

21  
2ej



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
"ARAGON"

PROYECTO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO  
ESCOLAR DE CUATRO NIVELES SOBRE PILOTES  
DE CONTROL

**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
**INGENIERO CIVIL**  
P R E S E N T A N :  
**JOSE GERARDO LOPEZ REYES**  
**MIGUEL ANGEL URDAPILLETA RIVERA**

DIRECTOR DE TESIS: ING. AMILCAR GALINDO SOLORZANO

SAN JUAN DE ARAGON, MEX.

1988

**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.

# I N D I C E

	Pág.
INTRODUCCION .....	1
<b>1. DATOS PARA EL PROYECTO .....</b>	<b>5</b>
1.1 Proyecto arquitectónico .....	5
1.1.1 Aplicación al proyecto .....	10
1.2 Estudio del suelo .....	11
1.2.1 Generalidades .....	11
1.2.2 Tipos de sondeos .....	13
1.2.2.1 Métodos de exploración prelimi- nares .....	13
1.2.2.2 Métodos de sondeos definitivos ...	14
1.2.2.3 Métodos geofísicos .....	14
1.2.3 Aplicación al proyecto en estudio .....	14
1.2.3.1 Descripción estratigráfica .....	16
1.2.3.2 Recomendaciones .....	16
1.3 Normas para el proyecto estructural .....	25
1.3.1 Antecedentes .....	25
1.3.2 Normas a seguir en el análisis y diseño --- estructural del edificio .....	25
1.3.2.1 Estados límite .....	27
1.3.2.2 Acciones .....	30
1.3.2.3 Resistencia .....	30
1.3.2.4 Factores de carga .....	31
<b>2.- ANALISIS ESTRUCTURAL .....</b>	<b>32</b>
2.1 Estructuración .....	32
2.1.1 Estructuración de la subestructura .....	33
2.1.1.1 Pilotes de control .....	33
2.1.1.2 Cimentación compensada .....	36
2.1.2 Estructuración de la superestructura .....	37
2.1.2.1 Columnas .....	38
2.1.2.2 Diafragma o muro .....	38
2.1.2.3 Trabes .....	39
2.1.2.4 Sistema de piso .....	39

	Pág.
2.2 Análisis por cargas verticales .....	41
2.2.1 Cuantificación de cargas verticales por --- marco .....	41
2.2.1.1 Peso losa azotea .....	42
2.2.1.2 Peso losa entrepiso .....	42
2.2.1.3 Peso trabe azotea .....	43
2.2.1.4 Peso trabe entrepiso .....	43
2.2.1.5 Areas tributarias .....	43
2.2.2 Elementos mecánicos por carga vertical ....	44
2.3 Análisis sísmico .....	57
2.3.1 Datos básicos que definen la importancia de la ingeniería sísmica .....	57
2.3.2 Cuantificación de efecto sísmico al edifi- cio .....	57
2.3.2.1 Análisis estático .....	58
2.3.2.2 Excentricidad .....	63
2.3.2.3 Distribución de la fuerza cortante sísmica .....	65
2.3.2.4 Distribución de la fuerza cortante sísmica por efecto de torsión ....	67
2.3.2.5 Diagramas de elementos mecánicos - por sismo .....	72
2.4 Combinación de carga .....	75
3. DISEÑO ESTRUCTURAL .....	78
3.1 Diseño de la superestructura .....	78
3.1.1 Desarrollo de los procedimientos de diseño- por esfuerzo de trabajo y resistencia máxi- ma .....	78
3.1.2 Diseño de losas de azotea y de entrepiso ..	81
3.1.3 Diseño de trabes .....	93
3.1.4 Diseño de columnas .....	101
3.1.4.1 Diseño de la columna B-2 3er nivel	107
3.2 Diseño de la subestructura .....	119
3.2.1 Asentamientos .....	119
3.2.1.1 Cálculo de asentamientos .....	123
3.2.2 Capacidad de carga .....	130
3.2.3 Análisis de la subestructura .....	134
3.2.3.1 Análisis de contratraves .....	134
3.2.3.2 Análisis de la losa de cimentación	135
3.2.4 Diseño de contratraves de cimentación ejes- B y H .....	141

	Pág.
4. PROGRAMA DE OBRA .....	148
4.1 Definición de equipos .....	148
4.1.1 Excavación .....	148
4.1.2 Hincado de pilotes .....	149
4.1.3 Elaboración y colocación del concreto .....	150
4.2 Definición de procedimientos de construcción .....	152
4.2.1 Excavación .....	152
4.2.2 Bombeo .....	152
4.2.3 Pilotes de control .....	152
4.2.4 Cimbrado .....	154
4.2.5 Descimbrado .....	156
4.2.6 Estructura de concreto armado .....	156
4.2.7 Acero .....	158
4.3 Programación .....	159
5. EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO- DURANTE LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985 .....	162
BIBLIOGRAFIA .....	165

## I N T R O D U C C I O N

La centralización de los recursos en la Ciudad de México, ha ocasionado un crecimiento demográfico extraordinario en ella, con asentamientos de grupos humanos en forma irregular.

Los efectos que estas condiciones traen consigo, se traducen en la imposibilidad de dotar con el mínimo de servicios necesarios a la población que en dichos asentamientos habita. Por esto es que con el tiempo surge una acción urbanizadora para satisfacer requerimientos, los cuales pueden ser: Agua potable, energía eléctrica, alcantarillado, vialidades, educación, etc, que son tan indispensables en la vida moderna.

Por otro lado, la población de nuestro país se ha dado cuenta que para lograr un mejor nivel de vida, es imprescindible contar con una mejor educación que les otorgue las posibilidades de mayores ingresos.

En nuestro país existen diversos organismos encargados de realizar proyectos educacionales que permitan lograr el pleno desarrollo de las aptitudes humanas.

Paralelamente es necesario construir edificios adecuados, para llevar a cabo la realización de dichos proyectos, esto ha sido preocupación permanente de las autoridades, llegándose a crear instituciones como la "Coordinación Administrativa para el Fomento de Construcción de Escuelas" (CAPFCE) que a nivel nacional lleva a cabo un programa de construcción de planteles educativos, de acuerdo con las necesidades de cada Estado y regiones que conforman nuestro territorio.

En el Distrito Federal el Gobierno de la Ciudad por medio de la Dirección General de Construcción de Escuelas (D.G.C.E.) apoya al Gobierno Federal con programas anuales para la construcción de escuelas; por su parte, la iniciativa privada también construye escuelas pero a una escala mucho menor.

Es evidente que el ambiente influye en el estado de ánimo de las personas por lo cual, en los planteles educativos se debe contar con entornos que propicien desarrollar la actividad para la que fueron contruidos, por lo que se requiere de características definidas en ellos. Así, también el número de personas que alberga este tipo de instalaciones. Se requiere que sean resistentes a rangos más altos de solicitudes en comparación con otros edificios, lo cual viene dado por la calidad de los materiales y su dimensionamiento. Las instalaciones educativas deben de cumplir con un ambiente saludable, debiendo ser: Amplias, ventiladas, iluminadas y de fácil limpieza ya que esto dará a los educandos y al personal docente la comodidad requerida en su actividad.

La economía, como en todas las construcciones, toma un papel importante, ya que debido al número de escuelas que se construyen cada año, éstas deberán ser lo más económicas posible, sin sacrificar las características antes mencionadas.

Los edificios educacionales deberán ser de fácil y rápida construcción, ya que si no se toman en cuenta estos aspectos sería aún más difícil satisfacer las necesidades de educación de la población.

En cuanto se refiere a escuelas tipo, éstas serán adaptables para así poder construir sobre distintos tipos de terrenos y varias orientaciones.

Los tipos de escuelas usuales en México se han ido construyendo en función de los avances de la tecnología. Es así que tenemos en la actualidad tres técnicas fundamentales en la construcción de escuelas:

a) Concreto armado colado en sitio: Tanto el concreto como el acero presentan ventajas y desventajas en la construcción, una de las principales ventajas del concreto es su moldeabilidad ya que como se coloca en estado plástico permite obtener diversidad de formas que con otros materiales sería difícil de obtener. Por otro lado, la continuidad en las juntas satisface ciertos comportamientos que debe presentar la estructura. El acabado -

aparente que se puede dar a las estructuras de concreto es otra característica que abate los costos de mantenimiento.

b) Concreto Prefabricado: Con este procedimiento se economiza tanto en la obra falsa como en el transporte del concreto fresco y se pueden realizar a la vez varias etapas de construcción. Por otra parte, este procedimiento presenta el inconveniente de costo adicional de montaje y transporte de los elementos prefabricados, y además, el problema de realizar conexiones efectivas entre los elementos.

c) Estructuras Metálicas: Entre las ventajas que presentan construir escuelas con estructuras metálicas, podemos citar la rapidez de construcción de las mismas, ya que el proceso de ensamblado no depende de un cierto período para poder continuar la estructura, como sucede con los colados de las partes estructurales.

En el presente trabajo se efectuará el cálculo de una escuela secundaria, localizada en el cruce que forman las calles de Henry Ford y Norte 70 en la Colonia Bondonjito, D.F.

El área por construir es de 367.20 M<sup>2</sup>. y la estructura constará de P.B., 1er. Nivel, 2do. Nivel y 3er. Nivel, estará estructurada sobre marcos rígidos de concreto y cimentada sobre pilotes de control, tendrá muros divisorios con tabique opaco hueco tipo Santa Julia y las instalaciones sanitarias estarán en la planta baja.

En el capítulo I se presentan los datos que se requieren para llevar a cabo el proyecto y que consisten en:

a) Proyecto Arquitectónico, b) Estudios de Mecánica de Suelos del predio por edificar, c) Normas para el proyecto estructural basadas en el Reglamento de Construcciones del D. F. - 1976 y del Instituto Americano del Concreto (A.C.I.)

En el capítulo II se propone la estructuración que tendrá el Edificio y se muestran ejemplos de análisis para las diferentes condiciones de carga y diferentes elementos estructurales.

En el capítulo III se hacen los diseños de algunos elementos típicos más desfavorables de cada uno de los entrepisos.

En el capítulo IV se muestran los equipos para llevar a cabo la construcción de la obra, además se definen los procedimientos de construcción y su programación.

En el capítulo V se hace una evaluación del comportamiento estructural del Edificio durante los sismos de Septiembre de 1985.

## CAPITULO I

## DATOS PARA EL PROYECTO

## 1.1 PROYECTO ARQUITECTONICO

Toda construcción tiene como finalidad última la satisfacción de una necesidad humana, la estructura es sólo una parte de la construcción cuyo objetivo es darle resistencia ante las acciones externas. Sin embargo, existen numerosos aspectos que la construcción debe cumplir por lo que aparte de un Proyecto Estructural debe desarrollarse un Proyecto Arquitectónico.

El Proyecto Arquitectónico organiza los espacios de una edificación, define los materiales de construcción, los sistemas de instalaciones y los elementos de ornato para dar a la estructura funcionalidad, belleza y comodidad. Normalmente el proyecto arquitectónico precede al estructural, por lo que forma la base de partida del ingeniero estructural.

De donde la construcción de un edificio es un trabajo multidisciplinario en el cual el Proyecto estructural es sólo una parte del mismo complementándose con el Proyecto Arquitectónico y el Proyecto de Instalaciones.

Es importante que en las primeras fases del proyecto exista comunicación entre el Arquitecto y el Ingeniero, ya que el comportamiento de una estructura queda definido por aspectos globales de su concepción. Una estructura mal concebida tendrá comportamientos indeseables a pesar de que se someta a cálculos estructurales sofisticados y minuciosos. En general se procurará que la estructura sea regular, simétrica, sencilla y claramente definida.

El Proyecto Arquitectónico es la organización de los espacios y debe de cumplir con cuatro requisitos:

- 1.- UTIL
- 2.- LOGICO
- 3.- ESTETICO
- 4.- SOCIAL

UTIL :

Todo edificio nos muestra lo útil con toda claridad en dos aspectos perfectamente diferenciables: El uno, lo útil como aprovechamiento del espacio delimitado o habitable, llámese circular, estar, iluminar, aerear; y el otro, lo útil como adecuación de los espacios delimitantes o edificatorios a funciones mecánicas de resistencia, llámese cargar, contrarrestar empujes o soportar vibraciones telúricas, el primer aspecto se le denomina útil conveniente o útil-económico y al segundo útil-mecánico constructivo, ambos aspectos sirven al hombre desempeñando funciones mínimas pero de tal manera esenciales, que de no estar presentes positivamente en una obra ésta no será arquitectónica.

LOGICO :

Las cinco formas de lógica Arquitectónica son:

- a) Concordancia entre material de construcción y apariencia óptica.
- b) Concordancia entre forma y función mecánico-utilitaria.
- c) Concordancia entre forma y destino utilitario-económico.

d) Concordancia entre formas exteriores, particularmente fachadas y estructuras internas.

e) Concordancia entre forma y tiempo histórico.

La primera se refiere a los materiales empleados en las edificaciones cuyas superficies aparentes a la vista corresponden a su propia naturaleza, significa esto que una placa de mármol se vea tal cual su acabado es, sin pretender engañar al observador con una apariencia que corresponda a otro material.

La segunda concordancia entre forma y función mecánico - utilitaria nos indica que no sólo el material de construcción - que se coloca debe verse como es, sino que la forma que adopte en el organismo Arquitectónico debe estar acorde con la función mecánica que le corresponde asumir.

La tercera forma la constituye la concordancia entre forma y destino utilitario económico, dice esta cualidad como un vano que está hecho para iluminar, adquiere forma adecuada para eso. Pues no sólo será acorde su disposición si el material lo es y la forma mecánica también lo es. Lo mismo se refiere esta forma a destinos y formas en conjunto.

Para analizar la cuarta forma se pondrá un ejemplo que lo constituye el conocido templo de la Magdalena en París, que con una fachada de templo Romano, encierra un templo Católico con - Arquitectura interior completamente apropiada a su destino y siglo, pero desigualada y sin relación alguna con la exterior.

La última de las dichas formas, está en la concordancia - entre forma y tiempo Histórico o entre estilo de la obra y su propia época.

## ESTETICO :

El estudio de las formas del valor estético nos presenta dos posibles caminos a seguir: Uno eminentemente dialéctico - apoyado en la estética y otro práctico o experimental, apoyado en las formas que se nos dan como bellas. Desde luego que ambos pueden desenvolverse con rigorismo científico o concretarse a lo elemental.

La estética pura, trata de explicarnos la esencia de los valores estéticos, lo mismo ante objetos naturales que creados por el hombre.

Los medios de la Arquitectura, están constituidos por los espacios construidos y por las cualidades formales plásticas, los espacios son de dos clases:

- a) Habitables o delimitados
- b) Edificados o delimitantes

Los primeros o sea los espacios habitables, los clasificamos en:

- 1.- Espacios de estar
- 2.- Espacios para circular
- 3.- Espacios de complemento

Los espacios edificados o delimitantes, llamados tradicionalmente elementos de la Arquitectura, a su vez comprenden:

- 1.- Los apoyos o delimitantes verticales.
- 2.- Las cubiertas o delimitantes horizontales
- 3.- Las comunicaciones verticales o delimitantes mixtos

Todas estas denominaciones intentan dar idea de los espacios.

Las cualidades plásticas formales, constituyen otros tantos medios y son:

- a) Figura, b) Dimensión, c) Color, d) Táctil.

#### SOCIAL:

Decir que la obra Arquitectónica tiene valores sociales - nos exige como primera explicación entender lo que signifique - social y después averiguar si una obra Arquitectónica tiene o - no capacidad para valorarse desde este punto de vista.

Social es lo referente a la sociedad, sociedad es un conglomerado humano organizado hacia una cultura, cultura es el arte del ambiente que edifica el hombre o cultura es el modo de vida que lleva una sociedad organizada.

La naturaleza esencial de la Arquitectura y de su obra, - nos permite definir el valor que puede obtener la obra realizada para una colectividad o sociedad humana. Desde luego la estructura del Programa General nos lleva a afirmar que toda auténtica Arquitectura, al pertenecer a una cultura, al ser parte de su expresión total, tiene un valor social que se deriva de esta pertenencia, tiene en consecuencia un primer valor de expresión. Esta expresión de la cultura se da a través de las formas adecuadas a lo conveniente de un programa particular, expresa las diferentes modalidades del vivir individual y colectivo; mas no sólo la educación se lleva a cabo con relación a la vida que se desenvuelve en el escenario Arquitectónico, sino que la misma técnica constructiva nos hace a la vez, encontrar una más profunda expresión de la cultura. Nos expresa con su procedimiento de manejo de la materia prima todo el sistema de ideas - de organización de la sociedad que realiza la construcción.

### 1.1.1 APLICACION AL PROYECTO

La escuela estará formada por dos cuerpos principales dedicados a aulas, cada uno de ellos con una planta rectangular de aproximadamente 20.0 x 18.0 m.; estarán formados por sótano, planta baja, tres plantas tipo y azotea. Entre los dos cuerpos principales existe un cuerpo menor de planta en forma de "T" de 54.00 M2. y que servirá para alojar escaleras y los pasillos de comunicación entre los dos edificios.

Existe además, otro pequeño cuerpo adosado al cuerpo de escaleras de 53.10 M2 en planta y con un solo nivel que sirve de pórtico al conjunto.

Se anexan para dar mejor idea del proyecto, los siguientes planos Arquitectónicos:

- A - 01 - FACHADAS Y CORTES GENERALES EDIFICIO AULAS.
- A - 02 - PLANTA TIPO

## 1.2 ESTUDIO DEL SUELO

### 1.2.1 GENERALIDADES

En términos generales la Ingeniería de las Cimentaciones es el arte de elegir, proyectar y construir los elementos que transmiten el peso de una estructura a las capas inferiores de suelo o de roca.

Sin embargo en la práctica, usualmente la organización responsable del proyecto no ejecuta la construcción; en general, se considera que el papel del Ingeniero consiste solamente en la --selección del tipo de cimentación, en proyectar la subestructura y en la supervisión de su construcción. Es por esto que es necesario contar con el estudio de mecánica de suelos del predio en donde se habrá de edificar.

De todo lo dicho anteriormente se desprende de una manera - obvia la necesidad que se tiene tanto en la etapa de proyecto, - como durante la ejecución de la obra, de datos firmes, seguros y abundantes respecto al suelo con el que se está tratando. El con - junto de estos datos debe llevar al proyectista a adquirir una - concepción razonable y exacta de las propiedades físicas del suelo que hayan de ser consideradas en su análisis. En realidad es en el laboratorio de Mecánica de Suelos en donde el proyectista ha - de obtener los datos definitivos para su trabajo; al realizar -- las pruebas de clasificación ubicará en forma correcta la natura - leza del problema que se le presenta y de esta ubicación podrá - decidir como segunda fase de un trabajo, las pruebas más adecua - das que requiere su problema particular para definir las caracte - rísticas de deformación y resistencia a los esfuerzos en el sue - lo con que haya de laborar; pero, para llegar en el laboratorio - a resultados razonables de crédito, es preciso cubrir en forma - adecuada una etapa previa e imprescindible: la obtención de las - muestras de suelo apropiadas para la realización de las correspon - dientes pruebas.

Resultan así estrechamente ligadas dos importantes activida - des, el muestreo de los suelos y la realización de las pruebas ne - cesarias de laboratorio. El muestreo debe estar regido anticipada - mente por los requerimientos impuestos a las muestras obtenidas - por el programa de pruebas de laboratorio y, a su vez, el progra - ma de pruebas debe estar definido en términos de la naturaleza de los problemas que se suponga puedan resultar del suelo presente -

en cada obra, el cual no puede conocerse sin efectuar previamente el correspondiente muestreo. Aparece así una retroalimentación de información, de cuyo correcto balance depende el éxito de un programa de muestreo y pruebas. Tal retroalimentación suele resolverse recurriendo a la ayuda de programas preliminares de exploración y muestreo. Por procedimientos simples y económicos, debe procurarse adquirirse una información preliminar suficiente respecto al suelo, información que con ayuda de pruebas de clasificación, tales como granulometría y límites de plasticidad, permite formarse una idea clara de los problemas que se han de esperar en cada caso particular. El conocimiento de tales problemas permite, a su vez, programar en forma completa las pruebas necesarias para la obtención -- del cuadro completo de datos del proyecto, investigando todas aquellas propiedades físicas del suelo de las que se lleguen a sospechar que planteen en la obra una condición crítica. La realización de ésta nueva serie de pruebas definitivas suele presentar nuevas exigencias respecto a las muestras del suelo de que haya de disponerse y ello obligará en general a efectuar nuevas operaciones de sondeos y muestreo, a fin de obtener las muestras definitivas.

Así pues, en general, se tendrán dos tipos de sondeos:

- a) Preliminares
- b) Definitivos

En realidad, la programación de un muestreo correcto es un problema mucho más complejo de lo que se da a entender en los párrafos anteriores y muchos aspectos dependen fundamentalmente de la experiencia particular del Ingeniero y difícilmente se encasillan en normas fijas.

Uno de los aspectos más importantes de los de esta última categoría es una correcta evaluación de la importancia de la obra por ejecutar en relación con el costo de su correspondiente programa de exploración y muestreo. Una obra de importancia ameritará un programa de gran envergadura el cual sería totalmente inadecuado para una obra menor. Y no sólo la magnitud de la obra juega un papel como norma de criterio del proyectista,-

sino también el tipo de obra, en relación por ejemplo, con las consecuencias de su falla respecto a pérdidas en bienes o vidas; puede haber obras de poco costo cuyos requerimientos de seguridad y por lo tanto de previsión en el proyecto, sean mucho mayores que en otras obras de mayor inversión presupuestal, un aspecto importante será siempre que la magnitud, tanto en tiempo como en costo del programa de exploración y muestreo esté acorde con el tipo de obra por ejecutar.

Otro aspecto de importancia fundamental en los problemas -- tratados es el buscar la colaboración de ciencias que, como la Geología, pueden dar en ocasiones información de carácter general muy importante, puede decirse que, sobre todo en obras de importancia, un reconocimiento serio y eficaz, desde un punto de vista geológico, resulta imprescindible. Este reconocimiento será naturalmente previo a cualquier otra actividad realizada por el especialista de mecánica de suelos.

Del tipo de sedimentos, existencia de fallas, plegamientos, configuración geológica, tipos y carácter de rocas, resultan por lo general informaciones vitales para el Ingeniero Civil, que norman su criterio de antemano en forma útil.

## 1.2.2 TIPOS DE SONDEOS

Los tipos principales de sondeos que se usan en mecánica de suelos para fines de muestreo y conocimiento del subsuelo, en general, son los siguientes:

### 1.2.2.1 METODOS DE EXPLORACION PRELIMINARES

- a) Pozos a cielo abierto, con muestreo alterado o --- inalterado.
- b) Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales.
- c) Métodos de lavado.

- d) Método de penetración estándar.
- e) Método de penetración cónica.
- f) Perforaciones en boleos y gravas.

#### 1.2.2.2 METODOS DE SONDEO DEFINITIVO

- a) Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado.
- b) Métodos con tubo de pared delgada.
- c) Métodos rotatorios para roca.

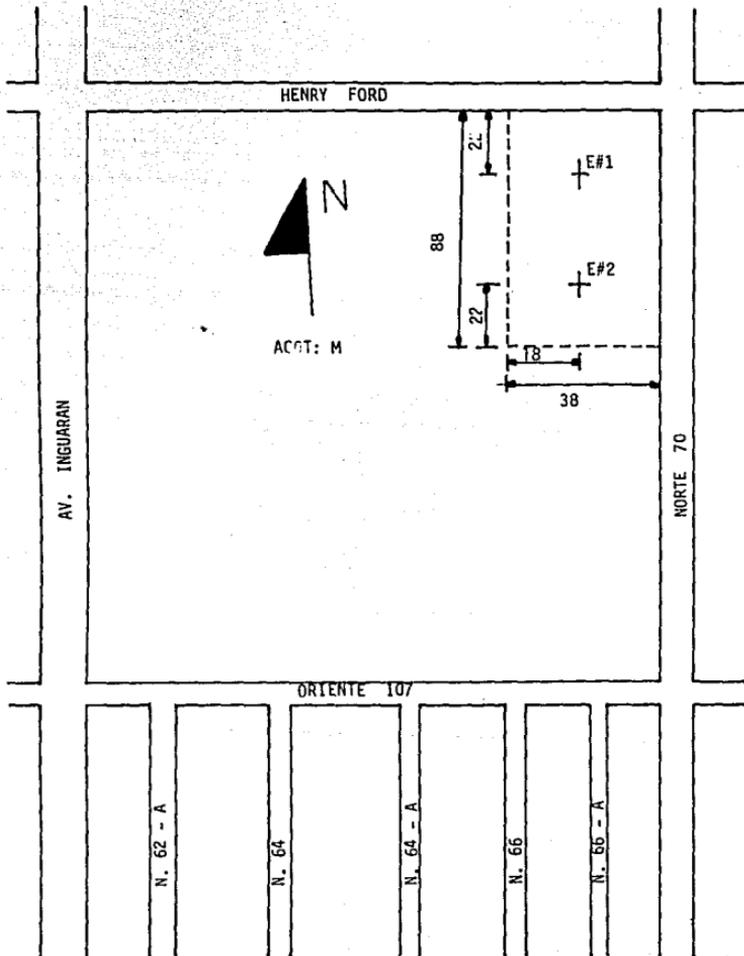
#### 1.2.2.3 METODOS GEOFISICOS

- a) Sísmico
- b) De resistencia eléctrica
- c) Magnético y gravimétrico

#### 1.2.3 APLICACION AL PROYECTO EN ESTUDIO

De acuerdo con las características del predio y el tipo de edificios que se van a construir en él, se realizaron dos sondeos de exploración, denominados SE#1 y SE#2 que se llevaron a la profundidad de 20 metros c/u, como se muestra en la figura 1.2.1.

FIG. 1.2.1 LOCALIZACION DE SONDEOS



### 1.2.3.1 DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA

Los resultados obtenidos en los sondeos de exploración se presentan en las siguientes páginas en las cuales se da la clasificación del material del subsuelo a cada profundidad y el número de golpes necesarios para hacer penetrar 50 cm el muestreador de penetración Standard. El nivel de aguas freáticas se encontró a la profundidad de 3.50 metros.

Con base en las figuras 1.2.2 y 1.2.3, fué posible hacer el perfil de suelos que se muestra en la figura 1.2.4 y de acuerdo a este se hará la descripción siguiente:

Superficialmente se encontró una capa de arcilla café con cascajo (relleno) con espesores entre 0.5 y 1.0 m.

Abajo de este relleno y hasta 1.5 m en el sondeo SE-1 y - 2.0 m en el sondeo SE-2, se detectaron delgados estratos de arcilla arenosa y arena arcillosa suelta.

A partir de esas profundidades y hasta terminar los sondeos existe un manto potente de arcilla de alta plasticidad, muy blanda con capas de arena y conchuela.

La resistencia de esfuerzo cortante es baja y su compresibilidad es alta.

Se anexan 4 gráficas con las curvas de compresibilidad a diferentes profundidades del suelo en estudio.

### 1.2.3.2 RECOMENDACIONES

Los resultados de la exploración del suelo indican que el

FIG: 1.2.2 RESULTADOS DEL SE#1

PROF. (m)	ESTRATO	DESCRIPCION
	# ~ #	Arcilla café con cascajo.
	~ ~ ~	Arcilla poco arenosa.
	~ ~ ~	Arena arcillosa suelta.
2	e e e	
NAF	~ ~ ~	Arcilla de alta plasticidad, - verde olivo y café fojiza, muy blanda, con arena a 5.7 y 8.2m y conchuela a 1.8, 15.0 y 19.8m.
4	~ ~ ~	
	~ ~ ~	
6	~ ~ ~	
	~ ~ ~	
8	~ ~ ~	
	~ ~ ~	
10	~ ~ ~	
	~ ~ ~	
12	~ ~ ~	
	~ ~ ~	
14	e e e	
	e e e	
16	~ ~ ~	
	~ ~ ~	
18	~ ~ ~	
	~ ~ ~	
20	e e e	
	~ ~ ~	Fin del sondeo.

FIG: 1.2.3 RESULTADOS DEL SONDEO SE#2

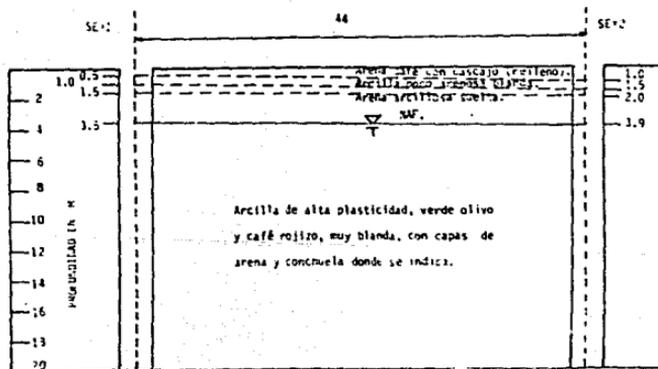
PROF. (m)	ESTRATO	DESCRIPCION
	## * *	Arcilla, café con cascajo.
	~ ~ ~ ~	Arcilla poca arenosa
	~ ~ ~ ~	Arena arcillosa suelta.
2	~ ~ ~ ~	Arcilla de alta plasticidad, - verde olivo y café rojizo, muy blanda, con arena a 5.8 m y - conchuela a 2.2, 12.3 y 14.8 m.
NAF	~ ~ ~ ~	
4	~ ~ ~ ~	
	~ ~ ~ ~	
6	~ ~ ~ ~	
	~ ~ ~ ~	
8	~ ~ ~ ~	
	~ ~ ~ ~	
10	~ ~ ~ ~	
	~ ~ ~ ~	
12	~ e e e ~	
	~ ~ ~ ~	
14	~ e e e ~	
	~ ~ ~ ~	
16	~ ~ ~ ~	
	~ ~ ~ ~	
18	~ ~ ~ ~	
	~ ~ ~ ~	
20	~ ~ ~ ~	
	-----	Fin del sondeo.

predio se ubica en la zona de alta compresibilidad del antiguo lago de la Ciudad de México, por lo tanto se recomienda que la estructura tenga una cimentación semicompensada, aprovechando - el sótano que indica el proyecto arquitectónico.

La carga que no alcance a compensarse se tomará con pilotes de fricción. Al valorar el número de pilotes, se tomarán en cuenta los efectos de fricción negativa. Con el objeto de evitar en posibilidad de renivelar la estructura, a los pilotes - convendrá adiccionarles mecanismos de control.

Esta recomendación toma en cuenta que por las características del subsuelo es altamente probable que en esta estructura se presenten asentamientos diferenciales.

FIG: 1.2.4 PERFIL DE SONDOS



REGISTRO DEL SONDEO SE # 1

HOJA No. 1 / 2

OBRA Esc. Sec. Col. Bondojoito Call. Nte. 70 esq. Henry Ford. Delegación Gustavo A. Madero

FECHA 23 VI 1983 LOCALIZACION Según Fig. 1:2.1 COTA 50 cm. abajo Nivel Banqueta NAF. 3.50 M

PROCEDIMIENTO: Penetración cada 50 centímetros.

MUESTRA Nó.	PROFUNDIDAD		GOLPES PENETR	LONG. RECUP	MATERIAL
	DE	A			
1	0.00	0.50		E	Excavación a mano relleno limo arenoso café con cascajo
2	0.50	1.00	15	CDE	Arcilla limosa café 40 y jaboncillo comp. café
3	1.00	1.50	15	DE	Jaboncillo comp. café 35, arena pomez café 10 y 15 no cargo
4	1.50	2.00	5	DE	Jaboncillo café claro con vetas conchitas
5	2.00	2.50	3	DE	Jaboncillo café verdoso
6	2.50	3.00	2	DE	Jaboncillo café verdoso
7	3.00	3.50	1	DE	Jaboncillo gris verde
8	3.50	4.00	1	E	Jaboncillo verde olivo obs.
9	4.00	4.50	1	DE	Jaboncillo verde olivo café
10	4.50	5.00	1	E	Jaboncillo verde olivo
11	5.00	5.50	1	DE	Jaboncillo verde olivo
12	5.50	6.00	1	DE	Jaboncillo rojizo 15 cm. y jaboncillo verde olivo con arena pomez
13	6.00	6.50	1	E	Jaboncillo verde olivo café
14	6.50	7.00	1	E	Jaboncillo verde olivo café
15	7.00	7.50	1	DE	Jaboncillo verde olivo café
16	7.50	8.00	1	DE	Jaboncillo verde olivo café 20 y jab. café obs.
17	8.00	8.50	1	E	Jaboncillo café obs. 10 arena negra 5 y jab. café
18	8.50	9.00	1	E	Jaboncillo café
19	9.00	9.50	1	DE	Jaboncillo verde olivo y 10 jab. rojizo
20	9.50	10.00	1	E	Jaboncillo rojizo
21	10.00	10.50	1	DE	Jaboncillo rojizo 10 y jaboncillo verde olivo
22	10.50	11.00	1	E	Jaboncillo verde olivo
23	11.00	11.50	1	DE	Jaboncillo verde olivo
24	11.50	12.00	1	E	Jaboncillo verde olivo
25	12.00	12.50	1	E	Jaboncillo verde olivo con vetas de vidrio

REGISTRO DEL SONDEO SE # 1

REGISTRO DEL SONDEO SE # 1

HOJA No. 2 / 2

OBRA Esc. Sec. Col. Bondojito Call. Nte. 70 esq. Henry Ford. Delegación Gustavo A. Madero

FECHA 23 VI 1983 LOCALIZACION Segun Fig. 1.2.1 COTA 50 cm. abajo nivel banqueta NAF. 3.50 M

PROCEDIMIENTO: Penetración cada 50 centímetros.

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD DE	A	GOLPES PENETR	LONG. RECUP	M A T E R I A L
26	12.50	13.00	1	DE	Jaboncillo verde olivo 30 y jab. rojizo
27	13.00	13.50	1	E	Jaboncillo rojizo
28	13.50	14.00	1	E	Jaboncillo rojizo 15 y jab. verde olivo
29	14.00	14.50	1	E	Jaboncillo verde olivo
30	14.50	15.00	1	DE	Jaboncillo verde olivo con conchitas
31	15.00	15.50	1	E	Jaboncillo verde olivo con conchitas
32	15.50	16.00	1	DE	Jaboncillo verde olivo
33	16.00	16.50	1	E	Jaboncillo verde olivo
34	16.50	17.00	1	E	Jaboncillo verde olivo
35	17.00	17.50	1	DE	Jaboncillo verde olivo
36	17.50	18.00	1	DE	Jaboncillo verde olivo
37	18.00	18.50	1	E	Jaboncillo verde olivo
	18.50	19.00	1		No cargo
38	19.00	19.50	1	DE	Jaboncillo verde olivo
39	19.50	20.00	2	DE	Jaboncillo verde olivo 20 jab. rojizo 25 y conchitas pardas

REGISTRO DEL SONDEO SE # 1

REGISTRO DEL SONDEO SE # 2

HOJA No. 1 / 2

OBRA Esc. Sec. Col. Bondojito Call. Nte. 70 esq. Henry Ford. Delegación Gustavo A. Madero

FECHA 23 VI 1983 LOCALIZACION Segun Fig. 1.2.1 COTA Nivel Banquetq NAF. 3.90 M

PROCEDIMIENTO: Penetración cada 50 centímetros.

MUESTRA Nó.	PROFUNDIDAD DE	ID A	GOLPES PENETR	LONG. RECUP	M A T E R I A L
1	0.00	0.50	-	E	Excavación a mano relleno arcilla limosa café con cascajo
2	0.50	1.00	10	DE	Relleno 20 arcilla limosa café con cascajo y arcilla limosa café
3	1.00	1.50	10	DE	Arcilla limosa café y 5 arena pómez café
4	1.50	2.00	6	E	Arena pmez gris café 10 y 40 no cargo
5	2.00	2.50	4	E	Jaboncillo café claro con vetas de conchitas
6	2.50	3.00	2	DE	Jaboncillo café claro
7	3.00	3.50	1	DE	Jaboncillo gris verde café
8	3.50	4.00	1	DE	Jaboncillo gris verde
9	4.00	4.50	1	E	Jaboncillo verde olivo
10	4.50	5.00	1	E	Jaboncillo verde olivo
11	5.00	5.50	1	E	Jaboncillo verde olivo
12	5.50	6.00	1	DE	Jaboncillo verde olivo con arena pómez
13	6.00	6.50	1	DE	Jaboncillo verde olivo café
14	6.50	7.00	1	E	Jaboncillo verde olivo café
15	7.00	7.50	1	DE	Jaboncillo verde olivo café
16	7.50	8.00	1	DE	Jaboncillo verde olivo café y 20 jab. café obs.
17	8.00	8.50	1	E	Jaboncillo rojizo
18	8.50	9.00	1	DE	Jaboncillo verde olivo café
19	9.00	9.50	1	E	Jaboncillo rojizo
20	9.50	10.00	1	E	Jaboncillo rojizo
21	10.00	10.50	1	DE	Jaboncillo rojizo 10 y jab. verde olivo
22	10.50	11.00	1	DE	Jaboncillo verde olivo café.
23	11.00	11.50	1	DE	Jaboncillo verde olivo
24	11.50	12.00	1	DE	Jaboncillo verde olivo
25	12.00	12.50	2	DE	Jaboncillo verde olivo con vetas vidrio 30 y conchitas pardas

REGISTRO DEL SONDEO SE # 2

REGISTRO DEL SONDEO SE # 2

HOJA No. 2 / 2

OBRA Esc. Sec. Col. Bondojito Call. Nte. 70 esq. Henry Ford. Delegación Gustavo A. Madero

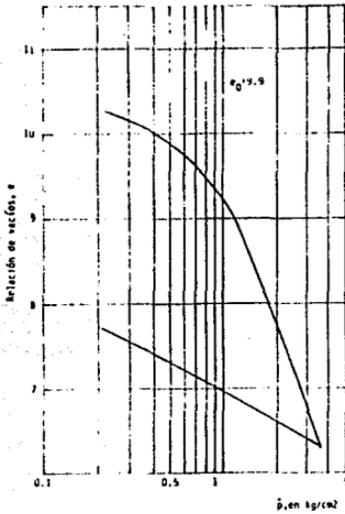
FECHA 23 VI 1983 LOCALIZACION Segun Fig. 1.2.1 COTA Nivel Banqueta NAF. 3.90 M

PROCEDIMIENTO: Penetración cada 50 centímetros.

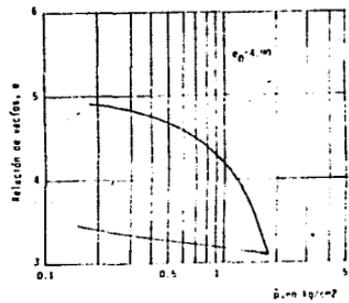
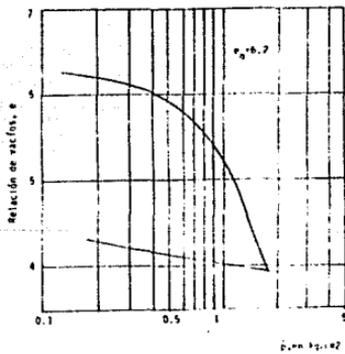
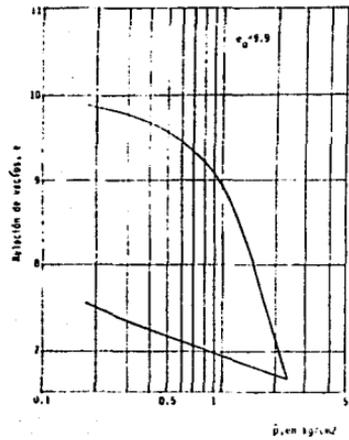
MUESTRA No.	PROFUNDIDAD		GOLPES PENETR	LONG. RECUP.	MATERIAL
	DE	A			
26	12.50	13.00	1	DE	Jaboncillo verde olivo y 20 jab. rojizo
27	13.00	13.50	1	E	Jaboncillo rojizo
28	13.50	14.00	1	DE	Jaboncillo café rojizo 20 y jab. verde olivo
29	14.00	14.50	1	E	Jaboncillo verde olivo
30	14.50	15.00	1	DE	Jaboncillo verde olivo con conchitas
31	15.00	15.50	1	E	Jaboncillo verde olivo
32	15.50	16.00	1	E	Jaboncillo verde olivo
33	16.00	16.50	1	DE	Jaboncillo verde olivo
34	16.50	17.00	1	DE	Jaboncillo verde olivo
35	17.00	17.50	1	DE	Jaboncillo verde olivo
36	17.50	18.00	1	DE	Jaboncillo verde olivo
37	18.00	18.50	1	E	Jaboncillo verde olivo
38	18.50	19.00	1	DE	Jaboncillo verde olivo
39	19.00	19.50	1	DE	Jaboncillo verde olivo
40	19.50	20.00	1	DE	Jaboncillo verde olivo y jab. rojizo 20 cm.

REGISTRO DEL SONDEO # 2

CURVA COMPRESIBILIDAD # 1



CURVA COMPRESIBILIDAD # 2



CURVA COMPRESIBILIDAD # 3

CURVA COMPRESIBILIDAD # 4

## I.3 NORMAS PARA EL PROYECTO ESTRUCTURAL

### 1.3.1 ANTECEDENTES

Tomando en cuenta que el proyecto en cuestión fué realizado en 1984, se aplicó el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 1976 y sus disposiciones complementarias, esto según la Ley vigente a la fecha.

Este Reglamento fija los requisitos mínimos de seguridad que deben satisfacer las construcciones en el Distrito Federal, estos requisitos se basan en consideraciones de tipo general, - que tienen poca probabilidad de cambiar frecuentemente; el Reglamento tiene además normas complementarias que contienen requisitos detallados de análisis y diseño susceptibles de modificarse frecuentemente.

### 1.3.2 NORMAS A SEGUIR EN EL ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO.

#### 1.3.2.1 ESTADOS LIMITE

La estructura debe revisarse para que cumpla con los fines para los que fué proyectada, asegurando que no se presente ningún estado de comportamiento que lo impida, además, debe verificarse que bajo el efecto de las acciones nominales, no se rebasa algún estado límite de servicio.

Se entiende por estado límite aquella etapa del comportamiento a partir de la cual una estructura o parte de ella deja de cumplir con alguna función para la que fué proyectada. Se consideran dos categorías de estados límite: los de falla y los de servicio; los primeros, a su vez, se subdividen en esta

dos de falla frágil y de falla dúctil.

Los estados límite de falla corresponden al agotamiento definitivo de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus miembros o al hecho de que la estructura, sin agotar su capacidad de carga, sufra daños irreversibles que afecten su resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

Se considera que los estados límite corresponden a falla dúctil cuando la capacidad de carga de la sección, elemento o estructura se mantenga para deformaciones mayores que las existentes al alcanzarse el estado límite. Se considera de falla frágil cuando la capacidad de carga de la sección, elemento o estructura se reduzca bruscamente al alcanzarse el estado límite.

Los estados límite de servicio se presentan cuando la estructura llegue al estado de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten su correcto funcionamiento, pero no su capacidad para soportar cargas.

Debe revisarse que, bajo el efecto de carga muerta más carga viva máxima la respuesta de la estructura no exceda algunos de los límites indicados a continuación.

a) DEFORMACION: Una flecha vertical, incluyendo los efectos de largo plazo, igual a 0.4 cm. más el claro entre 240. Además, para miembros cuyas deformaciones afecten elementos no estructurales como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar deformaciones apreciables, se acepta como estado límite una deflexión, medida después de la colocación de los elementos no estructurales, igual a 0.3 cm. más el claro entre 480.

Una deflexión horizontal entre dos niveles sucesivos de una estructura igual a 1/250 de la altura del entrepiso, para estructuras que no tengan ligados elementos no estructurales que puedan dañarse con pequeñas deformaciones, e igual a 1/500 de la altura del entrepiso para otros casos.

b) **VIBRACIONES:** Cualquier vibración que afecte el funcionamiento de la construcción o que produzca molestias o sensación de inseguridad a los ocupantes.

### 1.3.2.2 ACCIONES

Se debe considerar el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente.

Se consideran tres categorías de acciones de acuerdo con la duración en que obran sobre la estructura con su intensidad máxima:

- **ACCIONES PERMANENTES:** Son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad no varía con el tiempo.

- **ACCIONES VARIABLES:** Son aquellas que obran sobre la estructura con una intensidad variable con el tiempo.

- **ACCIONES ACCIDENTALES:** Son las que no se deben al funcionamiento propio de la construcción y que pueden alcanzar valores significativos sólo en instantes de la vida de la estructura.

a) **ACCIONES PERMANENTES:** Esta categoría comprende:

- 1.- **Carga muerta:** Se debe al peso propio de los elementos estructurales y al peso de los elementos no estructurales - incluyendo a las instalaciones, al peso del equipo que ocupe - una posición fija y permanente en la construcción y al peso estimado de futuros muros divisorios y de otros elementos no estructurales que puedan colocarse posteriormente.

2.- El empuje estático de tierras y de líquidos de carácter permanente.

3.- Las deformaciones y los desplazamientos impuestos a la estructura, tales como los debidos a presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos.

b) ACCIONES VARIABLES: Esta categoría comprende:

1.- La carga viva, que representa las fuerzas gravitacionales que obran en la construcción y que no tienen carácter permanente.

2.- Los efectos causados en las estructuras por los cambios de temperatura y por contracciones.

3.- Las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo.

4.- Los efectos de maquinaria y equipo, incluyendo cuando sean significativas, las acciones dinámicas que el funcionamiento de máquinas induzca en las estructuras debido a vibraciones, impacto y frenaje.

De acuerdo con la combinación de acciones para la cual se esté diseñando, cada acción variable se toma con tres niveles posibles de intensidad.

Intensidad media, cuyo valor nominal se suma al de las acciones permanentes, para estimar efectos a largo plazo.

Intensidad instantánea, cuyo valor nominal se emplea para combinaciones que incluyan acciones permanentes y accidentales.

Intensidad máxima, cuyo valor nominal se emplea en combinaciones que incluyan exclusivamente acciones permanentes.

c) ACCIONES ACCIDENTALES: Se consideran acciones accidentales a las siguientes:

- 1.- SISMO
- 2.- VIENTO
- 3.- EXPLOSIONES
- 4.- INCENDIOS

Las fuerzas internas y las deformaciones producidas por las acciones en las estructuras se determinan mediante un análisis estructural.

La seguridad de una estructura debe verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente.

Se consideran dos categorías de combinaciones.

a) COMBINACIONES QUE INCLUYAN ACCIONES PERMANENTES Y ACCIONES VARIABLES: Se consideran todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con una intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.

Para este tipo de combinación deben revisarse todos los posibles estados límite, tanto de falla como de servicio.

Entran en este tipo de combinación, la de carga muerta más viva, se emplea en este caso la intensidad máxima de la carga viva, considerandola uniformemente repartida sobre toda el área. - Cuando se tomen en cuenta distribuciones más desfavorables de la carga viva, deben tomarse los valores de la intensidad instantánea.

b) Combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.

En ambos tipos de combinación todas las acciones se toman con sus intensidades nominales, y sus efectos deben multiplicarse por los factores de carga apropiados.

### 1.3.2.3 RESISTENCIA.

Una resistencia es la magnitud de una acción, o de una combinación de acciones, que provocaría la aparición de un estado límite de falla en la estructura. Cuando la determinación de la resistencia de una sección se hace en forma analítica, se expresa - en términos de la fuerza interna o de la combinación de fuerzas - internas producidas por las acciones. Las fuerzas internas son - las fuerzas axiales y cortantes y los momentos de flexión y torsión que actúan en una sección de la estructura.

La revisión de la seguridad contra estados límites de falla se hace en términos de la resistencia de diseño.

Para la determinación de la resistencia de diseño se siguen los procedimientos indicados por las teorías elástica y plástica.

En esos casos la resistencia de diseño se toma igual a la resistencia nominal por el factor de resistencia, la resistencia-

nominal es tal que la probabilidad de que no sea alcanzada por la estructura resulte de 2%. En la determinación de la resistencia nominal se toma en cuenta la variabilidad de las propiedades geométricas y mecánicas de la estructura y la diferencia entre los valores especificados por estas propiedades y los que se obtienen en la estructura. También se considera el grado de aproximación en la cuantificación de la resistencia.

#### 1.3.2.4 FACTORES DE CARGA

a) Para combinaciones que incluyan exclusivamente acciones permanentes y variables se toma  $F_c = 1.4$ , excepto cuando se trate de estructuras que soporten pisos en los que puede haber normalmente aglomeración de personas, tales como centros de reunión, escuelas, salas de espectáculos, locales para espectáculos deportivos y templos.

b) Para combinaciones de acciones que incluyan una acción accidental, además de las acciones permanentes y variables, se toma  $F_c = 1.1$

c) Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura se toma  $F_c = 0.9$ .

d) Para revisión de estados límite de servicio se toma en todos los casos  $F_c = 1.0$ .

## CAPITULO II

## ANALISIS ESTRUCTURAL

## 2.1 ESTRUCTURACION

La estructura generalmente cumple un fin utilitario para el hombre. Su objeto puede ser limitar un espacio, como es el caso de los distintos tipos de edificios. Las estructuras, al cumplir con el objeto para el que han sido diseñadas van a estar sometidas a distintas solicitaciones, las cuales deben soportar con determinado grado de seguridad.

En el proceso de estructuración, se escoge el material más adecuado para construir la estructura y se disponen los materiales o elementos estructurales de tal manera que se obtenga una solución óptima dentro de las fronteras fijadas al problema.

Entre los factores que intervienen en la determinación de la estructura más adecuada hay que considerar los siguientes:

- a) PROYECTO ARQUITECTONICO
- b) SOLICITACIONES
- c) ECONOMIA
- d) SOLUCION CONSTRUCTIVA

El diseño de una estructura se facilitará, si el proyectista llega a sentir en qué forma se va a comportar la estructura,-

estableciendo la manera en que se transmiten las fuerzas entre los distintos elementos que lo forman. Para esto puede ayudar el conocimiento de las determinaciones que va a sufrir la estructura proyectada, ya que todos los miembros sufren deformaciones más o menos grandes. A partir del estudio de deformación supuesto, es posible deducir las fuerzas internas que van a actuar en la estructura.

## 2.1.1 ESTRUCTURACION DE LA SUBESTRUCTURA.

Como se explicó en el capítulo anterior, el edificio se apoya en una cimentación compensada que a su vez es soportada por pilotes con mecanismo de control. En los renglones siguientes se describen las características de estos elementos.

### 2.1.1.1 PILOTES DE CONTROL

Por la descarga calculada en el nivel de desplante del cajón de cimentación, y debido a que con la liberación de peso efectuada al suelo con la excavación de la cimentación compensada propuesta no se alcanza a cubrir la capacidad de carga permitida por el suelo, se propone utilizar pilotes. Para tener un control de los asentamientos originados por el peso del edificio y asentamientos regionales y no permitir que el edificio emerja con respecto al nivel de terreno natural se decide que estos pilotes tengan un mecanismo con el cual se pueda regular esos asentamientos.

La forma como trabajan estos tipos de pilotes es la siguiente: Se trata simplemente de construir la cimentación de forma que los pilotes la atraviesen libremente, de modo que no haya ningún contacto o unión entre ambos elementos. La estructura se carga entonces directamente contra el suelo, el cual comenzará a ceder bajo su peso. Esta cedencia hace que el suelo accione sobre los pilotes por un mecanismo de fricción negativa, con lo que es-

tos toman por lo menos parcialmente la carga de la estructura con la correspondiente disminución de las presiones efectivas en el suelo blando; así, los pilotes originalmente separados de la cimentación llegan a trabajar con cargas importantes, haciendo además que los asentamientos de la estructura disminuyan grandemente.

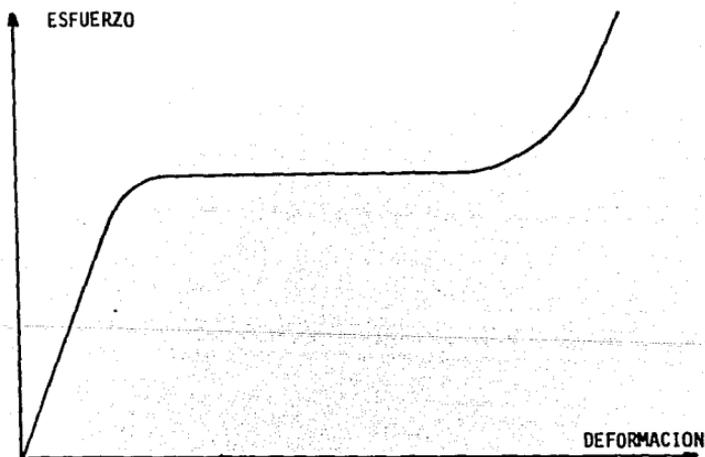
Aunque el modo de trabajo de la cimentación con pilotes de control puede comprenderse fácilmente, cualitativamente hablando, la cuantificación de las cargas que tome cada pilote o la predicción de los asentamientos diferenciales de la estructura es muy poco segura, si no imposible de efectuar. En algunas estructuras con este tipo de cimentación en la Ciudad de México se ha observado de hecho, un comportamiento bastante imprevisible, tanto en lo que se refiere a asentamientos diferenciales como a la fricción negativa que soporta cada pilote.

La necesidad de controlar la carga en los pilotes y los asentamientos diferenciales y totales de la estructura llevaron al investigador M. González Flores a su difundida idea de los pilotes de control. Estos son, en esencia, pilotes de punta del tipo que atraviesa libremente la cimentación sobre cuya cabeza se coloca un puente unido a la losa de cimentación de la estructura; este puente consiste de una vigueta de acero anclada a la losa con tornillos largos de acero, la unión entre la cabeza del pilote y la vigueta del puente se establece con un dispositivo formado por superposiciones sucesivas de placas delgadas de acero y sistemas de cubos pequeños de una madera con características esfuerzo-deformación especiales.

El mecanismo descrito tiene como finalidad hacer trabajar el pilote a la carga que se desee, claro está, siempre inferior a la carga de falla. Cada cubo de madera tiene una gráfica, ESFUERZO-DEFORMACION con un rango plástico amplio ( Fig. 2.1.1 ). Cuando se alcanza su carga de falla plástica previamente determinada, puede garantizarse que el cubo está transmitiendo una cierta carga fija a la cabeza del pilote para un amplio rango de deformación en el cubo. Conocida la carga que se desea que tome el pilote, bastará dividir ese valor entre la carga de falla del cubo de madera para determinar el número de cubos que han de colocarse por capa, entre dos placas de acero. Como quiera que sea, el sistema está sujeto a deformación, al cabo de un tiempo los cubos llegan al límite de deformación plástica, momento en que habrá -

que modificar la posición del puente y cambiar los cubos de madera. El lapso para estas operaciones pueden ampliarse si se colocan varias capas de cubos de madera. El objetivo fundamental de los pilotes de control es lograr que la estructura baje simultáneamente con la superficie del suelo. La carga transmitida por la estructura es tomada parte por el suelo y parte por los Pilotes. Si la estructura tiende a bajar más aprisa de lo que lo hace la superficie del suelo, los pilotes se harán trabajar a mayor carga, aumentando el número de cubos por capa, con lo que se alivia la parte de carga transmitida directamente al suelo y se tiene el descenso relativo de la estructura; recíprocamente, si la estructura tiende a emerger respecto al terreno, los pilotes se harán trabajar a menor carga, disminuyendo el número de cubos de madera por capa, de modo que la estructura transmita más carga al suelo, con lo que su asentamiento se verá acelerado.

FIG. 2.1.1 GRAFICA ESFUERZO DEFORMACION EN COMPRESION SIMPLE DE UN CUBO DE CAOBILLA, UTILIZADA EN LOS PILOTES DE CONTROL



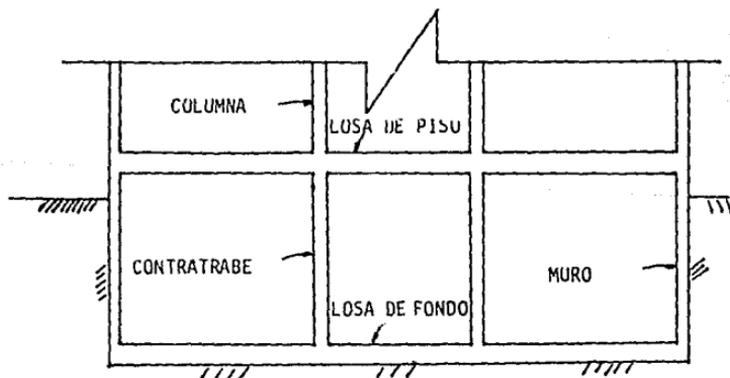
Si la estructura desciende de un modo no uniforme, con asentamiento diferencial, las técnicas antes descritas podrán aplicarse a diferentes zonas del área de cimentación, con lo que es posible igualar los asentamientos.

La aplicación de las técnicas descritas exige, desde luego, un número de pilotes adecuado en la cimentación; con pocos pilotes la estructura se hundirá irremediablemente, ya que los pilotes no podrán sobrepasar su carga de falla; por otra parte, si el número de pilotes es excesivo, puede llegar a suceder que la estructura emerja aún cuando en la cabeza de los pilotes no se aplique carga.

#### 2.1.1.2 CIMENTACION COMPENSADA.

Está formada por una losa de cimentación que es una zapata combinada que cubre toda el área ( Fig. 2.1.2 ) que queda debajo de una estructura y que soporta todos los muros y columnas.

FIG. 2.1.2 CIMENTACION COMPENSADA



Ordinariamente, las losas de cimentación se proyectan como losas de concreto planas y sin nervaduras. Las cargas que obran hacia abajo sobre la losa son las de las columnas individuales y las de los muros. Si el centro de gravedad de las cargas coincide con el centro de la losa, se considera que la carga hacia arriba es una presión uniforme igual a la suma de las cargas hacia abajo dividida por el área de la propia losa. Las losas de cimentación se usan también para reducir asentamientos de las estructuras situadas sobre depósitos muy compresibles, bajo estas condiciones, la profundidad a la que está desplantada la losa se hace a veces tan grande, que el peso de la estructura más el de la losa está completamente compensado por el peso del suelo excavado. Entonces, el asentamiento de la estructura sería en sí insignificante. Cuando resulta impracticable hacer una compensación total, puede colocarse una losa menos profunda, si el aumento neto en la carga es suficientemente pequeño como para producir asentamientos totales.

Si las cargas de las columnas no están más o menos uniformemente distribuidas, o si el subsuelo es tal que pueden producirse asentamientos diferenciales, las losas grandes pueden reforzarse para evitar deformaciones excesivas.

Esta forma de refuerzo se hace usando muros divisorios como nervaduras de vigas T conectadas a la cimentación, construyendo una cimentación celular o de marcos rígidos o, en algunos casos, utilizando la rigidez de una superestructura de concreto reforzado. Cuando mayor sea la losa, tanto más costosos resultan estos procedimientos.

### 2.1.2 ESTRUCTURACION DE LA SUPERESTRUCTURA.

La superestructura del edificio estará constituida por marcos formados por columnas y trabes de concreto en ambas direcciones, así como un sistema de piso de losa de concreto maciza.

No existirán contraventeos ni muros de concreto para efecto sísmico en el edificio principal o de aulas, únicamente en el ---

edificio de escaleras se proponen inicialmente dos muros opuestos y con la misma dirección en el sentido más desfavorable para tomar efecto sísmico.

A continuación se hará una breve descripción de cada uno de los elementos que componen este sistema estructural.

#### 2.1.2.1 COLUMNAS.

Son elementos que por lo general dentro del marco trabajan a compresión y transmiten las cargas a la cimentación, aunque cuando están soportando fuerzas sísmicas pueden estar sometidas a tensión. Pueden adoptar distintas formas, según las características del proyecto, para nuestro caso se proponen columnas de sección transversal rectangular. La columna da idea de soporte o de apoyo en una estructura, justamente por estar destinada a recibir entre otras, las cargas verticales o gravitacionales que actúen sobre ella.

#### 2.1.2.2 DIAFRAGMA O MURO.

Es un caso particular de columna a la que muchas veces sustituye con ventaja; los materiales más usados son concreto armado, tabique y block hueco de distintas medidas.

El tipo de solicitaciones más frecuentes en un muro, es la carga vertical uniformemente repartida, siempre es conveniente que las cargas verticales se repartan por el muro por medio de un trabe rígida, para evitar concentraciones de esfuerzos y agrietamientos. Si se trata de una carga concentrada y grande, probablemente sea más conveniente transmitirla directamente por medio de castillos y columnas.

### 2.1.2.3 TRABES

Las traveses son elementos estructurales que están sometidas - fundamentalmente a flexión, bajo la acción de cargas perpendiculares a su eje. Es raro encontrar un elemento sometido a flexión pura, más bien se encuentran combinaciones de flexión y fuerza cortante.

Debido al momento flexionante que actúa en una sección cualquiera de la viga, se desarrolla en la misma, una zona de compresión y una de tensión. Los esfuerzos correspondientes se obtienen a partir de las fórmulas de mecánica de materiales. De manera semejante se pueden obtener los esfuerzos cortantes producidos por una fuerza cortante o por un par de torsión. Es interesante ver que la resistencia a flexión depende además del material, del momento de inercia de la sección transversal con respecto a unos ejes centroidales y principales, de ésta manera, cuanto mayor sea su momento de inercia tendrá un mejor comportamiento a flexión.

### 2.1.2.4 SISTEMA DE PISO

Es un miembro estructural con una de sus dimensiones, su espesor, muy pequeña comparada con las otras dos. Generalmente están sujetas a solicitaciones perpendiculares o contenidas en el plano definido por sus lados mayores

Las losas no son más que placas de concreto. Con ellas formamos el piso del edificio y se transmiten las cargas a las traveses de apoyo. Estas mismas losas, cuando el edificio se encuentre sometido a fuerzas laterales, se comportarán como vigas diafragmas sometidas a cargas en su plano.

Principalmente trabajan a flexión en una o dos direcciones según las condiciones de apoyo. Así, una losa sobre dos apoyos, se comportará de manera semejante a una viga libremente apoyada. En cambio una losa apoyada en sus cuatro lados está sometida a flexión en dos direcciones y cualquier sistema de fuerzas que se aplique se transmitirá a cada uno de los apoyos. Esta transmisión de fuerzas según dos direcciones se puede realizar, al desarrollarse esfuerzos cortantes simples y por torsión entre las superficies en contacto, de los dis-

tintos elementos que constituyen la losa. Así el trabajo de -- la losa es semejante al de las traveses normales entre sí y que descansan en cuatro apoyos. Además de las condiciones de equilibrio deben cumplirse las condiciones de compatibilidad de -- deformación en el punto común de ambas vigas.

## 2.2 ANALISIS POR CARGAS VERTICALES.

### 2.2.1 CUANTIFICACION DE CARGAS VERTICALES POR MARCO.

Todos los componentes estructurales de un edificio se deben diseñar para la carga muerta total, como mínima. Cuando no se conoce la carga muerta, por ejemplo, cuando se desconoce la localización de los muros divisorios al hacer el diseño, hay que tomar una tolerancia, o conociendo la localización de los muros se puede calcular una densidad de peso de muros por metro cuadrado, esto es:

$$D_m = \frac{V_m \times P_{em}}{A}$$

DONDE:

- $V_m$  = Volumen total de muros (M3)
- $P_{em}$  = Peso específico del muro (TON/M3)
- $A$  = Area total de la planta donde están localizados muros (M2).
- $D_m$  = Densidad de muros (TON/M2).

Al calcular la carga muerta, se debe incluir el peso propio del elemento que se está diseñando. Así como el peso del resto de la estructura que debe soportar.

Las cargas vivas para los edificios en general se suponen uniformemente distribuidas, con la excepción de que la carga viva transmitida de una viga a una trabe es una carga concentrada sobre ésta.

Las cargas vivas se deben colocar en una estructura para producir la máxima deformación y esfuerzo en los componentes que se están diseñando.

### 2.2.1.1 PESO LOSA AZOTEA:

ENLADRILLADO Y MORTERO			120 KG/M2
TEZONTLE			150 KG/M2
LOSA DE CONCRETO REFORZADO			240 KG/M2
TOTAL	C.M. (CARGA MUERTA)	=	<u>510 KG/M2</u>
	C.V. (CARGA VIVA )	= +	<u>100 KG/M2</u>
PESO LOSA AZOTEA = CM + CV		=	610 KG/M2

### 2.2.1.2 PESO LOSA ENTREPISO :

MOSAICO DE PASTA			35 KG/M2
MORTERO			63 KG/M2
LOSA DE CONCRETO			240 KG/M2
TOTAL	C.M. (CARGA MUERTA)	=	<u>338 KG/M2</u>
	C.V. (CARGA VIVA )	= +	<u>300 KG/M2</u>
PESO LOSA ENTREPISO = C.M. + C.V.		=	638 KG/M2
		=	640 KG/M2

## 2.2.1.3 PESO TRABE AZOTEA

$$P.L. = \frac{(2.93 \text{ M}^2 + 2.9 \text{ M}^2) (610 \text{ KG/M}^2)}{3.4 \text{ M}} = 1,045.90 \text{ KG/M}$$

$$P.P. = 0.60 \text{ M} \times 0.25 \text{ M} \times 2.400 \text{ KG/M}^3 = \frac{360.00 \text{ KG/M}}{}$$

$$\text{PESO TRABE AZOTEA} = 1,405.90 \text{ KG/M}$$

## 2.2.1.4 PESO TRABE ENTREPISO

$$P.L. = \frac{(2.93 \text{ M}^2 + 2.9 \text{ M}^2) (6.40 \text{ KG/M}^2)}{3.4 \text{ M}} = 1,097.41 \text{ KG/M}$$

$$P.M. = 0.15 \text{ M} \times 2.05 \text{ M} \times 1,300 \text{ KG/M}^3 = 399.00 \text{ KG/M}$$

$$P.P. = 0.60 \text{ M} \times 0.25 \text{ M} \times 2,400 \text{ KG/M}^3 = \frac{360.00 \text{ KG/M}}{}$$

$$\text{PESO TRABE ENTREPISO} = 1,856.41 \text{ KG/M}$$

## 2.2.1.5 AREAS TRIBUTARIAS

Calculado el peso de las losas de azoteas y entrepiso por metro cuadrado, se obtiene el área de losa que le corresponde a cada trabe cargar. El método convencional para hacer este cálculo, es trazando en planta y a escala los ejes de las trabes que soportan la losa, en cada una de las intersecciones trazar rectas a 45° en todos los sentidos donde haya losa, uniéndose con las líneas del vértice opuesto. Luego se calculan las áreas de las figuras formadas asignándosele a la parte de trabe que le corresponde.

La figura 2.2.1 muestra las áreas tributarias de las traveses del edificio.

La forma de obtener el peso de losa por metro lineal es -- multiplicando su peso por m<sup>2</sup> por el área correspondiente y dividiendo esto por la longitud del claro de la trabe.

Con el peso de losa por metro lineal, peso de los muros -- por metro lineal y peso propio de la trabe por metro lineal se carga el marco respectivo considerando la carga como uniformemente repartida. En los casos en que traveses secundarios se apoyen en la trabe del marco la carga de éstas se considera como -- carga concentrada.

Se anexan los marcos de los ejes 2 , 3 , B y E con las cargas obtenidas con el procedimiento anterior.

## 2.2.2 ELEMENTOS MECANICOS POR CARGA VERTICAL

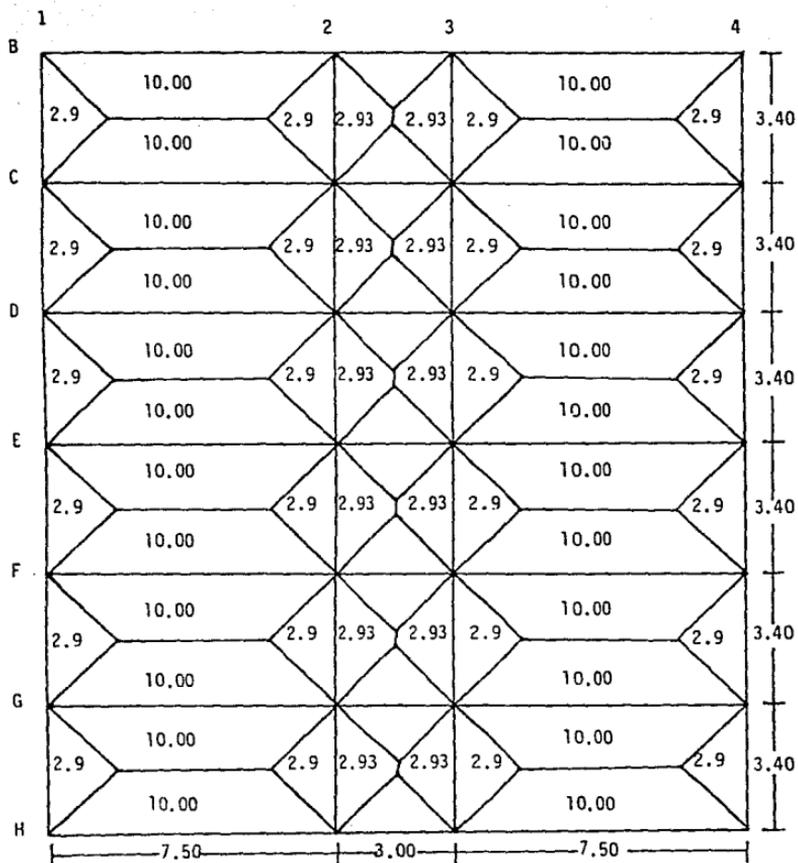
Cargados los marcos se calculan los elementos mecánicos a lo largo de los ejes longitudinales de traveses y columnas. El -- procedimiento a seguir en la resolución de los marcos es el --- Método de Cross. Este método comprende los siguientes pasos:

- 1.- Determinar los valores de K (Rigidez)

$$K = \frac{I}{l}$$

I = Momento de inercia.

l = Claro de la pieza.

FIG. 2.2.1 AREAS TIBUTARIAS DE LOSA ( M<sup>2</sup> )

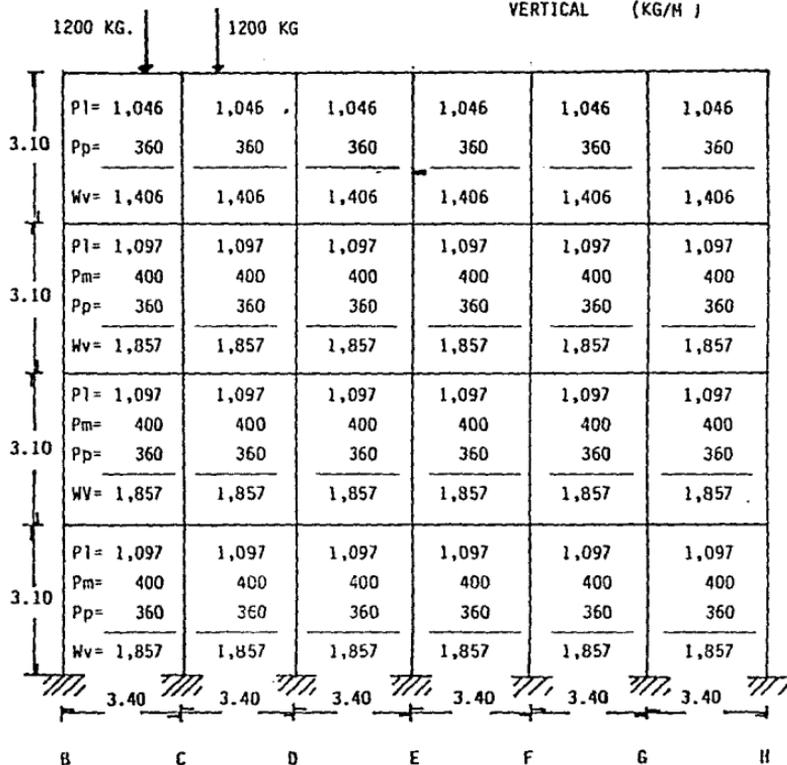
ACOT: M

FIG: 2.2.2 CARGAS VERTICALES MARCO EJES 2 Y 3

P1=PESO LOSA (KG/M)

Pm=PESO MURO (KG/M)

Pp=PESO PROPIO (KG/M)

Wv=SUMA PESO -  
VERTICAL (KG/M)

ACOT: M

FIG: 2.2.3 CARGAS VERTICALES MARCO EJE B

$P_l$  = PESO LOSA (KG/L)  
 $P_m$  = PESO MURO (KG/M)  
 $P_p$  = PESO PROPIO (KG/M)  
 $P_r$  = PESO PRETIL (KG/M)  
 $W_v$  = SUMA PESO -  
 VERTICAL (KG/M)

3.10	$P_l = 813$ $P_r = 250$ $P_p = 360$	$457$ $250$ $360$	$813$ $250$ $360$
	$W_v = 1,423$	$1,067$	$1,423$
3.10	$P_l = 853$ $P_m = 487$ $P_p = 360$	$480$ $000$ $360$	$853$ $487$ $360$
	$W_v = 1,700$	$840$	$1,700$
3.10	$P_l = 853$ $P_m = 487$ $P_p = 360$	$480$ $000$ $360$	$853$ $487$ $360$
	$W_v = 1,700$	$840$	$1,700$
3.10	$P_l = 853$ $P_m = 487$ $P_p = 360$	$480$ $000$ $360$	$853$ $387$ $360$
	$W_v = 1,700$	$840$	$1,700$
	7.50	3.00	7.50
	1	2	3

ACOT: M

FIG: 2.2.4 CARGAS VERTICALES MARCO EJE E

$P_l$  = PESO LOSA (KG/M )  
 $P_m$  = PESO MURO (KG/M )  
 $P_p$  = PESO PROPIO (KG/M )  
 $W_v$  = SUMA PESO -  
 VERTICAL (KG/M )

3.10	$P_l = 1,626$ $P_m = 222$ $P_p = 360$ <hr/> $W_v = 2,208$	$915$ $222$ $360$ <hr/> $1,497$	$1,626$ $222$ $360$ <hr/> $2,208$	
3.10	$P_l = 1,706$ $P_m = 0.000$ $P_p = 360$ <hr/> $W_v = 2,066$	$960$ $000$ $360$ <hr/> $1,320$	$1,706$ $487$ $360$ <hr/> $2,553$	
3.10	$P_l = 1,706$ $P_m = 0.000$ $P_p = 360$ <hr/> $W_v = 2,066$	$960$ $000$ $360$ <hr/> $1,320$	$1,706$ $000$ $360$ <hr/> $2,066$	
3.10	$P_l = 1,706$ $P_m = 0.000$ $P_p = 360$ <hr/> $W_v = 2,066$	$960$ $000$ $360$ <hr/> $1,320$	$960$ $000$ $360$ <hr/> $2,066$	
	7.50	3.00	7.50	
	1	2	3	4

ACOT: M

2.- Determinar los factores de distribución:

$$F.D. = \frac{K}{\sum K}$$

K = Rigidez propia.

$\sum K$  = Suma de rigideces que concurren al nudo en --- estudio.

En este punto deberá de tenerse presente lo siguiente:

- a) Un elemento articulado no es capaz de absorber --- momento, pues su posibilidad de rotación es total y por consiguiente, el momento en un apoyo articulado debe de ser cero.
  - b) Un apoyo empotrado, deberá absorber todos los momentos que llegan a él, pues su posibilidad de rotación es nula.
  - c) Un apoyo con el extremo en voladizo, no es capaz de absorber otro momento que el empotramiento de la ménsula.
- 3.- Calcular los momentos de empotramiento (M.E.), suponiendo un empotramiento artificial en cada nudo de la --- viga continua.
- 4.- Obtener los momentos desequilibrados, buscando las -- fuerzas que se necesitan para equilibrar el nudo.

- 5.- Primera Distribución ( $1^a D$ ): Una vez hecho el cambio de signo, después de sumar algebraicamente los valores de los momentos de empotre, se multiplica por el factor de distribución correspondiente.
- 6.- Primer Transporte (1er. T): El valor obtenido en la columna ( $1^a D$ ) se multiplica por (0.5), se conserva el signo y pasa al extremo opuesto.
- 7.- Con estos pasos queda concluido el ciclo y deberá repetirse, hasta que los momentos distribuidos sean despreciables, terminando siempre después de una distribución, ya que en ese momento todos los nudos habrán recuperado su equilibrio.
- 8.- Momentos Finales Negativos: Es la suma algebraica de los momentos de empotre, incluyendo también las distribuciones y los transportes, se representa por  $\Sigma M$ .
- 9.- Reacciones Originales (RO): Son las que resultan de cada tramo de la viga como simplemente apoyada. Después de obtener las reacciones originales, es preciso hacer la modificación por continuidad. Esta operación resulta de la diferencia de momentos entre el claro y con el signo del mayor.

Las reacciones finales se obtienen sumando o restando (según el caso), las reacciones originales, con los valores obtenidos en la modificación por continuidad.

- 10.- Los momentos positivos en la viga se obtienen del diagrama de cortante (V), sacando las áreas correspondientes al punto de cortante cero, pues en esos puntos el momento positivo será máximo.

Se presentan los marcos de los ejes 2, 3, B y E del edificio que nos ocupa con el cálculo de los elementos mecánicos debido a cargas verticales.

FIG. 2.2.5 ELEMENTOS MECANICOS EJES B Y H NIVEL AZOTEA

7.50			3.00			7.50				
K	1	1.7	2.1	2	2.3	3.2	3	3.4	4.3	4
K	0.84	1.04	1.04	0.43	1.92	1.92	0.43	1.04	1.04	0.84
F.D.	0.45	0.55	0.31	0.11	0.56	0.44	0.13	0.31	0.55	0.45
M.F.	6.62	6.62	6.62	0.8	0.8	0.8	0.8	6.62	6.62	6.62
H.D.		-6.62		-5.87		-4.87		-6.62		-6.62
I.D.	-3.0	-3.62	-1.82	-0.76	3.29	-1.77	-0.76	-1.82	-3.62	-3.0
H.O.		0.91	-1.83		-1.64	1.64		1.83	-0.91	
M.O.		-0.91		-3.47		3.47		-0.91		
Z.O.	-0.41	-0.50	-1.08	-0.41	-1.91	1.91	0.45	1.08	0.50	0.41
M	-3.41	3.41	-5.6	-1.27	4.39	-4.39	-1.21	5.6	-3.41	3.41
S	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
I	3.41		-1.27		1.21			-3.41		
RO		5.34	5.34	1.6	1.6	1.6	5.34	5.34	1.6	1.6
RM		-0.29	0.29	0.0	0.0	0.0	0.29	0.29	0.0	0.0
VF		5.05	5.63	1.6	1.6	1.6	5.63	5.05		

DIAGRAMA DE TUBO/A CORTANTE (V)

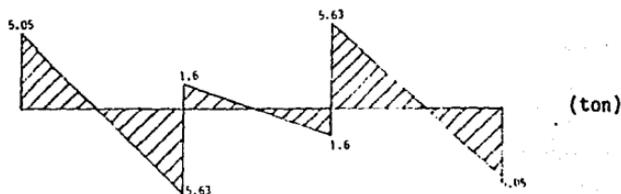


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (M)

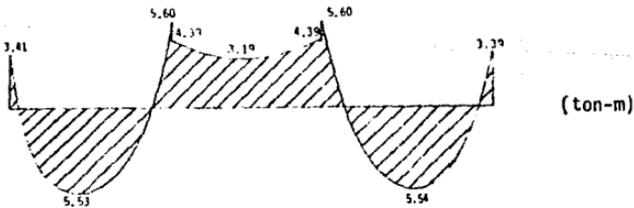


FIG. 2.2.6 ELEMENTOS MECANICOS EJE B NIVEL ENTREPISO.

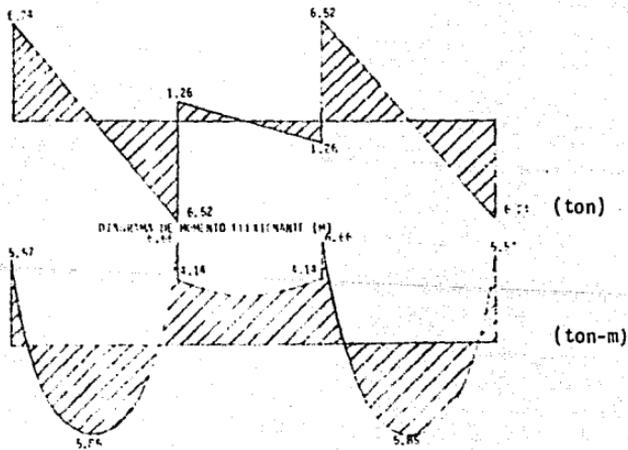
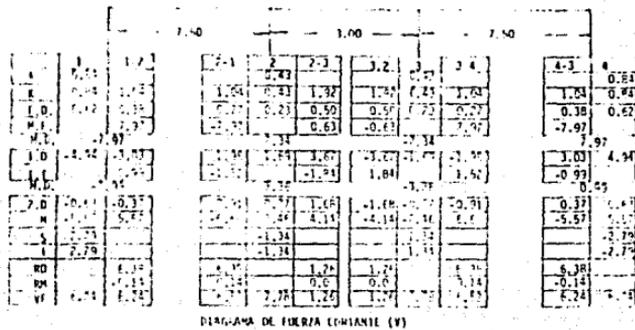


FIG. 2.2.7 ELEMENTOS MECANICOS EJE E NIVEL AZOTEA.

	1.50		3.00			7.50				
	1	1-2	2-1	2	2-3	3-2	3	3-4	4-3	4
K	0.84	1.76	1.76	0.43	2.3	2.3	0.43	1.76	1.26	0.84
F.D.	0.4	0.6	0.32	0.11	0.57	0.43	0.11	0.32	0.60	0.40
M.E.	10.35		-10.35		1.12		-1.12		-10.35	
M.D.	-10.35		9.23				-9.23		10.35	
I.D.	-4.14	-6.21	-2.95	1.02	-5.76	-5.21	-1.02	-2.95	-6.21	-4.14
I.L.	1.48		-1.12		-2.68	2.68		1.12	-1.48	
M.O.	-1.48		5.80				-5.80		1.48	
P.O.	-0.59	-0.88	-1.86	0.64	3.30	-3.30	-0.64	1.86	0.88	0.59
M	-4.74	4.74	-8.66	1.66	7.0	-7.0	-1.66	8.66	-4.74	4.74
S	0.0		0.0				0.0		0.0	
I	4.74		-1.66				1.66		-4.74	
PO		8.28	8.28		2.25		2.25		8.28	
RM		-0.52	-0.52		0.0		0.0		-0.52	
Vf	7.76	7.76	8.9		11.05		7.25		11.05	

DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (V)

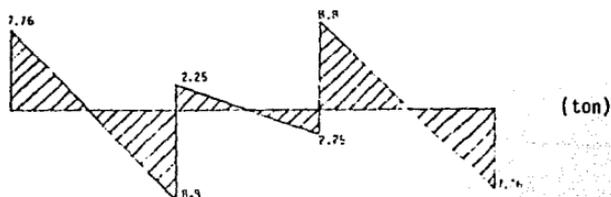


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (M)

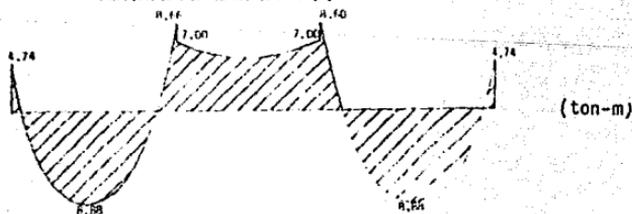


FIG. 2.2.8 ELEMENTOS MECANICOS EJE E TERCER NIVEL.

		7.50		3.00				7.50		
K	1	1-2	2-1	2	2-3	3-2	3	3-4	4-3	4
E	0.84	1.26	1.26	0.43	2.3	2.3	0.43	1.76	1.26	0.84
F.D.	0.57	0.43	0.29	0.19	0.52	0.52	0.19	0.29	0.43	0.57
M.F.		9.69	-2.69		0.95	-0.95		11.95	-11.95	
M.O.		9.69		8.70		10.97		11.95		
1.0	-6.32	-4.17	2.52	1.65	-4.53	-5.76	-7.04	-3.19	5.14	6.02
1.1		1.26	-2.09		-2.85	2.27		2.57	-1.60	
M.O.		1.26		4.94		4.84		1.60		
2.D	0.72	-0.54	11.73	0.94	2.56	-2.52	-0.92	-1.40	0.69	0.91
M	-6.24	6.24	-7.83	2.59	5.24	-6.94	-1.09	9.91	-7.71	7.71
S	3.12			-1.30			1.50			-3.87
I	3.12			-1.30			1.50			-3.87
RD		7.75		1.94		1.99		9.59		9.58
MM		-0.21		-0.22		0.22		0.29		-0.29
VF	7.54	7.54	7.76	9.72	1.76	2.20	12.07	9.87	9.29	9.24

DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (T)

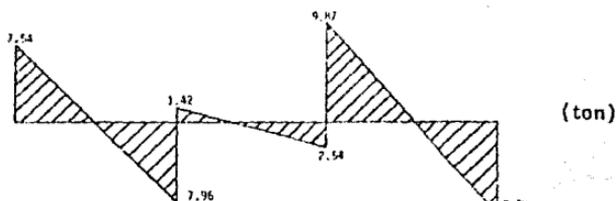
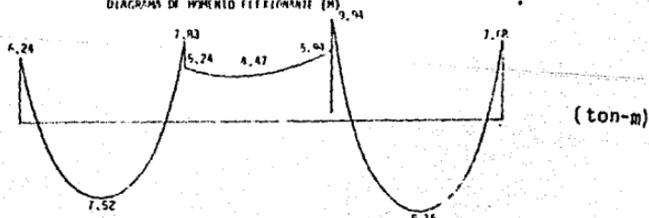


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE (M)







## 2.3 ANALISIS SISMICO.

### 2.3.1 DATOS BASICOS QUE DEFINEN LA IMPORTANCIA DE LA INGENIERIA SISMICA.

Anualmente se producen 940 terremotos que causan daño: 120 - destructivos, 18 mayores, uno excepcional. Se producen 350,000 - potencialmente perceptibles, en todo el mundo.

De 1926 a 1950 causaron 350,000 muertes, un promedio de 14,000 anuales.

Se designan como microsismos a los movimientos detectados - únicamente por medios instrumentales y como macrosismos a los que causan daños.

Se llama evento a un sismo que puede ocurrir en un lugar y en un instante dado. Se llama réplica a los sismos, generalmente de menor magnitud, que ocurren después del sismo principal. Los sismos premonitorios son los que se presentan en algunas ocasiones antes de un sismo principal.

En otros casos ocurren numerosos sismos de pequeña magnitud - uno tras otro sin que ninguno destaque sobre los demás, entonces se dice que se ha presentado un enjambre de sismos.

La INGENIERIA SISMICA estudia los daños que los sismos causan en las estructuras construídas por el hombre, tratando de desarrollar técnicas constructivas que mitiguen dichos daños.

### 2.3.2 CUANTIFICACION DE EFECTO SISMICO AL EDIFICIO.

Para cuantificar la magnitud de las fuerzas que se generan por sismo, se tomaron en cuenta las recomendaciones estipuladas en el TITULO IV CAPITULO XXXVII del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

De acuerdo a las características de la estructura en cuestión, ésta podrá analizarse por sismo mediante el método del "ANALISIS ESTÁTICO", descrito en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

El peso total para valuar los efectos por sismo se calculó tomando en cuenta las cargas muertas y vivas correspondientes según los CAPITULOS XXXV y XXXVI del TITULO IV del Reglamento de Construcción es del Distrito Federal.

### 2.3.2.1 ANALISIS ESTÁTICO.

El ARTICULO 234 CAPITULO XXXVII TITULO IV establece como coeficiente sísmico "C" igual a 0.24 tomando en cuenta que el edificio se encuentra localizado en la zona III, pero como se trata de un edificio destinado a escuela este coeficiente se multiplicará por 1.3; además el ARTICULO 235 CAPITULO XXXVII TITULO IV de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción del DISTRITO FEDERAL, nos permite hacer una reducción a este coeficiente por ductilidad  $\{ Q \} = 4$ , considerando que el edificio está clasificado según su estructuración como TIPO 1 y cumple con que la resistencia en todos los niveles es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto con zona de fluencia definida.

En el ANALISIS ESTÁTICO se ha partido de una comparación de las resistencias requeridas por diversas estructuras, ante la presencia de fuerzas horizontales y con objeto de que su comportamiento sea adecuado en relación con sismos de diversa intensidad, mediante la observación del comportamiento de distintas estructuras se ha llegado a proponer una distribución de fuerzas laterales tal, que su efecto de cada piso es aproximadamente equivalente a los efectos dinámicos de un sismo.

Las fuerzas equivalentes consideradas en un ANALISIS ESTATICO no tienen relación directa con el comportamiento de la estructura - ante un sismo. El objeto que se persigue, es el de obtener una estructura con determinada resistencia lateral, capaz de resistir un movimiento sísmico sin sufrir daños estructurales importantes. Es un diseño conservador para edificios regulares sin cambios bruscos en la distribución de masas, rigideces, etc., da una distribución - adecuada de cortantes en el caso de estructuras en las que la contribución del modo fundamental de vibración representa un porcentaje elevado de la respuesta máxima de todos los pisos.

En el ANALISIS ESTATICO, para calcular las fuerzas cortantes de diseño a diferentes niveles de un edificio se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales que actúan en los puntos en los que se suponen concentradas las masas de la estructura. Cada una de las fuerzas se obtiene con el producto del peso de la masa correspondiente, por un coeficiente que varía linealmente desde un valor nulo en la base o nivel a partir del cual las deformaciones de la estructura puedan ser apreciables, hasta un máximo en el extremo superior, de tal modo que la relación  $V/W$  en la base sea igual a  $C/Q$ , pero no menor que  $a_0$ ; en donde:

$V$  = Fuerza cortante en la base de la estructura.

$W$  = Peso de la estructura en la base.

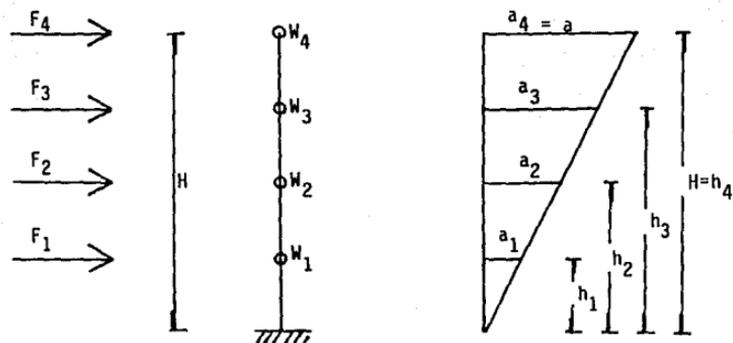
$C$  = Coeficiente sísmico.

$Q$  = Factor de ductilidad.

$a_0$  = Valor de la aceleración "a" para  $T$  ( período ) igual con-cero.

Como ejemplo de la valuación de fuerza sísmica se presenta a continuación el caso del edificio.

FIG. 2.3.1 MODELO DE FUERZAS SISMICAS DEL EDIFICIO.



La fuerza aplicada en un piso cualquiera  $i$ , es:

$$F_i = W_i a_i = W_i \frac{h_i}{H} a$$

La fuerza cortante en la base es:

$$V = \sum_{i=1}^n F_i = a \sum_{i=1}^n W_i \frac{h_i}{H} ;$$

Pero:

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

En donde:

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Igualando:

$$V = \frac{a}{H} \sum_{i=1}^n W_i h_i$$

$$\frac{a}{H} = V \frac{1}{\sum W_i h_i}$$

$$a = \frac{cH}{Q} \frac{W_i}{W_i h_i}$$

El Reglamento de Construcciones permite reducciones en el valor de la fuerza cortante calculada por este procedimiento, si se toma en cuenta el valor aproximado del período fundamental de la estructura. Para ello se propone calcular el período de vibración  $T$ , de la siguiente manera:

$$T = 6.3 \left[ \frac{1}{g} \frac{W_i X_i^2}{P_i X_i} \right]^{1/2}$$

$W_i$  = Peso de la masa en el nivel "i".

$P_i$  = Fuerza que actúa en el nivel "i" según el método estático.

$X_i$  = Desplazamiento de la masa  $W_i$  producido por el sistema  $P_i$ .

Una vez calculado el valor  $T$  y según su situación en el espectro de diseño, se aplicarán diversos coeficientes para calcular - las fuerzas por sismo aplicadas en la estructura.

Para el cálculo de las deformaciones de la estructura, no deben reducirse los coeficientes sísmicos por concepto de ductilidad.

A continuación se presenta la tabla 2.3.1 en donde se encuentran los valores calculados para el edificio de lo antes expuesto.

TABLA 2.3.1 CORTANTE SISMICO A DEFORMACIONES DEL EDIFICIO.

Nº	P	$W_i$	$h_i$	$W_i h_i$	$F_{ix}$	$F_{iy}$	$F_x$	$V_y$	$\bar{e}$	$\bar{y}$	$F_{iy} \bar{e}$	$F_{ix} \bar{y}$
E	L	(TON)	(M)	(TON - M)	(TON)	(TON)	(TON)	(TON)	(M)	(M)	(TON - M)	(TON - M)
4		289.557	12.40	4.288.507	21.501	41.501			10.118	9.000	420.737	373.509
3		377.367	9.20	3.514.183	15.688	35.686	41.501	41.501	10.177	9.013	363.198	321.870
2		326.934	6.20	2.274.805	21.102	21.102	77.189	77.189	10.170	9.011	234.947	208.680
1		294.549	3.10	1.299.102	11.162	11.162	192.271	192.271	10.186	9.013	113.696	100.603
2-3		1.228.417		10.372.517			111.453	111.453				

Nº	P	$\Sigma F_{ix}$	$\Sigma F_{iy}$	$\Sigma F_{ix} \bar{e}$	$\Sigma F_{iy} \bar{y}$	$R_{ix}$	$R_{iy}$	$\frac{R_{ix}}{W_i}$	$\frac{R_{iy}}{W_i}$	$E_{ix}$	$E_{iy}$
E	L	(TON)	(TON)	(TON - M)	(TON - M)	(TON)	(TON)	(CM)	(CM)		
4		420.737	373.509	42.238	9.000						
3		363.198	321.870	36.316	9.013	102.770	221.313	0.504	0.147	1.233	1.343
2		234.947	208.680	23.495	9.011	98.625	101.158	0.774	0.162	2.379	1.145
1		113.696	100.603	11.162	9.013	98.718	203.358	1.024	0.443	2.245	0.774
2-3		106.284	325.947	10.628	9.028	106.284	325.947	1.250	0.281	1.050	0.281

### 2.3.2.2 EXCENTRICIDAD.

En general, en un nivel cualquiera, no coincidirá la resultante de las fuerzas producidas por el sismo con la resultante de las fuerzas resistentes del entrepiso. La fuerza sísmica actúa en el centro de gravedad de las masas de cada piso, mientras que la fuerza resistente pasa por el centro de torsión o centroide de rigidez de los elementos resistentes en el sentido del sismo. Esto produce un par de torsión de magnitud igual al producto de la fuerza cortante por su distancia al centro de torsión o punto por el que debe pasar la fuerza sísmica con objeto de que el movimiento relativo entre dos niveles, sea de traslación exclusivamente. El CENTRO de TORSION se puede definir por medio de las siguientes expresiones:

$$X_{CT} = \frac{\sum R_{iy} X_i}{\sum R_{iy}}$$

$$Y_{CT} = \frac{\sum R_{ix} Y_i}{\sum R_{ix}}$$

$R_{iy}$  = Rigidez de cada elemento resistente del entrepiso, orientados según el eje y.

$R_{ix}$  = Rigidez de cada elemento resistente del entrepiso, orientado según el eje x.

La EXCENTRICIDAD de diseño que especifica el Reglamento se define como:

$$(e \text{ diseño})_1 = 1.5 e \text{ calculada} + 0.1 L$$

$$(e \text{ diseño})_2 = e \text{ calculada} - 0.1 L$$

L = Máxima dimensión del piso medida en la dirección normal a la fuerza por sismo.

Se analizará con el valor de la EXCENTRICIDAD de diseño que - produzca efectos más desfavorables, en cada uno de los elementos-resistentes que forman la estructura.

TABLA 2.3.2

NIVEL	CENTRO DE RIGIDEZES	POSICION DEL CORTANTE	EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL		EXCENTRICIDAD REGLAMENTO	
	X(M) - Y(M)	X(M) - Y(M)	X (M)	Y(M)	X (M)	Y (M)
4	10.20 - 9.00	10.14 - 9.00	0.06	0.0	± 2.04	± 1.80
3	10.20 - 9.00	10.16 - 9.00	0.04	0.0	± 2.04	± 1.80
2	10.20 - 9.00	10.16 - 9.014	0.04	0.014	± 2.04	± 1.80
1	10.20 - 9.00	10.16 - 9.014	0.04	0.014	± 2.04	± 1.80

Se observa que las excentricidades calculadas son de magnitud despreciable, lo que es lógico puesto que el edificio es simétrico tanto en geometría como en rigidez en ambas direcciones. Por lo que se calculan los efectos de torsión únicamente considerando la - excentricidad máxima accidental reglamentaria.

### 2.3.2.3 DISTRIBUCION DE LA FUERZA CORTANTE SISMICA.

Una vez obtenida la FUERZA CORTANTE en cada entrepiso, es necesario distribuirla entre los elementos resistentes que forman parte de la estructura en el sentido en que actúa la FUERZA SISMICA. Esta distribución se hace proporcionalmente a la rigidez de entrepiso de los marcos y demás elementos resistentes.

Por rigidez de entrepiso de una estructura se entiende la relación entre la fuerza cortante que actúa en dicho entrepiso y la deformación que sufre. Este valor no es independiente del sistema de fuerzas, por lo que su determinación no es fácil. Una forma de proceder es por medio de aproximaciones sucesivas, suponiendo una distribución inicial, determinando fuerzas cortantes y deformaciones y a partir de estos valores calcular de nuevo la rigidez de cada entrepiso. En marcos ordinarios de edificios, las rigideces calculadas a partir de hipótesis simplificadoras, tales como las fórmulas de Wilbur, son satisfactorias.

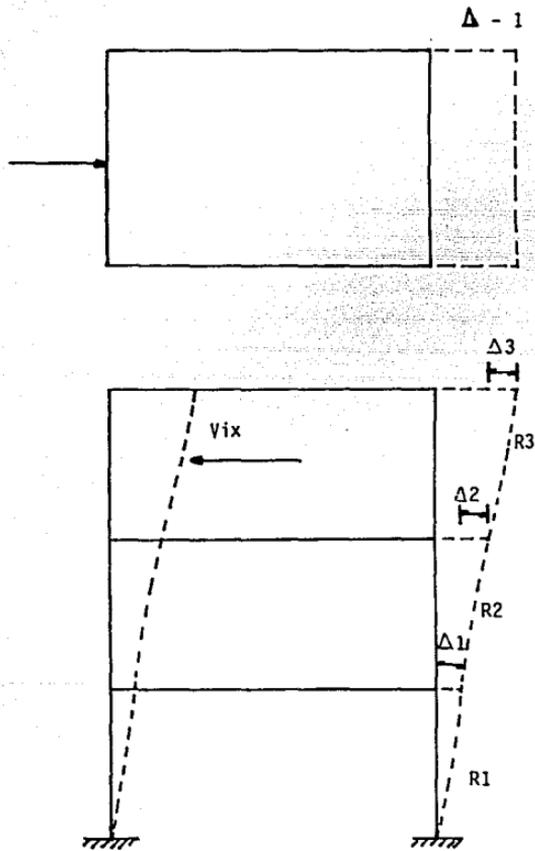
La FUERZA CORTANTE por sismo aplicada en cada uno de los elementos resistentes se obtiene como la suma de la FUERZA CORTANTE DIRECTA y la que le corresponde al considerar los efectos producidos por el par de torsión.

Para distribuir la FUERZA CORTANTE DIRECTA en cada uno de los marcos orientados en la misma dirección, se supone que todos ellos se desplazan la misma magnitud, debido a la rigidez de la losa de entrepiso que los liga.

La fuerza resistente que se desarrolla en el entrepiso de un marco es proporcional a la rigidez lateral del mismo.

$$V_{ix} = R_{ix} D_i$$

FIG. 2.3.2 RIGIDEZ LATERAL



La suma de las FUERZAS CORTANTES que se desarrollan en todos los marcos y en el mismo entrepiso, es igual a la fuerza cortante externa.

$$V_x = \sum V_{ix} = \sum R_{ix} =$$

$$\sum = \frac{V_x}{R_x}$$

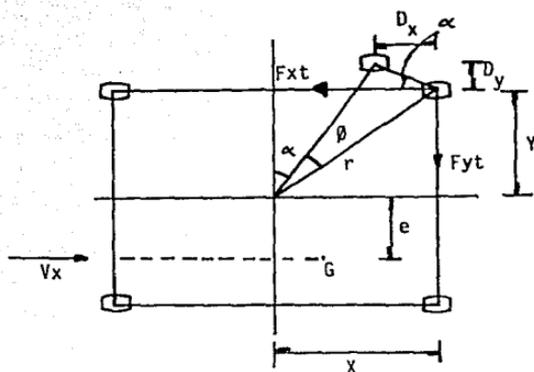
Por lo tanto la fuerza cortante directa en un entrepiso y en cada marco es para cada dirección:

$$V_{ix} = \frac{R_{ix}}{\sum R_{ix}} V_x$$

#### 2.3.2.4 DISTRIBUCION DE LA FUERZA CORTANTE SISMICA POR EFECTO DE TORSION.

Partiendo que todos los marcos resistentes giran el mismo ángulo  $\theta$ , alrededor del centro de torsión tenemos:

FIG. 2.3.3



El par de torsión se calcula comb:

$$M_T = V_x e_D$$

En donde  $e_D$  es la excentricidad de diseño:

Las fuerzas cortantes por torsión que se desarrollan en los elementos resistentes son:

$$F_{xT} = R_{ix} D_x$$

$$F_{yT} = R_{iy} D_y$$

Si se acepta que los desplazamientos son muy pequeños, las ecuaciones anteriores se reducen a:

$$F_{xT} = R_{ix} D \cos \alpha = R_{ix} D \frac{y}{r}$$

$$F_{yT} = R_{iy} D \sin \alpha = R_{iy} D \frac{x}{r}$$

Pero:  $D = r \theta$

De donde:

$$F_{xT} = R_{ix} \theta y$$

$$F_{yT} = R_{iy} \theta x$$

El momento de cada una de las fuerzas resistentes con respecto al centro de torsión es:

$$M_{Fx} = F_{xT} y = R_{ix} \theta y^2$$

$$M_{Fy} = F_{yT} x = R_{iy} \theta x^2$$

Para que haya equilibrio es necesario que el momento de torsión externo sea igual a la suma de momentos con respecto al centro de torsión, de todas las fuerzas internas.

$$M_T = \sum R_{ix} \vartheta y^2 + \sum R_{iy} \vartheta x^2$$

$$M_T = \vartheta \left( \sum R_{ix} y^2 + \sum R_{iy} x^2 \right)$$

$$\vartheta = \frac{M_T}{\sum R_{ix} y^2 + \sum R_{iy} x^2}$$

Por lo tanto la fuerza cortante por torsión en un marco será - para los marcos orientados en la dirección X.

$$F_{xT} = R_{ix} y \vartheta = \frac{M_T}{\sum R_{ix} y^2 + \sum R_{iy} x^2} R_{iy} y$$

y para los marcos orientados en la dirección Y.

$$F_{yT} = \frac{M_T}{\sum R_{ix} y^2 + \sum R_{iy} x^2} R_{iy} x$$

$x, y$  = Coordenadas, con respecto al centro de torsión del elemento resistente que se analiza.

$M_T$  = Par de torsión de diseño en la dirección que se está analizando.

Por superposición de los dos valores anteriores se obtiene la fuerza cortante en un marco paralelo al eje X.

$$V_{ix} = \frac{R_{ix}}{\sum R_{ix}} V_x + \frac{\sum R_{ix} y_{iT}}{(R_{ix} y_{iT}^2 + x_{iT}^2)} M_{Tx}$$

y para un marco paralelo al eje Y:

$$V_{iy} = \frac{R_{iy}}{\sum R_{iy}} V_y + \frac{\sum R_{iy} y_{iT}}{\sum (R_{ix} y_{iT}^2 + R_{iy} x_{iT}^2)} M_{Ty}$$

### 2.3.2.5 DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECANICOS POR SISMO.

En los problemas sobre diseño estructural, es usual el análisis de marcos sometidos a fuerzas laterales, así como la obtención de la rigidez de los mismos. Existen algunas soluciones aproximadas que permiten un análisis rápido y práctico de la estructura, así es posible obtener de una manera rápida, secciones geométricas preliminares de los distintos elementos estructurales o bien, permiten realizar un análisis previo para conocer valores aproximados de los elementos mecánicos.

En los procedimientos aproximados de análisis de estructuras hiperestáticas, se supone la posición de los puntos de inflexión y la distribución de la fuerza cortante lateral entre los elementos resistentes de un entrepiso. Así el análisis se reduce a un procedimiento isostático de equilibrio de fuerzas.

El Método Aproximado utilizado fué el Método de Bowman.

FIG. 2.3.4 DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES POR SISMO DE LOS MARCOS D Y F.

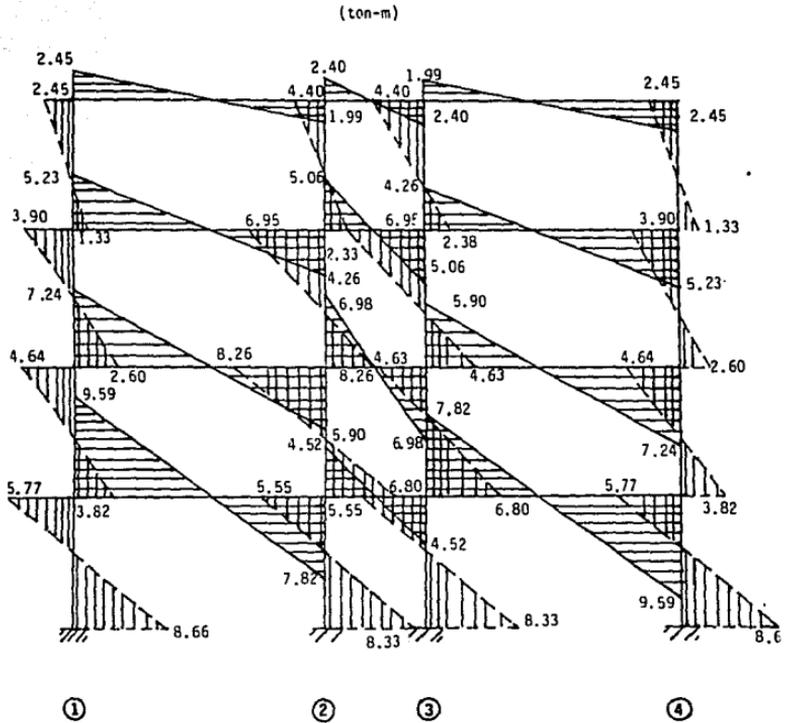
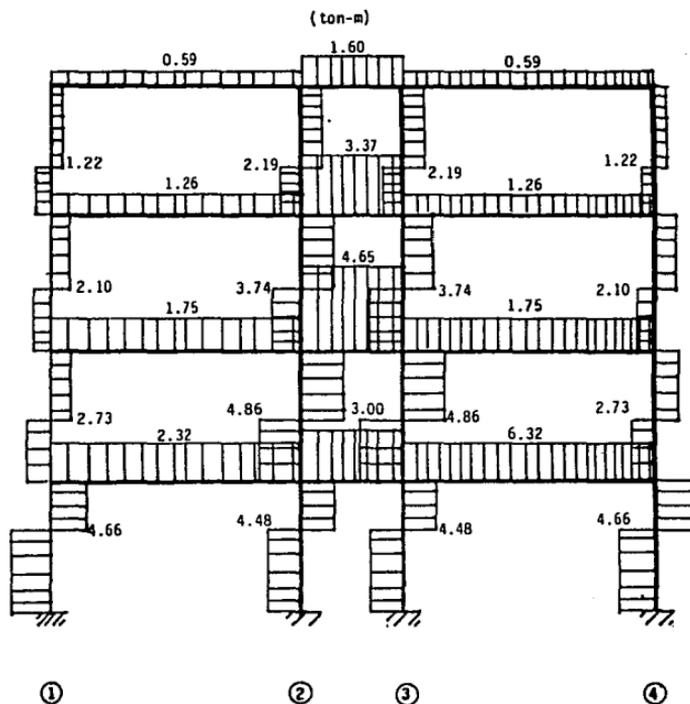


FIG. 2.3.5 DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES DEBIDAS A SISMOS DE LOS MARCOS "D" Y "F".



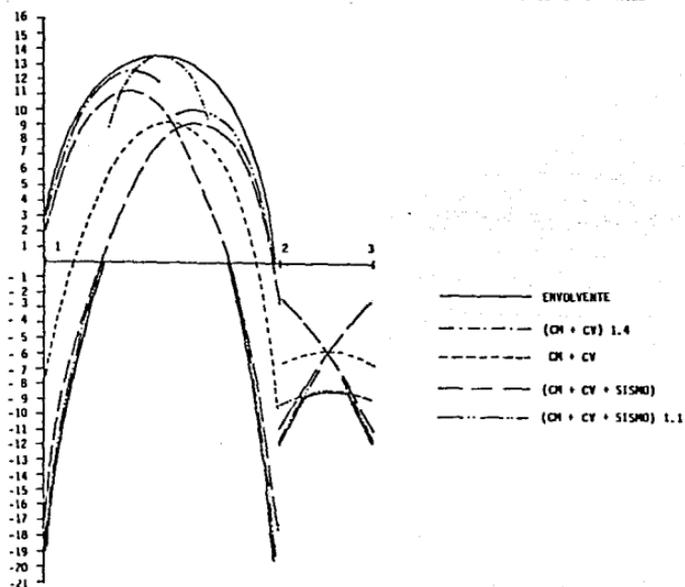
## 2.4 COMBINACION DE CARGA

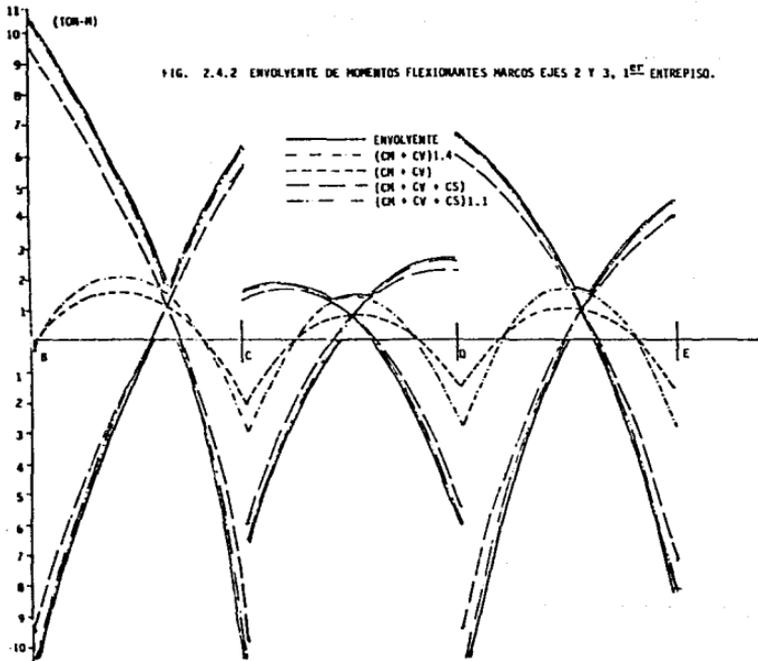
Los llamados marcos principales son los que resisten las fuerzas gravitacionales y accidentales y las transmiten a la cimentación. Los elementos estructurales tales como traveses y columnas hay que dimensionarlos para resistir los elementos mecánicos que resulten de superponer los correspondientes a diferentes condiciones de carga. Los análisis por carga vertical y por sismo se realizan por separado obteniendo los diagramas de cada elemento mecánico. La razón de este proceso es que los factores de carga recomendables, son distintos para cada condición de carga.

Como se vio en el inciso 1.3, el factor de carga para carga vertical es igual a 1.4 y el factor de carga para la combinación de carga vertical más carga accidental es igual a 1.1. Calculados cada uno de los diagramas de las dos diferentes condiciones de carga se interponen uno con otro, resultando ser el momento de diseño a lo largo del elemento la cantidad que marca la envolvente de los diagramas calculados.

Se anexan los diagramas de los ejes 2,3, B y E del edificio en estudio como resultado de interponer los diagramas de elementos mecánicos mostrados en el inciso 2.2 y los diagramas de elementos mecánicos mostrados en el inciso 2.3.

(TON-M)

FIG. 2.4.1 ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLEXIONANTES MARCO EJE D 1<sup>er</sup> NIVEL



## CAPITULO III

## DISEÑO ESTRUCTURAL

## 3.1 DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA

## 3.1.1 DESARROLLO DE LOS PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO POR ESFUERZO DE TRABAJO Y RESISTENCIA MÁXIMA.

Varios de los primeros estudios sobre los miembros de concreto reforzado se basaron en teorías de resistencia máxima, por ejemplo, la teoría de la resistencia a la flexión de Thullie de 1897 y la teoría de la distribución parabólica de esfuerzos de Ritter de 1899. Sin embargo, alrededor de 1900 se aceptó en forma general la teoría de la línea recta (elástica) de Coignet y Tedesco, en parte principalmente debido a que la teoría elástica era el método convencional de diseño para otros materiales y en parte a que se pensaba que la variación lineal del esfuerzo conducía a una formación matemática más sencilla. Además las pruebas habían mostrado que la utilización de la teoría elástica con valores elegidos cuidadosamente para los esfuerzos permisibles de trabajo conducía a una estructura que mostraba comportamiento satisfactorio bajo las cargas de servicio y que tenía un margen adecuado de seguridad contra el colapso. En consecuencia, la teoría elástica ha sido la base del diseño del concreto reforzado durante muchos años.

Recientemente se ha renovado el interés en la teoría de la resistencia máxima como base del diseño. Después de más de medio siglo de experiencia práctica y pruebas de laboratorio, como mejor el comportamiento del concreto estructural, a la vez que se han manifestado las deficiencias del método de diseño de la teoría elástica (Esfuerzo de Trabajo). Esto ha dado como resultado un ajuste periódico al método de diseño por esfuerzo de trabajo, aunque cada vez es más evidente que el método de diseño se debe basar en las propiedades inelásticas reales del concreto y del acero. Por tanto, el diseño basado en la resistencia máxima se aceptó como una alternativa al diseño por esfuerzo

de trabajo.

## ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

Se puede resumir estos dos enfoques del diseño como sigue:

### DISEÑO POR ESFUERZO DE TRABAJO.

Las secciones de los miembros de la estructura se diseñan suponiendo una variación lineal para la relación esfuerzo-deformación lo que asegura que bajo las cargas de servicio los esfuerzos del acero y del concreto no excedan los esfuerzos permisibles de trabajo. Los esfuerzos permisibles se consideran como fracciones fijas de la resistencia máxima o de la resistencia de cedencia de los materiales; por ejemplo, para la comprensión por flexión se puede suponer 0.45 de la resistencia del concreto. Los momentos flexionantes y fuerzas que actúan en las estructuras estáticamente indeterminadas se calculan suponiendo comportamiento elástico lineal.

### DISEÑO POR RESISTENCIA MÁXIMA.

Las secciones de los miembros de las estructuras se diseñan tomando en cuenta las deformaciones inelásticas para alcanzar la resistencia máxima ( o sea el concreto a la resistencia máxima y generalmente el acero en cedencia ) cuando se aplica una carga máxima a la estructura, igual a la suma de cada carga de servicio multiplicada por su factor respectivo de carga. Los factores típicos de carga utilizados en la práctica son 1.4 para la carga muerta y 1.7 para la carga viva. Los momentos flexionantes y fuerzas que actúan en las estructuras estáticamente indeterminadas bajo carga máxima se calculan suponiendo el comportamiento elástico lineal de la estructura hasta la carga máxima. En forma alterna, los momentos flexionantes y fuerzas se calcu-

lan tomando parcialmente en cuenta la redistribución de las acciones que pueden ocurrir debido a las relaciones no lineales entre las acciones y deformaciones en los miembros bajo cargas elevadas.

Algunas de las razones para la tendencia hacia el diseño por resistencia máxima son las siguientes:

a) Las secciones de concreto reforzado se comportan inelásticamente bajo cargas elevadas, en consecuencia, la teoría elástica no puede dar una predicción segura de la resistencia máxima de los miembros, ya que las deformaciones inelásticas no se toman en consideración; en consecuencia, para las estructuras diseñadas por el método del esfuerzo de trabajo, se desconoce el factor exacto de carga ( carga máxima/carga de servicio ), el que varía de estructura a estructura.

b) El diseño por resistencia última permite una selección más racional de los factores de carga. Por ejemplo, se puede utilizar un factor de carga bajo para cargas conocidas con mayor precisión, tales como cargas muertas, y un factor de carga más elevado para cargas conocidas con menos precisión, las cargas vivas por ejemplo.

c) La curva esfuerzo-deformación para el concreto es no lineal y depende del tiempo. Por ejemplo, las deformaciones por flujo plástico para el concreto bajo esfuerzo sostenido constante pueden ser varias veces mayores que la deformación elástica inicial. En consecuencia, el valor de la relación modular ( relación del módulo elástico del acero al del concreto ) utilizada en el diseño por esfuerzo de trabajo es una aproximación burda. Las deformaciones por flujo plástico pueden provocar una redistribución apreciable del esfuerzo en las secciones de concreto reforzado, lo que implica que los esfuerzos que existen bajo cargas de servicio a menudo tienen poca relación con los esfuerzos del diseño. Por ejemplo, el acero de compresión en las columnas puede alcanzar la resistencia de cedencia durante la aplicación prolongada de cargas de servicio, aunque este efecto no es evidente del análisis elástico si se utilizan los valores recomendados normalmente para la relación modular. El diseño por resistencia máxima no requiere conocer la relación modular.

d) El diseño por resistencia máxima utiliza reservas de resistencia resultantes de una distribución más eficiente de los esfuerzos permitidos por las deformaciones inelásticas, y en ocasiones indica que el método elástico es muy conservador. Por ejemplo, el acero de compresión en las vigas doblemente reforzadas - por lo general alcanza la resistencia de cedencia bajo carga máxima, y sin embargo, la teoría elástica puede indicar un esfuerzo en este acero.

e) El diseño por resistencia máxima utiliza con mayor eficiencia el refuerzo de alta resistencia, y se pueden utilizar peraltes más pequeños en vigas sin acero de compresión.

f) El diseño por resistencia máxima permite al diseñador - evaluar la ductilidad de la estructura en el rango inelástico. Este es un aspecto importante cuando se considera la redistribución posible de los momentos de flexión en el diseño por cargas de gravedad y en el diseño por cargas sísmicas o por explosiones.

### 3.1.2 DISEÑO DE LOSAS DE AZOTEA Y DE ENTREPISO.

Se considera la losa trabajando en una sola dirección ya que la relación claro/largo/clearo corto es mayor de 2 en el tablero más desfavorable.

El análisis de este tipo de losas bajo carga uniforme se hace como si se tratara de vigas. Suele considerarse una faja de ancho unitario ( generalmente un metro ), perpendicular a los apoyos.

Peralte Mínimo.

Algunos reglamentos hacen recomendaciones sobre los peraltes mínimos que pueden adoptarse sin que haya peligro de que las deflexiones sean excesivas. Estas recomendaciones facilitan la --

elección de peraltes tentativos para cálculos preliminares.

#### Recomendaciones sobre refuerzo

El refuerzo debe cumplir ciertos requisitos:

La cuantía máxima, no debe exceder del 50% al 100% de la correspondiente a la condición balanceada.

Un criterio sencillo para determinar la cuantía mínima de acero por flexión está dado por la siguiente ecuación:

$$p \text{ mín} = 0.7 \sqrt{\frac{f'c}{f_y}}$$

Además debe proporcionarse acero suficiente para prever los efectos de los cambios volumétricos. Una regla sencilla es la de fijar un porcentaje mínimo de 0.2% en elementos no expuestos a la intemperie y, el doble, en el caso de que sí lo estén. El porcentaje se refiere al área total de la sección, no al producto  $bd$  como para el acero de flexión.

Según el Reglamento del D.D.F. la separación del acero principal, en el sentido de la flexión, no debe exceder de 30 cm ni 3.5 veces el peralte total.

Además del refuerzo principal en el sentido de la flexión, las losas deben contar con refuerzo transversal. Este refuerzo cumple dos funciones: Contrarresta los efectos de los cambios volumétricos y resiste los momentos normales al sentido del momento principal, que pudiera producir una carga concentrada. Su cuantía es del orden del refuerzo para cambios volumétricos mencionado anteriormente. La separación de este refuerzo no debe exceder de 50 cm ni de 3.5  $h$  (  $h$  = peralte de la losa ) según las recomendaciones del Reglamento del D.D.F.

El refuerzo debe colocarse de una manera que se cuente con suficiente recubrimiento para proporcionar protección adecuada -

contra corrosión y permitir que se desarrolle convenientemente la adherencia entre el refuerzo y el concreto. El Reglamento del D.D.F. recomienda que el recubrimiento de cada barra sea - por lo menos un centímetro o el diámetro de la barra, rigiendo el valor mayor.

a) LOSA DE AZOTEA.

$W_u = 884 \text{ Kg/m}^2$

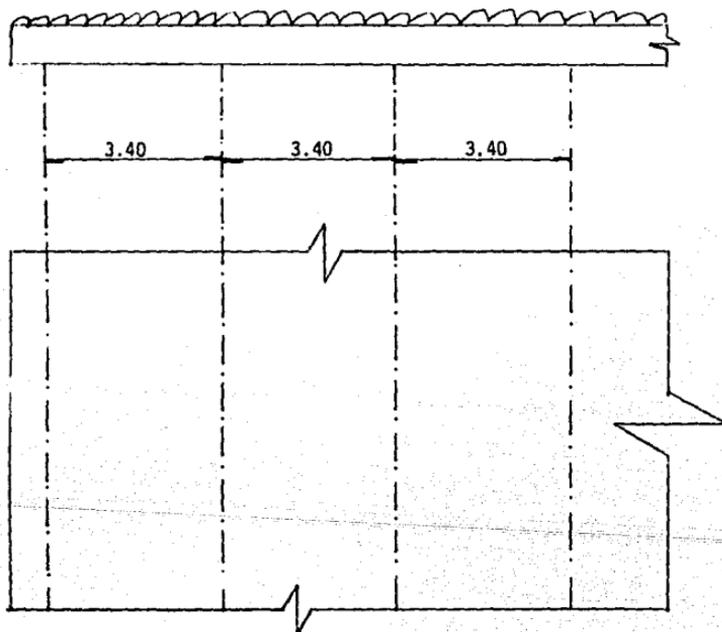


FIG. 3.1.1 LOSA AZOTEA.

## CARGA.

$$C.V. = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$C.M. = 510 \text{ kg/m}^2$$

$$W_u = 1.4 \times 510 + 1.7 \times 100 = 884 \text{ kg/m}^2$$

## MATERIALES.

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

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

## ESPECIFICACIONES Y CONSTANTES (ESFUERZOS REDUCIDOS)

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

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

$$s \left\{ \begin{array}{l} 50 \text{ cm} \\ 3.5 \text{ d} \end{array} \right.$$

REFUERZO MAXIMO:  $p_{\text{máx}} = p_b$

$$p_b = \frac{f''c}{f_y} \frac{4,800}{f_y + 6,000} = \frac{170}{4,200} \frac{4,800}{4,200 + 6,000} = \frac{816,000}{+42'840,000} = 0.019$$

ESFUERZO CORTANTE QUE RESISTE EL CONCRETO.

$$V_{cr} = 0.5 F_r \sqrt{f^*c} = 0.5 \times 0.80 \times \sqrt{200} = 5.66 \text{ kg/cm}^2$$

ANALISIS (CALCULO DE MOMENTOS Y CORTANTES).

$$\text{claro: } L = 3.40 + h \therefore \text{suponiendo } h = 10 \text{ cms}$$

$$L = 3.40 + 0.10 = 3.50 \text{ m}$$

$$W_u = 0.884 \text{ ton/m}$$

$$M_u = \frac{1}{8} W_u L^2 = \frac{0.884 \times 3.50^2}{8} = 1.35 \text{ ton-m}$$

$$V_u = \frac{1}{2} W_u L = \frac{0.884 \times 3.50}{2} = 1.547 \text{ ton}$$

DIMENSIONAMIENTO.

CALCULO DEL PERALTE.

Suponiendo  $p = 0.008$  ( $p_{\min} < 0.008 < p_{\max}$ )

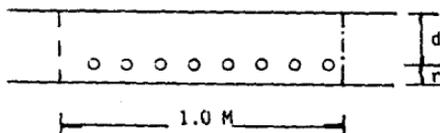


FIG. 3.1.2

$$q = p \frac{f_y}{f''_c} = 0.008 \frac{4,200}{170} = 0.1976$$

de la gráfica de momentos de secciones rectangulares.

$$\frac{M_u}{F_r b d^2 f''_c} = 0.178; \text{ y}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{F_r (100) (170) (0.178)}} = \sqrt{\frac{135,000}{0.9 \times 100 \times 170 \times 0.178}}$$

$$d = \sqrt{49.57} = 7.04 \text{ cm}; \text{ de donde}$$

$$h = 7.0 + 2.5 = 9.5 \approx 10 \text{ cm}$$

AJUSTE DEL ACERO.

$$d = 7.0 \text{ cm}$$

$$\frac{M_u}{F_{rb}(d)^2 f''c} = \frac{135,000}{0.9 \times 100 \times (7)^2 \times 170} = 0.1800$$

$$q = 0.200$$

$$A_s = q \frac{f''c}{f_y} b d = \frac{0.20 \times 170 \times 100 \times 7}{4,200} = 5.67 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Separación: } s = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100 \times 0.71}{5.67} = 12.52 \text{ cm}$$

$$12.52 \text{ cm} \left\{ \begin{array}{l} 50 \text{ cm} \\ 3.5 h = 35 \text{ cm} \end{array} \right.$$

usar varillas # 3 @ 12.5 cm

REFUERZO TRANSVERSAL.

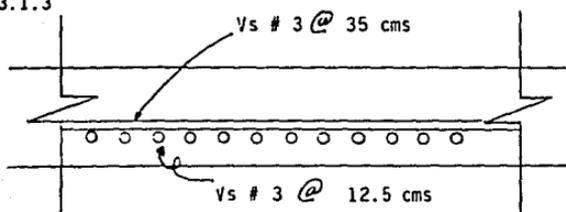
$$A_s = \frac{884 \times 10}{4,200 \times 110} = 0.0191 \text{ cm}^2/\text{cm} = 1.91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$s\#3 = \frac{100 \times 0.71}{1.91} = 37.17 \text{ cm} > 3.5 h.$$

de donde, usar  $V_s \# 3 @ 35 \text{ cm}$ .

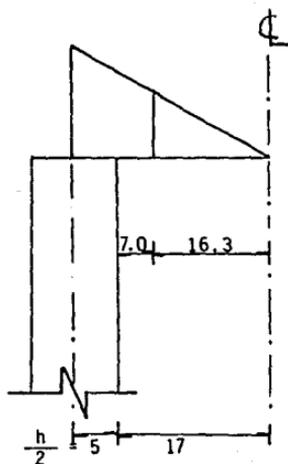
ARMADO.

FIG. 3.1.3



REVISION DEL ESFUERZO CORTANTE.

FIG. 3.1.4



$$L = 3.40 + 0.10 = 3.5 \text{ m.}$$

$$Vu = Wu L/2 = 0.884 \times 3.5/2$$

$$Vu = 1.547 \text{ ton}$$

$$Vuc = \frac{1.63}{1.75} (1.547) = 1.44 \text{ ton.}$$

$$Vn = \frac{Vuc}{b \cdot d} = \frac{1440}{100 \times 7} = 2.057 \text{ kg/cm}^2 \therefore$$

$$Vn = 2.057 \text{ kg/cm}^2 \ll 5.66 \text{ kg/cm}^2$$

b) LOSA DE ENTREPISO.

La losa de entrepiso del edificio tiene tableros con idénticas características que la losa de azotea, por lo tanto se analizará y dimensionará con el mismo criterio que la losa de azotea.

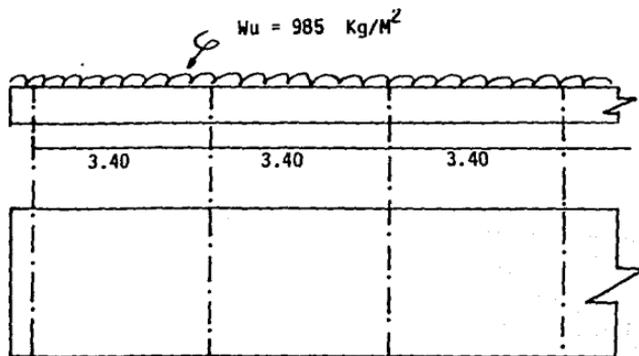


FIG. 3.1.5

## CARGA:

$$C.V. = 300 \text{ Kg/m}^2$$

$$C.M. = 338 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_u = 1.4 \times 338 + 1.7 \times 300$$

$$W_u = 983.2 \text{ Kg/m}^2$$

## MATERIALES.

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

$$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$$

## ESPECIFICACIONES Y CONSTANTES

## ESFUERZOS REDUCIDOS.

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

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

$$s = \begin{cases} 50 & \text{cm} \\ 3.5 & \text{d} \end{cases}$$

## REFUERZO MAXIMO.

$$p_{\text{máx}} = p_b$$

$$pb = \frac{f''c}{f_y} \frac{4,800}{f_y + 6,000} = \frac{170}{4,200} \frac{4,800}{4,200 + 6,000} = \frac{816,000}{42'840,000} = 0.019$$

ESFUERZO CORTANTE QUE RESISTE EL CONCRETO

$$V_{cr} = 0.5 Fr \sqrt{f''c} = 0.5 \times 0.80 \times \sqrt{200} = 5.66 \text{ kg/cm}^2$$

ANALISIS (CALCULO DE MOMENTOS Y CORTANTES)

claro : L = 3.40 + h suponiendo h = 10 cms

$$L = 3.40 + 0.10 = 3.50 \text{ M}$$

$$W_u = 0.985 \text{ ton/m.}$$

$$M_u = \frac{1}{8} W_u L^2 = \frac{1}{8} \times 0.985 \times 3.5^2 = 1.51 \text{ ton/m.}$$

$$V_u = \frac{1}{2} W_u L = \frac{1}{2} \times 0.985 \times 3.5 = 1.724 \text{ ton}$$

DIMENSIONAMIENTO.

CALCULO DEL PERALTE.

suponiendo  $p = 0.008$  ( $p_{\min} \leq 0.008 \leq p_{\max}$ .)

$$q = p \frac{f_y}{f''c} = 0.008 \frac{4,200}{170} = 0.1976$$

de la gráfica de momentos de secciones rectangulares

$$\frac{Mu}{Fr bd^2 f''c} = 0.178 ; \text{ luego}$$

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{Fr (100) (170) (0.178)}} = \sqrt{\frac{151,000}{0.9 \times 100 \times 170 \times 0.178}}$$

$$d = \sqrt{55.45} = 7.45 \text{ cms ; de donde}$$

$$h = 7.45 + 2.5 \doteq 10 \text{ cms.}$$

AJUSTE DEL ACERO.

$$d = 7.45 \text{ cm}$$

$$\frac{Mu}{Fr bd^2 f''c} = \frac{151,000}{0.9 \times 100 \times 7.45^2 \times 170} = 0.1778$$

$$q = 0.196$$

$$As = q \frac{f''c}{f y} bd = \frac{0.196 \times 170 \times 100 \times 7.45}{4,200} = 5.91 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$\text{Separación : } s = \frac{100 \text{ as}}{As} = \frac{100 \times 0.71}{5.91} = 12.01$$

$$12.01 \text{ cm} < \left. \begin{array}{l} 50 \text{ cm} \\ 3.5 h = 35 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

usense varillas # 3 @ 12 cms.

### REFUERZO TRANSVERSAL.

$$A_s = \frac{985 \times 10}{4,200 \times 110} = 0.0213 \text{ cm}^2/\text{cm} = 2.13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S_{\#3} = \frac{100 \times 0.71}{2.13} = 33.33 \text{ cm} < 3.5 h = 35 \text{ cm.}$$

de donde úsense vs # 3 @ 30 cms.

### ARMADO

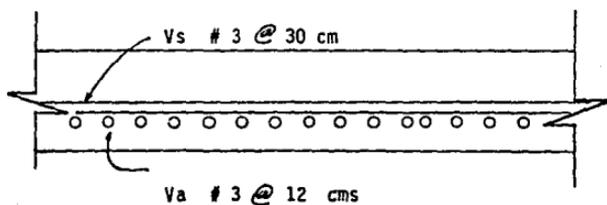


FIG. 3.1.6

## REVISION DEL ESFUERZO CORTANTE.

$$L = 3.40 + 0.10 = 3.5 \text{ m}$$

$$Vu = Wu L/2 = 1.724 \text{ ton}$$

$$Vuc = \frac{1.625}{1.75} \times 1.724 = 1.6 \text{ ton}$$

$$Vn = \frac{1,600}{100 \times 7.45} = 2.15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore Vn = 2.15 \text{ Kg/cm}^2 \leq 5.66 \text{ kg/cm}^2$$

## 3.1.3 DISEÑO DE TRABES.

El problema de dimensionamiento por flexión puede plantearse en distintas formas. Cuando no existe ninguna limitación particular, el proyectista tiene libertad completa para fijar las características de la sección, en lo que se refiere tanto a las dimensiones del concreto como a la cantidad de acero. También puede seleccionar libremente las características del concreto y del acero. Evidentemente existe en cada caso un número infinito de soluciones técnicamente correctas. La elección de una solución depende de consideraciones económicas y constructivas, que pueden ser muy variables según las circunstancias de cada caso.

## Peralte mínimo

Lo mismo que para las losas, es usual recomendar peraltes mínimos a partir de los cuales se puede prescindir de cálculos de deflexiones.

### Refuerzo principal.

Las recomendaciones sobre cuantías máximas y mínimas admisibles son semejantes a las expuestas para losas. Es secciones con poco espacio disponible el refuerzo puede colocarse en más de un lecho o agruparse en haces hasta de cuatro varillas. En caso de agruparse varillas en esta forma deben respetarse las recomendaciones que suelen dar los Reglamentos.

En los diseños de traves mostrados en los renglones siguientes se considera la determinación del acero cuando están fijas las dimensiones de la sección, se conocen los elementos mecánicos y las resistencias de los materiales.

### FORMAS DE DISEÑO.

Si se observa la evaluación que nos da el momento último resistente:

$$M_u = 0.9 A_s f_y (d - a / 2) \text{ ----- ( 1 )}$$

$$\text{donde } a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \text{ ----- ( 2 )}$$

se llega a la conclusión que para proporcionar el acero de refuerzo a una sección de concreto determinada, conociendo el momento último actuante, es necesario proceder por tanteos.

Para evitar resolver el problemas por tanteos, se sustituye la ecuación ( 2 ) en la ecuación ( 1 ) y se despeja  $A_s$ .

$$A_s = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} b d - \sqrt{ ( 0.85 \frac{f'_c}{f_y} b d )^2 - 1.888 \frac{f_c}{f_y^2} b M_u }$$

Aparentemente se trata de una expresión muy complicada, pero si se sustituye en ella los valores de  $f'c$  y de  $f_y$ , para las calidades de materiales deseadas, se tiene una expresión de la forma:

$$A_s = A b d - \sqrt{(A b d)^2 - B b \mu}$$

y si se dan valores a "b" y "d" se tiene:

$$A_s = P - \sqrt{P^2 - Q \mu}$$

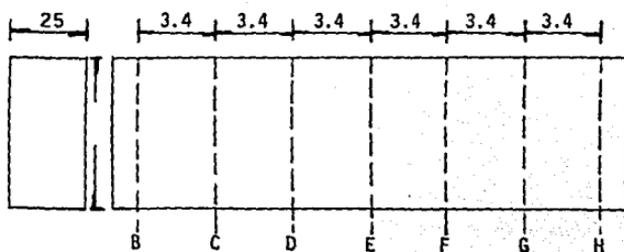
expresión que permite obtener el valor de  $A_s$  cuando varía el valor de  $\mu$ .

En la tabla 3.1.1, se encuentran tabulados los valores de A, B,  $p_{mín}$  y  $p_{máx}$  para diferentes combinaciones de calidad de los materiales.

TABLA 3.1.1 VALORES DE A, B,  $p_{mín}$  Y  $p_{máx}$ .

$f'c$ (KG $CM^2$ )	$f_y$ (KG/ $CM^2$ )	A	B	$p_{mín}$	$p_{máx}$
150	2,320	0.05496	0.00005262	0.00603	0.0253
150	4,200	0.03036	0.00001605	0.00333	0.0114
200	2,320	0.07328	0.0000701	0.00603	0.0337
200	4,200	0.04048	0.00002141	0.00333	0.0152
250	4,200	0.05060	0.00002676	0.00533	0.0189
300	4,200	0.06071	0.00003211	0.00333	0.0224

## 3.1.3.1 DISEÑO DE TRABE EJES 2 Y 3, 1er. NIVEL.



DISEÑO POR MOMENTO FLEXIONANTE.

a) CONSTANTES.

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

$$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$$

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

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

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

$$p_{mfn} = 0.00533$$

$$p_{m\acute{a}x} = 0.0189$$

$$A = 0.05060$$

$$B = 0.00002676$$

FORMULAS.

$$A_s \text{ mfn} = p_{mfn} b d$$

$$A_s \text{ m\acute{a}x} = p_{m\acute{a}x} b d$$

$$A_s = A b d - \sqrt{(A b d)^2 - B b M_u}$$

## MOMENTOS FLEXIONANTES.

Para el diseño de la trabe a lo largo de su eje longitudinal, nos valemos de la tabla 3.2.2, donde se muestran los MOMENTOS de FLEXION en cada uno de los ejes perpendiculares a la trabe en estudio, así como, en el centro de cada uno de los claros de la misma trabe.

LOCALIZACION		Mu TON-M	As (cm)
B	(+)	10.2	7.6
	(-)	10.78	7.6
B-C	(+)	1.95	7.6
C	(+)	6.20	7.6
	(-)	11.00	7.6
C-D		1.30	7.6
D	(+)	6.60	7.6
	(-)	10.8	7.6
D-E		2.2	7.6
E	(+)	4.50	7.6
	(-)	8.20	7.6

## CONSTANTES.

$$As \text{ mfn} = 0.00533 \times 25 \times 57 = 7.6 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ máx} = 0.0189 \times 25 \times 57 = 26.9 \text{ cm}^2$$

$$A \text{ bd} = 0.05060 \times 25 \times 57 = 72.105$$

$$(A \text{ bd})^2 = (72.105)^2 = 5199.131$$

$$B \text{ b} = 0.00002676 \times 25 = 0.0006675$$

## CALCULOS.

Area de acero para el punto B

$$A_s = 72.105 - \sqrt{5,199.131 - 0.0006675 \times 1'020,000} = 4.88 \text{ cm}^2$$

$$4.88 \text{ cm}^2 < A_s \text{ mfn} \therefore A_{sB} = 7.6 \text{ cm}^2$$

Area de acero para el punto C.

$$A_s = 72.105 - \sqrt{5,199.131 - 0.0006675 \times 1'100,000} = 5.28 \text{ cm}^2$$

$$5.28 \text{ cm}^2 < A_s \text{ mfn} \therefore A_{sC} = 7.6 \text{ cm}^2.$$

## CONCLUSIONES.

Si observamos que el Momento de Flexión Máximo, a lo largo del eje longitudinal de la trabe en estudio, es el que actúa en el punto C, y el área de acero obtenida para ese mismo punto, es menor que la área de acero mínima obtenida por especificación, tenemos que diseñar todo el elemento con 7.6 cm<sup>2</sup> de área de acero.

De donde:

usando 4 Vs # 5 tenemos:

$$4 \times a_s \# 5 = 4 \times 1.99 = 7.96 \text{ cm}^2 \supseteq 7.6 \text{ cm}^2$$

b) DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

## CONSTANTES.

$$\begin{aligned}
 f'c &= 250 \text{ Kg/cm}^2 & f_y &= 4,200 \text{ Kg/cm}^2 \\
 b &= 25 \text{ cm} & h &= 60 \text{ cm} \\
 d &= 57 \text{ cm} & \emptyset &= 0.85
 \end{aligned}$$

## FORMULAS

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0.5 \emptyset b d \sqrt{f'c} \\
 V_u \text{ lim} &= 2.1 \emptyset b d \sqrt{f'c} \\
 V_u &= V_u - V_c
 \end{aligned}$$

## FUERZAS CORTANTES.

Las FUERZAS CORTANTES que actúan a lo largo de la trabe se muestran en la tabla 3.1.3

LOCALIZA.	Vu (ton)	S (cm)
B (+)	10.800	28
C (-)	12.3	28
C (+)	7.8	28
D (-)	7.4	28
D (+)	10.0	28
E (-)	10.0	28
E (+)	10.0	28
F (-)	10.0	28
F (+)	7.4	28
G (-)	7.8	28
G (+)	12.3	28
H (-)	10.8	28

## CALCULOS.

Cortante máximo que puede tomar la sección:

para  $V_u = 10.8$  ton.

$$V_u \text{ lfm} = 2.1 \times 0.85 \times 25 \times 57 \times \sqrt{250} = 40,218.2 \text{ Kg.}$$

Cortante que toma el concreto.

$$V_c = 0.5 \times 0.85 \times 25 \times 57 \times \sqrt{250} = 9,574.2 \text{ KG.}$$

$$V_c = 9574.2 \text{ Kg.}$$

Cortante que debe tomar el acero.

$$V_u' = 10,800 - 9,574.2 = 1,225.8 \text{ Kg.}$$

$$V_u' < V_u \text{ limite}$$

por lo que la sección sí es apta para tomar cortante máximo.

Separación de estribos.

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_u'} = \frac{2 \times 0.49 \times 4,200 \times 57 \times 0.85}{1,225.8} = 162 \text{ cm.}$$

obteniendo el valor límite intermedio.

$$V_{um} = \phi b d \sqrt{f'c} = 0.85 \times 25 \times 57 \times \sqrt{250} = 18,475.6 \text{ Kg.}$$

como  $V_u' < V_{um}$  tenemos que:

$$S \left\{ \begin{array}{l} S_{\text{máx}} = 47.04 \text{ cm} \\ S_{\text{calc}} = 162.00 \text{ cm} \\ 0.5 d = 28.5 \text{ cm (rige)} \\ 60 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$S_{\text{máx}} = \frac{A_v f_y}{3.5 b} = \frac{2 \times 0.49 \times 4,200}{3.5 \times 25} = 47.04 \text{ cm}$$

para  $V_u = 12.3 \text{ ton.}$

$$V'_u = 12,300 - 9,574.2 = 2,725.8 \text{ Kgs.}$$

$$S_{\text{calc}} = \frac{199,420.2}{2725.8} = 73.16 \text{ cm.}$$

Conclusiones.

Como se observa, la Fuerza Cortante de 12.3 ton que tenemos en el punto C es la mayor de todas las acciones cortantes que actúan a lo largo del eje longitudinal de la trabe en estudio, en ese punto se tiene una separación calculada de 73.16 cm por lo que rige la separación de especificación de 28.5 cm en toda la trabe.

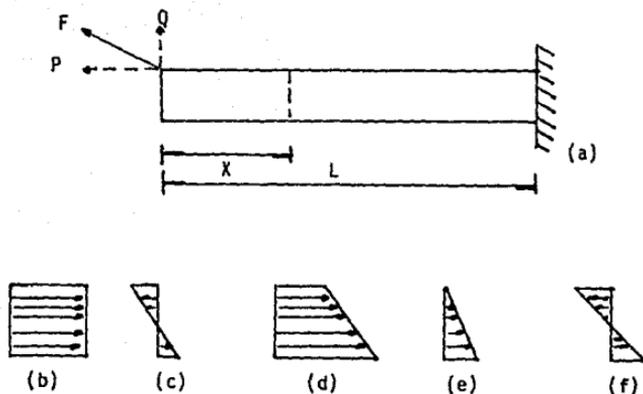
### 3.1.4 DISEÑO DE COLUMNAS.

Como se dijo en el Capítulo II, las columnas son elementos estructurales que soportan momentos de flexión y cargas axiales actuando en un mismo tiempo.

Para ilustrar el efecto de la acción combinada de la carga axial y del momento flexionante considérese la viga en cantiléver

mostrada en la Fig. 3.1.8 en la que actúa una fuerza inclinada  $F$ .

FIG. 3.1.8



Esta carga se puede descomponer en una fuerza flexionante - transversal  $Q$ , y una fuerza axial de tensión  $P$ .

Para determinar los esfuerzos producidos en la viga por estas fuerzas es necesario distinguir entre dos posibilidades.

a) La viga puede ser de longitud corta en relación con su altura, por lo que resulta relativamente rígida a la flexión. En este caso las deformaciones por flexión serán pequeñas y sólo producirán un cambio insignificante en la línea de acción de la fuerza axial,  $P$ . Para estos casos los esfuerzos debidos a  $P$  y a  $Q$  se calculan independientemente y luego se superponen.

b) La viga puede ser relativamente delgada y flexible, en cuyo caso las deformaciones por flexión pueden ser suficientemen-

te grandes para producir un cambio en la línea de acción de la carga axial P. Esta fuerza producirá entonces momentos flexionantes adicionales en la viga que hacen que la superposición de los efectos de la carga axial y del momento flexionante, calculados en forma independiente, no sea válida.

#### EFFECTOS DE ESBELTEZ.

Los efectos resultantes en una sección recta de la viga de la Fig. 3.1.8.a, situada a una distancia X del extremo libre se obtiene superponiendo los esfuerzos axiales debidos a P y los de flexión debidos a Q. Estas distribuciones de esfuerzos se muestran separadamente en la Fig. 3.1.8.b y 3.1.8.e respectivamente. Los esfuerzos finales, indicados en la Fig. 3.1.8.d se hallan con la siguiente ecuación:

$$f = \frac{P}{A} + \frac{M}{I} \quad y \quad (1)$$

donde P es la carga axial y M el momento flexionante en la sección considerada. Para la viga cantilever mostrada se tiene que  $M = Q(x)$ .

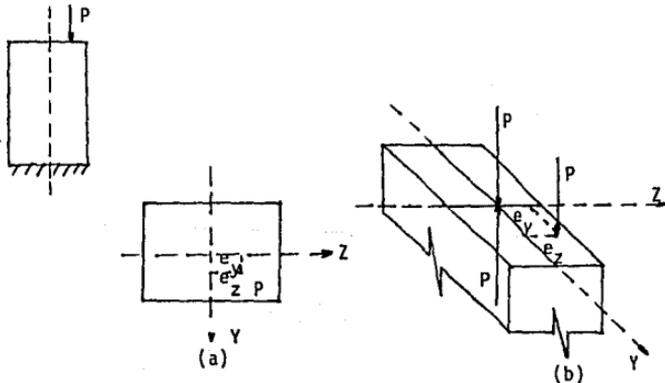
Obsérvese que para la viga de la Fig. 3.1.8.a, la carga axial es de tensión por lo tanto, y de acuerdo con la convención de signos escogida, los esfuerzos que originan serán positivos - Fig. 3.1.8.b, por otra parte el momento flexionante producido por carga Q también será positivo por lo que originará esfuerzos de compresión, negativos, en la parte superior de la sección y de tensión, positivos, en la parte inferior de la misma, Fig. 3.1.8.c.

La distribución final de esfuerzos dependerá de la suma algebraica de los términos de la ecuación. La distribución puede ser tal que toda la sección esté en tensión como se muestra en la Fig. 3.1.8.d; o puede ser dicha distribución triangular, Fig. 3.1.8.e; o bien la sección puede estar una parte en tensión y otra en compresión, Fig. 3.1.8.f. En todos los casos de flexión y carga axial combinadas es claro que el eje neutro de la sección recta ( es decir la línea de esfuerzo cero ) ya no pasa por el centroide, y aún puede quedar fuera de la sección.

#### DETERMINACION DE DIAGRAMAS DE ESFUERZOS EN FLEXION BIAIXIAL Y FUERZA NORMAL COMBINADAS.

Un caso especial de interés práctico que se presenta en las columnas ocurre cuando en un elemento estructural actúa una fuerza paralela a su eje longitudinal pero fuera de los ejes principales de la sección, Fig. 3.1.9.a.

FIG. 3.1.9 FLEXION BIAIXIAL CON CARGAS AXIALES.



La acción de la fuerza excéntrica es equivalente a la de una fuerza axial  $P$  que pasa por el centroide de la sección y a un momento flexionante  $Pe$ , Fig. 3.1.9.b.

Cuando la fuerza  $P$  no está aplicada sobre uno de los ejes principales de la sección transversal, habrá flexión simultánea con respecto a ambos ejes principales. Representando las coordenadas del punto de aplicación  $P$  por  $e_y$  y  $e_z$  Fig. 3.1.9.b, se ve que los momentos flexionantes respecto a los ejes  $y$  y  $z$  son numéricamente iguales a  $M_y = Pe_z$  y  $M_z = Pe_y$ .

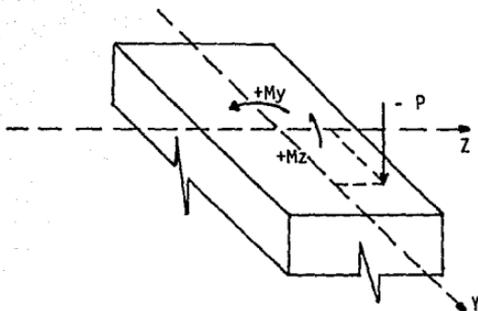
Si el material del elemento tiene un comportamiento elástico y las deflexiones originadas por la flexión no son significativas los esfuerzos normales,  $f$ , originados por la carga axial y la flexión alrededor de los dos ejes de simetría podrán calcularse con la expresión:

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M_y}{I_y} z \pm \frac{M_z}{I_z} y \quad (2)$$

donde  $I_y$  e  $I_z$  son los momentos de inercia respecto a los ejes  $y$  y  $z$  respectivamente.

La carga axial  $P$  será positiva si es de tensión y negativa cuando es de compresión; los momentos  $M_y$  y  $M_z$  son positivos cuando originen tensiones en las zonas donde  $z$  y  $y$ , respectivamente, sean positivos, y negativos en caso contrario Fig. 3.1.10.

FIG. 3.1.10 CONVENCION DE SIGNOS PARA CARGAS Y MOMENTOS

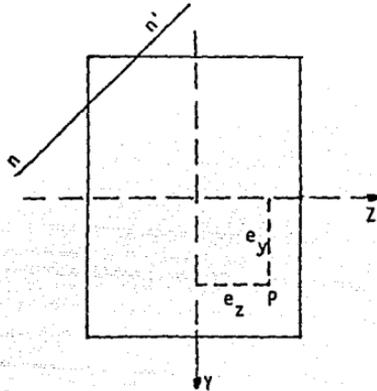


Dado a que el eje neutro representa el lugar geométrico donde los esfuerzos normales son nulos, la posición del mismo podrá encontrarse igualando a cero la ecuación.

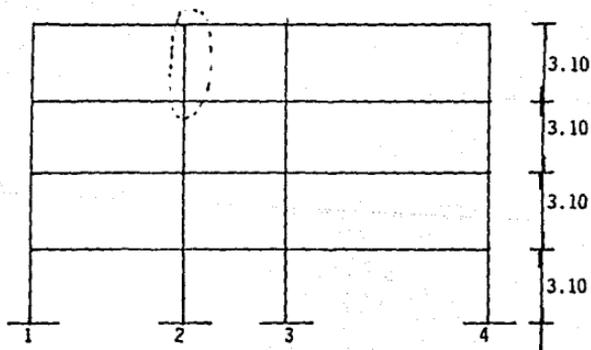
$$\frac{P}{A} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y = 0 \quad (3)$$

Como podrá observarse esta ecuación representa una recta que no pasa por el origen y que podrá cortar o no la sección transversal, lo que dependerá de la forma de ésta y de la posición y magnitud de la carga axial P. Las coordenadas en el origen del eje neutro, o sea, los puntos en que el eje neutro intercepta a los ejes coordenados "y" y "z" se hallan haciendo  $z$  y  $y$ , respectivamente iguales a cero en la ecuación (3) y despejando la coordenada no anulada. Nótese que el eje neutro pasa por el cuadrante opuesto al que se encuentra aplicada la carga y que si la excentricidad  $e$  se reduce, el eje neutro se alejará del centroide, y si  $e$  aumenta dicho

eje se acercará al mismo, Fig. 3.1.11.  
 FIG. 3.1.11 FUERZA AXIAL EXCÉNTRICA QUE PRODUCE FLEXION CON RESPECTO A AMBOS EJES PRINCIPALES.



### 3.1.4.1 DISEÑO DE LA COLUMNA B-2 3er. NIVEL.



## FUERZAS INTERNAS DE DISEÑO.

## Dirección X

Extremo inferior

$$P_u = 34.255 \text{ tn}$$

$$(C.M. + C.V.) \text{ Mu} = 0.125 \text{ tn-m}$$

$$(C.A.) \text{ Mu} = 3.120 \text{ tn-m}$$

Extremo superior.

$$\text{Mu} = 0.125 \text{ tn-m}$$

$$\text{Mu} = 4.680 \text{ tn-m}$$

## Dirección Y

$$P_u = 34.255 \text{ tn}$$

$$(C.M. + C.V.) \text{ Mu} = 1.340 \text{ tn}$$

$$(C.A.) \text{ Mu} = 5.890 \text{ tn}$$

$$\text{Mu} = 1.34 \text{ tn-m}$$

$$\text{Mu} = 8.83 \text{ tn-m}$$

## Materiales.

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

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

## Constantes:

$$f^*c = 0.80 \quad f'c = 0.80 \times 250 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\frac{f_y}{f''c} = \frac{4,200}{170} = 24.70$$

$$A_c = 40 \times 25 = 1,000 \text{ cm}^2$$

$$A_c f''c = 1000 \times 170 = 170 \text{ tn}$$

## EFECTOS DE ESBELTEZ

Dirección X - X

a) Por movimiento general.

Revisión para ver si se pueden despreciar los efectos de esbeltez.

Se pueden despreciar si :  $\frac{H'}{r} < 22$  ; H = 250 cm

$$\text{Nudo superior } \Psi = \frac{168 + 168}{2130} = \frac{336}{2130} = 0.157$$

$$= K = 1.1 \quad (\text{de tablas})$$

$$\text{Nudo inferior } \Psi = \frac{168 + 168}{2130} = \frac{336}{2130} = 0.157$$

$$H' = K H = 1.1 \times 250 = 275 \text{ cm}$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{275}{7.5} = 36.60 \text{ cm}$$

$$r = 0.3 h = 0.3 \times 25 = 7.5$$

$$36.60 > 22$$

Por lo tanto:

Se consideran efectos de esbeltez en esa dirección.

## FACTOR DE AMPLIFICACION.

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_c}} \cong 1.0$$

$$\begin{aligned} \sum P_u = & (4 \times 23.051) + (4 \times 33.542) + (4 \times 33.672) + (2 \times 35.862) + \\ & (2 \times 34.255) + (2 \times 50.29) + (2 \times 47.37) + (2 \times 46.374) + \\ & (2 \times 47.262) + (2 \times 48.225) + (2 \times 34.857) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum P_u = & 92.204 + 134.168 + 134.688 + 71.724 + 68.51 + 100.58 + 94.74 + 92.748 + \\ & 94.524 + 96.45 + 69.71. \end{aligned}$$

$$\sum P_u = 1,050.046 \text{ tn.}$$

CALCULO DE LA  $P_c$  (CARGA CRITICA).

columnas ejes 2 y 3  $\div$  CG.

$$\text{Nudo superior } \Psi = \frac{170 + 170}{2,130 + 2,130} = \frac{340}{4,260} = 0.080.$$

$$K = 1.05$$

$$\text{Nudo inferior} = \Psi = \frac{170 + 170}{2,130 + 2,130} = \frac{340}{4,260} = 0.080$$

$$H' = 1.05 \times 250 = 262.5$$

$$P_c = \frac{0.85 \pi^2 EI}{(H')^2} = \frac{0.85 \times 3.1416^2 \times 32.780 \times 10^8}{(262.5)^2} = \frac{274.99807 \times 10^8}{68,906.25} =$$

$$= 0.0039909 \times 10^8 = 399,090 \text{ Kg} = 399.09 \text{ ton.}$$

$$E_c = 158,114.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c I_g = 158,114 \times 52,083 = 82.350515 \times 10^8$$

$$I_g = \frac{40 \times 25^3}{12} = 52,083 \text{ cm}^4$$

$$u = \frac{0.03}{6.14} = 0.0049$$

$$EI = \frac{82.350514 \times 10^8}{1 + 0.0049} \times 0.4 = 32.780 \times 10^8$$

columnas B y H (EJES 2 y 3)

$$P_c = 377.07$$

columnas C y G (EJES 1 y 4)

$$P_c = \frac{0.85 \times \pi^2 \times EI}{H'^2}$$

$$\Psi_{sup} = \frac{210 + 210}{1,790 + 1,790} = \frac{420}{3,580} = 0.11$$

$$K = 1.05 \quad H' = 250 \times 1.05 = 262.5$$

$$\Psi_{inf} = \frac{210 + 210}{1,790 + 1,790} = \frac{420}{3,580} = 0.11$$

$$P_c = \frac{0.85 \times (3.1416)^2 \times 41.039992 \times 10^8}{(262.5)^2} = 499.65 \text{ ton.}$$

columnas B y H EJES 1 Y 4

$$P_c = 464.180 \text{ ton.}$$

$$\Sigma P_c = 399.090 \times 10 + 4 \times 377.070 + 10 \times 499.65 + 4 \times 464.180 =$$

$$\Sigma P_c = 3990.90 + 1,508.28 + 4,996.5 + 1,856.72 = 12,352.4 \text{ ton.}$$

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{1,050.046}{12,352.400}} \geq 1.0$$

$$F_a = \frac{1}{1 - 0.085} = 1.092$$

Dirección Y - Y

a) Por movimiento general

Revisión de  $H'/r > 22$

$$H = 250 \quad r = 0.3 \times 40 = 12$$

$$\Psi_{\text{sup}} = \frac{860}{1,260 + 2,300} = \frac{860}{3,560} = 0.24$$

$$H' = 1.16 \times 250 = 290$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{290}{12} = 24.16 \quad \text{No se considera}$$

Dimensionamiento (en el extremo superior, por ser ahí mayores -- los momentos por CM + CV + CA)

Efectos gravitacionales :  $P_u = 34.255 \text{ tons. } e_{ay} = 0.05 \times 25 = 1.25$

$$e_{ax} = 0.05 \times 40 = 2.00$$

En la dirección "X"  $M_{u_x} = 0.125 + P_u e_{ax} = 0.125 + 34.255 \times 0.02 =$   
 $= 0.81 \text{ ton - m}$

En la dirección "Y"  $M_{u_y} = 1.34 + 34.255 \times 0.0125 = 1.77 \text{ ton - m}$

(EFECTOS DEL COMPONENTE X DEL SISMO  $P_u$ )

Dimensionamiento considerando la flexocompresión principal en la dirección "X"

$$P_u = 34.255 \text{ ton.}$$

$$M_x = 0.81 + 4.68 = 5.49 \text{ ton - m } \therefore M_{cx} = F_d M_x = 1.092 \times 5.49 = 6.00 \text{ ton-m}$$

$$M_y = 1.77 + 0.3 \times 8.83 = 4.419 \text{ ton - m } \therefore M_{cy} = 4.419 \text{ ton - m}$$

En resumen, la columna se dimensionará en flexocompresión biaxial con los datos siguientes, y despues se revisará en la dirección "Y"

$$e_x = 6.00/34.255 = 0.175 \text{ m.}$$

$$P_u = 34.255 \text{ ton.}$$

$$e_y = 4.419/34.255 = 0.13 \text{ m.}$$

Aplicación por tanteos

Primer tanteo, supóngase  $p = 0.01$ ;  $A_s = pbh = 0.01 \times 25 \times 40 = 10 \text{ cm}^2$

$Pro = Fr Ac f''c + A_s fy = 0.85 (170 + 10 \times 4.2) = 180.2 \text{ ton.}$

Para calcular  $Pr_x$  "y"  $Pr_y$  supóngase el refuerzo distribuido en la periferia y  $d/h = 0.95$

$$q = p fy / f''c = 0.01 \times 24.70 = 0.247; e_x/h_x = 17.5/25 = 0.70$$

De la fig. 9 de las ayudas de diseño (401 Instituto de Ingeniería)  
 $K = 0.27$  (compresión)

$Pr_x = K Fr b h f''c = 0.27 \times 0.85 \times 25 \times 40 \times 0.170 = 39.015 \text{ ton.}$

$$e_y/h_y = 13/40 = 0.325; K = 0.55$$

$Pr_y = 0.55 \times 0.85 \times 25 \times 40 \times 0.170 = 79.47$

$$Pr = \left( \frac{1}{39.015} + \frac{1}{79.47} - \frac{1}{180.2} \right)^{-1} (0.0256 + 0.0126 - 0.00555)^{-1}$$

$$Pr = \frac{1}{0.03265} = 30.62 \text{ tons.} \leq 34,255 \text{ tons. No pasa}$$

Segundo tanteo

$p = 0.015$ ;  $A_s = 0.015 \times 25 \times 40 = 15 \text{ cm}^2$ .

$Pro = 0.85 (170 + 15 \times 4.2) = 198.05 \text{ ton.}$

$$q = 0.015 \times 24.70 = 0.3705; e_x/h_x = 0.70$$

$$K = 0.35 ; Prx = 0.35 \times 0.85 \times 25 \times 40 \times 0.170 = 50.57$$

$$e_y/h_y = 0.325 ; K = 0.68$$

$$Pr_y = \frac{79.47 \times 0.68}{0.55} = 98.25 \text{ tons.}$$

$$Pr = \frac{1}{0.0197+0.010-0.005} = \frac{1}{0.0247} = 40.48 \text{ tons.}$$

$$40.48 \text{ ton.} \gt 34.255 \text{ ton.}$$

Se acepta  $p =$   $As = 15 \text{ cm}^2$

Revisión con la flexocompresión principal en la dirección Y

$$Pu = 34.255 + 0 + 0$$

$$Mzy = 1.77 + 8.83 = 10.60 \text{ ton - m. ; } Mzy = 10.60 \text{ ton - m}$$

$$Mzx = 0.81 + 0.3 \times 4.68 = 2.21 \text{ ton - m.}$$

$$Mzx = 1.092 \times 2.21 = 2.41 \text{ ton - m.}$$

En resumen la columna se revisará con los datos siguientes:

$$Pu = 34.255 \text{ tons. } e_x = \frac{2.41}{34.255} = 0.07 \text{ m.}$$

$$e_y = \frac{10.60}{34.255} = 0.31 \text{ m.}$$

Suponiendo  $p = 0.01$

$$A_s = 25 \times 40 \times 0.01 = 10 \text{ cm}^2.$$

$$P_{ro} = F_r A_c f''c + A_s f_y = 0.85 (170 + 10 \times 4.2) = 180.20 \text{ tons.}$$

$$d/h = 0.95 ; q = p f_y / f''c = 0.01 \times 24.70 = 0.247 ;$$

$$e_x / h_x = \frac{7}{25} = 0.28 : K = 0.68$$

$$P_{rx} = K F_r b h f''c = 0.68 \times 0.85 \times 25 \times 40 \times 0.170 = 98.26 \text{ tons.}$$

$$e_y / h_y = \frac{31}{40} = 0.78 : K = 0.23$$

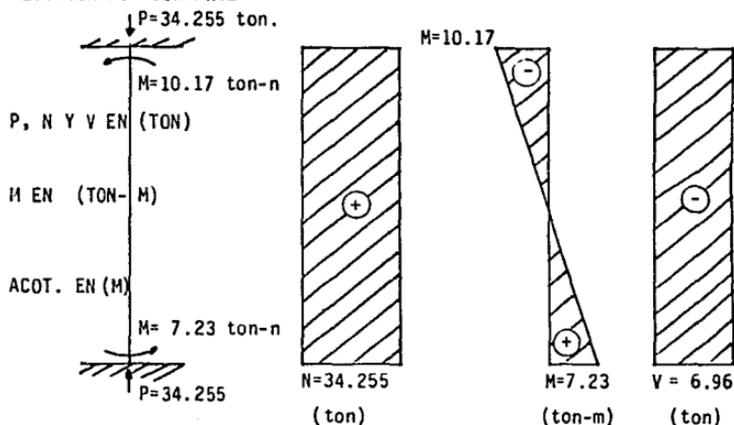
$$P_{ry} = K F_r b h f''c = 0.23 \times 0.85 \times 25 \times 40 \times 0.17 = 33.24 \text{ tons.}$$

$$P_{ro} = \left( \frac{1}{98.96} + \frac{1}{33.24} - \frac{1}{180.20} \right)^{-1} = (0.01 + 0.03 - 0.01)^{-1} = \frac{1}{0.03} = 33.33 \text{ tons.}$$

$33.33 \approx 34.255$  Por lo tanto rige el diseño en la dirección X

Entonces usar 8 Vs # 6

## REVISIÓN POR CORTANTE



Revisión para ver se se admite la sección de 25.00x40.00 cm.

$$V_u \leq 2.5 F_r b d \sqrt{f'c} ; V_u \text{ máx} = 6.96 \text{ ton.}$$

$$= 2.5 \times 0.80 \times 25 \times 37 \times \sqrt{200} = 26.16 \text{ ton.}$$

$$V_u = 26.16 \text{ ton.}$$

$$V_u > V_u \text{ máx.}$$

Se admite la sección de 25.00 x 40.00. Separación de estribos del # 3 con  $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$

$$V_{cr} = F_r b d (0.20 + 30 \rho) \sqrt{f'c}$$

$$V_{cr} = 0.80 (25) (37) (0.20 + 30 \times 0.055) \sqrt{200}$$

$$V_{cr} = 19.36 \text{ ton.}$$

Como

$$V_{cr} > V_u \text{ máx.}$$

No se requieren estribos, sólo se armará por especificación.

$$s = \frac{d}{2}$$

$$s = \frac{37}{2}$$

$$s = 18.50$$

Usar E # 3 @ 18 cms.

### 3.2 DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

#### 3.2.1 ASENTAMIENTOS

Tenemos por el dato proporcionado para el cálculo de las fuerzas horizontales por sismo, que el total de carga desplantado a nivel del piso es de 1428.87 ton. además sumando el peso de la losa de planta baja el cual es de 88.13 ton. se tiene que el peso total de la superestructura es de 1,517.00 ton. Ahora se calculará el --esfuerzo sobre el terreno a nivel de piso.

$$\frac{\text{CARGA TOTAL} = 1,517.00 \text{ ton.}}{\text{AREA EDIFICIO} \quad 367.2 \text{ m}^2} = 4.13 \text{ ton/m}^2$$

La carga es determinada por cargas permanentes y cargas vivas de intensidad máxima en la superestructura.

Otra acción a considerar como actuante sobre el terreno habrá de ser la del peso de cimentación, constituida por una retícula de contratraves, muros de contención y losa de fondo desplantada a -- 2.00 mts. de profundidad, también deberá considerarse el peso de los pilotes, de 0.40 m. de diametro y 20 mts. de profundidad, que se encuentran dos en cada intersección de contratraves, salvo en las esquinas que solo existe uno, dando un total de 52 pilotes de esta manera.

Peso de contratraves y losa de fondo = 387.02 ton.

Peso de pilotes de concreto sumergidos entre 3.5 y 20 mts. - de profundidad = 206.39 ton.

Una acción que se considera como favorable a la resistencia -

del terreno, es precisamente, la descarga debido a la excavación que se realizará para alojar el sótano, siendo ésta igual a:

$$2 \text{ m} \times 1.5 \text{ ton/m}^3 = 3 \text{ ton/m}^2$$

Ahora se encontraran los estados límite de servicio con el fin de calcular los asentamientos o emersiones totales de la estructura.

- a) Primeramente se encontrará el nivel neutro (n.n), que es la profundidad a partir de la cual comienza a existir fricción positiva sobre el pilote, - esto se realizará mediante la ecuación.

$$Q = C_p + F_{nn-pp}^+$$

Donde:

Q: Carga total tomada por la cabeza de los pilotes, calculada -- como la diferencia entre la carga total actuante sobre el nivel de desplante y la descarga de compensación.

C<sub>p</sub>: Capacidad de carga total por punta de los pilotes con factor de resistencia unitario.

F<sub>nn-pp</sub><sup>+</sup>: Fricción positiva total que puede desarrollarse entre la -- punta de los pilotes y el nivel nn con factor de resiten-- cía unitario

El valor del segundo miembro debe de ser el mínimo de los valores obtenidos en los siguientes casos.

- Pilotes individuales
- conjunto de todos los pilotes

## - Grupo de pilotes

En el caso de la cimentación que nos ocupa el valor mínimo es el obtenido de considerar pilotes individuales para lo cual:

$$C_p = N (cN'c) Fr + Pr Ap$$

Donde:

$C_p$ : Capacidad por punta, en ton.

$A_p$ : Area transversal de la pila o del pilote en  $m^2$ .

$P_v$ : Presión vertical total debida al peso del suelo, a la profundidad de desplante de los pilotes, en  $ton/m^2$ .

$P'_v$ : Presión vertical efectiva a la misma profundidad, en  $ton/m^2$ .

$c$ : Cohesión, en  $ton/m^2$ .

$N'c$ : Coeficiente de capacidad de carga definido en la tabla 1 o - estimado a partir de una prueba de penetración.

$Fr$ : Factor de resistencia igual a 1.00

Así:

$$C_p = 52 [(1.12 \times 9) 1 + 13.5] 0.126 =$$

$$C_p = 154.50 \text{ ton.}$$

Luego:

$$F_{nn-pp}^+ = Q - C_p$$

Donde:

$$Q = (4.13 \times 20.40 \times 18) + 387.02 + 206.39 - (3 \times 20.40 \times 18)$$

$$Q = 964.276 \text{ ton.}$$

$$F_{nn-pp}^+ = 964.276 - 154.50 = 809.78 \text{ ton.}$$

OBTENCION DEL nn

Carga por metro lineal de pilote considerando la adherencia  
 $f_a = 1.12 \text{ ton/m}^2$ .

Carga x ml pilote =  $(3.1416 \times 0.40 \times 1) \times 1.12 = 1.258 \text{ ton/ml}$  de  
 pilote.

La carga tomada por cada metro del conjunto de los 52 pilo -  
 tes es:

$$1.258 \times 52 = 65.41 \text{ ton/ml}$$

De donde el eje neutro se localiza a:

$$\frac{809.78}{65.41} = 12.38 \text{ m.}$$

nn =  $20.00 - 12.38 = 7.62 \approx 8 \text{ m}$  de profundidad.

## 3.2.1.1 CALCULO DE ASENTAMIENTOS

Se divide el estrato en el que actúa la fricción positiva y se considera aplicada al nivel medio de cada tramo i una presión uniforme  $p_i$  en toda el área piloteada y al nivel de la punta de los pilotes una presión uniforme  $p_p$  en donde:

$$p_i = \frac{F_i^+}{A} \quad I$$

$$p_p = \frac{C_p}{A} \quad I$$

Donde:

$F_i^+$ : Fricción positiva en el tramo i del conjunto de pilotes

I: Coeficiente de la tabla 1 anexa.

A: área piloteada

- Se calculan los incrementos de esfuerzo vertical abajo del nivel de aplicación de cada carga mediante la solución de Boussinesq.

Se consideran aplicadas a las mismas elevaciones que las cargas anteriores, descargas uniformes de valor  $d_i$  al nivel medio de cada tramo del conjunto de pilotes y de valor  $d_p$  al nivel de las puntas en que:

$$d_i = \frac{F_i^+}{A} (1 - I)$$

$$d_p = \frac{C_p}{A} (1 - I)$$

- Se determinan los decrementos de esfuerzo vertical --- arriba de los niveles de aplicación de las descargas - anteriores suponiendo que se distribuyen hacia arriba según la solución de Boussinesq.
- Se calculan los incrementos netos de esfuerzo vertical como la suma algebraica de incrementos debidos a las - cargas de los distintos tramos en que se dividió la -- zona de fricción positiva y a la carga por punta.

Los cálculos realizados de acuerdo con el procedimien-  
to anterior se presentan en las tablas 2 a 6 anexas.

De las cuales podemos concluir que los hundimientos se en---  
cuentran dentro de los límites máximos para movimientos en -  
la cimentación que indican como valor medio en el predio --  
30 cm.

TABLA 1 VALORES DE I

$\frac{z}{r}$	I
0	1.00
1	0.70
2	0.56
3	0.54
	0.50

donde

z profundidad del plano de aplicación de la carga medida desde la superficie

$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$  radio equivalente del área cargada

TABLA 2. CALCULO DE LAS PRESIONES

TRAMO	PROF (m)	Zm (m)	LONGITUD (m)	ADHERENCIA (ton/m <sup>2</sup> )	Fi <sup>+</sup> (ton)	Fi <sup>+</sup> /A (ton/m <sup>2</sup> )	$\frac{z}{r}$	I	P (+) (ton/m <sup>2</sup> )	d (-) (ton/m <sup>2</sup> )
1	8 - 12	10.0	4	1.12	292.74	0.80	0.93	0.72	0.58	0.22
2	12 - 16	14.0	4	1.12	292.74	0.80	1.30	0.66	0.53	0.27
3	16 - 20	18.0	4	1.12	292.74	0.80	1.66	0.61	0.49	0.31
						2.40			1.60	0.80
PUNTA	20.00	20.0			154.50	0.42	1.85	0.58	0.24	0.18
						2.82			1.84	0.98

r = 10.81









### 3.2.2 CAPACIDAD DE CARGA

Debe cumplirse la desigualdad:

$$\sum Q_{fc} \leq R$$

Donde:

$\sum Q_{fc}$  suma de las acciones a tomar en cuenta en la combinación -- considerada, afectada de sus correspondientes factores de -- carga.

R Capacidad de carga de la cimentación.

La capacidad de carga R se considera igual al menor de los -- siguientes valores:

- Suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales.
- La capacidad de carga de una pila o zapata de geometría igual a la de la envolvente del conjunto de -- pilotes.
- la suma de las capacidades de carga de los diversos grupos de pilotes en los que se pueda subdividir la cimentación.

En los casos a) y c) se tomará en cuenta la capacidad de carga de el suelo en el contacto con la losa de cimentación.

- Revisión de pilotes individuales.

#### - CAPACIDAD POR FRICCIÓN

La capacidad de carga de los pilotes se calcula con la -----

siguiente ecuación:

$$C_f = n A_l f Fr$$

Donde:

$C_f$  Capacidad de carga por fricción, en ton.

$n$  Número de pilotes

$A_l$  Area Lateral media pilote igual a 25.16 m<sup>2</sup>

$f$  Adherencia lateral media pilote - suelo igual a 1.12 ton/m<sup>2</sup>.

$Fr$  Factor de resistencia igual a 0.7

$$C_f = 52 \times 25.16 \times 1.12 \times 0.7 = 1025.72$$

#### CAPACIDAD DE LOSA DE CIMENTACION

La capacidad de carga del suelo en contacto con la losa de cimentación se calcula con:

$$C_l = c N_c s A_l Fr + P_v A$$

Donde:

$C_l$  Capacidad de la losa en ton.

$C$  Cohesión reducida (igual a  $0.67 \times 1.12 = 0.75$  ton/m<sup>2</sup>)

A1 Area de la losa, descontando el área que ocupan los pilotes

$$(20.40 \times 18) - (0.126 \times 52) = 360.65$$

Ncs Coeficiente de capacidad de carga igual a 5.35

Fr Factor de resistencia igual a 0.7

Pv Presión vertical actuante a la profundidad de desplante por peso propio del suelo igual a  $D = 1.5 \times 2 = 3 \text{ ton/m}^2$

$$C1 = (0.75 \times 5.35 \times 360.65 \times 0.7) + (3 \times 360.65)$$

$$C1 = 1012.98 + 1081.95$$

$$C1 = 2094.93 \text{ ton.}$$

La suma de las cargas de la superestructura y la cimentación afectadas de un factor igual a 1.4

$$\Sigma QFz = 1.4 (4.13 \times 20.4 \times 18) + 387.02 + 206.39$$

$$\Sigma QFz = 2953.92$$

La igualdad a verificar queda:

$$2953.92 < 1025.72 + 2094.93$$

$$2953.92 < 3120.65$$

La presión de contacto que deberá poder soportar la losa en estas condiciones es de:

$$\frac{2953.92 - 1025.72}{367.2} = 5.65 \text{ ton/m}^2$$

Dato que servirá como base de el diseño de la losa y contra  
trabes de cimentación.

### 3.2.3. ANALISIS DE LA SUBESTRUCTURA

#### 3.2.3.1. ANALISIS DE CONTRATRABES

Para el análisis de los elementos mecánicos que actúan en las contratraves, se consideran como acciones externas, las áreas tributarias de carga provenientes de la losa de cimentación teniendo éstas el valor de 5.65 ton/m<sup>2</sup>. así, de esta forma, los elementos de la subestructura estarán sujetos a las acciones internas que a continuación se calculan.

#### CONTRATRABES EJES B Y H

La forma de cargar las contratraves es similar a la forma de carga de las trabes de la estructura con la diferencia que aquí la carga es proporcionada por el suelo resistente y el sentido es de abajo hacia arriba. En la figura 3.2.3.1 podrá encontrarse el análisis realizado mediante el método de Cross para las contratraves B y H

#### CONTRATRABES EJES C, D, E, F Y G

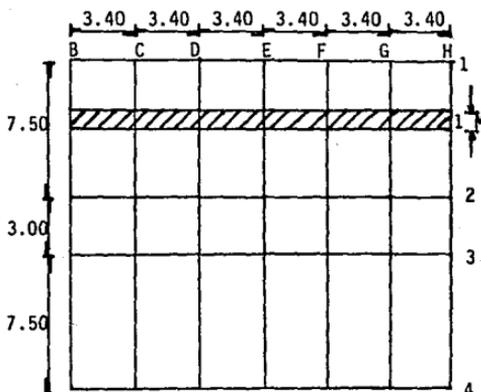
En la figura 3.2.3.2 podrá encontrarse el análisis y las gráficas de cortante y momento que corresponden a éstos ejes.

#### CONTRATRABES EJES 1, 2, 3 Y 4

En las figuras 3.2.3.3 y 3.2.3.4 se encontraran los datos que arrojan los análisis de las contratraves 1 y 4 (de borde) y 2 y 3 -- (intermedia) respectivamente. Ya que los claros y las cargas son idénticas se utiliza un método directo presentado únicamente las gráficas de cortante y de momento.

## 3.2.3.2 ANALISIS DE LA LOSA DE CIMENTACION

Para el análisis de la losa de cimentación se tomará una franja de 1 m. de ancho a lo largo de ella misma, que deberá soportar la fatiga encontrada en el inciso de capacidad de carga.



Los datos que se deducen de la anterior consideración son los siguientes:

Carga por metro lineal de franja = 5.65 ton.

Carga total en un claro de 3.40 m. =  $wl = 3.40 \times 19.21$  ton.

Carga en el apoyo = 9.61 ton.

Momento de empotramiento  $M_e = \frac{19.21 \times 3.4}{12} = 5.44$  ton-m.

En la fig. 3.2.3.5 se muestran las gráficas resultantes del análisis anterior.

FIG. 3.2.3.1 ELEMENTOS MECANICOS CONTRATRABES EJES B Y H

	1	2	3	4		
	wl=56.50 ton.		wl=12.71 ton.		wl=56.50 ton.	
	7.50		3.00		7.50	
F.D.	0.00	0.28	0.72	0.28	0.00	
M.E.	-35.31	+35.31	-3.18	+3.18	-35.31	
M.D.+35.31		-32.13	+32.13		-35.31	
1a.D.	0.00	-9.00	+23.13	+9.00	0.00	
1a.T.	-4.50	0.00	-11.57	0.00	+4.50	
M.D.+4.50		-11.57	+11.57		-4.50	
2a.D.	0.00	-3.24	+8.33	+3.24	0.00	
2a.T.	-1.62	0.00	-4.17	0.00	+1.62	
M.D.+1.62		-4.17	+4.17		-1.62	
3a.D.	0.00	-1.17	+3.00	+1.17	0.00	
3a.T.	-0.59	0.00	-1.50	0.00	+0.59	
M.D.+0.59		-1.50	+1.50		-0.59	
4a.D.	0.00	-0.42	+1.08	+0.42	0.00	
4a.T.	-0.21	0.00	-0.54	0.00	+0.21	
M.D.+0.21		-0.54	+0.54		-0.21	
5a.D.	0.00	-0.15	+0.39	+0.15	0.00	
5a.T.	-0.07	0.00	-0.20	0.00	+0.07	
H	-42.30	+21.23	-21.23	+21.23	-21.23	
R.O.	28.25	28.25	6.35	28.35	+28.35	
R.M.	+2.81	-2.81	0.00	-2.81	+2.81	
V.F.	31.06	25.44	6.35	25.44	31.06	

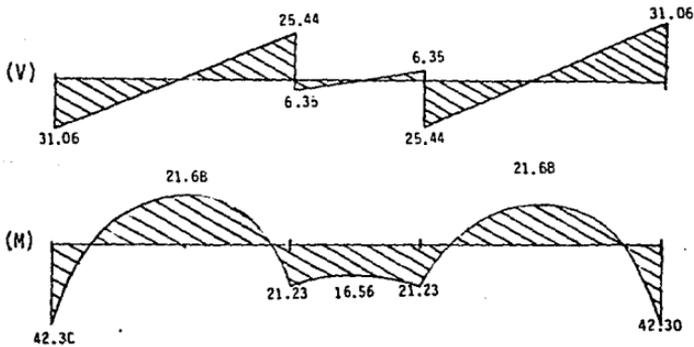


FIG. 3.2.3.2 ELEMENTOS MECANICOS CONTRATRABES EJES C,D,E,F Y G

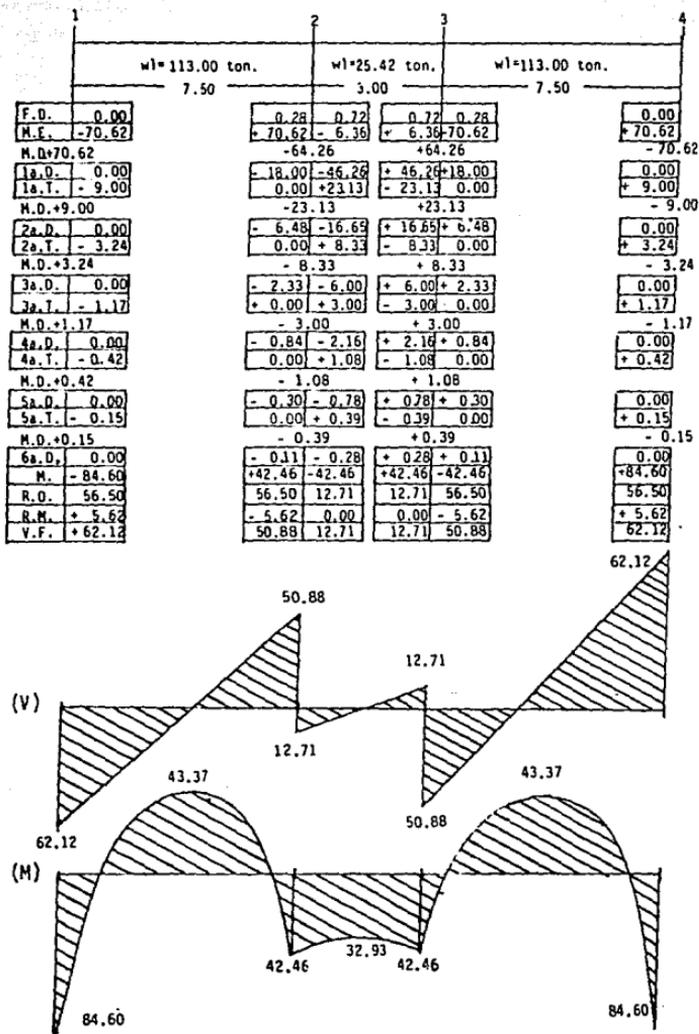


FIG. 3.2.3.1 ELEMENTOS MECANICOS CONTRATABES EJES 1 Y 4

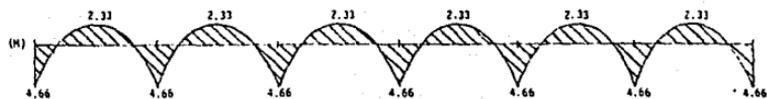
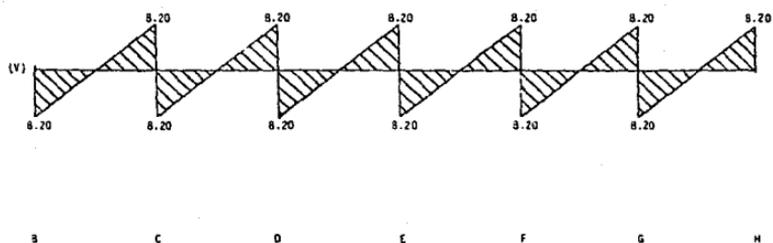


FIG. 3.2.2.4 ELEMENTOS MECANICOS CONTRAPASOS EJES 2 Y 3

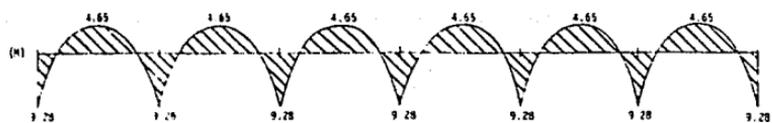
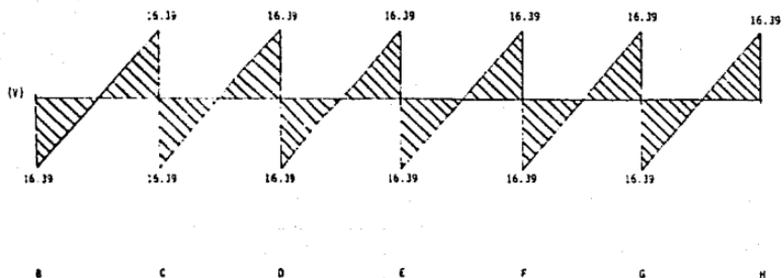
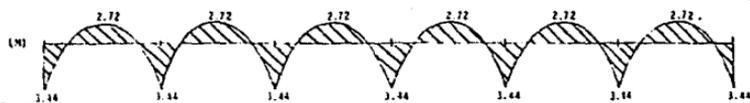
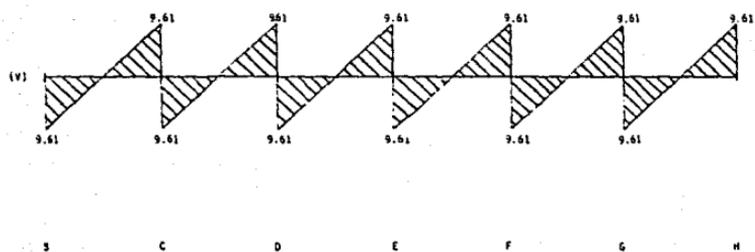


FIG. 3.2.3.5 ELEMENTOS MECÁNICOS LOSA DE CIMENTACIÓN



## 3.2.4 DISEÑO DE CONTRATRABES DE CIMENTACION EJES B Y H

EN 1

$$M_R = 42.30 \text{ ton-m} \quad b = 25 \quad h = 200 \quad f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

DISEÑO POR FLEXION

$$\frac{l}{h} = \frac{750}{200} = 3.75$$

$$\therefore z = 0.60 h = (0.60) (200) = 120$$

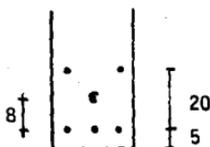
AREA DE ACERO NECESARIA

$$A_s = \frac{M_R}{f_y \cdot z}$$

$$A_s = \frac{4'230,000}{4,200 \times 120} = 8.39 \text{ cm}^2$$

Usar 5 varillas del # 5 ( $A_s = 9.95$ )

CENTROIDE DEL REFUERZO



$$\bar{x} = \frac{2 \times 20}{5} = 8$$

$$r = 5 + 8 = 13$$

$$d \text{ real} = 200 - 13 = 187$$

REVISIÓN DE ESFUERZOS DE APLASTAMIENTO EN EL APOYO

$$f_{\text{apl. perm.}} = 0.50 f'c = 0.50 \times 250 = 125 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_F = 31.06 \text{ ton.}$$

$$f_{\text{apl.}} = \frac{31,060}{25 \times 40} = 31.06 \text{ kg/cm}^2$$

Se debe cumplir que:  $f_{\text{apl}} < f_{\text{apl. perm.}}$

$$31.06 < 125$$

#### REVISION POR FUERZA CORTANTE

Relación de refuerzo por flexión

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{9.95}{25 \times 187} = 0.002128$$

$$V_c = bd \left( 3.5 - 2.5 \frac{M_r}{V_r d} \right) \left( 0.5 \sqrt{f'_c} + 180 \rho \frac{V_r d}{M_r} \right)$$

Debe cumplirse que:

$$1 \leq \left( 3.5 - 2.5 \frac{M_r}{V_r d} \right) \leq 2.5$$

$$1 \leq 1.67 \leq 2.5$$

entonces:

$$V_c = 25 \times 187 (1.67) \left( 0.5 \sqrt{250} + 180 \times 0.002128 \frac{31.06 \times 1.87}{42.30} \right)$$

$$V_c = 65.74 \text{ ton} > 31.06 \text{ ton.}$$

No requiere refuerzo por cortante.

Se dispondrá el mínimo especificado.

## REFUERZO MINIMO EN EL ALMA

## Refuerzo Vertical

$$A_v = 0.0015 b_s \quad s \leq \frac{d}{5} \text{ ó } 45 \text{ cms.}$$

Usando varilla del N° 2.5 (2caras)  $A_v = 0.98 \text{ cm}^2$ .

$$s = \frac{A_v}{0.0015 b}$$

$$s = \frac{0.98}{0.0015 \times 25} = 26.13$$

$$s_{\max} = \frac{d}{5} = \frac{187}{5} = 37.4 > 26.13 < 45$$

$$s = 26 \text{ cm.}$$

## Refuerzo Horizontal

$$A_{v_h} = 0.0025 b s_2 \quad s_2 = \frac{d}{3} \text{ ó } 45 \text{ cm}$$

Usando varilla del N° 2.5 (2caras)  $A_{v_h} = 0.98 \text{ cm}^2$

$$s_2 = \frac{0.98}{0.0025 \times 25} = 15.68$$

$$s_{2 \max} = \frac{d}{3} = \frac{187}{3} = 62.33$$

$$62.33 > 15.68 < 45$$

$$s = 16 \text{ cm.}$$

## ENTRE 1 Y 2

$$M_R = 21.68 \text{ ton-m} \quad b = 25 \quad h = 200 \quad f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

## DISEÑO POR FLEXION

$$\frac{l}{h} = \frac{300}{200} = 1.5$$

$$z = 0.60 h = (0.60) (200) = 120$$

## AREA DE ACERO NECESARIA

$$A_s = \frac{2'168,000}{4,200 \times 120} = 4.30 \text{ cm}^2$$

Usar 3 varillas del # 5 ( $A_s=5.97 \text{ cm}^2$ )

## ENTRE 2 Y 3

$$M_R = 21.32 \text{ ton-m.}$$

## AREA DE ACERO NECESARIA

$$A_s = \frac{2'132,000}{4,200 \times 120} = 4.23 \text{ cm}^2$$

Usar 3 varillas del # 5 ( $A_s=5.97 \text{ cm}^2$ )

## EJES C, D, E, F Y G

$$M_R = 84.60 \text{ ton-m} \quad b=25 \quad h=200 \quad f'c=250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

## DISEÑO POR FLEXION

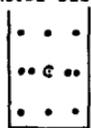
$$z = 0.60 h = (0.60) (200) = 120$$

## AREA DE ACERO NECESARIA

$$A_s = \frac{8'460,000}{4,200 \times 120} = 16.78 \text{ cm}^2$$

Usar 10 varillas # 5 ( $A_s=19.90$ )

## CENTROIDE DEL REFUERZO



$$\bar{x} = 5 + 10 = 15 \text{ cm.}$$

$$d \text{ real} = 200 - 15 = 185$$

## REVISION DE ESFUERZOS DE APLASTAMIENTO EN EL APOYO

$$f_{\text{apl. perm.}} = 0.50 f'c = 0.50 \times 250 = 125 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_F = 62.12 \text{ ton.} \quad f_{\text{apl.}} = \frac{62,120}{25 \times 40} = 62.12$$

$$f_{\text{apl}} < f_{\text{apl. perm.}}$$

## REVISION POR FUERZA CORTANTE

Relación de refuerzo por flexión

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{19.90}{25 \times 185} = 0.004302$$

$$V_c = bd \left( 3.5 - 2.5 \frac{M_r}{V_r d} \right) (0.5 \sqrt{f'c} + 180 \rho \frac{V_r d}{M_r})$$

$$1 \leq \left( 3.5 - 2.5 \frac{M_r}{V_r d} \right) \leq 2.5$$

$$1 \leq 1.65 \leq 2.5$$

entonces:

$$V_c = 25 \times 185 (1.65) (0.5 \sqrt{250} + 180 \times 0.004302 \frac{62.12 \times 1.85}{84.60})$$

$$V_c = 68,302.74 \text{ kg.}$$

$$V_c = 68.30 \text{ ton.} > 62.12 \text{ ton.}$$

No requiere de refuerzo por cortante, se dispondrá el mínimo

#### REFUERZO MINIMO EN EL ALMA

Refuerzo Vertical (semejante traveses B y H)

$$E \# 2.5 @ 26 \text{ cm.}$$

Refuerzo Horizontal (semejante a traveses B y H)

$$E \# 2.5 @ 16 \text{ cm.}$$

#### ENTRE 1 Y 2

$$M_R = 43.37 \text{ ton-m} \quad b=25 \quad h=200 \quad f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c=4,200 \text{ kg/cm}^2$$

#### DISEÑO POR FLEXION

##### AREA DE ACERO NECESARIA

$$A_s = \frac{4'337,000}{4,200 \times 120} = 8.60 \text{ cm}^2.$$

Usar 5 varillas del # 5 ( $A_s=9.95 \text{ cm}^2$ )

#### ENTRE 2 Y 3

$$M_R = 42.46 \text{ ton-m}$$

##### AREA DE ACERO NECESARIA

$$A_s = \frac{4'246,000}{4,200 \times 120} = 8.42$$

Usar 5 varillas del # 5 ( $A_s=9.95 \text{ cm}^2$ )

## DISEÑO DE CONTRATRABES DE CIMENTACION EJES 1 Y 4

$$M_R = 4.64 \text{ ton-m} \quad b=25 \quad h=200 \quad f'c=250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

## DISEÑO POR FLEXION

$$A_s = \frac{464,000}{4,200 \times 120} = 0.92 \text{ cm}^2$$

Usar 2 varillas del # 3 ( $A_s=1.42 \text{ cm}^2$ )

$$M_k = 2.33 \text{ ton-m}$$

$$A_s = \frac{233,000}{4,200 \times 120} = 0.46 \text{ cm}^2$$

Usar 1 varilla del # 3 ( $A_s=0.71 \text{ cm}^2$ )

## DISEÑO DE CONTRATRABES DE CIMENTACION EJES 2 Y 3

$$M_R = 9.28 \text{ ton-m}$$

$$A_s = \frac{928,000}{4,200 \times 120} = 1.84 \text{ cm}^2$$

Usar 3 varillas del # 3 ( $A_s=2.22 \text{ cm}^2$ )

$$M_R = 4.65 \text{ ton-m}$$

Usar 2 varillas del # 3 ( $A_s=1.42 \text{ cm}^2$ )

## CAPITULO IV

## PROGRAMA DE OBRA

## 4.1 DEFINICION DE EQUIPOS.

Para la definición del equipo necesario para la construcción del edificio que nos ocupa se analiza actividad por actividad. Únicamente se estudia equipo mayor sin entrar en el detalle de la herramienta menor.

## 4.1.1 EXCAVACION.

El tipo de material que se va a excavar puede determinar el equipo básico utilizado, además de que se debe tener en cuenta la distancia y el tipo de acarreo. Por ejemplo, supóngase que se excava en tierra, se lograrían mejores resultados con escrepas con llantas neumáticas. Pero si el acarreo es en las calles de una población, en este caso, quizá no pueda usarse la escropa por su elevado peso sobre las ruedas y los problemas de tráfico.

Para las rocas, el equipo básico debe ser un cargador frontal o una pala para excavar tierra, si se puede construir un camino para transporte, es preferible utilizar escrepas, pero si hay que mover la tierra a varios kilómetros existentes, la selección sería un cargador frontal o una pala mecánica para cargar camiones de volteo. El uso de una excavadora o de una pala mecánica depende de que el fondo de la excavación pueda soportar un cargador frontal o una pala mecánica y los vehículos para transporte. Si el fondo es demasiado suave, se

necesita utilizar una pala mecánica de largo alcance. La pala mecánica puede estar a la orilla de la excavación y cargar el vehículo al mismo nivel. Pero, cuando pueda utilizarse una excavadora, es preferible a la pala mecánica por su mayor producción.

Por tanto, al seleccionar el equipo básico se deben tener en cuenta:

- a ) Tipos de materiales que se van a excavar.
- b ) Tipo y tamaño de equipo para transporte.
- c ) Capacidad de soporte de carga del piso original.
- d ) Capacidad de soporte de carga del material que se va a excavar.
- e ) Volumen de material excavado que se va a mover.
- f ) Volumen que se va a mover por unidad de tiempo.
- g ) Longitud del acarreo.
- h ) Tipo de camino para el acarreo.

Para el edificio en estudio se ocupó en la excavación de la obra-- una retroexcavadora de 1 YD3 Poclair LS-80, y cinco camiones de volteo de 6 M3 de capacidad.

#### 4.1.2 HINCADO DE PILOTES:

Para el hincado de los pilotes de control no se usa percusión, -

sino que se introducen por su propio peso dentro de una perforación hecha momentos antes con una perforadora hidráulica.

Cuando se hincan los pilotes a través de arcilla plástica saturada, desalojan un volumen de suelo que puede ser igual al de los pilotes. Este desalojamiento usualmente produce una elevación del terreno que puede levantar las estructuras adyacentes o los pilotes ya hincados.

El desplazamiento de material puede producir no sólo elevaciones del terreno, sino también movimientos laterales perjudiciales, especialmente si hay excavaciones adyacentes con profundidades mayores a aquellas en que se hincan los pilotes.

Cuando hay la posibilidad de que los desalojamientos sean perjudiciales, estos pueden reducirse bastante quitando parte del suelo en el espacio que va a ocupar cada pilote. Esto se hace perforando previamente con una herramienta cortadora o con una máquina rotatoria combinada con chiflones de agua que transforman la arcilla en la que va a hincarse el pilote, en un lodo espeso. A este procedimiento se le llama de perforación previa.

#### 4.1.3 ELABORACION Y COLOCACION DEL CONCRETO.

Los componentes del concreto, por lo general, se almacenan en plantas dosificadoras antes de cargarlos en las mezcladoras. Estas plantas tienen equipo para pesaje y control, y tolvas o depósitos para almacenar el cemento y los agregados; la dosificación se controla con básculas manuales o automáticas, el agua se dosifica desde tanques medidores dosificadores o con medidores de agua.

Siempre que es posible, se ejecuta el mezclado con máquinas para lograr el mezclado y consistencia uniformes de carga. Se logran buenos resultados con las mezcladoras del tipo de tambor giratorio y con mezcladoras de contra corriente, en las cuales las espas mezcladoras giran en sentido opuesto al tambor.

El tiempo de mezclado, contado desde el momento en que los ingredientes y el agua están en el tambor, debe de ser por lo menos de 2.0 minutos para 1 M3, más 0.5 de minuto por cada M3 adicional. El tiempo excesivo de mezclado puede eliminar el aire incluido y aumentar los - finos, lo cual necesita más agua para mantener la trabajabilidad. Por ello es aconsejable establecer un tiempo máximo de mezclado. Como - guía general, se emplea tres veces el tiempo mínimo de mezclado.

Para nuestro caso el Concreto Premezclado se dosificó en plantas en lugares convenientes y se entregó a la obra en camiones con mezcladora montada en el camión, se mezcló al llegar a obra en donde pudo - inspeccionarse la operación aunque el concreto pudo mantenerse plásti - co y trabajable hasta por 90 minutos con rotación lenta de la mezcladora.

En la colocación del concreto se utilizaron:

a) Carretillas: Se utilizaron para transportar el concreto en distancias cortas, por lo general de la mezcladora hasta las formas, - y no más allá del primer nivel.

b) Bombeo: Este es un método adecuado para colocar el concreto, las curvas, las alturas de bombeo y lo aspero del concreto reducen la distancia a la cual se puede bombear; se utilizó de la losa del 1er. - nivel en adelante.

La vibración del concreto en las formas es deseable porque elimi - na los huecos, la consolidación también asegura un estrecho contacto - entre el concreto con las formas, el refuerzo y otros materiales ahoga - dos. Se utilizaron vibradores eléctricos de 8 H.P.

Para la colocación del acero no se necesitó más que adaptar un - banco de madera y una cortadora o cizalla.

## 4.2 DEFINICION DE PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION.

### 4.2.1 EXCAVACION.

Como primer paso se hizo la excavación de la capa vegetal o despalme, que es la remoción de la capa expuesta de la superficie de la tierra. Este trabajo incluye arrancar toda vegetación. Dado que la capa vegetal es la que sostiene el crecimiento de los árboles y otra vegetación, esta capa contiene más humedad que la inmediata inferior. A fin de que esta capa inferior perdiera humedad y fuera más fácil moverla, fué ventajoso despalmar lo más rápido posible. Cuando se mueve la capa vegetal, se acostumbra apilarla. Más tarde, se volvió al sitio para jardinería o paisaje y para sostener el crecimiento de la vegetación, a fin de controlar la erosión.

Una vez retirada la capa vegetal se continuó con la excavación - hasta llegar al nivel de desplante utilizando una retroexcavadora Poclain LS-80, se excavó a una profundidad de 2.10 m sobre el nivel de terreno natural con lo cual no hubo necesidad de ademar o formar un - talud.

### 4.2.2 BOMBEO.

Como el nivel de aguas freáticas se encontró a 3.50 m de profundidad y el nivel de desplante de la losa de cimentación está por -- arriba no se usaron bombas.

### 4.2.3 PILOTES DE CONTROL.

En cimentaciones apoyadas en pilotes trabajando a punta y/o fricción sin mecanismo de control, normalmente el pilote se coloca abajo de las contratraveses y columnas; la ubicación de los pilotes de control es a un lado de las traveses y columnas. Debido a esto los pilotes de control se instalan siempre hasta después de que está construida la cimentación y el primer nivel y se terminan mientras se construyen los niveles 2, 3 y 4. Se aprovecha para colocarlos y para la prueba de carga de los pilotes el propio peso del edificio, lo que significa economía y gran ahorro de tiempo, ya que todos los pilotes por sistema quedan probados y con esto se prueba automáticamente el pilote, las anclas, el dado y las contratraveses.

En la figura 4.2.1 se aprecia un pilote de control que consta de un puente hecho de 2 canales colocadas espalda con espalda, con una separación ligeramente mayor que el diámetro de los tornillos que la atraviesan y que se sujeta a dos anclas empotradas en la ménsula que está sobre la losa de cimentación. El pilote de control es fijo, es to es, se hace penetrar por fricción la cantidad necesaria para que tenga una resistencia a la penetración mayor que la carga total que el pilote va a recibir para que trabaje como fijo.

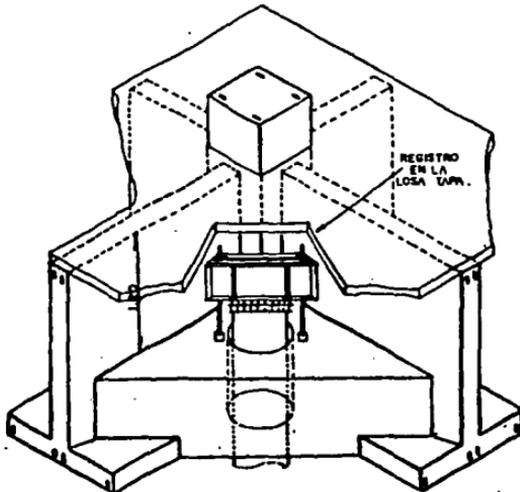


FIG. 4.2.1 PERSPECTIVA DE UN PILETE DE CONTROL.

Entre la cabeza del pilote y el puente van tres niveles de cubos de madera caobilla o caoba, que son las "celdas de deformación", donde se coloca un número mayor o menor, según se desee dar mayor o menor carga a cada uno de los pilotes mencionados.

Debido a lo heterogéneo del subsuelo en la Ciudad de México, - hará que algunos pilotes puedan hincarse con determinada facilidad en dicha capa y otros por el contrario, con gran dificultad.

Es muy importante en este sistema de pilotes dejar sobre cada dado en la losa-tapa sin colar una área de 60 x 90 cm centrada con las anclas y con el tubo brocal, esta área se colará o será registro de acceso una vez hincados los pilotes. También se tendrá cuidado de dejar a mitad de las contratraves unos huecos o pasos de hombre debido a que los pilotes de control requieren de mantenimiento constante.

#### 4.2.4 CIMBRADO.

Constituye el molde que dará forma a la estructura, por lo cual sus dimensiones deberán ajustarse lo más exactamente posible a las indicaciones de los planos de obra.

Sus elementos deben ser suficientemente rígidos como para resistir, sin deformarse, el peso del concreto húmedo, los operarios y el equipo, debiéndose tener en cuenta que el concreto además del peso propio ejerce considerables presiones dirigidas en sentido lateral.

El cimbrado debe ser fácil de desarmar para que durante el des-cimbrado, el concreto que se encuentra aún en el período inicial de endurecimiento no sufra daños.

El cimbrado de vigas y columnas se prepara previamente, levantan-do primero las columnas y luego colocando sobre ellas el cimbrado de las vigas, que se apuntalan con tirantes. Estos tirantes se apoyan -

en cuñas sobre talones colocados en el suelo, con lo cual se ha ce posible la nivelación del cimbrado y además se facilita la ac ción de descimbrar. Para asegurar los puntales en su posición - e impedir desplazamientos, se clavan tablas en diagonal entre - ellos.

Por lo común en los cimbrados se utilizan tablas de pino de 1" de espesor por 6" de ancho ( 24 mm x 15 cm ). Para evitar - cortes, conviene dimensionar las vigas de acuerdo con las medi das de las maderas que se encuentran en el mercado.

Con la ejecución de los cimbrados es muy importante tener - en cuenta que los elementos que se desmontan primero deben sob re poner a los que se desmontan más tarde.

A los efectos del cálculo de precio de los encofrados, puede estimarse que las maderas servirán para ser colocadas tres veces, aunque en la práctica puedan usarse algunas veces más.

Antes de proceder al colado se deben tomar las siguientes - precauciones:

- a ) Controlar los niveles y puntales, golpeándolos con una - maza para verificar el ajuste de las cuñas.
- b ) Limpiar las virutas y el aserrín de las maderas que no - deben quedar dentro del concreto. Para facilitar la lim pie za del cimbrado de las columnas, deben dejarse abertu ras al pie de las mismas por donde pueden extraerse los - desechos, las que se cerrarán antes de proceder al colado.
- c ) Mojar en forma abundante las tablas del cimbrado que esta - rán en contacto con el concreto, a fin de que se hinchen - antes del colado, para ayudar a su hermeticidad y además evitar que el concreto se adhiera, con lo cual se facili tará el descimbrado.

#### 4.2.5 DESCIMBRADO.

No debe hacerse antes de tener la completa seguridad de que el concreto haya adquirido la resistencia necesaria para soportar su propio peso y las posibles sobrecargas de la obra.

Los siguientes plazos son los más usuales:

Caras laterales de las vigas, muros o pilares que únicamente sirvan para contener concreto durante su colocación -----	1 día
Losas y columnas -----	8 días
Fondo de vigas puntales de losa y voladizos -----	21 días

Los elementos que soportan cargas demandarán un plazo mayor.

#### 4.2.6 ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO.

Como ya se ha dicho todo tipo de estructura tiende a deformarse - por la acción de las cargas, sean éstas permanentes o accidentales. - Cuando las moléculas de un material tienden a unirse o juntarse se dice que el estado es de compresión y cuando tienden a separarse es de tensión, cuando hay un deslizamiento relativo entre las partículas el estado que provoca esto es de corte simple y cuando el deslizamiento - de una sección del material, con respecto a otra inmediata, se produce por la acción de un giro, este corte se denomina torsión.

El concreto es un material muy resistente a la compresión pero no a la tensión, en tanto, que el acero se comporta muy bien a la tensión. De ahí que el concreto armado reúna ambas propiedades, con la condición de que el acero se coloque en los lugares apropiados, es decir donde se producen los esfuerzos de tensión.

El concreto es un compuesto de cuatro materiales: Agregado grueso, agregado fino, cemento y agua.

Los agregados constituyen la parte pasiva o inherente de la mezcla mientras que la pasta cemento y agua es el elemento activo ligante, que al endurecerse, le confiere al conjunto su consistencia pétreo.

La preparación de concreto con herramientas manuales se emplea sólo en el caso de pequeñas cantidades. Primero, se mezcla la arena con el cemento seco, hasta conseguir un color uniforme, luego se agrega la piedra y por último el agua.

En la preparación mecánica, primero se alimenta la mezcladora con la arena y el cemento y luego se agrega la piedra. Una vez que los materiales se hayan mezclado en forma conveniente se vierte el agua.

Es importante que la revolvedora se ubique de tal manera que las vías de comunicación para el transporte de los materiales y el concreto elaborado sean lo más cortas posibles.

La caída libre de la mezcla no debe sobrepasar los dos metros, de lo contrario se produciría la disgregación de los componentes, los agregados, más pesados, caen con más fuerza sedimentándose y dejando cemento y agua en la parte superior. Si la altura del vertido fuera mayor, el concreto debe dirigirse sobre planos inclinados de chapas de hierro.

Cuando el trabajo debe ser suspendido, el concreto se pone al abrigo del sol y de la lluvia, cubriéndolo. Al continuar el colado se deberá picar la superficie ya endurecida, limpiar, humedecer y extender sobre ella una lechada de concreto, que servirá para ligar el concreto ya colado con el que se va a colar.

Para lograr una buena resistencia es necesario vibrar la mezcla, - de tal manera que los agregados gruesos tomen la posición más conveniente y el cemento y la arena se distribuyan de forma más uniforme en la mezcla. La vibración del concreto se efectúa mediante pedazos de varilla o vibradores mecánicos que se introducen en la mezcla plástica.

El concreto debe de protegerse en el período de fraguado contra - las vibraciones, calor viento, lluvia y frío intenso.

Durante los primeros siete días que corresponden al período inicial de endurecimiento debe de tenerse humedecido, regándolo continuamente con agua y cubriéndolo para evitar que los rayos solares incidan directamente sobre él.

#### 4.2.7 ACERO.

Por su calidad, los aceros empleados en las estructuras de concreto armado pueden clasificarse como acero común o acero de alta resistencia ( 4200 kg/cm<sup>2</sup> ).

Para una determinada sección de acero es preferible adoptar mayor cantidad de barras de sección reducida, pues si son demasiados gruesos, la adherencia no será suficientemente eficaz.

Entre barras debe haber un espacio mínimo de 2 cm de concreto, - también el recubrimiento exterior no debe ser menor de 2 cm. Para asegurar esta medida, las barras deben colocarse sobre pequeños caballetes preparados con anterioridad que puedan ser metálicos o de mortero.

Las barras se deben atar con alambre, en tal forma que no puedan desplazarse durante la colocación del concreto.

La oxidación superficial de las varillas no tiene importancia, - salvo que sea excesiva.

#### 4.3 PROGRAMACION.

Un edificio puede construirse, teóricamente, en pocos días, disponiendo de todos los materiales, trabajando en tres turnos y contando con gran cantidad de operarios. También el mismo edificio puede construirse en varios años, llevando un ritmo lento en los trabajos. Como es natural, estos dos extremos encarecerán la obra, existiendo un tiempo óptimo de duración de la construcción, que dependerá de factores tales como los del capital disponible, créditos, alquileres, índices de inflación y cantidad de obreros convenientes para las dimensiones e importancia de la obra.

Por otra parte si antes de comenzar los trabajos, por ejemplo, se acopiara toda la arena que se utilizará en la obra o por el contrario - si al llegar a cierta etapa los obreros deben de permanecer inactivos - por falta de arena, la obra también se encarecerá.

Estos casos extremos significan que la programación de la obra es importante en búsqueda de la economía.

El programa calendario de Gantt o de barras, es imprescindible en la programación de la obra, pues representa la expresión gráfica de la probable marcha de los trabajos en sus distintas etapas. Indica el momento en que debe de empezar y terminar un trabajo. Como la obra es una sucesión de operaciones encadenadas en donde cada una se apoya en otras anteriores, la demora de una tarea atrasa el comienzo y desarrollo de las que siguen.

A cadauna de las tareas llevadas a la gráfica se le asigna un tiempo de realización basado en experiencias anteriores. Para que resulte efectivo no debe ser trazado con datos demasiado optimistas. La obra en su iniciación lleva un ritmo lento, pues aunque sólo se ejecutan las excavaciones, estos trabajos requieren tiempo y las condiciones atmosféricas influyen más durante esta etapa. El final de la obra también es de ritmo lento por la cantidad de gremios que deben intervenir en los detalles de terminación.

Se deben prever espacios para indicar, con un color distinto, los tiempos reales en los que se desarrolla la obra, señalando si hay atraso o adelanto de alguna tarea y de acuerdo con esto las posibilidades de comienzo de las etapas sucesivas.

Es conveniente establecer las etapas en semanas y no en días. El régimen semanal, con los descansos de los sábados y de los domingos, debe fijar el ritmo. Esto es lo que ocurre realmente en las obras, pues la experiencia demuestra que ningún trabajo se inicia en el final de una semana.

El Método de la Ruta Crítica también basado en gráficas, proporciona datos más precisos que el programa calendario para la programación de recursos en hombres y materiales, además del dinero necesario en cada una de las etapas.

Se anexa la gráfica de programación de construcción del edificio, construyéndose el edificio en un plazo de seis meses.

FIG. 4.3.1 PROGRAMA DE OBRA

C O N C E P T O	1er. MES	2do. MES	3er. MES	4to. MES	5to. MES	6to. MES
DESYERBE Y DESMONTE						
EXCAVACION						
CIMENTACION						
HINCADO DE PILOTES						
OBRAS ELECTRICAS						
OBRAS HIDRAULICAS Y SANITARIAS						
MUROS						
ESTRUCTURA						
CARPINTERIA						
PISOS Y FIRMES						
HERRERIA						
IMPERMEABILIZACION						
JARDINERIA						
LIMPIEZA						

## CAPITULO V

EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL  
DEL EDIFICIO DURANTE LOS SISMOS  
DE SEPTIEMBRE DE 1985.

El proyecto estructural del edificio que nos ocupa fué - realizado en 1984, la construcción se ejecutó en la primera mitad de 1985. En consecuencia el sismo del 19 de septiembre de 1985, atacó al edificio prácticamente pocos meses después de - su terminación.

Se realizó una inspección minuciosa del edificio a raíz de este terremoto sin que se hubiera podido detectar daño estructural alguno. Únicamente se observaron fisuras en algunas losas y trabes, atribuibles a efectos locales de sobrecarga.

Lo anterior permite calificar como excelente el comportamiento del edificio durante ese terremoto.

Los acelerogramas obtenidos para el sismo de septiembre de 1985, indican que en la zona de suelo blando en que se ubica el edificio que nos ocupa, la aceleración máxima del terreno, alcanzó valores máximos de 0.20 g, mucho mayores al considerado en el Reglamento de 1976 que es de 0.06 g. La explicación del buen comportamiento estructural a pesar de este notable incremento de la aceleración máxima quizás radique en que los factores de ducticidad aplicados en el cálculo y tomados del Reglamento, son conservadores y la estructura puede desarrollar ductilidades mayores y en consecuencia disipar más - energía.

Sin embargo el gran número de víctimas y de daños que el macrosismo de 1985 causó en la Ciudad de México, inclinaron a las autoridades y a los expertos responsables de la reglamentación a tomar medidas más severas para el diseño sísmico de edificación, especialmente para aquellas desplantadas sobre suelo blando y que corresponden al grupo A. Estructuras importantes condiciones ambas que se cumplen en nuestro edificio escolar.

El coeficiente sísmico básico para este edificio deberá ser:  $C = 0.40 \times 1.5 = 0.60$ , según el nuevo Reglamento.

DONDE:

0.40 Es la ordenada espectral máxima en zona de suelo blando.

1.5 Es el nuevo factor de importancia según el Reglamento de 1987.

El edificio fué calculado y construido con un coeficiente sísmico básico de:  $1.3 \times 0.24 = 0.31$ ; lo que significa que las acciones sísmicas prácticamente se duplican ( $\frac{0.6}{0.31} \approx 2$ ).

A lo anterior añadimos el hecho de que el factor de reducción para diseño de columnas fué reducido de 0.7 (1976) a 0.5 (1987), para tomar en cuenta la degradación de la rigidez de las columnas por efecto de la larga duración del sismo.

Los dos aspectos anteriores explican que si se revisa esta estructura con el nuevo Reglamento seguramente resultará subdiseñada.

Experiencias obtenidas en la revisión de edificios similares indican que los planteles escolares con 4 pisos deben reforzarse con muros de concreto armado para el cortante sísmico por lo menos en los dos pisos inferiores.

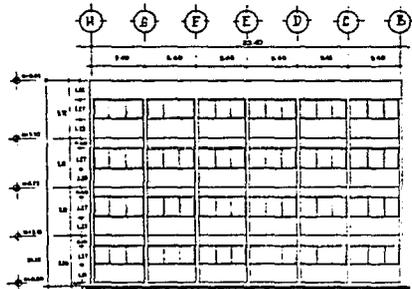
Esta medida implica una modificación del sistema estructural y por lo tanto el cambio del factor de ductilidad de 4 - (marcos) a 2 (muros) por lo que la acción sísmica se amplía - otra vez. Sin embargo, los muros de concreto armado pueden - con facilidad diseñarse para absorber este fuerte incremento - de carga lateral.

Las autoridades del D.D.F. están llevando a cabo un programa de reforzamiento de edificios escolares existentes para que cumplan con las disposiciones del nuevo Reglamento; programa que seguramente será aplicado al edificio objeto de nuestro estudio.

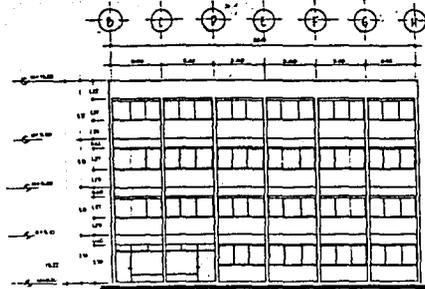
## B I B L I O G R A F I A

1. REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL.  
Segunda edición, México, 1977.
2. REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO. (A.C.I. 318-77).  
Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto. México, 1978.
3. DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO.  
Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones -  
para el Distrito Federal.  
Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1978.
4. MANUAL DE DISEÑO POR SISMO.  
Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones -  
para el Distrito Federal.  
Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1978.
5. DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS.  
Folleto Complementario al Reglamento de la Construcción para el Dis-  
trito Federal.  
E. Rosenblueth, L. Esteva M.  
Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1978.
6. GRAFICAS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS DE CONCRETO -  
REFORZADO.  
Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1980.
7. ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO.  
R. Park - T. Paulay  
Primera Edición, Editorial Limusa  
México, 1983.

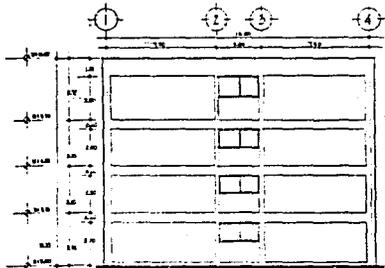
8. MECANICA DE SUELOS. TOMO II.  
Juárez Badillo - Rico Rodríguez.  
Segunda Edición, Editorial Limusa.  
México, 1980.
  
9. INGENIERIA DE CIMENTACIONES.  
Ralph B. Peck.  
Walter E. Hanson  
Thomas H. Thornburn  
Segunda Edición, Editorial Limusa.  
México, 1982.
  
10. MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES.  
Carlos Crespo Villalaz.  
Segunda Edición, Editorial Limusa.  
México, 1981.



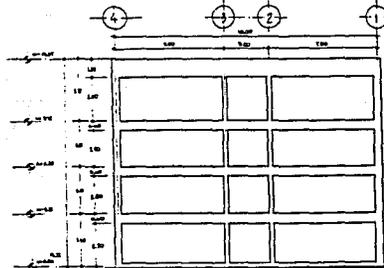
ALZADO FRONTAL



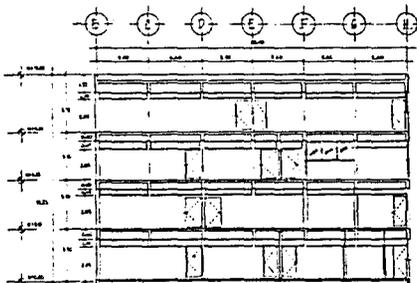
ALZADO POSTERIOR



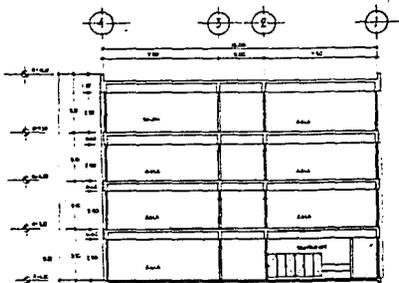
ALZADO LATERAL



ALZADO LATERAL - 2



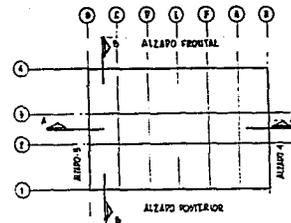
COYTE A-A



COYTE B-B

ALUMNOS:  
 © 1954 S. A. G. S.  
 © 1954 S. A. G. S.

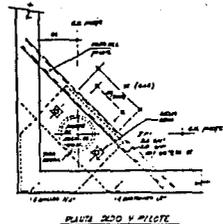
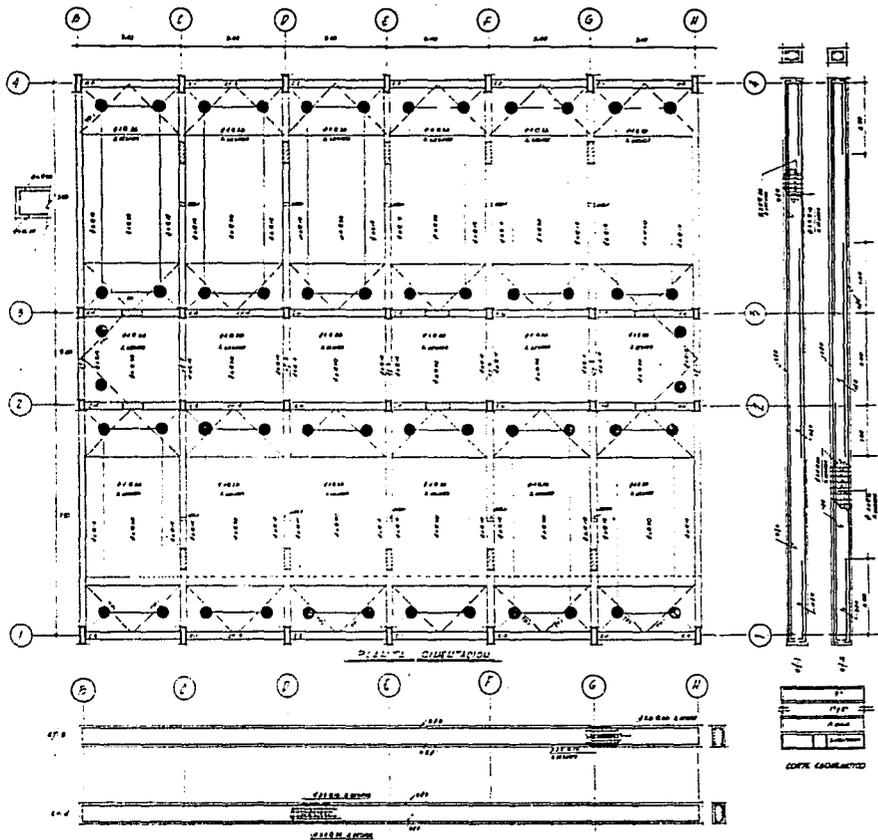
NOTA:  
 DISEÑO DEL EDIFICIO  
 POR EL ARQUITECTO  
 DON CARLOS GONZALEZ GONZALEZ



PLANTA COLOCACION

<b>U. N. A. M.</b> ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES S. A. G. S.	
<b>TESIS PROFESIONAL</b>	
PLANO ARQUITECTONICO	TITULO: ANEXO MODERNO DE BIENESTAR AUTOR: CARLOS GONZALEZ GONZALEZ AÑO: 1954 LUGAR: MEXICO D.F.





**NOTAS GENERALES**

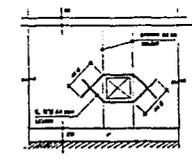
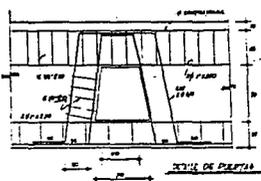
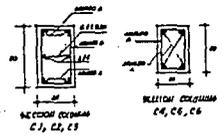
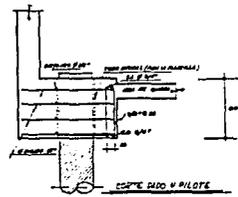
1. QUANTO FICHA 2000 de 1947
2. SE DEBE CONSIDERAR QUE LAS COLUMNAS SON DE CONCRETO Y LAS BARRAS DE ACERO
3. REFORZAMIENTO DEL CONCRETO EN LOS NUDOS DE LAS COLUMNAS Y EN LOS NUDOS DE LAS BARRAS DE ACERO
4. REFORZAMIENTO DEL CONCRETO EN LOS NUDOS DE LAS COLUMNAS Y EN LOS NUDOS DE LAS BARRAS DE ACERO
5. REFORZAMIENTO DEL CONCRETO EN LOS NUDOS DE LAS COLUMNAS Y EN LOS NUDOS DE LAS BARRAS DE ACERO
6. REFORZAMIENTO DEL CONCRETO EN LOS NUDOS DE LAS COLUMNAS Y EN LOS NUDOS DE LAS BARRAS DE ACERO
7. REFORZAMIENTO DEL CONCRETO EN LOS NUDOS DE LAS COLUMNAS Y EN LOS NUDOS DE LAS BARRAS DE ACERO
8. REFORZAMIENTO DEL CONCRETO EN LOS NUDOS DE LAS COLUMNAS Y EN LOS NUDOS DE LAS BARRAS DE ACERO
9. REFORZAMIENTO DEL CONCRETO EN LOS NUDOS DE LAS COLUMNAS Y EN LOS NUDOS DE LAS BARRAS DE ACERO
10. REFORZAMIENTO DEL CONCRETO EN LOS NUDOS DE LAS COLUMNAS Y EN LOS NUDOS DE LAS BARRAS DE ACERO

**NOTAS PARA COLUMNAS**

1. LAS COLUMNAS DE ACERO DEBE SER DE ACERO S235 O S275
2. LAS COLUMNAS DE ACERO DEBE SER DE ACERO S235 O S275
3. LAS COLUMNAS DE ACERO DEBE SER DE ACERO S235 O S275
4. LAS COLUMNAS DE ACERO DEBE SER DE ACERO S235 O S275
5. LAS COLUMNAS DE ACERO DEBE SER DE ACERO S235 O S275
6. LAS COLUMNAS DE ACERO DEBE SER DE ACERO S235 O S275
7. LAS COLUMNAS DE ACERO DEBE SER DE ACERO S235 O S275
8. LAS COLUMNAS DE ACERO DEBE SER DE ACERO S235 O S275
9. LAS COLUMNAS DE ACERO DEBE SER DE ACERO S235 O S275
10. LAS COLUMNAS DE ACERO DEBE SER DE ACERO S235 O S275

**TABLA DE COLUMNAS**

TIPO	SECCION	SECCION	SECCION	SECCION	SECCION
C1	40x40	40x40	40x40	40x40	40x40
C2	40x40	40x40	40x40	40x40	40x40
C3	40x40	40x40	40x40	40x40	40x40
C4	40x40	40x40	40x40	40x40	40x40
C5	40x40	40x40	40x40	40x40	40x40
C6	40x40	40x40	40x40	40x40	40x40



**U N A M**  
**ESCUOLA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES**  
**A. D. O. S.**

**TESIS PROFESIONAL**

PILOTES DE CONTROL: **JOSE GERARDO LOPEZ BEYES**

FLORA ORIENTACION: **ING. JOSE GERARDO LOPEZ BEYES**

SECCION TIPO DE BARRA DE ORO  
 EL CONCRETO  
 1:400 PLANO 200.2

