



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**  
**FACULTAD DE INGENIERIA**

**CENTRAL DE ABASTOS**  
**PARA LA SECCION 35 DEL S.T.P.R.M.**

**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
**I N G E N I E R O C I V I L**  
**P R E S E N T A**

**HUGO MIGUEL OSORIO VAZQUEZ**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

# I N D I C E

I	INTRODUCCION	Pág.
	1.1.-Servicios en el Distrito Federal . . . . .	5
	1.2.-Estudios Necesarios . . . . .	6
	1.3.-Estudios Económicos de Zonificación . . . . .	9
	1.4.-Justificación de la Obra . . . . .	11
II	PROYECTO Y ESPECIFICACIONES	
	2.1.-Proyecto Arquitectónico . . . . .	13
	2.2.-Especificaciones . . . . .	14
III	ANALISIS DE MECANICA DE SUELOS	
	3.1.-Antecedentes . . . . .	17
	3.2.-Trabajos Realizados . . . . .	17
	3.3.-Análisis de Mecánica de Suelos . . . . .	18
IV	DISEÑO DE CIMENTACION	
	4.1.-Introducción . . . . .	23
	4.2.-Losa corrida de Cimentación . . . . .	24

4.3.-Contratraves . . . . .	32
4.4.-Zapata Corrida Eje "E" . . . . .	35
4.5.-Zapata tipo para Columna C-1 . . . . .	39

V ANALISIS ESTRUCTURAL

5.1.-Estructuración . . . . .	43
5.2.-Solicitaciones . . . . .	44
5.3.-Obtención de Cargas . . . . .	45
5.4.-Criterio de Análisis . . . . .	52
5.5.-Análisis . . . . .	53

VI DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

6.1.-Generalidades . . . . .	72
6.2.-Diseño Losa Reticular . . . . .	73
6.3.-Diseño Losa Maciza . . . . .	80
6.4.-Diseño de Columnas . . . . .	81
6.5.-Diseño de Elementos Estructurales Especiales.	87

VII CANTIDADES DE OBRA

7.1.-Volumen de Concreto . . . . .	93
------------------------------------	----

	Pág.
7.2.-Peso del Acero de Refuerzo . . . . .	93
7.3.-Cantidad de Tabique . . . . .	94
7.4.-Cubierta (Lista de Material) . . . . .	94
7.5.-Volumen de Concreto por elementos Estructura les	96

VIII PRECIOS UNITARIOS

8.1.-Introducción . . . . .	99
8.2.-Obtención de Precios Unitarios . . . . .	101
8.3.-Precios Unitarios . . . . .	102
8.4.-Precios Unitarios Columna C-1 . . . . .	104
8.5.-Precios Unitarios por M <sup>2</sup> de Losa Maciza . .	105

IX CONCLUSIONES

9.1.-Disertación . . . . .	107
9.2.-Resumen . . . . .	108
9.3.-Conclusiones . . . . .	110
9.4.-Agradecimiento . . . . .	111
 BIBLIOGRAFIA . . . . .	 112
APENDICE . . . . .	113

C A P I T U L O

I

INTRODUCCION

## 1.1.-SERVICIOS EN EL DISTRITO FEDERAL

La explosión demográfica y la migración de la provincia hacia el Distrito Federal origina un desorbitado crecimiento de la ciudad provocando con esto serios problemas urbanos.

Para resolver este problema urge implementar un programa de desarrollo urbano tomando un marco de referencia por ejemplo, el año 2000.

Dada la magnitud del área urbana del Valle de México, es necesario coordinar los programas de desarrollo entre autoridades, organismos descentralizados, iniciativa privada y habitantes para lograr una mayor eficiencia.

En actualidad se realizan obras que la ciudad reclama como necesarias y entre las que por su magnitud se distinguen: Drenaje profundo, ampliación del metro, descentralización de los servicios, aumento del caudal de agua potable, plan Texcoco, terminales de autobuses foráneos, vivienda popular, obras viales, reubicación de las centrales de abastos equipamiento urbano, etc.

Es por lo anterior que el D.D.F. ha elaborado un "Plan Director para el Desarrollo Urbano del Distrito Federal" encaminando ha ordenar el crecimiento de la metrópoli en el cual se pretende que todas las obras públicas y privadas que se efectuan dentro de la ciudad se hagan con un cierto sentido social.

## 1.2.-ESTUDIOS NECESARIOS

Ante esta situación es indispensable realizar estudios que determinen la importancia social de hacer una obra y también las posibilidades de éxito según sea el caso.

Estos estudios deberán observar los siguientes lineamientos.

### 1.2.1.-ESTUDIO DEMOGRAFICO

La elevada tasa de crecimiento de la población en el D.F. y en la periferia adyacente hacen inaplazable la necesidad de contar con una serie de diagnósticos demográficos

Es de gran importancia determinar la evolución y el factor demográfico que condicionan la población tales como: la natalidad, mortandad, migración, etc.

Asimismo este estudio será útil para detectar diversos problemas como son: vivienda, educación, salud pública, agua, alcantarillado, trabajo, etc.

### 1.2.2.-USO DEL SUELO

Este estudio se debe enfocar al conocimiento de la población, de medio ambiente y de las disponibilidades de la tierra y de los servicios, el medio ambiente natural y su conservación para su aprovechamiento racional en el desarrollo urbano.

### 1.2.3.-ZONIFICACION

Entre otros objetivos la zonificación pretende asegurar la distribución de servicios aplicando requisitos específicos, prever la densidad de construcción, planificar las inversiones y el equipamiento urbano (mercados, clínicas etc.).

---

**A PARTIR DE**

**ESTA PAGINA**

**FALLA DE**

**ORIGEN**

Para esto se debe hacer una zonificación del uso del suelo determinando las zonas de habitación comercio, industria, agricultura, renglones forestales, parques, etc.

#### 1.2.4.-ESTRUCTURA VIAL

El adecuado ordenamiento del desarrollo de la ciudad requiere de estudio integral de vialidad y transporte ya que dentro del marco general del conjunto urbano de inversiones de estructura vial representa un renglon de vital importancia.

#### 1.2.5.-EQUIPAMIENTO URBANO

Las fuerzas dinámicas que originan el desarrollo de la ciudad, generan simultaneamente la necesidad de servicios públicos adecuados que tienen como objetivo fundamental facilitar la realización de actividades de tipo social, económico y cultural.

Esta dinámica urbana, por otra parte tiende a provocar un desequilibrio en las zonas cuya planificación no ha sido prevista, pues a medida que una de esas zonas intensifica ciertos usos del suelo, mayor es la necesidad de aplicar las acciones requeridas para un adecuado funcionamiento e integración de la estructura urbana.

Es indispensable, por tanto, normar ciertos criterios de dosificación de servicios y clasificación de proyectos relativos a este campo, tomando en cuenta renglones especiales de localización y aspectos dinámicos de capacidad.

#### 1.2.6.-FRACCIONAMIENTOS

Los programas tendientes a incrementar la oferta de terrenos y viviendas ocupan una posición de relevante importancia dentro de la política general de ordenamiento urbano.

Las actuales técnicas de ingeniería de sistemas permiten un alto grado de confiabilidad, pronósticar cuantitativamente el crecimiento futuro de la ciudad.

Con base en esto es posible determinar la mas adecuada combinación de los diferentes usos del suelo en fraccionamientos futuros.

#### 1.2.7.-CONJUNTOS HABITACIONALES

La situación inapropiada en cuanto a paisaje y diseño urbano y a la escasez de áreas libres y de equipamiento urbano que sufre la metrópoli obedecen la buena medida a que las determinaciones de control de tipos, alturas, estilos y características de las construcciones o no han sido suficientemente observados o no se realizarán en atención a la armonía y el equilibrio deseables en las distintas zonas de la ciudad.

#### 1.2.8.-REEGENERACION URBANA

El desarrollo urbano no solo debe plantearse en función del crecimiento de la urbe, sino también de la consolidación y desarrollo de las áreas en proceso de integración y de las ya establecidas, dentro de las cuales las zonas en proceso de deterioro ocupan un lugar preponderante tanto por su extensión como por la radicalidad de sus problemas.

La necesidad insoslayable de que los habitantes de diversas áreas de la ciudad alcancen siquiera los niveles mínimos de establecimiento urbano que se requiere para el desarrollo de su vida social y familiar y el que es to se logre contribuyendo a un mejor funcionamiento de la urbe, a una distribución mas justa de lo que es imprescindible aplicar, son urgencias motivadoras de la regeneración urbana.

La ejecución de los programas respectivos en el Distrito Federal exige el previo establecimiento de medidas diversas de carácter legal que garanticen la eficacia y la continuidad de los mismos.

Como el desarrollo urbano se ha realizado a base de experiencias aisladas y es necesario investigar y crear criterios de acción que hagan operativa la regeneración urbana.

### 1.3.-ESTUDIOS ECONOMICOS DE ZONIFICACION

Para conocer los requerimientos de una zona es necesario realizar estudios en base a muestreos y al manejo de modelos matemáticos de los datos obtenidos.

No siendo el tema central de esta obra el realizar estos estudios solo ennumeramos algunos de los objetivos que deberán perseguirse en dichos estudios.

#### 1.3.1.-ASPECTOS SOCIOECONOMICOS.

Densidad de población por sectores.

Interrelación entre población y ciudad.

Tipos de actividades de la población.

Capacidad de la zona para absorber.

Población nueva.

Zonas tuguriales.

Establecimientos comerciales.

Movilidad.

Preferencias.

Ingresos.

Situación Actual de la vivienda.

Tipo de trabajo.

Composición familiar.

1.3.2.-ASPECTOS TECNICOS.

Superficie.

Crecimiento a través del tiempo.

Tendencias naturales del Crecimiento.

Infraestructura instalada y por instalar.

Vialidad.

Medios de Transporte.

Equipamiento.

Industrias.

Comercios.

1.3.3.-ASPECTOS JURIDICOS

Situación Legal

Códigos y Reglamentos.

Normas y Especificaciones.

1.3.4.-ASPECTOS FINANCIEROS

Oferta y Demanda.

Capacidad de Crédito.

Preferencias.

#### 1.4.- JUSTIFICACION DE LA OBRA

El Sindicato de Trabajadores Petroleros de la República Mexicana con el interés de ayudar en parte a solucionar los problemas de la gran ciudad y en especial los que aquejan a sus agremiados viene fomentando, desde hace algún tiempo, la construcción de tiendas de consumo y ahora la "Central de Abastos" de Azcapotzalco ya que se ha detectado y comprobado que seguir utilizando a los mercados y en general a toda la zona de la "Merced" como centro de abasto de la ciudad es inapropiado.

Siendo el S.T.P.R.M. el que construirá dicha Central está obra tiene una gran justificación en cuanto a aspectos económicos, técnicos, jurídicos, financieros y sociales, ya que se verán beneficiados todos los trabajadores petroleros que residen en esa zona.

# C A P I T U L O

## II

### PROYECTO Y ESPECIFICACIONES

## 2.1.-PROYECTO ARQUITECTONICO

Se presenta una central de abastos con los datos y requerimientos que muestran los planos arquitectónicos, (1, 2 3 y 4) en estos se muestran dimensiones, detalles, distribuciones y fachadas.

Esta obra se encuentra en la parte noreste de la ciudad y su construcción tiene como finalidad llevar a la población de esa zona, comestibles y frigoríficos para su mayor comodidad.

Los grandes claros que debe salvar esta estructura hacen necesario utilizar concreto reforzado y acero estructural como materiales apropiados para la realización de esta obra.

Se utilizará concreto reforzado en cimentación, columnas y losas de entrepiso y acero estructural en las armaduras de techo.

La obra cubre una superficie aproximada de 4000 m<sup>2</sup> siendo 850 m<sup>2</sup>, de dos plantas y el resto de una planta.

## 2.2.-ESPECIFICACIONES

### 2.2.1.-REGLAMENTOS

En forma general el análisis y diseño de la estructura, y cimentación se hará de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Cuando se utilice otras normas o especificaciones se harán las referencias necesarias.

## 2.2.2.-MATERIALES

### a) CONCRETO

Todo el cemento deberá ser portlánd tipo I, exepcto cuando en los planos se especifique el uso de algún otro tipo de cemento.

Los agregados consistirán en arena y grava natural, roca triturada u otros materiales químicamente inertes, llevando granos de minerales resistentes, durables y libres de -recubrimientos. El tamaño y la granulometría de los agrega--dos sera conforme a las especificaciones A.S.T.M. C-33 ("Espec--cificaciones Standard para agregados de Concreto").

Al agua para las mezclas debe ser limpia libre de -cantidades, nocivas de aceite, ácidos, materia vegetal y sa--les.

Las resistencias de concreto deberán ser como sigue

En estructura - concreto normal de  $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

En losa de piso - " " "  $f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$

En plantilla de cimentación concreto pobre de  $f'_c = 50 \text{ Kg/cm}^2$

aligeramiento - block hueco de concreto de

40 x 40 x 25 de 22.5 kg. por pieza.

b) ACERO DE REFUERZO

El acero longitudinal será grado duro y deberá cumplir con las especificaciones A.S.T.M. A-615 G-60 con  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

El acerocortante será grado estructural con especificaciones A.S.T.M. A-615 G-40 con  $f_y = 2380 \text{ kg/cm}^2$

c) MUROS

Todos los muros serán de tabique rojo perforado de 6 x 12 x 24 y tendrán un acabado aparente.

Las juntas serán de mortero:

Cemento - Cal - Arena - en proporción 1:1:8

d) ACABADOS

Serán los indicados en el plano arquitectónicos salvo que se indique otra cosa.

C A P I T U L O

III

ANALISIS DE MECANICA DE SUELOS

### 3.1.-ANTECEDENTES

En todo proyecto estructural es indispensable obtener información acerca de las características del subsuelo, ya que las propiedades mecánicas de los suelos que lo constituyen definirán el tipo de cimentación a usar en una obra.

La información requerida para el desarrollo del presente capítulo se obtuvo del Estudio hecho por Petróleos Mexicanos para ese sitio, mismo que se orientó con el estudio correspondiente al Hospital Central que colinda con el área de este proyecto.

### 3.2.-TRABAJOS REALIZADOS

Para definir las características del subsuelo se utilizaron exploraciones realizadas cerca del sitio.

De estas exploraciones se puede destacar 5 sondeos hechos en el terreno del Hospital de los cuales se presenta un perfil estatigráfico tipificado en la fig. 3.1. De la observación de dicho perfil podemos resumir lo siguiente:

-De la elevación del terreno natural hasta los 9.00 m de profundidad hay limos inorgánicos y arenas finas y muy finas de baja compresibilidad parcialmente saturadas, preconsolidadas y consistentes.

-De 9.00 m a 11.20 m se trata de arcillas de alta compresibilidad, saturadas, blandas, características de la formación Tacubaya.

-De 11.20 a 23.00 m se identificaron limos arenosos o arenas limosas de medianamente compactas a densas.

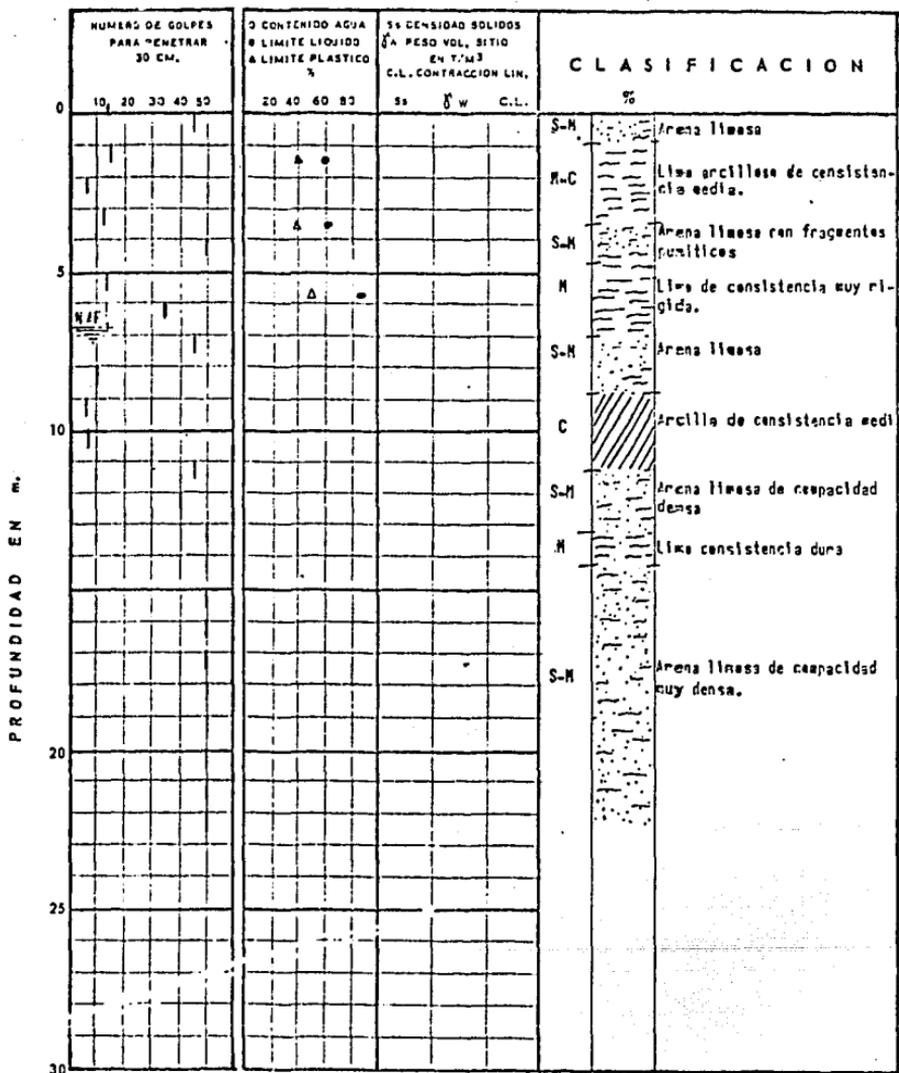


FIG. 3.1.

TESIS PROFESIONAL  
HUGO OSORIO VAZQUEZ

U.N.A.M.

CORTE ESTRATIGRAFICO

SONDEO: A-2

HOSPITAL CENTRAL PEMEX  
ESTUDIO EN: AZCAPOTZALCO, D.F.

-El nivel de aguas freáticas se localizó a 6.80 m de profundidad.

Para determinar las propiedades mecánicas de los suelos superficiales que con los que se verán influenciados por las cargas de proyecto se efectuarón 2 pozos a cielo abierto (fig. 3.2. a y b) con profundidad hasta 3.50 m en los que se determinó que se trataba de limos consistentes de baja compresibilidad, además se obtuvieron muestras cúbicas inalteradas.

Las características de estos 2 pozos y los parámetros representativos de la resistencia al esfuerzo cortante en pruebas triaxiales rápidas constituyen la información que se anexa en la fig. 3.3.

### 3.3.-ANÁLISIS DE MECÁNICA DE SUELOS

En todo proyecto de cimentación se relacionan la edificación y el terreno de desplante; la primera está constituida por elementos de transmisión de carga a base de columnas y el segundo por limos arenosos de medianamente compactos a densos.

Las propiedades índice y mecánicas promedio de dicho terreno las definen los siguientes parámetros.

$$c = 6 \text{ Ton/m}^2$$

$$\phi = 18^\circ$$

$$\text{peso específico} = 1.65 \text{ Ton/m}^3$$

$$\text{contenido de agua} = 17 \%$$

$$\text{relación de vacíos} = 0.85$$

$$\text{coeficiente de compresibilidad} = 0.02 \text{ cm}^2/\text{kg}.$$

Los análisis usuales de Mecánica de Suelos para dise





CIRCULOS DE MOHR, COMPRESION TRIAXIAL

RAPIDA  CONSOLIDADA RAPIDA  LENTA

PRUEBA	$\omega_1$	$\omega_2$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$G_1$	$G_2$	$\sigma_3$	$\sigma_1, \sigma_2$	$\phi$	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESF. CORT.
N°	%	%	%	%	%	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	1/m <sup>2</sup>		
1	18.75	28.00	0.800	0.800	48.7	83.3	0.500	2.340	1.5*2	$\phi = 19.5^\circ$  $c = 6.7/a^2$
2	18.23	25.74	0.511	0.510	51.4	81.7	1.000	2.734	1.545	
3	17.72	24.03	0.351	0.348	53.5	85.0	2.000	3.219	1.534	
4	16.55	25.17	0.787	0.784	53.4	85.0	4.000	5.401	1.557	
5										
6										

OBRA: TIENDA DE COMSIND

PROCEDENCIA: COL. PETROLERA

SONDEO N° 1

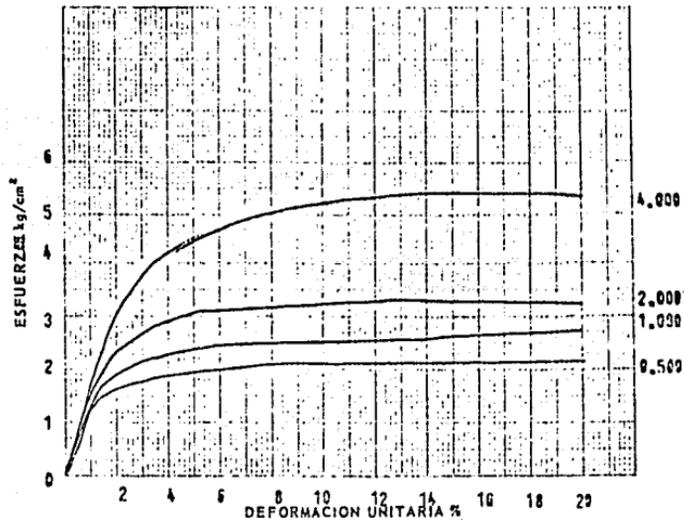
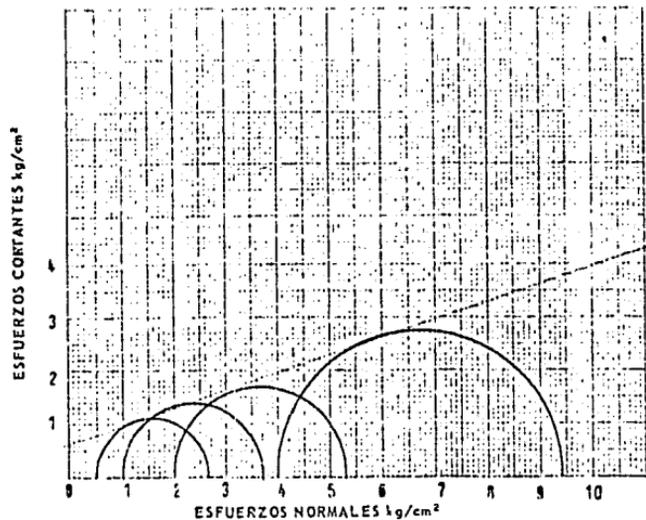
MUESTRA N° 1 PROF. 0.80 - 1.05 m

DESCRIPCION: Lías con arena fina poca arcillasa con gravillas aisladas y ratones color café

FECHA DE ENSAYO: 4 - V - 77

OPERADOR: \_\_\_\_\_

CALCULO: FECHA: 9 - V - 77



No de cimentación son:

a) Un análisis de estabilidad para lograr el equilibrio de los esfuerzos transmitidos a nivel de desplante con cargas máximas estáticas o accidentales de manera que dichos esfuerzos analizados en el cimiento propuesto no sean en ningún caso mayores que la capacidad de carga del suelo con un factor de seguridad de 3 en cargas permanentes y 2 en cargas combinadas.

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M_y}{I} \quad \sigma = \frac{qc}{3} \text{ (cargas permanentes)}$$

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M_y}{I} \quad \sigma = \frac{qc}{2} \text{ (cargas accidentales)}$$

Además no se deben presentar tensiones en el caso de cimentaciones poco profundas.

b) Que los asentamientos ó deformaciones a corto y a largo plazo no sean mayores o las tolerables para el comportamiento de la obra.

En el presente caso se fijó como aceptables asentamientos diferenciales no mayores de 1/360 entre punto y punto del claro analizado y totales máximos de 5 cm.

Una vez evaluadas las magnitudes de las cargas transmitidas y clasificado el subsuelo de apoyo podemos resumir que se trata de cargas puntuales o linealmente distribuidas de baja magnitud para apoyar en un suelo consistente o duro; condiciones que permiten recomendar como cimiento para análisis y dimensionamiento zapatas corridas.

Las revisiones de capacidad de carga y cuantificación de asentamientos se hicieron con los siguientes criterios.

### CAPACIDAD DE CARGA

Se utilizó la expresión de Skempton por considerar suelos puramente cohesivos en falla rápida.

$$q_c = cN_c + \gamma D_f$$

en donde

$q_c$  = capacidad de carga critica

$c$  = parámetro de resistencia para suelos puramente cohesivos  
= 6 Ton/m<sup>2</sup>

$N_c$  = coeficiente obtenido de la gráfica de Skempton  
= 5.8

$\gamma$  = peso específico del suelo  
= 1.65 Ton/m<sup>2</sup>

$D_f$  = profundidad de desplante  
= 1.00 m

$$\begin{aligned} q_c &= 6 \times 5.8 + 1.65 \times 1 \\ &= 34.8 + 1.65 \\ &= 36.5 \text{ Ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_a &= \text{capacidad de carga admisible} \\ &= \frac{cN_c}{3} + D_f \\ &= \frac{34.8}{3} + 1.65 \\ &= 11.6 + 1.65 \end{aligned}$$



PRUEBA DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL  
 GRAFICA RELACION DE VACIOS VS PRESION

Procedencia ..... HOSPITAL PEREX ..... Identificacion de Lab. RC-200  
 Banco. FUJERA GUADALUPE ..... Pozo. 1110 ..... Profundidad 1.50 - 1.73  
 Muestra. 2 ..... Est. ..... Fecha.

Prueba N<sup>o</sup> .....  $P_0 = 1 \text{ kg/cm}^2$ ,  $P_1 = \dots \text{ kg/cm}^2$ ,  $C_c = \dots$  .....  $e = e_c C_c \log \frac{P}{P_0} = \dots$

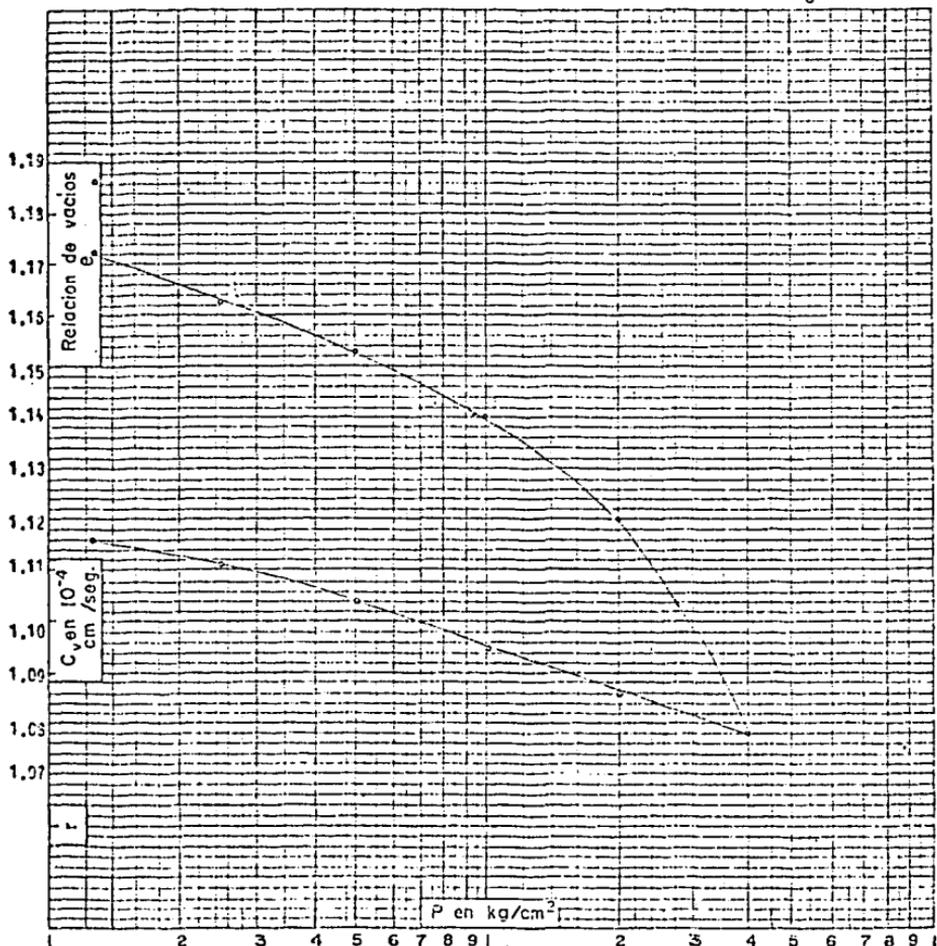


FIG. 3.4

Como los asentamientos totales diferenciales resultan mayores de los permisibles, se disminuyó el esfuerzo transmitido a nivel de desplante a  $3 \text{ Ton/m}^2$ , siendo esta la capacidad de carga recomendada.

# C A P I T U L O

## IV

### DISEÑO DE LA CIMENTACION

#### 4.1.-INTRODUCCION

La cimentación de una estructura es parte de esta, su función es la de transmitir las cargas de dicha estructura a un estrato de terreno lo suficientemente resistente para soportar las cargas y evitar hundimientos diferenciales - que puedan afectar su comportamiento.

Dependiendo de las características del terreno, la solución de la cimentación puede ser a base de zapatas aisladas o corridas, losas de cimentación, pilotes de punta o de fricción o, una combinación de estos elementos.

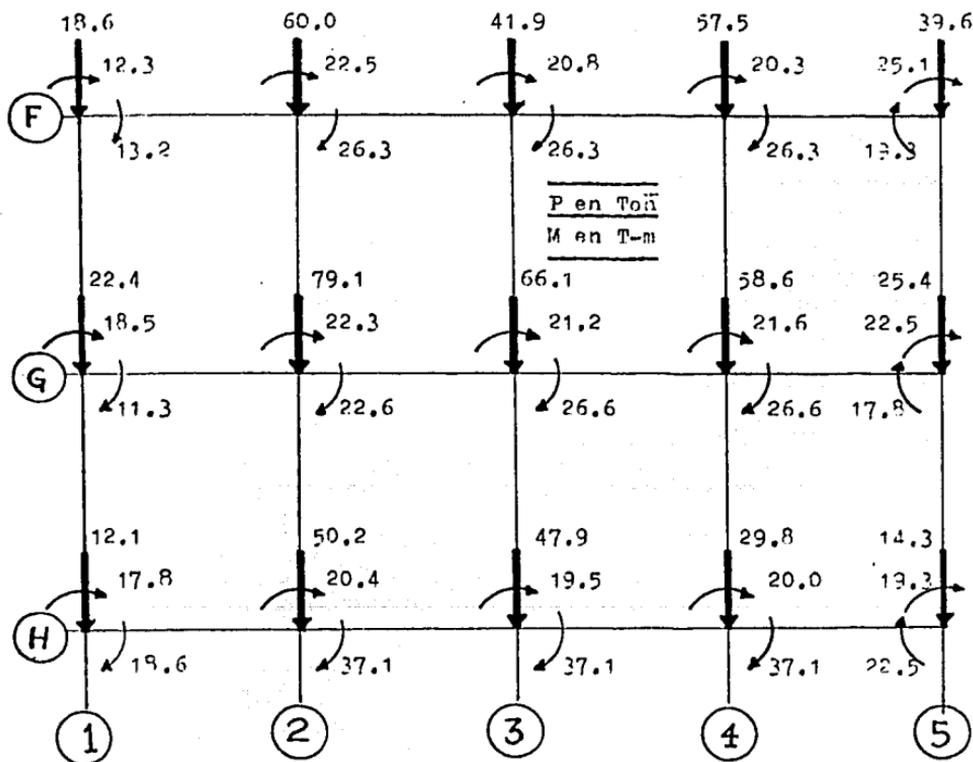
La cimentación de esta obra se ha solucionado a base de zapatas y losas corridas.

El diseño de la cimentación se hizo de acuerdo con lo recomendado en el "Estudio de Mecánica de Suelos" y en base a los elementos obtenidos en el "Análisis Estructural" - que corresponde al capítulo V de esta tesis (por seguir el orden del índice de tesis se presenta ahora el diseño de la cimentación pero debido a que esto es iterativo se puede presentar indistintamente primero uno u otro).

Se presentará solamente el diseño de elementos tipo como son: la losa corrida rectangular, la contratrabes del eje "G" y zapata corrida del eje "E".

#### 4.2.-LOSA CORRIDA DE CIMENTACION

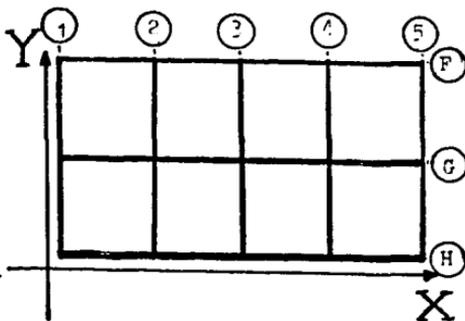
A continuación se presentan los elementos mecánicos que actúan en las bases de las columnas que descargan en la losa, estas acciones se encontraron analizando los marcos que forman la superestructura.



#### 4.2.1.-DIMENSIONAMIENTO

Por la magnitud de las descargas en esta parte de la cimentación se deduce que ésta deberá ser una losa corrida con contratrabes. La losa tendrá la función de transmitir las descargas a una área de suelo lo suficientemente grande para poder resistir éstas, las contratrabes deberán resistir los momentos que se producen en las bases de las columnas.

Las dimensiones de la losa deberán ser tales que - las acciones que obran sobre el terreno no le causen esfuerzos mayores de  $3 \text{ T/m}^2$ . Suponemos que la losa abarca toda el área comprendida entre sus ejes, como se muestra en la figura siguiente:



A continuación se obtendrán el centro de cargas y el centro de gravedad.

CON RESPECTO AL :

EJE X

$$(18.6+22.4+12.1)X + (60+79.1+50.2)(X-6) + (41.9+66.1+49.7) - (X-12) - (57.5+58.6+29.8)(18-X) - (39.6+25.4+14.3)(24-X) -$$

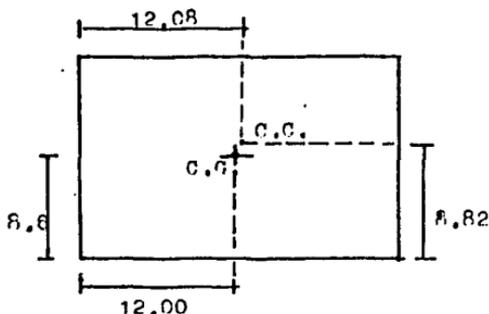
CON RESPECTO AL.

$$X = 12.08 \text{ m}$$

EJE Y

$$217(16-Y) - 251.6(Y-8) - 153.5 Y = 0$$

$$Y = 8.82 \text{ m.}$$



Para obtener los esfuerzos a que esta sometido el suelo utilizaremos la ecuación siguiente

$$f = \frac{P}{A} + \frac{M}{I} Y$$

donde:

$P = p$  (ton) ;  $p$  = descargas de las columnas

$A$  = área de la losa ( $m^2$ )

$M = Pe$  (T-m) ;  $e$  = excentricidad

$I$  = Momento de inercia ( $m^4$ )

$Y$  = Distancia del eje neutro de la losa de la fibra más alejada en compresión (m)

Como el eje "X" tenemos una excentricidad muy pequeña la ecuación anterior se reduce a

$$f = \frac{p}{A}$$

$$P = 623.5 \text{ T}$$

$$A = 16 \times 24 = 384 \text{ m}^2$$

$$M = 623.5 \times 0.82 = 511.3 \text{ T -m}$$

$$I = bh^3/12 = 8192 \text{ m}^4$$

$$Y = 8 \text{ m}$$

por lo que tenemos

$$f = 623.5/385 = 1.62 \text{ T/m}^2$$

de la misma manera para el eje "Y" tenemos

$$f = 1.62 + 0.50 = 2.12 \text{ T/m}^2$$

Si consideramos que el peso de la cimentación en de  $0.8 \text{ T/m}^2$  (losa de 25 cm + contratrabes)

$$\begin{aligned} f_1 &= 2.12 + 0.8 \\ &= 2.92 \text{ T/m}^2 < R_t = 3 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

De lo anterior se deduce que la decisión de elegir una losa corrida fué correcta.

#### 4.2.2.-ANALISIS DE LA LOSA

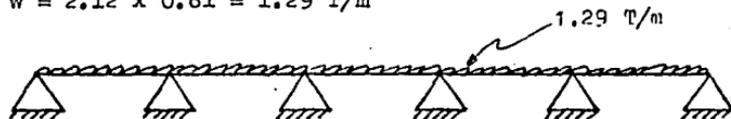
El análisis se hará considerando a la losa perimetralmente apoyada en las contratrabes y analizando una franja de un metro de ancho.

La distribución de cargas que corresponde a cada dirección se hace en base a la relación de ancho a lo largo de la losa, en el Manual ACI-63 se dan factores que para las condiciones de esta losa son 0.61 en el eje "X" y 0.49 en el eje "Y".

De esta manera tenemos:

##### EN EL EJE "X"

$$w = 2.12 \times 0.61 = 1.29 \text{ T/m}$$



momentos de empotramiento.

$$M_{21} = M_{4d} = \frac{1.29 \times 6^2}{8} = 5.81 \text{ T-m}$$

$$M_{2d} = M_{3i} = M_{3d} = M_{4i} = \frac{1.29 \times 36}{12} = 3.87 \text{ T-m}$$

Tabla de datos

BARRA	R.R.	F.D.
2-1	0.50	0.43
2-3	0.67	0.57
$\Sigma$	1.17	1.00
3-2	0.67	0.50
3-4	0.67	0.50
$\Sigma$	1.34	1.00

R.R. ——— RIGIDEZ RELATIVA

F.D. ——— FACTOR DE DISTRIBUCION

F.D.	0.43	0.57	0.50	0.50	0.57	0.43
F.T.			← 0.50 →		← 0.50 →	
M.E.	5.81	-3.87	3.87	-3.87	3.87	-5.81
	-0.83	-1.11	-0.55	0.55	1.11	0.83
M.P.	4.98	-4.98	3.32	-3.32	4.98	-4.98
M <sub>CC</sub> <sup>+</sup>	3.32		1.66		1.66	3.32
V.I.	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87
V.H.	-0.83	0.28	-0.28	-0.28	0.28	-0.83
V.F.	3.04	4.15	3.59	3.59	4.15	3.04

F.T. = FACTOR DE TRANSPORTE

M.E. = MOMENTO DE ENTORRAMIENTO

M<sub>CC</sub><sup>+</sup> = MOMENTO POSITIVO

M.P. = MOMENTO FINAL

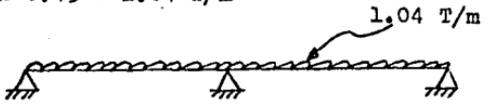
V.I. = CORTANTE ISOSTATICO

V.H. = " HIPERESTATICO

V.F. = " FINAL

EN EL EJE "Y"

$$w = 2.12 \times 0.49 = 1.04 \text{ T/m}$$



$$M_G = \frac{w l^2}{8} = \frac{1.04 \times 8^2}{8} = 8.32 \text{ T-m}$$

$$M^t = \frac{w l^2}{8} - \frac{8.32}{8} = 8.32 - 1.04 = 7.28 \text{ T-m}$$

fuerzas cortantes

$$V_i = \frac{w l}{2} = 4.16 \text{ Ton.}$$

en H y  $\rightarrow$   $V = 4.16 - \frac{8.32}{8} = 3.12 \text{ Ton}$

en G  $\rightarrow$   $V = 4.16 + \frac{8.32}{8} = 5.2 \text{ Ton}$

4.2.3. DISEÑO DE LA LOSA

El diseño se hará conforme a lo establecido en las especificaciones o sea de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el D.F.

Solamente se hará el diseño de la losa en el eje "Y" ya que el procedimiento es el mismo para ambos ejes, solo cambian los valores obtenidos en 4.2.2.

Acero mínimo

$$\begin{aligned} A_s \text{ m\u00edn} &= P_{\text{m\u00edn}} \text{ bd} \\ &= 0.002 \times 100 \times 20 \\ &= 4 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Momento Negativo

$$M = 8.32 \text{ T-m}$$

$$M_w = 1.1 \times 8.32 = 9.15 \text{ T-m}$$

$$d = 20 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

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

$$Q = \frac{M_u}{bd^2 f'_c} = \frac{9.15 \times 10^5}{100 \times 20^2 \times 200}$$
$$= 0.11$$

de la gráfica de flexión (ver apendice)

$$w = 0.12$$

$$p = \frac{0.12 \times 200}{4200} = 0.0057$$

$$A_s = 0.0057 \times 100 \times 20$$
$$= 11.40 \text{ cm}^2 \longrightarrow 10 \text{ vars } 1/2" = 12.70 \text{ cm}^2$$

### Momento Positivo

Siguiendo el procedimiento anterior pero con:

$$M = 7.28 \text{ T-m tenemos:}$$

$$A_s = 9.53 \text{ T-m} \longrightarrow 8 \text{ vars } 1/2" = 10.16 \text{ cm}^2$$

### Revisión por Cortante

El valor del cortante máximo es

$$V = 5.2 \text{ Ton.}$$

$$V_u = 1.1 \times 5.2 = 5.72 \text{ Ton.}$$

La resistencia del concreto es

$$v_c = 0.8 \times 0.5 \times V f'_c = 5.65 \text{ Kg/cm}^2$$

Si suponemos que las columnas descargan directamente a la losa tenemos:

$b = \text{perímetro de la columna} + 4 d$

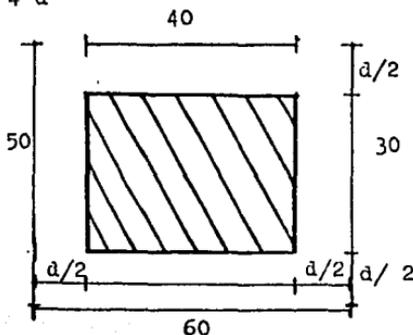
$$= 140 + 4 (20) = 220 \text{ cm}$$

$$d = 20$$

$$V_c = v_c db = 5.65 \times 20 \times 220$$

$$= 24.86 \text{ Ton.}$$

$$V_c > V_u$$



Por lo que no se requiere refuerzo transversal.

#### 4.3.-CONTRATRABES

Las contratrabes se deberán diseñar para resistir los momentos que se producen en las bases de las columnas -- y los momentos producidos debido a la reacción del terreno.

Se presentará el diseño de la contratrabe CT-2 (eje "G")

CONTRATRABE CT-2 (eje "G") (ver figura pág. sig.)

Para esta contratrabe el área tributaria es:

$$A_t = 2 \frac{(2 \times 6)}{2} = 12 \text{ m}^2$$

LA FRANJA SERÁ :

$$\frac{12}{6} = 2 \text{ m}$$

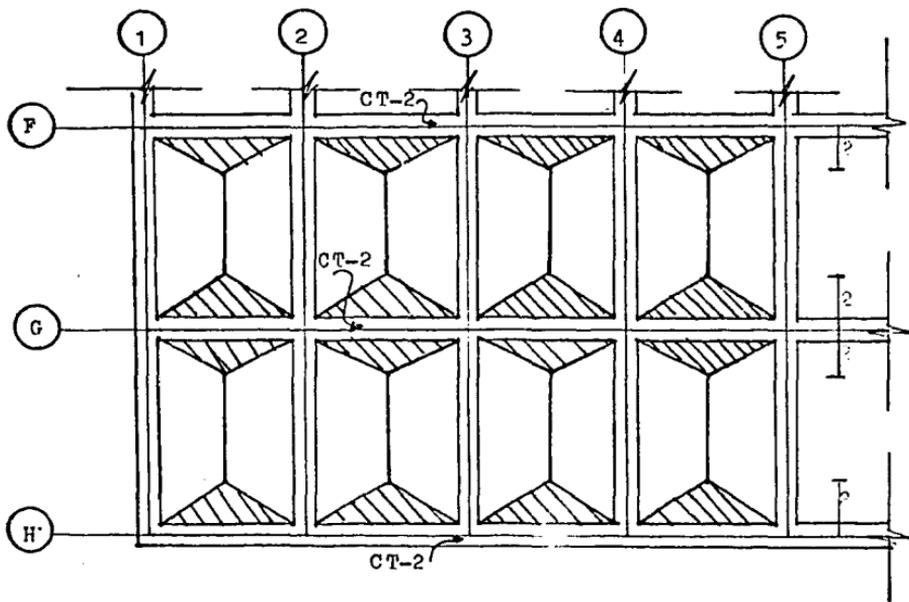
Como la carga sobre la losa es de:

$$w = 2.12 \text{ T/m}^2$$

en la contratrabe será

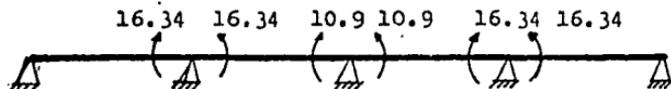
$$w = 2.12 \text{ T/m}$$

Las áreas tributarias de las contratraves CT-2 correspondientes a los ejes "F", "G" y "H".

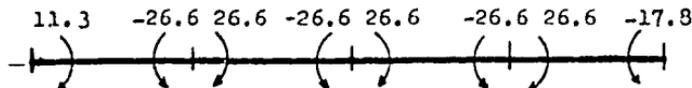


como las condiciones son equivalentes a las del análisis de la losa de un metro de ancho entonces los momentos también \_\_\_\_\_

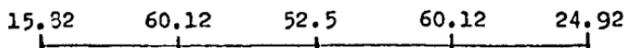
serán el doble, de esta manera tenemos:



Los momentos transmitidos por las columnas fuerón:



Los momentos finales multiplicados por el factor de seguridad (1.4) nos dan los momentos ultimos, con los cuales se va a diseñar, estos valores son:



El diseño de la contratrabe se hará con el mayor valor de los tres apoyos centrales y con el mayor de los extremos.

Así tenemos para los apoyos centrales:

$$B = \frac{M_u}{bd^2 f'_c}$$

$$M_u = 60.12$$

$$b = 30$$

$$d = 110$$

$$B = \frac{60.12}{726} = 0.083$$

de la gráfica de flexión

$$w = 0.095$$

$$p = \frac{0.075 \times 200}{4200} = 0.0045$$

$$A_g = 14.85 \text{ cm}^2$$

$$6 \text{ varr } \# 6 = 17.22 \text{ cm}^2$$

en los extremos

$$M_u = \frac{24.92}{726} = 0.034 \text{ --- armado mínimo}$$

$$p_{\min}' = 0.002$$

$$A_{s\min} = 0.002 \times 30 \times 110 = 6.6 \text{ cm}^2$$

$$3 \text{ vars } \# 6 = 8.61 \text{ cm}^2$$

Para que el armado cumpla con las especificaciones se colocarán 2 varillas longitudinales de 6/8" a cada 30 cm. El refuerzo transversal sera de 3/8" y tambien para que cumpla -- con las especificaciones se colocará a cada 25 cm.

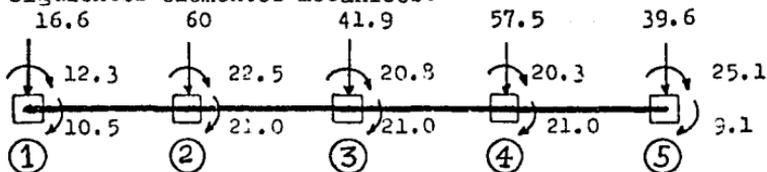
El diseño de las demás contratraves se hace siguiendo el mismo procedimiento.

En el plano 6 se detalla el armado de la cimentación.

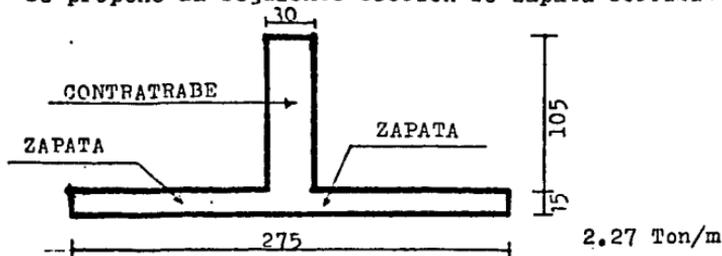
#### 4.4.-ZAPATA CORRIDA EJE "E"

Al igual que en la losa de cimentación se supondrán primero las dimensiones en la zapata y se revisará que el terreno soporte las cargas verticales mas el peso de la cimentación. El diseño de la contratrabe longitudinal y de las contratraves transversales se hará de la misma manera que en el inciso 4.2.

Del resultado del análisis tenemos para el eje "E" los siguientes elementos mecánicos:



Se propone la siguiente sección de zapata corrida:



$$P = 18.6 + 60 + 41.9 + 57.5 + 39.6 = 217.6 \text{ Ton.}$$

$$P_{cim} = 17.6 \text{ Ton}$$

$$P_t = 235.2$$

$$A = 2.75 \times 32 = 88 \text{ m}^2$$

$$f = \frac{P_t}{A} = \frac{235.2}{88} = 2.67 \text{ T/m}^2 < R_t = 3 \text{ T/m}^2$$

Tomando el peso de la cimentación contra la reacción

$$f = \frac{200}{88} = 2.27 \text{ T/m}^2$$

Para el diseño de la contratrase los momentos que resultarán del análisis se deberán aumentar debido a la reacción del terreno sobre la zapata.

Si en el análisis de la losa de un metro de ancho para el mismo apoyo tenemos un momento de 8.17 T-m con 2.12 T/m<sup>2</sup> de reacción del terreno, ahora tendremos.

$$\frac{8.17}{2.12} = \frac{x}{2.27} ; \quad x = 8.75$$

$$M = 8.75 \times 2.75 = 24.06 \text{ T-m}$$

entonces el momento final en el apoyo "2" será:

$$M_f = 22.5 + 24.06$$

$$= 46.6$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = 115 \text{ cm}$$

$$B = \frac{M}{bd^2 f'_c} = \frac{46.6}{793.5} = 0.59$$

de la gráfica de flexión

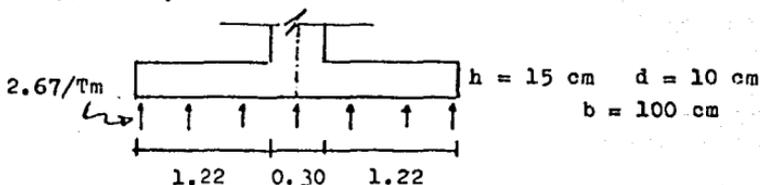
$$w = 0.059$$

$$p = \frac{0.059 \times 200}{4200} = 0.0028$$

$$A_B = 9.66 \text{ cm}^2$$

$$5 \text{ varas } 5/8'' = 10 \text{ cm}^2$$

Ahora se revisará la zapata por flexión y por fuerza cortante, se tomará un metro de ancho.



el momento en el paño de la columna es:

$$M = \frac{2.67 \times 1.22^2}{2} = 2 \text{ T-m}$$

$$N_u = 2.2 \text{ T-m}$$

$$B = \frac{2.2}{20} = 0.11$$

de la gráfica de flexión

$$w = 0.12$$

$$p = \frac{0.12 \times 200}{4200} = 0.0057$$

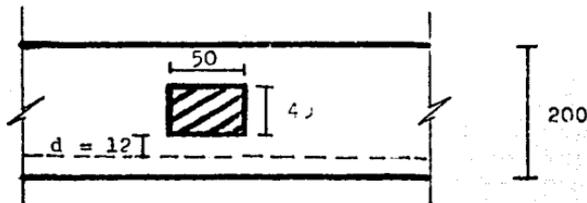
$$A_g = 5.7 \text{ cm}^2$$

$$6 \text{ varillas de } 4/8'' = 7.6 \text{ cm}^2$$

(se pondrán a cada 16 cm, ver plano 6)

La revisión por cortante se hará de 2 maneras:

Como viga



$$a = b/2 - bc/2 - d = \frac{2}{2} - \frac{0.45}{2} - 0.12$$

$$= 1 - 0.22 - 0.12 = 0.9$$

$$V_u = w a b = 2.8 \times 0.9 \times 2$$

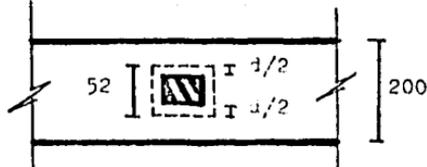
$$= 5.04 \text{ Ton}$$

$$v_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{5040}{200 \times 12} = 2.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.8 \times 0.5 v f'_c$$

$$= 5.5 \text{ Kg/cm}^2 > v_u$$

Como losa



$$V_u = w (b^2 - b_c^2) = 2.8 (2^2 - 0.52^2)$$

$$= 2.8 (3.7) = 10.4 \text{ Ton}$$

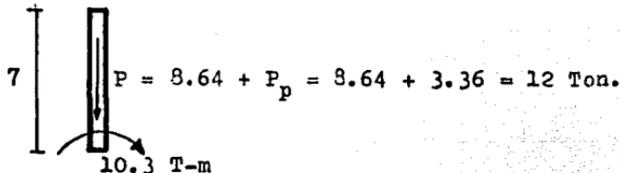
$$v_u = \frac{Vu}{Abd} = \frac{10400}{4 \times 200 \times 12} = 1.08 \text{ Kg/cm}^2 \quad v_c = 0.8V f'_c$$

$$= 11.3 \text{ Kg/cm}^2$$

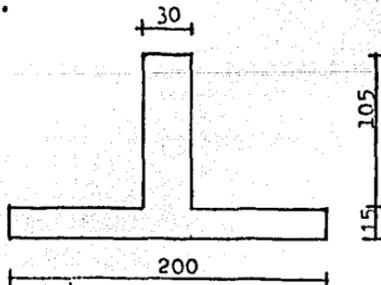
#### 4.5.-ZAPATA TIPO PARA COLUMNA C-1

Para cimentar la columna C-1 se diseñara una zapata tipo, la condición mas desfavorable se presenta en el eje -- "D". Primeramente se analizará una zapata en forma aislada y despues se diseñará una contratrabe para hacerla resistir la reacción del terreno y, para que trabaje en conjunto toda la zapata.

Los resultados obtenidos en el analisis de la columna son los siguientes.



Para revisar la resistencia del terreno se deberá -- tomar en cuenta el peso de la cimentación. La sección propuesta es la siguiente.



$$P_{cim} = 8.78 \text{ Ton.}$$

$$P_t = 8.78 + 12 = 20.78 \text{ Ton.}$$

$$P_u = 22.9$$

$$M_u = 10.3 \times 1.1 = 11.3 \text{ T-m}$$

$$b = 2$$

$$L = 6$$

se utilizará la formula.

$$\begin{aligned} f &= \frac{P_u}{A} + \frac{M_u}{I} \quad y \\ &= \frac{22.9}{12} + \frac{11.3}{36} \quad (3) \\ &= 1.9 + 0.9 = 2.8 \text{ T/m}^2 < R_t = 3 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

Aprovechando el análisis que se hizo para un metro de ancho en la losa tenemos un momento máximo de 8.17 t-m para una carga de 2.12 T/m<sup>2</sup>.

$$\frac{8.17}{2.12} = \frac{x}{2.8} \quad ; \quad x = 10.8$$

como tenemos 2 m de ancho

$$M = 21.6 \text{ T-m}$$

El momento final será la suma de el momento producido por la reacción del terreno mas el momento en la base de las columnas.

$$M_f = 10.3 + 21.6 = 31.9 \text{ T-m}$$

$$M_u = 35.1 \text{ T-m}$$

$$b = 2 \text{ m}$$

$$d = 1.1 \text{ m}$$

$$B = \frac{M_u}{bd^2 f'_c} = \frac{35.1}{726} = 0.048$$

de la gráfica de flexión

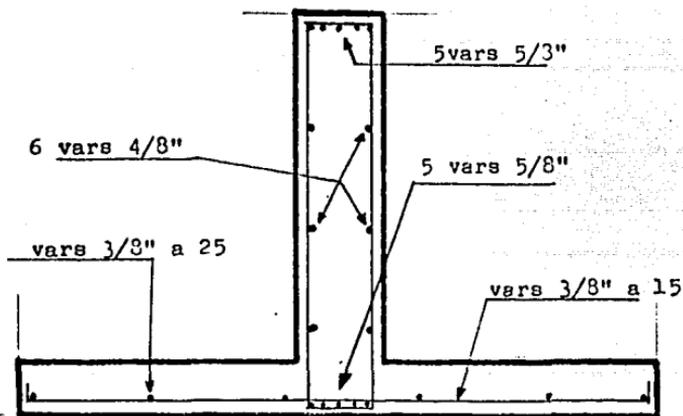
$$w = 0.048$$

$$P = 0.0023$$

$$A_s = 7.6 \text{ cm}^2$$

$$5 \text{ vars } 5/8" = 10 \text{ cm}^2$$

La revisión de la zapata para flexión y cortante se hizo de la misma manera que en 4.3, de esta manera la zapata queda armada de la siguiente manera.



# C A P I T U L O

## V

### ANALISIS      ESTRUCTURAL

En este capítulo se describen los procesos que se usaron para llegar a conocer los elementos mecánicos producto de las acciones exteriores que inducen en los elementos estructurales y que estos a su vez deberán soportar para la estabilidad de la estructura bajo todas las condiciones de carga que se puedan presentar en la vida útil de ésta.

La secuencia que se seguirá es la siguiente:

- Se propondrá una estructuración.
- Se obtendrán las solicitaciones a que pueda estar sometida la estructura.
- Se hará el análisis de los elementos que se consideren mas desfavorables y se obtendrán los datos necesarios para el diseño.

En cada uno de los pasos anteriores se irá describiendo el desarrollo de los mismos.

### 5.1.-ESTRUCTURACION

La estructuración se deduce del proyecto arquitectónico resultando lo siguiente:

- a) El techo o cubierta será a base de láminas acanaladas de asbesto-cemento y traslucidas sobre una estructura metálica.
- b) La losa de entrepiso deberá ser reticular aligerada de concreto con capiteles, apoyados sobre columnas y dejando diferentes desniveles en los baños para efectuar las instalaciones sanitarias requeridas. Esta losa también se apoyará en traveses de concreto o muros de carga reforzados con castillos. En la losa de entrepiso también existirá una losa maciza para la cámara de carnes y la zona de compresores que se apoya perimetralmente en traveses.

c) Los muros serán de tabique perforado y se reforzarán con -  
dalas y castillos, todos colocados interiormente en los muros.

d) La cimentación se hará con zapatas y losas corridas de con-  
creto.

## 5.2.-SOLICITACIONES

Solicitud es toda aquella acción o conjunto de -  
acciones que se supone causan sobre una construcción efectos  
equivalentes a los debidos a aquellos agentes externos a los  
que la construcción puede verse sometida.

Las solicitudes se clasifican en permanentes o -  
accidentales de acuerdo a su variación en el tiempo.

### 5.2.1.-SOLICITACIONES PERMANENTES

Son las que como su nombre lo dice actúan permanen-  
temente, entre éstas, se pueden considerar: carga muerta, que  
se compone principalmente por el peso propio de los materia--  
les que conforman la estructura y ; una parte de la carga vi-  
va, esto incluye el peso del mobiliario y equipo.

### 5.2.2.-SOLICITACIONES ACCIDENTALES

Son aquellas cuyas características y tiempos de ocu-  
rrencia son impredecibles, por ejemplo: granizo (estática) y,  
sismo y viento (dinámicas). Para el análisis de las estructu-  
ras es necesario siempre el que se consideren las condiciones  
mas desfavorables a las que puede verse sometida la estructu-  
ra.

## 5.3.-OBTENCION DE CARGAS

### 5.3.1.-CARGA VERTICAL

Para el análisis estructural se considerará que la carga vertical esta formada por la carga viva y la carga muerta.

En el caso de carga muerta se tomará: el peso de la estructura, acabados, recubrimientos, plafones, divisiones, ductos, lámparas, etc. Tomando en cuenta que las variaciones que sufren las cargas de diseño pueden ser muy importantes es necesario que la determinación de estas cargas sea lo mas precisa posible.

La carga viva la podemos definir como la carga vertical que gravita en la estructura en diversos lapsos de tiempo, tal como el peso de personal, equipo, muebles, etc.

A continuación se presentan los pesos con los que se analizará la estructura.

#### a) PESO DE LA CUBIERTA

Lámina de asbesto	20 kg/m <sup>2</sup>
Ducto y lámparas	10
Plafón	40
Estructura de acero	50
Carga viva	60
	<hr/>
W	= 180 kg/m <sup>2</sup>

#### b) LOSAS DE ENTREPISO

##### b-1) LOSA ALIGERADA (un tablero)

Esta losa abarca una área de  $6 \times 8 = 48 \text{ m}^2$ , el número de aligeramientos de  $40 \times 40 \times 25$  es 146 y el volumen de

concreto es de  $43 \times 0.3 - 0.4 \times 146 = 8.56 \text{ m}^3$ .

Si tomamos un peso volumétrico para el concreto de  $2400 \text{ kg/m}^3$  y un peso de  $22.5 \text{ kg}$ . por aligeramiento tenemos - que:

Peso del concreto - - - - -	$8.56 \times 2.4 =$	20544
Peso aligeramiento - - - - -	$146 \times 22.5 =$	3285
		<hr/>
	SUMA	23829 kg.

De esta manera tendremos:

Peso losa	=	496	kg/m <sup>2</sup>
Peso yeso	=	20	
Peso acabados	=	100	
Carga viva	=	450	
		<hr/>	
W	=	1066	kg/m <sup>2</sup>

b-2) LOSA MACIZA (h=30 cm)

Peso losa	=	720	kg/m <sup>2</sup>
Peso yeso	=	20	
Peso acabados	=	100	
Peso equipo	=	414	
Camara de carnes	=	338	
Carga viva	=	200	
		<hr/>	
W	=	1792	kg/m <sup>2</sup>

b-3) LOSA DE BAÑOS (h=10cm)

Peso losa	=	240	kg/m <sup>2</sup>
Peso yeso	=	50	
Peso trabe	=	62	
Peso relleno	=	220	
Peso acabado	=	40	
Peso cerámica	=	30	
Peso instalaciones	=	40	
Peso carga viva	=	300	
		<hr/>	
W	=	962	kg/m <sup>2</sup>

c) MUROS

Peso muro de tabique perforado de  
6 x 12 x 24 (acabado aparente) = 250 kg/m<sup>2</sup>

Peso muro de tabique acabado por  
los dos lados = 340 kg/m<sup>2</sup>

Peso muro de tabique acabado por  
un lado = 300 kg/m<sup>2</sup>

5.3.2.-CARGAS HORIZONTALES

Sismos

Un sismo es una vibración y oscilación de la superficie del terreno ocasionado por una alteración pasajera del equilibrio elástico gravitacional de las rocas en la superficie o por debajo de ella.

Los sismos pueden clasificarse en naturales o artificiales, estos últimos son los producidos por el hombre y -- los naturales pueden ser de origen tectónicos, plutónicos o -- volcánicos.

En México la mayoría de los temblores que se producen son de origen tectónico, estos se deben a una acumulación de energía de deformación de los grandes bloques del interior de la corteza terrestre, provocadas por distintas causas, tales como contracción térmica.

Cuando esta acumulación de esfuerzos se hace tan grande que no se puede sostener se producen deslizamientos súbitos a lo largo de fracturas preexistentes o la corteza terrestre se rompe y los grandes bloques se acomodan hasta aliviar los esfuerzos y deformaciones que existían.

Para realizar el diseño sísmico se han establecido criterios de análisis basados en estudios estadísticos acerca de la sismicidad de cada región. En México, siendo un país de alto grado de sismicidad se ha estudiado la frecuencia de los temblores en las diversas regiones y se ha establecido un mapa que señala el riesgo sísmico de cada una de las regiones (ver mapa fig. 5.1.)

Así mismo dentro de cada región las características sísmicas de una estructura varían según la naturaleza del suelo, por esta razón todo sitio donde se proyecte erigir una estructura deberá clasificarse según su compresibilidad.

El tipo de estructura también influye en el grado de seguridad de esta, por lo que las estructuras se han clasificado según el destino para el que se construyen y se ha hecho una subdivisión en base a la forma en que están estructuradas.

#### COEFICIENTE SISMICO

Se entiende por coeficiente sísmico "C" el cociente de la fuerza horizontal "V" en la base del edificio y el.

Poso "W" del mismo sobre dicho nivel. Para cálculo de --  
"W" se han considerado las cargas obtenidas por carga --  
vertical.

En el Reglamento de Construcciones del D.F. se  
hace la clasificación de las estructuras así como su sub  
división y se presenta un mapa que indica la zonifica--  
ción del Distrito Federal en cuanto a tipos de subsuelo.  
De acuerdo con dicho reglamento para esta obra tenemos.

TIPO DE ESTRUCTURACION	-	1
COEFICIENTE SISMICO	-	0.2 (ZONA II)

### Viento

Esencialmente, el viento es aire en movimiento  
y al igual que cualquier otro fluido, produce distintas  
presiones sobre los objetos que se le interponen.

Cuando un sólido está colocado en la corriente  
del aire, las partículas de este último desvian su cami--  
no y pasan rozando la superficie del sólido. Si la velo--  
cidad del aire es muy pequeña, las trayectorias de las -  
partículas envuelven prácticamente al sólido. Al aumen--  
tar la velocidad sus partículas envuelven al sólido en -  
la cara de barlovento., mientras que en la zona de sota--  
vento las partículas se separan violentamente, creando -  
una serie de alteraciones que se traducen en cambios de  
velocidad y por lo tanto de la presión.

Todas las fuerzas debidas al viento son dinámi--  
cas pero para nuestro caso bastará con representar la --  
acción del viento como una fuerza estática.

4/11/76  
Regionalización sísmica de México  
M.V.Z.

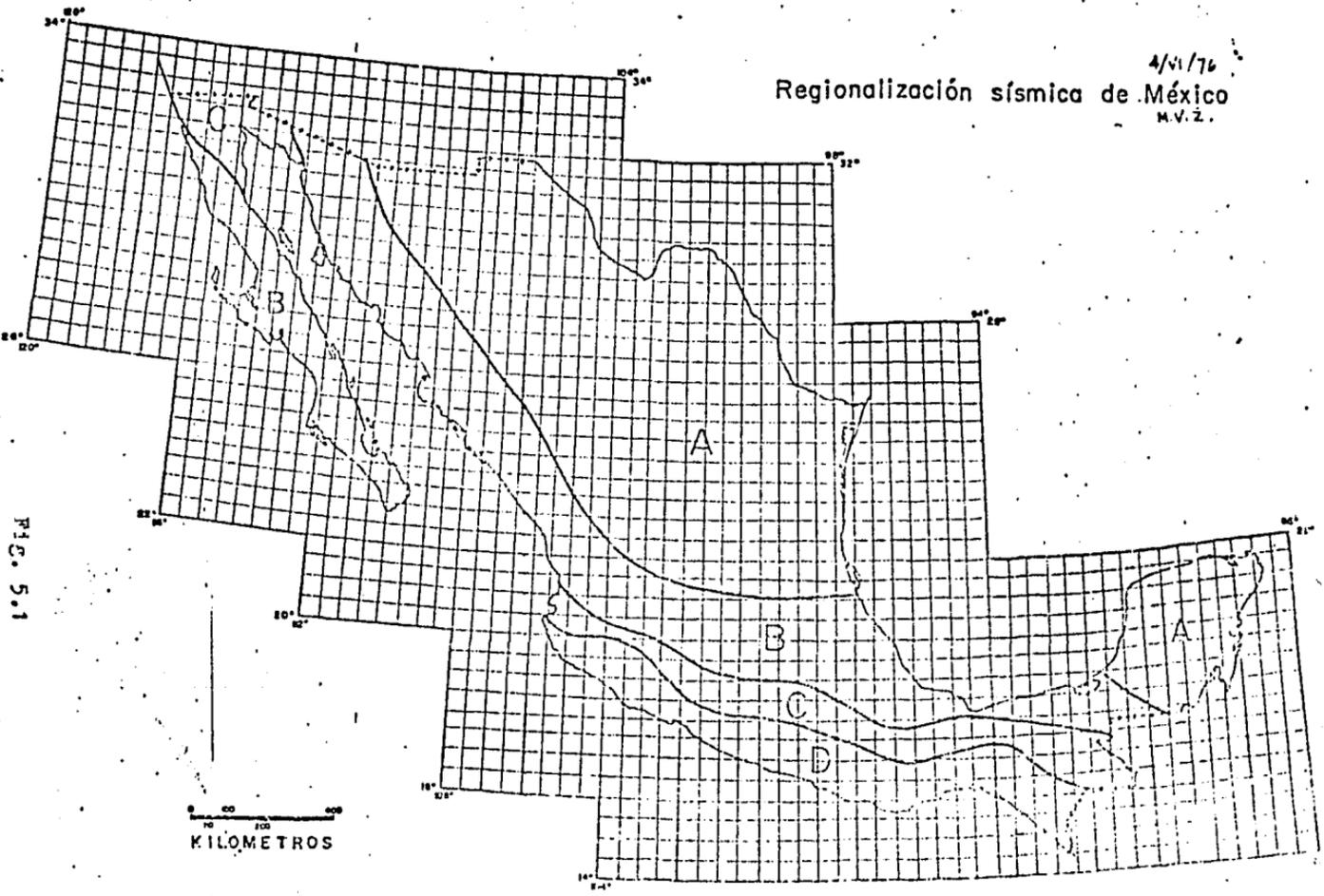


FIG. 5.1

En el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad en la sección "B" que se refiere a -- "Solicitaciones" existen tablas ( T-2, T-3, T-4 ) en las -- que se establecen coeficientes que toman en cuenta las condiciones descritas anteriormente y que se aplican de manera siguiente:

Se determina la velocidad " $V_z$ " de la siguiente -- ecuación.

$$V_z = V \left( \frac{Z}{Z_0} \right)^\alpha$$

donde:

$V_z$  \_\_\_ Velocidad de diseño (Km/h)

$Z$  \_\_\_ Altura sobre el terreno (m)

$Z_0$  \_\_\_ 10 m.

$\alpha$  \_\_\_ Coeficiente que depende de la topografía (Tabla T-2)

$V$  \_\_\_ Velocidad básica (Km/h)

Para la velocidad básica tenemos:

$$V = K_1 K_2 V_0$$

donde:

$K_1$  \_\_\_ Factor de topografía (Tabla T-2)

$K_2$  \_\_\_ Factor de tiempo de recurrencia (Tabla T-4)

$V_0$  \_\_\_ Velocidad regional (Km/h) (Tabla T-3)

Obtenida la velocidad  $V_z$  esta se utiliza en la fórmula.

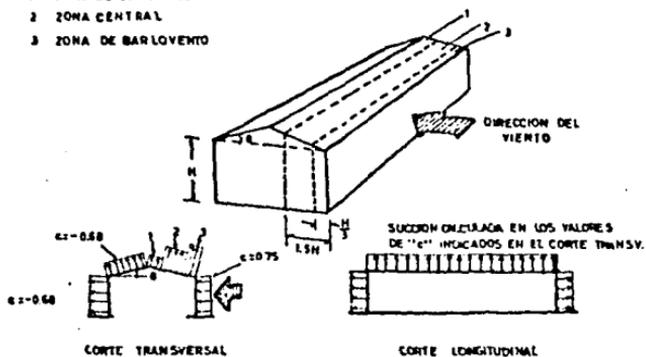
$$P = 0.0048GCV_z^2$$

donde:

$C$  \_\_\_ Coeficiente de empuje adimensional (figura 5.2)

4) VIENTO NORMAL A LAS GENERATRICES

- 1 ZONA DE SOTAVIENTO
- 2 ZONA CENTRAL
- 3 ZONA DE BARLOVENTO



FALD P E S D E c				
θ	SUPERFICIE DE BARLOVENTO			SUPERFICIE DE SOTAVIENTO
	Z O N A S			
	de barlovento	central	de sotavento	
15°	-1.75	-1.00	-0.40	-0.68
15 00 4 65	-21.00230	-12.00130	-0.40	-0.68
por de los sig	0.0120	0.0075		
65°	0.75	-0.75	0.75	-0.68

VIENTO PARALELO A LAS GENERATRICES :

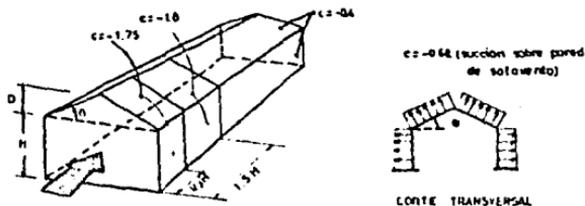


FIG 6 CUBERTAS DE DOS AGUAS.

P \_\_\_\_ Presión o succión debido al viento ( $\text{kg}/\text{m}^2$ )

G \_\_\_\_ Factor de reducci3n debido a la densidad de la atmosfera a la altura h (Km) sobre el nivel del mar.

$$G = \frac{8 + h}{8 + 2h}$$

Cuando C es positivo se trata de un empuje y cuando es negativo de una succi3n.

#### DETERMINACION DE LOS EMPUJES POR VIENTO

De acuerdo con el Manual de Obras Civiles de la C.F.E. tenemos que se trata de:

Estructura \_\_\_\_ Tipo 1

$$K_1 = 0.8$$

$$K_2 = 1.2$$

$$V_0 = 100 \text{ Km/h}$$

$$V = 0.8 \times 1.2 \times 100 = 96 \text{ Km/h}$$

por lo tanto

$$V_z = V \left( \frac{z}{z_0} \right)^\alpha$$

$$z = 8.5 \text{ m.}$$

$$= 0.075$$

$$V_z = 96 \left( \frac{8.5}{10} \right)^{0.075}$$

$$= 95 \text{ Km/h}$$

finalmente tendremos el empuje

$$G = \frac{8 + 2}{8 + (2 \times 2)} = 0.83$$

$$P = (0.0048 \times 0.83 \times 95^2) \text{ C}$$

$$= 36 \text{ C}$$

Para una estructura de este tipo la distribuci3n de los coeficientes de presi3n se representa en la figura de la p3gina siguiente.

#### 5.4.-CRITERIO DE ANALISIS

En esta tesis solo se presentará el análisis de los marcos típicos que se consideran mas desfavorables, - teniendo en cuenta que para diseñar la estructura se hizo el análisis de todos y cada uno de los elementos que la componen.

Como el valor de la presión por viento es relativamente baja comparada con la fuerza sísmica, los marcos solo se analizarán para carga vertical y sismo. Las cargas de viento se utilizarán unicamente para el diseño de la cubierta y de los muros en forma aislada.

Dadas las características de esta estructura y siempre de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (art.238) es adecuado utilizar el Método de Análisis Estático el cual especifica que para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se suponen concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde multiplicado por el Coeficiente Sísmico.

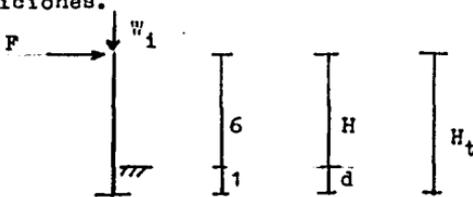
Se presentará el análisis de las columnas "C-1" y de los marcos contenidos en los ejes "F" y "2". El análisis del marco del eje "F" servirá de base para el diseño de la losa reticular (ver plano 7)

## 5.5.-ANALISIS

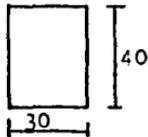
### 5.5.1.-COLUMNAS C-1

Las columnas denominadas C-1 (ver plano 5), se analizarán suponiendo que trabajan en forma aislada; como condición mas desfavorable se considerará la columna situada en la intersección de los ejes D y 9, en el sentido del eje 9.

De este modo esta columna estará en las siguientes condiciones.



Se supondrá la sección:



$$d = 37 \text{ cm.}$$

ahora se determinarán "W", "F" y "M"

$$W_1 = 0.18 \times 43 = 8.64 \text{ Ton (carga vertical)}$$

$$F = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \times \sum W_i$$

donde:

F = fuerza sismica

$W_i$  = carga vertical en cada nivel

$h_i$  = altura en el nivel "i"

$c$  = coeficiente sismico

= 0.2

en este caso (un nivel)

$$\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} = 1$$

por lo tanto:

$$F = c W_i$$

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones (artículo 226) la carga viva para fuerza sismica cambia, por lo que:

$$W = 120 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_i = 6.72 \text{ Ton.}$$

$$F = 0.2 \times 6.72 = 1.34 \text{ Ton.}$$

$$M = F H_t \text{ (momento debido al sismo)}$$

$$= 1.34 \times 7$$

$$= 9.38 \text{ Ton.}$$

El momento en la base de la columna será:

$$\delta M_a = M$$

$M_a$  — momento amplificado

$\delta$  — incremento del momento por efectos de esbeltez.

Para determinar  $\delta M$  se procederá de la manera siguiente: (método A C I 318-71) :

$$H = 6 \text{ m}$$

$$\psi_1 = \quad (\text{empotramiento en la parte inferior})$$

$$\psi_2 = 0 \quad (\text{empotramiento en la parte superior})$$

con  $\psi_1$  y  $\psi_2$  de la tabla de la fig. 5.3. se obtiene:

$$K = 2$$

$$H' = K H \text{ (longitud amplificada)}$$

$$= 2 \times 6$$

$$= 12$$

Ahora necesitaremos "E I"

$$E I = \frac{E_c I_g / 2.5}{1 + B_d}$$

donde:

$$E_c = 143 \times 10^3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$I_g = \frac{30 \times 40^3}{12} = 160 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

$$B_d = \frac{M_c \cdot M.}{M_c \cdot V.} = 2 \text{ (relaci3n de cargas)}$$

por lo tanto:

$$E I = \frac{(143) (160) 10^6 / 2.5}{1 + 2} = 3051 \times 10^6$$

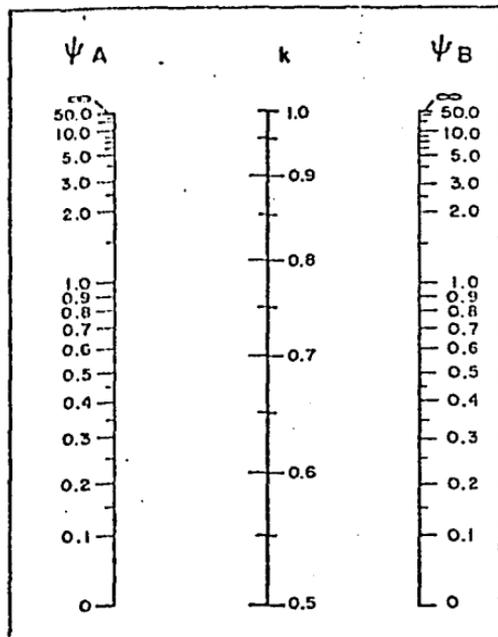
c3lculo de la carga cr3tica

$$P_0 = \frac{\pi^2 E I}{(K L)^2}$$
$$= \frac{30031 \times 10^6}{1.44 \times 10^6}$$

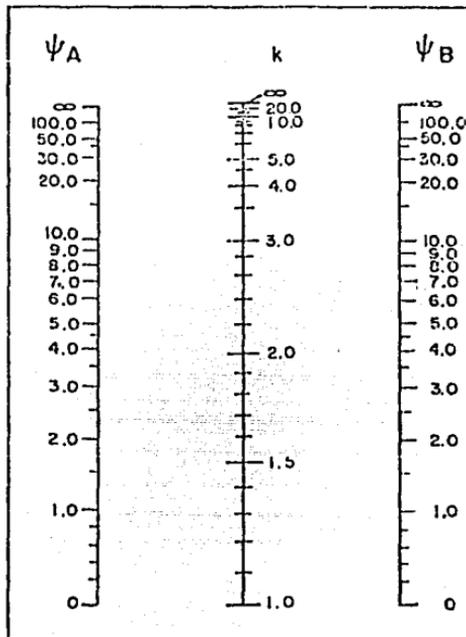
$$= 20.9 \text{ Ton.}$$

el factor de amplificaci3n ser3:

(a)



(b)



$\psi$  = cociente de  $\Sigma(I/L)$  de las columnas, entre  $\Sigma(I/L)$  de los miembros de flexión que llegan a un extremo de una columna, en el plano considerado

$$H' = kH$$

A y B son los extremos de la columna

Nomogramas para determinar longitudes efectivas,  $H'$ , de miembros a flexocompresión

Fig. 5.3

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_c}{P_r}}$$

como la estructura puede desplazarse

$$C_m = 1$$

por lo que

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{8.64}{20.9}} = \frac{1}{0.59} = 1.69$$

Finalmente obtenemos el momento amplificado.

$$\begin{aligned} M_a &= \delta M \\ &= 1.69 \times 9.38 \\ &= 15.85 \text{ T-m} \end{aligned}$$

#### 5.5.2.-MARCO EJE "F"

El análisis de este marco al igual que el de los marcos del eje "2" servirá de base para el diseño de la losa reticular indicado en los planos arquitectónicos.

El método propuesto por el actual Reglamento de Construcciones del D. F. para marcos constituidos por columnas y losas reticulares, consiste en formar dicho marco con las columnas propuestas y la trabe cuya sección es la suma de las secciones de las nervaduras del área tributaria correspondiente.

En algunas ocasiones la distribución de nervaduras en la losa reticular se propone en los planos arquitectónicos obligada por razones de estética o de otra índole.

Para iniciar el análisis de una estructura se proponen secciones de los elementos estructurales, después,

obtenidas las acciones que obran sobre dichos elementos, pueden cambiarse estas secciones o diseñarse con ellas según sea conveniente.

Para la elaboración de esta Tesis se usó el proceso descrito en el párrafo anterior pero solo se presentará el análisis con las secciones que se diseñó.

#### METODO DE KANI

Este método de análisis solo se describirá brevemente ya que en cualquier libro de "Análisis Estructural" podremos encontrar su explicación detallada, que se puede resumir en los siguientes pasos.

- 1) Se obtienen los factores de distribución angular y lineal de todos los nudos y columnas; con las siguientes formulas.

$$\frac{K}{2 \sum K} \quad \text{--- factor de distribución angular}$$

$$\frac{3 K}{2 \sum K} \quad \text{--- factor de distribución lineal}$$

- 2) Cálculo de los momentos de empotramiento de los cuales se calculan los momentos de desequilibrio en los nudos.

- 3) Determinación de la fuerza cortante como la suma de las fuerzas horizontales arriba del piso analizado. El momento de entrepiso se calculará con la formula,  $\frac{V h}{3}$ .

- 4) Se inicia el ciclo iterativo para calcular las

contribuciones angulares y lineales hasta lograr que en dos ciclos consecutivos los valores obtenidos sean iguales.

5) Los momentos finales en los extremos de las barras se obtienen a partir de la formula

$$M_{ij} = M_{io} + m_{ij} + m_{ji} + \frac{1}{2}ij$$

donde:

$\frac{1}{2}ij$  ——— contribución por desplazamiento lineal transversal relativo entre los extremos de la barra

$$= - \frac{G E I}{22}$$

$M_{io}$  ——— Momento de desequilibrio en el nudo i.

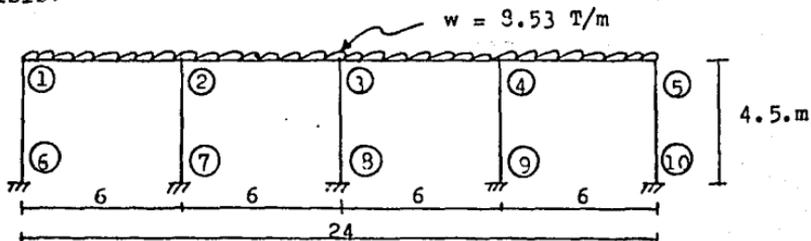
$m_{ij}$  ——— Contribución angular del extremo cercano

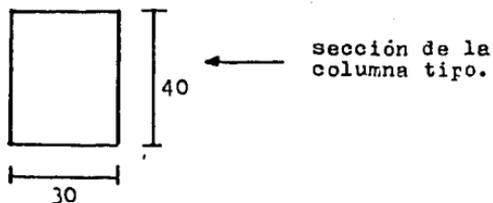
$$= \frac{2 E I}{L} \theta_i$$

$m_{ji}$  ——— Contribución angular del extremo lejano

$$= \frac{2 E I}{L} \theta_j$$

Considerando lo anterior se presenta el siguiente analisis:





Determinación de la Sección de la trabe

del plano 7 tenemos

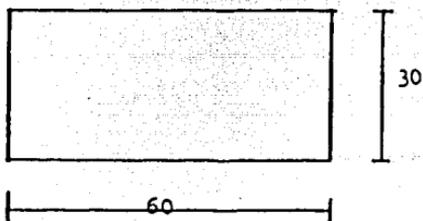
1 nervadura de 26 cm

2 nervaduras de 15

4 " " 11

4 " " 10

62 cm



Momentos de inercia

$$I = \frac{B H^3}{12}$$

\_\_\_\_\_ momento de inercia de una --  
sección rectangular con res--  
pecto a su eje centroidal.

$$I_c = \frac{40 \times 30^3}{12} \quad \text{momento de inercia de la columna.}$$

$$= 0.9 \times 10^5 \quad \text{cm}^4$$

$$I_t = \frac{60 \times 30^3}{12} \quad \text{momento de inercia de la trabe.}$$

$$= 1.35 \times 10^5 \quad \text{cm}^4$$

### Factores de distribución

En este caso son iguales los nudos 1 con 5 y, 2 con 3 y 4, por lo que también los factores de distribución serán iguales.

$$\text{F.D.} = \frac{K}{2 \sum K} \quad \text{angular}$$

$$\text{F.D.} = \frac{3 K}{2 \sum K} \quad \text{lineal}$$

donde:

$$K = \frac{4 E I}{L} \quad \text{rigidez}$$

$$\text{como } 4 E = \text{cte}$$

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

ejemplo : barra 1-2

$$\frac{I}{L} = \frac{1.35}{6} = 0.225$$

angulares

NUDO	BARRA	R.R.	F.D.
1	1 - 2	0.225	0.26
	1 - 6	0.200	0.24
	2 $\Sigma$	0.350	0.50
2	2 - 1	0.225	0.17
	2 - 3	0.200	0.16
	2 - 7	0.225	0.17
	2 $\Sigma$	1.300	0.50

lineales

BARRA	R.R.	F.D.
1 - 6	0.200	0.30
2 - 7	0.200	0.30
3 - 8	0.200	0.30
4 - 9	0.200	0.30
5 - 10	0.200	0.30
2/3 $\Sigma$	0.666	1.50

Momentos de empotramiento

$$\begin{aligned}
 M_e &= \frac{w l^2}{12} \\
 &= \frac{8.53}{12} \times 6^2 \\
 &= 25.6 \text{ T-m}
 \end{aligned}$$

### Fuerza sismica

$$F = c W_i$$

$$W_i = W A$$

$$A = 24 \times 3 = 192 \text{ m}^2$$

$$W_i = 1066 \times 192$$

$$= 204672 \text{ Kg.}$$

$$= 204.7 \text{ Ton.}$$

$$F = 0.2 \times 204.7$$

$$= 40.94 \text{ Ton}$$

### Momento de entreniso

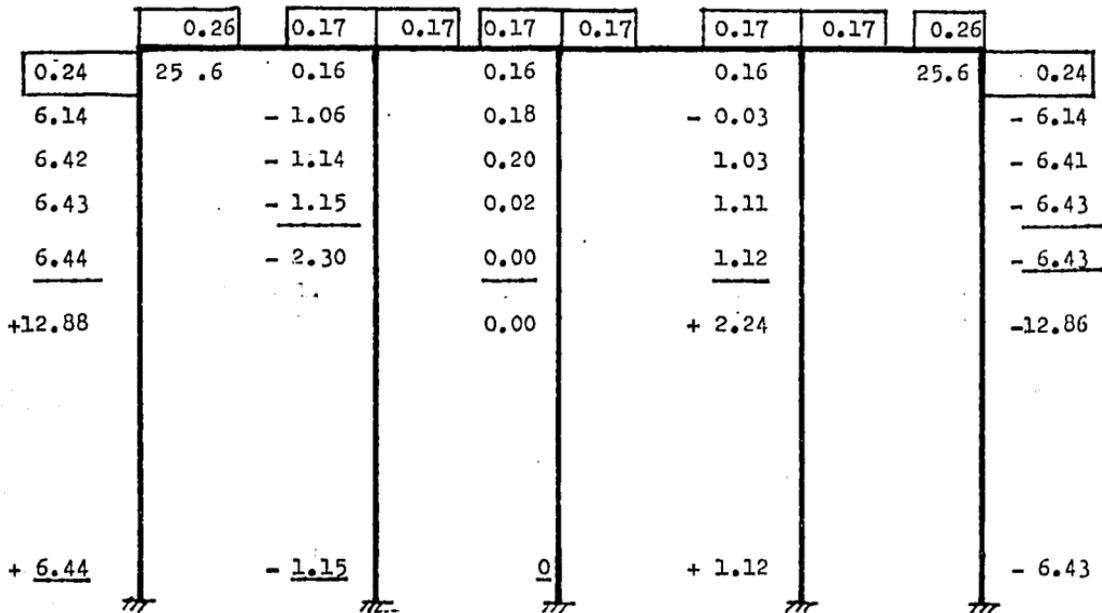
$$M = \frac{V h}{3} = \frac{40.94 \times 4.5}{3}$$

$$= 61.4 \text{ T-m}$$

El análisis por carga vertical y fuerza horizontal se hará por separado para proceder de acuerdo con el reglamento.

A continuación se presentan las iteraciones por el método de Kani.

- 12.85	+30.19	-27.98	0	0	+27.96	-30.20	12.86
6.97	- 1.19	- 1.19	0.00	0.00	1.18	1.18	- 6.96
6.97	- 1.22	- 1.22	0.02	0.02	1.18	1.18	- 6.97
6.95	- 1.21	- 1.21	0.21	0.21	1.09	1.09	- 6.94
6.66	- 1.13	- 1.13	0.19	0.19	0.03	0.03	- 6.65



ANALISIS POR CARRA VERTICAL

+13.62   +10.68   +8.33   +8.22   +8.92   +8.33   +10.68   +13.62

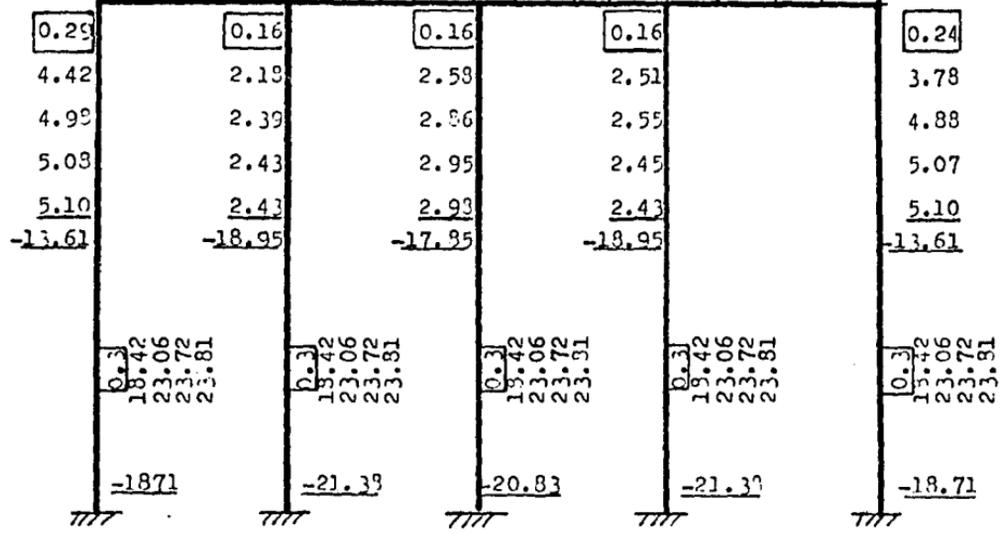
5.52   2.58   2.58   3.17   3.17   2.58   2.58   5.52

5.51   2.58   2.58   3.13   3.13   2.60   2.60   5.49

5.39   2.54   2.54   3.03   3.03   2.71   2.71   5.29

4.79   2.32   2.32   2.74   2.74   2.67   2.67   4.10

0.26   0.17   0.17   0.17   0.17   0.17   0.17   0.26



61.4

Análisis por fuerza horizontal

### 5.5.3. MARCO EJE 2

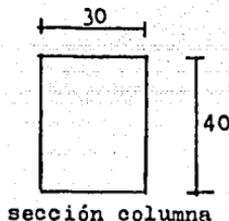
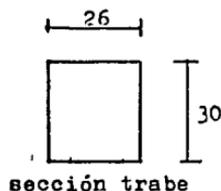
El análisis de este marco es básicamente igual al anterior solo que como ahora se trata de un marco con secciones y cargas variables se presentará la obtención de cor-  
tantes horizontales, momentos de empotramiento y factores -  
de distribución así como el resultado del análisis conjunto  
( C.V. y C. H.)

—Características de marco entre los ejes "D" y "E"

$$W = 962 \text{ Kg/m}^2$$

$$w = WL \quad L = 3 + 0.8 = 3.8$$

$$w = 3.66 \text{ T-m}$$



$$I_c = \frac{30 \times 40^3}{12} = 1.6 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$I_t = \frac{26 \times 30^3}{12} = 0.6 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

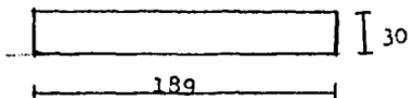
$$M_e = \frac{wL^2}{12} = \frac{3.66 \times 8^2}{12} = 19.5 \text{ T-m}$$

—Características del marco entre los ejes "E" y "G"

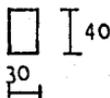
$$W = 1066 \text{ Kg/m}^2$$

$$L = 6 \text{ m.}$$

$$w = 1066 \times 6 = 6.40 \text{ T-m.}$$



sección trabe



sección columnas

$$I_c = \frac{30 \times 40^3}{12} = 1.6 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$I_t = \frac{189 \times 30^3}{12} = 4.3 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$M_e = \frac{w^2}{12} = \frac{6.4 \times 8^2}{12}$$

$$= 34.13 \text{ T-m}$$

$$F = c W_i = c W A$$

$$A = 16 \times 6 = 96 \text{ m}^2$$

$$F = 0.2 \times 1.066 \times 96$$

$$= 20.47 \text{ Ton.}$$

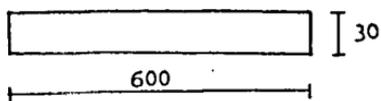
$$\frac{F h}{3} = 30.7 \quad (h = 4.5)$$

—Características del marco entre los ejes "G" y "H"

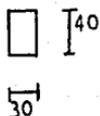
$$W = 1792 \text{ Kg/m}^2$$

$$L = 6 \text{ m}$$

$$w = 1.792 \times 6 = 10.75 \text{ T-m}$$



sección traves



sección columnas

$$I_c = \frac{30 \times 40^3}{12} = 1.6 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$I_t = \frac{600 \times 30^3}{12} = 13.5 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$M_o = \frac{10.75 \times 8^2}{12} = 57.33 \text{ T-m}$$

$$F = c W_1$$

$$A = 8 \times 6 = 48 \text{ m}^2$$

$$F = 0.2 \times 1.792 \times 48 \\ = 17.2 \text{ Ton}$$

$$\frac{F h}{3} = 25.8 \text{ T-m} \quad (h=4.5)$$

El momento de estrepiso será la suma de los obtenidos en cada tramo del marco.

$$Q_e = 9.9 + 25.8 + 30.7 \\ = 65.3 \text{ T-m}$$

Los factores de distribución seran:

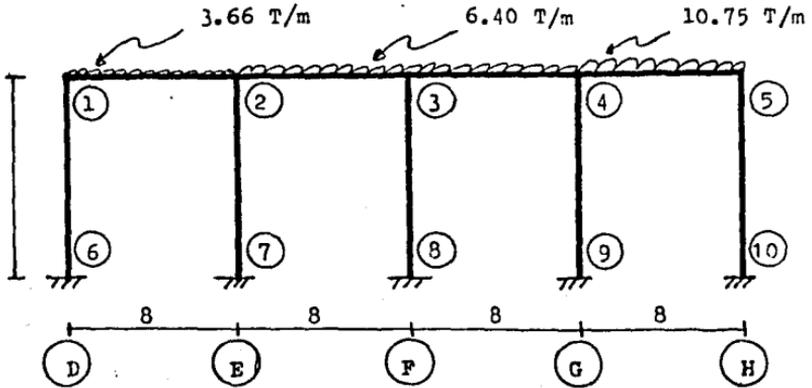
Angulares

NUDO	BARRA	R.R.	F.D.
1	1 - 2	8	0.09
	1 - 6	36	0.41
	2 $\Sigma$	88	0.50
2	2 - 1	8	0.04
	2 - 3	54	0.23
	2 - 7	36	0.18
	2 $\Sigma$	196	0.50
3	3 - 2	54	0.19
	3 - 4	54	0.19
	3 - 8	36	0.12
	2 $\Sigma$	288	0.50
4	4 - 3	54	0.10
	4 - 5	169	0.33
	4 - 9	36	0.07
	2 $\Sigma$	519	0.50
5	5 - 4	169	0.41
	5 - 10	36	0.09
	2 $\Sigma$	410	0.50

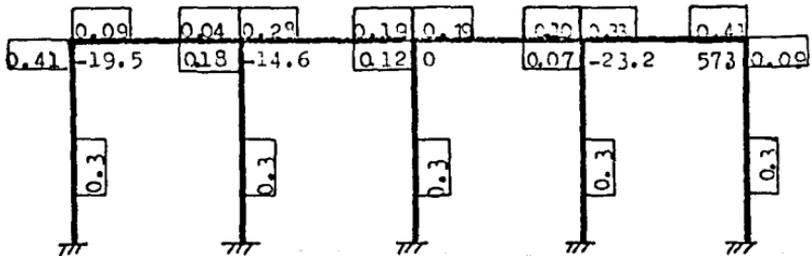
Lineales

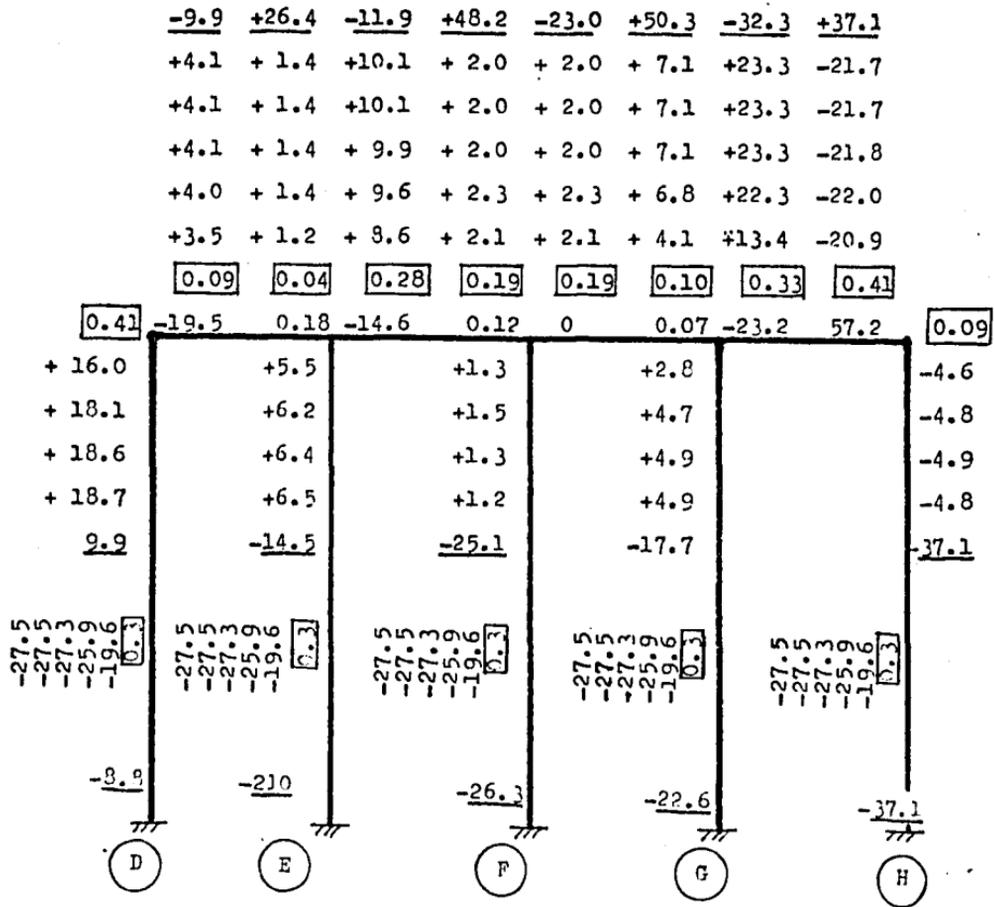
BARRA	R.R.	F.D.
1 - 6	1	0.3
2 - 7	1	0.3
3 - 8	1	0.3
4 - 9	1	0.3
5 - 10	1	0.3
2/3 $\Sigma$	3.3	1.5

El marco que se analizará es el siguiente:



Para efectos de análisis el marco quedará de la siguiente manera.





## C A P I T U L O

### VI

## DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

## 6.1.-GENERALIDADES

A grandes rasgos, el problema de diseño estriba - en dar forma a la estructura para que cumpla una determinada función con un grado de seguridad razonable y que en las condiciones normales de servicio tenga un comportamiento -- adecuado. Además, debe cumplir con otros requisitos, tales como el de mantener el costo dentro de límites económicos y el de satisfacer determinadas exigencias estéticas.

Estas consideraciones hacen obvio que la solución de nuestro problema de diseño no puede obtenerse mediante - un proceso matemático rígido, donde se aplique rutinariamente un determinado conjunto de reglas y fórmulas.

El proceso que se sigue al resolver el problema - planteado en estos términos puede considerarse como un proceso cíclico de aproximaciones sucesivas.

Una vez planteado un problema estructural, supuestas unas solicitaciones razonables y definidas las dimensiones generales, es necesario ensayar diversas estructuraciones para resolverlo. Es en esta fase del diseño donde la intuición y la experiencia del Ingeniero desempeñan un papel primordial.

La elección del tipo de estructuración es sin duda uno de los factores que mas afecta el costo de un proyecto - Los refinamientos posteriores en el dimensionamiento de secciones sean de mucho menos importancia.

El grado de precisión que se trate de obtener, depende de la importancia de la obra y de la posibilidad de conocer las solicitaciones que obrarán realmente sobre ella.

La fase final del diseño consiste en la comunicación de los resultados a las personas encargadas de ejecutar la obra. Esto se hace mediante planos y especificaciones.

Este aspecto no debe descuidarse, puesto que el disponer de planos claros y sencillos y de especificaciones concretas, evita errores y confusiones por parte de los constructores.

También debe mencionarse la importancia que tiene la vigilancia del comportamiento de la estructura tanto durante la etapa constructiva como durante la vida de servicio de la misma.

De acuerdo con los resultados obtenidos en el capítulo IV de análisis, los elementos se diseñarán para las condiciones más desfavorables.

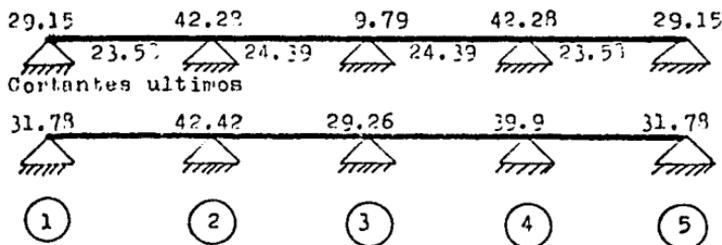
Como ya se ha aclarado anteriormente solo se presentará el diseño de elementos tipo, en este caso serán: losa maciza ( $H=30$  cm) losa reticular y columnas C-1 y C-3.

## 6.2.-DISEÑO LOSA RETICULAR

Obtenidos los elementos mecánicos en base al análisis de marcos en 2 direcciones ortogonales, se está en posibilidades de diseñar; distribuyéndose los momentos y fuerzas cortantes en las franjas de columnas y centrales como lo marcan las Normas Técnicas Complementarias del R.C.D.F. en su artículo 4.3.6. incisos c y f.

Este procedimiento se ejemplificará diseñando las nervaduras del eje "F", por lo que a continuación se presentarán las acciones más desfavorables resultantes del análisis.

del capítulo V



### 6.2.1.-MOMENTOS DE DISEÑO

De acuerdo con las normas técnicas el refuerzo se diseñará para resistir los siguientes porcentajes de momento.

en franjas columna

$0.75 M_u$  — momento negativo

$0.60 M_u$  — momento positivo

en franjas centrales

$0.25 M_u$  — momento negativo

$0.40 M_u$  — momento positivo

para momentos negativos tenemos:

en los apoyos 1 y 5

$0.75 \times 29.15 = 21.86$  Ton. m (franja columna)

$0.25 \times 29.15 = 7.29$  Ton. m (franja central)

en los apoyos 2 y 4

$0.75 \times 42.28 = 31.71$  T-m (franja columna)

$0.25 \times 42.28 = 10.57$  T-m (franja central)

en el apoyo 3

$$0.75 \times 9.79 = 7.34 \text{ T-m}$$

$$0.25 \times 9.79 = 2.45 \text{ T-m}$$

Para momentos positivos tenemos (por ser similares solo diseñaremos con los mayores)

$$0.60 \times 24.39 = 14.63 \text{ T-m (franja columna)}$$

$$0.40 \times 24.39 = 9.76 \text{ T-m (franja central)}$$

### 6.2.2.-DISEÑO

$$b_t = 200 \text{ cm}$$

$$\frac{M_u}{F_R b d^2 f_c''} \longrightarrow \text{formula de flexión}$$

$$F_R = 0.9, f_c'' = 136 \text{ Kg/cm}^2 ; p = \frac{f_c''}{f_y}$$

a) FRANJA COLUMNA  $b = 116 \text{ cm}$

a-1) REFUERZO EN MOMENTOS NEGATIVOS  $d = 28 \text{ cm}$

apoyos 1 y 5

$$\frac{21.86}{111.32} = 0.2 \longrightarrow w = 0.21 \text{ (ver gráfica de flexión, apéndice)}$$

$$p = 0.0063$$

$$A_s = p d b$$

para cada nervadura (según sus anchos tenemos)

$$b = 26 \longrightarrow A_s = 4.95 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2 \text{ vars } 6/8''$$

$$b = 15 \longrightarrow A_s = 2.86 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2 \text{ vars } 4/8'' = 1 \text{ var } 5/8''$$

a-2) REFUERZO EN MOMENTOS POSITIVOS

$$d = 27 \text{ cm}$$

$$\frac{14.63}{103.51} = 0.141 \longrightarrow w = 0.150$$

$$p = 0.0045$$

para cada nervadura

$$b = 26 \longrightarrow A_s = 3.44 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2 \text{ vars } 6/8''$$

$$b = 15 \longrightarrow A_s = 1.98 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2 \text{ vars } 5/3''$$

apoyos 2 y 4

$$\frac{31.71}{111.32} = 0.29 \longrightarrow w = 0.36$$

$$p = 0.012$$

para cada nervadura

$$b = 26 \longrightarrow A_s = 8.74 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2 \text{ var } 6/8'' + 2 \text{ var } 5/8''$$

$$b = 15 \longrightarrow A_s = 5.04 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2 \text{ var } 4/3'' + 2 \text{ var } 5/8''$$

En el apoyo 3 las nervaduras se armarán igual que los apoyos 1 y 5

b) FRANJAS CENTRALES  $b = 84 \text{ cm}$

Las nervaduras se armaran igual que en los apoyos 2 y 4

b-1) REFUERZO EN MOMENTOS NEGATIVOS  $d = 28 \text{ cm}$

$$\frac{10.57}{80.5} = 0.131 \longrightarrow w = 0.140$$

$$p = 0.0045$$

armado nervaduras

$$b = 10 \text{ cm} ; b = 11 \text{ cm} \longrightarrow A_B = 1.39 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2 \text{ var de } 4/8''$$

b-2) REFUERZO EN MOMENTOS POSITIVOS  $d = 27 \text{ cm}$

$$\frac{9.76}{74.95} = 0.130 \longrightarrow w = 0.140$$

$$p = 0.0066$$

$$b = 10 \text{ cm} ; b = 11 \text{ cm} \longrightarrow A_B = 1.39 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2 \text{ var } 4/8''$$

### 6.2.3.-REVISIÓN POR CORTANTE

Se supondrá que únicamente las nervaduras de la franja columna resisten el esfuerzo cortante.

$$V_u = 42.28 \text{ Ton.} \text{ ————— fuerza cortante máxima}$$

$$d = 28 \text{ cm}$$

$$b = 116 \text{ cm}$$

La fuerza cortante que actúa sobre la nervadura principal de 26 cm es:

$$\frac{42.28 \times 26}{116} = 9.48 \text{ Ton.}$$

Esfuerzo cortante que toma el concreto

$$\begin{aligned} V_{cR} &= 0.5 F_R \sqrt{f_c} \\ &= 0.5 \times 0.8 \sqrt{160} \\ &= 5.06 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Contribución del concreto

$$\begin{aligned} V_{cR} &= v_{cR} b d = 5.06 \times 26 \times 27 \\ &= 3.55 \text{ Ton.} \end{aligned}$$

$$V_u' = 9.48 - 3.55 = 5.93 \text{ Ton}$$

$$S = \frac{F_R A_u f_y d}{V_u'} = \frac{0.8 \times 0.98 \times 4200 \times 27}{5930}$$

$$S = 15 \text{ cm}$$

La separación de los estribos se hará conforme a la expresión.

$$S_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = 13.5$$

#### 6.2.4.-REVISION POR DEFLEXION

La revisión se hará con el método de la sección -- transformada, que consiste en transformar el área de acero de la sección en su equivalente de concreto de esta manera encontraremos el momento de inercia de la sección y utilizaremos la expresión  $f = \frac{w l^4}{334 EI}$

Este método se ejemplificara con la nervadura  $b=26$  - cm. que le corresponde una "w" proporcional de 1.1 T-m.

Constantes y especificaciones

$$E_c = 10000 \sqrt{f'_c} = 143\ 000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2000\ 000}{143\ 000} = 14 \text{ relación modular}$$

Momento de inercia de la sección transformada

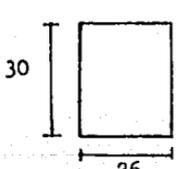


Diagram showing a rectangular cross-section with width  $b = 26$  and height  $d = 27$ . The top and bottom reinforcement bars are labeled "2 vars 6/8".

$$b x^2 - n A_s (d-x) = 0$$

$$13 x^2 - 79.8 (13.5-x) = 0$$

$$13 x^2 + 79.8 x - 1077 = 0$$

$$x = \frac{79.8 \pm \sqrt{6369 + 56004}}{26}$$

$$= \frac{79.8 \pm 249.7}{26}$$

$$x_1 = 12.67$$

$$\frac{1}{3} \times 26 \times 12.67^3 = 17627.0$$

$$79.8 (27 - 12.67)^2 = 16336.8$$
$$= 34013.8 \text{ cm}^4$$

Calculo de la flecha inmediata

$$f_1 = \frac{w l^4}{384 EI} = \frac{11 \times 600^4}{384 \times 143000 \times 34013.8}$$
$$= 0.76 \text{ cm}$$

Flecha adicional

$$f_2 = F f_1$$
$$= (2 - 1.2 \frac{A'_B}{A_B}) f_1$$
$$= (2 - 1.2 (1)) 0.76$$
$$= 0.61 \text{ cm}$$

La flecha total será:

$$f = f_1 + f_2$$
$$= 1.37$$

Flecha admisible

$$f_{adm} = 0.5 + \frac{L}{240} = 0.5 + \frac{600}{240}$$
$$= 3 \text{ cm}$$

Siguiendo el mismo procedimiento se obtiene el arma do de toda la losa aligerada, estos resultados se presentan en el plano 7 donde se detallan todas las nervaduras.

### 6.3. DISEÑO LOSA MACIZA ( H=30 cm)

El diseño de esta losa es igual al diseño de la losa reticular con la única diferencia que ahora, al no haber aligeramiento el ancho en cada franja (franja columna y franja central) es el ancho de la misma.

Por lo tanto procederemos de manera similar a la del inciso anterior para obtener el armado de esta losa. Se ejemplificará con los resultados obtenidos en el análisis del eje 2.

MOMENTOS ULTIMOS (T-m)

$$\begin{array}{c} -35,53 \qquad \qquad \qquad -40,81 \\ \hline G \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad H \end{array}$$

a) **FRANJA COLUMNA**

$$b = 400 \text{ cm}$$

$$d = 27.5 \text{ cm}$$

$$\text{Momento negativo } M_u = 0.75 \times 40.81 = 30.61 \text{ T-m}$$

$$\frac{M_u}{F_R b d^2 f_c''} = \frac{30.61}{370} = 0.083 \longrightarrow w = 0.083$$

$$p = 0.0027$$

$$A_B = 29.7 \text{ cm}^2 ; A_B/m = 6.98 \text{ cm}^2/\text{m} \longrightarrow \text{vars } 5/8'' \text{ a } 25 \text{ cm}$$

momento positivo

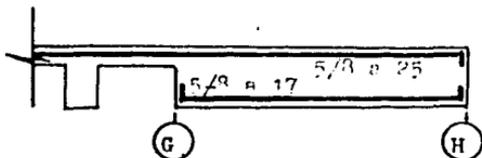
$$M_u^+ = 0.75 \times 56.43 = 42.32 \text{ T-m}$$

$$\frac{42.32}{370} = 0.114 \longrightarrow w = 0.13$$

$$p = 0.0042$$

$$A_B = 46.2 \text{ cm}^2 , A_B/m = 11.55 \text{ cm}^2/\text{m} \longrightarrow \text{vars } 5/8'' \text{ a } 17 \text{ cm}$$

De esta manera la losa quedaría armada de la siguiente manera..



Continuando con este procedimiento obtenemos también el armado en el otro sentido, el cual se detalla en el plano 7

Las revisiones por cortante y de flexión no se presentan debido a que solo es una repetición del inciso anterior además de que por tener un ancho efectivo mayor su condición es mas favorable para cumplir con las condiciones de servicio requeridas.

#### 6.4.-DISEÑO DE COLUMNAS

Para el diseño de las columnas se utilizarán los diagramas de interacción que se encuentran en el apéndice los cuales están basados en el R.C.D.D.F. Estos diagramas pueden usarse de diferentes maneras según los datos del problema, en este caso conocemos los valores de  $M$  y  $P$  por lo que buscaremos el valor de  $w$  necesario para resistir dichas acciones. Es decir se determinará los valores de la abscisa y la ordenada en la gráfica, los cuales definen un valor de  $w$  que determina el área de acero que requiera la sección. Cuando se conocen los valores  $P$  y  $M$  pueden encontrarse en la tabla distintas alternativas de secciones, con sus respectivas áreas de acero que resistan la combinación de dichos valores.

En el capítulo correspondiente al análisis estructural se establecieron las dimensiones de las columnas y se --

encontrarán los esfuerzos a los que están sometidas, se tomarán en cuenta los efectos de esbeltez de acuerdo con el R.C.D.D.F. que acepta el método aproximado del ACI 313-71 - modificándolo con una excentricidad calculada en lugar de -- una excentricidad mínima.

Se presentará el diseño de dos columnas tipo la columna C-1 (ver plano 5 ) que en el análisis se considera aislada y la columna C-5 que se analizó como parte del marco F.

#### 6.4.1.-COLUMNA C-1

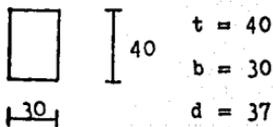
##### a) Flexión

Las acciones obtenidas en el inciso 5.5.1 para esta columna son:

$$M = 15.85 \text{ T-m} \quad \text{momento amplificado}$$

$$P = 6.72 \text{ Ton} \quad \text{carga axial}$$

la sección utilizada



$$\frac{d}{t} = \frac{35}{40} = 0.88 \quad (\text{fig. B-1})$$

$$= \frac{N_r}{bt^3 f'_c} = \frac{6720}{204000} = 0.033$$

$$B = \frac{M_R}{bt^2 B_3 f'_c} = \frac{1585000}{3160000} = 0.194$$

de la gráfica de interacción tenemos:

$$w = 0.45$$

$$p = \frac{w B_3 f'_c}{f_y} = \frac{0.45 \times 0.35 \times 200}{4200}$$

$$= 0.0182$$

limitaciones de refuerzo

$$P_{\min} = 0.01$$

$$P_{\max} = 0.08$$

$$P_{\min} < p < P_{\max}$$

$$A_B = p b t = 0.0182 \times 40 \times 30$$

$$= 21.84 \text{ cm}^2 \longrightarrow 4 \text{ vars de } 1" + 4 \text{ vars de } 5/8" \\ (23.24 \text{ cm}^2)$$

b) REVISION POR CORTANTE

La resistencia fuerza cortante se revisará tomando en cuenta el efecto de la fuerza normal por medio de las -- ecuaciones siguientes:

$$v_c = F_R 0.5 \sqrt{f'_c}$$

Para esta columna tipo solo tenemos fuerza cortante en el extremo inferior.

$$V = \frac{M}{d} = \frac{10.3}{6} = 1.72 \text{ Ton.}$$

contribución del concreto

$$v_c = 5.06 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = v_c b d = 5.66 \times 30 \times 40 \\ = 5.31 \text{ Ton.} > V$$

la separación de estribos será a cada 30 cm, por lo que la sección queda de la siguiente manera:



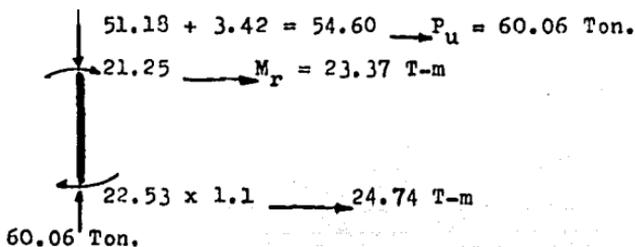
4 vars 4/8"

4 vars 5/8"

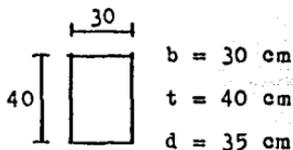
E - 4/8" a cada 30 cm.

#### 6.4.2.-COLUMNA C-5

Las condiciones de esfuerzo en que se encuentra esta columna obtenidas en el análisis son las siguientes:



sección columna



$$\frac{d}{t} = \frac{35}{40} = 0.90 \quad (\text{de la gráfica de interacción})$$

$$\alpha = \frac{N_r}{b t B_3 f'_c} = \frac{51180}{2040000} = 0.25$$

$$B = \frac{M_r}{b t^2 B_3 f'_c} = \frac{2474000}{9160000} = 0.303$$

de la gráfica de interacción tenemos.

$$w = 0.65$$

$$p = \frac{w B_3 f'_c}{f_y} = \frac{0.65 \times 0.85 \times 200}{4200}$$

$$= 0.026$$

limitaciones de refuerzo

$$P_{\min} = 0.01$$

$$P_{\max} = 0.08$$

$$P_{\min} < p < P_{\max}$$

$$A_s = p b t = 0.026 \times 40 \times 30$$

$$= 31.2 \text{ cm}^2 \longrightarrow 12 \text{ vars } 3/4" = 34.2 \text{ cm}^2$$

b) Revisión por cortante

Seguindo el procedimiento del inciso 6.3.1 tenemos  
 que  $v_c = 5.06 \text{ Kg/cm}^2$ .

$$V_c = 5.31 \text{ Ton.}$$

$$V = \frac{M_1 + M_2}{d} = \frac{21.25 + 22.53}{4.5}$$

$$= 9.73 \text{ Ton.}$$

$$V^1 = V - V_c = 9.73 - 5.31$$

$$= 4.42 \text{ Ton}$$

separación de estribos

$$S = \frac{F_R A_v f_{yd}}{V^1} = \frac{0.8 \times 1.96 \times 4200 \times 35}{4420}$$

$$A_v = 1.96 \text{ cm}^2 \text{ (4 ramas de } 2.5/8")$$

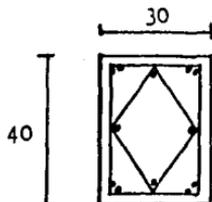
$$S = 50 \text{ cm.}$$

refuerzo mínimo

$$S = \frac{d}{2} = \frac{35}{2} = 17 \text{ cm}$$

los estribos se pondran a cada 25 cm alternados (a cada -  
12.5 cm)

Finalmente la secci3n armada queda de la manera -  
siguiente:



12 vars 3/4"

2E- 2.5/3" a 25 cm

El dise1o de las columnas restantes es similar, -  
el armado de estas se detalla en el plano 5

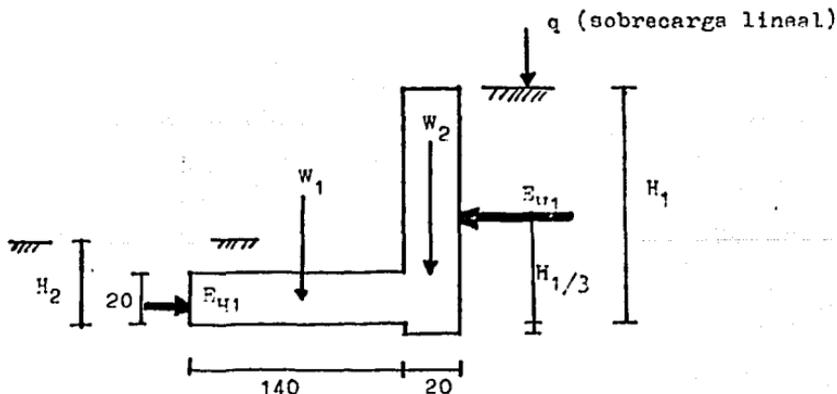
## 6.5.-ELEMENTOS ESTRUCTURALES ESPECIALES

### 6.5.1.-MURO DE CONTENCIÓN (ver plano 5)

Un muro de contención es la estructura que se proyecta para contener un volumen de tierra u otro material. Se pueden considerar 3 tipos de muros de contención: muro de gravedad, muro flexible y muro en contrafuertes.

El tipo de muro a usar depende de varios factores como la altura, las cargas, el tipo de terreno y las condiciones existentes. Los muros de poca altura son del tipo de gravedad y se construyen a base de ladrillo, concreto o mampostería. -- Los muros con contrafuertes generalmente resultan económicos -- para alturas de 6 metros o más, para alturas intermedias es -- conveniente usar muros flexibles.

Para este caso se usó un muro del tipo voladizo, las consideraciones generales para su diseño fueron las siguientes



Primeramente se calcularón los empujes horizontales  $E_{H2}$ , en el primero se trata de un empuje activo y el segundo de un empuje pasivo.

$$E_{H1} = 1/2 K_h H_1^2 + C_q \text{ Método semiempirico de Terzaghi}$$

donde:

$$K_h = 1600 \text{ Kg/m}^2/\text{m} \text{ (fig. IV.19 "Méc. de Suelos" Tomo II Juárez Badillo)}$$

$$C = 1 \text{ (tabla 4.1 misma referencia)}$$

$$q = 1000 \text{ Kg/m} \text{ sobrecarga lineal}$$

$$H_1 = 200 \text{ m}$$

$$E_{H1} = 1/2 (1600) (1.2)^2 + (1) (1000)$$

$$= 3200 + 1000$$

$$= 4200 \text{ Kg/m}$$

$$E_{H2} = 1/2 H_2^2 + 2 c H_2 \text{ Teoría de Rankine}$$

donde:

$$H_2 = 0.35 \text{ m}$$

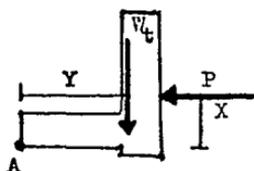
$$= 1650 \text{ Kg/m}^3 \text{ peso volumétrico}$$

$$C = 6000 \text{ Kg/m}^2 \text{ cohesión del suelo}$$

$$\begin{aligned}
 E_{H2} &= 1/2 \cdot 1650 \cdot (0.35)^2 + 2 \cdot (6000) \cdot (0.35) \\
 &= 101 + 4200 \\
 &= 4301 \text{ Kg/m}
 \end{aligned}$$

La fuerza que tiende a impedir el deslizamiento horizontal del muro en la base es la resistencia pasiva del suelo en que esta empotrado el muro mas el peso del muro multiplicado por el coeficiente de fricción del material del terreno. En este caso el empuje pasivo es suficiente para evitar deslizamiento.

En el análisis por volteo el momento de fuerza horizontal con respecto al punto "A" no debe ser mayor que el momento de la fuerza vertical con respecto al mismo punto.



$$\begin{aligned}
 W_t &= W_1 Y_1 + W_2 Y_2 \\
 &= 3270 \times 1.5 + 670 \times 0.7 \\
 &= 4905 + 469 = 5374 \text{ Kg/m} \\
 PX &= 4200 \times a \cdot 2/3 \\
 &= 2800 \text{ Kg-m}
 \end{aligned}$$

$$\frac{5374}{2800} = 1.9 \text{ --- factor de seguridad al volteo (acceptable)}$$

Si la presión sobre el borde de contacto del muro (A) es mayor que la capacidad de carga del terreno, puede tenerse asentamientos diferenciales por lo tanto es necesario calcular el valor de los esfuerzos a que esta sometido el terreno para asegurarse que estos no exedan los esfuerzos permisibles.

$$P = \frac{W}{A} \pm \frac{P Y}{I}$$

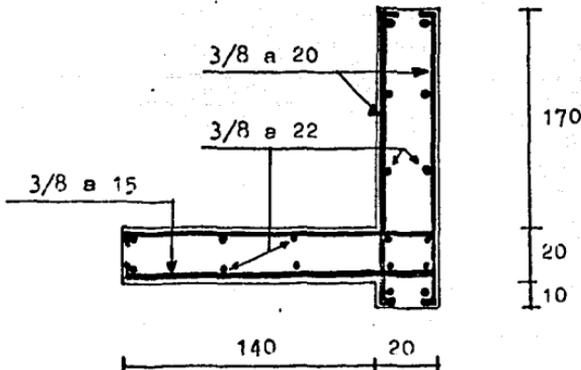
$w = 1630 \text{ Kg}$  \_\_\_\_\_ peso del muro

$A = 1.6 \text{ m}$  \_\_\_\_\_ área de contacto

$$P = \frac{1630}{1.6}$$

$$= 1019 \text{ Kg/m}^2 < 3000 \text{ Kg/m}^2$$

El diseño del muro se hace considerando una viga cantiliver de 100 cm de ancho. El resultado es el siguiente.



### 6.5.2.-ESCALERA, RAMPA Y CISTERNA

El análisis y diseño de estas estructuras se hace -- considerando elementos estructurales sencillos, esto es, descomponiendo dichas estructuras en: trabes, columnas, muros, -- losas, etc. de acuerdo a sus condiciones de trabajo y conside-- rando tambien convenientemente las acciones que obran sobre -- dichos elementos estructurales.

Por ejemplo la escalera de concreto reforzado se -- puede analizar como una viga simple cuyo claro es igual a la distancia horizontal entre sus apoyos, con un momento máximo de  $w l^2/8$ .

La losa de la cisterna se diseñó como tal, conside-- rando sus condiciones y cargas específicas, tambien los muros se diseñarán como losas apoyadas en sus extremos obrando so-- bre ellas una carga triangular.

### 6.5.3.-CUBIERTA METALICA

Se diseñó de acuerdo a las normas del Reglamento de Construcciones del D.F. en su sección de Estructuras de Acero Unicamente se presenta la estructura de la planta de la totalidad del techo (plano 9).

C A P I T U L O

VII

CANTIDADES DE OBRA

En este capítulo se cuantificarán en base a los -- planos arquitectónicos los principales materiales que son necesarios para construir la obra. Se determinarán los volúmenes de concreto, el peso del acero de refuerzo, la cantidad de tabique y la del acero estructural de la cubierta.

### 7.1.-VOLUMEN DE CONCRETO

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

Columnas \_\_\_\_\_ 34.6 m<sup>3</sup>

Castillos \_\_\_\_\_ 3.5

Trabes \_\_\_\_\_ 3.2

Losas \_\_\_\_\_ 189.3

Cimentación \_\_\_\_\_ 446.9

TOTAL \_\_\_\_\_ 677.5 m<sup>3</sup>

$$f'_c = 50 \text{ kg/cm}^2$$

Plantilla \_\_\_\_\_ 74.7 m<sup>3</sup>

### 7.2.-PESO DEL ACERO DE REFUERZO

2/8 (pulgadas) \_\_\_\_\_ 1694 Kg

2.5/8 \_\_\_\_\_ 8201

3/8 \_\_\_\_\_ 10236

1/2 (pulgadas)	_____	13224 kg.
5/8	_____	21909
3/4	_____	12177
1	_____	4501

**TOTALES**

Acero A.S.T.M. A-615 GRADO 60 = 62047 kg

Acero A.S.T.M. A-615 GRADO 40 = 9895 kg

**7.3.-CANTIDAD DE TABIQUE**

(Rojo, hueco de 6 x 12 x 24)

Muros exteriores	_____	1886.3 m <sup>2</sup>
Muros Interiores	_____	493.5
TOTAL	_____	2379.8 m <sup>2</sup>

Considerando 57 tabiques por m<sup>2</sup> tenemos

57 x 2379.8 = 135649 tabiques

136 millares aproximadamente

**7.4.-CUBIERTA (lista de material)**

<u>Perfiles</u>	<u>Longitud (m)</u>	<u>Peso (Kg)</u>
L-76x76x8 _____	1670 _____	15156
L-76x76x6 _____	92 _____	665
L-33x38x6 _____	326 _____	1134
L-33x33x5 _____	1459 _____	3910
L-64x64x5 _____	1074 _____	4949
L-25x25x5 _____	656 _____	1135

<u>Perfiles (pulg.)</u>	<u>Longitud (m)</u>	<u>Peso (Kg)</u>
Ø 1 5/8 (lisa) _____	832 _____	8728
Ø 1 1/4 (lisa) _____	528 _____	3279
Ø 3/8 (lisa) _____	1370 _____	786
Ø 3/4 (lisa) _____	592 _____	1332
6-MT-12 _____	4200 _____	25872

<u>Placas (pulg.)</u>	<u>Peso (Kg)</u>
3/8 x 18 _____	750
1/2 x 8 _____	100
1/2 x 10 _____	225
1/2 x 12 _____	425
5/8 x 6 _____	410
1/2 x 6 _____	430
3/8 x 24 _____	300
1/2 x 16 _____	1012

<u>Tornillos (pulg.)</u>	<u>Peso(Kg)</u>
3/8 Ø x 1/2 _____	37

<u>Tuercas (pulg.)</u>	<u>Peso (Kg)</u>
1 1/4 (hex.) _____	120
5/8 (hex.) _____	264
3/8 (hex.) _____	49

<u>Pernos (pulg.)</u>	<u>Peso (kg)</u>
3/8 Ø x 6 1/2 _____	30

PESO TOTAL \_\_\_\_\_ 71098 kg.

**7.5.- VOLUMEN DE CONCRETO POR  
ELEMENTO ESTRUCTURAL**

COLUMNAS ( $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ )

<u>Marca</u>	<u>Longitud(m)</u>	<u>Número</u>	<u>L.T.(m)</u>
C-1	6.0	27	162.0
C-3	6.0	2	12.0
C-4	3.3	3	9.9
C-5	3.3	12	39.6
C-6	6.0	3	18.0
C-7	6.0	5	30.0
C-8	3.3	5	16.5

SUMA  
288.0

$$V = 288 \times 0.3 \times 0.4 = 34.56 \text{ m}^3$$

CASTILLOS ( $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ )

<u>Marca</u>	<u>Longitud(m)</u>	<u>Número</u>	<u>L.T.(m)</u>	<u>Vol.(m<sup>3</sup>)</u>
K-1	3.3	2	6.6	0.26
K-2	3.3	7	23.1	0.55
K-3	3.3	5	16.5	0.99
K-4	6.0	6	36.0	1.73

$$V = 3.53 \text{ m}^3$$

TRABES ( $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ )

ejes D y E	1.22 m <sup>3</sup>
D'y E'	0.74
D''	0.23
1 y 2	0.32

TRABES(continuación)

eje 2" \_\_\_\_\_ 0.65 m<sup>3</sup>

$$V = \underline{3.16 \text{ m}^3}$$

LOSAS ( $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ )

losa maciza (h = 10 cm) \_\_\_\_\_ 6.3 m<sup>3</sup>

losa maciza (h = 30 cm) \_\_\_\_\_ 48.6 m<sup>3</sup>

losa reticular \_\_\_\_\_ 134.4 m<sup>3</sup>

$$V = \underline{189.3 \text{ m}^3}$$

CIMENTACION Y DALAS

$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$  \_\_\_\_\_ 446.9 m<sup>3</sup>

$f'_c = 50 \text{ kg/cm}^2$  \_\_\_\_\_ 74.0 m<sup>3</sup>

C A P I T U L O

VIII

PRECIOS UNITARIOS

### 8.1.-INTRODUCCION

Los problemas que se presentan en el ramo de la construcción son multiples, uno muy importante es el estimar los costos aproximados de una obra y que si un proyecto se puede ejecutar siguiendo dos métodos distintos o usando dos equipos diferentes, el método y el equipo mas económico para realizar la obra será el mas adecuado.

Lo anterior obliga a incrementar el número de análisis de costos para determinar qué método o equipo debemos emplear.

Los costos se pueden clasificar de la siguiente manera:

<u>COSTOS</u>	}	A PRECIO ALZADO.-Es el valor total de la obra.
		PRECIO UNITARIO.-Es el importe del pago total -- que debe cubrirse al contratista por unidad de obra, por cada uno de los conceptos que realiza.

En terminos generales los elementos que componen un precio unitario son:

<u>COSTOS DIRECTOS</u>	MATERIALES MANO DE OBRA EQUIPO	COSTO + UTILIDAD = <u>PRECIO UNITARIO</u>
<u>COSTOS INDIRECTOS</u>	ADMON. DE OBRA ADMON. CENTRAL FINANCIAMIENTO IMPUESTOS PIANZAS Y SEGUROS IMPREVISTOS	

### 8.1.1.-COSTOS DIRECTOS

Son los costos de obra que intervienen en forma directa en la fabricación y construcción de la estructura.

a) Materiales.- Es importante conocer el costo del material en el lugar de la obra, por lo cual aparte del precio de la adquisición hay que tomar en cuenta el costo del flete, almacenamiento y desperdicios.

b) Mano de Obra.- En este caso los aspectos mas importantes -- son Salario y Rendimiento, los sistemas utilizados para cubrir al trabajador el importe de su trabajo son tres:

- i) por día.
- ii) por destajo.
- iii) por tarea.

c) Equipo.- Los factores que intervienen en el costo directo de la maquinaria se pueden dividir en tres y son:

- i) cargos fijos
- ii) consumos
- iii) operación

### 8.1.2.-COSTOS INDIRECTOS

Es un concepto que interviene en forma de porcentaje sobre el anterior. Estos porcentajes son aproximadamente - los siguientes:

Administración central	_____	3 a 8 %
Admon. y gastos de obra	_____	5 a 20%
Financiamientos	_____	0 a 5 %
Fianzas y seguros	_____	1 a 5 %
Imprevistos	_____	2 a 20%

### 8.1.3.-UTILIDAD

La utilidad se expresa como un porcentaje de las sumas de los costos directos e indirectos. El criterio de valuación mas significativo es el basado en el grado de riesgo a que estará sujeto el contratista, otros factores pueden ser el grado de dificultad técnica de la obra, localización de la misma, plazo en que debe hacerse, magnitud etc.

En nuestro medio esta utilidad oscila entre 9 y 15 %.

### 8.2.-OBTENCION DE PRECIOS UNITARIOS

A veces es conveniente obtener el Precio Unitario por unidad de los elementos que componen la estructura, por ejemplo, si se obtiene el Precio Unitario de la columna C-1 este multiplicado por el número de columnas nos dará el precio de dichas columnas. De esta manera podemos obtener el precio total de columnas. en losas es útil obtener el Precio Unitario por  $m^2$  y en cimentación el Precio Unitario por  $m^3$ .

A continuación se presentarán los Precios Unitarios más significativos, se obtendrán tambien los Precios Unitarios de una columna C-1 y de las losas macizas de 10 y 30 cm. de espesor en  $m^2$ .

Estos Precios Unitarios estan dados bajo las siguientes normas:

\_\_\_Fuerón formulados de acuerdo a las bases generales para la contratación y ejecución de obras públicas, publicadas en el diario oficial del 26 de enero de 1970.

Se consideran salarios, precios y demas correspondientes al segundo semestre de 1973.

Unicamente se ennumeran las operaciones básicas pero se consideran incluidas todas las necesarias para la correcta realización del trabajo.

Incluyen los cargos por el suministro, transporte y manejo de los materiales hasta la obra.

### 8.3.-PRECIOS UNITARIOS

#### 8.3.1.-CONCRETO

##### a) Elaboración

$f'_c = 50 \text{ Kg/cm}^2$  \_\_\_\_\_ \$ 695.97 m<sup>3</sup>

$f'_c = 200 \text{ " "}$  \_\_\_\_\_ \$ 871.38 m<sup>3</sup>

##### b) Vaciado

En plantilla y fiermes \_\_\_\_\_ \$ 44.01 m<sup>2</sup>

En dados, zapatas, y contratraves \_\_\_\_\_ \$ 325.66 m<sup>2</sup>

En muros de registro hasta 4 m de prof. \_\_\_\_\_ \$ 390.79 m<sup>3</sup>

En losas, traves y columnas hasta 4 m de alt. \_\_\_\_\_ \$ 303.07 m<sup>3</sup>

En losas reticulares hasta 4 m de alt. \_\_\_\_\_ \$ 365.24 m<sup>3</sup>

##### d) Aditivo (integral)

para concreto  $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$  \_\_\_\_\_ \$ 181.53 m<sup>3</sup>

#### 8.3.2.-ACERO DE REFUERZO (habilitado y colocado)

Alambrón \_\_\_\_\_ \$ 19.55 kg \_\_\_\_\_ 2/8 (pulg.)

Acero duro \_\_\_\_\_ \$ 16.21 kg \_\_\_\_\_ 2.5/8

Acero estructural \_\_\_\_\_ \$ 15.61 kg \_\_\_\_\_ 3/8

\_\_\_\_\_ \$ 15.54 kg \_\_\_\_\_ 1/2

\_\_\_\_\_ \$ 14.85 kg \_\_\_\_\_ 5/8

\_\_\_\_\_ \$ 14.72 kg \_\_\_\_\_ 3/4 y mayores

#### 8.3.3.-CIMBRADO

En zapatas y dados \_\_\_\_\_ \$ 162.14 m<sup>2</sup>

En contratraves \_\_\_\_\_ \$ 186.89 m<sup>2</sup>

En losas de 10 a 12 cm de espesor y 4 m alt. \_\_\_\_\_ \$ 190.31 m<sup>2</sup>

___ En losas de 19 a 45 cm de espesor y 4 m de alt.	-\$ 350.02m <sup>2</sup>
___ En columnas rectangulares hasta 4 m de alt.	_____ \$ 225.00m <sup>2</sup>
___ En columnas rectangulares de 4 a 7 m de alt.	_____ \$ 302.37m <sup>2</sup>
___ En losas reticulares de 30 cm de peralte	_____ \$ 267.63m <sup>2</sup>

#### 8.3.4.-VARIOS

___ Muros de tabique de 12 cm hasta 7 m de alt.	_____ \$ 204.70m <sup>2</sup>
___ Trazo y nivelación	_____ \$ 3.83m <sup>2</sup>
___ Limpieza de terreno	_____ \$ 5.89m <sup>2</sup>
___ Vidrios en general	_____ \$ 43.83m <sup>2</sup>
___ Lámina acanalada de Asbesto-Cemento	_____ \$ 29.80m <sup>2</sup>
___ Fabricación de estructura metálica de perfiles ligeros (hasta 12 Kg/m) incluyendo todos los herrajes necesarios	_____ \$ 23495.56 T
___ Montaje de estructuras metálicas de perfiles ligeros hasta 20 m de altura	_____ \$ 5963.10 T

### 8.4.-PRECIO UNITARIO COLUMNA C-1

#### CONCRETO

$$V = 6 \times 0.3 \times 0.4 = 0.72 \text{ m}^3$$

elaboración _____	\$ 371.32
vaciado _____	\$ 329.67
aditivo _____	\$ 181.53
	\$ 1382.53 m <sup>3</sup>

$$P_c = 0.72 \times 1382.53 = \$ 995.45$$

#### FIERRO

<u>Diámetro (pulg.)</u>	<u>Longitud(m)</u>	<u>Peso (kg)</u>	<u>P.U.</u>	<u>Precio(\$)</u>
4 vars de 1	24.4	96.94	15.61	1513.23
10 vars de 5/8	34.6	53.70	15.54	834.50
20 vars de 1/2	32.0	31.73	14.85	471.93
4 vars de 3/8	8.0	4.47	14.72	65.80
			SUMA	2885.46

#### CIMBRA

$$6 \text{ m}^2 \text{ a } \$ 260.16 \text{ m}^2 = \$ 1560.96$$

$$\text{SUMA } \$ 5929.00$$

De las 27 columnas C-1 el precio total sería :

$$\underline{\underline{\$ 157393.00}}$$

8.5.- PRECIO UNITARIO POR M<sup>2</sup> DE LOSA MACIZA

8.5.1.- LOSA H = 10 CM

CONCRETO

V = 0.1 m <sup>3</sup>	
Elaboración _____	\$ 971.38 m <sup>3</sup>
Vaciado _____	\$ 303.07
Aditivo _____	\$ 181.53
	<u>SUMA \$1355.98</u>

$$1355 \times 0.1 = \$ \underline{135.60 \text{ m}^2}$$

FIERRO

$$8 \text{ m de } 1/2 \text{ pulg.} + 7 \text{ m de } 3/8 \text{ } \underline{117.81} + 57.55 = \\ = \$ \underline{175.36}$$

CIMBRA

$$\underline{\$ 190.31 \text{ m}^2}$$

$$\underline{\underline{SUMA = \$ 501.27}}$$

8.5.2.- LOSA H = 30 CM

CONCRETO _____	\$ 1355.98 x 0.3 _____	\$ 406.79
FIERRO _____	16 m de 5/8 pulg. + 6.5 m de 1/2 pulg. _____	\$ 481.64
CIMBRA _____	un m <sup>2</sup> _____	\$ 350.02

$$\underline{\underline{SUMA \$ 1238.45}}$$

## C A P I T U L O

### IX

### CONCLUSIONES

## 9.1. DISERTACION

Al principio del presente trabajo se hablaba del gran ritmo del crecimiento urbano, el cual crea implícitamente el aumento de problemas en la Ciudad de México. Estos problemas se manifiestan en todas las actividades que realizan los habitantes de la Capital, lo que ayer se consideraba como un servicio eficiente hoy solo es un problema mas, tal es el caso del Metro y muy significativamente el de la llamada "Vía rápida" - que fué proyectada para una vida útil de 15 años y en menos de cinco años es ya totalmente insuficiente ya que en las llamadas horas "pico" es una verdadera trampa de automovilistas.

Esta situación debe motivar mas a las personas interesadas en resolver la problemática urbana, a ver la necesidad de proyectar y crear servicios con un mayor sentido social. Nosotros mismos, las personas que queremos ser profesionistas debemos dar un enfoque mas social a nuestra profesión, especialmente el Ingeniero Civil que por las características de su carrera es indispensable para el desarrollo de nuestra sociedad.

Actualmente y ya desde hace algún tiempo la U.N.A.M. preocupada ante los problemas no solamente urbanos sino a nivel nacional y mundial señala una tendencia a racionalizar y humanizar todas las carreras que se imparten en su seno.

Antes se pensaba que una "buena" obra de ingeniería era aquella que cumplía satisfactoriamente con ciertas funciones técnicas y financieras, sin embargo ahora tomamos como una "buena" obra de ingeniería aquella que cumple una función dentro de la sociedad y por lo tanto ayuda a que los habitantes de ese lugar vivan mejor. Al concepto anterior es lo que se ha dado a llamar Humanización de la Ingeniería.

## 9.2.-RESUMEN

En el capítulo I se resumen los estudios que deben hacerse para determinar si una obra es necesaria.

En el capítulo II se presentó el proyecto arquitectónico y se hicieron las especificaciones de los materiales a usar en la obra.

Se contó con un Estudio de Mecánica de Suelos realizado en el lugar (capítulo III). En dicho estudio se determinaron las propiedades Índice y Mecánicas del Suelo.

En el Capítulo IV se diseñó la cimentación para las condiciones establecidas en el Capítulo III. lo anterior se realizó tomando en cuenta las reacciones totales de los muros y columnas, se incremento un peso estimado de cemento y se calculó el área de sustentación, esta área se proporcionó mediante zapatas corridas de concreto y una losa corrida.

El Análisis Estructural (Capítulo V) comprendió los procesos que se hicieron para llegar a conocer los elementos mecánicos producto de las acciones exteriores que inducen en los elementos estructurales y que estos deberán soportar para la estabilidad de la estructura bajo todas las condiciones de carga que se presentan durante la vida útil de esta. Se utilizó el llamado "Análisis Estático" y el método de Kani para la estructura en general se despreciaron los efectos del viento por ser mayores los de sismo en cargas laterales. La estructuración se dedujo a partir del proyecto arquitectónico (planos del 1 al 4).

El diseño del Capítulo VI consistió en proporcionar las escuadrias de los elementos estructurales, para que ante la acción de todos los agentes exteriores y las combinaciones de los mismos, dichos elementos resistan y, observen --

deformaciones dentro de los límites permitidos para el dimensionamiento de los elementos estructurales, así mismo para la obtención de su refuerzo se siguieron los criterios del diseño plástico.

En el Capítulo VII se obtuvieron los volúmenes de obra mas importantes para obtener los Precios Unitarios del capítulo VIII.

Los resultados obtenidos en el Diseño se vacian en los planos estructurales, estos planos se dibujaron de manera simple y clara para facilitar la construcción de la obra.

Asimismo en dichos planos estructurales se anotan algunas especificaciones de construcción que proporcionan información y recomendaciones del tipo y calidad del material por emplear en cada sección de la obra, así como procedimiento y detalles de importancia para que el trabajo estructural resulte efectivo.

En el apendice se incluyen: tablas, gráficas y ayudas de diseño que se utilizaron en la elaboración del proyecto.

### 9.3.-CONCLUSIONES

El análisis y diseño se hizo de acuerdo al "Reglamento de Construcciones para el D.F. de 1977". Se utilizó el "Método Estático de Análisis" el cual para casos de estructuras sencillas como la que trata esta tesis.

Todos los temas fueron abordados de una manera sencilla y sin profundizar, ya que lo que se pretende con el presente trabajo es ejemplificar el cálculo de obras semejantes utilizando el Reglamento mencionado. Esto no quiere decir que se trate de una memoria descriptiva ya que el cálculo numérico se desarrolló en su totalidad y se presentan ejemplos que se consideran típicos.

De ninguna manera puedo sentirme satisfecho con el presente trabajo ya que para que este estuviera completo faltaría el estudio del proceso constructivo es decir la Planificación, Administración, Métodos Constructivos, Control de Calidad y la operación y Mantenimiento.

Estoy conciente también de las deficiencias que contiene el trabajo en sí, algunas propias de este tipo de trabajos y otras de carácter personal pero ojalá valga el objetivo que persigo al presentarlo, que es el de titularme y a través de mi desarrollo profesional superar dichas deficiencias.

#### 9.4.- AGRADECIMIENTO

Al pretender presentar este trabajo como Tesis para obtener el Titulo de Ingeniero Civil quiero - dar mi agradecimiento a nuestra querida Universidad Autónoma de México porque a través de una década me dió como madre el alimento del saber y me enseñó a pensar y a convivir, porque sin saberlo, fuerón en mi juventud los años mas felices.

Espero que si la misma Universidad Nacional Autónoma de México tiene a bien otorgarme el Titulo - Profesional esto me ayude a ser alguien útil a la socie--dad, a México y a mi mismo.

## B I B L I O G R A F I A

TITULO	AUTOR
1.-"Programa de Trabajo D.D.F."	Angela Alessio R. y otros
2.-"Reglamento de Construcciones del D.F."	D.D.F.
3.-"Normas Complementarias ---- R.C.D.F." (401 y 402)	U . N . A . M .
4.-"Mecánica de Suelos"	Juárez Badillo
5.-"Cimentaciones"	W.E. Schulze
6.-"Análisis y diseño Cinema 70 S.L.P."	Armenta y Bernal
7.-"Manual de Obras Civiles"	C.F.E.
8.-"Análisis Estructural"	Francisco Chacón
9.-"Concreto Reforzado"	González y otros
10.-"Factores de Consistencia de Costos y Precios Unitarios"	Samuel Reifer
11.-"Diseño Simplificado de Concreto Reforzado"	Harry Parker

A P P E N D I C E

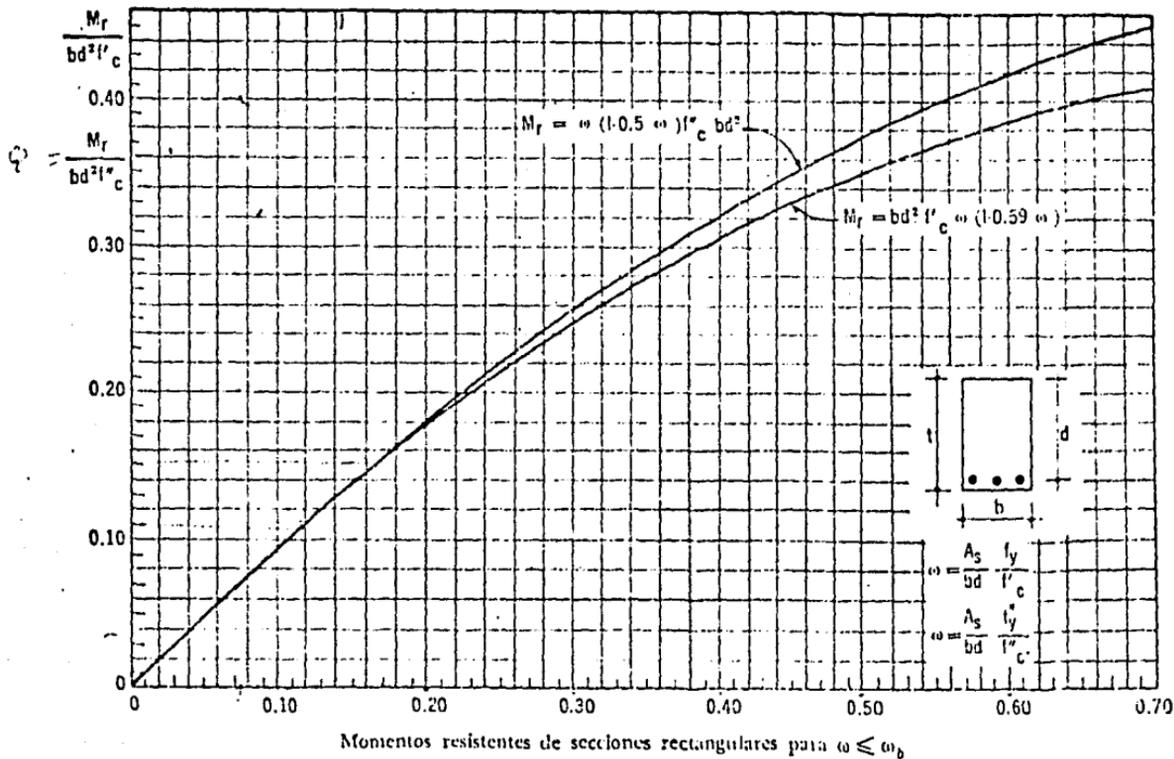
---

**A PARTIR  
DE ESTA PÁGINA**

**FALLA  
DE  
ORIGEN**

TABLA DIAMETROS, PESOS Y AREAS DE BARRAS

Número de designación	Diámetro nominal		Peso kg/m	NUMERO DE BARRAS										
	pulg	mm		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
2	1/4	6.4	0.248	0.32	0.64	0.96	1.28	1.60	1.92	2.24	2.56	2.88	3.20	Áreas de acero en cm <sup>2</sup>
2.5	5/16	7.9	0.388	0.49	0.98	1.47	1.96	2.45	2.94	3.43	3.92	4.41	4.90	
3	3/8	9.5	0.559	0.71	1.42	2.13	2.84	3.55	4.26	4.97	5.68	6.39	7.20	
4	1/2	12.7	0.993	1.27	2.54	3.81	5.08	6.35	7.62	8.89	10.16	11.43	12.70	
5	5/8	15.9	1.552	1.98	3.96	5.94	7.92	9.90	11.88	13.86	15.84	17.82	19.80	
6	3/4	19.0	2.235	2.85	5.70	8.55	11.40	14.25	17.10	19.95	22.80	25.65	28.50	
7	7/8	22.2	3.042	3.88	7.76	11.64	15.52	19.40	23.28	27.16	31.04	34.92	38.80	
8	1	25.4	3.973	5.07	10.14	15.21	20.28	25.35	30.42	35.49	40.55	45.63	50.70	
9	1 1/8	28.6	5.028	6.41	12.82	19.23	25.34	32.05	38.46	44.87	51.28	57.69	64.10	
10	1 1/4	31.8	6.207	7.92	15.84	23.76	31.68	39.60	47.52	55.44	63.36	71.28	79.20	
11	1 3/8	34.9	7.511	9.58	19.16	28.74	38.32	47.90	57.48	67.06	76.64	86.22	95.80	
12	1 1/2	38.1	8.938	11.40	22.80	34.20	45.60	57.00	68.40	79.80	91.20	102.60	114.00	



# COEFICIENTES DE MOMENTOS PARA TABLEROS RECTANGULARES, FRANJAS CENTRALES

Para las franjas extremas multiplíquense los coeficientes por 0,60

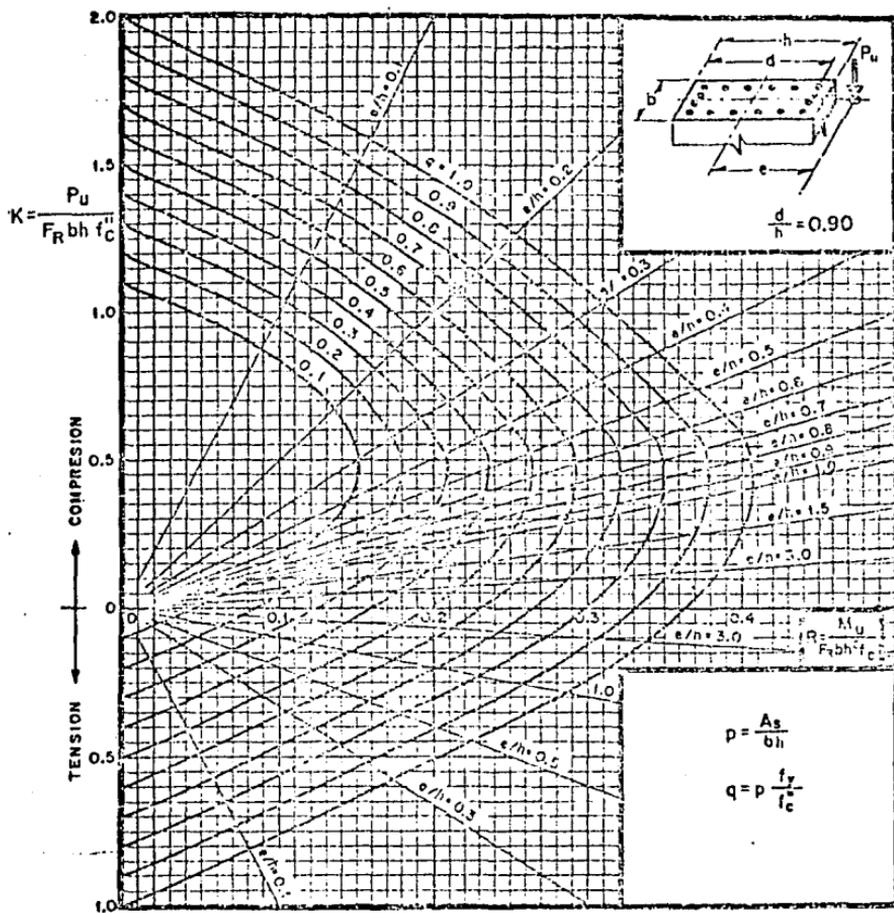
Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto a largo, $m = a_1/a_2$													
			0		0,5		0,6		0,7		0,8		0,9		1,0	
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
Interior Todos los bordes continuos	Neg. en bordes	corto	978	1018	553	545	459	478	432	438	351	387	333	325	259	272
	Interiores	largo	516	544	459	431	391	412	371	366	347	361	320	335	248	242
	positivo	corto	630	658	312	322	269	276	223	236	172	159	158	164	102	120
		largo	175	181	139	144	134	137	130	135	128	133	127	131	124	130
De borde Un lado corto discontinuo	Neg. en bordes	corto	978	1018	568	594	506	533	451	478	403	431	357	368	315	346
	Interiores	largo	516	544	459	431	391	412	372	392	350	369	326	341	277	311
	Neg. en bordes dis.	largo	376	0	250	0	248	0	235	0	222	0	226	0	190	0
	positivo	corto	630	658	327	356	292	306	249	261	202	219	167	181	133	144
	largo	175	187	142	149	137	143	133	140	131	137	129	136	129	135	
De borde Un lado largo discontinuo	Neg. en bordes	corto	1060	1143	553	674	514	545	453	481	397	426	346	364	302	331
	Interiores	largo	527	697	465	545	442	513	411	470	379	426	347	384	288	326
	Neg. en bordes dis.	corto	651	0	362	0	321	0	293	0	250	0	219	0	193	0
	positivo	corto	751	912	334	366	285	317	241	263	207	218	164	175	129	135
	largo	185	250	147	158	142	153	138	149	135	146	134	145	153	144	
De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	Neg. en bordes	corto	1060	1143	578	653	530	572	471	529	417	464	371	412	274	334
	Interiores	largo	600	713	475	564	455	541	429	506	394	457	349	410	274	324
	Neg. en bordes dis-continuos	corto	651	0	362	0	321	0	277	0	251	0	219	0	193	0
	positivo	largo	376	0	258	0	248	0	236	0	222	0	226	0	170	0
	corto	751	912	358	416	303	354	259	298	216	245	176	177	127	133	
	largo	191	212	152	163	146	163	142	155	140	159	158	154	157	153	
Aislado cuatro lados dis-continuos	Neg. en bordes	corto	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	390	0	350	0
	discontinuos	largo	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0
	positivo	corto	1100	1376	630	1360	690	1330	720	1150	650	1070	570	950	550	630
		largo	200	250	500	650	500	630	500	630	500	630	500	630	500	630

Caso I. losa colada monolíticamente con sus apoyos

Caso II. losa no colada monolíticamente con sus apoyos

Los coeficientes multiplicados por  $10^{-4} w a_1^2$  dan momentos por unidad de ancho

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



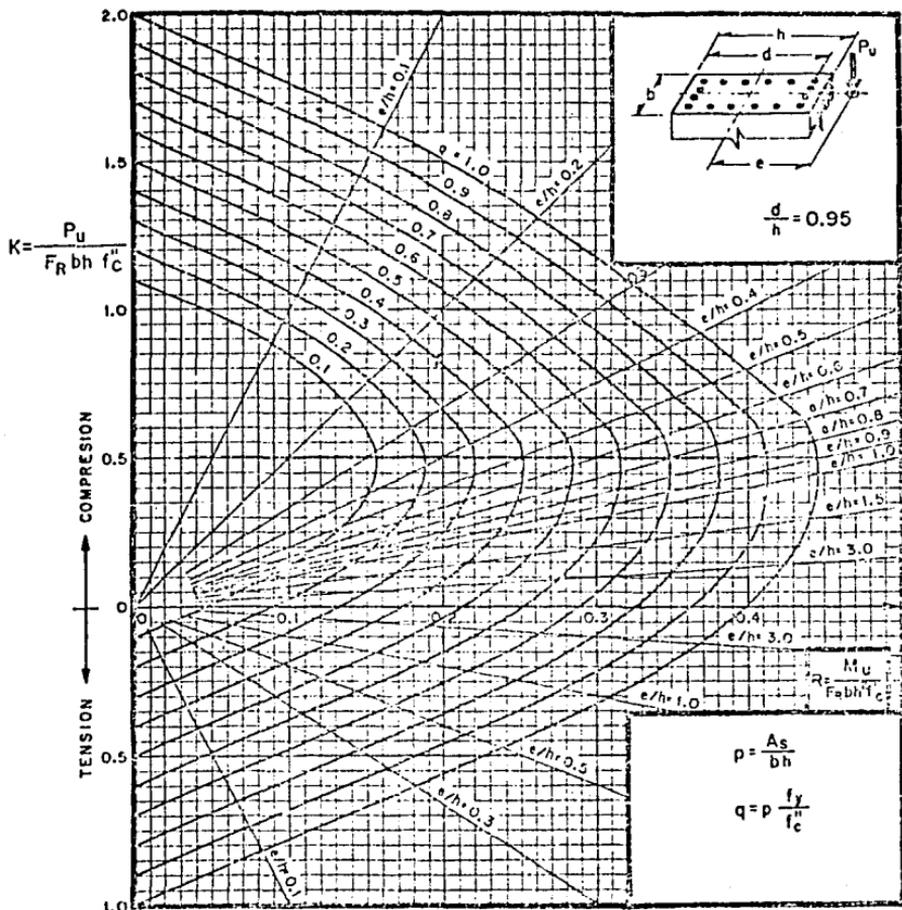
$A_s$  = Area total de refuerzo

$f'_c = 0.85 f_c$ ; si  $f_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f'_c = (1.05 - \frac{f_c}{1250}) f_c$ ; si  $f_c > 250 \text{ kg/cm}^2$

$M_u$  = Momento flexionante de dise\~no

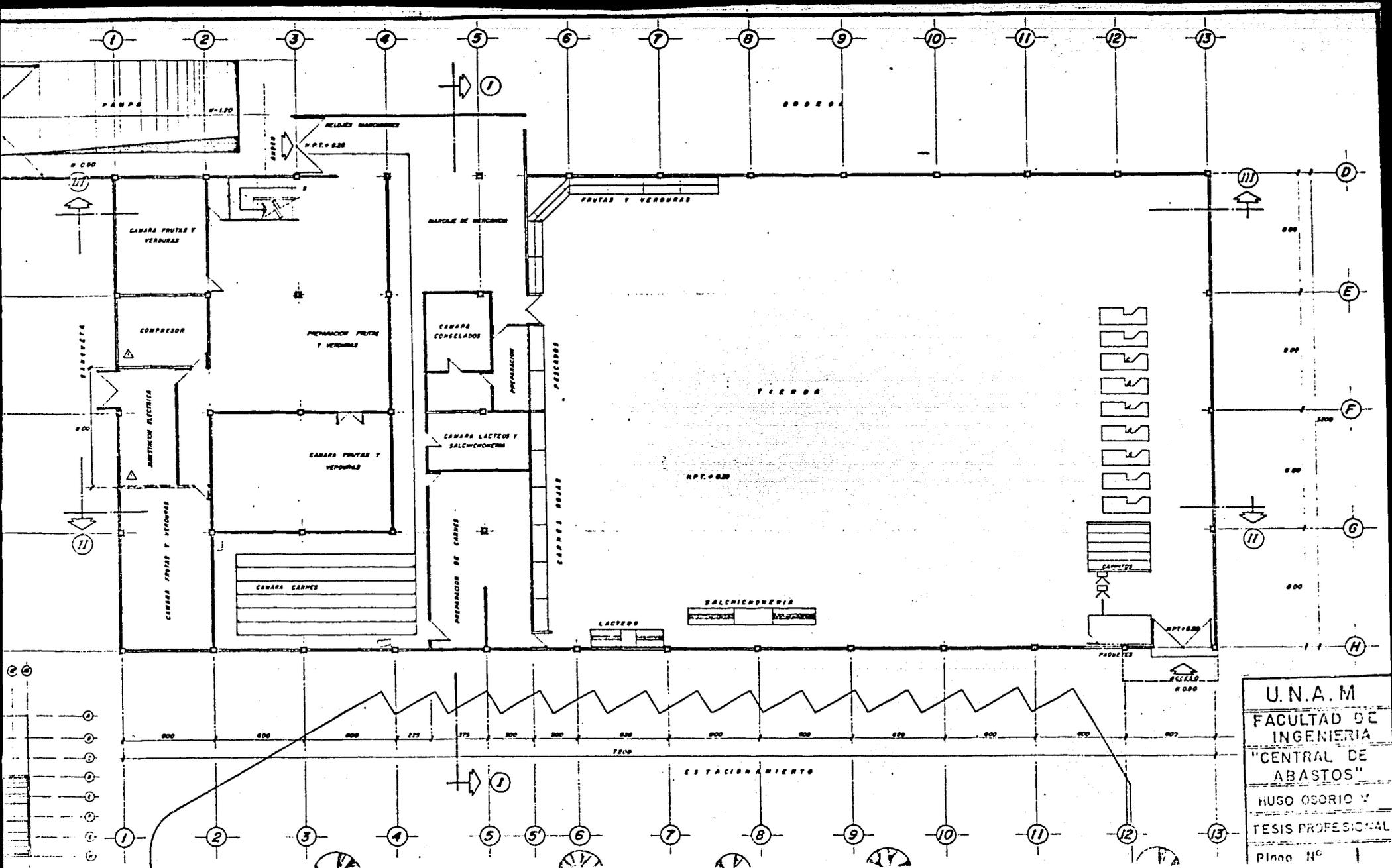
$P_u$  = Carga axial de dise\~no

Diagrama de Interacci3n 1

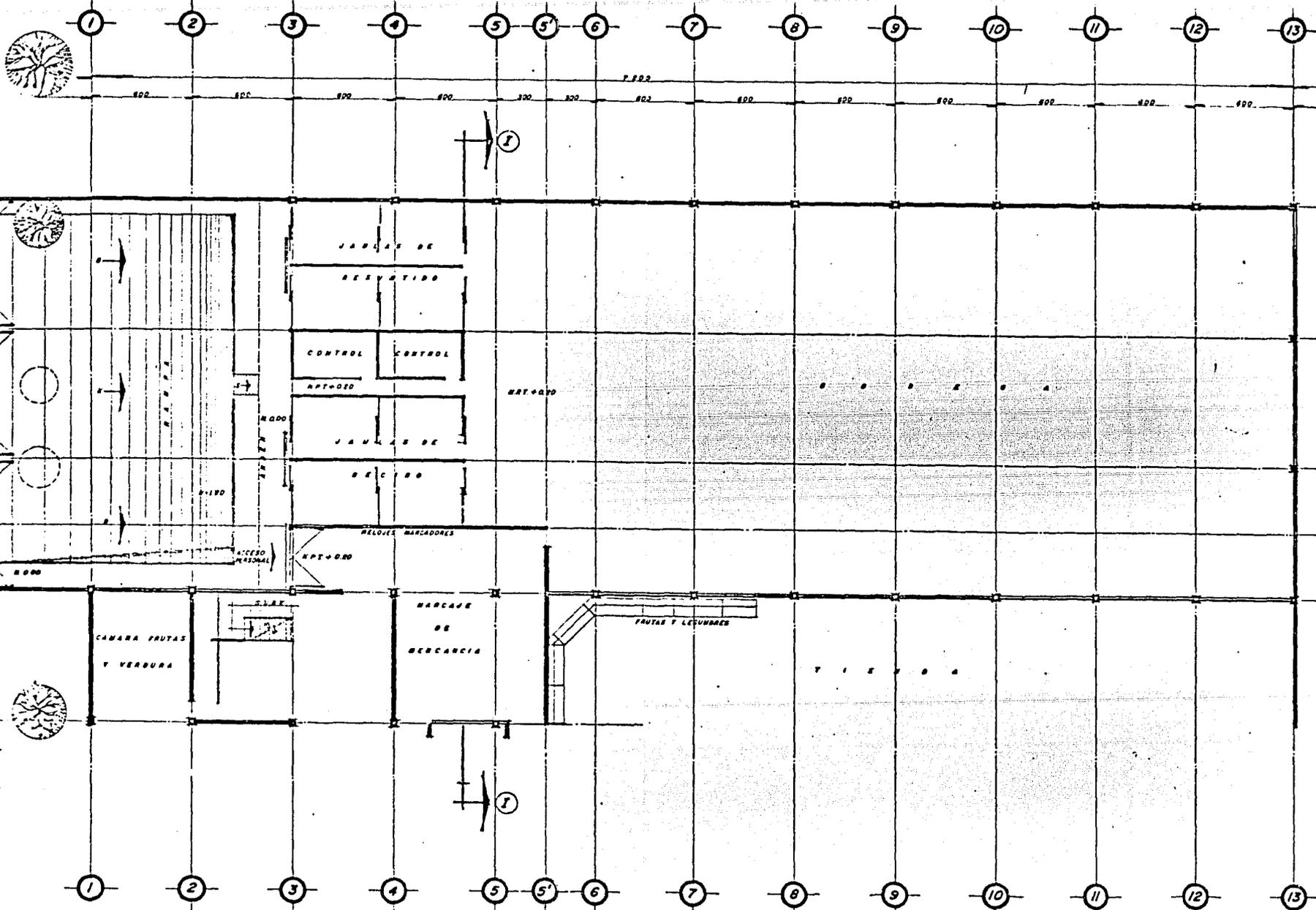


$A_s$  = Area total de refuerzo  
 $f_c'' = 0.85 f_c'$ ; si  $f_c' \leq 250 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c'}{1250}) f_c'$ ; si  $f_c' > 250 \text{ kg/cm}^2$   
 $M_u$  = Momento flexionante de diseño  
 $P_u$  = Carga axial de diseño

Diagrama de Interacción 2

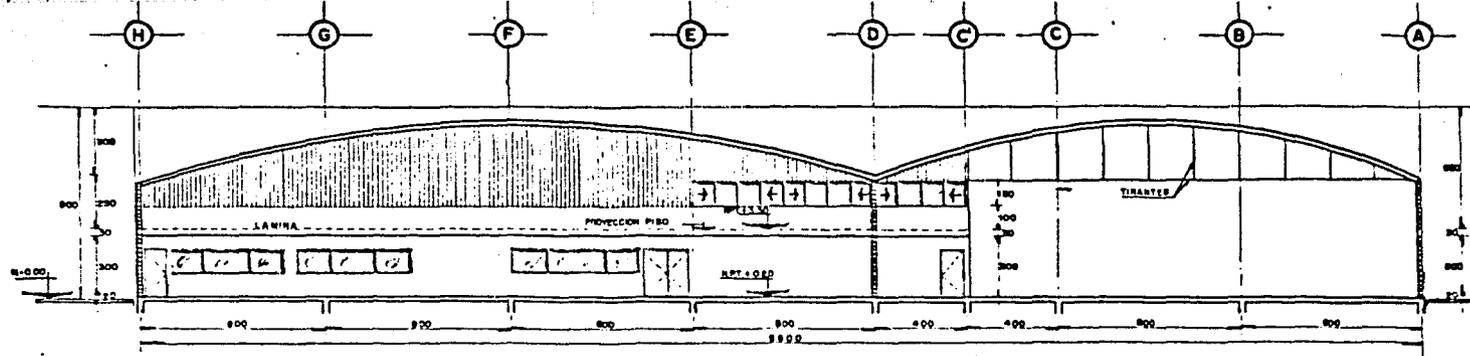


U.N.A.M  
 FACULTAD DE  
 INGENIERIA  
 "CENTRAL DE  
 ABASTOS"  
 HUGO OSORIO V  
 TESIS PROFESIONAL  
 Plano N° 1

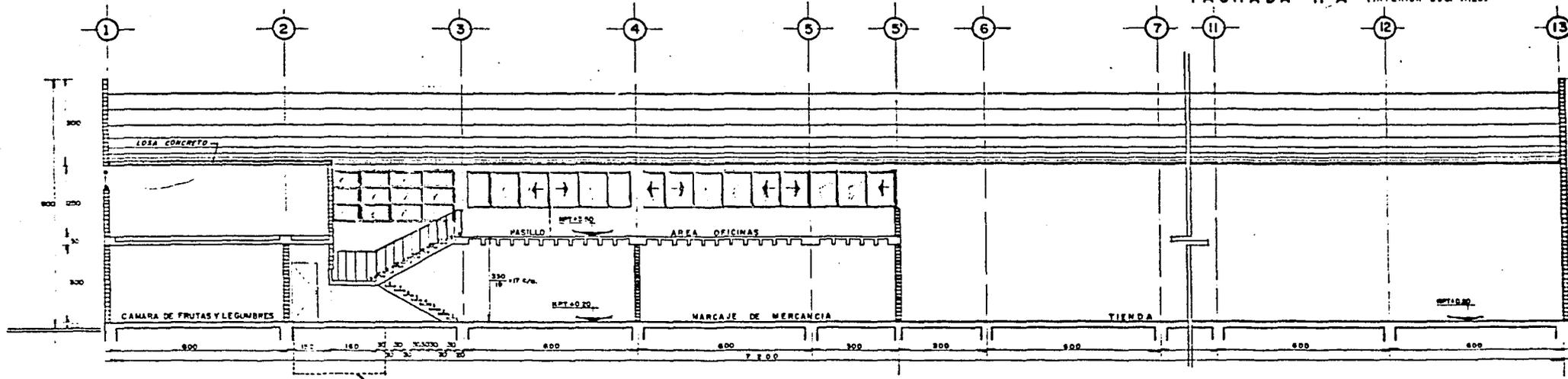


U.N.A.M.  
 FACULTAD DE  
 INGENIERIA  
 "CENTRAL DE  
 ABASTOS"  
 HUGO OSORIO V.  
 TESIS PROFESIONAL  
 Plano N° 2

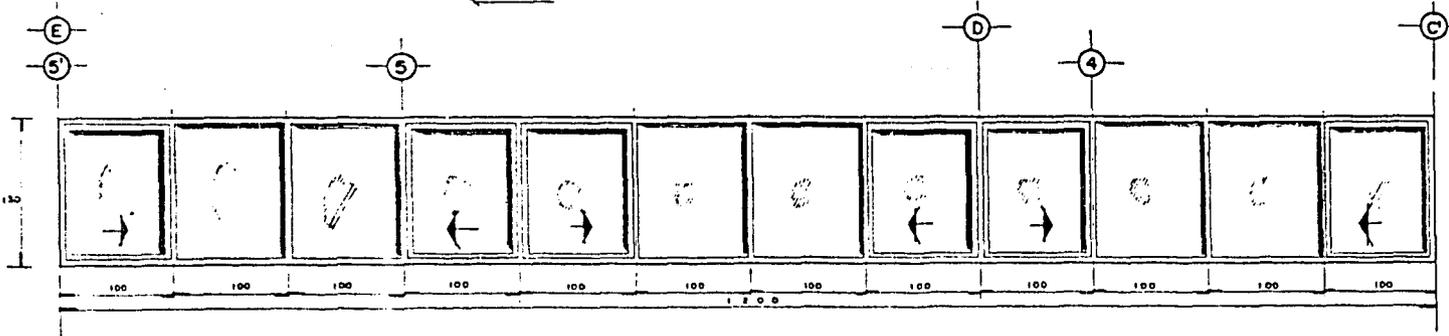
U.N.A.M.  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 "CENTRAL DE ABASTOS"  
 HUGO OSORIO V.  
 TESIS PROFESIONAL  
 Plano N° 3



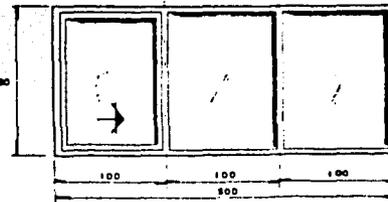
FACHADA H-A (INTERIOR ESC. 1:125)



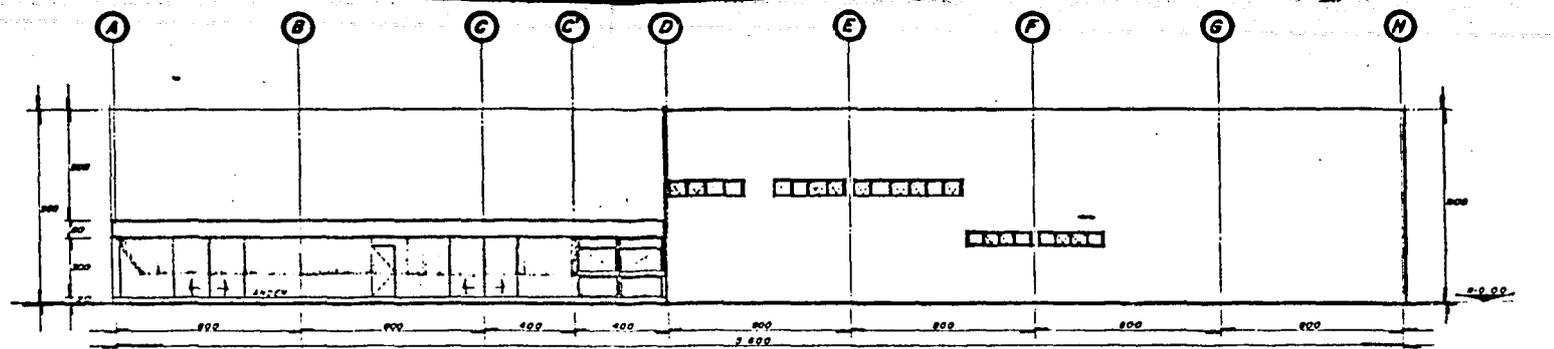
CORTE III-III (ESC. 1:75)



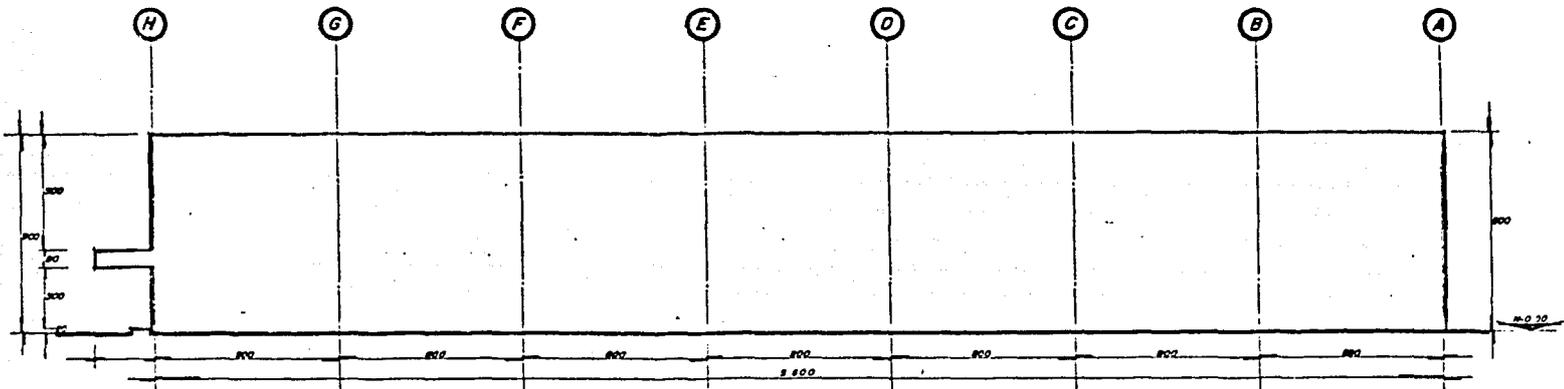
OFICINAS (2 mm) (ESC. 1:25)



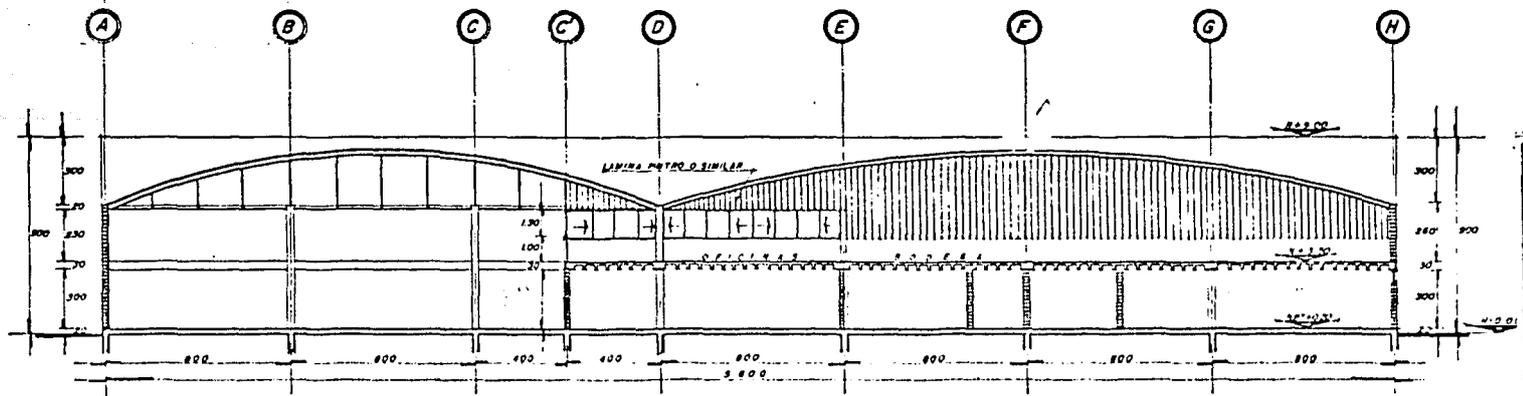
OFICINAS (1 mm) (ESC. 1:25)



FACHADA A-H

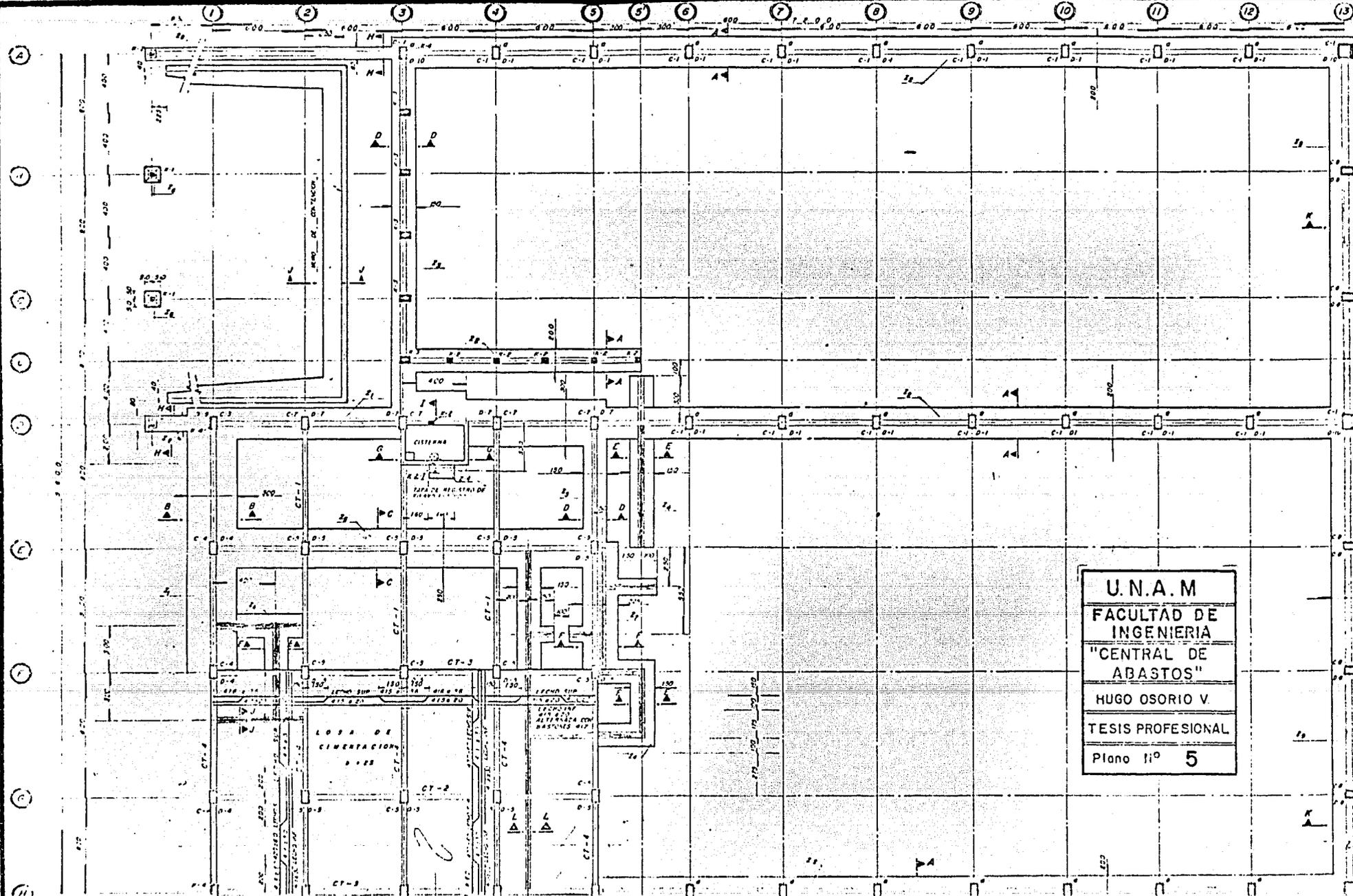


FACHADA H-A



CORTES 1-1

U.N.A.M  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 "CENTRAL DE ABASTOS"  
 HUGO OSORIO V.  
 TESIS PROFESIONAL  
 Plano N° 4



U.N.A.M
FACULTAD DE INGENIERIA
"CENTRAL DE ABASTOS"
HUGO OSORIO V.
TESIS PROFESIONAL
Plano nº 5

U.N.A.M  
 FACULTAD DE  
 INGENIERIA  
 "CENTRAL DE  
 ABASTOS"  
 HUGO OSORIO V.  
 TESIS PROFESIONAL  
 Plano N° 6

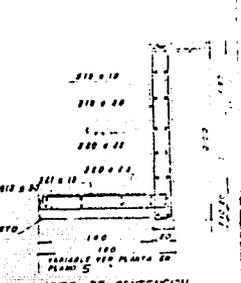
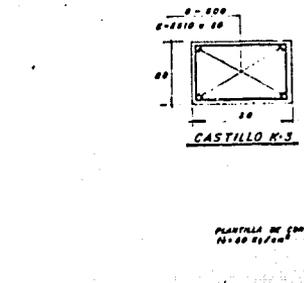
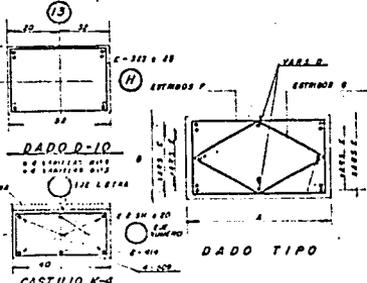
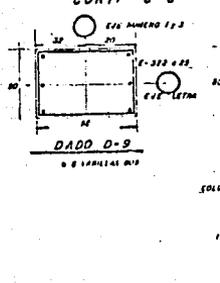
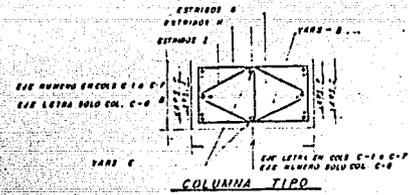
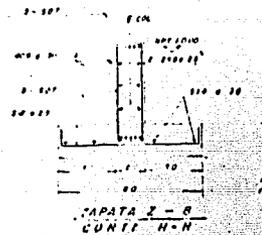
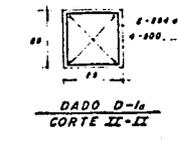
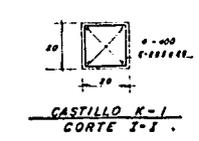
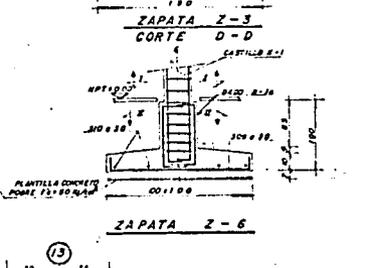
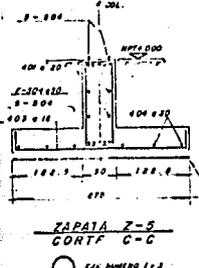
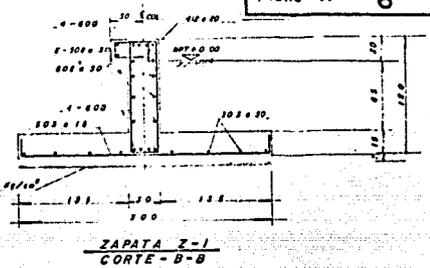
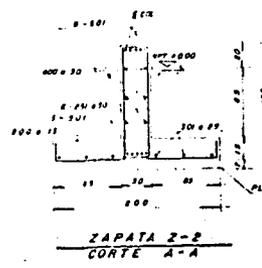
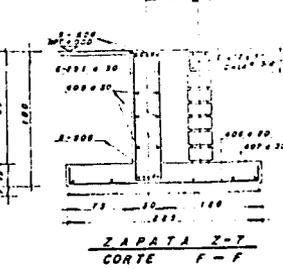
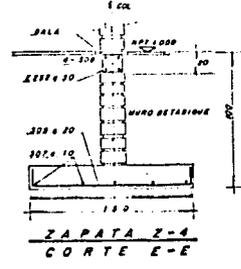
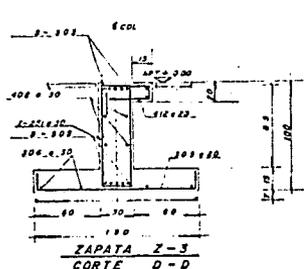
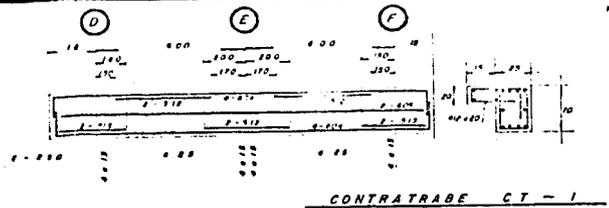


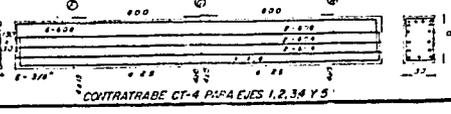
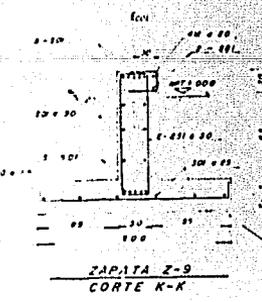
Tabla de datos de columnas:

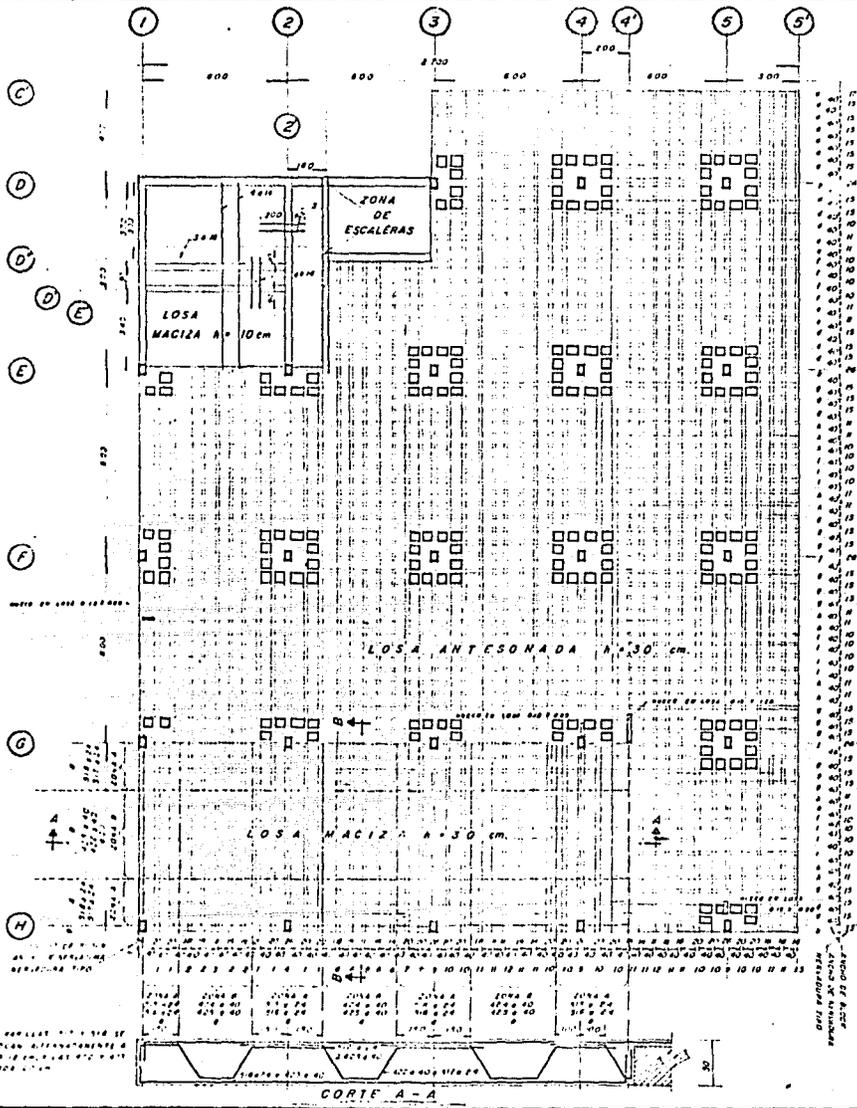
TIPO DE COLUMNA	SECCION		ARMADO VERTICAL				ESTRIBOS		
	A	B	C	D	E	F	G	H	I
C-1 u	40	30	4-800	-	-	4-300	410 x 30	-	-
C-2 u	40	30	4-800	2-600	-	-	256 x 25	257 x 25	-
C-3 u	40	30	4-800	2-600	2-600	-	256 x 25	257 x 25	-
C-4 u	40	30	4-800	2-600	2-600	-	256 x 25	257 x 25	-
C-5 u	40	30	4-800	2-600	2-600	-	256 x 25	257 x 25	258 x 25
H-C	40	30	4-800	2-600	-	-	256 x 25	257 x 25	-
H-D	40	30	4-800	2-600	-	-	256 x 25	257 x 25	258 x 25
C-6	40	30	4-800	-	-	4-300	410 x 30	-	-

Tabla de datos de dados:

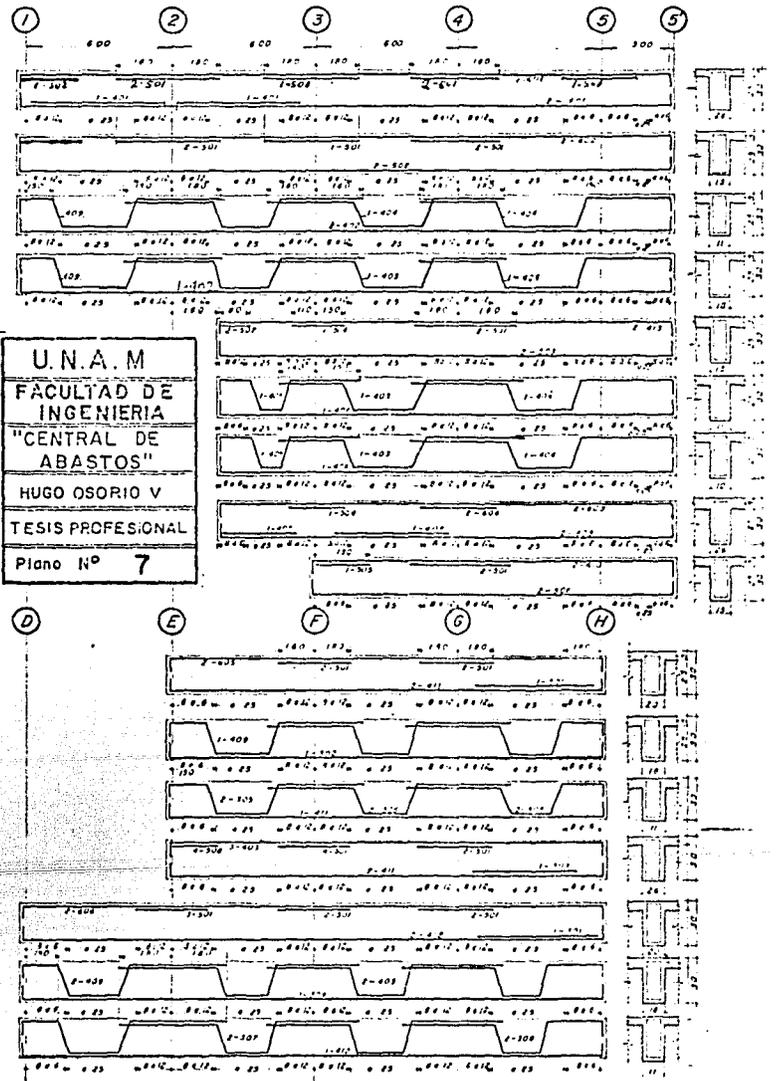
TIPO DE DADO	SECCION		ARMADO VERTICAL		ESTRIBOS	
	A	B	C	D	E	F
D-1	50	40	6-800	-	4-311	317 x 25
D-2	50	40	6-800	-	4-411	317 x 25
D-3	50	40	6-800	-	4-411	317 x 25
D-4	50	40	6-800	-	4-411	317 x 25
D-5	50	40	6-800	2-311	4-406	317 x 25
D-6	50	40	6-800	-	4-403	317 x 25
D-7 y 8	50	40	6-800	-	4-311	317 x 25

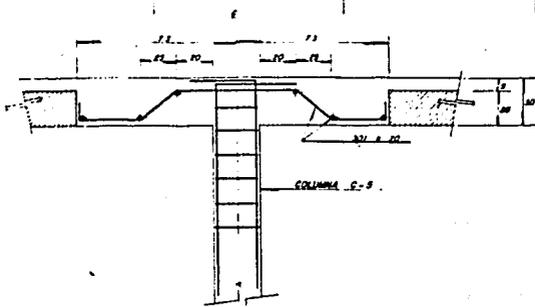
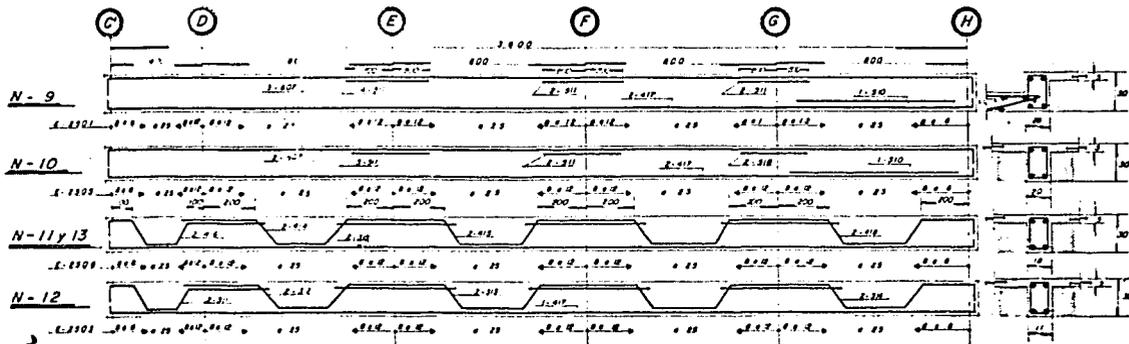
NOTAS:  
 1- REPLICADOS EN 10 NIVELES EN W  
 2- LA OTRA DE SECCIONES COMPARE ESTEREOGRAMAS  
 3- COBERTURA  
 4- 100 REPLICADOS CUBIERTOS Y SUPERESTRUCTURA  
 5- 100 REPLICADOS PLANTILLA  
 6- NIVEL DE REFERENCIA  
 7- 100 REPLICADOS 4 2 2 M - 4 - 815 BRAS 03  
 8- 100 REPLICADOS 4 2 2 M - 4 - 815 BRAS 02 03  
 9- ANILLES Y TRASLAPES MINIMO 30 CM  
 10- LA ESTRUCTURA DE CIMENTACION TIENE TEMPERO QUE SEAN DE UNA CANTIDAD DE REVICIOS DE 2 2 CM EN LA PERIMETRIA DE REPLICADO Y DE ESTEREOGRAMAS



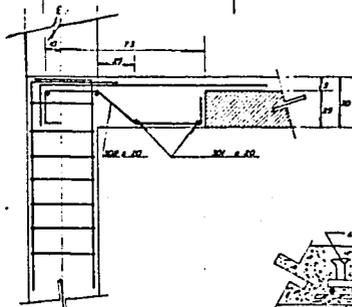


NOTA  
EN LA ZONA DE LA LOSA  
MACIZA DE A 10 CM. NO SE  
INTERUMPA EL ARMADO  
DE LA LOSA PRECEDENTE  
COLÓCANDOLA ATRAS EL  
CORTE INDICADO EN LAS  
CORTE A-A

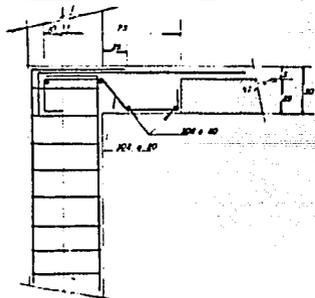




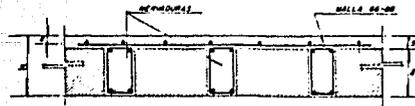
DETALLE CAPITEL  
COLUMNAS CENTRALES



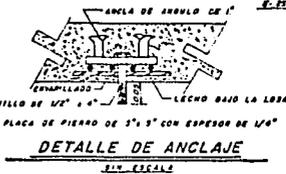
DETALLE CAPITEL  
COLUMNAS EXTREMAS



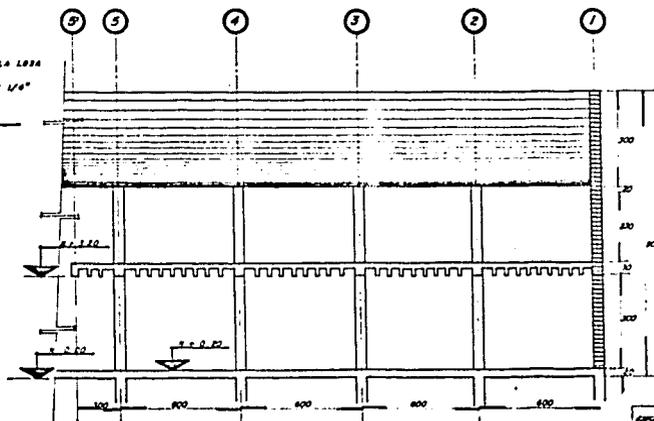
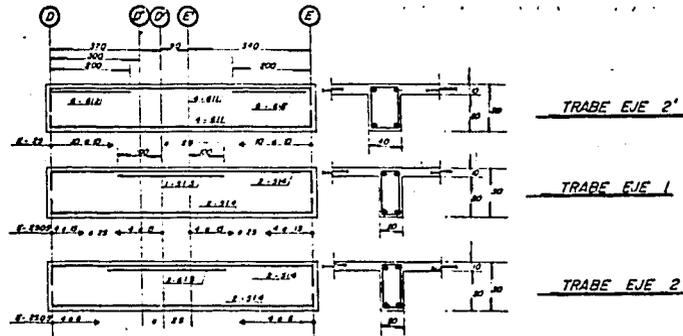
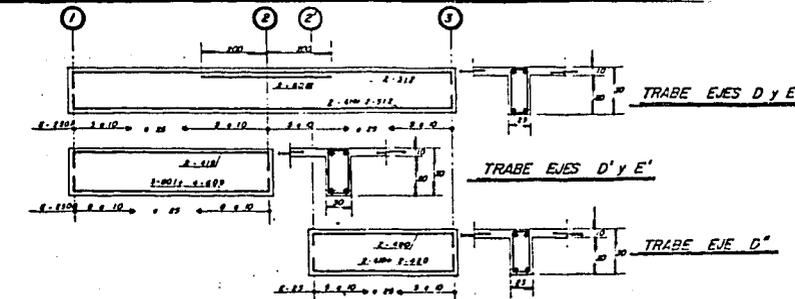
DETALLE CAPITEL  
COLUMNAS DE ESQUINA



SECCION DE NERVADURAS



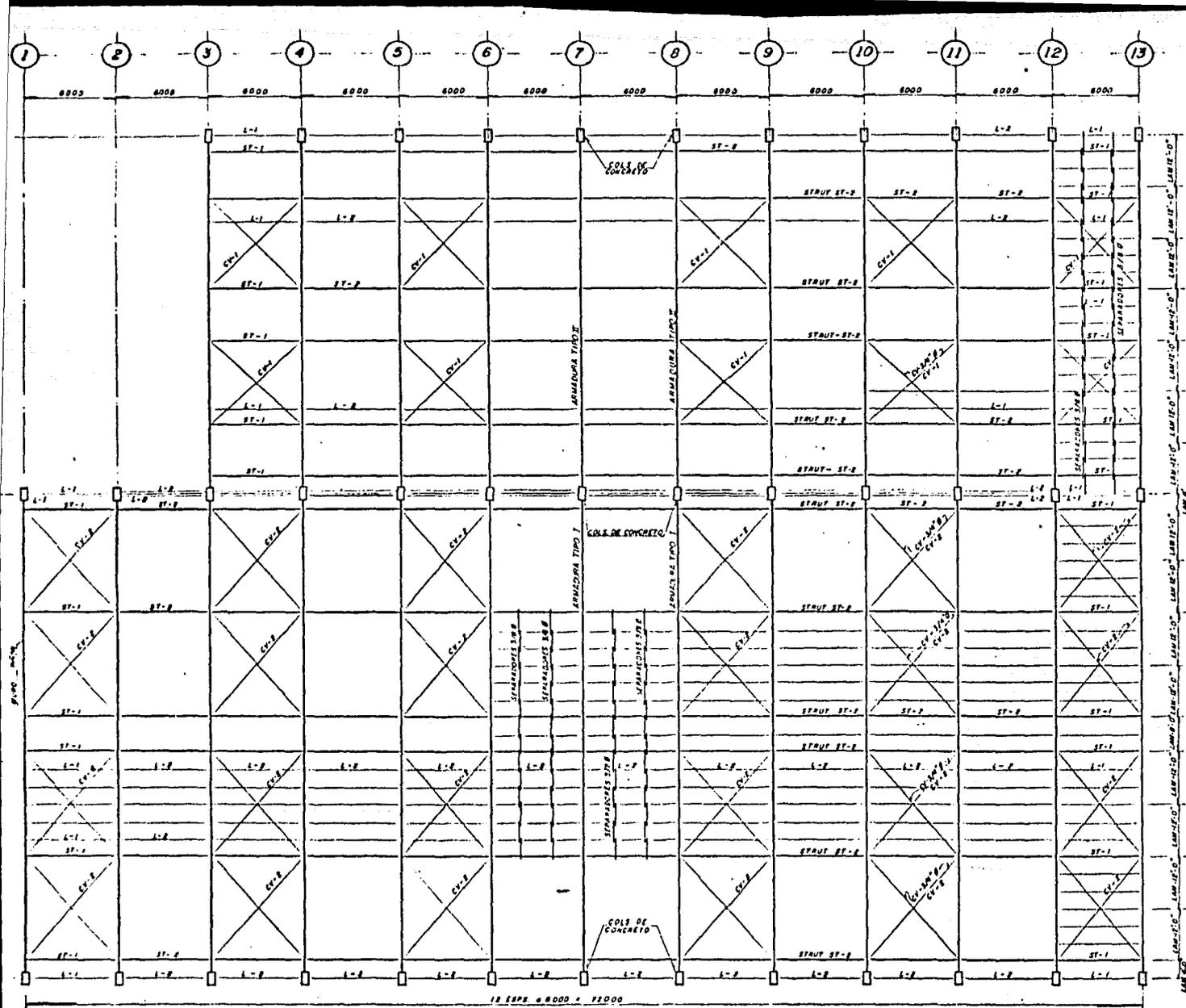
U.N.A.M  
FACULTAD DE  
INGENIERIA  
"CENTRAL DE  
ABASTOS"  
HUGO OSORIO V.  
TESIS PROFESIONAL  
Plano N° 8



CORTE ESQUEMATICO

- NOTAS:
1. ADICIONES EN DETERMINADAS PARTES DE LA OBRERA.
  2. LA OBRERA DEBE SER REALIZADA CON BASE A LAS ESPECIFICACIONES DE LA OBRERA DE CONCRETO.
  3. CONCRETO: 1500 kg/m<sup>3</sup> COMPACTADO EN TRES CAPAS.
  4. REFINO DE HERRAJES: 1.500 kg/m<sup>3</sup> COMPACTADO EN TRES CAPAS.
  5. REFINO DE HERRAJES: 1.500 kg/m<sup>3</sup> COMPACTADO EN TRES CAPAS.
  6. ESTE PLANO SE ENVIARÁ CON EL PROYECTO.
  7. EN LAS PARTES NO INDICADAS SE USARÁ EL ACERO DE REFUERZO.

ENCARGADO F  
G.P.C. GENERALES



PLANTA GENERAL DEL TECHO

- NOTAS**
- 1.- NOTACIONES EN MINUSCULAS
  - 2.- ESPECIFICACIONES DE MATERIAL
    - a) ESTRUCTURAL A.S.T.M. A-36
    - b) SOLDADURA A.B.S. A-57
    - c) TORNILLOS A.S.T.M. A-307-B
    - d) ANCLAS A.S.T.M. A-307
  - 3.- PROTECCION
    - ANTICORROSIVA PINTURA PRIMERA Y P.B. ACABADO R.A.21 DEL CODIGO DE ESPECIFICACIONES PLUMB NOMBA 3-112-01
  - 4.- LAS SOLDADURAS SERAN EJECUTADAS POR PERSONAL CALIFICADO
  - 5.- SE REQUIERE UNA ESTRUCTURA ANULA, PESO TOTAL APROXIMADO = 11200 KG

**U.N.A.M**  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 "CENTRAL DE ABASTOS"  
 HUGO OSORIO V.  
 TESIS PROFESIONAL  
 Plano N° 9

