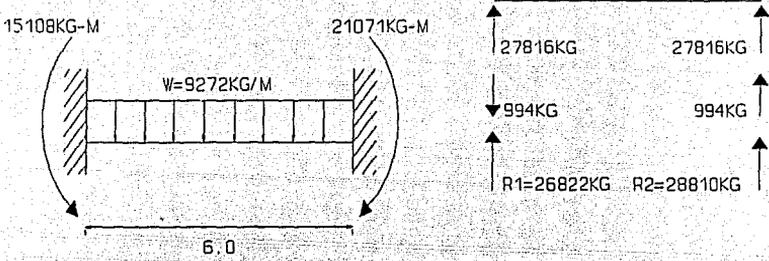


DIAGRAMA DE CORTANTE

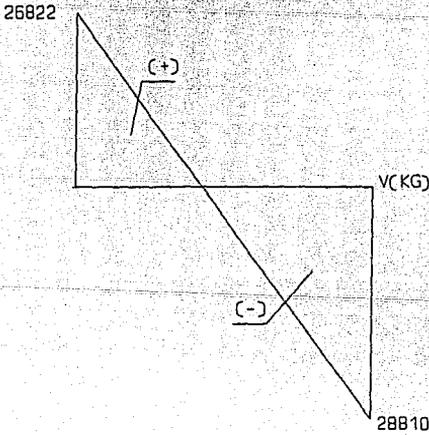


DIAGRAMA DE MOMENTO

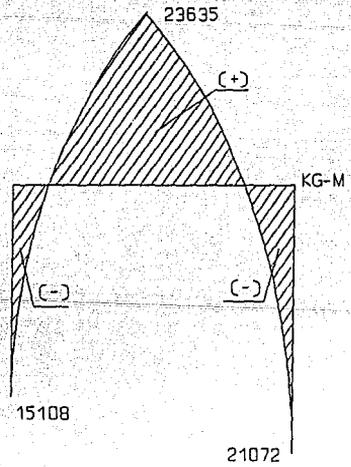


FIG.# 2.8.1.1.9.- ACCIONES, DIAGRAMAS DE CORTANTE Y MOMENTO PARA TRABE A DISEÑAR.

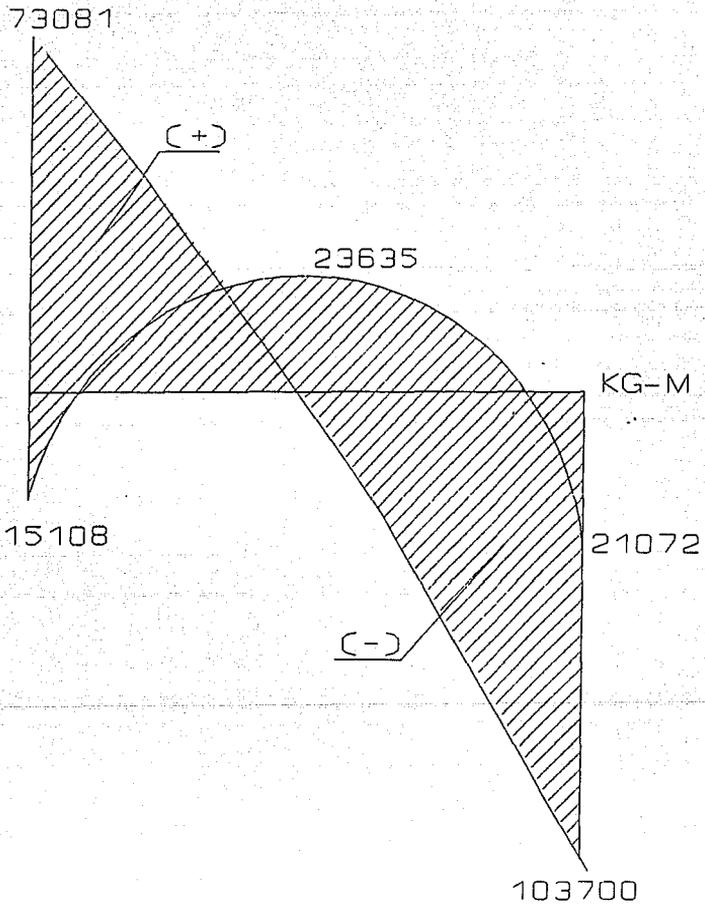


FIG.# 2.8.1.1.10.- DIAGRAMA DE MOMENTO (ENVOLVENTE) PARA LAS CONDI-
CIONES ANALIZADAS DE LA TRABE A DISEÑAR.

2.8.1.1.6.1.- Diseño de traves a flexión.



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

$$f^*c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

FIG.# 2.8.1.1.11.- SECCION TRANSVERSAL DE TRAVE ADICIONAL

$$M_R = F_R \cdot b \cdot d^2 \cdot f''c \cdot q(1 - 0.5q) \quad q = \rho \cdot fy / f''c$$

2.8.1.1.6.1.1.- Para momento positivo.

$$M(+) = 7\,308\,100 \text{ Kg-cm}$$

$$F_R = 0.9$$

$$7\,308\,100 = 0.9 \cdot 60 \cdot 80^2 \cdot 170 \cdot q(1 - 0.5q)$$

$$4.02 q^2 - 8.04 q + 1 = 0$$

$$q_1 = 1.86$$

$$q_2 = 0.1332$$

Tomando q_2 calculamos la cuantía de acero necesaria:

$$\rho = q \cdot f'c / fy = (0.1332 \cdot 170) / 4200 = 0.005394$$

$$\rho_{mfn} = 0.7 \sqrt{f'c} / fy = 0.002635 \quad \rho_{máx} = 0.019$$

Calculamos el área de acero necesaria:

$$As = \rho \cdot b \cdot d = 0.005394 \cdot 60 \cdot 80 = 25.88 \text{ cm}^2$$

Se utilizaran 6 Vs # 8.

2.8.1.1.6.1.2.- Para momento negativo.

$$M(-) = 10\ 370\ 000 \text{ Kg-cm}$$

$$10\ 370\ 000 = 0.9 \cdot 60 \cdot 80^2 \cdot 170 \cdot q(1-0.5q)$$

$$2.8328 q^2 - 5.6656 q + 1 = 0 \quad q_1 = 1.8043$$

$$q_2 = 0.1956$$

$$\rho = 0.007919 \quad A_s = 0.007919 \cdot 60 \cdot 80 = 38.01 \text{ cm}^2. \quad 8 \text{ Vs } \# 8.$$

Diseño de traves a cortante.

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

$$f^*c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$V_u = 50\ 713 \text{ Kg.}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$h = 85 \text{ cm}$$

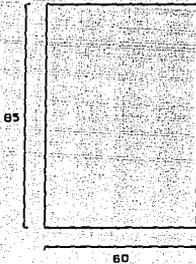


FIG.# 2.8.1.1.12.- SECCION TRANSVERSAL DE TRAVE ADICIONAL.

$$\rho = 0.005394 < 0.01 \therefore V_{cr} = F_R \cdot b \cdot d(0.2 + 30\rho)\sqrt{f_c}$$

$h > 70 \text{ cm}$ y $h/b = 1.42 < 6$: Se reducirá el cortante resistente en un 30 %

$$V_{cr} = 0.8 \cdot 60 \cdot 80(0.2 + 30 \cdot 0.005394)\sqrt{200} = 19648 \text{ kg}$$

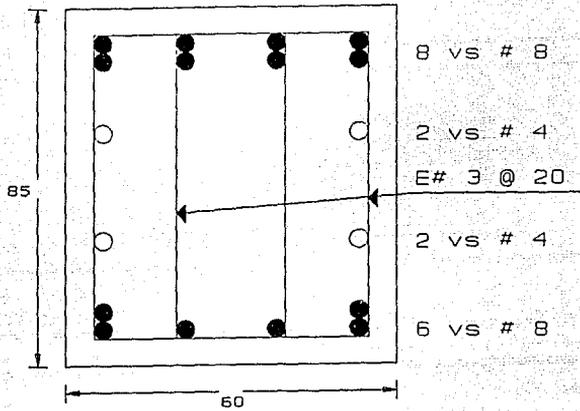
$$V_{cr} = 19648 - 30\% = 13\ 753 \text{ Kg.}$$

$V_{cr} < V_u$ Necesita estribos.

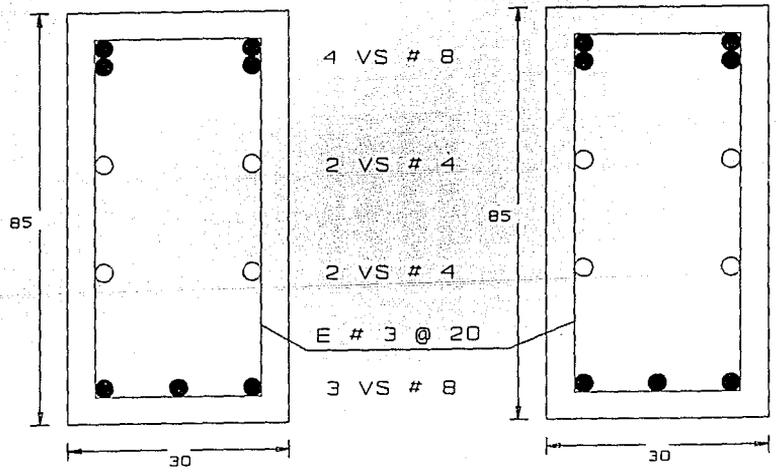
Proponiendo estribos del # 3 @ 20 cm en 4 ramas.

$$V_{est.} = F_R \cdot A_s \cdot f_y \cdot d/s = (0.8 \cdot 0.71 \cdot 4 \cdot 4200 \cdot 80)/20 = 38\ 169.6 \text{ Kg}$$

$$V_{cr_t} = 51\ 922.6 \text{ Kg.} > V_u$$



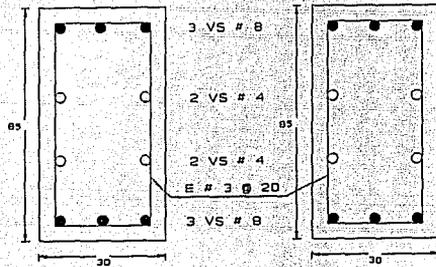
ARMADO TIPO TRABE EJES D Y 3 NIV. 1, 2 Y 3



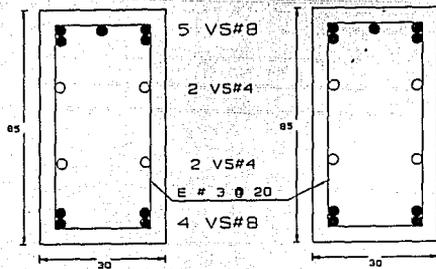
ARMADO TIPO TRABES E. EJES D Y 3 NIV. 1, 2 Y 3

FIG.# 2.8.1.1.13.- TRABES ADICIONALES CUERPO "A" REFORZADO.

TRABE EJES 1 Y 6 NIV. 4, 5 Y 6



TRABE EJES A, B Y E NIV. 1, 2 Y 3



TRABE EJES A, B Y E NIV. 4, 5 Y 6

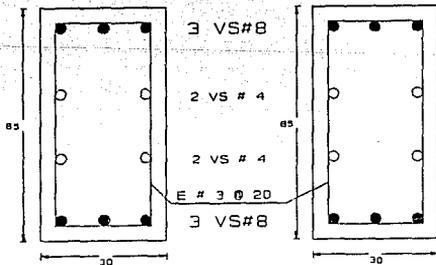
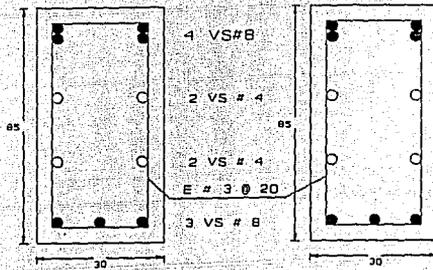
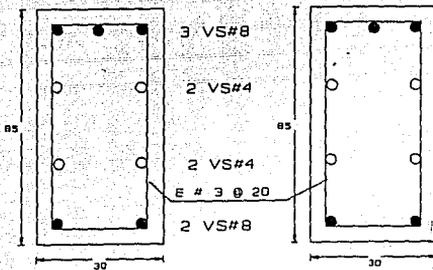


FIG.# 2.8.1.1.14.- TRABES ADICIONALES CUERPO "A" REFORZADO.

TRABE EJES C, 3 Y 4 NIV. 1, 2 Y 3



TRABE EJES C, 3 Y 4 NIV. 4, 5 Y 6



TRABE EJES 1 Y 6 NIV. 1, 2 Y 3

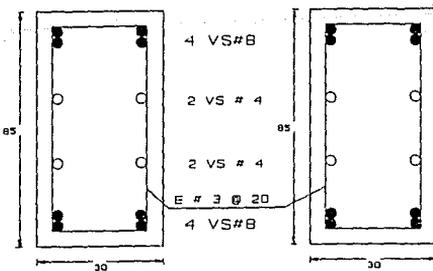
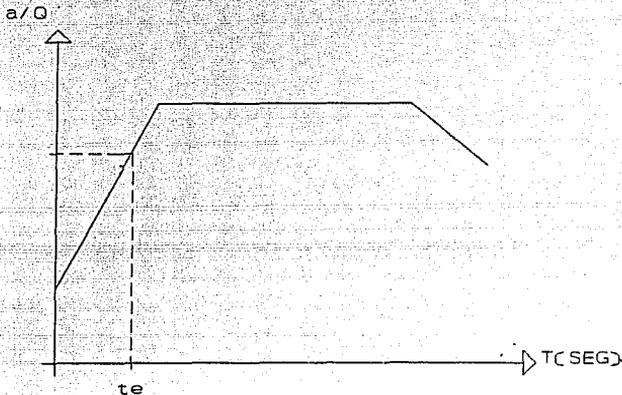


FIG.# 2.8.1.1.15.- TRABES ADICIONALES CUERPO "A" REFORZADO.

2.8.1.2.-Refuerzo Cuerpo B.

2.8.1.2.1.- Período de la estructura.



Período $t_e = 0.46$ seg. Se aprecia que el período obtenido está fuera de la meseta de aceleraciones (cargada hacia el lado izquierdo) por lo que se considera que el refuerzo es adecuado.

FIG.# 2.8.1.2.1.- PERIODO OBTENIDO DE LA ESTRUCTURA ANALIZADA.

2.8.1.2.2.- Revisión por cortante basal.

$V_o = 2532.88$ ton.

$V_x = 1307.19$ ton. $V_y = 1313.76$ ton.

$V_{est} = 835.85$ ton.

$V_{est} < V_x$

$V_{est} < V_y$ ∴ No se incrementarán los elementos mecánicos.

2.8.1.2.3.- Columnas (Revisión de columnas sin refozar y diseño de columnas reforzadas).

2.8.1.2.3.1.- Las columnas no reforzadas se revisaron con los mismos lineamientos utilizados en la revisión del edificio en estado actual resultando adecuadas a flexo-compresión y cortante.

2.8.1.2.3.2.- Diseño de columnas marco eje nuevo (Eje 6) y refuerzo de columnas existentes.

TABLA # 2.8.1.2.1.- COLUMNAS REFORZADAS MARCO EJE NUEVO.

TABLA DE ARMADOS EN COLUMNAS.				
TIPO DE COLUMNA	NIVEL	SECCION.	ARMADO LONG.	ESTRIBOS
C - 1	UNICO.	50 x 50	8 VS # 8	E # 3 @ 25
C - 2	1 Y 2	100 x 130	20 VS # 8	E # 4 @ 25
	3 Y 4	95 x 100	20 VS # 8	E # 4 @ 15
	5 Y 6	95 x 110	8 VS # 8	E # 4 @ 15

TABLA # 2.8.1.2.2.- COLUMNAS EXISTENTES REFORZADAS

COLUMNAS EXISTENTES REFORZADAS.				
TIPO DE COLUMNA.	NIVEL.	SECCION.	ARMADO LONG.	ESTRIBOS.
C - 3	1 Y 2	100 X 130	32 Vs # 8 + 4 Vs # 6	E # 3 @ 20
	3 Y 4	95 X 110	10 Vs # 8 + 4 Vs # 6	E # 4 @ 20
	5 Y 6	95 X 110	10 Vs # 8 + 4 Vs # 6	E # 4 @ 20
C - 4	1 Y 2	100 X 130	36 Vs # 8	E # 3 @ 20
	3 Y 4	95 X 110	10 Vs # 8 + 2 Vs # 6	E # 3 @ 20
	5 Y 6	95 X 110	10 Vs # 8 + 2 Vs # 6	E # 4 @ 20
C - 5	1 Y 2	110 X 110	24 Vs # 8	E # 3 @ 20
	3 Y 4	95 X 95	12 Vs # 8 + 4 Vs # 6	E # 4 @ 20
	5 Y 6	95 X 95	12 Vs # 8 + 4 Vs # 6	E # 4 @ 20

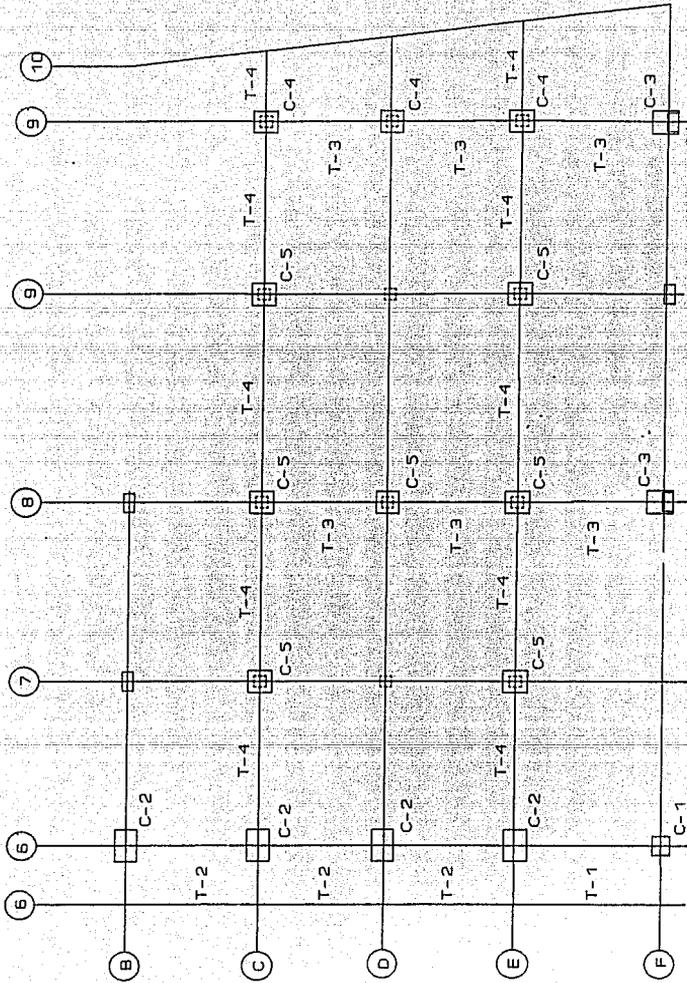
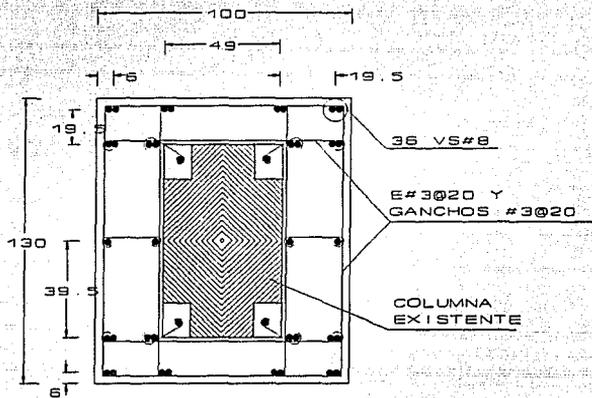
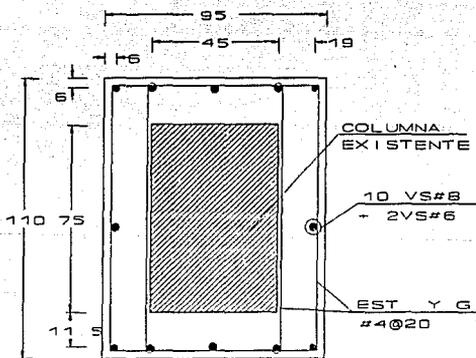


FIG.# 2.8.1.2.2.- PLANTA CUERPO "B" REFORZADO.



COLUMNA C-4

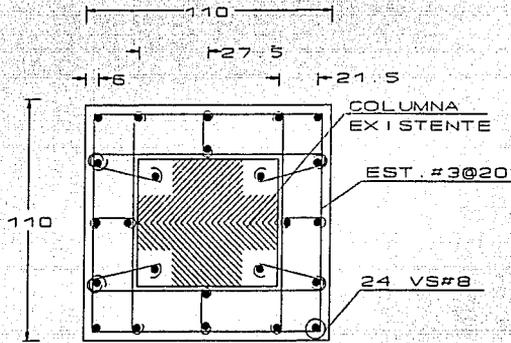
NIVELES 1 Y 2



COLUMNA C-4

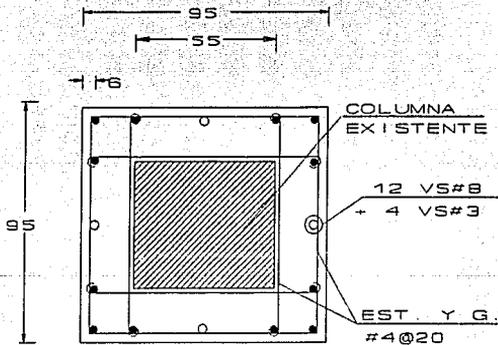
NIVELES 3 AL 5

FIG.# 2.8.1.2.3.- COLUMNAS TIPO C-4 CUERPO "B" REFORZADO.



COLUMNA C-5

NIVELES 1 Y 2



COLUMNA C-5

NIVELES 3 AL 5

FIG.# 2.8.1.2.4.- COLUMNAS TIPO C-5 CUERPO "B" REFORZADO.

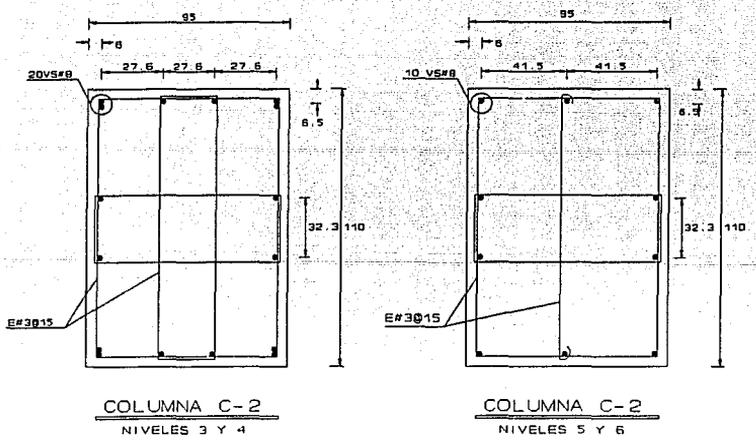
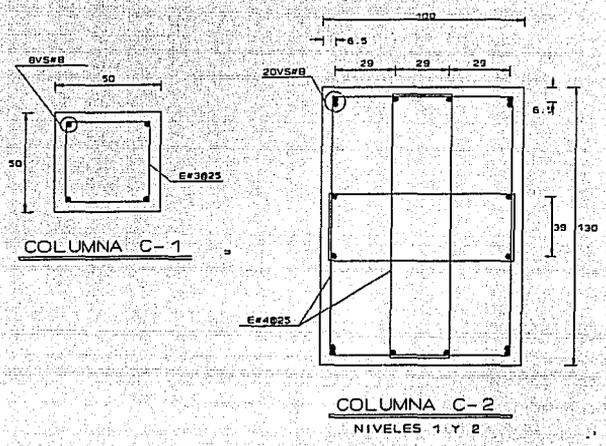
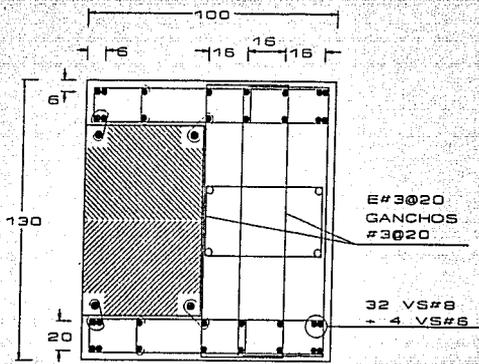
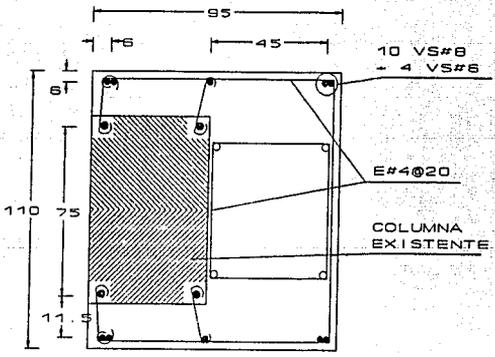


FIG. # 2.8.1.2.5.- COLUMNAS TIPO C-1 Y C-2 MARCO ADICIONAL CUERPO "B" REFORZADO



COLUMNA C-3
NIVELES 1 Y 2



COLUMNA C-3
NIVELES 3 AL 6

FIG.# 2.8.1.2.6.- COLUMNAS TIPO C-3 CUERPO "B" REFORZADO.

2.8.1.2.4.- Revisión de traveses equivalentes sin reforzar.

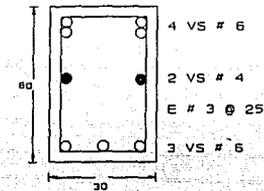
Las traveses equivalentes sin reforzarse resultan adecuadas a flexión y cortante, esta revisión se realizó utilizando los mismos lineamientos utilizados para la revisión en estado actual del inmueble.

2.8.1.2.5.- Revisión de cortante por penetración en la columna.

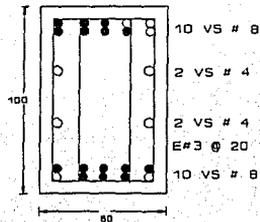
El cortante por penetración resistente en las columnas resulta mayor que el cortante actuante, esta revisión se efectuó utilizando los mismos parámetros usados en la revisión en estado actual del edificio.

2.8.1.2.6.- Diseño de traveses adicionales.

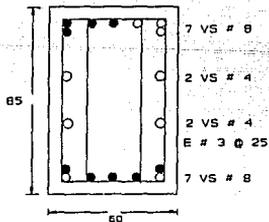
TRABES EJE 6'



NIV. 1 ENTRE E-F



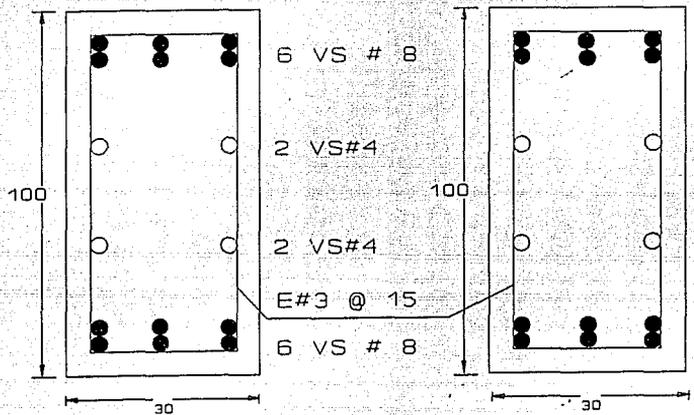
NIV. 1 AL 3 ENTRE B-C
C-D Y D-E



NIV. 4 AL 6 ENTRE B-C
C-D Y D-E

FIG.# 2.8.1.2.7.- TRABES ADICIONALES EJE 6' NIV.1 AL 6.

TRABE EJES 8 Y 9 NIV 1 AL 3



TRABE EJES 8 Y 9 NIV. 4 AL 6

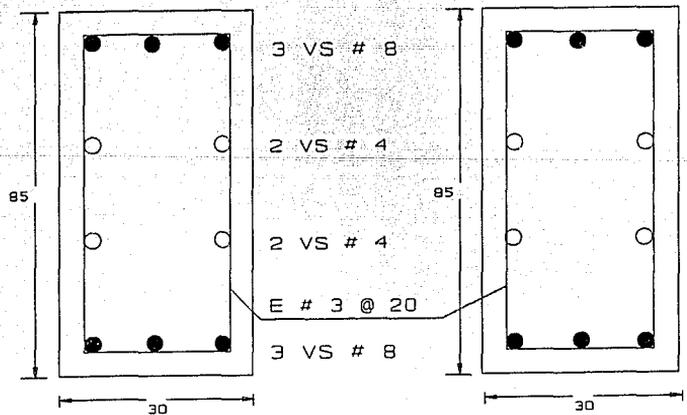
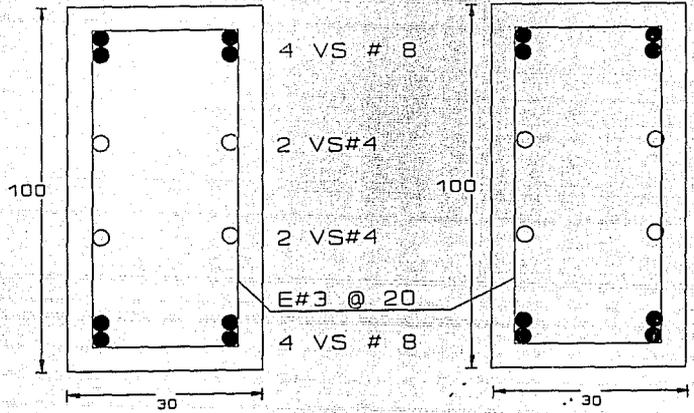


FIG.# 2.8.1.2.8.- TRABES ADICIONALES EJES 8 Y 9 NIV.1 AL 6

TRABE EJES C Y E NIV. 1 AL 2



TRABE EJES C Y E NIV. 3

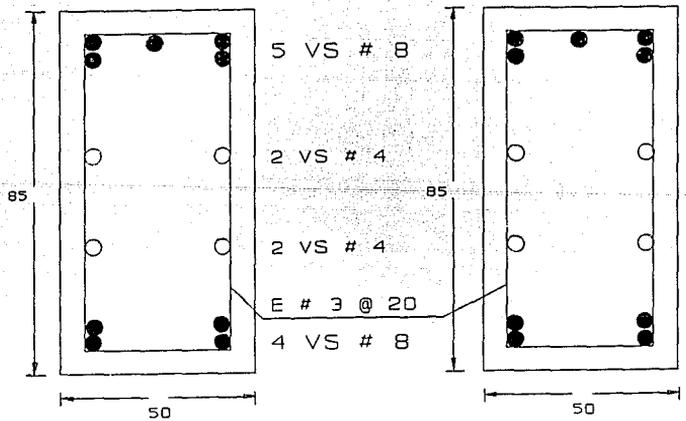


FIG.# 2.8.1.2.9.- TRABES ADICIONALES EJES C Y E NIV.1 AL 3.

TRABE EJES C Y E NIV. 4 AL 6

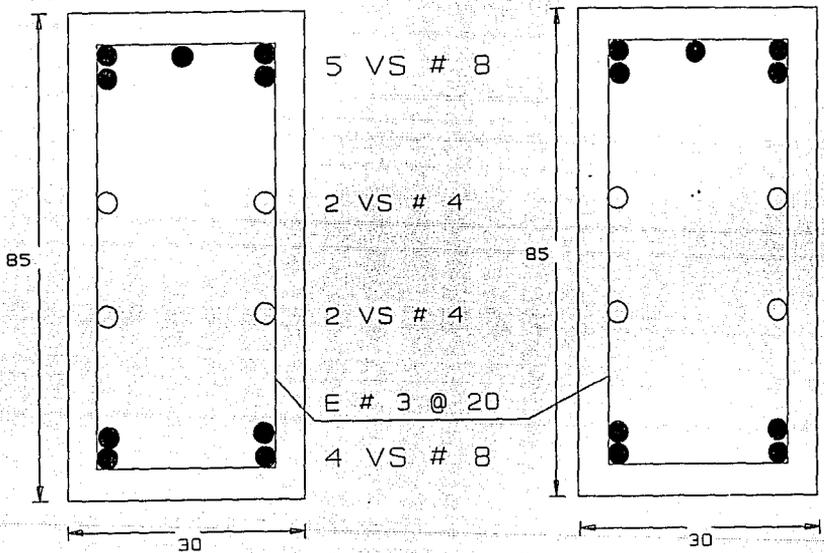


FIG.#2.8.1.2.10.- TRABES ADICIONALES EJES C Y E NIV.4 AL 6.

2.8.2.- Refuerzo de Cimentación.

Debido al incremento en las descargas verticales a la cimentación existente en el inmueble, se hace necesario reforzar dicha cimentación, el refuerzo consiste en una losa de cimentación con contratrabes.

A continuación se describe la secuencia y los cálculos realizados para llevar a cabo este refuerzo:

2.8.2.1.- Propiedades geométricas del área ocupada por la losa de cimentación.

$$\text{Area} = 5305000 \text{ cm}^2$$

$$X_{\text{cen}} = 1458.6915 \text{ cm}$$

$$I_x = 1.8112 \text{ E12 cm}^4$$

$$Y_{\text{cen}} = 1005.26 \text{ cm}$$

$$I_y = 3.74565 \text{ E12 cm}^4$$

2.8.2.2.- Centro de masas para las condiciones analizadas.

C.M + C.Va + C.Sismo

$$X = 14.04 \text{ m}$$

$$Y = 9.44 \text{ m}$$

C.M + C.V_{máx}

$$X = 14.02 \text{ m}$$

$$Y = 8.77 \text{ m}$$

2.8.2.3.- Esfuerzos en el suelo.

$$f_s = P/A + M_y x/I_y + M_x y/I_x \quad \begin{array}{l} (-) \text{ Tensión} \\ (+) \text{ Compresión} \end{array}$$

$$M = (P) (e)$$

2.8.2.3.1.- Condición C.M + C.Va + C.Sismo.

$$e_x = 55 \text{ cm} \quad \text{exc. entre el C.G y}$$

$$e_y = 61 \text{ cm} \quad \text{el centro de masas}$$

$$P = 9508 \text{ ton}$$

$$F_{adm} = 16.42 \text{ ton/m}^2 = 1.642 \text{ kg/cm}^2$$

$$fs_1 = \frac{9508 \times 10^3}{5305 \times 10^3} + \frac{9508 \times 10^3 (61)(1459)}{3.74565E12} + \frac{9508 \times 10^3 (55)(1005)}{1.8112E12}$$

$$fs_1 = 1.792 + 0.226 + 0.276 = 2.294 \text{ kg/cm}^2$$

$$fs_2 = 1.792 - 0.2259 + 0.287 = 1.853 \text{ kg/cm}^2$$

$$fs_3 = 1.792 - 0.208 - 0.287 = 1.297 \text{ kg/cm}^2$$

$$fs_4 = 1.792 + 0.2215 - 0.290 = 1.723 \text{ kg/cm}^2$$

2.8.2.3.2.- Condición C.M + C.V_{máx}

$$e_x = 57 \text{ cm}$$

$$e_y = 128 \text{ cm}$$

$$P = 9976 \text{ ton}$$

$$fs_1 = \frac{9976 \times 10^3}{5305 \times 10^3} + \frac{9976 \times 10^3 (57)(1459)}{3.7456E12} + \frac{9976 \times 10^3 (128)(1005)}{1.8112E12}$$

$$fs_1 = 1.88 + 0.221 + 0.7035 = 2.81 \text{ kg/cm}^2$$

$$fs_2 = 1.88 - 0.221 + 0.70 = 2.36 \text{ kg/cm}^2$$

$$fs_3 = 1.88 - 0.204 - 0.70 = 0.976 \text{ kg/cm}^2$$

$$fs_4 = 1.88 + 0.217 - 0.708 = 1.39 \text{ kg/cm}^2$$

2.8.2.4.- Momento de volteo.

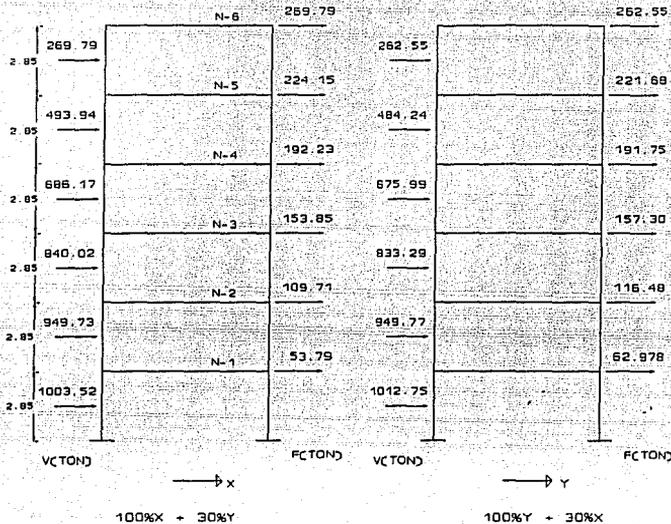


FIG.# 2.8.2.1.- MOMENTOS DE VOLTEO EN DOS DIRECCIONES ORTOGONALES

2.8.2.4.1.- Momento de volteo en la dirección X

$$M_x = 269.79 (18.90) + 224.15 (16.05) + 192.23 (13.20) + 153.85 (10.35) + 109.71 (7.50) + 53.79 (3.65) = 13845.58 \text{ ton.m}$$

2.8.2.4.2.- Momento de volteo en la dirección Y

$$M_y = 262.557 (18.90) + 221.683 (16.05) + 191.75 (13.20) + 157.3 (10.35) + 116.482 (7.50) + 62.978 (3.65) = 13782.98 \text{ ton.m}$$

$$W_{\text{total edif.}} = 5984.81 \text{ ton}$$

2.8.2.4.3.- Momento resistente

$$M_{R_x} = 5984.81 (14.05) = 84086.58 \text{ ton.m}$$

$$M_{R_y} = 5984.81 (9.44) = 56496.61 \text{ ton.m}$$

2.8.2.4.4.- Factor de Seguridad Dirección X

$$F.S. = M_{Rx}/Mx = 84086.58/13845.58 = 6.10 > 1.50$$

2.8.2.4.5.- Factor de Seguridad Dirección Y

$$F.S. = 56496.61/13782.98 = 4.1 > 1.50$$

2.8.2.4.6.- Esfuerzos en el suelo debido al momento de volteo

$$f_{Hv} = Mv/5 \quad 5 = \text{módulo de sección} = I/y$$

$$Ix = 1.8112E12 \text{ cm}^4$$

$$Iy = 3.7456E12 \text{ cm}^4$$

$$y = 10.05 \text{ m}$$

$$x = 14.59 \text{ m}$$

$$Sx = Ix/x = 1.8112E12/1459 = 1.241E09 \text{ cm}^3$$

$$Sy = Iy/y = 3.7456E12/1005 = 3.7269E09 \text{ cm}^3$$

$$f_{Hvx} = 13845.58 \text{ kg.cm} \times 10^5/1.241E09 \text{ cm}^3 = 1.1156 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{Hvy} = 13782.98 \times 10^5/3.7269E09 = 0.37 \text{ kg/cm}^2$$

Comparando los esfuerzos por descargas y por momento de volteo se tiene:

$$f_{Qv} > f_{Hv}$$

$$fs = Qv/A + M_{\text{volteo}}/S$$

Sentido X

$$fs_{\text{máx}} = 1.792 + 1.1156 = 2.91 \text{ kg/cm}^2 = 29.10 \text{ ton/m}^2$$

$$fs_{\text{mín}} = 1.792 - 1.1156 = 0.676 \text{ kg/cm}^2 = 6.76 \text{ ton/m}^2$$

Sentido Y

$$fs_{\text{máx}} = 1.792 + 0.37 = 2.162 \text{ kg/cm}^2 = 21.62 \text{ ton/m}^2$$

$$fs_{\text{mín}} = 1.792 - 0.37 = 1.422 \text{ kg/cm}^2 = 14.22 \text{ ton/m}^2$$

2.8.2.5.- Diseño contratrabes.

Diseño de contratrabe paralela a los ejes letras entre C y D de 6^a 7.

OBTENIENDO LA REACCION NETA
Y CAMBIANDO SU SENTIDO:

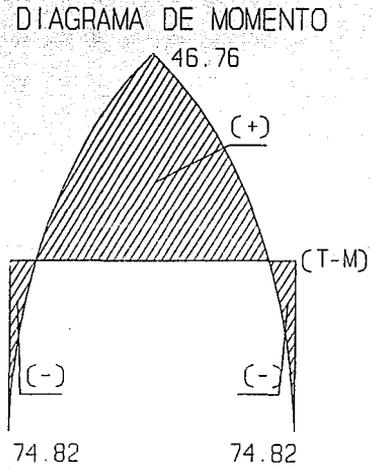
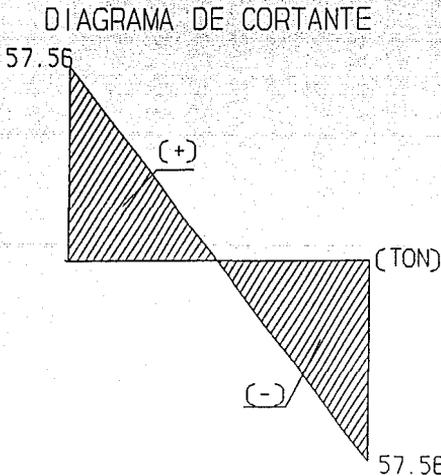
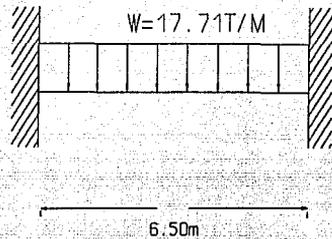
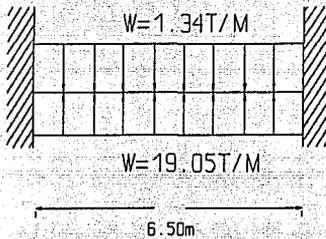


FIG.# 2.8.2.2.- ACCIONES, DIAGRAMAS DE CORTANTE Y MOMENTO PARA DISEÑO DE CONTRATRABES ADICIONALES

2.8.2.5.1.- Flexión (Para momento máximo negativo).

Proponiendo una sección de 40 x 70 cm.

$$\mu = 6\ 000\ 000\ \text{Kg-cm}$$

$$b = 40\ \text{cm.} \quad F_R = 0.90$$

$$d = 65\ \text{cm.}$$

$$f''c = 170\ \text{Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200\ \text{Kg/cm}^2$$

$$d = \mu / (F_R * b * f''c * q * (1 - 0.5 * q))$$

$$d = 60E05 / (0.9 * 40 * 170 * 0.2628 * (1.05 * 0.2628)) = 65\ \text{cm.}$$

$$d = 65\ \text{cm.} \quad \therefore \quad h = 70\ \text{cm.}$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = \rho_{\text{mín}} * b * d = 0.002635 * 40 * 65 = 5.90\ \text{cm}^2 \text{ usar 2 Vs \# 6}$$

$$q = \rho_{\text{mín}} * f_y / f''c = 0.0026 * 4200 / 170 = 0.0642$$

$$M_{r_{\text{mín}}} = F_R * b * d^2 * f''c * q * (1 - 0.5 * q)$$

$$M_{r_{\text{mín}}} = 0.90 * 40 * 65^2 * 170 * 0.0642 * (1 - 0.5 * 0.0642) = 1\ 607\ 000\ \text{Kg-cm}$$

$$\text{Proponiendo } A_s = 25.30\ \text{cm}^2 \quad 6\ \text{Vs \# 8} \quad \rho = 0.011676 \quad q = 0.2885$$

$$M_r = 0.9 * 40 * 65^2 * 170 * 0.2885 * (1 - 0.5 * 0.2885) = 6\ 383\ 676\ \text{Kg-cm.}$$

$$M_r > \mu.$$

2.8.2.5.2.- Flexión (Para momento máximo positivo).

$$\mu = 4\ 676\ 000\ \text{Kg-cm}$$

$$b = 40\ \text{cm.}$$

$$d = 65\ \text{cm.}$$

$$f''c = 170\ \text{Kg/cm}^2$$

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

$$M_r = F_R * b * d^2 * f''c * q * (1 - 0.5 * q)$$

$$4\ 676\ 000 = 0.9 * 40 * 65^2 * 170 * q * (1 - 0.5q)$$

$$2.7649q^2 - 5.53q + 1 = 0$$

$$q = 0.20104$$

$$\rho = 0.00814$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.00814 * 40 * 65 = 21.164\ \text{cm}^2. \quad 3\ \text{Vs \# 8} + 2\ \text{Vs \# 6.}$$

2.8.2.5.3.- Cortante.

$$V_x = 57.56 - 17.71x$$

para:

$$\begin{array}{ll} x = 0.50 \text{ m} & V_x = 48.705 \text{ ton.} \\ x = 1.20 \text{ m} & V_x = 36.310 \text{ ton.} \\ x = 2.10 \text{ m} & V_x = 20.370 \text{ ton.} \end{array}$$

$$\rho = 25.36 / (40 * 65) = 0.010 \quad V_{cr} = F_R * b * d (0.2 + 30\rho) \sqrt{f_c}$$

$$V_{cr} = 0.8 * 40 * 65 * (0.20 + 30 * 0.010) \sqrt{200} = 14\,708 \text{ Kg.}$$

Limitación para V_u .

$$2 * F_R * b * d \sqrt{f_c} = 2 * 0.8 * 40 * 65 * \sqrt{200} = 58\,831 \text{ Kg} > V_u$$

Proponiendo estribos E # 3 (en 3 ramas)

$$S_1 = (F_R * A_v * f_y * d) / (V_u - V_{cr})$$

$$S_1 = (0.8 * 3 * 0.71 * 4200 * 65) / (48705 - 14708) = 13.68 \text{ cm.}$$

$$S_2 = (F_R * A_v * f_y * d) / (V_u - V_{cr})$$

$$S_2 = (0.8 * 3 * 0.71 * 4200 * 65) / (36310 - 14708) = 21.53 \text{ cm.}$$

$$S_3 = (F_R * A_v * f_y * d) / (V_u - V_{cr})$$

$$S_3 = (0.8 * 3 * 0.71 * 4200 * 65) / (20370 - 14708) = 82.16 \text{ cm.}$$

Por lo tanto se tiene:

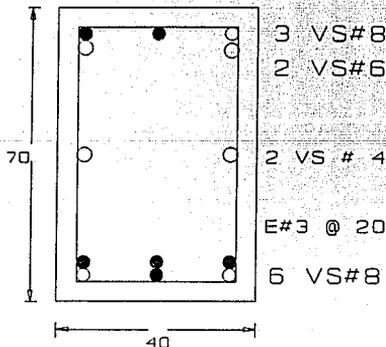


FIG.# 2.8.2.3.- SECCION TRANSVERSAL OBTENIDA PARA CONTRATRABE ADICIONAL.

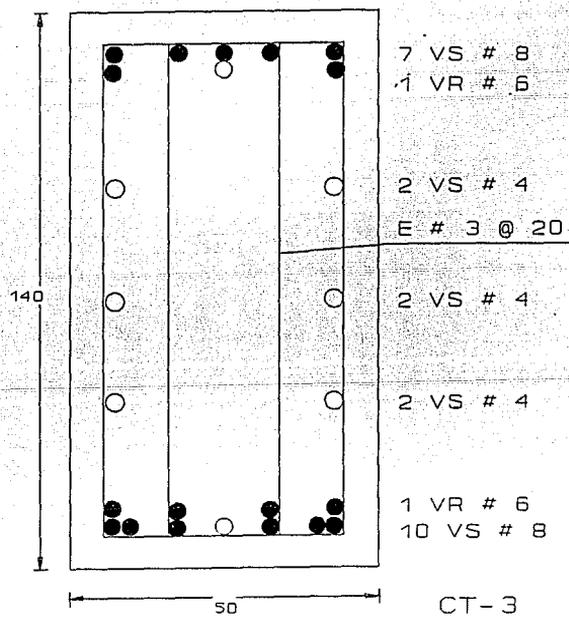
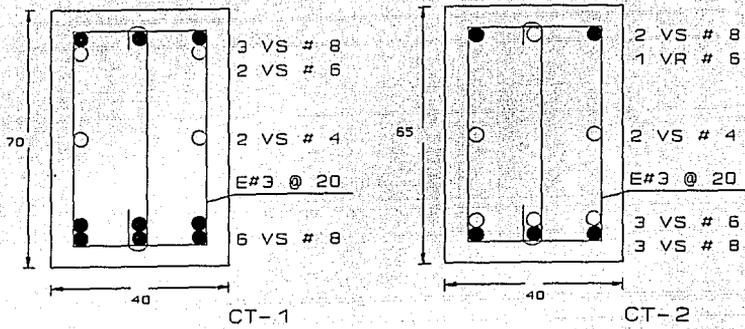


FIG. # 2.8.2.4.- CONTRATABES ADICIONALES PARA CUERPO "A" Y "B" REFORZADOS.

2.8.2.6.- Revisión de la contratrabe Marco Eje D entre 6 y 7.
OBTENIENDO LA REACCION NETA

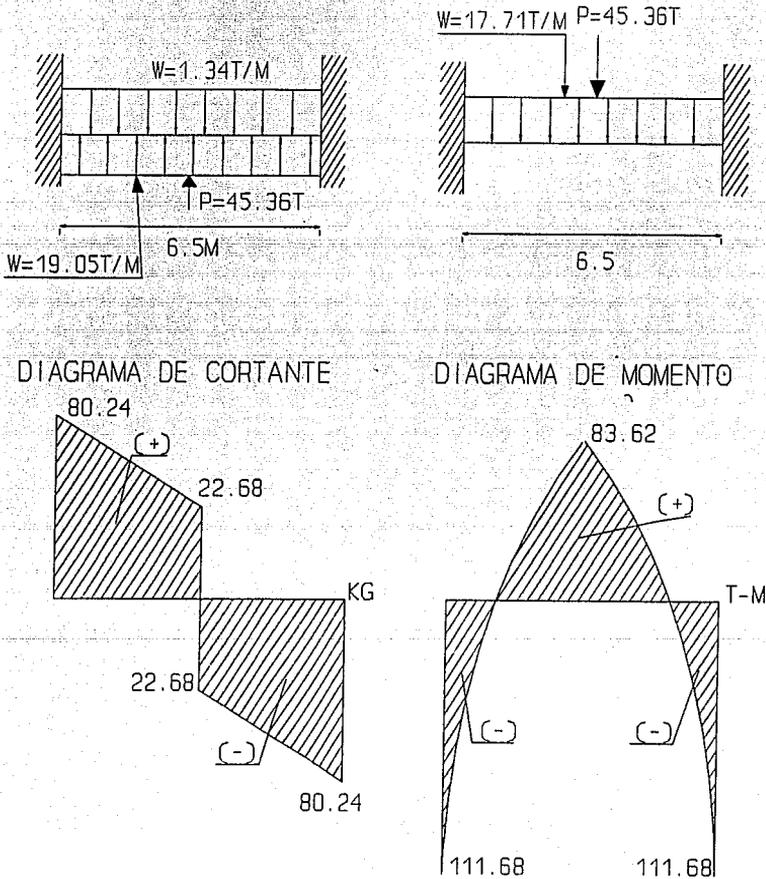


FIG.# 2.8.2.5.- ACCIONES, DIAGRAMAS DE CORTANTE Y MOMENTO PARA LA REVISION DE CONTRATRABES EXISTENTES.

2.8.2.6.1.- Para el centro de la contratrabe.

2.8.2.6.1.1.- Flexión.

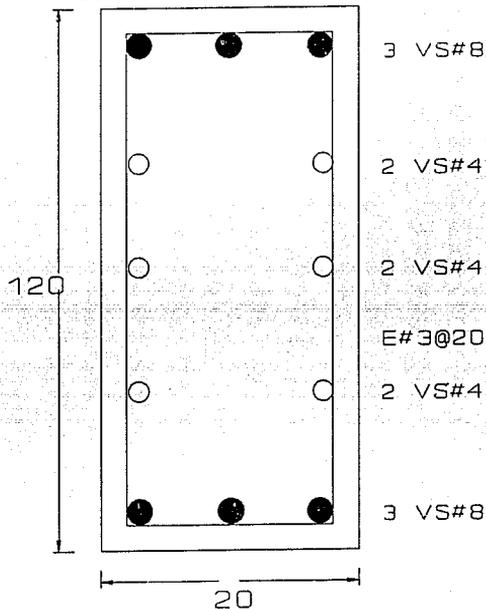


FIG. 2.8.2.6.- SECCION TRANSVERSAL CONTRATRABE EXISTENTE PARTE CENTRAL.

$$M_r = F_r \cdot b \cdot d^2 \cdot f''c \cdot q (1 - 0.5q)$$

$$F_r = 0.90$$

$$f''c = 340 \text{ Kg/cm}^2 \quad f^*c = 0.8 \cdot 340 = 272 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = (1.05 - f^*c/1250) f^*c = (1.05 - (272/1250)) 272 = 226 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rho = (3 \cdot 5.07) / (20 \cdot 115) = 0.0066 \quad \therefore q = 0.1168.$$

Al centro de la trabe.

$$M_r = 0.9 \cdot 20 \cdot 115^2 \cdot 226 \cdot 0.1168 \cdot (1 - 0.5 \cdot 0.1168) = 5\,916\,787 \text{ Kg-cm.}$$

$$M_r < M_u = 8\,362\,000 \text{ Kg-cm} \quad \text{Escasez } 30\%$$

2.8.2.6.1.2.- Cortante.

Para $L = 1.20 \text{ m}$ $V_u = 58.99 \text{ ton.}$

$$\rho = 0.0066 < 0.010 \quad \therefore \quad V_{cr} = F_R * b * d (0.20 + 30\rho) \sqrt{f * c}$$

$$V_{cr} = [0.8 * 20 * 115 * (0.20 + 30 * 0.0066) \sqrt{272}] 0.7 = 8454 \text{ Kg.}$$

Contribucion de los estribos:

$$V_{est.} = (0.8 * 2 * 0.49 * 4000 * 115) / 20 = 18 \text{ 032 Kg.}$$

$$V_{cr \text{ total}} = 26 \text{ 486 Kg} < V_u = 58 \text{ 990 Kg.} \quad \text{Escasez } 55 \%$$

2.8.2.6.2.- Para el extremo de la contratrabe.

2.8.2.6.2.1.- Flexión.

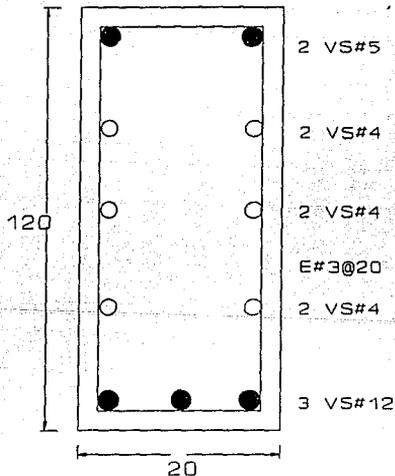


FIG.# 2.8.2.7.- SECCION TRANSVERSAL CONTRATRABE EXISTENTE PARTE EXTREMA

$$M_r = F_R * b * d^2 * f''c * q (1 - 0.5q)$$

$$F_R = 0.90$$

$$f'c = 340 \text{ Kg/cm}^2 \quad f''c = 0.8 * 340 = 272 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = (1.05 - f'c/1250) f'c = (1.05 - (272/1250)) 226 = 226 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rho = (3 * 11.40) / (70 * 114) = 0.00432 \quad \therefore q = 0.0765$$

Al extremo de la trabe.

$$M_r = 0.9 * 70 * 114^2 * 226 * 0.0765 * (1 - 0.5 * 0.0765) = 16\,384\,800 \text{ Kg-cm.}$$

$M_r > M_u$ Es adecuada la sección.

2.8.2.6.2.2.- Cortante.

$$\rho = 0.00432 < 0.010 \quad \therefore V_{cr} = F_R * b * d (0.20 + 30\rho) \sqrt{f'c}$$

$$V_{cr} = [0.8 * 70 * 113 * (0.20 + 30 * 0.00432) \sqrt{272}] 0.7 = 24\,079 \text{ Kg.}$$

Contribución de los estribos:

$$V_{est.} = (0.8 * 2 * 1.98 * 4000 * 113) / 10 = 143\,193 \text{ Kg.}$$

$$V_{total} = 167\,272 > V_u = 80\,240 \text{ Kg.} \quad \text{Eficiencia } 48 \%$$

Incrementando la sección de la contratrabe en su parte central, para resistir cortante y flexión.

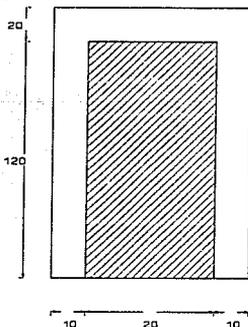


FIG.# 2.8.2.8.- SECCION TRANSVERSAL INCREMENTADA PARA CONTRATRABE EXISTENTE

$$\rho = 0.7\sqrt{f'c}/f_y = 0.7\sqrt{250}/4200 = 0.002635$$

$$A_{s_{\min}} = 0.002635 \cdot 40 \cdot 134 = 14.12 \text{ cm}^2$$

Usar 3 Vs # 8

$$V_{cr} = [0.8 \cdot 40 \cdot 134 \cdot (0.20 + 30 \cdot 0.002635) \sqrt{250}] \cdot 0.7 = 12\,340 \text{ Kg.}$$

Proponiendo estribos E # 3.

$$S = (0.8 \cdot 2 \cdot 0.71 \cdot 4200 \cdot 134) / (58990 - 12340) = 13.7 \text{ cm.}$$

Se usarán E # 3 @ 15 cm.

Proponiendo estribos E # 4.

$$S = (0.8 \cdot 2 \cdot 1.27 \cdot 4200 \cdot 134) / (58990 - 12340) = 25.0 \text{ cm.}$$

Se usarán E # 4 @ 25 cm.

Para $\mu = 11\,168\,000 \text{ Kg-cm}$

$$A_s = 11\,168\,000 / (0.9 \cdot 4200 \cdot 132 (1 - 0.5 \cdot 0.2625)) = 25.83 \text{ cm}^2$$

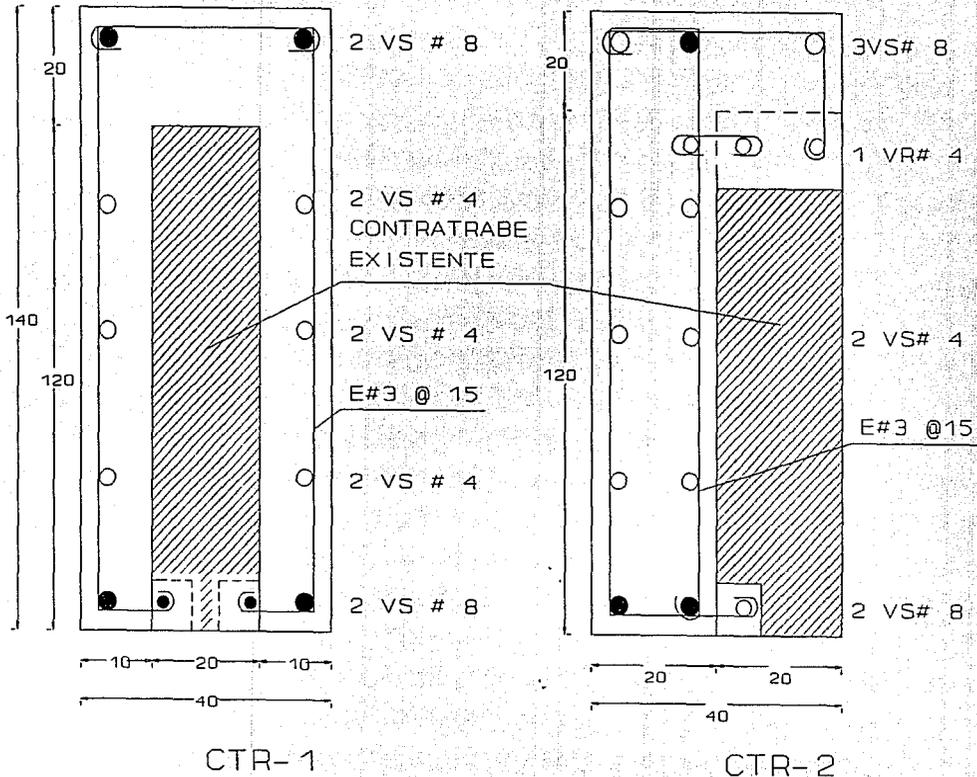
Usar 5 Vs # 8 (Lecho inferior)

Para $\mu = 8\,362\,000 \text{ Kg-cm}$

$$A_s = 8\,362\,000 / (0.9 \cdot 4200 \cdot 132 (1 - 0.5 \cdot 0.2625)) = 19.29 \text{ cm}^2$$

Usar 4 Vs # 8 (Lecho superior)

FIG. # 2.8.2.9. - REFUERZO ESTRUCTURAL DE CONTRATRABES EXISTENTES.



2.8.2.7.- Diseño de losa de cimentación (Ver Ref. 13).
 Losas rectangulares perimetralmente apoyadas.

2.8.2.7.1.- Diseño a flexión.

TABLA # 2.8.2.1.- CALCULO ESTRUCTURAL DE MOMENTOS ACTUANTES EN LOSA PERIMETRALMENTE APOYADA.

Tablero	Momento	Claro	α_i	Mi (KG-M)	ρ
ESQUINA. I m = 0.90	NEGATIVO EN BORDES INTERIORES	CORTO	412	3460	0.003
		LARGO	410	3443	0.003
	NEGATIVO EN BORDES DISCONT.	CORTO	0	0	0
		LARGO	0	0	0
	POSITIVO.	CORTO	199	1671	ρ_{mfn}
		LARGO	154	1293	ρ_{mfn}
DE BORDE. II m = 0.90	NEG. EN BORDES INTERIORES	CORTO	388	3258	0.003
		LARGO	341	2864	ρ_{mfn}
	NEG. EN BORDES DISCONT.	CORTO	0	0	0
		CORTO	181	1520	ρ_{mfn}
	POSITIVO.	LARGO	136	1142	ρ_{mfn}
	DE BORDE. III m = 0.80	NEG. EN BORDES INTERIORES	CORTO	431	3103
LARGO			369	2697	ρ_{mfn}
NEG. EN BORDES DISCONT.		CORTO	0	0	0
		CORTO	219	1577	ρ_{mfn}
POSITIVO		LARGO	137	987	ρ_{mfn}
DE BORDE. IV m = 0.80		NEG. EN BORDES INTERIORES	CORTO	431	3103
	LARGO		369	2657	ρ_{mfn}
	NEG. EN BORDES DISCONT	CORTO	0	0	0
		CORTO	219	1577	ρ_{mfn}
	POSITIVO	LARGO	137	987	ρ_{mfn}

Ver figura No. 2.8.11. Para obtención de coeficientes de momento α_i para cada caso de tablero analizado.

a_1 = Claro corto.

a_2 = Claro largo.

- Tablero I y II $a_1 = 270$ cm $a_2 = 300$ cm $m = 270/300 = 0.90$

- Tablero III y IV $a_1 = 250$ cm $a_2 = 300$ cm $m = 250/300 = 0.80$

- Utilizando:

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

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

- Tenemos:

$$\rho_{\min} = 0.7\sqrt{250}/4200 = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = (170 \cdot 4800) / (4200(4200 + 6000)) = 0.019$$

$$\mu_u = \alpha_i \cdot w \cdot a_1^2 \cdot 10^{-4}$$

$$w = 12\,000 - 2400 \cdot 0.2 = 11\,520 \text{ kg/m}^2$$

$$\alpha_i = 431 \quad a_1 = 250 \text{ cm.}$$

- Se propone una losa con espesor de 20 cm.

$$\mu_u = 431 \cdot 11520 \cdot 2.5^2 \cdot 10^{-4} = 3103.2 \text{ Kg-m} = 3.1032 \text{ ton-m}$$

- Calculando la siguiente relación:

$$\mu_u / b \cdot d^2 = 3.1032 \text{E}05 / (100 \cdot 17^2) = 10.74 \text{ cm}^2$$

Con esta relación entramos a la grafica de la figura No. 2.8.12 y obtenemos:

$$\therefore \rho = 0.003 > \rho_{\min}$$

Separación de las varillas $s = 100a_s/As$

a_s = Area de acero de la varilla.

As = Area de acero requerida a flexión.

- Acero por temperatura.

$$a_s = 660X_1/(f_y(X+100)) = (660*20)/(4200(20+100))$$

$$a_s = 0.026 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$As = 100*0.026 = 2.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para V_s del # 3

$$s = 100*0.71/2.6 = 27 \text{ cm} < s_{\text{máx}}$$

$$s_{\text{máx}} = 3.5*20 = 70 \text{ cm} > 50 \text{ cm} \quad s_{\text{máx}} = 50 \text{ cm}.$$

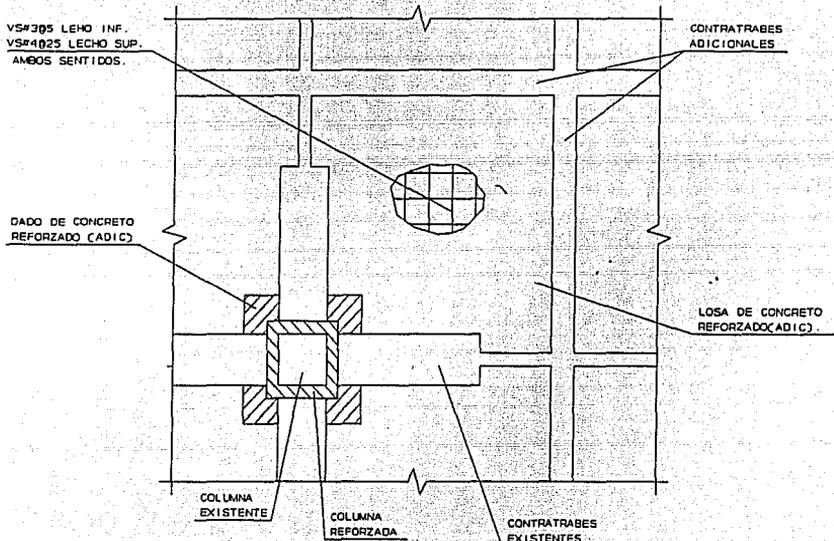
2.8.2.7.2.- Diseño a cortante.

$$V_u = (a_1/2 - d)*w/[1 + (a_1/a_2)^{0.5}]$$

$$V_u = (2.7/2 - 0.18)/[1 + (2.7/3.0)^{0.5}]$$

$$V_u = 8801*1.15 = 10 \ 121 \text{ Kg}$$

$$V_{cr} = 0.5*0.8*100*17*\sqrt{200} = 10 \ 182 \text{ Kg} - V_u \text{ Es adecuada.}$$



PLANTA REPRESENTATIVA REFUERZO DE CIMENTACION

FIG.# 2.8.2.10.- ARMADO OBTENIDO PARA LOSA DE CIMENTACION.

Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto a largo, $m = a_1/a_2$													
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0	
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
Interior Todos los bordes continuos	Neg. en bordes interiores positivo	corto	998	1018	553	565	489	498	432	438	381	387	333	338	288	292
		largo	516	544	409	431	391	412	371	388	347	361	320	330	288	292
		corto	630	668	312	322	268	276	228	236	192	199	158	164	126	130
		largo	175	181	139	144	134	139	130	135	128	133	127	131	126	130
De borde Un lado corto discontinuo	Neg. en bordes interiores Neg. en bordes dis. positivo	corto	998	1018	568	594	506	533	451	478	403	431	357	388	315	346
		largo	516	544	409	431	391	412	372	392	350	369	326	341	297	311
		corto	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
		largo	630	668	329	356	292	306	240	261	202	219	167	181	133	144
De borde Un lado largo discontinuo	Neg. en bordes interiores Neg. en bordes dis. positivo	corto	1060	1143	583	624	514	548	453	481	397	420	346	364	297	311
		largo	587	687	465	545	442	513	411	470	379	426	347	384	315	346
		corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0
		largo	751	912	334	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129	135
De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	Neg. en bordes interiores Neg. en bord- discontinuos positivo	corto	1060	1143	598	653	530	582	471	520	419	464	371	412	324	364
		largo	600	713	475	564	455	541	429	506	394	457	360	410	324	364
		corto	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0
		largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
Aislado cuatro lados discontinuos	Neg. en bordes discontinuos positivo	corto	751	912	358	416	306	354	259	298	216	247	176	199	137	153
		largo	191	212	152	168	146	163	142	158	140	156	138	154	137	153
		corto	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0
		largo	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0
		corto	1100	1670	830	1380	800	1330	720	1190	640	1070	570	950	500	830
		largo	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830

Caso I. Losa colada monolíticamente con sus apoyos.
 Caso II. Losa no colada monolíticamente con sus apoyos.
 Los coeficientes multiplicados por $10^{-4} w a_1^2$ dan momentos por unidad de ancho.

Para el caso I, a_1 y a_2 pueden tomarse como los claros libres entre paños de vigas; para el caso II se tomarán como entre ejes, pero sin exceder el claro libre más dos veces el espesor de la losa.

FIG. # 2.8.11.- COEFICIENTES DE MOMENTO a_i PARA TABLEROS DE LOSA RECTANGULARES PERIMETRALMENTE APOYADOS.

MOMENTOS RESISTENTES DE SECCIONES RECTANGULARES

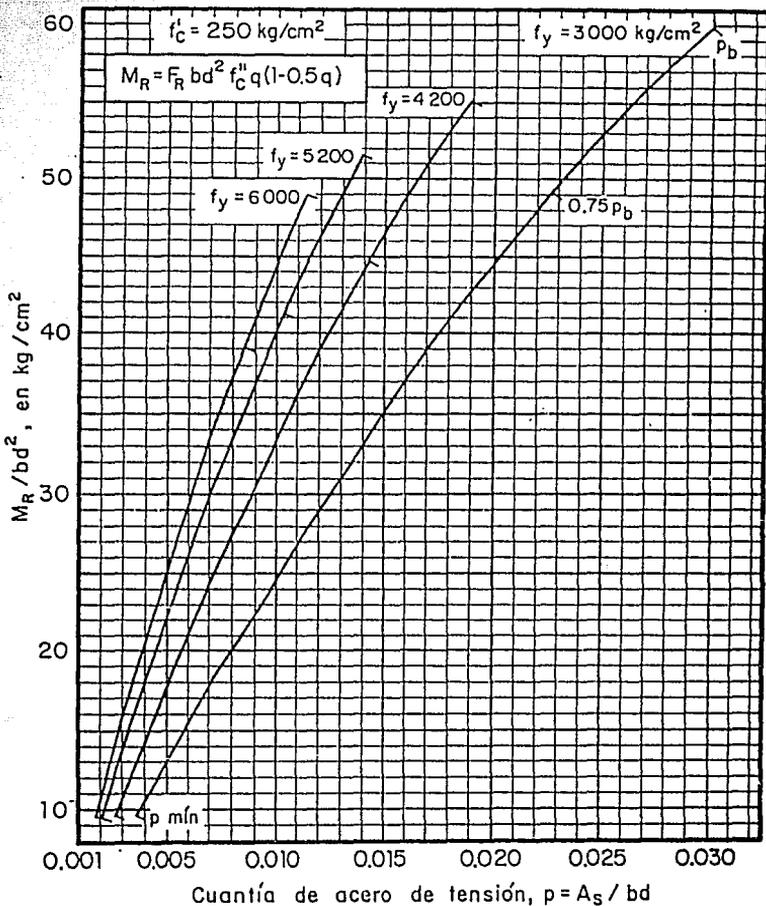


FIG.# 2.8.12.- MOMENTOS RESISTENTES DE SECCIONES RECTANGULARES

2.9.- Recomendaciones:

Debido al estado actual del edificio y a los resultados obtenidos del análisis y revisión estructural del inmueble, se requiere realizar un refuerzo estructural para garantizar la seguridad del edificio y además cumplir con los lineamientos que establece el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1987.

El refuerzo consiste en el incremento de secciones en columnas y adición de trabes de concreto, en la superestructura, y la construcción de una losa de cimentación con contratraveses para formar un cajón en lo que actualmente es el sótano.

Como trabajos complementarios a este refuerzo estructural, se demolerá la casa del gerente (pent-house), se construirá una junta para dividir el edificio en dos cuerpos, se construirá un marco adicional en dicha junta y se encamisarán las columnas existentes no reforzadas con celosía de acero estructural.

Además se recomienda reparar y desligar los muros que se encuentran agrietados, inyectar resina epóxica en las nervaduras, columnas y losas agrietadas, y reparar los firmes agrietados.

Debido a que es un trabajo de refuerzo estructural se deberá tener especial cuidado en no dañar lo existente.

En el caso de que algunas instalaciones se vieran afectadas por dichos trabajos de refuerzo se deberán reubicar adecuadamente con el fin de no causar problemas adicionales.

2.10.- Conclusiones

El trabajo desarrollado anteriormente tuvo la finalidad de proporcionar las herramientas necesarias para realizar una correcta revisión y un adecuado refuerzo estructural de un edificio de concreto reforzado a base de losa encasetonada apoyada sobre columnas rectangulares y cimentación a base de pilotes de fricción, siguiendo los lineamientos que el R.C.D.F.-87 y sus Normas Técnicas Complementarias marcan, lineamientos que tratan de dar una mayor resistencia a los edificios ubicados dentro del D.F., ante sismos de magnitud similar a los ocurridos en septiembre de 1985, con lo que se pretende dar una mayor seguridad a los ocupantes de los inmuebles ubicados dentro de esta entidad, esta revisión y este refuerzo estructural no son de forma generalizada para cualquier edificio de concreto, ya que pueden existir diferencias de un edificio con respecto a otro, diferencias que van desde las de tipo geométrico, de estructuración, de distribución, de destino, de ubicación, hasta las del tipo de carga que soporta cada edificio.

Por lo anterior expuesto se concluye que este trabajo cumplió su cometido ya que se desarrollo todo el seguimiento de los puntos por considerar para una revisión y un refuerzo estructural adecuado, pasos que consistieron en obtener las condiciones actuales del inmueble tanto para su superestructura, como para su cimentación y así revisar los elementos estructurales que conforman, ante las solicitaciones actuantes obtenidas de los modelos estructurales analizados y con esto establecer los parámetros de eficiencia y escasez en resistencia de los elementos que conforman al inmueble, para así realizar un adecuado refuerzo estructural que absorba la escasez existente en los elementos del edificio (superestructura), y además contemple un adecuado refuerzo de la cimentación existente ya que, debido a la adición de peso en la superestructura, se in-

crementaron las descargas a dicha cimentación, lo que trae como consecuencia la necesidad de adecuar a dicha cimentación a las condiciones del edificio en su condición ya reforzada.

Se hace notar que el refuerzo estructural debe ser tal que permita al inmueble seguir siendo funcional, esto es que debe de seguir cumpliendo en cuanto a espacios se refiere a la función para la que fue proyectado, en lo que respecta a instalaciones, estas también deberán ajustarse al edificio en su condición ya reforzada, ya que como consecuencia de dichos trabajos están se quitaran durante la ejecución de la construcción del refuerzo y posteriormente una vez terminados dichos trabajos se tendrán que colocar nuevamente cumpliendo la función para la cual estaban destinadas originalmente.

2.11.- F I G U R A S



102

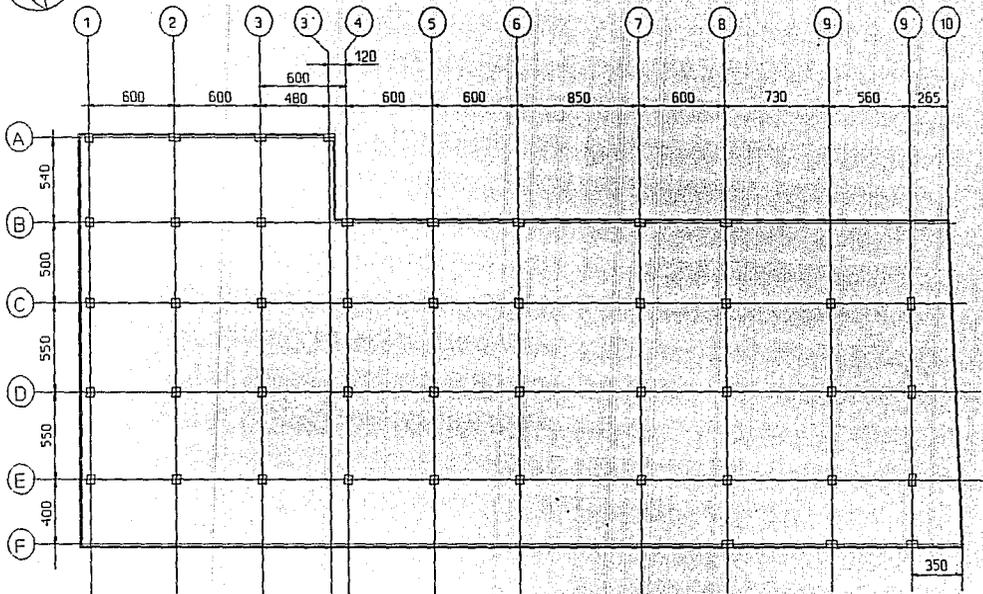


FIG # 1 PLANTA GENERAL

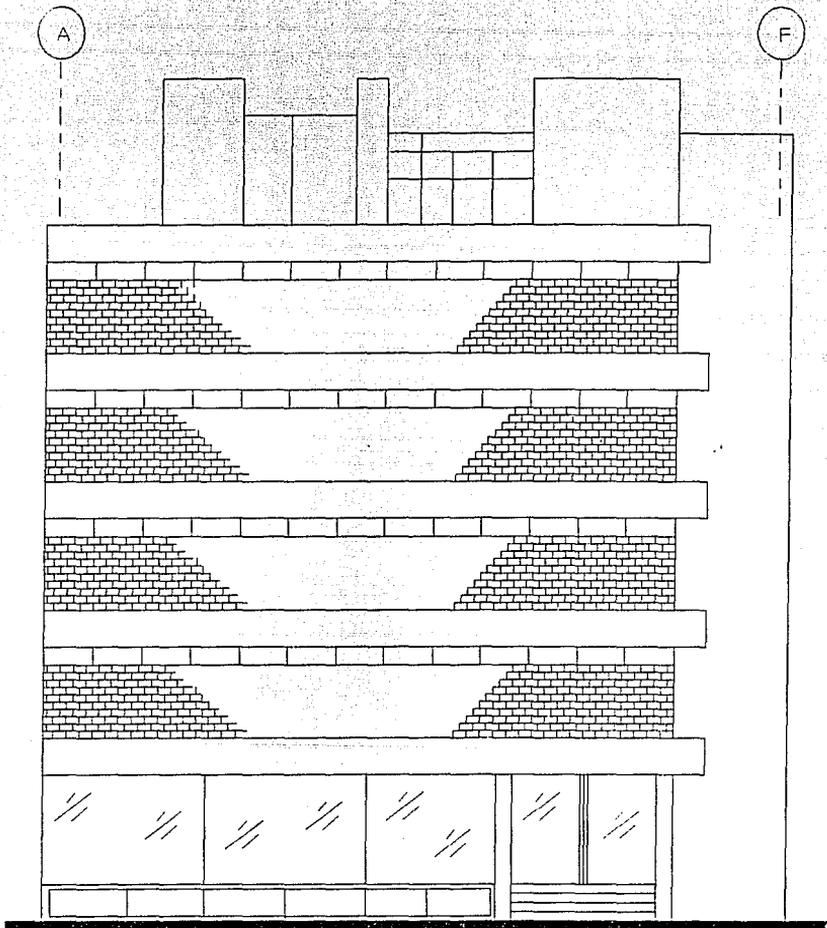


FIG. # 2. FACHADA PRINCIPAL.

3.- ANEXOS .

3.A1.- LISTA DE PLANOS .

TABLA # 3.A1.1.- LISTA DE PLANOS OBTENIDOS AL REALIZAR EL REFUERZO ESTRUCTURAL DEL INMUEBLE.

L I S T A D E P L A N O S .		
PLANO No.	T I T U L O .	CLASIFIC.
1	PLANTA NIV. SOTANO. DIMENSIONES Y ACABADOS.	A-01
2	PLANTA BAJA. DIMENSIONES Y ACABADOS.	A-02
3	PLANTA NIVEL 1. DIMENSIONES Y ACABADOS.	A-03
4	PLANTA NIVEL 2. DIMENSIONES Y ACABADOS.	A-04
5	PLANTA NIVEL 3. DIMENSIONES Y ACABADOS.	A-05
6	PLANTA NIVEL 4. DIMENSIONES Y ACABADOS.	A-06
7	PLANTA PENTHOUSE.	A-07
8	FACHADAS.	A-08
9	CORTES.	A-09
10	NIVELACION DE LOSA DE TECHO EN SOTANO.	T-01
11	NIVELACION DE LOSA DE TECHO EN NIVEL 3.	T-02
12	PLANTA PENTHOUSE. DEMOLICIONES.	E-01
13	PLANO GENERAL. ETAPAS DE CONSTRUCCION.	E-02
14	MUROS DIVISORIOS Y DETALLES GENERALES.	E-03
15	CUERPO "A" REFUERZO. PLANTA Y COLUMNAS.	E-04
16	CUERPO "A" REFUERZO. TRABES.	E-05
17	CUERPO "A" REFUERZO. DETALLES DE CONEXION.	E-06
18	CUERPO "B" REFUERZO. PLANTA Y COLUMNAS.	E-07
19	CUERPO "B" REFUERZO. TRABES.	E-08
20	CUERPO "B" REFUERZO. DETALLES DE CONEXION.	E-09
21	LOSA DE CIMENTACION. Y CONTRATRABES PLANTA Y DETALLES	E-10
22	LOSA DE CIMENTACION. Y CONTRATRABES. DETALLES DE CONEXION.	E-11

3.A2.- ACABADOS ARQUITECTONICOS
Y
LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

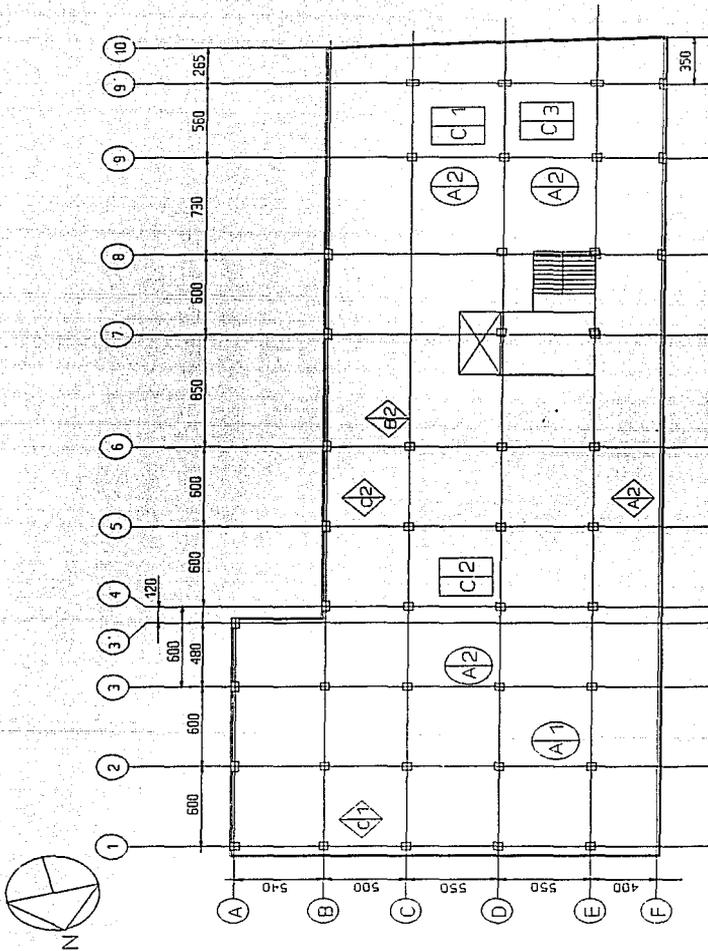


FIG.# 3.A2.1.- ACABADOS ARQUITECTONICOS TIPICOS EN EL INMUEBLE.

TABLA DE ACABADOS
MUROS



MATERIAL BASE.

- A CONCRETO ARMADO, TERMINADO APARENTE
- B COLUMNA DE CONCRETO ARMADO, TERMINADO APARENTE.
- C TABIQUE DE BARRO ROJO RECOCIDO
- D TABIQUE VITRIFICADO.
- E VENTANAL DE PISO A TECHO

ACABADO FINAL.

- 1 APLANADO CON MORTERO CEMENTO-ARENA
- 2 APLANADO CON YESO ACABADO FINO
- 3 LOSETA DE BARRO VITRIFICADO
- 4 PLACAS DE GRANITO, COLOR NEGRO
- 5 FORRO CON TRIPLAY DE MADERA.

PISOS.



MATERIAL BASE

- A. LOSA RETICULAR DE CONCRETO ARMADO
- B RAMPA DE CONCRETO ARMADO Y ESCALONES FORJADOS
- C.FIRME DE CONCRETO 10CM ESPESOR ARMADA CON MALLA ELECTROSOLDADA
- D.LOSA MACIZA DE CONCRETO ARMADO.

ACABADO FINAL

- 1 FINO DE CEMENTO ARENA
- 2 LOSETA DE GRANITO (30 X 30) COLOR GRANITO
- 3 LOSETA ASFALTICA (30 X 30) COLOR GRIS

PLAFONES



MATERIAL BASE

- A LOSA RETICULAR DE CONCRETO ARMADO
- B LOSA MACIZA DE CONCRETO ARMADO

ACABADO FINAL

- 1. FALSO PLAFON DE TABLAYESO ACABADO A REVENTON
- 2 TIROL DE YESO ACABADO A REVENTON

NOTA: LA FORMA DE INDICAR CAMBIOS DE MATERIAL PARA MUROS, PISOS Y PLAFONES SERA LA SIGUIENTE.

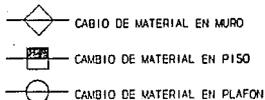


FIG.# 3.A2.2.- NOMENCLATURA UTILIZADA PARA REPRESENTACION DE ACABADOS.

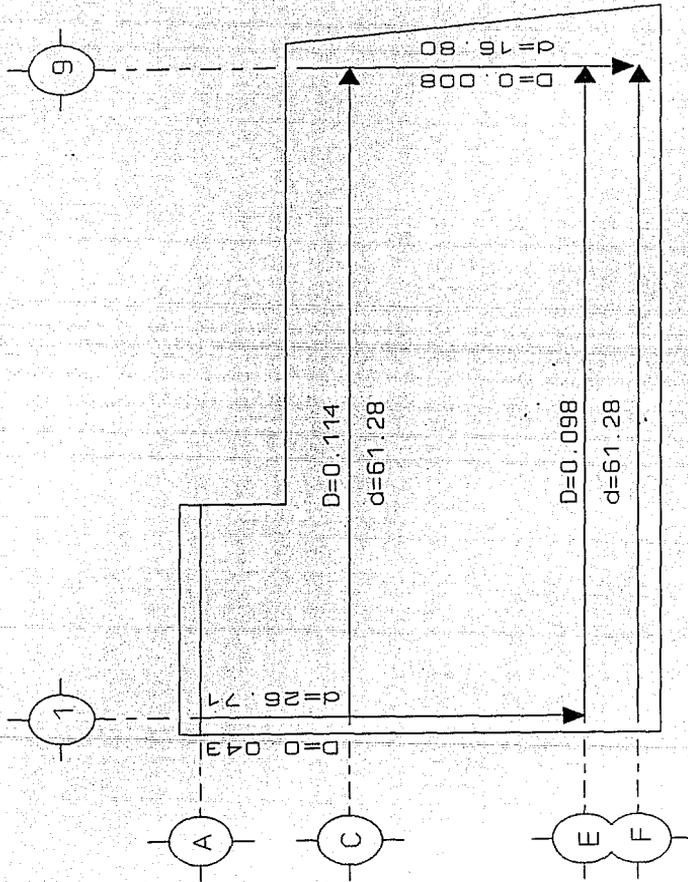
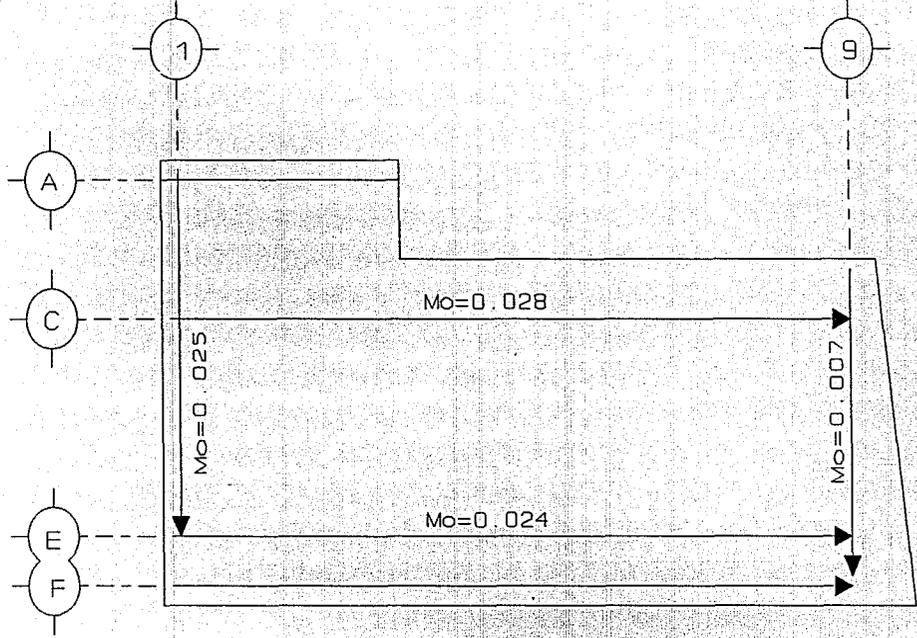


FIG.# 3.A2.3.- DESNIVELES ENTRE EJES EXTREMOS
LOSA DE TECHO SOTANO

FIG. # 3.A2.4.- DIAGRAMA DE DESPLOME LOSA DE TECHO SOTANO.
111



CALCULO DEL DESPLOME

$D/d = \text{DESP.} / H$
 $\text{DESP.} = HD/d$

DESP.=DESPLOME
 D=DESNIVEL
 d=DISTANCIA
 Mo=MAG. DEL DESPLOME
 → SENT. DEL DESPLOME.

DIAGRAMA DE DESPLOME
 LOSA DE TECHO SOTANO

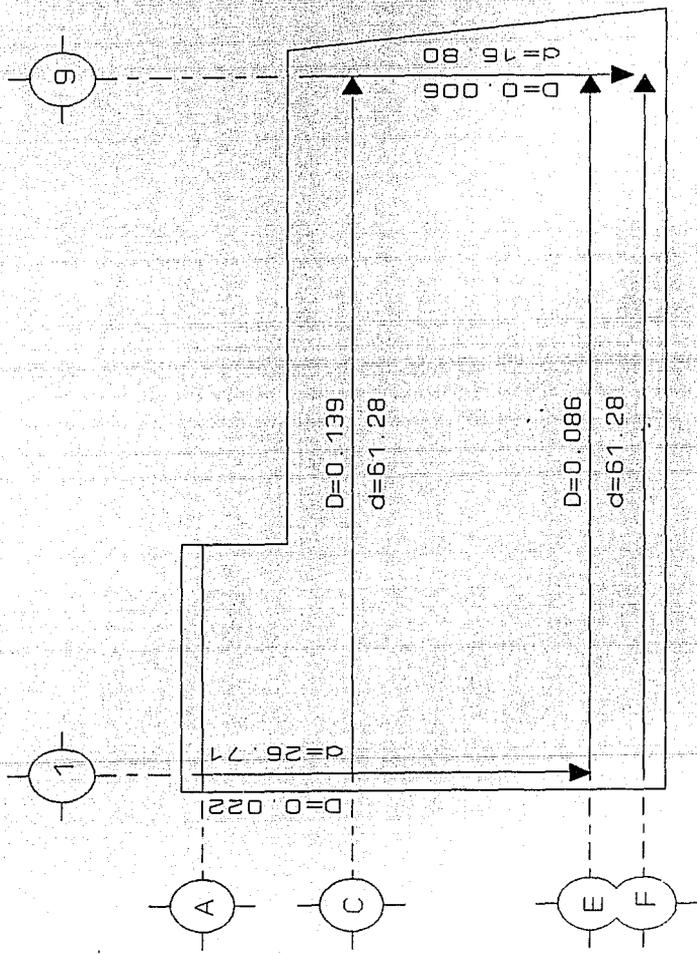
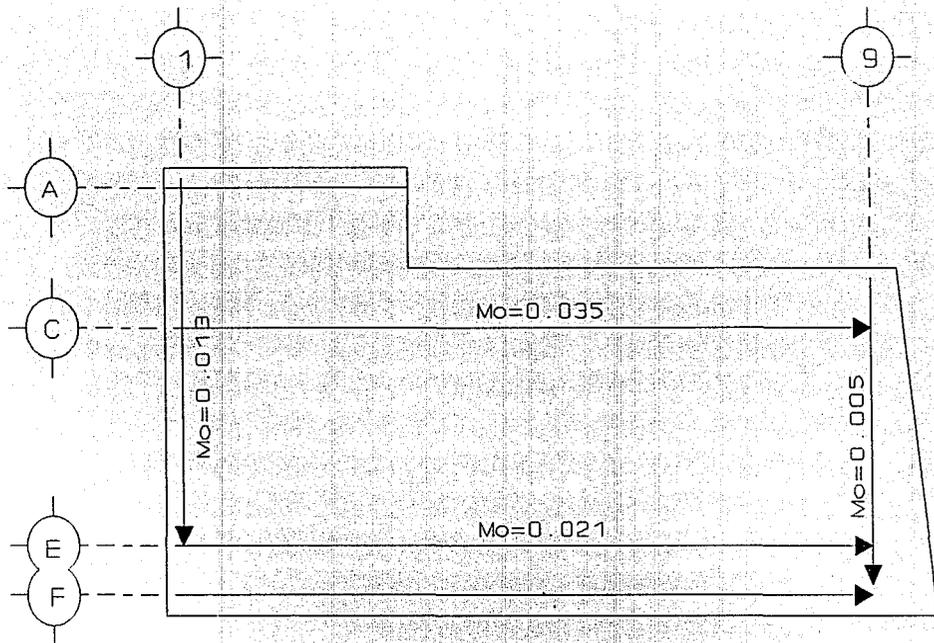


FIG.# 3.A2.5.- DESNIVELES ENTRE EJES EXTREMOS LOSA TECHO NIV.3

FIG.# 3.A2.6.- DIAGRAMA DE DESPLOME LOSA DE TECHO NIVEL 3.



CALCULO DEL DESPLOME

$D/d = \text{DESP.} / H$

$\text{DESP.} = HD/d$

DESP. = DESPLOME

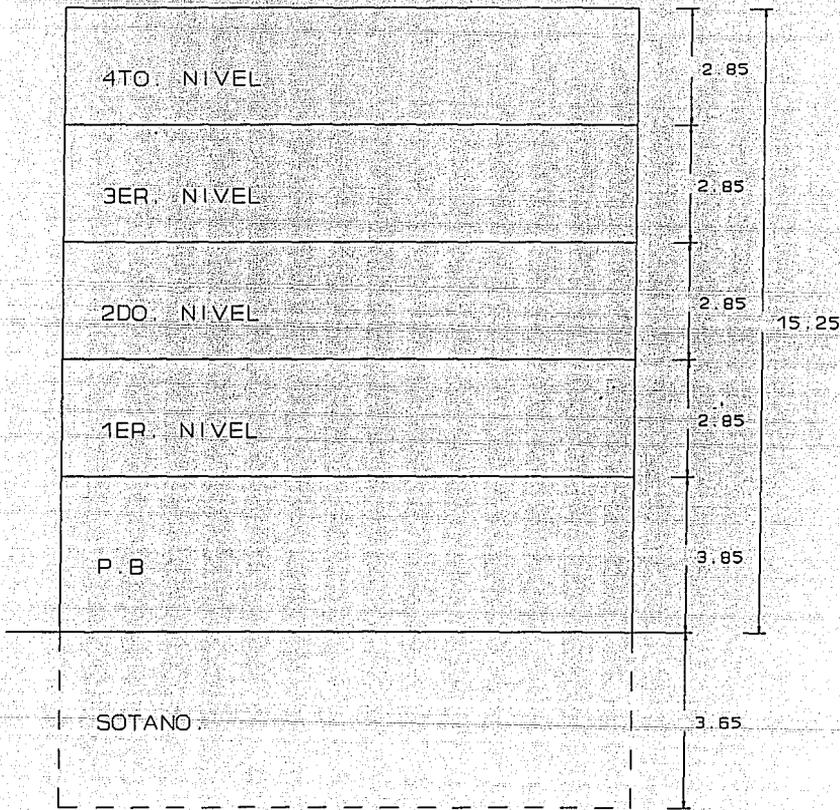
D = DESNIVEL

d = DISTANCIA

Mo = MAG. DEL DESPLOME

→ SENT. DEL DESPLOME.

DIAGRAMA DE DESPLOME
LOSA DE TECHO NIV. 3



ALTURA DE EDIFICIO.

FIG.# 3.A2.7.- CORTE ESQUEMATICO DEL INMUEBLE.

3.A3.- INSPECCION DE DAÑOS.

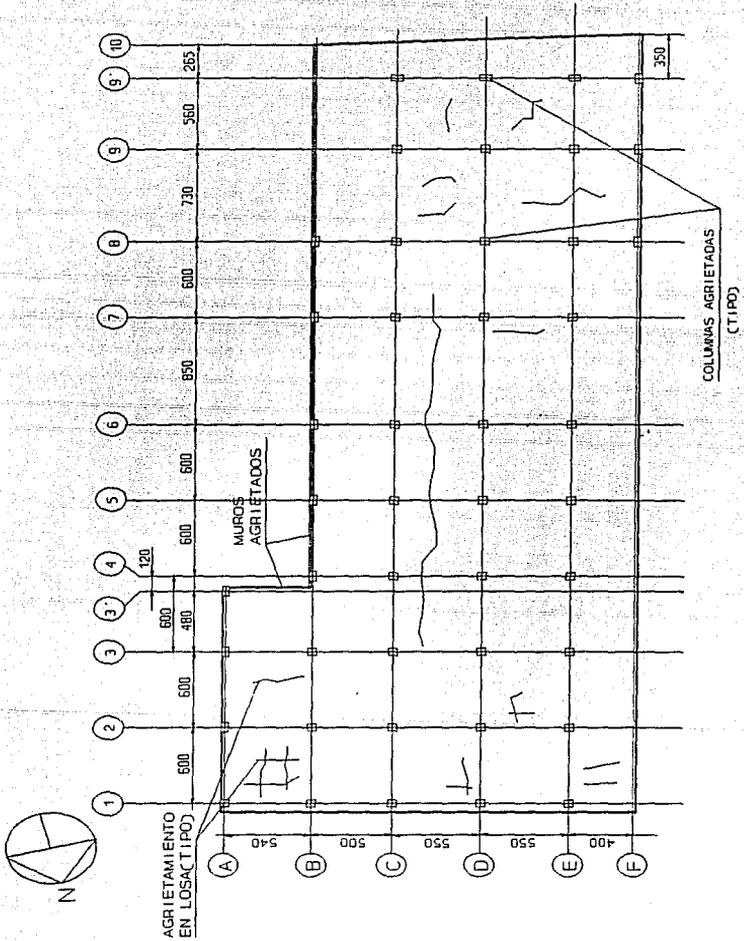


FIG.# 3.A3.1.- DAÑOS TÍPICOS EXISTENTES EN EL INMUEBLE.

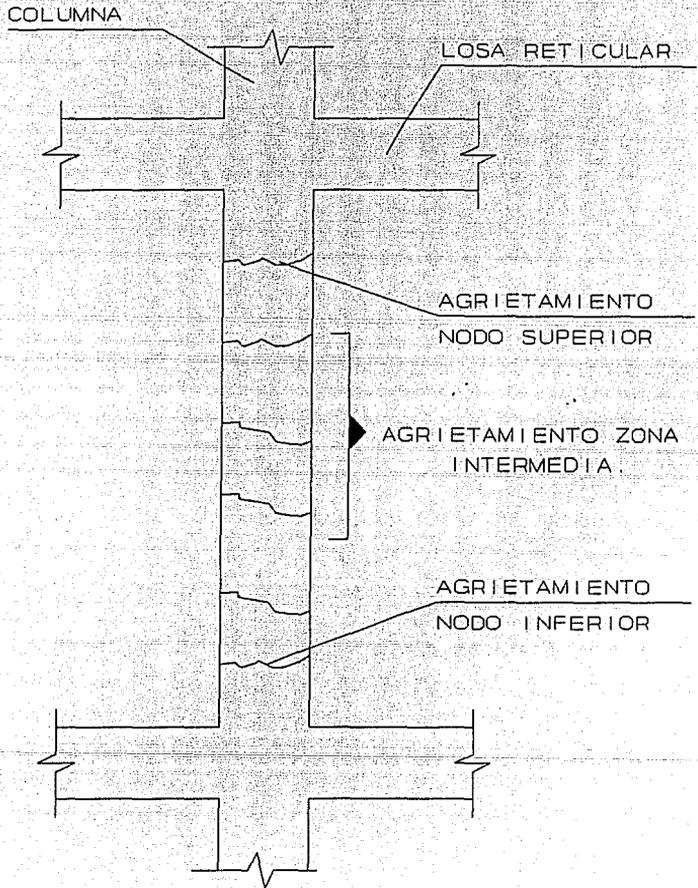
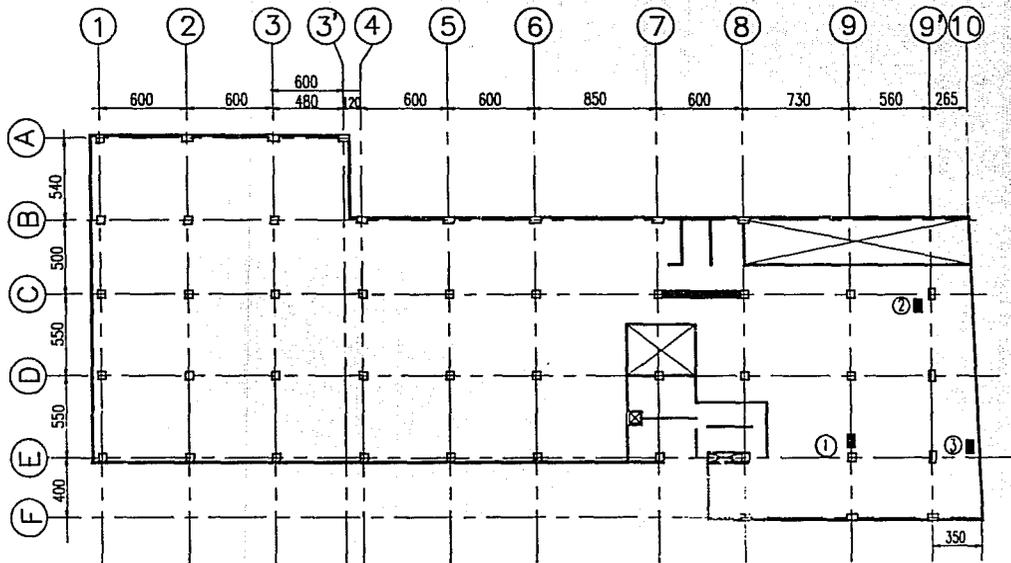


FIG.# 3.A3.2.- AGRIETAMIENTOS TÍPICOS EN COLUMNAS DE NIVELES 1, 2, 3 Y 4

3.A4.- PRUEBAS DE MATERIALES .

FIG. # 3.A4.1.- LOCALIZACION DE CALAS REALIZADAS EN EL INMUEBLE.

119



PLANTA TIPO

LOCALIZACION DE CALAS REALIZADAS EN COLUMNAS

No. CALA	NIVEL	EJES
1	4o	D-2
2	4o	A-3
3	2o	D-2
4	2o	A-3
5	SOTANO	E-3

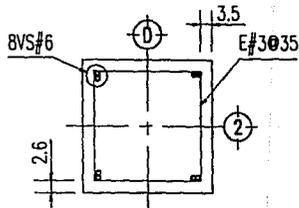
LOCALIZACION DE CALA REALIZADA EN CIMENTACION

No. CALA	PISO	EJES
7	SOTANO	C-9*
UBICACION: ② ■		
8	SOTANO	E-10
UBICACION: ① ■		

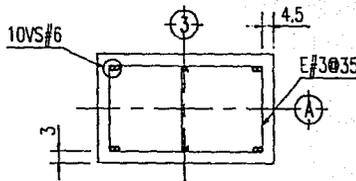
LOCALIZACION DE CALA REALIZADA EN LOSA RETICULAR

No. CALA	PISO	EJES
6	4o	E-9
UBICACION: ① ■		

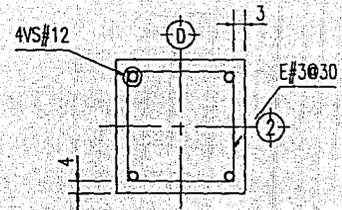
FIG. # 3.A.4.2. - ARMADOS OBTENIDOS DE LAS CALAS REALIZADAS.



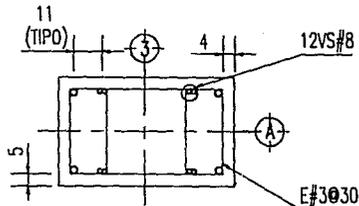
COLUMNA TIPO C-1 (SECCION 55X55)
EJE D-2. 4o NIVEL



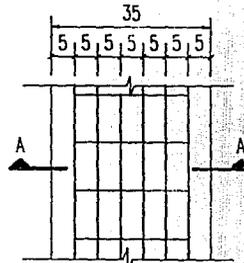
COLUMNA TIPO C-3 (SECCION 45X75)
EJE A-3. 4o NIVEL



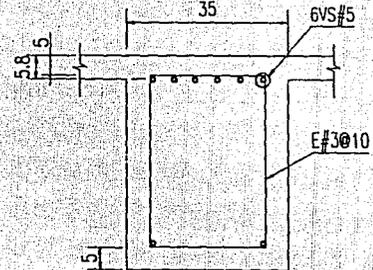
COLUMNA TIPO C-1 (SECCION 55X55)
EJE D-2. 2o NIVEL



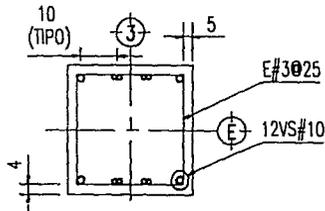
COLUMNA TIPO C-3 (SECCION 45X75)
EJE A-3. 2o NIVEL



PLANTA ARMADO EN NERVADURA
PRINCIPAL PISO 4o NIVEL.

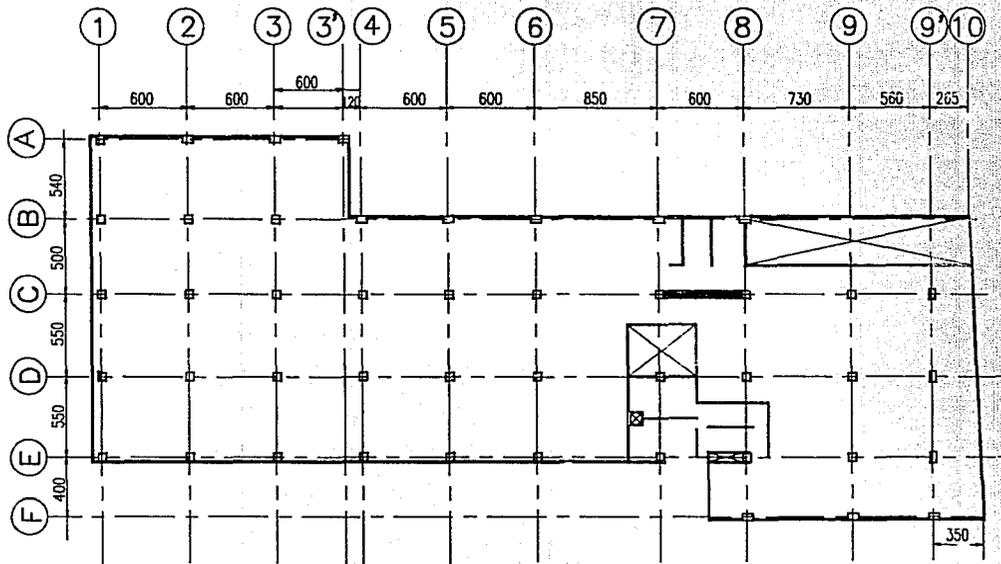


SECCION A-A



COLUMNA TIPO C-2 (SECCION 55X55)
EJE E-3. SOTANO

FIG. # 3.M.3.- LOCALIZACION DE EXTRACCIONES DE NUCLEOS DE CONCRETO REALIZADAS EN EL INMUEBLE.



UBICACION Y RESULTADOS DE PRUEBAS DE CORAZONES DE CONCRETO REALIZADAS EN EL INMUEBLE.

Nº. MUESTRA	NIVEL	EJES	Pc (Kg/cm ²)
1	4o	E-3	374
2	4o	E-9'	320
3	3o	E-3	290
4	3o	E-9'	398
5	2o	E-3	406
6	2o	C-9	413
7	1o	E-3	363
8	1o	B-3	301
9	P.B.	E-3	272
10	P.B.	E-6	397
11	SOTANO	E-3	237
12	SOTANO	C-9	276

TABLA # 3.A4.1.- ENSAYE DE NUCLEOS DE CONCRETO PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA Y EL MODULO DE ELASTICIDAD DE COLUMNAS EXISTENTES EN EL INMUEBLE.

P R U E B A D E C O R A Z O N E S .											
ELEMENTOS: COLUMNAS.				CURADO: 7 DIAS EN SECO.				FECHA DE EXTRACCION: 4/II/92 FECHA DE ENSAYE: 12/III/92			
No	ϕ (CM)	ALTURA S/C.	ALTURA CAB.	H/D	F.C.	AREA (CM ²)	VOL. (CM ³)	PESO (GR)	P. VOL. (KG/M ³)	C.MAX. (KGF)	RESISTENCIA (KGF/CM ²)
1	5.69	10.48	10.86	1.91	0.9964	25.43	267	557.9	2090	6040	237
2	5.78	7.74	8.16	1.41	0.9562	26.24	203	403.5	1988	7560	276
3	5.74	10.54	10.91	1.90	0.9960	25.18	273	571.5	2093	10320	397
4	5.75	5.53	6.96	1.21	0.9352	25.97	170	350.7	2063	8360	301
5	10.22	11.44	11.80	1.15	0.9280	82.03	938	1915	2042	32100	363
6	5.75	9.14	9.57	1.66	0.9828	25.97	237	496.0	2093	10740	406
7	5.75	7.62	8.00	1.39	0.9568	25.97	198	408.0	2061	11200	413
8	5.75	8.88	9.18	1.60	0.9780	25.97	231	473.0	2048	10560	398
9	5.75	10.59	10.97	1.91	0.9964	25.97	275	562.2	2044	7780	298
10	10.09	17.64	18.20	1.80	0.9920	79.96	1410	2057	2026	25800	320
11	10.23	10.43	10.92	1.07	0.9184	82.19	857	1675	1955	24300	272
12	10.22	10.18	10.59	1.04	0.9148	82.03	835	1684	2016	33500	374

MODULO ELASTICO ESPECIMEN No. 10 = 220 009 KG/CM².

MODULO ELASTICO ESPECIMEN No. 13 = 250 466 KG/CM².

TABLA # 3.A4.2.- LOCALIZACION DE ESPECIMENES ENSAYADOS.

I D E N T I F I C A C I O N .	
E S P E C I M E N N o .	L O C A L I Z A C I O N
1	1 F-3 SOTANO
2	2 F-3 SOTANO
3	3 F-6 P.B
4	4 F-3 1ER. NIVEL
5	5 F-3 1ER. NIVEL
6	6 F-3 2DO. NIVEL
7	7 D-9 2DO. NIVEL
8	8 F-10 3ER. NIVEL
9	9 F-3 3ER. NIVEL
10	10 B-4 4TO. NIVEL
11	11 F-3 4TO. NIVEL
12	12 F-3 4TO. NIVEL
13	13 F-6 4TO. NIVEL

3.A5.- ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

**ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA
LA REVISION DE LA CIMENTACION
PROFUNDA A BASE DE PILOTES DE
FRICCION DEL INMUEBLE DE ACUERDO AL
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL
D.D.F.**

3.A5.1.- INTRODUCCION.

El inmueble en estudio, se localiza en la Av. Puente de Alvarado no. 62, en el centro de la Ciudad de México.

Este inmueble es a base de una edificación con un Sótano, Planta Baja y 4 niveles tipo, con un nivel adicional en la azotea, como se muestra en el corte esquemático del a Fig. No.3.A5.1.

El nivel del sótano es de aproximadamente N-3.00 m con respecto al nivel de banquetea. El sótano abarca toda el área del predio, no así la edificación, como se muestra en la Planta de cimentación de la Fig. No. 3.A5.2. El área de la edificación es de 1,253.9 m², y del predio del orden de 1,362 m².

Se realizaron los respectivos estudios de Mecánica de Suelos, con el propósito de efectuar la revisión en el Estado Límite de Falla de la cimentación profunda a base de pilotes de fricción, de acuerdo a la información que se tiene.

En los capítulos posteriores se describen los trabajos de campo efectuados, los resultados de los ensayos de laboratorio, y la revisión de la cimentación, de acuerdo a la información disponible.

3.A5.2.- INVESTIGACION DEL SUBSUELO.

3.A5.2.1.- EXPLORACION DEL SUBSUELO

Como trabajos de exploración en campo, se realizó una cala en la cimentación existente y un sondeo profundo, con la distribución mostrada en las Figs. 3.A5.1 y 3.A5.2.

La cala de cimentación se efectuó a una profundidad de 2 m. Se excavó con pico y pala. A partir de la profundidad de 1 m, se abatió el nivel de aguas superficiales, mediante bombeo local. Las condiciones detectadas en la cimentación se indican en el Capítulo 3.A5.4.

Por otra parte, se efectuó un sondeo a una profundidad de 36.4 m, con respecto al nivel del pasillo de acceso de la edificación. Se hace notar, que este sondeo se había presupuestado de 15 m, de acuerdo a las especificaciones del inmueble, pero debido a información proporcionada posteriormente sobre el nivel de desplante de la cimentación profunda, se determinó que era necesario efectuar este sondeo hasta la Primera Capa Dura de la zona.

El sondeo profundo fue del tipo mixto mediante la combinación de la prueba de muestreo inalterado con tubos Shelby de 4" de diámetro con longitud de 1 m, y la prueba de penetración estándar, esta consiste en hincar el penetrometro estándar, mediante una masa golpeadora de 64 kg, con caída libre de 75 cm, con lo cual se recolectaron muestras alteradas al efectuar la prueba.

Las muestras obtenidas en este sondeo fueron protegidas contra pérdida de humedad, durante su transporte al laboratorio.

3.A5.2.2.- ENSAYES DE LABORATORIO.

Los ensayos de Laboratorio que se indican a continuación, se efectuaron en las muestras obtenidas en los sondeos realizados:

3.A5.2.2.1.- Identificación y clasificación de los diferentes depósitos detectados.

3.A5.2.2.2.- Determinación de: su contenido de agua, análisis granulométrico, densidad de sólidos, límites de Atterberg y peso volumétrico natural. Con los datos de dichas pruebas se obtuvo información para poder correlacionar los distintos estratos hallados. En el perfil estratigráfico de la Fig. No. 3.A5.3, aparecen dichas propiedades.

3.A5.2.2.3.- Mediante la prueba de compresión no confinada con y sin ciclos de histeresis, se determinó la consistencia

natural de los depósitos lacustres de tipo arcilloso. Ver figura No. 3.A5.6 que muestra la grafica obtenida de una prueba de compresión simple normal.

3.A5.2.2.4.- Para determinar la existencia al corte de estos depósitos lacustres, se efectuó la prueba de compresión triaxial del tipo No consolidada - No drenada (UU).

3.A5.2.2.5.- Finalmente, se efectuó la prueba de consolidación unidimensional a diferentes profundidades de estos depósitos lacustres, para determinar el grado de compresibilidad de los mismos.

3.A5.3.- ESTRATIGRAFIA DEL SUBSUELO.

El predio de interés se localiza en la Zona Lacustre del Ex-Lago de Texcoco, denominada "Centro I", de acuerdo a la regionalización geotécnica del Valle de México (Refs. No. 1 y 2).

Esta zona se caracteriza por los grandes espesores de depósitos lacustres del tipo arcilloso de alta compresibilidad, interestratificados con lentes de arena volcánica.

Teniendo en cuenta estas características geológicas de la zona, y la información obtenida en los trabajos de exploración de campo y en los resultados de los ensayos de Laboratorio, que se indicaron en el Capítulo II, se determinó el perfil estratigráfico que se presenta en la Fig. No. 3.A5.3.

En base a las condiciones estratigráficas detectadas en el sondeo profundo se resumen a continuación las mismas:

A partir del nivel del pasillo del acceso de la edificación, sitio donde se efectuó el sondeo profundo, se encontró una altura libre del sótano de 2.80 m. Del nivel del piso del sótano y hasta una profundidad aproximada de 3.60 m, se detectó una serie de firmes de concreto de 10 cm de espesor intercalados con capas de filtros de material granular. Enseguida a esto y hasta una profundidad de aproximadamente 8.40 m, se detectó una serie de depósitos de tipo limoso y arcillosos con contenido variable de arena fina. De consistencia semirígida a rígida. De color café oscuro; con humedad que varía del 50 al 150%; con peso volumétrico natural que varía de 1,580 a 1,180 kg/m³; con resistencia a la compresión simple que varía de 2 a 1 ton/m². Contiene algunas raíces en descomposición; fragmentos de caracoles; partes de vidrio volcánico; material quebradizo. Se hace notar, que de 5.6 a 6.4 m, se encontraron interestratificados con una lente de arena limosa en estado

semicompacto, y de 3.6 a 4.40 m se considera como relleno antiguo el estrato de tipo arcilloso detectado. Los anteriores depósitos corresponden al Manto Superficial de la Zona Lacustre.

De 8.40 y hasta una profundidad aproximada de 31.0 m, se detectó la Primera Formación Arcillosa Superior de la zona, a base de una serie de depósitos lacustres de tipo arcilloso de compresibilidad muy alta a alta. De consistencia suave. De colores café y gris con diferentes tonos como verdoso, amarillento y rojizo; con humedad que varía del 150 al 420%; con límite líquido que varía del 160 al 472%; con peso volumétrico natural que varía de 1,180 a 1,310 kg/m³; con resistencia a la compresión simple que varía de 6.1 a 9.6 ton/m², incrementándose este valor con la profundidad. Contienen planos de lavado; conchitas; poca materia orgánica y bastantes carbonatos de calcio. Esta formación se encuentra interrumpida por numerosas vetas y lentes de arena y vidrio volcánico, destacando en importancias las detectadas a las profundidades de 10.60 a 11.20 m, 14.4 a 15.0 m, 21.60 a 22.20 m y de 26.0 a 26.6 m, las cuales se encontraron en estado semicompacto.

Subyacente a esta formación y hasta una profundidad aproximada de 34.60 m, se detectó la Primera Capa Dura de la zona, a base de un depósito de tipo limoso y arenoso poco arcilloso, en estado semicompacto a muy compacto. De color café oscuro con tono verdoso; con humedad que varía del 20 al 50%. Contiene vetas de arcilla volcánico. Se encuentra interestratificado con lentes de arcilla limosa. Contiene poca materia orgánica y bastantes carbonatos de calcio.

Finalmente de 34.60 y hasta 36.4 m de profundidad máxima explorada, se detectó con espesor indeterminado la Segunda Formación Arcillosa con mayor resistencia y menor compresibilidad que la Primera. De consistencia semirígida a rígida. De colores café y gris con tono verdoso; con contenido de agua del orden del 200%. Se encuentra interestratificado con vetas de vidrio volcánico. Contiene poca materia orgánica y bastantes carbonatos de calcio.

Por otra parte, en lo que respecta al nivel de aguas superficiales, se detectó este a una profundidad de 4.50 m, con respecto al nivel del brocal del sondeo. Con respecto al nivel del sótano, se detectó a una profundidad de 1.70 m.

3.A5.4.- DESCARGAS VERTICALES DE LAS COLUMNAS A LA CIMENTACION PROFUNDA.

De acuerdo a la información obtenida del inmueble la cimentación de la edificación del inmueble, es a base de contrarabes de concreto apoyadas directamente en pilotes de fricción.

De acuerdo a la información proporcionada los pilotes son de sección circular con un diámetro de 65 cm y una longitud de 25 m. El número de pilotes es de 163. Las contratrabes de cimentación son de 1.20 m de peralte.

De acuerdo a la cala efectuada en la cimentación, se detectó un pilote de sección cuadrada de 35 cm. El cual no se encontró ligado a la contratrabe. Este pilote se encontró a 2.1 m, de la columna del eje 9-C, con dirección D-E. En el área de esta columna, se detectó subyacente a la contratrabe un dado de conexión de los pilotes. Por la presencia del nivel de aguas superficiales, no se determinó el peralte total de este elemento y el tipo de pilote existente en el mismo. En la Fig. No. 3.A5.4, se presenta la sección de la cala efectuada.

Como se observa en dicha Figura, las contratrabes tienen un peralte de 1.2 m, en este eje.

De acuerdo a la Planta de cimentación este eje no debería tener columnas y ni pilotes. Ante esto, se recomienda el efectuar una cala de cimentación entre el Eje 6 y 7, entre B y C, para tener un mayor conocimiento de las condiciones reales de la cimentación. No se efectuó esta cala durante estos trabajos, debido a las condiciones operativas de dicha zona que se utiliza como bodega.

Con la información de la cimentación proporcionada y las condiciones estratigráficas del subsuelo detectadas, se concluye que los pilotes son de fricción, los cuales se encuentran a 1.6 m por arriba del nivel de la primera Capa Dura de la zona, como se muestra en el corte esquemático de la Fig. No. 3.A5.5.

Por otra parte, el análisis estructural efectuado, nos proporcionó las descargas verticales a la cimentación de la edificación en la condición actual, para las siguientes condiciones:

- carga muerta + carga viva máxima..... (1)
- carga muerta + carga viva + sismo..... (2)
- sismo..... (3)

Obteniéndose una descarga vertical total para cada combinación de:

- 13,199 ton (1)
- 12,230 ton (2)
- 2,826 ton (3)

La condición más desfavorable es para la condición (1). La descarga unitaria total uniformemente distribuida al nivel de la cimentación para la condición más desfavorable es de: 10.53 ton/m²

Por otra parte, el centroide geométrico de los pilotes presenta una excentricidad de 1.94 m (en el sentido del Eje 1 a 4) con relación al centroide de las descargas verticales. En lo que respecta a la dirección del Eje A-F, se tiene una excentricidad de 0.31 m, como se muestra en la Fig. No. 3.A5.2.

Por lo que concierne al centroide geométrico de la edificación, este también presenta una excentricidad con respecto al centroide de las descargas verticales a la cimentación, como se muestra en la Fig. No. 3.A5.2.

3.A5.5.- ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES ENTRE COLUMNAS Y DESPLOMES EN LA EDIFICACION.

De acuerdo a las nivelaciones efectuadas por el Ing. Julio M. Lions en las columnas, en el 3 nivel y el sótano, se determinó que en varias columnas, se presenta una relación de asentamiento diferencial mayor a la permitida en las Normas Técnicas Complementarias del D.D.F. (Ref. No. 3).

La relación límite entre el asentamiento diferencial y el claro para marcos de concreto es de 0.004. En base a la nivelación proporcionada, se encontraron los siguientes ejes con relación máxima a la permisible:

TABLA # 3.A5.1.- RELACIONES ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES/CLAROS.

EJE No.	RELACION ENTRE EL ASENTAM. DIF. Y EL CLARO
D entre 9 y 10	0.0065
F entre 9 y 10	0.0045
D entre 6 y 7	0.0055
3 entre E y F	0.005

Las relaciones indicadas son promedio, de acuerdo a la nivelación efectuada al nivel del sótano y del 3o. Nivel.

Las demás columnas en los puntos nivelados presentan relaciones de asentamiento diferencial entre 0.003 y 0.004.

El desnivel promedio que se obtuvo en el Eje D con sentido del Eje 1 a 10, es de 12.7 cm en una distancia de 61.28 m. En el Eje F, se obtuvo de 9.2 cm, en la misma distancia. Todos estos desniveles son con sentido hacia la Avenida. En el Eje 1, se obtuvo un desnivel de 3.25 cm, en una distancia de 26.71 m, con sentido del Eje A al G. En el Eje 10 no se obtuvo un desnivel apreciable.

3.A5.6.- REVISION DE LA CIMENTACION PROFUNDA DE LA EDIFICACION EXISTENTE.

En base al inciso 3.5.1 de las Normas Técnicas Complementarias para el diseño y Construcción de cimentaciones del actual Reglamento de Construcciones del D.D.F. (Ref. No. 3), se tiene que para una cimentación a base de pilotes de fricción, su capacidad de carga por adherencia total para un pilote individual, para el Estado Límite de Falla, se determina por medio de la siguiente expresión:

$$C_f = A_l * f * F_r$$

En donde:

C_f - Capacidad por adherencia, en ton.

A_l - Area lateral del pilote, en m^2 . Se considera un diámetro de 60 cm, con sección circular, con una longitud de 25 m.

f - Adherencia lateral media, en ton/m^2 . Se determinó una cohesión de los depósitos lacustres de $3.63 ton/m^2$.

F_r - Factor de resistencia igual a:

$F_r = 0.7 (1-s/2)$, en donde "s" es la relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote. De acuerdo a las descargas verticales proporcionadas, se obtuvo el valor que es de: $s = 0.21$.

Sustituyendo términos en la expresión se obtiene la siguiente capacidad de carga individual por pilote.

$$C_f = 106 \text{ ton}$$

De acuerdo a la Planta de cimentación el número de pilotes es de:

163 pilotes

Por lo tanto la capacidad de carga total del grupo de pilotes:

$$Q_{\text{pilotes}} - f = 17,278 \text{ ton}$$

Teniendo en cuenta esta capacidad de carga, se procede a determinar si se cumple la siguiente desigualdad:

$$Q * Fc < Cf * N$$

En donde:

- Q - Es la suma total de las descargas verticales consideradas, en ton, para la combinación máxima, para el estado actual.
- Fc - Factor de carga considerado, igual a 1.4.
- Cf - Capacidad de fricción, en ton.
- N - Número de pilotes.

Al sustituir términos se obtiene que se cumple con la respectiva desigualdad, como se muestra a continuación.

$$13,199 \text{ ton} < 17,278 \text{ ton}$$

Si se analiza la columna más cargada, que se encuentra ubicada en el Eje 8-D, con una descarga vertical total de 492 ton, se obtiene que si se cumple con la respectiva desigualdad:

$$492 \text{ ton} < 530 \text{ ton} \quad (5 \text{ pilotes} * 106 \text{ ton})$$

Ante esto, para esta condición, se obtiene que la cimentación de la estructura cumple con los requisitos Límites de Estado de Falla del nuevo Reglamento de Construcciones del D.F.

Por otra parte, si se considera en la revisión de la cimentación la capacidad de carga de punta de los pilotes (de 15.6 ton) y a la vez se considera una reducción del número de pilotes (14 pilotes menos) por la excentricidad de 1.94 m, entre el centroide de los pilotes y de las descargas verticales, se obtiene la siguiente relación:

$$13,199 \text{ ton} < 18,118 \text{ ton} \quad (15,794 \text{ ton} + 2,324 \text{ ton})$$

Bajo esta condición se vuelve a cumplir con el requisito del Estado Límite de Falla.

Pero por otra parte, si se toma en cuenta que la cimentación se efectuó con pilotes de sección cuadrada de 0.35 m, como el detectado en la cala de cimentación, se obtendría la siguiente relación, considerando la carga por punta de los pilotes y la excentricidad:

$$13,199 \text{ ton} > 12,649 \text{ ton} \quad (11,622 \text{ ton} + 1,027 \text{ ton})$$

En este caso no se cumple con el Estado Límite de Falla.

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos, se concluye que es necesario efectuar la cala en cimentación propuesta en el Capítulo 3.A4, para determinar si son pilotes de sección cuadrada o circular, los que se utilizaron. Por nuestra parte se concluye que son pilotes de sección cuadrada por lo observado, y por los movimientos diferenciales medidos en las columnas (ver el Capítulo 3.A5.5). En el caso de efectuarse esta cala en cimentación, cuando se tenga el análisis de la superestructura y se concluya la necesidad o no de reestructuración de la misma, se nos deberá informar la descarga adicional a la cimentación, así como la sección del pilote a considerar en el mismo análisis, para determinar si se cumple o no con los Estados Límites de Falla.

3.A5.7.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

El propósito del presente informe fue la revisión de la cimentación, en el Estado Límite de Falla de acuerdo a los criterios del actual Reglamento de Construcciones del D.D.F., para la cimentación profunda de la edificación del inmueble.

Para esto, se efectuó un sondeo profundo del tipo mixto mediante la combinación del muestreo inalterado con tubo Shelby de 4" de diámetro con el método de penetración estándar, a una profundidad de 36.4 m, por corresponder la zona en estudio a la Zona Lacustre denominada "Centro I".

A partir de la información de estos sondeos y de los resultados de los ensayos de laboratorio efectuados, así como las descargas verticales obtenidas del análisis, se efectuó la revisión de la cimentación profunda a base de pilotes de fricción, resultando estar ampliamente por debajo del Estado Límite de Falla para el caso de pilotes de sección circular, pero en el caso de que sean pilotes de sección cuadrada, se esta por encima del Estado Límite de Falla, como se indica en el Capítulo 3.A5.6. De acuerdo a los movimientos diferenciales medidos en la edificación, se considera que la cimentación es a base de pilotes de sección cuadrada, lo cual se deberá verificar mediante una cala adicional en la cimentación.

Ante esto, consideramos conveniente el no efectuar otra revisión de la cimentación, hasta que se tenga la revisión de la superestructura, en donde si resulta indispensable el reestructurar la misma, se incrementará la descarga vertical a los elementos de cimentación, provocando con esto que sea necesario el reestructurar a la vez la cimentación.

Finalmente, se recomienda efectuar una serie de nivelaciones de control referidas a un Banco de Nivel profundo, para determinar la magnitud real de los movimientos verticales que presenta la estructura. Estas nivelaciones se efectuarán por un período inicial de 3 meses y se efectuarán cada 2 o 3 semanas. Para estas nivelaciones se recomienda referir el 70% de las columnas de la edificación al nivel de la Planta Baja o sótano. Además referir las colindancias.

3.A5.8.- ANALISIS DE LA RECIMENTACION DE LA EDIFICACION EN ESTUDIO.

3.A5.8.1.- INCREMENTO DE DESCARGAS VERTICALES A LA CIMENTACION.

De acuerdo a los análisis efectuados se llegó a la conclusión de que se requiere estructurar la edificación mediante macro-marcos y conformar la estructura misma en dos cuerpos, denominados Cuerpo A y Cuerpo B. Ante esto, se incrementarán las descargas verticales totales a la cimentación, y por lo tanto se requerirá el recimentar la misma. Las descargas verticales totales de los dos cuerpos son las siguientes:

$$(Carga muerta + Carga viva) * 1.4 = 18,704 \text{ ton.}$$

$$(Carga muerta + Carga viva + Sismo) * 1.1 = 17,792 \text{ ton.}$$

La condición más desfavorable es la primera, es decir para la condición estática.

Para el análisis de asentamientos, se obtuvieron las siguientes descargas verticales reducidas:

Estado Actual:

$$Carga muerta + Carga viva_{red} = 9,009 \text{ ton.}$$

Estructura reforzada:

$$Carga muerta + Carga viva_{red} = 12,766 \text{ ton.}$$

3.A5.8.2.- ANALISIS DE LA RECIMENTACION.

En base a las descargas verticales totales obtenidas, para la estructura reestructurada, y a la capacidad de carga de los pilotes de fricción (Ver Capitulo 3.A5.5), tanto para los de sección cuadrada y circular, se concluye que las descargas por la reestructuración son mayores a la capacidad de reacción de los pilotes, como se muestra a continuación:

Pilotes cuadrados (0.35 x 0.35 m) 18,704 ton > 12,649 ton

Pilotes circulares (0.60 m) 18,704 ton > 18,118 ton

Ante esto, se propone el recimentar la cimentación de la edificación, la cual es a base de contratrabes de cimentación apoyadas directamente en pilotes de fricción. La recimentación propuesta es de tipo superficial, a base de las siguientes alternativas:

-Cajón hueco y estanco de concreto desplantada a una profundidad de 4.50 m, con respecto al nivel del brocal del sondeo profundo efectuado.

-Losa de cimentación desplantada al nivel actual del sótano de la edificación (es decir a 2.80 m con respecto al nivel de banquetta.

Estos elementos de cimentación se construirán en toda el área del predio, salvo en la junta proyectada entre los dos cuerpos en que se conformará la edificación. Se recomienda que las contratrabes de cimentación sí continuen en esta junta, para la uniformización de los movimientos verticales adicionales que se presentarán en la edificación por las descargas verticales adicionales por la reestructuración proyectada, para una mayor rigidez de la misma.

Para los niveles de desplante indicados, se procedió a el cálculo de la capacidad de carga de la cimentación propuesta, de acuerdo al inciso 3.3.1 de la Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del actual Reglamento de Construcciones del D.F.

La expresión utilizada, considerando la cimentación desplantada en suelos cohesivos es la siguiente:

$$c * N_c * A_l * Fr + pv * A_l$$

En donde:

c - Cohesión aparente. De acuerdo a los ensayos efectuados se utilizó un valor de 3 ton/m².

Nc - Coeficiente de carga, dado por la siguiente expresión.

$$Nc = 5.14 (1 + 0.25D/B + 0.25B/L), \text{ para } D/B < 2 \text{ y } B, L < 1$$

pv - Presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, en ton/m².

Al - Area de la cimentación. Se consideró un área de 1,414 ton/m².

Fr - Factor de resistencia igual a 0.35

Sustituyendo valores en los diferentes términos de la expresión, se obtuvieron los siguientes valores de capacidad de carga:

Cajón hueco de cimentación: 28,323 ton > 18,704 ton

Losa de cimentación: 25,495 ton > 18,704 ton

Estas capacidades de carga son mayores a las descargas verticales totales a la cimentación por la reestructuración proyectada. Se hace notar, que los anteriores análisis corresponden al conjunto de los dos cuerpos en que se subdividió la edificación original.

Por otra parte, por los momentos de volteo se tiene una excentricidad equivalente a 1,78 m, en el Cuerpo A, y en el Cuerpo B es no mayor de 0.30 m. En base a esto, se revisó la cimentación, con una excentricidad de 1.78 m; en el caso del Cuerpo A, para el caso de la alternativa de la losa de cimentación (condición más desfavorable). La descarga vertical total para el Cuerpo A, para la condición más desfavorable es de: 9,565 ton.

La capacidad de carga de la losa de cimentación para el Cuerpo A, teniendo en cuenta el área reducida (711.68 m²) por la excentricidad resulta de:

$$12,382 \text{ ton} > 9.565 \text{ ton}$$

La cual es mayor a la descarga vertical total a la cimentación.

De acuerdo a los resultados obtenidos, se concluye que con la cimentación recomendada, el valor que regirá es el sistema suelo-cajón o losa de cimentación. Por lo tanto, estos elementos se deberán diseñar estructuralmente para soportar las siguientes presiones de contacto:

Cajón de cimentación : 20 ton/m².

Losa de cimentación: 16.42 ton/m².

De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias, a este valor se le adicionará la concentración de carga total de cada pilote de fricción, sin considerar la capacidad de carga por punta y con un factor de resistencia igual a 1.0. Teniendo en cuenta los análisis efectuados en el Capítulo 3.A5.5 del presente informe, se determinó que la capacidad de carga total de cada pilote de sección cuadrada es de:

$$C_f = 125 \text{ ton.}$$

Por otro lado, se efectuaron los análisis necesarios para determinar los asentamientos totales probables de la cimentación en la condición actual y el valor de los asentamientos para el incremento de la descarga vertical en la estructura y cimentación reforzada.

En base a las descargas indicadas en el inciso 3.A5.8.1, del presente Capítulo la descarga vertical para la condición actual de la edificación con carga viva reducida, es de :

$$9,009 \text{ ton.}$$

El número de pilotes es de 163, de acuerdo a la información obtenida, por lo tanto la carga por pilote es de:

$$Q_{\text{pilote}} = 55.3 \text{ ton}$$

Considerando un área tributaria promedio de 7.69 m² entre los pilotes, así como los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio efectuadas, y de acuerdo a la Teoría del Dr. L. Zeevaert (Ref. No. 5), se determinó un asentamiento total probable en el centroide geométrico del edificio de:

$$28 \text{ cm.}$$

En una esquina resulto un valor de asentamiento total de: 8.8 cm.

En estos valores no se considera, el asentamiento debido a las posibles expansiones que se presentaron en el predio, por la excavación efectuada, lo cual dependió del procedimiento constructivo utilizado. Por la antigüedad de la edificación se considera que los valores de los asentamientos indicados se presentaron casi en su totalidad. Desafortunadamente no se pudieron efectuar nivelaciones de control en la edificación durante el tiempo en el que se efectuó la revisión de la misma, para valorizar la velocidad de hundimiento de la estructura, con respecto a la regional.

El incremento de descarga unitario en la edificación es de:

$$\omega = 2.66 \text{ ton/m}^2.$$

En el caso de la alternativa del cajón de cimentación, la descarga por compensación por la excavación proyectada es de:

$$\omega_{\text{comp.}} = 2.33 \text{ ton/m}^2.$$

Teniendo en cuenta lo anterior, se procedió a determinar el asentamiento total probable de la edificación para los siguientes incrementos de esfuerzos al subsuelo, por alternativa de cimentación:

TABLA 3.A5.2.- ALTERNATIVAS DE CIMENTACION PROPUESTAS.

Alternativa de cimentación.	Incremento de esfuerzo unitario (ton/m ²).
Cajón hueco y estanco.	0.33
Losa de cimentación.	2.66

Con estos incrementos de esfuerzo unitario se determino los asentamientos probables en la edificación resultando los siguientes valores:

TABLA 3.A5.3.- ASENTAMIENTOS PROBABLES PARA CADA ALTERNATIVA DE CIMENTACION.

Alternativa Analizada.	Asentamientos totales probables (cm)	
	Puntos analizados.	Centroide del predio.
Cajón hueco	2.0	0.6
Losa de ciment.	16.4	5.1

Estos valores corresponden a una cimentación flexible, por lo que a mayor rigidez de la misma, estos valores podrán disminuir hasta en un 30%.

El 75% de este valor se presentara durante la construcción de la reestructuración proyectada, y el resto a largo plazo.

3.A5.8.3.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Se deberán efectuar los trabajos de recimentación de la cimentación, mediante la excavación necesaria para alojar esta, dicha excavación se realizará por tableros, en donde un tablero corresponda a dos ejes en ambos sentidos. Las excavaciones se iniciarán de los extremos hacia el centro de la edificación, en franjas alternadas.

Para el desalojo del nivel de aguas superficiales, en el caso de la alternativa del cajón de cimentación, se hará mediante un bombeo local. Se construirá un pequeño carcamo de bombeo en una esquina de la excavación donde se desalojara el agua recolectada en los drenes perimetrales construidos. El agua desalojada se vertirá en un tanque de sedimentación y de ahí se bombeara al drenaje general.

En el caso de la alternativa de cajón de cimentación, se recomienda construir una plantilla de concreto pobre de 5 cm de espesor, la cual se mantendrá húmeda hasta el colado de la losa de fondo del cajón de cimentación.

En el caso de la losa de cimentación, no será necesario construir una plantilla de concreto, por que ésta se construirá directamente sobre los firmes de concreto existentes o bien sobre el material granular (filtros) existentes, en este ultimo caso será necesario agregarle un material de tipo limo arenoso (tepetate) en una proporción 50-50% en volumen, para poder compactar la capa en cuestión al 95% de su P.V.S.M.

Se recomienda en la alternativa del cajón de cimentación, el diseñar en la celdas de cimentación un sello efectivo entre las juntas que impidan el paso del nivel de aguas superficiales. A la vez se deberá prever la instalación de dos a tres bombas eléctricas de funcionamiento automático, para que cuando se eleve el nivel de aguas superficiales en el cajón a una altura máxima de 20 cm, estas desalojen el agua estancada. El cajón deberá permanecer siempre estanco.

Finalmente, se recomienda el llevar a cabo una serie de nivelaciones de control, durante los trabajos de reconstrucción proyectados y un año después de esto. Se realizarán con una periodicidad de no mayor de tres semanas. Se recomienda referir estas nivelaciones a un banco de nivel profundo cercano, como por ejemplo el Monumento de la Revolución Mexicana. Se deberán instalar de uno a dos bancos de nivel superficial, alejados de la edificación. Se deberán instalar referencias en la edificación, así como en bardas y poste colindantes. Los trabajos de nivelación se deberán tener actualizados y graficados, para poder ser consultados en cualquier momento, y se puedan tomar las medidas correctivas al respecto.

FIGURAS

FIG. # 3.A5.1.- LOCALIZACION DE SONDEO EFECTUADO EN EL INMUEBLE.

142

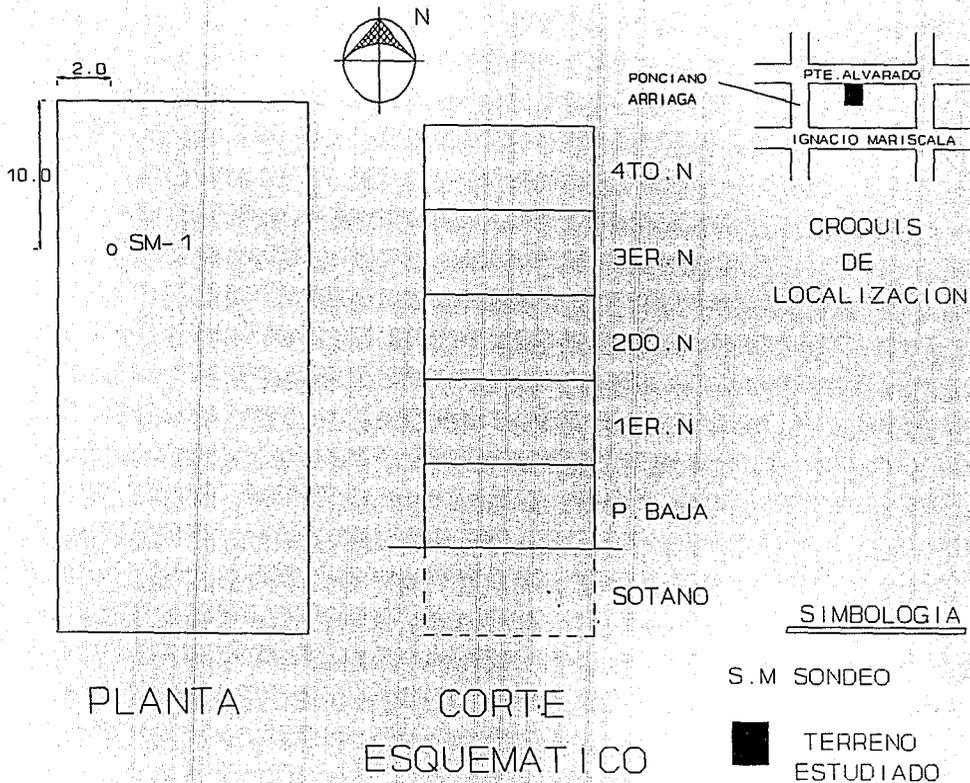
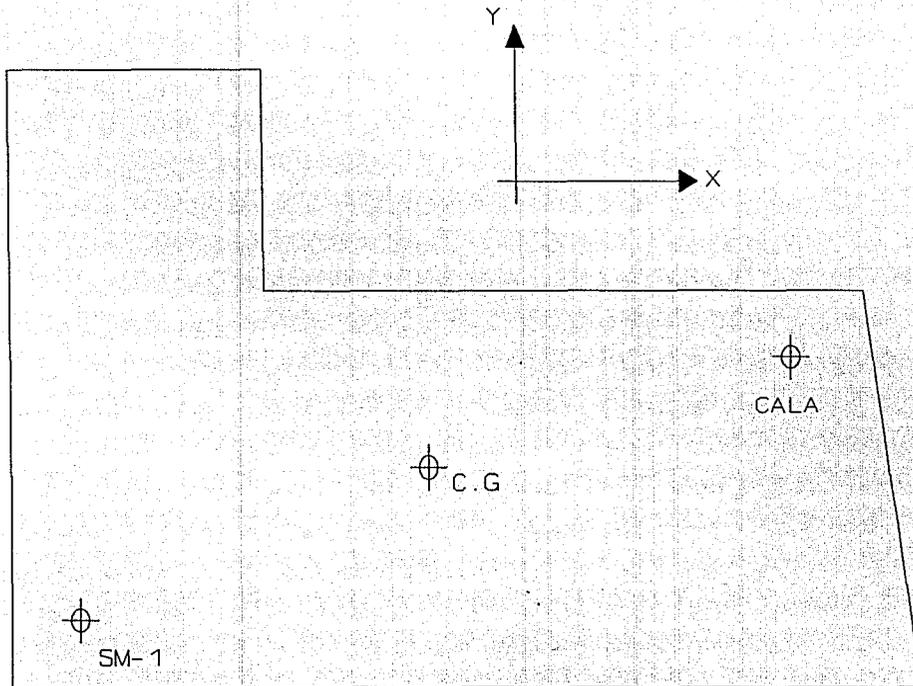


FIG. # 3.A5.2. - CALAS EFECTUADAS A LA CIMENTACION Y SONDEO MIXTO.
143



C. G.=CENTRO GEOMETRICO
(29.15 , 10.90)

ESTRATIGRAFIA DEL SUELO		PROFUNDIDAD (cm)	MUESTRA	NUMERO DE GOLPES N	HUMEDAD A NIVEL LOGROO O LIMITE PLASTICO (%)	LWI	L.L.L.	RESULTADOS DE ENSAYES												
CLASIFICACION U. DESCRIPCION	TEXT.							PROF.	PROF.	PROF.	PROF.	PROF.	PROF.	PROF.	PROF.					
SUELO		0.0																		
FORMA DE CANCHOS INCLINADOS		0.0	1	EM																
LIMO POCO ARENOSO, CAFE OSCURO CON LINEA VERDE DE CONSISTENCIA MOLE, CON PARTES DE VENTRILLO CLASIFICADO COMO ARGILA MOLE		0.0	1	EM																
PRIMERA		0.0																		
FORMACION ARCILLOSA SUPERIOR A BASE		0.0																		
DE DEPOSITOS		0.0																		
LACUNAS DE TIPO		0.0																		
ARCILLOSO DE		0.0																		
PRECISIBILIDAD ALIA A ALTA DE CONSISTENCIA		0.0																		
SUMA DE GOLPES		0.0																		
CAFE Y BASE, CON		0.0																		
DIFERENTES LAMAS		0.0																		
VERDE CLARO, PASADO, AMARILLENTO ROJIZO, CON PLANO DE LAMAS, CORMITAS, P.M.C.		0.0																		
DE LARGUEZA INTER-ESTRATIFICADO CON		0.0																		
VARIAS LENTES DE		0.0																		
VITRIO VOLCANICO, DESCONOCIDO EN IMPORTANCIA LAS		0.0																		
DIRECCIONADAS A LA PROF. DE		0.0																		
18.00-18.20 VENTRILLO VOLCANICO		18.00	15	EM																
18.20-18.30 VENTRILLO VOLCANICO		18.20	16	EM																
18.30-18.40 ARENA LIMOSA		18.30	17	EM																
LIMO ARENOSO POCO ARCILLOSO, CAFE OSCURO CON LINEA VERDE, CON VENTRILLO DE VITRIO VOLCANICO EN ESTADO SEMIPASADO A DURO, INHETEROGENEIDAD CON ARCILLO LIMOSO, P.M.P., P.C.		18.40	18	EM																
FORMACION ARCILLOSA A BAJA DE DEPOSITOS LACUNES DE TIPO		18.40																		
ARCILLOSO DE CONSISTENCIA MOLE A ALTA DE CONSISTENCIA MOLE		18.40																		

TIPO DE MUESTREO: T.S. = Tubo Shelby
 P.E. = Penetración Estándar
 P.P. = Peso Propio
 A = Avance
 N = Registro estándar de penetración. Es el número de golpes necesarios para hacer penetrar 30 cm. una herramienta de 2" de diámetro del acero, con un martillo de 60 Kg. de peso a una altura de caída de 75 cm.
 N Mayor de 60 golpes

ENSAYES: F = % de Finos
 A = % de Arena
 G = % de Grava
 S_s = Densidad de sólidos
 γ_n = Peso volumétrico en estado natural en T/m³
 I.P. = Índice de plasticidad
 C = Cohesión
 φ = Ángulo de fricción interno
 q = Prueba de comp. simple

SIMBOLOGIA:
 Arenas
 Gravas
 Arcillos
 Limos
 Retenos
 Fosiles
 Vitrios volcanicos
 Pedregos de conchas

NOMENCLATURA:
 F.C. = Fuertemente Consolidados
 M.M.O. = Mucha Materia Organica
 S.U.C.S. = Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
 N.A.S. = Nivel de Aguas Superficiales

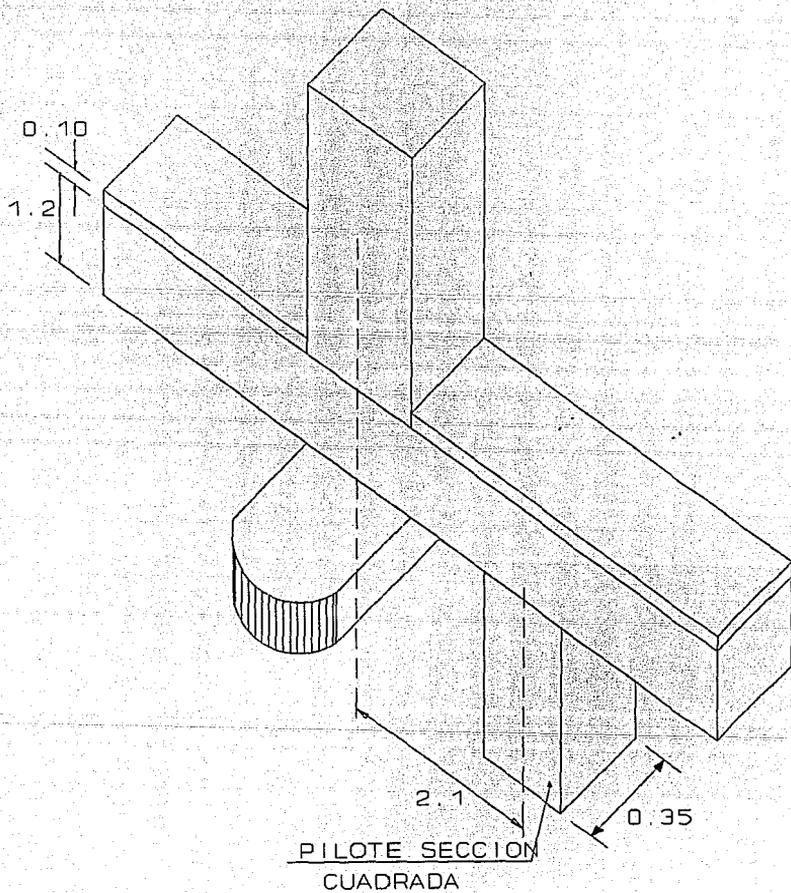


FIG.# 3.A5.4.- CALA REALIZADA A LA CIMENTACION CRUCE EJES 9-C.

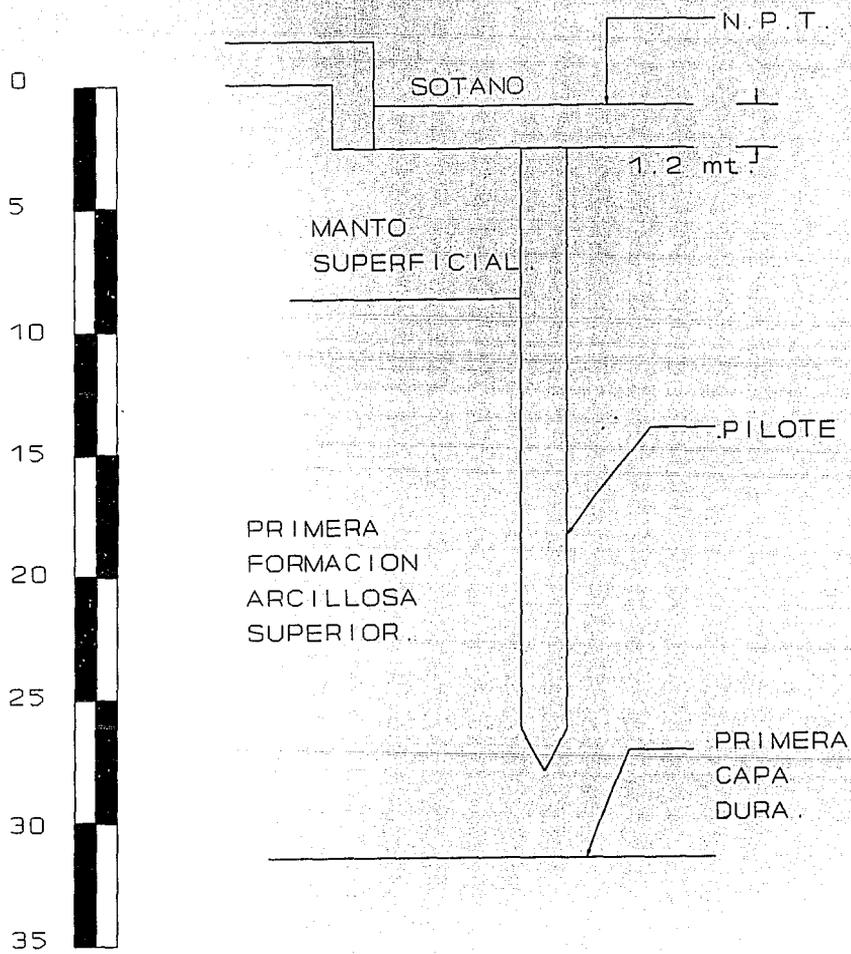


FIG.# 3.A5.5.- CORTE ESQUEMATICO DE APOYO DE PILOTES EXISTENTES.

SONDED MIXTO - 1
MUESTRA 2 - 3
PROFUNDIDAD 4.0 - 4.20 M
 W_i - 105.5%
 e_i - 2.3
 γ_h - 1.581 TON/M³
CLASIFICACION:
ARCILLA ARENOSA

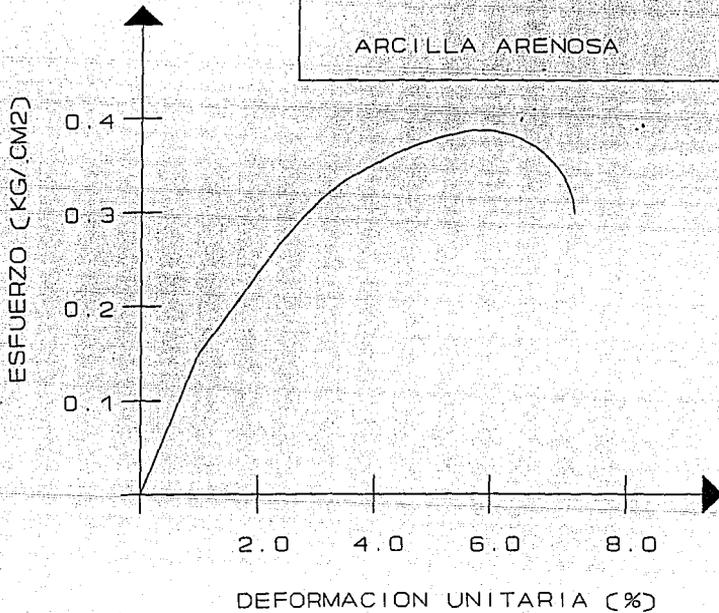


FIG.# 3.A5.6.- ENSAYE DE COMPRESION SIMPLE.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.

1. Reglamento de Construcciones del Distrito Federal
(Publicación de 1987).
2. Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.
D.D.F.
3. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción
de Estructuras de Concreto. D.D.F.
4. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción
de Estructuras de Mampostería.
5. Normas Técnicas Complementarias para el diseño y construc-
ción de Cimentaciones. D.D.F.
6. Manual de Estructuración de Edificios, D.D.F. Secretaría
7. Características Geológicas del Valle de México. Serie 100
No. 1 COVITUR, 1989, México, D.F.
8. Manual de Diseño Geotécnico Vol. 1 COVITUR, 1981, México,
D.F.
9. J. Badillo y Rico Rodríguez, Mecánica de Suelos, Tomo II.
Editorial LIMUSA, 1980, México, D.F.
10. L. Zeevaert, Foundation Engineering For Difficult Subsoil
Conditions. 2a. Edición, Editorial Van Nostrand Reinhold
Cia. 1983, N. York.
11. Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures. Desing
Manual. NAVFACD. Mach 1971, Washington D.C.
General de Obras y Organización de las Naciones Unidas
para el Desarrollo.
12. Manual de Análisis Sísmico de Edificios, D.D.F. Secretaría
General de Obras y Organización de las Naciones Unidas
para el Desarrollo.
13. Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado.
Segunda Edición, Editorial LIMUSA.
Autor: Oscar M. González Cuevas
Francisco Robles F.-V.