



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTONOMA DE MEXICO

---

---

FACULTAD DE INGENIERIA

29  
161

RETICULAS DE CIMENTACION  
PARA EDIFICIOS.

T E S I S

Que para obtener el Título de

I N G E N I E R O C I V I L

P r e s e n t a

Juan Ramírez Sarabia

México, D. F.

1984



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

## RETICULAS DE CIMENTACION PARA EDIFICIOS

1. INTRODUCCION.
2. DESCRIPCION DEL PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.
3. EJEMPLO.
4. CONCLUSIONES.

## C A P I T U L O 1

### INTRODUCCION

Las dificultades de análisis implícitas en los Sistemas de Cimentación y las grandes incertidumbres que se tienen en la predicción del comportamiento de los suelos, sobre todo en terrenos compresibles como en la Ciudad de México, hacen que se apliquen conceptos y criterios muy diferentes y a veces poco racionales para el diseño estructural de cimentaciones.

Entre los varios métodos de que se dispone en la actualidad para el análisis de retículas de cimentación, figura el propuesto por la Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.), en la nueva versión del Manual de Diseño de Obras Civiles (Ref. I).

El objetivo del presente trabajo es ilustrar el mencionado procedimiento de la C.F.E., por medio de un ejemplo práctico, lo más cercano posible a la realidad. Este ejemplo consiste en el análisis estructural de una cimentación parcialmente compensada formada por una losa bajo una retícula de contratrábés y una losa tapa, para integrar un cajón de cimentación.

En el ejemplo, se parte de datos con que en la realidad generalmente se dispone, se revisa la capacidad de carga por resistencia al corte del suelo, se calculan los hundimientos diferenciales inmediatos y diferidos, se determinan las rigideces de la subestructura y superestructura, se calculan las presiones de contacto y se analiza la cimentación considerando solo el efecto de las cargas muertas y vivas, sin considerar el efecto del sismo.

## C A P I T U L O 2

### DESCRIPCION DEL PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DEL MANUAL DE LA C.F.E.

#### 2.1 PROCEDIMIENTO BASICO PROPUESTO EN EL MANUAL

El procedimiento básico de Diseño Estructural de una cimentación, que se propone en el Manual de la C.F.E., es el siguiente:

1. Cálculense las fuerzas y momentos transmitidos a la cimentación por la superestructura.
2. Supónganse unas dimensiones para la cimentación.
3. Bajo las cargas sin afectar por factores de carga, supóngase una -- distribución de presiones de contacto entre la subestructura y el -- suelo, que cumpla con las siguientes condiciones:
  - a) Existe equilibrio local y general entre las presiones de contacto, las fuerzas internas de la subestructura y las fuerzas y momentos -- transmitidos a ésta por la superestructura.
  - b) Los hundimientos diferenciales, inmediatos más diferidos, calcula-- dos con la presión de contacto supuesta actuando sobre el terreno, son menores o iguales a los definidos en la tabla 2.1.
  - c) Las deformaciones diferenciales, inmediatas más diferidas, calcula-- das con la presión de contacto supuesta actuando sobre la combina-- ción de superestructura y subestructura, son menores o iguales a -- los permisibles definidos en la tabla 2.1.

TABLA 2.1 Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación

<u>Inclinación media</u>		
<u>Tipo de daño</u>	<u>Límite</u>	<u>Observaciones</u>
Inclinación visible	$100/(100 + 3h)$ por ciento	h = altura de la construcción, en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal
<u>Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas</u>		
<u>Tipo de estructura o elemento</u>	<u>Variable que se limita</u>	<u>Límite</u>
Tanques de almacenamiento de acero, sobre bases flexibles	Pendiente del perfil de asentamiento	
Tapa fija		0.008
Tapa flotante		0.002 a 0.003
Losas de cimentación circulares y zapatas anulares rígidas, para estructuras rígidas, esbeltas y altas como torres, silos y tanques	Pendiente transversal media	0.002
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Muros de carga de tabique recocado o bloque de cemento	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.001 Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o estos se encuentren desligados de los muros
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Tuberías de concreto con juntas	Cambio de pendiente en las juntas	0.015

Si no se cumple alguna de las condiciones anteriores, debe suponerse -- otra distribución de presiones de contacto y repetirse el proceso.

La distribución supuesta que satisfaga los tres requisitos mencionados puede usarse para el diseño estructural de la cimentación.

Este procedimiento es aplicable a cimentaciones a base de zapatas, losas, cajones, pilas o pilotes. Las variantes que se requieran para cada tipo se tratan en el manual.

Dadas las fuertes incertidumbre que hay sobre el comportamiento del suelo y sobre las propiedades de deformabilidad de la subestructura y estructura, no se justifica buscar una precisión mayor que la obtenida con este procedimiento, o sea es suficiente que los hundimientos diferenciales queden dentro de los límites permisibles, sin tener que igualar las deformaciones del suelo y la cimentación.

## 2.2 PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO PROPUESTO PARA CIMENTACIONES FORMADAS POR LOSAS Y CONTRATRABES

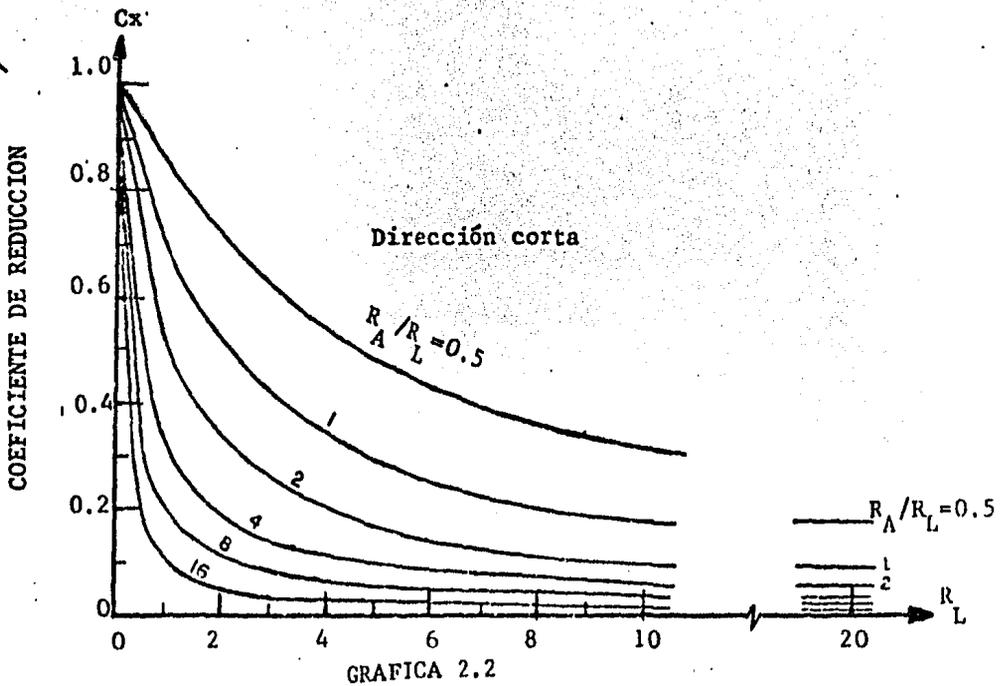
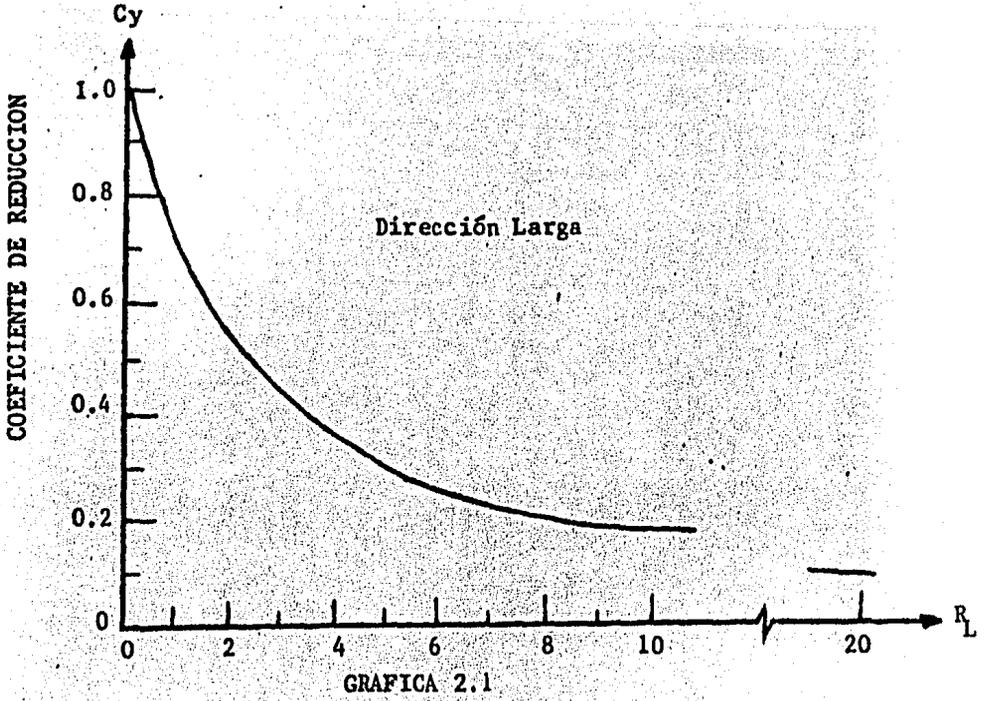
Para cimentaciones formadas por losas y contratraves, en el manual de la C.F.E. se propone un método simplificado (basado en la referencia 2) -- aplicable a estructuras que cumplan con los siguientes requisitos.

- a) Estructura constituida principalmente por marcos con no más de cinco crujeas en cada dirección.
- b) Cimentación de planta general rectangular con relación largo-ancho no mayor de 2.0.
- c) Cimentación a base de losas con contratraves en dos direcciones.
- d) Peso por metro cuadrado aproximadamente uniforme.

Este método es una forma simplificada del procedimiento básico antes descrito y consiste en lo siguiente:

1. Cálculense los hundimientos diferenciales (inmediatos más diferidos), suponiendo nulas las rigideces de la subestructura y superestructura.
2. Multiplíquense los hundimientos diferenciales, inmediatos más diferidos, calculados en la dirección larga de la planta de la cimentación, por el coeficiente de reducción obtenido de la gráfica 2.1.
3. Multiplíquense los hundimientos diferenciales, inmediatos más diferidos, calculando en la dirección corta de la planta de la cimentación, por el coeficiente de reducción obtenido de la gráfica 2.2.

4. Compárense los hundimientos diferenciales así obtenidos con los admisibles de la tabla 2.1. Si son menores, continúese; en caso contrario, propóngase una cimentación más rígida o aumentese la compensación a ambas cosas.
5. De acuerdo con los valores  $R_A$  y  $R_L$  del conjunto subestructura y su perestructura, determínese la distribución de presiones como se indica en la tabla 2.3 ( $R_A$  y  $R_L$  se definen en la página 8).
6. Transfórmese la distribución de presiones así calculada, a cargas por metro lineal. Esta transformación se hará considerando áreas tributarias definidas por líneas a  $45^\circ$  que parten de las esquinas y que la carga se distribuye uniformemente en las longitudes de las contratraves.
7. Analícese la subestructura bajo la acción de las cargas de las columnas y presión de contacto determinada en el punto anterior.



COEFICIENTES DE REDUCCION PARA CALCULAR  
HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES

Las cantidades  $R_A$  y  $R_L$  que aparecen en las gráficas 2.1 y 2.2 se calculan como sigue:

$$R_A = \frac{64 \sum EI_y}{E_s L^2 A_x} \qquad R_L = \frac{64 \sum EI_x}{E_s L^2 A_y}$$

donde:

$\sum EI_x, \sum EI_y$  sumas de EI de las traves de la subestructura y de la superestructura alrededor de los ejes "x", "y". El eje "x" es paralelo al ancho de la cimentación y el "y" al largo. (ver figura 2.1)

A área de la cimentación

E un tercio del módulo de elasticidad del concreto a los 28 días

I momento de inercia centroidal de la sección

$L_x, L_y$  ancho y largo de la cimentación, respectivamente (ver figura 2.1)

$$E_s = \frac{I_p q L_x}{(\Delta_c - \Delta_e)}$$

$\Delta_c, \Delta_e$  hundimientos del centro y de una esquina, respectivamente, del área de cimentación debidos a la presión neta actuando uniformemente y suponiendo nulas las rigideces de la subestructura.

$I_p$  coeficiente adimensional obtenido de la tabla 2.2

q presión neta uniforme

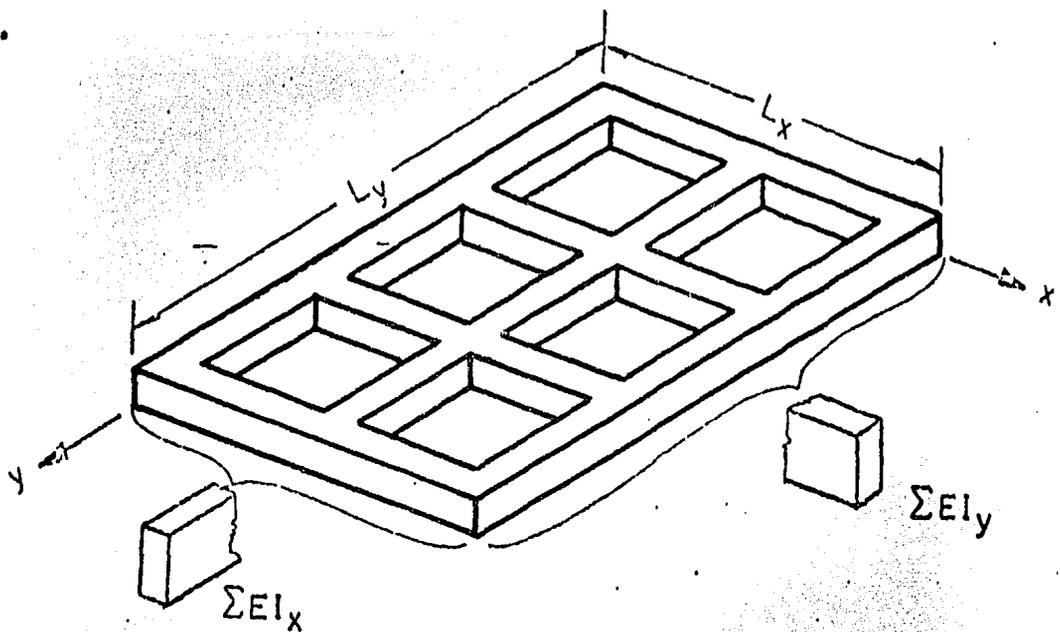


FIG. 2.1

TABLA 2.2 Valores de  $I_p$

$L_x/L_y$	$I_p$	$L_x/L_y$	$I_p$
0.000	*****	0.500	0.765872
0.025	1.713169	0.525	0.750952
0.050	1.492583	0.550	0.736778
0.075	1.363602	0.575	0.723285
0.100	1.272146	0.600	0.710416
0.125	1.201265	0.625	0.698121
0.150	1.143411	0.650	0.686357
0.175	1.094557	0.675	0.675084
0.200	1.052297	0.700	0.664268
0.225	1.015082	0.725	0.653876
0.250	0.981852	0.750	0.643880
0.275	0.951851	0.775	0.634255
0.300	0.924523	0.800	0.624979
0.325	0.899441	0.825	0.616029
0.350	0.876278	0.850	0.607386
0.375	0.854771	0.875	0.599034
0.400	0.834710	0.900	0.590956
0.425	0.815922	0.925	0.583136
0.450	0.798263	0.950	0.575562
0.475	0.781614	0.975	0.568220
		1.000	0.561100

TABLA 2.3 Presiones normalizadas

$R_L \backslash R_A/R_L$	1.0		2.0		4.0	
0.4	1.22 0.99	0.99 0.82	1.28 1.04	0.91 0.76	1.36 1.12	0.83 0.69
1.0	1.41 0.96	0.96 0.66	1.50 1.02	0.88 0.60	1.56 1.03	0.80 0.55
2.0	1.58 0.94	0.94 0.54	1.65 0.99	0.86 0.50	1.70 1.02	0.82 0.46
4.0	1.73 0.92	0.92 0.45	1.78 0.95	0.86 0.42	1.80 0.96	0.84 0.40
10.0	1.84 0.89	0.89 0.37	1.87 0.91	0.87 0.36	1.88 0.92	0.85 0.34
20.0	1.90 0.88	0.88 0.34	1.91 0.89	0.87 0.33	1.92 0.90	0.86 0.33

ancho

largo

La forma de obtener las presiones de contacto utilizando la tabla es la siguiente:

Para cada pareja de valores de  $R_L$  y  $R_A/R_L$  se presentan en la tabla las presiones normalizadas correspondientes a la cuarta parte del área de cimentación. Un coeficiente de la tabla multiplicado por la presión neta media actuante (peso de la construcción menos peso de excavación) da la presión neta en la porción de área correspondiente a ese coeficiente. Cada una de estas proporciones es 1/16 del área total. Para obtener la presión de contacto debe sumarse a la presión neta así obtenida la presión correspondiente a la excavación.

### 2.3 METODO APROXIMADO DE ANALISIS DE RETICULAS DE CIMEN- TACION

El análisis de la retícula a que se refiere el punto 7 del capítulo 2.2, puede realizarse mediante el procedimiento aproximado que se describe en el manual de la C.F.E.

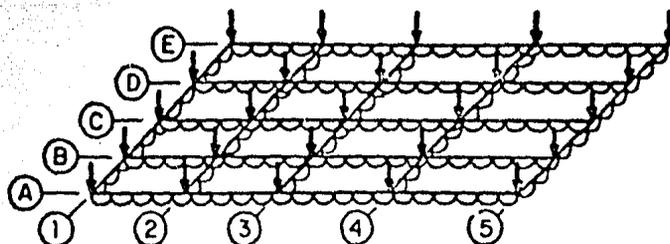
El procedimiento indicado se resume en los siguientes pasos:

- a) Determinar el grado de indeterminación,  $G$ , de la retícula, despreciando la rigidez a torsión de las contratrabes.
- b) Considerando el equilibrio de dos contratrabes de orilla, plantear las dos ecuaciones de equilibrio que hay para cada una, formando un sistema de cuatro ecuaciones simultáneas.
- c) Supónganse valores para las incógnitas redundantes y resuélvase el sistema.
- d) Repetir el proceso para las otras dos contratrabes de orilla.
- e) Continuar en la forma descrita hacia el centro de la retícula. El número de incógnitas supuestas en todo el análisis no debe exceder del grado de indeterminación  $G$ .

(Este procedimiento se puede visualizar en la figura 2.2).

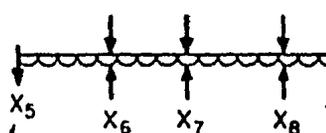
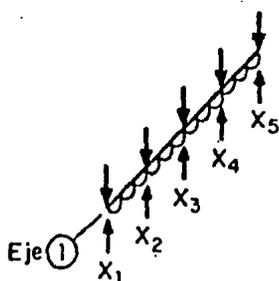
El grado de indeterminación,  $G$ , se determina como sigue:

$$G = 8N_i + 6N_{ext} + 4N_{esq} - 2B - 3N + 3$$



$$G = 8 \times 9 + 6 \times 12 + 4 \times 4 - 2 \times 40 - 3 \times 25 + 3 = \underline{8}$$

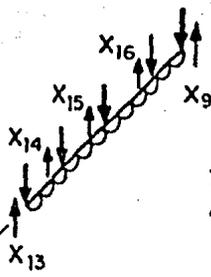
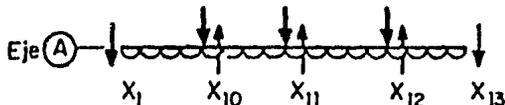
Etapa a)



Eje (E) 9 incógnitas  
4 ecuaciones

Suponer los valores de 5 incógnitas

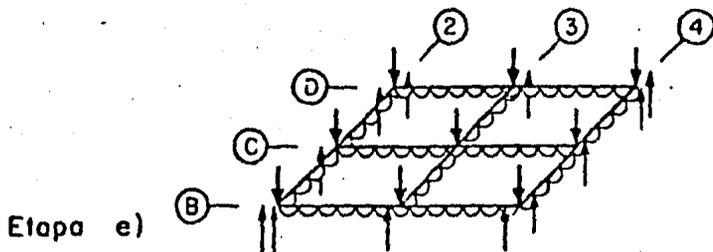
Etapas b) y c)



7 incógnitas  
4 ecuaciones

Suponer los valores de 3 incógnitas

Etapa d)



Nueva retícula,  
que es isostática

Etapa e)

FIG. 2.2 Análisis aproximado de retículas de contratraves

donde

$N_i$	=	Número de nudos interiores
$N_{ext}$	=	Número de nudos exteriores
$N_{esq}$	=	Número de nudos de esquina
$B$	=	Número de barras
$N$	=	Número de nudos

Las incógnitas son las fuerzas cortantes que las contratraves normales a las consideradas transmiten a éstas en los nudos. Cuando las cargas de las columnas interiores no exceden del triple de las cargas exteriores, las incógnitas se pueden suponer distribuyendo las cargas de las columnas entre las contratraves que llegan a los nudos respectivos, en proporción a sus longitudes. Si las cargas de las columnas exteriores son mayores que lo antes dicho, debe recurrirse mejor a un análisis elástico (por ejemplo, el de las deformaciones, donde por cada nudo, se tiene como incógnitas un desplazamiento vertical y dos giros).

Con este método de análisis se cumple el equilibrio en toda la subestructura pero no la compatibilidad de deformaciones angulares en el Sistema de Contratraves, por lo que habrá que suministrar suficiente ductilidad a éstas en sus extremos para que formen las articulaciones plásticas necesarias. Para este fin se recomienda que en las zonas extremas de cada claro de las contratraves se cumplan los requisitos para articulaciones plásticas señaladas en la referencia 3. Si no se cumple la etapa "e" --- puede aplicarse otro método de análisis con tal de que se cumpla con el equilibrio pero teniendo presente, sobre todo, esta última recomendación.

## CONSIDERACIONES COMPLEMENTARIAS

- El análisis de la subestructura debe hacerse con la reacción neta que resulta de restar a la presión de contacto, el peso del material excavado. Para esto deberá tenerse en cuenta la impermeabilización de las contratraves y losa de cimentación para que con el tiempo no se llenen de agua los espacios vacíos que quedan en la subestructura.
- La rigidez  $I/L$  de cada elemento puede valuarse en base a la sección rectangular de concreto.
- La resistencia a fuerza de cortante,  $V_{cr}$ , de las trabes de más de un metro de peralte debe reducirse en 20%, o también si la relación peralte-ancho excede de 6.0.
- En las paredes de trabes con peralte mayor de 75 cm debe suministrarse refuerzo longitudinal por cambios volumétricos.
- Una viga con relación  $L/h$  menor de 2.5 tiene que diseñarse como viga diaframa, ( $L$  es el claro libre entre apoyos y  $h$  el peralte)

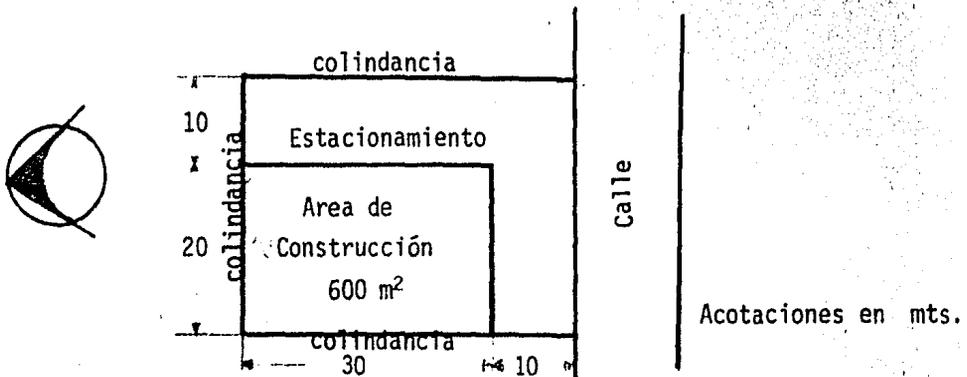
## CAPITULO 3

## EJEMPLO

## DESCRIPCION DEL PROBLEMA

Se tiene la necesidad de disponer de un área cubierta de  $1\ 200\ m^2$  para una bodega que manejará mercancía ligera. El predio del cual se dispone está en terreno compresible de la Ciudad de México con 30 m de frente y 40 m de fondo, colindando con construcciones de tres niveles.

El área disponible obliga a construir un edificio de dos niveles con una área cubierta de 20 m por 30 m y dejar espacio a estacionamientos como se muestra en el siguiente croquis.



Del diseño de la superestructura se obtuvo lo siguiente:

- Distribución de columnas como se indica en la figura P-1.
- Entrepisos con alturas libres de 6.0 m y 4.0 m para la Planta Baja y Planta Alta respectivamente (ver figura P-2)

FIG. P-1

PLANTA

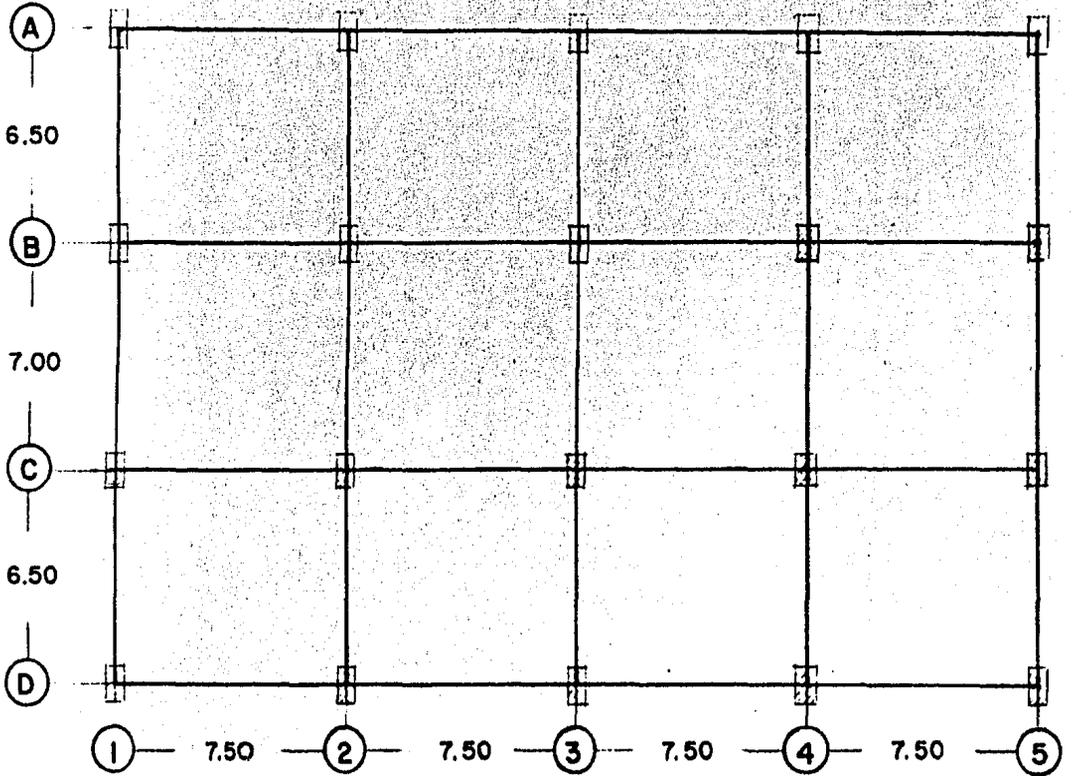
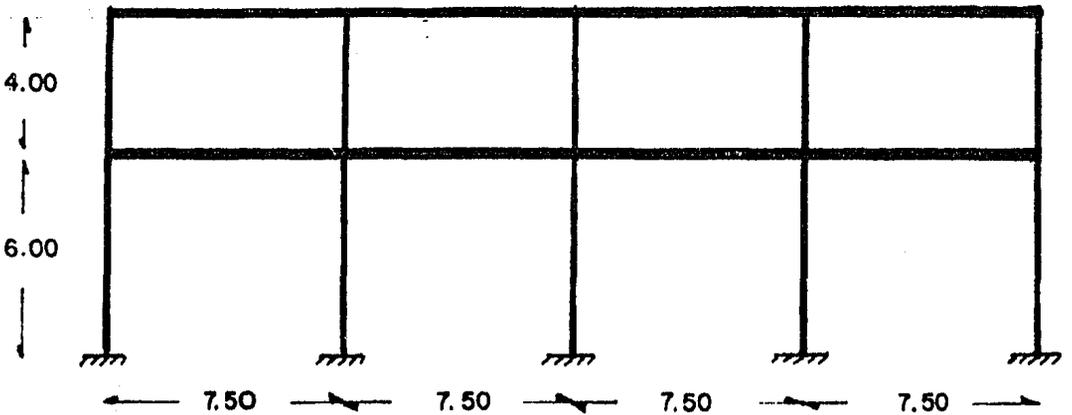


FIG. P-2

ELEVACION



ACOTACIONES EN METROS

- Sistema de piso a base de losa plana de 35 cm de peralte con bloques de concreto en grupos de tres (dimensión total de 60 x 60 x 30 cm) que se dejarán en la losa y cuya distribución se muestra en la figura P-3.
- Columnas en la planta baja de 70 x 50 cm (sección transversal)
- Columnas en la planta alta de 65 x 45 cm (sección transversal)
- $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Debido a que el terreno sobre el cual se desplantará el edificio es muy - compresible, se propone una losa de cimentación rigidizada por medio de contratrabes en dos direcciones como se muestra en la figura P-1.

Este tipo de cimentación presenta las siguientes ventajas principales:

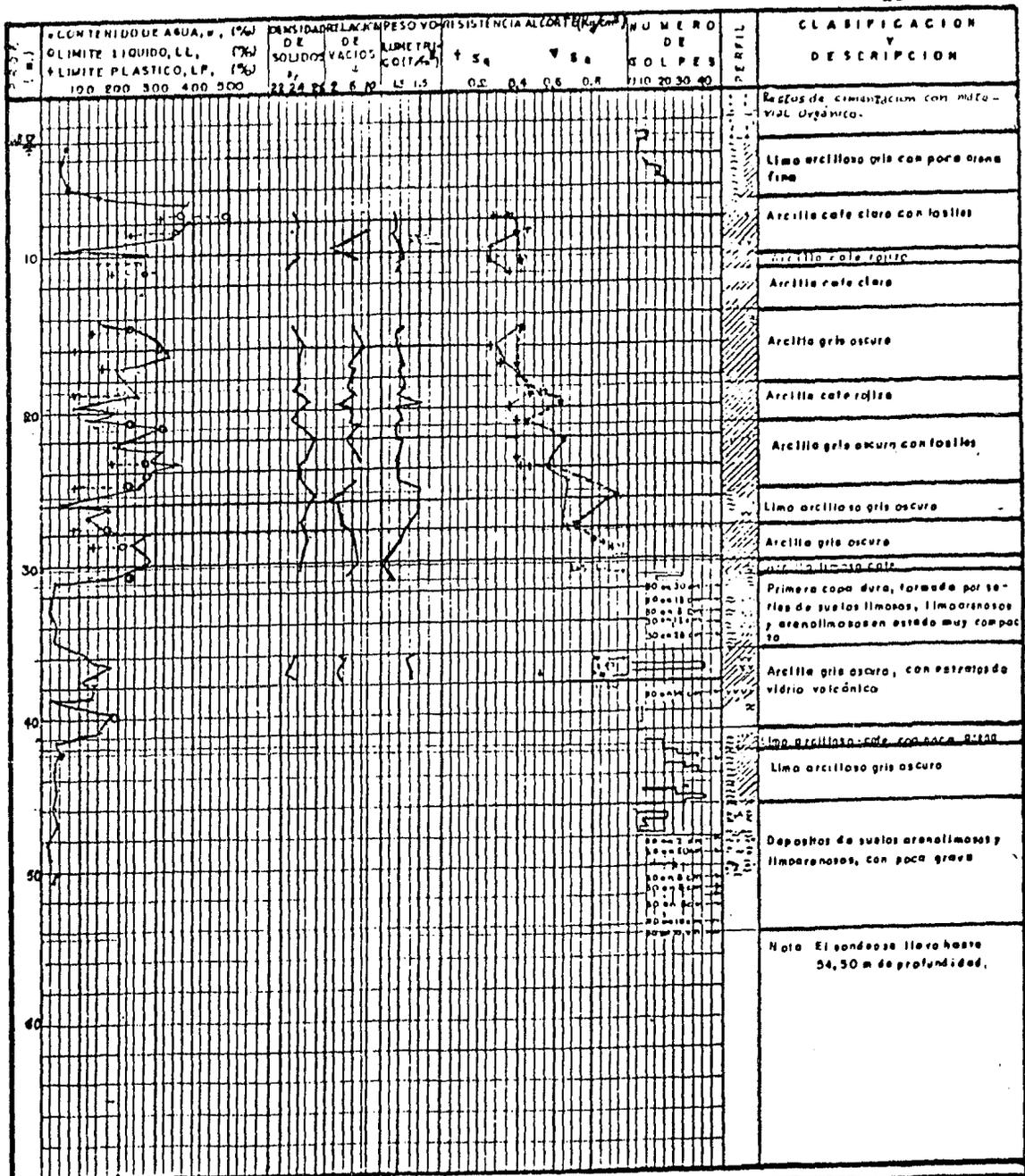
- Compensa total o parcialmente el incremento de esfuerzos en el terreno.
- Se obtiene una mayor rigidez debido a que la cimentación funciona como un cajón con la consiguiente disminución de los hundimientos diferenciales en el terreno.

Para el estudio del subsuelo, se llevó a cabo un sondeo continuo (SC) - hasta una profundidad de 54.5 m en el centro del área de cimentación. Los resultados de los ensayos de laboratorio se muestran en el perfil -



estratigráfico de la figura P-4 y los valores de las pruebas de consolidación a las profundidades de 9.08, 13.90, 23.25 y 28.63 m se muestran en las figuras P-5, P-6, P-7 y P-8 respectivamente.

Con estos datos se procederá a desarrollar el ejemplo aplicando en lo posible, el método descrito en el capítulo 2.



**S I M B O L O S**

	S <sub>q</sub> Resistencia al corte en compresion no confinada
	S <sub>u</sub> Resistencia al corte en compresion triaxial no consolidada, no drenada
	S <sub>y</sub> Resistencia al corte "in situ" (Tipo I de I UNAM)

**SONDEO SC**  
**ELEV SUP :**  
**FIG: P-4**

C O N S O L I D A C I O N

CURVAS e-log p

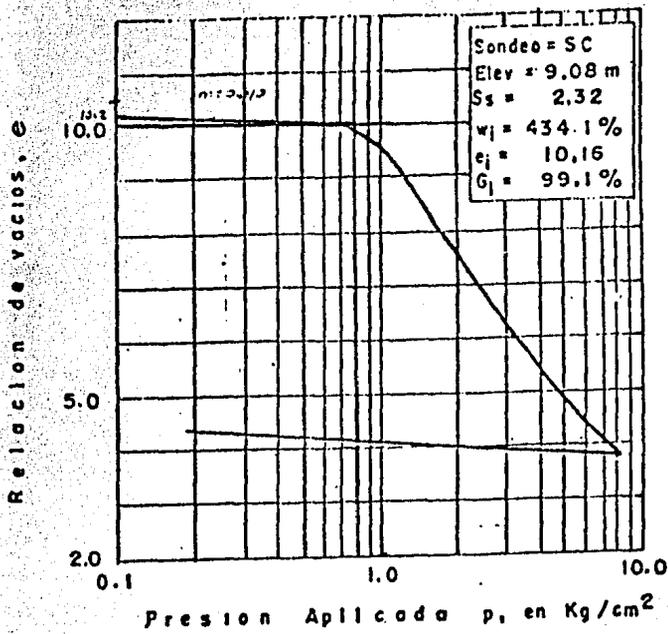


FIG. P-5

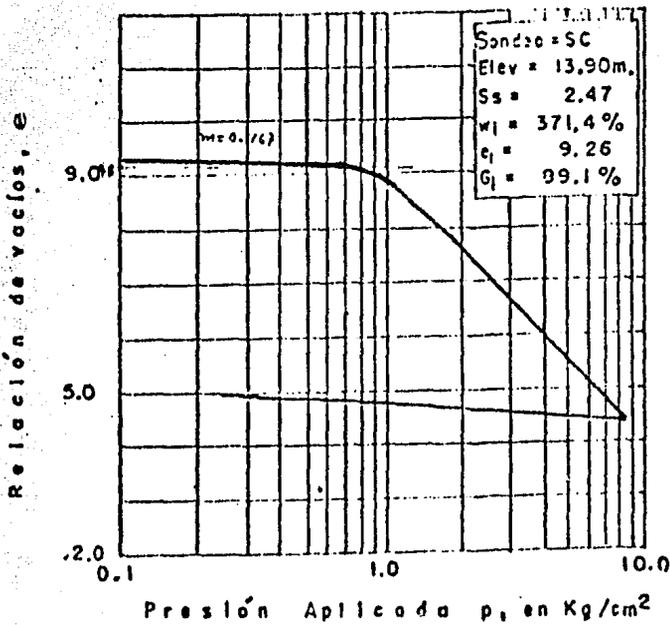


FIG. P-6

C O N S O L I D A C I O N

CURVAS e-log p

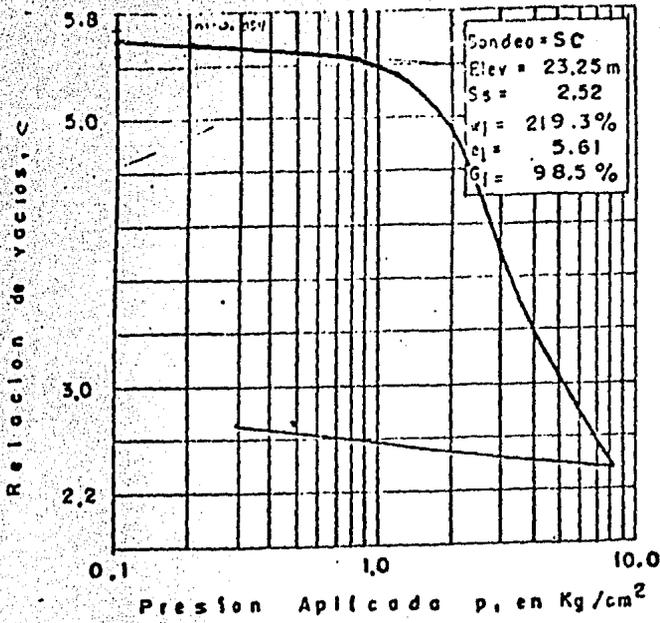


FIG. P-7

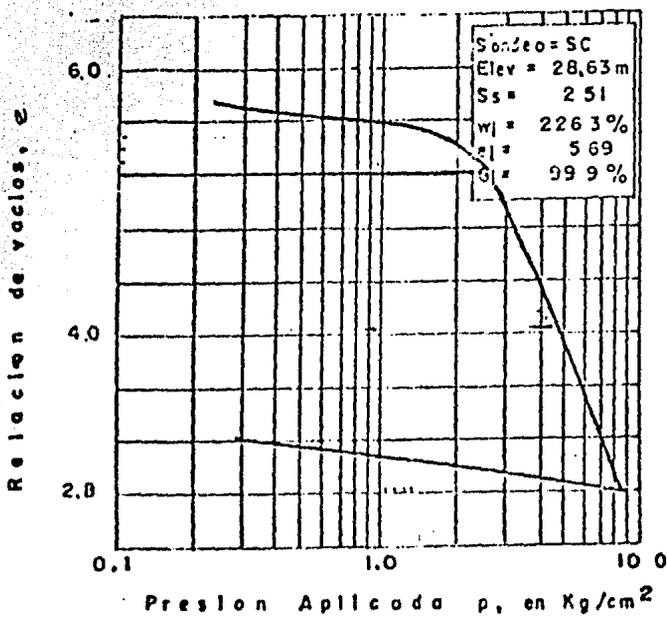


FIG. P-8

## SOLUCION DEL PROBLEMA

A continuación se muestran los pasos que se siguieron en el análisis de la cimentación propuesta:

### CALCULOS PREVIOS:

- a) Cargas gravitacionales a nivel de cimentación.
- b) Descargas de las columnas a nivel de cimentación.
- c) Dimensionamiento de la subestructura.
- d) Cargas gravitacionales a nivel de desplante.
- e) Revisión del espesor de la losa de cimentación y losa tapa.
- f) Revisión de la capacidad de carga por resistencia al corte.

### APLICACION DEL PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO

1. CALCULO DE LOS HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES (INMEDIATOS MAS DIFERIDOS) SUPONIENDO NULAS LAS RIGIDECES DE LA SUBESTRUCTURA Y SUPERESTRUCTURA.
  - 1.1 Hundimientos diferidos.
  - 1.2 Hundimientos inmediatos.
  - 1.3 Hundimientos diferidos más inmediatos.

- 1.4 Hundimientos diferenciales.
2. CALCULO DE LOS HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES REDUCIDOS EN LA DIRECCION LARGA.
  - 2.1 Obtención del término  $\Sigma EI_x$  y  $\Sigma EI_y$  de la superestructura.
  - 2.2 Obtención del término  $\Sigma EI_x$  y  $\Sigma EI_y$  de la subestructura.
  - 2.3 Suma de  $\Sigma EI_x$  y  $\Sigma EI_y$  de la superestructura y subestructura.
  - 2.4 Determinación de las cantidades  $R_A$  y  $R_L$ .
  - 2.5 Determinación del coeficiente de reducción en la dirección larga.
  - 2.6 Reducción de los hundimientos diferenciales en la dirección larga.
3. CALCULO DE LOS HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES REDUCIDOS EN LA DIRECCION CORTA.
  - 3.1 Determinación del coeficiente de reducción en la dirección -corta.
  - 3.2 Reducción de los hundimientos diferenciales en la dirección -corta.
4. COMPARACION DE LOS HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES REDUCIDOS CON LOS - ADMISIBLES DE LA TABLA 2.1 (DEL PROCEDIMIENTO BASICO).

5. CALCULO DE LA DISTRIBUCION DE PRESIONES DE CONTACTO.
6. TRANSFORMACION DE PRESIONES DE CONTACTO A CARGAS POR METRO LINEAL.
  - 6.1 Contratraves principales.
  - 6.2 Contratraves secundarias.
  - 6.3 Efectos de contratraves secundarias sobre contratraves principales.
7. ANALISIS DE LA SUBESTRUCTURA.
  - 7.1 Consideraciones.
  - 7.2 Idealización de la estructura.
  - 7.3 Planteamiento de las ecuaciones de equilibrio.
  - 7.4 Suposición de las incógnitas redundantes.
  - 7.5 Solución del sistema.
  - 7.6 Determinación de los Diagramas de Momentos y Fuerzas Cortantes para cada contratrabe.

CALCULOS PREVIOS

a) DETERMINACION DE LAS CARGAS GRAVITACIONALES A NIVEL DE CIMENTACION

AZOTEA

Peso propio de losa *	569.5 kg/m <sup>2</sup>
Peso adicional por reglamento	20.0 kg/m <sup>2</sup>
Firme de mortero (0.03m) (2100 kg/m <sup>3</sup> )	63.0 kg/m <sup>2</sup>
Peso adicional por reglamento	20.0 kg/m <sup>2</sup>
Relleno de tezontle (0.15 m)(1500 kg/m <sup>3</sup> )	225.0 kg/m <sup>2</sup>
Impermeabilizantes	6.0 kg/m <sup>2</sup>
Enladrillado (0.03 m)(1800 kg/m <sup>3</sup> )	54.0 kg/m <sup>2</sup>
Pretil de tabique (100 kg/m)(100 m)/600 m <sup>2</sup>	16.7 kg/m <sup>2</sup>
CARGA MUERTA	974.2 kg/m <sup>2</sup>
CARGA VIVA	100.0 kg/m <sup>2</sup>
SUBTOTAL C.M.+C.V.	1074.2 kg/m <sup>2</sup>

PRIMER NIVEL

Peso propio de losa *	569.5 kg/m <sup>2</sup>
Peso adicional por reglamento	20.0 kg/m <sup>2</sup>
Firme de mortero (0.03 m)(2100 kg/m <sup>3</sup> )	63.0 kg/m <sup>2</sup>
Peso adicional por reglamento	20.0 kg/m <sup>2</sup>

\* El cálculo se hizo suponiendo que cada bloque pesa 90 kg (el grupo de tres), se descontaron cuatro casetones, (uno en cada esquina de las columnas interiores y dos en las columnas exteriores). El peso corresponde al promedio de dos tableros de dimensiones diferentes.

El cálculo se hizo manejando volúmenes, o sea: vol. de concreto - vol. casetones = vol. real. ∴ peso real = (vol. real)(peso volumétrico de concreto) + (peso de bloques).

Acabados	55.0 kg/m <sup>2</sup>
Muros divisorios (350 kg/m) (120 m)/600 m <sup>2</sup>	70.0 kg/m <sup>2</sup>
Fachadas (500 kg/m) (100 m)/600 m <sup>2</sup>	83.3 kg/m <sup>2</sup>
Columnas (0.45) (0.65) (4.0) (2400) (20)/600 m <sup>2</sup>	93.7 kg/m <sup>2</sup>

CARGA MUERTA 945.5 kg/m<sup>2</sup>

CARGA VIVA\* 320.0 kg/m<sup>2</sup>

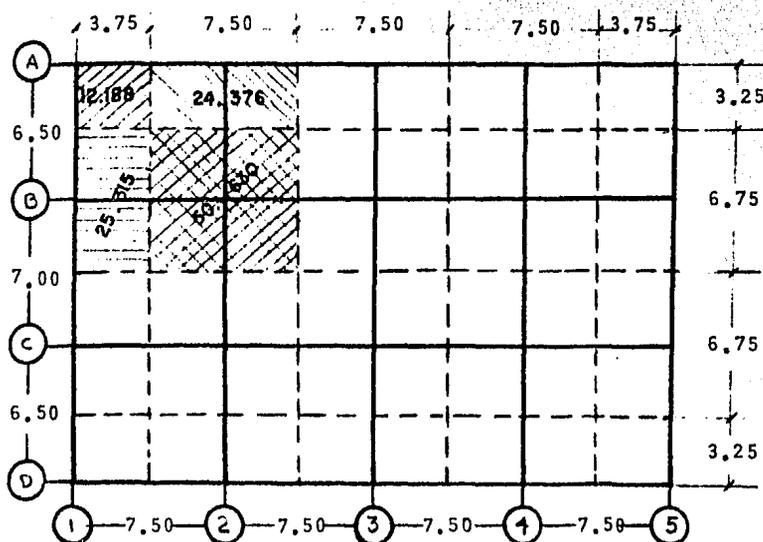
SUBTOTAL C.M.+C.V. 1294.5 kg/m<sup>2</sup>

$$\text{TOTAL} = 1074.2 + 1294.5 = 2368.5 \text{ kg/m}^2$$

b) CALCULO DE LAS DESCARGAS DE LAS COLUMNAS A NIVEL DE CIMENTACION.

El calculo se hará aproximado utilizando las áreas tributarias de cada columna como se muestra en figura b-1 y tabla b-1

FIG. b-1



Acot. en m.  
Áreas en m<sup>2</sup>.

\* La carga viva se obtiene para bodegas que manejan mercancía ligera, con base en el reglamento de construcciones del D.F.

TABLA b-1

COLUMNA	AREA ( m <sup>2</sup> )	w (Ton/m <sup>2</sup> )	COLUMNAS * DE P.B. (Tons)	DESCARGA** (Ton)	No. DE COLUMNAS	CARGA TOTAL (Ton)
A <sub>1</sub>	12.188	2.369	5.04	33.91	4	135.6
A <sub>2</sub>	24.376	2.369	5.04	62.77	6	376.6
B <sub>1</sub>	25.315	2.369	5.04	65.00	4	260.0
B <sub>2</sub>	50.63	2.369	5.04	124.96	6	749.8
TOTAL					20	1522.0

Estos resultados se ilustran en la fig b-2.

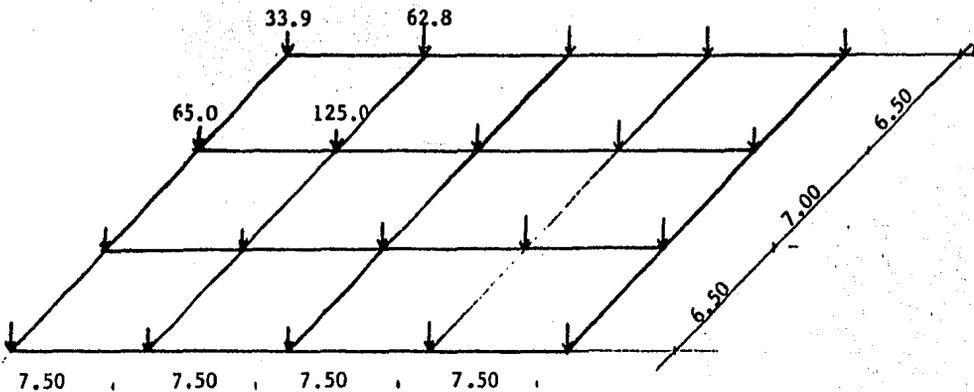


FIG. b-2

\* Esta carga corresponde al peso propio de una columna de planta baja de 70 x 50 x 600 cm (0.50)(0.70)(2.4)(6.0) = 5.04 ton). Se incluye por separado por razones que más adelante se verán.

\*\* Este resultado es el obtenido como (A)(w) + 5.04

c) DIMENSIONAMIENTO DE LA CIMENTACION.

Las dimensiones propuestas para la cimentación son las indicadas en el corte A-A mostrado a continuación. (Ver figuras C-1 y C-2).

FIG. C-1

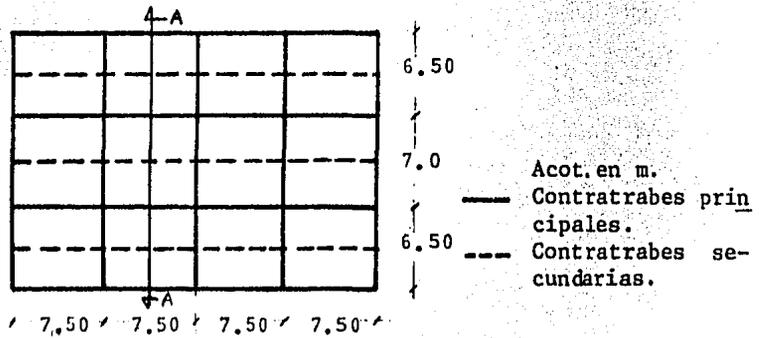
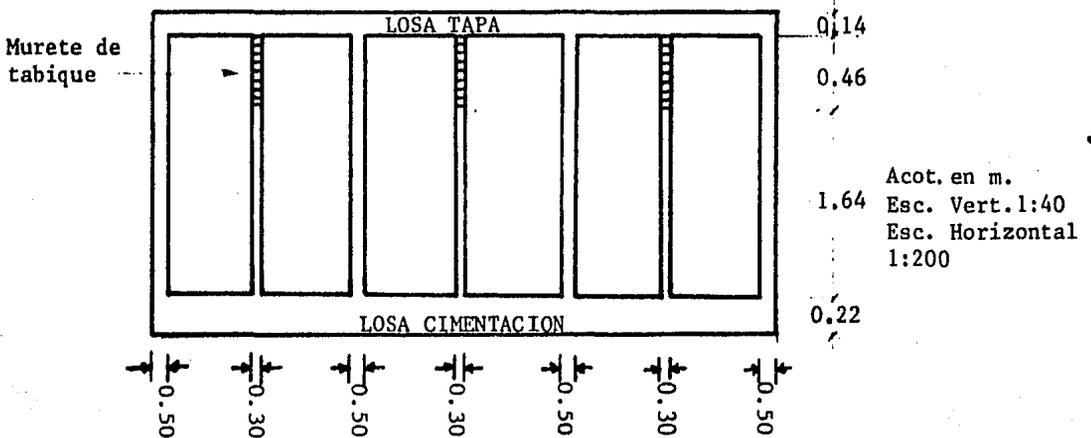


FIG. C-2  
CORTE A-A



Cabe indicar que estas dimensiones son las finales, producto del resultado de tres iteraciones (se inició con traves de 1.50, 1.80 y 2.0 m) y que las traves secundarias resultaron de la necesidad de obtener una mayor rigidez y disminuir el espesor de las losas tapa y de cimentación.

## d) OBTENCION DE CARGAS A NIVEL DE DESPLANTE.

En las cargas que se obtuvieron anteriormente no se consideró el peso de la cimentación (carga de  $2368.5 \text{ kg/m}^2$ ) por lo que se tiene para el nivel cero:

Peso de losa tapa 0.14 (2400)	336.0 $\text{kg/m}^2$
Peso de piso : 0.05 (2100)	105.0 "
Peso adicional	<u>40.0</u> "
SUBTOTAL	481.0 "
Peso fachadas 500 (100)/600	83.3 "
Peso muros divisorios 350 $\text{kg/m}$ (120m)/600	70.0 "
Peso acabados en muros 275 $\text{kg/m}$ (120 m)/600	<u>55.0</u> "
SUBTOTAL	208.3 "
Peso propio columnas 0.50(0.70)(2400)6.0)20/600	168.0 "
C.M.	857.3 $\text{kg/m}^2$
C.V.	320.0 $\text{kg/m}^2$
SUBTOTAL: C.M.+C.V.	1,177.3 $\text{kg/m}^2$

Y para el nivel de desplante:

Peso propio losa cim. 0.22 (2400)	528.0
Peso trabes principales 0.50 (1.64)(2400)220/600	721.6
Peso trabes secund. 0.30 (1.18)(2400)90/600	127.4
Peso murete de tabique 100 (90)/600	15.0
Peso firme de concreto simple 0.05 (2100)	<u>105.0</u>
TOTAL C.M.	1497.0 $\text{kg/m}^2$

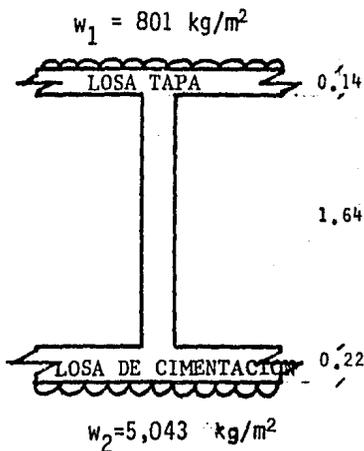
## RESUMEN (C.M. + C.V.)

Azotea	1 074.2	kg/m <sup>2</sup>
Nivel 1	1 294.5	kg/m <sup>2</sup>
Nivel 0	1 177.3	kg/m <sup>2</sup>
Cimentación	1 497.0	kg/m <sup>2</sup>
	<hr/>	
S U M A	5,043.0	kg/m <sup>2</sup>

- Las cargas se obtuvieron considerando las acotaciones (en planta) a ejes de trabes.
- El peso propio de fachadas, muros divisorios y acabados en la planta baja (cargas para el nivel cero) se consideraron como cargas -- adicionales en las trabes de cimentación. Esto es para fines de -- obtener el peso propio que después se restará a la reacción neta del suelo en el subcapítulo 6.
- La revisión del espesor de las losas de cimentación se hace posteriormente (inciso e). Esta revisión es la final, habiéndose hecho anteriormente las siguientes iteraciones: Para la losa tapa; e=10, 12 cm y para la losa de cimentación; e=15,20 cm, quedando las indicadas en el calculo de las cargas, o sea, 14 y 22 cm para losa tapa y cimentación, respectivamente.

## e) REVISIÓN DEL ESPESOR DE LAS LOSAS DE CIMENTACION \*

Las losas de cimentación consideradas son las mostradas a continuación:



Peso de losa tapa: 481 kg/m<sup>2</sup>

C.V.: 320

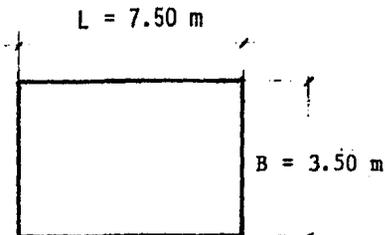
TOTAL 801 kg/m<sup>2</sup>

NOTA:

En la losa de cimentación se -  
incluira la suma de todas las  
cargas debido a que ésta es con  
la que el suelo reacciona.

## 1.) Revisión de losa tapa.

El tablero más desfavorable es el que tiene las mayores dimensiones, en este caso es el de 3.50 x 7.50 m. (Esto es porque las traveses secundarias tendrán un murete de tabique en el cual descansará la losa).



$$\frac{L}{B} = \frac{7.50}{3.50} = 2.14 > 2.0$$

∴ Se considera  $L=2B$

o sea que el perímetro es: --

$$P=2B + 2(2B)$$

$$P=6B$$

\* Basada en la referencia 3.

Considerando el apoyo monolítico con la losa se tiene que el peralte efectivo es:

$$e_1 = \frac{\text{Perímetro}}{300} (1.25)$$

$$e_1 = \frac{6(3.50)}{300} (1.25) = 0.0875 \text{ m}$$

$e_1 = 8.8 \text{ cm.}$  que es el peralte efectivo - mínimo.

Como  $w = 801 \text{ kg/m}^2 > 380 \text{ kg/m}^2$  el peralte se multiplicará por el factor:

$$F = 0.034 \sqrt{f_s w}$$

donde: F=Factor Adimensional  
 $f_s$ =Esfuerzo en el acero en condiciones de servicio en  $\text{kg/cm}^2$

Suponiendo que  $f_s = 0.6f_y$  se tiene:

W=Carga en condiciones de servicio en  $\text{kg/m}^2$

$$f_s = 0.6f_y = 0.6(4200) = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$f_y$ =Esfuerzo de fluencia del acero (4,200  $\text{kg/cm}^2$ )

$$F = 0.034 \sqrt{2520(801)} = 1.282$$

$$e_2 = 8.8 (1.282) = 11.3 + 2.5^* = 13.8 \text{ cm}$$

PERALTE REAL = 14.0 cm

\* Recubrimiento.

2) *Revisión de la losa de cimentación.*

El peralte efectivo mínimo es el mismo que el calculado inicialmente para la losa tapa, o sea,  $e_1 = 8.8$  cm.

Como  $w = 5,043 \text{ kg/m}^2 > 380 \text{ kg/m}^2$  entonces se multiplicará también por el factor:

$$F = 0.034 \sqrt{f_s \cdot w}$$

Sustituyendo los valores:  $f_s = 2520 \text{ kg/cm}^2$  y  $w = 5,043 \text{ kg/m}^2$  se tiene:

$$F = 0.034 \sqrt{2520 (5,043)} = 2.030$$

$$e_2 = 8.8 (2.030) = 17.9 + 4.0^* = 21.9 \text{ cm.}$$

$$\text{PERALTE REAL} = 22.0 \text{ cm.}$$

\* Recubrimiento.

## f) REVISIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA POR RESISTENCIA AL CORTE.

La revisión de la seguridad de este tipo de falla se hará aplicando la teoría de VESIC (referencia 4), que parte de la siguiente fórmula general para suelos cohesivos-friccionantes aplicable a cimentaciones de longitud infinita,

$$q_c = CN_c + \gamma D_f N_q + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma \dots - 1$$

donde:

$q_c$  = Carga máxima del terreno.

$C$  = Cohesión del suelo.

$\gamma$  = Peso volumétrico del suelo.

$D_f$  = Profundidad de desplante.

$B$  = Ancho de la cimentación.

$N_c, N_q, N_\gamma$  = Factores de capacidad de carga que están en función del ángulo de fricción interna del suelo ( $\phi$ ) y cuya tabulación se encuentra en la tabla f-1.

Cuando no se cumpla la relación de  $B < L/5$  donde  $B$  es el ancho y  $L$  es el largo de la cimentación, los coeficientes  $N_c, N_q$  y  $N_\gamma$  deberán ser multiplicados por los factores de forma  $a_c, a_q$  y  $a_\gamma$  respectivamente, que se muestran en la tabla f-2.

TABLA f-2  
FACTORES DE FORMA

FORMA DE LA CIMENTACION	$a_c$	$a_q$	$a_\gamma$
Rectangular	$1 + (B/L)(N_q/N_c)$	$1 + (B/L)\tan \phi$	$1 - 0.40(B/L)$
Circular o Cuadrado	$1 + (N_q/N_c)$	$1 + \tan \phi$	0.60

TABLA f-1 Factores de capacidad de carga (ref 4)

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_q/N_c$	$\tan \phi$
0	5.14	1.06	0.00	0.20	0.00
1	5.36	1.09	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.85	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.36	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.93	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31
18	13.10	5.25	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.83	7.82	7.13	0.46	0.40
23	18.03	8.66	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.65	10.88	0.51	0.47
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36	50.59	37.75	55.31	0.75	0.73
37	55.63	42.92	65.19	0.77	0.75
38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
40	75.34	64.20	109.41	0.85	0.84
41	83.86	73.50	130.22	0.88	0.87
42	93.71	85.33	155.55	0.91	0.90
43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
44	118.37	115.31	224.54	0.97	0.97
45	133.08	134.83	271.76	1.01	1.00
46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
47	173.64	187.21	403.07	1.08	1.07
48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
49	229.03	265.51	613.16	1.15	1.15
50	266.89	319.07	762.99	1.20	1.19

En este caso tenemos una cimentación rectangular con las siguientes características:

$$\begin{aligned} B &= 20 \text{ m} \\ L &= 30 \text{ m} \\ D_f &= 2.0 \text{ m} \end{aligned}$$

Sustituyendo estos valores, se ve que no se cumple la relación  $B < \frac{L}{5}$ , ó sea  $20 < \frac{30}{5}$

Además, de acuerdo con el sondeo, se tienen arcillas y limos arcillosos, por lo que se considerará que el suelo es puramente cohesivo, ó sea  $\phi=0$ .

Con  $\phi=0$  de la tabla f-1 se tiene.

$$N_c = 5.14$$

$$N_q = 1.0$$

$$N_\gamma = 0$$

$$\frac{N_q}{N_c} = 0.20$$

$$\tan \phi = 0$$

Sustituyendo en la fórmula general (1) estos valores y los factores de forma correspondientes a una cimentación rectangular se tiene:

$$q_c = 5.14 C \{1 + 0.20 B/L\} + \gamma D_f \quad - - - -2$$

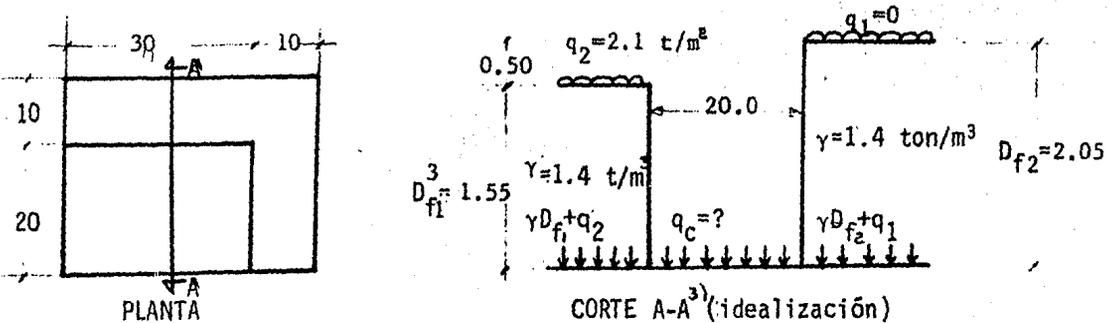
Ecuacion aplicable a cimentaciones rectangulares.

Tomando el valor de la resistencia al corte en compresión no confinada a una profundidad igual al ancho de la cimentación (20.0 m), se tiene del perfil estratigráfico (fig. P-4), que la cohesión es igual a  $s_q$  - por lo tanto:

$$C = s_q = 0.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = 3.7 \text{ ton/m}^2$$

En vista de que se tienen estructuras colindantes de tres niveles y que no se tienen datos sobre éstas, se supondrá una descarga de  $0.70 \text{ ton/m}^2$  por nivel y para el estacionamiento una carga igual a cero<sup>1)</sup>, por lo -- que las condiciones de la cimentación de estudio son:



Sustituyendo valores en la ecuación 2:

$$q_c = 5.14 (3.7) \left\{ 1 + 0.20 \left( \frac{20}{30} \right) \right\} + \left\{ (1.4 (1.55) + 2.1) - (1.4 (2.05) + 0) \right\}$$

$$q_{c_{adm}} = \frac{19.02 (1.13)}{F.S.} + 1.4 = 8.58 \text{ ton/m}^2$$

$$F.S. = 3.0$$

$q_{c_{adm}}$  = Carga máxima admisible del terreno.

- 1) Es la condición más desfavorable para este tipo de revisión.
- 2) Se supone que las estructuras colindantes están desplantadas sobre mampostería a 50 cm de profundidad.
- 3) Se tienen las mismas condiciones para el sentido largo de la cimentación.
- 4) Este factor de seguridad es el más usado en la práctica y afecta solo al término indicado que es el de resistencia.

La carga efectiva que se transmite al terreno en el nivel de desplante, es el peso de la estructura menos el peso del material excavado, o sea:

$$w = 5.043 - 1.4 (2.05) = 2.173 \text{ ton/m}^2$$

como:  $w < q_{c \text{ adm.}}$  o sea  $2.173 < 8.58$

Por lo tanto el terreno no falla por capacidad de carga.

## 1. CALCULO DE LOS HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES.

### 1.1 Hundimientos diferidos.

El análisis de los hundimientos diferidos por consolidación en este trabajo constará de las siguientes tres etapas:

- Análisis de la distribución inicial de esfuerzos efectivos en la masa de suelo.
- Cálculo de la distribución de los incrementos de esfuerzos verticales inducidos por la cimentación.
- Cálculo de los hundimientos provocados por la cimentación.

#### ETAPA 1

#### Análisis de la distribución inicial de esfuerzos efectivos en la masa de suelo.

Toda masa de suelo en su estado natural original está sujeta a esfuerzos impuestos por su peso propio.

Si la masa está saturada y sumergida, parte del peso total actúa en la estructura del suelo (fase sólida) y el resto en el agua (fase líquida), según la siguiente expresión:

$$\bar{p} = p + u$$

donde:

- $\bar{p}$ , Esfuerzo o peso total unitario del suelo (conjunto sólido-líquido).

p, Esfuerzo efectivo o peso unitario que actúa en la estructura del suelo.

u, Presión de poro o del agua intersticial.

Teóricamente se acepta que la fase líquido es indeformable, así como las partículas sólidas individuales; por tanto, será la estructura del suelo la que se deforme bajo la acción de esfuerzos externos. Es por ello que interesará para el cálculo de asentamientos el estado original de presiones efectivas del suelo.

La presión efectiva de una masa de suelo que tiene el nivel freático a una determinada profundidad, será igual a la suma de los pesos unitarios de los estratos parcialmente saturados localizados sobre el nivel, más el peso de los estratos sumergidos bajo el mismo.

El cálculo de los esfuerzos efectivos tal como se indica anteriormente es equivalente a una que considera los esfuerzos totales menos la presión del poro ( $\bar{p} = p - u$ ). Para esto es conveniente y más sencillo trabajar con diagramas de distribución de presiones tal como se indica en la figura 1.1.1

En esta figura se visualiza la aplicación de la teoría indicándose los resultados obtenidos con base en el perfil estratigráfico de la fig. P-4

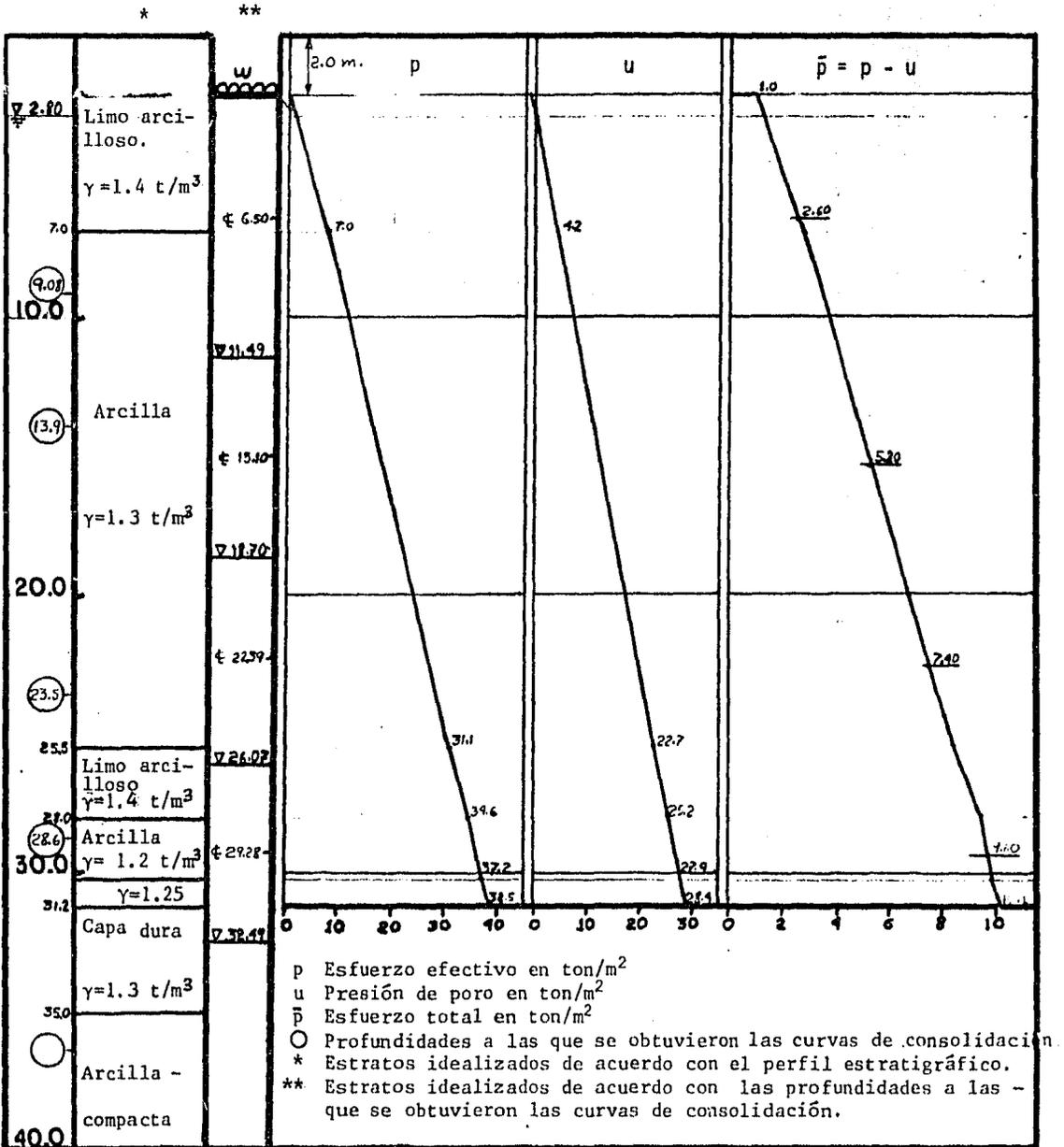
## ETAPA 2

Cálculo de la distribución de los incrementos de esfuerzos verticales inducidos por la cimentación.

Toda sobrecarga que se aplique en la superficie de una masa de suelo, ---

FIG. 1.1.1

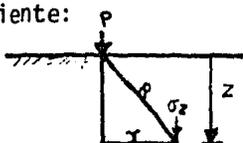
DIAGRAMA DE DISTRIBUCION DE PRESIONES



modifica la distribución de esfuerzos originales. El incremento no es uniforme en todo el espesor de la masa, sino que tiende a disminuir -- con la profundidad, excepto en el caso teórico de una carga aplicada - en una superficie infinita.

El cálculo de la magnitud y distribución del incremento de esfuerzos, - se realiza aplicando la solución de Boussinesq\*(caso particular de la - solución general de Mindlin). Esta solución parte de la hipótesis de - que la masa es semi-infinita, isótropa, homogénea y elástica. Estas - hipótesis no se cumplen en la realidad dada la complejidad de los sue- los; sin embargo, la experiencia indica que la distribución de esfuer- zos con ella calculada es aceptable para tener idea del orden de magni tud de los asentamientos.

La solución de Boussinesq para el caso de una carga puntual "p" es la - siguiente:



$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}}$$

Por integración de la ecuación anterior se han resuelto diversos casos - de tipos y distribuciones de cargas aplicadas en la superficie, como - áreas sujetas a carga uniformemente repartida de cualquier forma (Carta de Newmark), de forma rectangular (Carta Newmark y gráficas de Fadum) - cargas de línea y cargas variables.

En este caso se aplica la carta de Newmark, la cual es una de las más - usadas en la práctica por su fácil empleo y aplicación general.

La teoría de la Carta de Newmark se puede consultar en la ref. 5, su -- aplicación al caso de la cimentación compensada del ejemplo se resume en los siguientes pasos\*\*:

\*\* En este caso se usará una sola Carta de Newmark y varias para el área de cimentación.

\* Consultar Referencia 5.

- a) Se determinan las escalas del área de cimentación. Una para cada profundidad elegida \*.
- b) Se superpone la Carta Newmark en cada una de las escalas del área de cimentación y se cuenta el número de cuadros, colocando el centro de la carta, en el punto del área en que se quiera conocer el incremento de esfuerzo.
- c) Se calculan los incrementos de esfuerzo a las distintas profundidades mediante la expresión.

$$\Delta p = 0.005N w = w_0 w$$

donde:  $\Delta p$  = Incremento de esfuerzo en un punto a una profundidad  $z$ .  
 $N$  = Número de cuadros obtenidos de la carta.  
 $0.005$  = Factor de influencia de cada bloque o cuadro.  
 $w$  = Carga neta que la estructura transmite al suelo en el nivel de desplante igual a:

$$5.043 \text{ ton/m}^2 - (1.4 \text{ ton/m}^3) (2.05 \text{ m}) = 2.173 \text{ ton/m}^2$$

Las profundidades "z" que se determinaron del perfil de la fig. 1.1.1 - son las indicadas en la tabla 1.1.1

Las diferentes escalas del área de cimentación se muestran en la figura 1.1.2. Estas escalas se determinaron como sigue:

$$\text{La escala para } z_1 = 6.5 \text{ m es: } E_1 = \frac{650}{2.5} = 260$$

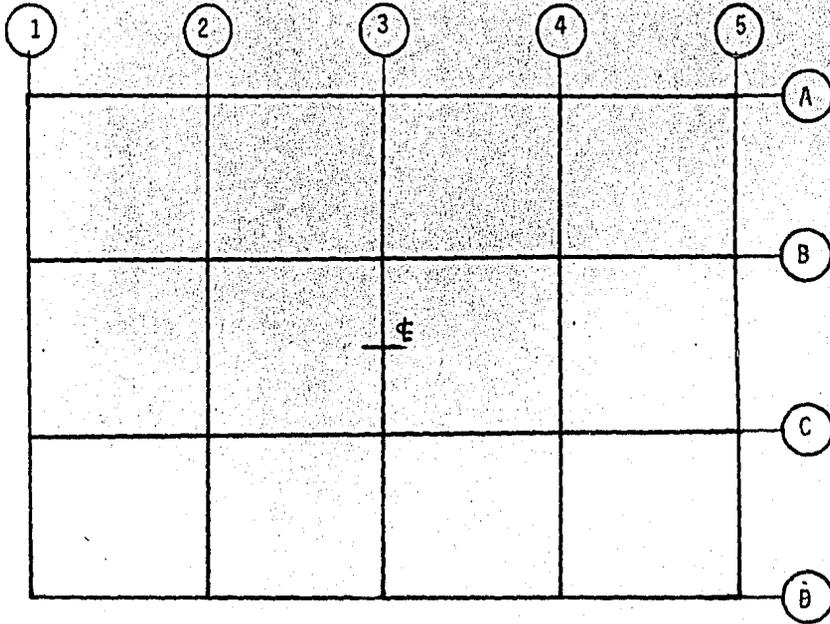
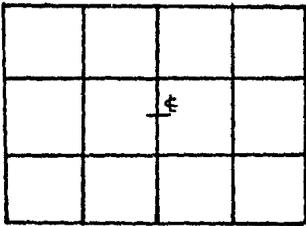
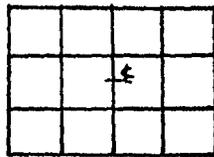
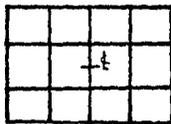
$$z_2 = 15.10 \text{ m es: } E_2 = \frac{1510}{2.5} = 604$$

$$z_3 = 22.39 \text{ m es: } E_3 = \frac{2239}{2.5} = 895.6$$

\* La profundidad que se considera es a la mitad de cada uno de los estratos del perfil de la figura 1.1.1 a partir del nivel de desplante de la cimentación.

FIG. 1.1.2

## AREAS DE CIMENTACION A DIFERENTES ESCALAS

ESC. 1:260  $z = 6.50 \text{ m}$ ESC. 1:604 ;  $z=15.10 \text{ m}$ ESC.1:896 ;  $z=22.39 \text{ m}$ ESC. 1:1135 ;  $z=28.38 \text{ m}$

$$z_4 = 28.38 \text{ m es: } E_4 = \frac{2838}{2.5} = 1135.2$$

La Carta de Newmark que se usó se muestra en la figura 1.1.3. Esta Carta se elaboró para una escala de 2.5 cm y factor de escala de 0.005.

Los incrementos de esfuerzo se deben calcular para todos los puntos en donde existe una columna, pero aprovechando la simetría del área de cimentación solo se calcularán en los puntos,  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$ ,  $D_1$ ,  $D_2$ ,  $D_3$ , y  $E$  que se muestran en la fig. 1.1.4

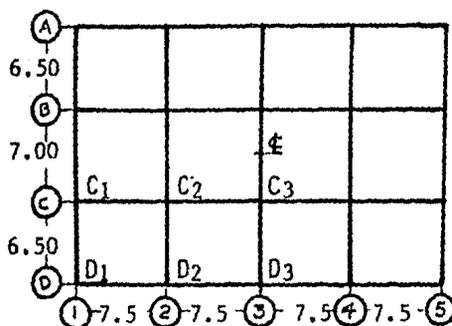


FIG. 1.1.4

En la tabla 1.1.1 se resumen los cálculos aplicando los conceptos anteriores.

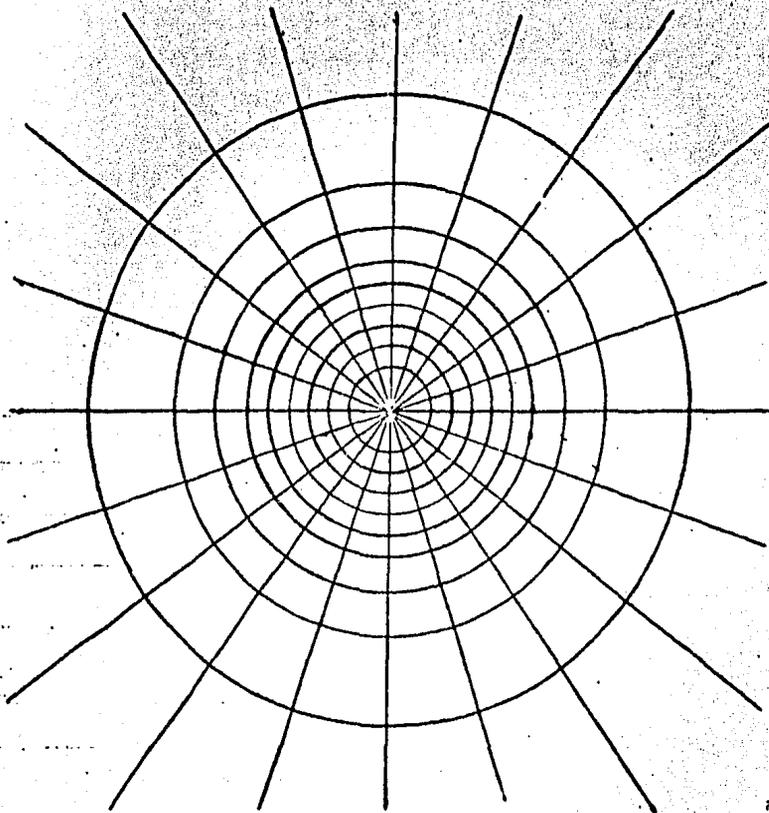
### ETAPA 3

#### Cálculo de los hundimientos provocados por la cimentación.

El cálculo de los hundimientos provocados por la cimentación, en este caso hundimientos por consolidación primaria, se realizará a partir de las curvas de relación de vacíos contra logaritmo de la presión aplicada obtenidas de las pruebas de consolidación unidimensional (figs. P-5 a P-8).

El hundimiento  $\Delta H$ , por consolidación primaria de una capa de espesor  $H$ , se calculará aplicando la siguiente expresión:

## CARTA DE NEWMARK



$z = 2.5 \text{ cm}$

FACTOR DE ESCALA: 0.005

FIG.1.1.3

TABLA 1.1.1

INCREMENTOS DE ESFUERZO (en Ton/m<sup>2</sup>) DEBIDAS A LA SOBRECARGA W=2.173 Ton/m<sup>2</sup>.

Z (m)	PUNTO C1			PUNTO C2			PUNTO C3			PUNTO D1		
	N	W <sub>o</sub>	ΔPc1	N	W <sub>o</sub>	ΔPc2	N	W <sub>o</sub>	ΔPc3	N	W <sub>o</sub>	ΔPc1
6.50	83.5	0.418	0.908	163	0.815	1.771	170	0.850	1.847	45	0.225	0.439
15.10	61.5	0.308	0.669	104	0.520	1.130	114	0.570	1.239	43.5	0.218	0.474
22.39	47	0.235	0.511	68	0.340	0.739	76	0.380	0.826	37	0.185	0.402
29.28	38	0.190	0.413	50	0.250	0.543	55	0.275	0.598	31.5	0.158	0.343

CONTINUACION

Z (m)	PUNTO D2			PUNTO D3			CENTRO DEL AREA (¢)		
	N	W <sub>o</sub>	ΔPoz	N	W <sub>o</sub>	ΔPoz	N	W <sub>o</sub>	ΔP¢
6.50	86.5	0.433	0.941	90	0.450	0.978	177	0.885	1.923
15.10	70	0.350	0.761	77	0.385	0.837	117	0.585	1.271
22.39	53	0.265	0.576	58	0.290	0.630	79	0.395	0.858
29.28	42.5	0.213	0.463	46	0.230	0.500	57	0.285	0.619

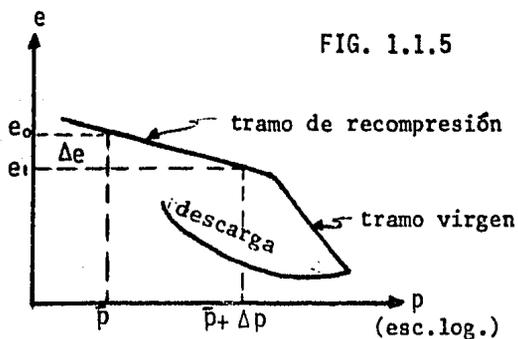
$$\Delta H = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} H$$

donde:  $e_0$  = Relación de vacíos inicial.  
 $e_1$  = Relación de vacíos final.  
 $H$  = Espesor de estrato considerado.

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

- Con el esfuerzo efectivo vertical inicial ( $\bar{p}$ ) y la curva de consolidación correspondiente al estrato considerado (una para cada profundidad), se determina la relación de vacíos inicial ( $e_0$ ).
- Con la suma del esfuerzo efectivo vertical inicial y el incremento de esfuerzo vertical inducido por la cimentación ( $\bar{p} + \Delta p$ ), se determina la relación de vacíos final  $e_1$ .
- Con los valores anteriores se calcula el hundimiento correspondiente a cada estrato.

Los primeros dos puntos de este procedimiento se esquematizan en la fig. 1.1.5.



Los resultados obtenidos para cada uno de los estratos se muestran en la tabla 1.1.2.

TABLA 1.1.2

CALCULO DE LOS ASENTAMIENTOS DIFERIDOS  
(POR CONSOLIDACION PRIMARIA)

Z	ESTRATO		P	COLUMNAS								COLUMNAS								1+e <sub>0</sub>	H	COLUMNAS									
				D1	C1	D2	C2	D3	C3	←	D1	C1	D2	C2	D3	C3	←	D1	C1			D2	C2	D3	C3	←					
PROFUNDIDAD MEDIA DEL ESTRATO (m)	DE LA PROFUNDIDAD	A LA PROFUNDIDAD	ESFUERZO EFECTIVO VERTICAL INICIAL EN $\text{ton/m}^2$	INCREMENTOS DE ESFUERZOS VERTICALES INDUCIDOS BAJA LAS COLUMNAS, $\Delta P$ , (en $\text{Ton/m}^2$ )								DECREMENTOS EN LA RELACION DE VACIOS $\Delta e = e_0 - e_1$								ESPAESOR DEL ESTRATO (en cm)	INDICIMIENTOS $\Delta H = \frac{\Delta C}{1+e_0} \cdot H$ (en cm)										
6.50	2.00	11.49	2.60	0.489	0.908	0.951	1.771	0.978	1.847	1.923	0.020	0.047	0.048	0.055	0.050	0.068	0.076	1.134	945	1.70	4.00	4.09	4.68	4.26	5.79	6.48					
15.10	11.49	18.70	5.20	0.474	0.669	0.761	1.130	0.837	1.239	1.271	0.008	0.011	0.013	0.019	0.014	0.021	0.021	0.231	721	0.56	0.78	0.92	1.31	0.98	1.48	1.48					
22.39	18.70	26.07	7.40	0.402	0.511	0.576	0.739	0.630	0.828	0.838	0.001	0.003	0.003	0.004	0.004	0.005	0.005	6.46	737	0.23	0.34	0.34	0.46	0.40	0.57	0.57					
29.24	26.07	32.49	9.60	0.363	0.413	0.463	0.543	0.500	0.596	0.615	0.006	0.008	0.008	0.009	0.008	0.010	0.015	6.34	642	0.58	0.76	0.78	0.88	0.78	0.97	1.46					
S U M A S																	3.07	5.90	4.33	7.55	6.49	8.81	9.99								

## 1.2 Hundimientos inmediatos.

Tomando en cuenta que el suelo sobre el que se cimentará el edificio está constituido por estratos horizontales de características diferentes, se hace necesario recurrir al método de Steinbrenner\* para calcular este tipo de hundimientos. De acuerdo con este método, el hundimiento  $\Delta\rho_D$  - bajo una esquina de un área rectangular con carga uniforme  $w$  localizada en la superficie de una capa elástica de espesor  $D$  se calcula como sigue:

$$\Delta\rho_D = \frac{wB}{E} = \{ (1 - \nu^2) F_1 + (1 - \nu - 2\nu^2) F_2 \} \text{ -----1}$$

donde:  $\Delta\rho_D$  = Hundimientos de una esquina del área cargada, en m.

$w$  = Carga uniformemente repartida (carga neta), en ton/m<sup>2</sup>

$B$  = Ancho del área cargada, en m.

$E$  = Módulo de elasticidad del estrato en ton/m<sup>2</sup>

$\nu$  = Relación de Poisson del estrato

$F_1, F_2$  = Factores de influencia, funciones de  $D, L, B$  (ver gráfica 1.2.1)

$D$  = Espesor del estrato, en m.

$L$  = Largo del área cargada, en m.

De la figura 1.1.1, se observa que de los cinco estratos agrupados diferentes que existen, dos de ellos son los más importantes en lo que respecta a sus espesores y propiedades índice; por tal razón solo se considerarán esos dos para este análisis (ver fig. 1.2.1)

Aplicando el criterio de Steinbrenner a dos estratos, la expresión anterior queda de la siguiente forma:

$$\Delta\rho_D = \Delta\rho_{D_1} (E_1, \nu_1) + \{ \Delta\rho_{D_2} (E_2, \nu_2) - \Delta\rho_{D_1} (E_2, \nu_2) \}$$

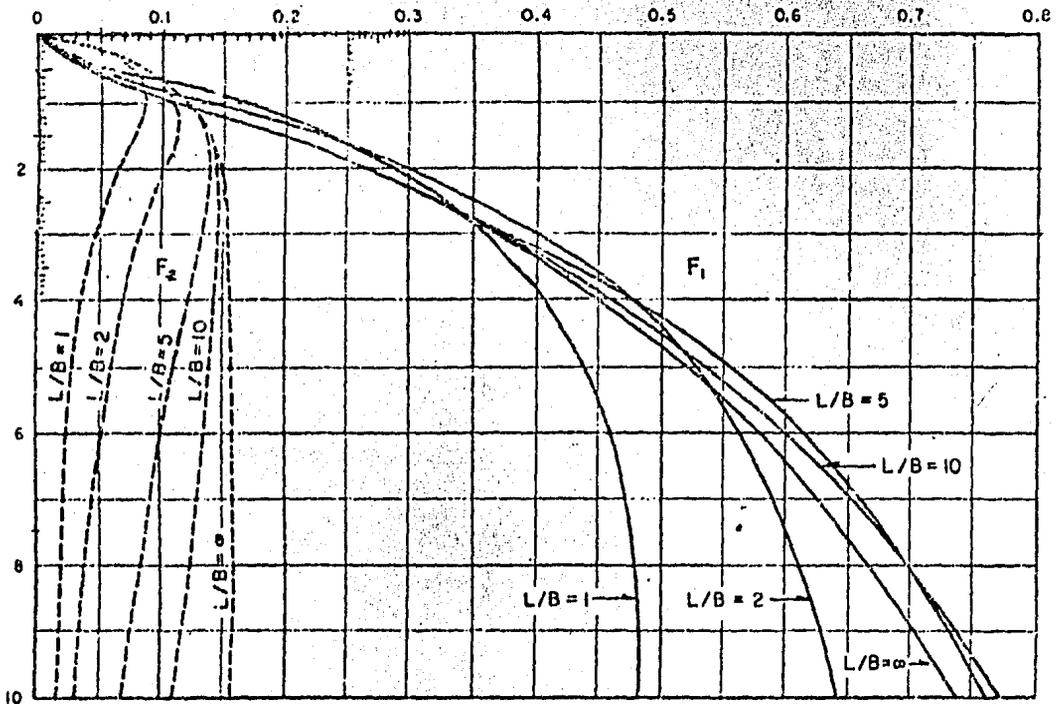
donde:  $\Delta\rho_{D_i} (E_i, \nu_i)$

Es el valor calculado con la expresión 1 usando los parámetros  $E_i, \nu_i, D_i$  correspondiente al estrato  $i$ .

\* Consultar referencia 5 y 6

GRAF. 1.2.1

## FACTORES DE INFLUENCIA

VALORES DE  $F_1$  (—) Y  $F_2$  (---)

Los valores que se tomaron como datos son los que se muestran en la fig. 1.2.1

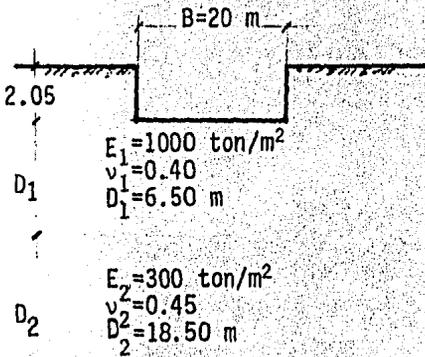


FIG. 1.2.1

Los valores  $E, \nu$  para los dos estratos se obtienen con ayuda de las propiedades indice (perfil (estratigráfico, fig. P-4) y las recomendaciones que se indican en las tablas 1.2.1 y 1.2.2 (ref. 6), donde se presentan intervalos de valores típicos del módulo de deformación y de la relación de Poisson.

En realidad, la forma de evaluar el módulo de deformación ( $E$ ) para el cálculo de deformaciones inmediatas, se debe determinar mediante pruebas de vibración torsional libre o forzada en probetas cilíndricas ó mediante -- pruebas UU (módulo tangente inicial) cuando se trate de suelos arcillosos como en este caso. Si los suelos son granulados, se recurrirá a pruebas de placa (ref. 6).

Con el criterio descrito y los datos mencionados anteriormente, se procederán a calcular los hundimientos inmediatos para los puntos \* que se --- muestran en la fig. 1.1.4

\* Se consideran solo esos puntos debido a que los demás son simétricos.

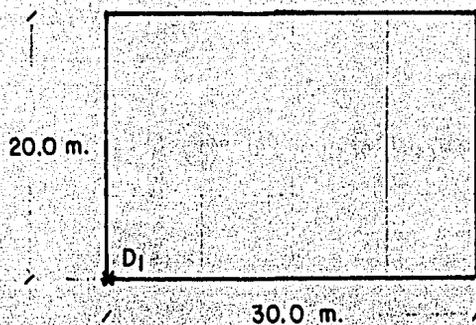
TABLA 1.2.1 Intervalos de valores del módulo de deformación  $E$ , para suelos típicos

Tipo de suelo	$E$ ( $kn/cm^2$ )
Arcilla	
Muy blanda	3-30
blanda	20-40
media	45-90
dura	70-200
arenosa	300-425
Till glacial	100-1,600
Loess	150-600
Arena	
limosa	50-200
suelta	100-250
compacta	500-1000
Arena con grava	
compacta	800-2,000
suelta	100-250
compacta	500-1000
Arena con grava	
compacta	800-2,000
suelta	500-1,400
Lutitas	1,400-14,000
Limo	20-200

TABLA 1.2.2 Intervalos de valores de la relación de Poisson,  $\nu$ , para suelos típicos

Tipo de suelo	$\nu$
Arcilla saturada	0.4-0.5
Arcilla no saturada	0.1-0.3
Arcilla arenosa	0.2-0.3
Limo	0.3-0.35
Arena densa	0.2-0.4
Arena gruesa (relación de vacíos = 0.4-0.7)	0.15
Arena fina (relación de vacíos = 0.4-0.7)	0.25
Loess	0.1-0.3

Hundimiento bajo la columna  $D_1$



Para el primer estrato se tiene de la gráfica 1.2.1 :

$$\frac{D_1}{B} = \frac{6.50}{20.0} = 0.325$$

$$F_1 = 0.027$$

$\Rightarrow$

$$\frac{L}{B} = \frac{30.0}{20.0} = 1.50$$

$$F_2 = 0.062$$

$$\rho_{D1} (E_1, v_1) = 2.173 \frac{20}{1000} \left[ (1 - 0.40^2) 0.027 + (1 - 0.40 - 2(0.40)^2) 0.062 \right] =$$

$$= 0.00174 \text{ m.}$$

$$\rho_{D1} (E_2, v_2) = 2.173 \frac{20}{300} \left[ (1 - 0.45^2) 0.027 + (1 - 0.45 - 2(0.45)^2) 0.062 \right] =$$

$$= 0.00442 \text{ m.}$$

Para el segundo estrato se tiene de la gráfica 1.2.1

Cálculo del hundimiento provocado por el área  $A_1$

Para el primer estrato se tiene de la figura 1.2.1 :

$$\frac{D_1}{B} = \frac{6.50}{10.0} = 0.65$$

$$F_1 = 0.075$$

$$\frac{L}{B} = \frac{15.0}{10.0} = 1.50$$

$$F_2 = 0.085$$

$$\begin{aligned} \sigma_{D1}(E_1, v_1) &= 2.173 \frac{10}{1000} \left[ (1 - 0.40^2)0.075 + (1 - 0.40 - 2(0.40)^2)0.085 \right] = \\ &= 0.0019 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{D1}(E_2, v_2) &= 2.173 \frac{10}{300} \left[ (1 - 0.45^2)0.075 + (1 - 0.45 - 2(0.45)^2)0.085 \right] = \\ &= 0.0052 \text{ m.} \end{aligned}$$

Para el segundo estrato:

$$\frac{D_1 + D_2}{B} = \frac{6.50 + 18.50}{10.0} = 2.50$$

$$F_1 = 0.335$$

$$\frac{L}{B} = \frac{15.0}{10.0} = 1.50$$

$$F_2 = 0.070$$

$$\begin{aligned} \sigma_{D1+D2}(E_2, v_2) &= 2.173 \frac{10}{300} \left[ (1 - 0.45^2)0.335 + (1 - 0.45 - 2(0.45)^2)0.070 \right] = \\ &= 0.0201 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\rho_{\xi A1} = 0.0019 + 0.0201 - 0.0052 = 0.0168 \text{ m.}$$

Como  $A_1 = A_2 = A_3 = A_4$ , se tiene que el hundimiento total es :

$$\rho_{\xi} = (0.0168)4 = 0.0671 \text{ m.}$$

$$\rho_{\xi} = 6.71 \text{ cm.}$$

Procediendo de la misma forma, los hundimientos en los demás puntos fueron:

columna	hundimiento
$D_1$	2.14 cm.
$D_2$	3.46 cm.
$D_3$	3.91 cm.
$C_1$	3.49 cm.
$C_2$	6.01 cm.
$C_3$	6.56 cm.
centro del área	6.71 cm.

1.3 HUNDIMIENTOS DIFERIDOS MAS INMEDIATOS.

De la tabla 1.1.2 se tiene que los hundimientos diferidos son los indicados en la fig. 1.3.1. En la fig. 1.3.2 se indican los hundimientos inmediatos calculados en el subcapítulo anterior.

FIG. 1.3.1

HUNDIMIENTOS DIFERIDOS (cm.)

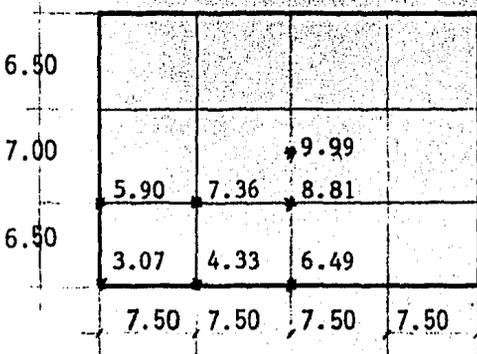
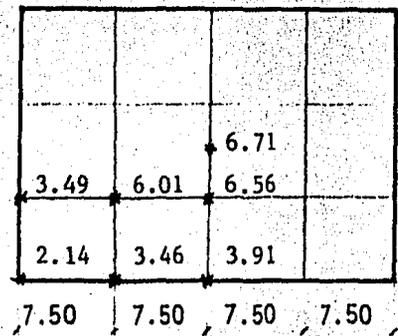


FIG.1.3.2

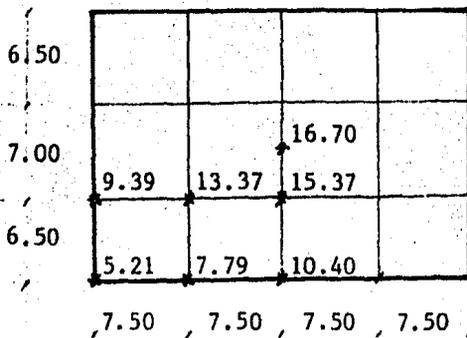
HUNDIMIENTOS INMEDIATOS (cm.)



Con lo anterior, se tiene que los hundimientos diferidos más inmediatos son los que se indican en la fig. 1.3.3

FIG. 1.3.3

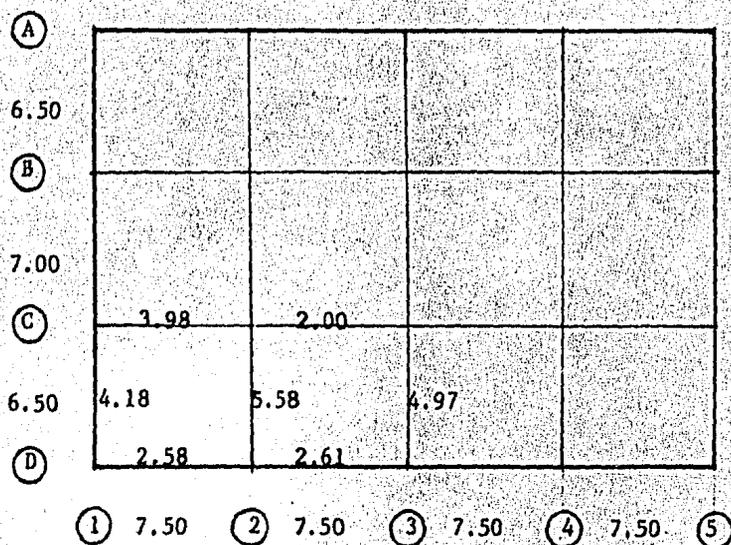
HUNDIMIENTOS DIFERIDOS MAS INMEDIATOS (en cm.)



#### 1.4 HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES.

Los hundimientos diferenciales se obtendrán de la fig. 1.3.3 del subcapítulo anterior restando los calculados en cada punto inmediato más cercano sobre un mismo eje. Estos hundimientos se muestran en la fig. --- 1.4.1

FIG. 1.4.1



HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES (en cm.)

## 2. CALCULO DE LOS HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES REDUCIDOS EN LA DIRECCION LARGA.

### 2.1 OBTENCION DE LOS TERMINOS $\Sigma EI_x$ y $\Sigma EI_y$ DE LA SUPERESTRUCTURA.

Como se puede apreciar en la figura 2.1 (Cap. 2) el término  $\Sigma EI_x$  corresponde al de los elementos que se encuentran en la dirección larga de la estructura y el término  $\Sigma EI_y$  en la dirección corta de la misma. El módulo de elasticidad (E) se considerará constante e igual a un tercio -- del que se tiene a los 28 días, o sea: \*

$$E = \frac{1}{3} \cdot 10,000 \cdot \sqrt{f'c}$$

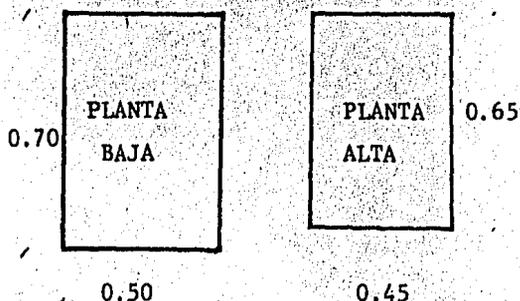
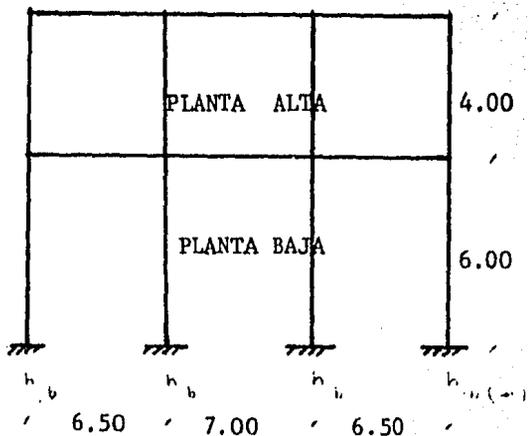
$$E = \frac{1}{3} \cdot 10,000 \cdot \sqrt{200} = 47.140 \text{ kg/cm}^2$$

Tomando en cuenta lo anterior, se calculan los valores de EI para las columnas y losas como se indica a continuación:

*Cálculo de la  $\Sigma EI$  para las columnas*

Dirección corta

SECCION TRANSVERSAL DE LAS COLUMNAS



Acot. en metros

$$\text{Planta alta: } I_y = \frac{bh^3}{12} = \frac{45 (65)^3}{12} = 1.030 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$EI_y = 47\,140 (1.03 \times 10^6) = 48\,554 \times 10^6 \text{ km} \cdot \text{cm}^2$$

$$\Sigma EI_y = 20 (48\,554 \times 10^6) = 971\,084 \times 10^6 \text{ km} \cdot \text{cm}^2$$

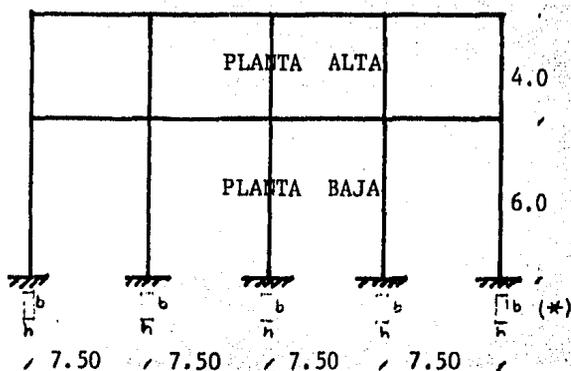
$$\text{Planta baja: } I_y = \frac{bh^3}{12} = \frac{50 (70)^3}{12} = 1.429 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$EI_y = 47\,140 (1.429 \times 10^6) = 67\,363 \times 10^6 \text{ km} \cdot \text{cm}^2$$

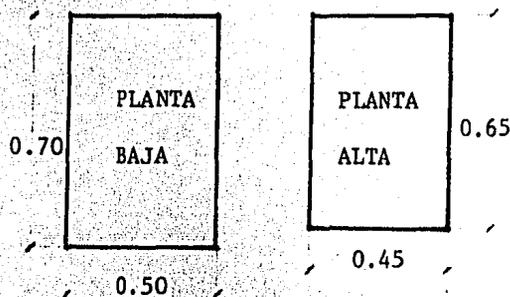
$$\Sigma EI_y = 20 (67\,363 \times 10^6) = 1\,347\,261 \times 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

$$\Sigma EI_y (\text{P.B.} + \text{P.A.}) = (971\,084 + 1\,347\,261) \times 10^6 = 2\,318\,345 \times 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

Dirección larga.



SECCION TRANSVERSAL DE LAS COLUMNAS



Acot. en metros.

$$\text{Planta alta: } I_x = \frac{bh^3}{12} = \frac{65 (45)^3}{12} = 0.494 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$EI_x = 47\,140 (0.494 \times 10^6) = 23\,287 \times 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

$$\Sigma EI_x = 20 (23\,287 \times 10^6) = 465\,743 \times 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

$$\text{Planta baja: } I_x = \frac{bh^3}{12} = \frac{70 (50)^3}{12} = 0.729 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

\* La dimensión que entra al cubo es aquella que esta en dirección de la flexión del marco.

$$EI_x = 47\,140 (0.729 \times 10^6) = 34\,365 \times 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

$$\Sigma EI_x = 20 (34\,365 \times 10^6) = 687\,301 \times 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

$$\Sigma EI_x = (P.B. + P.A.) = (465\,743 + 687\,301) \times 10^6 = 1\,153\,044 \times 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

*Calculo de la  $\Sigma EI$  para la losa.*

Para evaluar el momento de inercia de las losas se considerará un ancho equivalente, a cada lado del eje de columnas, igual a:

$$\frac{0.5 L_2}{1 + 1.67 L_2/L_1} + 0.3C \leq 0.5 L_2$$

Donde  $L_2$  es el claro del tablero que se considera en la dirección en que se mide el ancho equivalente,  $L_1$  es el claro en la dirección que se analiza y  $C$  es la dimensión de la columna en la dirección de  $L_2$  (ref. 3).

Tomando en cuenta los agujeros y anchos de nervaduras que se muestran en las figuras P-2 y P-3 (del planteamiento del problema) y la distribución de columnas que se indica en la figura P-1 se calcularán los valores de  $EI$  tanto para la planta alta como para la planta baja.

En este sistema de piso, el momento de inercia en una sección cerca del eje de las columnas es mayor que el que se obtiene en una sección en el centro del claro, por tal razón, el momento de inercia de diseño se considera como el promedio de los dos valores:

Dirección larga.

Ejes B ó C (Sección cerca del eje de columnas)

$$L_1 = 7.50 \text{ m}$$

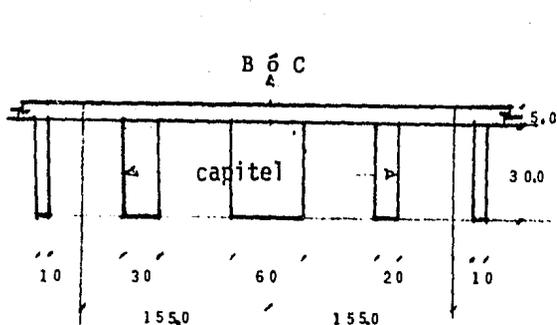
$$L_2 = 6.75 \text{ m (promedio)}$$

$$C^* = 0.675 \text{ m.}$$

Ancho equivalente:

$$\frac{0.5 (6.75)}{1 + 1.67 (6.75/7.50)} + 0.3 (0.675) = 1.55 \text{ m.}$$

Como  $1.55 < 0.5L_2$ , el ancho equivalente a considerar es de 1.55 m.



Suma de anchos de nerv = 230 cm.

El centroide de la sección "T" es:

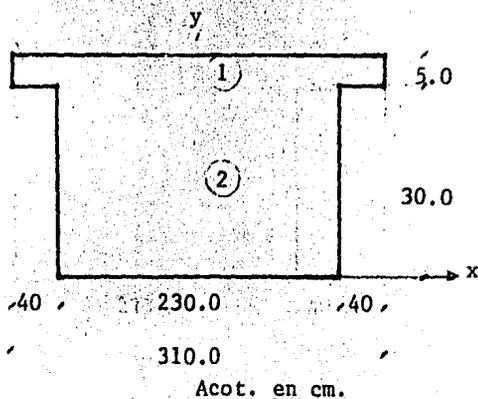


Figura	AREA cm <sup>2</sup>	Yi cm.	M = A Yi cm <sup>3</sup>
1	1 550	32.5	50 375
2	6 950	15.0	103 500
Suma	8 450		153 375

$$\bar{Y} = \frac{\sum M}{\sum A} = 18.21 \text{ cm.}$$

\* Esta dimensión es el promedio de la que se tiene en la planta alta y baja. Se considera como promedio ya que en la planta baja y alta se tendrían que repetir los cálculos variando únicamente ese valor y -- como la diferencia es muy pequeña (de 65 a 70 cm) no se justifica -- hacer dos veces ese cálculo.

El momento de Inercia es:

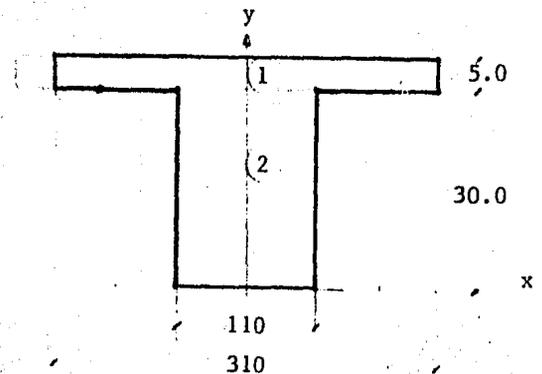
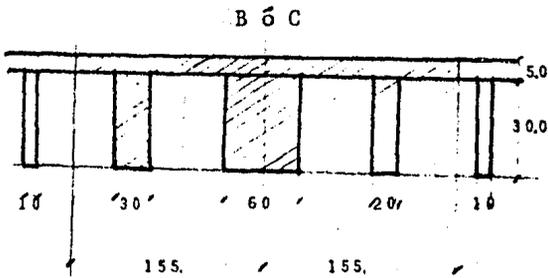
De la figura 1:  $I_{xi} = \frac{310 (5)^3}{12} = 3\,229 \text{ cm}^4$

De la figura 2:  $I_{xi} = \frac{210 (30)^3}{12} = 517\,500 \text{ cm}^4$

FIGURA	AREA cm <sup>2</sup>	Y cm	I <sub>xi</sub> cm <sup>4</sup>	Ay <sup>2</sup> cm <sup>4</sup>	$\bar{I}_x$ cm <sup>4</sup>
1	1 550	14.29	3 229	316 516	319 745
2	6 900	-3.21	517 500	71 098	588 592
SUMA = 908 345 cm <sup>4</sup> .					

$\bar{I}_x = 908\,343 \text{ cm}^4$

Ejes B ó C (sección en el centro del claro)



Suma de anchos de nervaduras = 110 cm.

Acot: en cm.

El centroide de la seccion "T" es:

FIGURA	AREA cm <sup>2</sup>	Yi cm	M = AYi
1	1 550	32.5	50 375
2	3 350	15.0	49 500
SUMA	4 850		99 875

$$\bar{y} = \frac{\Sigma M}{\Sigma A} = 20.59 \text{ cm.}$$

El momento de inercia es:

De la figura 1:  $I_{x1} = \frac{310 (5)^3}{12} = 3\ 229 \text{ cm}^4$

De la figura 2:  $I_{x2} = \frac{110 (30)^3}{12} = 247\ 400 \text{ cm}^4$

FIGURA	AREA cm <sup>2</sup>	Y cm	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	AY <sup>2</sup> cm <sup>4</sup>	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>
1	1 550	11.91	3 229	219 865	223 094
2	3 300	-5.59	247 500	103 119	350 619
SUMA =					573 713 cm <sup>4</sup>

$$\bar{I}_x = 573\ 713 \text{ cm}^4$$

Por lo que, el momento de inercia de diseño es:

$$I_x = \frac{908\,343 + 573\,713}{2} = 741\,028 \text{ cm}^4$$

de donde:  $EI_x = 47\,140 (0.741 \times 10^6) = 34\,931 \times 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$

Aplicando el mismo procedimiento para los demás ejes, se obtuvieron los valores de EI tanto en la dirección larga como en la dirección corta. Estos valores en resumen son:

Dirección larga:

$$\text{Ejes B ó C } EI_x = 34\,931 \times 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

$$\text{Ejes A ó D } EI_x = 17\,466 \times 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

$$\text{Total (Planta Alta y Baja): } \Sigma EI_x = 209\,586 \times 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

Dirección corta:

$$\text{Ejes 2, 3 ó 4 } EI_y = 30\,028 \times 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

$$\text{Ejes 1 ó 5 } EI_y = 15\,014 \times 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

$$\text{TOTAL (Planta Alta y Baja): } EI_y = 240\,224 \times 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

El valor final de la  $\Sigma EI$  de la superestructura corresponde a la suma de lo que se obtuvo para columnas y losas en la dirección respectiva o sea:

$$\Sigma EI_x = (209\ 586 + 1\ 153\ 004) \times 10^6 = 1\ 362\ 630 \times 10^6 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

$$\Sigma EI_y = (240\ 224 + 2\ 318\ 345) \times 10^6 = 2\ 558\ 596 \times 10^6 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

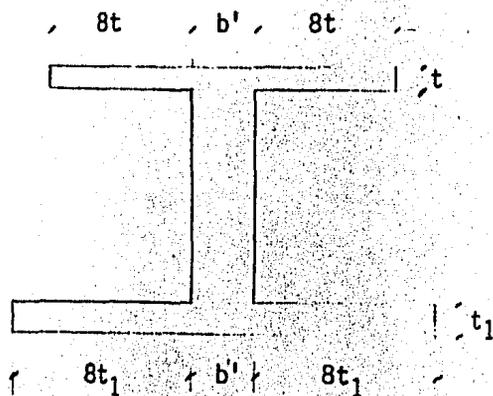
## 2.2 OBTENCIÓN DE LOS TÉRMINOS $\Sigma EI_x$ Y $\Sigma EI_y$ DE LA SUBESTRUCTURA.

En las recomendaciones del capítulo 2 se dice que el momento de inercia se puede determinar en base a la sección bruta de concreto de cada -- contratrabe, pero como la subestructura es a base de un cajón de cimentación, no se estaría tomando en cuenta las contribuciones de la losa -- tapa y de la losa de cimentación. Por este motivo se decidió hacer el cálculo con base en una sección I, en donde se tomaron en cuenta los momentos de inercia de las losas del cajón.

Tomando en cuenta las dimensiones indicadas en la figura C-2 (de cálculos previos) y el módulo de elasticidad de 47 140 kg/cm<sup>2</sup> se calcularon los términos EI tanto para contratraves principales como para contratraves secundarias considerando un ancho equivalente igual a:

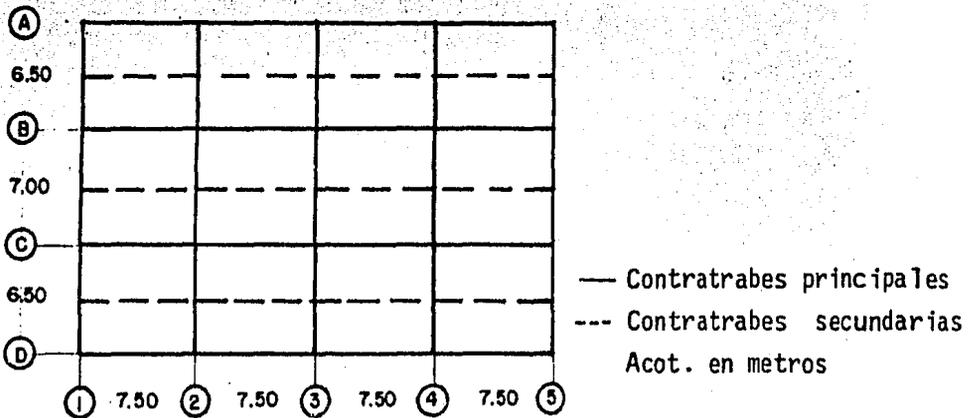
$$16t + b' \leq \frac{L}{2}$$

donde: t = Peralte de la losa  
 b' = Espesor de la contratrabe  
 L = Claro a ejes de contratraves.



Las contratraves que se mencionan son las que se indican en la fig. ---  
2.2.1

Fig. 2.2.1



*Contratraves principales (dirección larga)*

EJES B ó C

Calculo de Anchos equivalentes

Para la losa tapa

$$\text{Ancho equiv.} = 16 (14) + 50 = 274 \text{ cm}$$

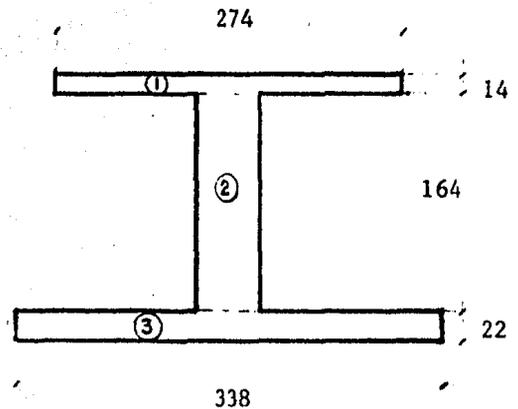
$$\frac{L}{2} = \frac{325}{2} + \frac{350}{2} = 338 \text{ cm} > 274 \text{ cm.}$$

∴ Ancho equiv. = 274 cm.

Para la losa de cimentación

$$\text{Ancho equiv} = 16 (22) + 50 = 402 \text{ cm} > L/2$$

∴ Ancho equiv. = 338 cm.



Cálculo del centroide de la sección.

FIG.	AREA cm <sup>2</sup>	Yi cm	M=AYi cm <sup>3</sup>
1	3 836	193	740 348
2	8 200	104	852 800
3	<u>7 436</u>	11	<u>81 796</u>
SUMA	19 472		1 674 944

$$\bar{y} = \frac{\Sigma M}{\Sigma A} = 86.02 \text{ cm}$$

Cálculo del Momento de Inercia:

$$I_{x_1} = \frac{bh^3}{12} = \frac{274 (14)^3}{12} = 62\,655 \text{ cm}^4 \quad I_{x_2} = \frac{50 (164)^3}{12} = 18\,378\,933 \text{ cm}^4$$

$$I_{x_3} = \frac{338 (22)^3}{12} = 299\,919 \text{ cm}^4$$

FIGURA	AREA cm <sup>2</sup>	Y cm	$I_{xi}$ cm <sup>4</sup>	AY <sup>2</sup> cm <sup>4</sup> x 10 <sup>6</sup>	$\bar{I}_x$ cm <sup>4</sup> x 10 <sup>6</sup>
1	3 836	106.98	62 655	43.902	43.965
2	8 200	17.98	18 378 933	2.6509	21.030
3	7 436	75.02	299 919	41.8500	<u>42.150</u>
S U M A					107.145

Cálculo de  $EI_x$

$$EI_x = 47\,140 (107.145 \times 10^6) = 5\,050\,815 \times 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

Ejes A ó D.

Cálculo de Anchos equivalentes.

Para la losa tapa.

$$\text{Ancho equiv.} = 8(14) + 50 = 162 < L/2$$

$$\frac{L}{2} = \frac{650}{2} = 325 \text{ cm.}$$

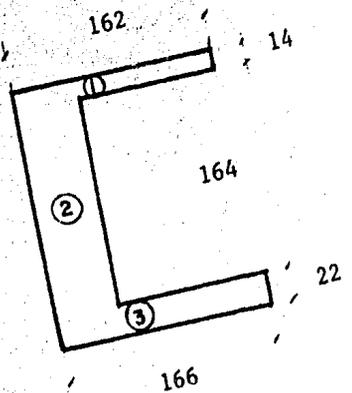
$$\therefore \text{Ancho equiv.} = 162 \text{ cm.}$$

Para la losa de cimentación.

$$\text{Ancho equiv.} = 8(22) + 50 = 226 > L/2$$

$$\frac{L}{2} = \frac{325}{2} = 166 \text{ cm.}$$

$$\therefore \text{Ancho equiv.} = 166 \text{ cm.}$$



Cálculo de  $EI_x$

$$EI_x = 47\,140 (107.145 \times 10^6) = 5\,050\,815 \times 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

Ejes A ó D.

Cálculo de Anchos equivalentes.

Para la losa tapa.

$$\text{Ancho equiv.} = 8 (14) + 50 = 162 < L/2$$

$$\frac{L}{2} = \frac{650}{2} = 325 \text{ cm.}$$

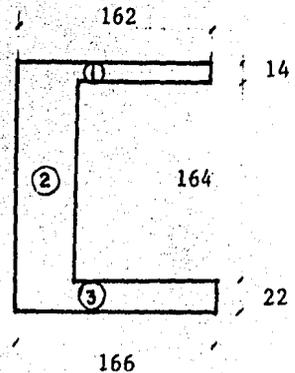
$$\therefore \text{Ancho equiv.} = 162 \text{ cm.}$$

Para la losa de cimentación.

$$\text{Ancho equiv.} = 8 (22) + 50 = 226 > L/2$$

$$\frac{L}{2} = \frac{325}{2} = 166 \text{ cm.}$$

$$\therefore \text{Ancho equiv.} = 166 \text{ cm.}$$



Cálculo del centroide de la sección.

FIG.	AREA cm <sup>2</sup>	yi cm	M = Ayi cm <sup>3</sup>
1	2 268	193	437 724
2	8 200	104	852 800
3	3 652	11	40 172
SUMA	14 120		1 330 696

$$\bar{y} = \frac{\Sigma M}{\Sigma A} = 94.24 \text{ cm.}$$

Cálculo del Momento de Inercia:

$$I_{x_1} = \frac{162 (14)^3}{12} = 37\,044 \text{ cm}^4$$

$$I_{x_2} = \frac{50 (164)^3}{12} = 18\,378\,933 \text{ cm}^4$$

$$I_{x_3} = \frac{166 (22)^3}{12} = 147\,297 \text{ cm}^4$$

FIG.	AREA cm <sup>2</sup>	y cm	Ixi cm <sup>4</sup>	Ay <sup>2</sup> cm <sup>4</sup> x 10 <sup>6</sup>	Ix cm <sup>4</sup> x 10 <sup>6</sup>
1	2 268	98.76	37 044	22.1210	22.1580
2	8 200	9.76	18 378 933	0.7811	19.1600
3	3 652	83.24	147 297	25.3043	25.4516
S U M A					66.7696

Calculo de EI<sub>x</sub>

$$EI_x = 47\,140 (66\,77 \times 10^6) = 3\,147\,538 \times 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

Contratrabes secundarias (dirección larga)

Entre ejes A-B ó C-D.

No se tomará en cuenta el murete de tabique ni la losa tapa debido a que no hay apoyo monolítico.

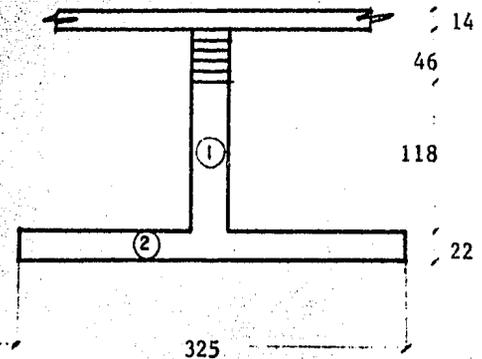
Cálculo de anchos equivalentes

Para la losa de cimentación

$$\text{Ancho equiv} = 16 (22) + 30 = 382 \text{ cm} > L/2$$

$$\frac{L}{2} = \frac{325}{2} + \frac{325}{2} = 325 \text{ cm.}$$

$$\therefore \text{Ancho equiv.} = 325 \text{ cm.}$$



Cálculo del centroide de la sección.

Fig.	Area cm <sup>2</sup>	Yi cm	Ayi = M cm <sup>2</sup>
1	3 540	81	286 740
2	7 150	11	78 650
SUMAS	10 690		365 390

$$y = \frac{\sum M}{\sum A} = 34.18 \text{ cm.}$$

Cálculo del momento de inercia.

$$I_{x_1} = \frac{30 (118)^3}{12} = 4 107 580 \text{ cm}^4$$

$$I_{x_2} = \frac{325 (22)^3}{12} = 288 383 \text{ cm}^4$$

FIG.	AREA cm <sup>2</sup>	Y cm	I <sub>xi</sub> cm <sup>4</sup>	Ay <sup>2</sup> cm <sup>4</sup> x 10 <sup>6</sup>	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup> x 10 <sup>6</sup>
1	3 540	46.82	4 107 580	7.7601	11.8677
2	7 150	23.18	288 383	3.8418	4.1302
S U M A					15.9979

Cálculo de  $EI_x$

$$EI_x = 47\,140 (15.998 \times 10^6) = 754\,146 \times 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

Entre ejes B-C

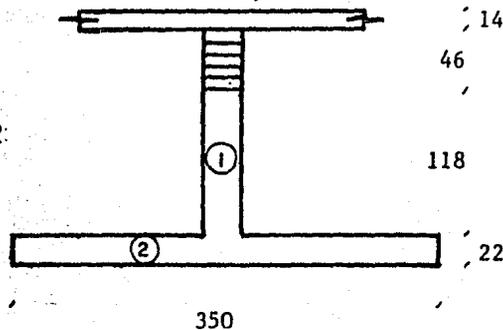
Cálculo de anchos equivalentes

para la losa de cimentación.

$$\text{Ancho equiv.} = 16 (22) + 30 = 382 \text{ cm} > L/2$$

$$\frac{L}{2} = \frac{350}{2} + \frac{350}{2} = 350 \text{ cm.}$$

$$\therefore \text{Ancho equiv.} = 350 \text{ cm.}$$



Cálculo del Centroide de la sección.

FIG.	AREA cm <sup>2</sup>	Y cm	M=AY cm <sup>3</sup>
1	3 540	81	286 740
2	7 700	11	84 700
SUMA	11 240		371 440

$$y = \frac{\sum M}{\sum A} = 33.05 \text{ cm}$$

Cálculo del Momento de Inercia

$$I_{x1} = \frac{30 (118)^3}{12} = 4\,107\,580 \text{ cm}^4 \quad I_{x2} = \frac{350 (22)^3}{12} = 310\,567 \text{ cm}^4$$

FIG.	AREA cm <sup>2</sup>	Y cm	I <sub>x</sub> i cm <sup>4</sup>	Ay <sup>2</sup> cm <sup>4</sup> x 10 <sup>6</sup>	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup> x 10 <sup>6</sup>
1	3 540	47.95	4 107 580	8.139	12.247
2	7 700	22.05	310 567	3.744	3.055
S U M A					16.302

Cálculo de E<sub>I</sub>x

$$E I_x = 47,140 (16.302 \times 10^6) = 768\,476 \times 10^6 \text{ kg-cm}^2$$

Cálculo de  $\Sigma E I_x$  de la cimentación.

Se sumaran las E<sub>I</sub>x respectivas calculadas anteriormente para la dirección larga.

$$\Sigma E I_x = \left[ (5\,050\,815)^2 + (3\,147\,538)^2 + (754\,146)^2 + 768\,476 \right] \times 10^6$$

$$\Sigma E I_x = 18\,673\,474 \times 10^6 \text{ kg - cm}^2$$

*Contratrabes principales (dirección corta)*

ejes 2, 3 ó 4

Cálculo de anchos equivalentes  
para la losa tapa.

$$\text{Ancho equiv.} = 16 (14) + 50 = 274 \text{ cm} < L/2$$

$$\frac{L}{2} = \frac{750}{2} + \frac{750}{2} = 750 \text{ cm}$$

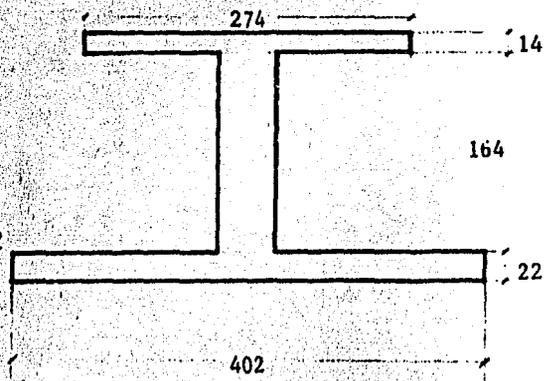
$$\therefore \text{Ancho equiv.} = 274 \text{ cm.}$$

Para la losa cimentación

$$\text{Ancho equiv.} = 16 (22) + 50 = 402 < L/2$$

$$\frac{L}{2} = 750 \text{ cm.}$$

$$\therefore \text{Anchos Equiv.} = 402 \text{ cm}$$



Cálculo del centroide de la sección.

FIG.	AREA cm <sup>2</sup>	Y cm	M=Ay cm <sup>3</sup>
1	3 836	193	740 348
2	8 200	104	852 800
3	8 844	11	97 284
SUMA	20 880		1 690 432

$$\bar{y} = \frac{\Sigma M}{\Sigma A} = 80.96 \text{ cm.}$$

Cálculo del Momento de Inercia.

$$I_{y1} = \frac{274(14)^3}{12} = 62\,655 \text{ cm}^4 \quad I_{y2} = \frac{50(164)^3}{12} = 18\,378\,933 \text{ cm}^4$$

$$I_{y3} = \frac{402(22)^3}{12} = 356\,708 \text{ cm}^4$$

FIG.	AREA cm <sup>2</sup>	Y cm	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	AY <sup>2</sup> cm <sup>4</sup> x 10 <sup>6</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup> x 10 <sup>6</sup>
1	3 836	112.04	62 655	48.1532	48.2158
2	8 200	23.04	18 378 933	4.3529	22.7318
3	8 844	69.96	356 708	43.2860	43.6428
SUMA					114.5904

Cálculo de E<sub>I<sub>y</sub></sub>

$$E I_y = 47\,140 (114.590 \times 10^6) = 5\,401\,773 \times 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

Ejes 1 ó 5

Cálculo de anchos equivalentes

para la losa tapa:

$$\text{Ancho equiv.} = 8 (14) + 50 = 162 < \frac{L}{2}$$

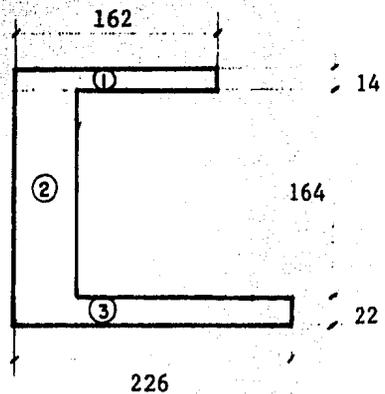
$$\frac{L}{2} = \frac{7.50}{2} = 375 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{Anchos equiv.} = 162 \text{ cm.}$$

Para la losa de cimentación.

$$\text{Ancho} = 8 (22) + 50 = 226 < \frac{L}{2}$$

$$\frac{L}{2} = 375 \text{ cm.}$$



∴ Ancho equiv. = 226 cm.

Cálculo del centroide de la sección

FIG.	AREA cm <sup>2</sup>	Y cm	M=Ay cm <sup>2</sup>
1	2 268	193	437 724
2	8 200	104	852 800
3	4 972	11	54 692
SUMAS	15 440		1 345 216

$$y = \frac{\sum M}{\sum A} = 87.13 \text{ cm}$$

Cálculo del Momento de Inercia.

$$I_{y1} = \frac{162 (14)^3}{12} = 37\ 044 \text{ cm}^4$$

$$I_{y2} = \frac{50 (164)^3}{12} = 18\ 378\ 933 \text{ cm}^4$$

$$I_{y3} = \frac{226 (22)^3}{12} = 200\ 537 \text{ cm}^4$$

FIG.	AREA cm	Y cm	I <sub>x</sub> cm	Ay cm <sup>4</sup> x 10 <sup>6</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup> x 10 <sup>6</sup>
1	2 268	105.87	37 044	25.4208	25 4578
2	8 200	16.87	18 378 933	2.3334	20 7126
3	4 972	76.13	200 537	28.8166	29 0171
S U M A					75 1875

Cálculo de E<sub>I</sub>y

$$E I_y = 47\ 140 (75.188 \times 10^6) = 3\ 685\ 782 \times 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

Calculo de  $\Sigma EI_y$  de la cimentación

Se sumarán los  $EI_y$  respectivos calculados anteriormente para la dirección corta:

$$\Sigma EI_y = \left\{ (5\ 401\ 773) \cdot 3 + (3\ 685\ 782) \cdot 2 \right\} \times 10^6 = 23\ 576\ 883 \times 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

### 2.3 SUMA DE LOS TERMINOS $\Sigma EI_x$ y $\Sigma EI_y$ DE LA SUBESTRUCTURA Y SUPERESTRUCTURA.

Los términos de  $\Sigma EI_x$  y  $\Sigma EI_y$  que se usaran para el cálculo de los valores de RA y RL son los correspondientes a la suma tanto de los obtenidos -- para la superestructura como para la subestructura. Por lo tanto, de lo anteriormente calculado se tiene lo siguiente:

Dirección larga:

De la superestructura:  $\Sigma EI_x = 1\ 362\ 630 \times 10^6 \text{ kg} - \text{cm}^2$

De la subestructura:  $\Sigma EI_x = \underline{18\ 673\ 474 \times 10^6 \text{ kg} - \text{cm}^2}$

T O T A L  $\Sigma EI_x = 20\ 036\ 104 \times 10^6 \text{ kg} - \text{cm}^2$

Dirección corta:

De la superestructura:  $\Sigma EI_y = 2\ 558\ 569 \times 10^6 \text{ kg} - \text{cm}^2$

De la subestructura:  $\Sigma EI_y = \underline{23\ 576\ 883 \times 10^6 \text{ kg} - \text{cm}^2}$

T O T A L  $\Sigma EI_y = 26\ 135\ 452 \times 10^6 \text{ kg} - \text{cm}^2$

#### 2.4 DETERMINACION DE LAS CANTIDADES RA Y RL

El cálculo de estas cantidades se hará tal y como se indica en el capítulo 2 (pag. 8 ), utilizando las fórmulas.

$$R_A = \frac{64 \Sigma EI_y}{E_s L^2 A} \quad R_L = \frac{64 \Sigma EI_x}{E_s L^2 A} \quad E_s = \frac{I_p \cdot q \cdot L_x}{\Delta c - \Delta e}$$

El coeficiente  $I_p$  para el cálculo del módulo de elasticidad del suelo -- ( $E_s$ ) se obtiene de la tabla 2.2 (pag. 9 ) con la relación:

$$L_x/L_y = 20.0 \text{ m}/30.0 \text{ m} = 0.667$$

Como el valor es intermedio entre los que se tienen en la tabla, se interpolará linealmente, de donde se obtiene:

$$I_p = 0.678691$$

La presión neta uniforme ( $q$ ) es la que resulta de restar al peso de la estructura el peso del material excavado, o sea:

$$q = 5.043 \text{ ton/m}^2 - (2.4 \text{ ton/m}^3) (2.05 \text{ m}) = 2.173 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Con: } \Delta c = 0.167 \text{ m}$$

$$\Delta e = 0.0521 \text{ m}$$

$$L_x = 20.0 \text{ m}$$

$$I_p = 0.678691$$

$$q = 2.173 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Se tiene: } E_s = \frac{0.678691 (2.173) (20.0)}{0.167 - 0.0521} = 256.7 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Con los valores: } \Sigma EI_y = 26.135 \times 10^5 \text{ ton} \cdot \text{m}^2$$

$$\Sigma EI_x = 20.036 \times 10^5 \text{ ton} \cdot \text{m}^2$$

$$E_s = 256.7 \text{ ton/m}^2$$

$$L_x = 20.0 \text{ m}$$

$$L_y = 30.0 \text{ m}$$

$$A = 600 \text{ m}^2$$

Se obtiene:

$$R_A = \frac{64 (26.135 \times 10^5)}{256.7 (20)^2 (600)} = 2.715$$

$$R_L = \frac{64 (20.036 \times 10^5)}{256.7 (30)^2 (600)} = 0.925$$

## 2.5 DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE REDUCCION EN LA DIRECCION LARGA

El coeficiente de reducción  $C_y$  se obtiene de la gráfica 2.1 del capítulo 2 con el valor de  $R_L = 0.925$ . El coeficiente resulta de:

$$C_y = 0.70$$

## 2.6 REDUCCION DE LOS HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES EN LA DIRECCION LARGA

Los hundimientos diferenciales en la dirección larga son los calculados en el subcapítulo 1.4 e Indicados en la fig. 1.4.1 y son:

			Longitud	Hundimiento
de $C_1$	a	$C_2$	7.50 m	3.98 cm
de $C_2$	a	$C_3$	7.50 m	2.00 cm
de $D_1$	a	$D_2$	7.50 m	2.58 cm
de $D_2$	a	$D_3$	7.50 m	2.61 cm

Multiplicando estos hundimientos por el coeficiente de reducción  $C_y=0.70$  se obtienen los hundimientos reducidos en la dirección larga:

de $C_1$	a	$C_2$	3.98 (0.70) =	2.786 cm
de $C_2$	a	$C_3$	2.00 (0.70) =	1.400 cm
de $D_1$	a	$D_2$	2.58 (0.70) =	1.806 cm
de $D_2$	a	$D_3$	2.61 (0.70) =	1.827 cm

### 3.- CALCULO DE LOS HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES REDUCIDOS EN LA DIRECCION CORTA.

#### 3.1 DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE REDUCCION EN LA DIRECCION CORTA

El coeficiente de reducción  $C_x$  se obtiene de la gráfica 2.2 del Capítulo 2 con la relación  $RA/RL = 2.715/0.925 = 2.935$  y el valor de  $RL = 0.925$ , interpolando entre las curvas de  $RA/RL$ , el coeficiente resulta de

$$C_x = 0.43$$

#### 3.2 REDUCCION DE LOS HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES EN LA DIRECCION CORTA

Los hundimientos diferenciales en la dirección corta son los calculados en el subcapítulo 1.4 y son:

			longitud	hundimiento	
de	$C_1$	a	$D_1$	650 cm	4.18 cm
de	$C_2$	a	$D_2$	650 cm	5.58 cm
de	$C_3$	a	$D_3$	650 cm	4.97 cm

Multiplicando estos hundimientos por el coeficiente de reducción  $C_x = 0.43$  se obtienen los hundimientos reducidos en la dirección corta:

de	$C_1$	a	$D_1$	$4.18 (0.43) = 1.797$	cm
de	$C_2$	a	$D_2$	$5.58 (0.43) = 2.399$	cm
de	$C_3$	a	$D_3$	$4.97 (0.43) = 2.137$	cm

4 COMPARACION DE LOS HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES REDUCIDOS CON LOS ADMISIBLES DE LA TABLA 1.1

En la tabla 1.1 se tiene que la variable que se limita para marcos de -- concreto, es la relación entre el asentamiento diferencial y el claro, y debe ser:

$$\frac{\text{hundimiento diferencial}}{\text{claro}} \leq 0.004$$

La comparacion de los hundimientos diferenciales reducidos aplicando la relación anterior se indica a continuación:

Dirección larga

Tramo	hundimientos- diferenciales (h) (cm)	Longitud del claro (L) -- (cm)	h/L
de C <sub>1</sub> a C <sub>2</sub>	2.786	750	0.0037 < 0.004
de C <sub>2</sub> a C <sub>3</sub>	1.400	750	0.0019 < 0.004
de D <sub>1</sub> a D <sub>2</sub>	1.806	750	0.0024 < 0.004
de D <sub>2</sub> a D <sub>3</sub>	1.827	750	0.0024 < 0.004

Dirección corta

Tramo	Hundimientos diferenciales (h) (cm)	Longitud del claro (L) -- (cm)	h/L
de C <sub>1</sub> a D <sub>1</sub>	1.797	650	0.0028 < 0.004
de C <sub>2</sub> a D <sub>2</sub>	2.399	650	0.0037 < 0.004
de C <sub>3</sub> a D <sub>3</sub>	2.137	650	0.0033 < 0.004

Como se puede observar, en ningún caso se sobrepasa el límite máximo de 0.004, por lo que se continuará con el siguiente punto de la descripción del procedimiento de análisis.

Cabe recalcar que de aquí resultó la necesidad de incluir contratraves secundarias y aumentar dimensiones a las contratraves principales para aumentar rigideces y disminuir peraltes de losa de cimentación y losa tapa (los coeficientes de reducción están en función de  $R_A$  y  $R_L$ , los - que a su vez están en función del valor  $EI$  de las contratraves).

## 5. CALCULO DE LA DISTRIBUCION DE PRESIONES DE CONTACTO

Las presiones de contacto se calcularán para un cuarto del área de cimentación tal y como se describe en la tabla 2.3 del capítulo 2.

Para la utilización de la tabla se usarán los valores de  $RL = 0.93$  y  $RA/RL = 2.93$  (calculados anteriormente). Como estos valores no son los que se tienen tabulados, se interpolaran linealmente en los dos sentidos de la tabla.

Valores de la tabla.

$RL \backslash RA/RL$	2.0		4.0		
0.40	1.28	0.91	1.36	0.83	→ Ancho ↑ Largo
	1.04	0.76	1.12	0.69	
1.0	1.50	0.88	1.56	0.80	
	1.02	0.60	1.08	0.55	

Interpolación vertical (largo) para  $RL = 0.93$

	$RA/RL = 2.0$		$RA/RL = 4.0$	
$RL = 0.93$	1.485	0.882	1.546	0.802
	1.022	0.612	1.083	0.560

Interpolación horizontal (ancho) para  $RA/RL = 2.93$

	$RA/RL = 2.93$	
$RL = 0.93$	1.514	0.845
	1.051	0.588

Los cuales son los valores finales interpolados de la tabla.

Otros valores que se utilizarán para el cálculo son los siguientes:

presión debida a la construcción = 5.043 ton/m<sup>2</sup>

presión debida al material excavado = -2.870 ton/m<sup>2</sup>

Presión neta = 2.173 ton/m<sup>2</sup>

El área de cimentación es de 20 x 30 m. por lo tanto, un cuarto de esta área sería de 10 x 15 m.

Presión neta en 1/4 del área

en ton/m <sup>2</sup>		€
x 1.514	x 0.845	
<u>2.173</u>	<u>2.173</u>	
3.290	1.836	
		€
x 1.051	x 0.588	
<u>2.173</u>	<u>2.173</u>	
2.284	1.278	
		€
5.0	5.0	

Presiones de Contacto

en ton/m <sup>2</sup>		€
+ 3.290	+ 1.836	
<u>2.870</u>	<u>2.870</u>	
6.160	4.706	
		€
+ 2.284	+ 1.278	
<u>2.870</u>	<u>2.870</u>	
5.154	4.148	
		€
5.0	5.0	

La fuerza o peso resultante de las presiones de contacto, como comprobación de cálculos, debe ser igual a la resultante del peso de cimentación más las descargas de las columnas:

La resultante de la presión de contacto es:

$$\begin{aligned}
 6.160 \text{ ton/m}^2 (7.5 \text{ m})(5.0 \text{ m}) &= 231.0 \text{ ton} \\
 4.706 \text{ ton/m}^2 (7.5 \text{ m})(5.0 \text{ m}) &= 176.5 \text{ ton} \\
 5.154 \text{ ton/m}^2 (7.5 \text{ m})(5.0 \text{ m}) &= 193.3 \text{ ton} \\
 4.148 \text{ ton/m}^2 (7.5 \text{ m})(5.0 \text{ m}) &= \underline{155.6} \text{ ton} \\
 \text{S U M A} &= 756.4 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

la resultante total es:  $(756.4) 4 = 3\,026 \text{ ton}$ .

El peso de la cimentación es:

peso de losa tapa	481	kg/m <sup>2</sup>
fachadas, muros div.	208	kg/m <sup>2</sup>
carga viva	<u>320</u>	"
SUBTOTAL	1009	kg/m <sup>2</sup>

peso de losa de cimentación.	528	kg/m <sup>2</sup>
trabes principales	722	kg/m <sup>2</sup>
trabe secundaria	127	kg/m <sup>2</sup>
murete de tabique	15	kg/m <sup>2</sup>
firme de concreto simple	<u>105</u>	kg/m <sup>2</sup>
SUBTOTAL	1497	kg/m <sup>2</sup>
T O T A L	2506	Kg/m <sup>2</sup>

la fuerza resultante es:  $(2.506 \text{ ton/m}^2) (600 \text{ m}^2) = 1\,503.6 \text{ Ton.}$

$$\approx 1\,504 \text{ ton}$$

la resultante de descargas de columnas fue de  $1\,522^* \text{ ton.}$

por lo tanto se tiene:

presiones de contacto = peso de cimentacion + descarga de columnas

$$3\,026 = 1\,504 + 1\,522$$

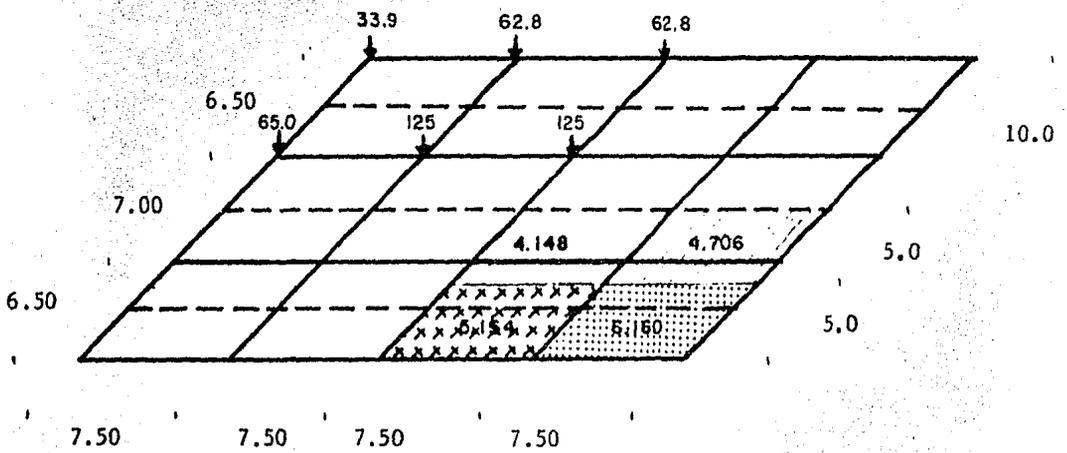
$$3\,026 = 3\,026$$

Como la igualdad se cumple, se puede proseguir con la aplicacion del método.

Las presiones de contacto son entonces las que se muestran en la figura 5.1 . En esta figura se incluyen tambien las descargas de las columnas calculadas anteriormente.

\* valores que se determinaron en el subcapitulo de calculos previos (ver tabla b-1)

Fig. 5.1  
Presiones de contacto



Acotaciones en metros

Las descargas están en ton.

las presiones de contacto están en  $\text{ton/m}^2$

los demás valores son simétricos respecto a los anotados.

## 6. TRANSFORMACION DE PRESIONES DE CONTACTO A CARGAS POR METRO LINEAL

Las presiones de contacto en  $\text{ton/m}^2$  de la fig. 5.1 se transformarán a cargas por metro lineal. Esta transformación se hará suponiendo que la presión tributaria de cada contratrabe se distribuye uniformemente en su longitud. Esta presión se calculará considerando áreas tributarias definidas por líneas a  $45^\circ$  que parten de las esquinas.

La carga distribuida que se determinará es la llamada reacción neta, es decir, la diferencia entre la presión de contacto y el peso propio de la cimentación. Se trabajará con esta reacción neta porque es la que causa esfuerzos y deformaciones en las contratrabes.

El peso propio que se resta es el debido a las contratrabes, losa tapa, losa de cimentación y muros divisorios\*. En este caso se supone también que el peso propio tributario de las losas se distribuye uniformemente en la longitud del claro.

Las áreas tributarias de cada contratrabe se muestran en la fig. 6.1 y el proceso de cálculo aplicando las consideraciones anteriores se muestra a continuación para cada contratrabe.

### 6.1 CONTRATRABES PRINCIPALES

#### Ejes A ó D

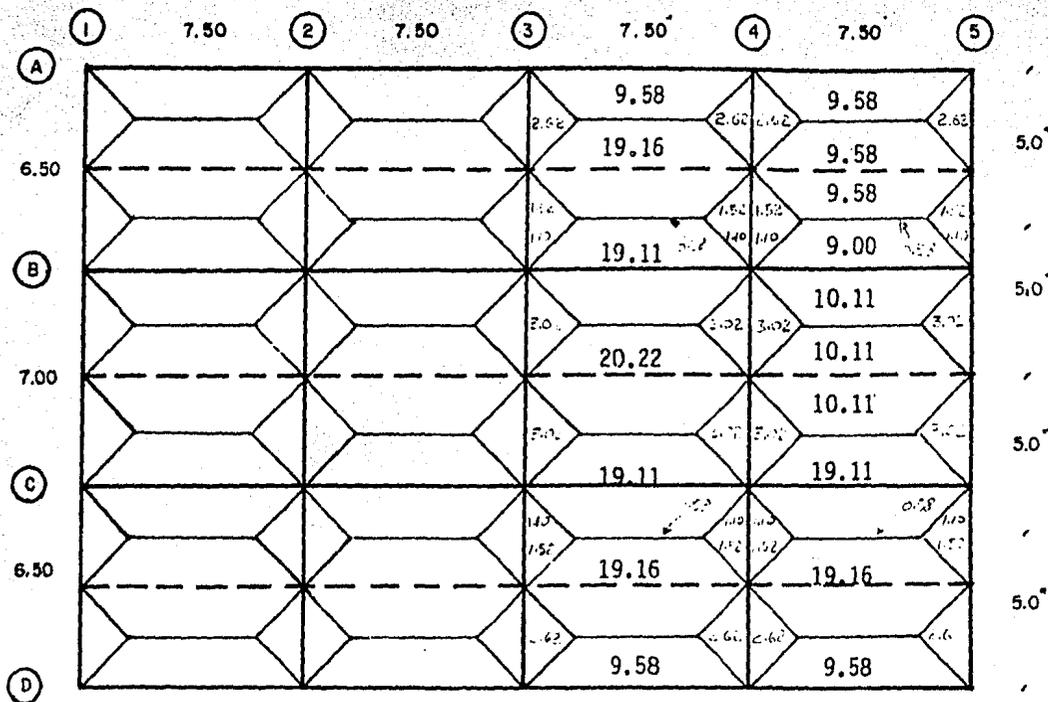
La presión de contacto es:

$$W_1' = \frac{9.58 \text{ m}^2 (6.160 \text{ ton/m}^2)}{7.50 \text{ m}} = 7.868 \text{ ton/m}$$

$$W_2' = \frac{9.58 \text{ m}^2 (5.154 \text{ ton/m}^2)}{7.50 \text{ m}} = 6.583 \text{ ton/m}$$

\* Se incluyen muros divisorios porque se supone que son permanentes y que se encuentran sobre las contratrabes principales.

Fig. 6.1  
 Areas Tributarias



Areas en m<sup>2</sup>

Acotaciones en metros

\* Acotaciones correspondientes a la distribución de presiones de contacto

- Las demás áreas son simétricas a las anotadas.

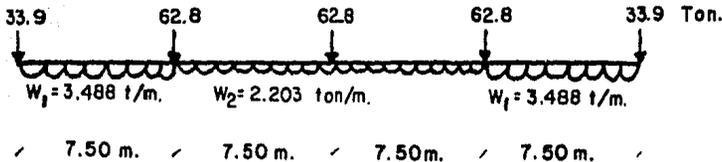
y el peso propio:

Contratraves principales	$0.50(1.64)(2.40)$	-----	1.968 ton/m
Losa de cimentación	$0.633(9.58)/7.50$	-----	0.809 "
Losa tapa	$0.801(9.58)/7.50$	-----	1.023 "
fachadas		-----	0.500 "
		SUMA	4.380 ton/m

Por lo tanto la reacción neta es:

$$W_1 = W_1' - p.p = 7.868 - 4.380 = 3.488 \text{ ton/m}$$

$$W_2 = W_2' - p.p = 6.589 - 4.380 = 2.203 \text{ "}$$



### Ejes B 6 C

La presión de contacto es:

$$W_1' = \frac{19.11(4.706)}{7.50} + \frac{0.58(6.160)}{7.50} = 12.417 \text{ ton/m}$$

$$W_2' = \frac{19.11(4.148)}{7.50} + \frac{0.58(5.154)}{7.50} = 10.920 \text{ ton/m}$$

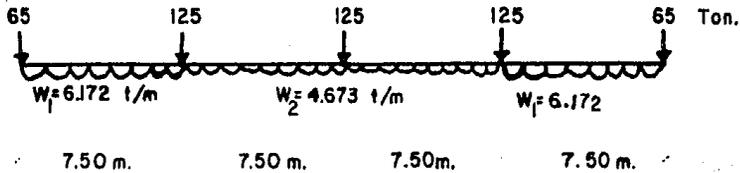
y el peso propio:

Contratraves principales	$0.50(1.64)(2.40)$	-----	1.968 ton/m
Losa cimentación	$0.633(19.11)/7.50$	-----	1.613 "
Losa tapa	$0.801(19.11)/7.50$	-----	2.041 "
Muros y acabados en muros		-----	0.625 "
		SUMA	6.247 ton/m

Por lo tanto la reacción neta es:

$$W_1 = W_1' - p.p = 12.419 - 6.247 = 6.172 \text{ ton/m}$$

$$W_2 = W_2' - p.p = 10.920 - 6.247 = 4.673 \text{ ton/m}$$



### Ejes 1 ó 5

La presión de contacto es :

$$W_1' = \frac{4.14(6.160)}{5.0} = 5.100 \text{ ton/m}$$

$$W_2' = \frac{4.12(4.706)}{5.0} = 3.877 \text{ ton/m}$$

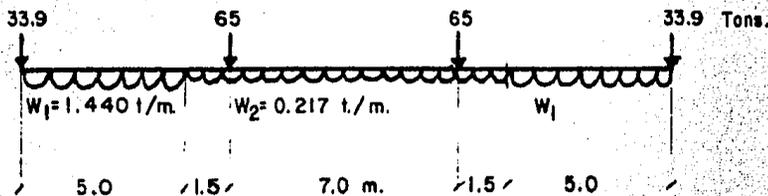
y el peso propio:

Contratraves principales	$0.50(1.64)(2.40)$	-----	1.968 ton/m
Losa cimentación	$0.633(4.14)/5.0$	-----	0.524 "
Losa tapa	$0.801(4.14)/5.0$	-----	0.663 "
Fachadas		-----	0.500 "
			SUMA 3.660 ton/m

Por lo tanto la reacción neta es:

$$W_1 = W_1' - p.p = 5.100 - 3.660 = 1.440 \text{ ton/m}$$

$$W_2 = W_2' - p.p = 3.877 - 3.660 = 0.217 \text{ ton/m}$$



Ejes 2 ó 4

La presión de contacto es :

$$W_1' = \frac{4.14(6.160)}{5.0} + \frac{4.14(5.154)}{5.0} = 9.367 \text{ ton/m}$$

$$W_2' = \frac{4.12(4.706)}{5.0} + \frac{4.12(4.148)}{5.0} = 7.295 \text{ ton/m}$$

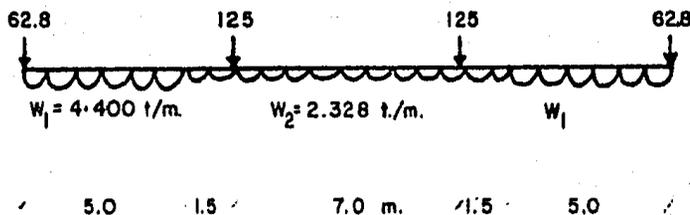
y el peso propio :

Contratraves principales	$0.50(1.64)(2.40)$	-----	1.968 ton/m
Losa cimentación	$0.633(8.28)/5.0$	-----	1.048 "
Losa tapa	$0.801(8.28)/5.0$	-----	1.326 "
Muros y acabados en muros		-----	0.625 "
		SUMA	4.967 ton/m

Por la tanto la reacción neta es :

$$W_1 = W_1' - p.p = 9.367 - 4.967 = 4.400 \text{ ton/m}$$

$$W_2 = W_2' - p.p = 7.295 - 4.967 = 2.328 \text{ ton/m}$$



Eje 3

La presión de contacto es :

$$W_1' = \frac{8.28(5.154)}{5.0} = 8.535 \text{ ton/m}$$

$$W_2' = \frac{8.24(4.148)}{5.0} = 6.836 \text{ ton/m}$$

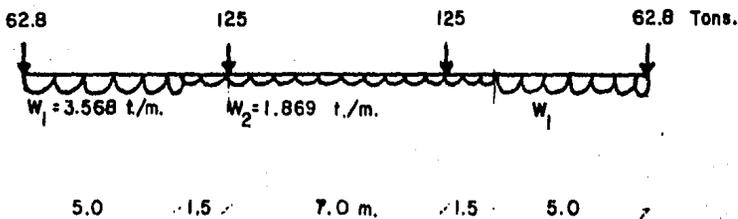
y el peso propio :

Contratraves principales	$0.50(1.64)(2.40)$	-----	1.968 ton/m
Losa cimentación	$0.633(8.28)/5.0$	-----	1.048 "
Losa tapa	$0.801(8.28)/5.0$	-----	1.326 "
Muros y acabados en muros		-----	0.625 "
		SUMA	4.967 ton/m

Por lo tanto la reacción neta es ::

$$W_1 = W_1' - p.p = 8.536 - 4.967 = 3.568 \text{ ton/m}$$

$$W_2 = W_2' - p.p = 6.836 - 4.967 = 1.869 \text{ ton/m}$$



## 6.2 CONTRATRABES SECUNDARIAS

Entre ejes A-B ó C-D.

La presión de contacto es :

$$W'_1 = \frac{19.16 \text{ m}^2 (6.160 \text{ ton/m}^2)}{7.50 \text{ m.}} = 15.736 \text{ ton/m}$$

$$W'_2 = \frac{19.16 \text{ m}^2 (5.154 \text{ ton/m}^2)}{7.50 \text{ m.}} = 13.166 \text{ ton/m}$$

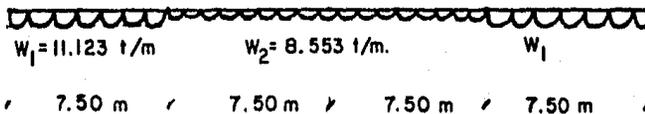
y el peso propio :

Contratrabe secundaria	0.30(1.18)(2.40)	-----	0.850 ton/m
Losa cimentación	0.633(19.16)/7.50	-----	1.617 "
Losa tapa	0.801(19.16)/7.50	-----	2.046 "
Murete de tabique	-----	-----	0.100 "
		SUMA	4.613 ton/m

Por lo tanto la reacción neta es :

$$W_1 = W'_1 - p.p = 15.736 - 4.613 = 11.123 \text{ ton/m}$$

$$W_2 = W'_2 - p.p = 13.166 - 4.613 = 8.553 \text{ ton/m}$$



Entre ejes B-C

La presión de contacto es :

$$W'_1 = \frac{20.22(4.706)}{7.50} = 12.687 \text{ ton/m}$$

$$W'_2 = \frac{20.22(4.148)}{7.50} = 11.183 \text{ ton/m}$$

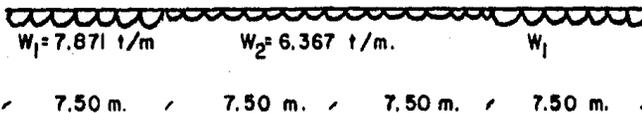
y el peso propio :

Contratrabe secundaria	0.30(1.18)(2.40)	-----	0.850 ton/m
Losa cimentación	0.633(20.22)/7.50	-----	1.707 "
Losa tapa	0.801(20.22)/7.50	-----	2.159 "
Murete de tabique	-----	-----	0.100 "
		SUMA	4.816 ton/m

Por lo tanto la reacción neta es :

$$W_1 = W'_1 - p.p = 12.687 - 4.816 = 7.871 \text{ ton/m}$$

$$W_2 = W'_2 - p.p = 11.183 - 4.816 = 6.367 \text{ ton/m}$$

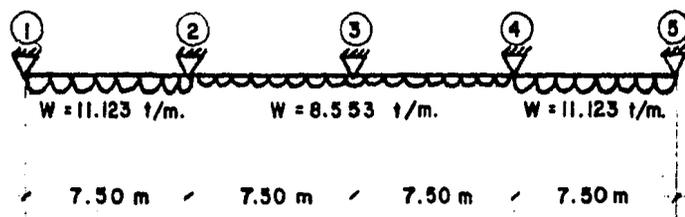


### 6.3 EFECTOS DE CONTRATRABES SECUNDARIAS SOBRE CONTRATRABES PRINCIPALES

El objeto de calcular los efectos de las contratraves secundarias sobre las contratraves principales es el de simplificar el análisis de la red de cimentación y hacerlo un poco más apegado a la realidad.

Estas cargas ó efectos de las contratraves secundarias sobre las principales se obtendrán transformando las cargas uniformemente repartidas, por metro lineal, mediante el método de Cross, a cargas puntuales en cada nudo (ó reacciones en cada apoyo) como se muestra a continuación.

Contratrabe secundaria entre ejes A-B ó C-D



Los momentos de empotramiento del nudo 2 al 1 ( $M_{2-1}$ ) y del nudo 2 al 3 ( $M_{2-3}$ ) son\*:

$$M_{2-1} = \frac{W_1 L^2}{8} = \frac{11.123(7.5)^2}{8} = 78.21 \text{ ton-m.}$$

$$M_{2-3} = \frac{W_2 L^2}{12} = \frac{8.553(7.5)^2}{12} = 40.09 \text{ ton-m}$$

Los factores de distribución y transporte considerando  $EI = \text{constante}$  son:

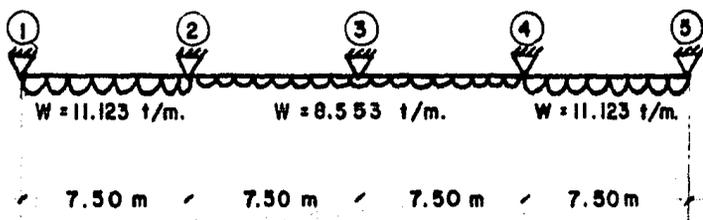
\* Solo se calculan esos dos ya que los demás son simétricos.

### 6.3 EFECTOS DE CONTRATRABES SECUNDARIAS SOBRE CONTRATRABES PRINCIPALES

El objeto de calcular los efectos de las contratraves secundarias sobre las contratraves principales es el de simplificar el análisis de la red de cimentación y hacerlo un poco más apegado a la realidad.

Estas cargas ó efectos de las contratraves secundarias sobre las principales se obtendrán transformando las cargas uniformemente repartidas por metro lineal, mediante el método de Cross, a cargas puntuales en cada nudo (ó reacciones en cada apoyo) como se muestra a continuación.

Contratrabe secundaria entre ejes A-B ó C-D



Los momentos de empotramiento del nudo 2 al 1 ( $M_{2-1}$ ) y del nudo 2 al 3 ( $M_{2-3}$ ) son\*:

$$M_{2-1} = \frac{W_1 L^2}{8} = \frac{11.123(7.5)^2}{8} = 78.21 \text{ ton-m.}$$

$$M_{2-3} = \frac{W_2 L^2}{12} = \frac{8.553(7.5)^2}{12} = 40.09 \text{ ton-m}$$

Los factores de distribución y transporte considerando  $EI = \text{constante}$  son:

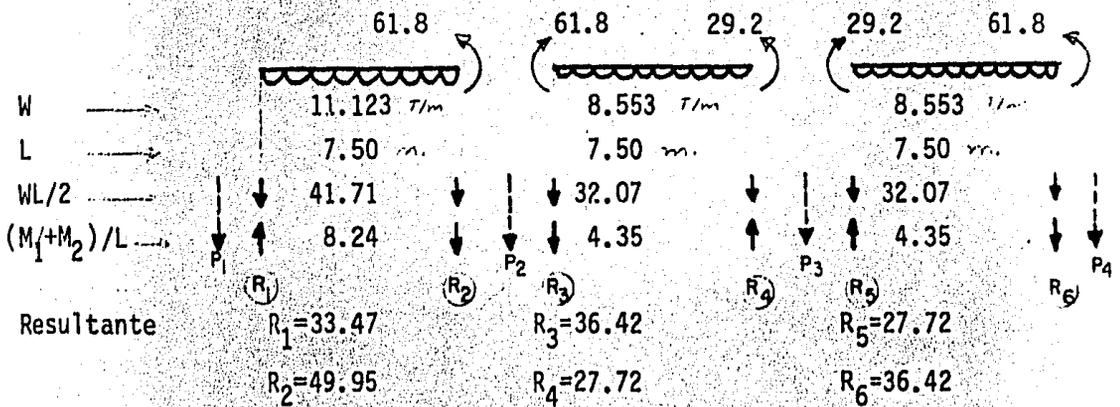
\* Solo se calculan esos dos ya que los demás son simétricos.

NUDO	BARRA	RIGIDEZ REL.	FACTOR DE DISTRIBUC.	FACTOR DE TRANSPORTE
2	2-1	3EI/L	0.43	0
	2-3	4EI/L	0.57	1/2
	SUMA	7EI/L	1.00	
3	3-2	4EI/L	0.50	1/2
	3-4	4EI/L	0.50	1/2
	SUMA	8EI/L	1.00	
4	4-3	4EI/L	0.57	1/2
	4-5	3EI/L	0.43	0
	SUMA	7EI/L	1.00	

Con los valores anteriores y aplicando el método de Cross se tiene:

	①	②	③	④	⑤		
F.D. →		0.43	0.57	0.50	0.50	0.57	0.43
F.T. →	0		1/2		1/2		0
M.E. →		-78.21	40.09	-40.09	40.09	-40.09	78.21
		16.39	21.73	→ 10.87			
		1.17	-2.71	← -5.43	-5.43	→ -2.71	
			1.54	→ 0.77	-10.09	← -20.18	-15.23
			2.33	← 4.66	4.66	→ 2.33	
		-1.00	-1.33	→ -0.67	-0.67	← -1.33	-1.00
			0.33	← 0.67	0.67	→ 0.33	
		-0.14	-0.19	← -0.10	-0.10	← -0.19	-0.14
Mfinales.		-61.80	61.80	-29.20	29.20	-61.80	61.80

La transformación de los momentos finales a reacciones en cada nudo o apoyo se muestra a continuación:

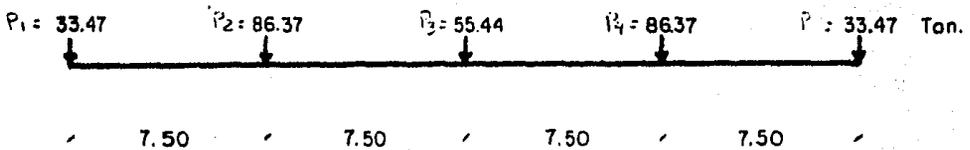


Las reacciones resultantes en cada apoyo son:

$$P_1 = P_5 = R_1 = 33.47 \text{ ton.}$$

$$P_2 = P_4 = R_2 + R_3 = 86.37 \text{ ton.}$$

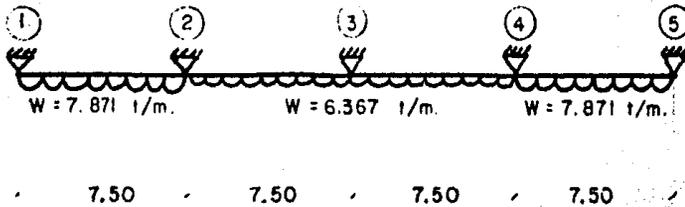
$$P_3 = R_4 + R_5 = 55.44 \text{ ton.}$$



Estas fuerzas son con las que reacciona la contratrabes secundaria debido a la reacción neta del terreno, por lo que el efecto sobre la contratrabes principal deberá ser de la misma magnitud pero de sentido contrario.

Contratrabe secundaria entre ejes B-C

Aplicando el mismo procedimiento anterior se obtiene para esta contratrabe:



Los momentos de empotramiento son:

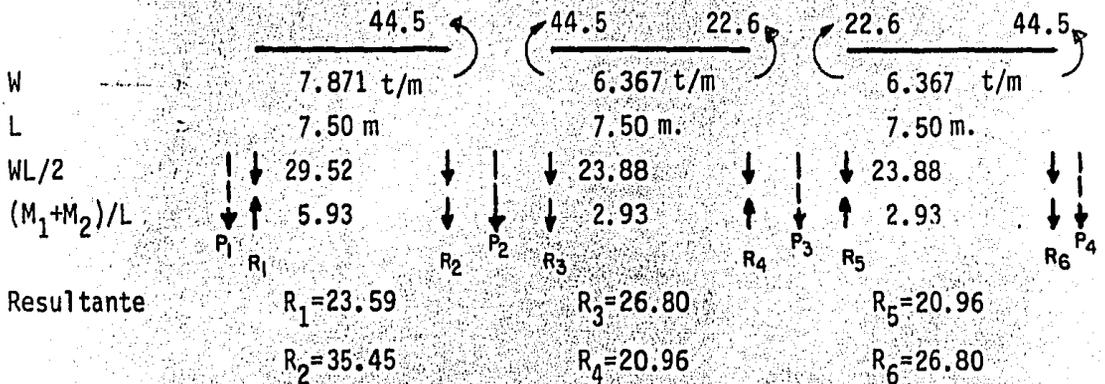
$$M_{2-1} = \frac{W_1 L^2}{8} = \frac{7.871 (7.5)^2}{8} = 55.34 \text{ ton-m.}$$

$$M_{2-3} = \frac{W_2 L^2}{12} = \frac{6.367 (7.5)^2}{12} = 29.84 \text{ ton-m.}$$

Los factores de distribución y transporte considerando  $EI = \text{cte.}$  son los mismos que se calcularon para la contratrabe secundaria entre ejes A-B ó C-D. por lo tanto aplicando directamente el método de Cross se obtiene:

	①	②	③	④	⑤			
F.D.		0.43	0.57	0.50	0.50	0.57	0.43	
F.T.	0		1/2		1/2			0
M.E		-55.34	29.84	-29.84	29.84	-29.84	55.34	
		10.97	14.54	7.27				
			-1.82	-3.63	-3.63	-1.82		
		0.78	1.04	0.52	-6.75	-13.5	-10.18	
			1.56	3.12	3.12	1.56		
		-0.67	-0.89	-0.45	-0.45	-0.89	-0.67	
			0.22	0.45	0.45	0.22		
M <sub> finales</sub>		-44.50	44.50	-22.60	22.60	-44.50	44.50	

Las reacciones en cada apoyo son:

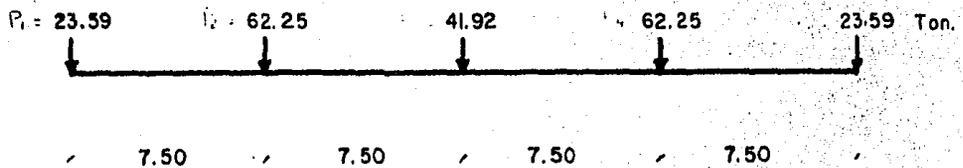


Las reacciones resultantes en cada apoyo son:

$$P_1 = P_5 = R_1 = 23.59 \text{ ton.}$$

$$P_2 = P_4 = R_2 + R_3 = 62.25 \text{ ton.}$$

$$P_3 = R_4 + R_5 = 41.92 \text{ ton.}$$



Estas fuerzas son con las que reacciona la contratrabe secundaria debido a la reacción neta del terreno, por lo que el efecto sobre la contratrabe principal será de la misma magnitud pero de sentido contrario.





b) Para el equilibrio de las contratrabes del eje 1 y A se tienen ocho incógnitas, por lo que para poder resolver el sistema deben de suponerse cuatro ya que se tienen cuatro ecuaciones en el sistema (una de fuerzas y una de momentos para cada contratabe).

c) Para el equilibrio de las contratrabes del eje 5 y D se tienen seis incógnitas, por lo que deberán de suponerse dos de ellas para poder resolver el sistema de ecuaciones (también se tienen dos ecuaciones por contratabe).

d) Como se puede observar, el número de incógnitas supuestas hasta este momento es de seis. Si comparamos con el grado de indeterminación,  $G = 5$  ya no se cumple la restricción de que:

$$\text{Núm. de Incog. supuestas} \leq G$$

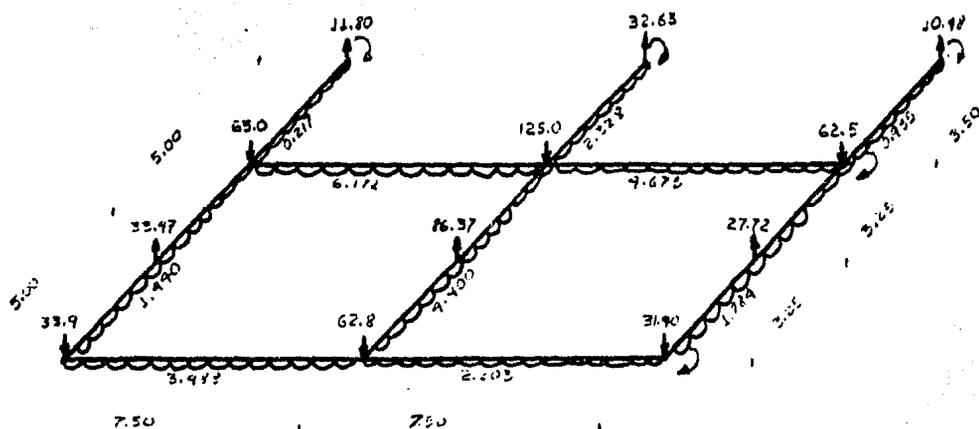
Por lo que se concluye que no es aplicable el método descrito. Si se analiza la retícula tomando primeramente dos contratrabes de orilla suponiendo cuatro incógnitas, y después la parte central y las otras dos contratrabes de orilla, se obtiene que para poder resolver ese sistema de ecuaciones es necesario suponer una incógnita más, por lo que se mantiene la restricción de  $G \leq 5$ . Como esa variación hace que el método cambie completamente se prefiere aplicar otro diferente en el cual se cumpla el equilibrio y a la vez se aproveche la simetría, se tomarán en cuenta los criterios principales del método antes mencionado y se obtendrán los diagramas de momentos y fuerzas cortantes correspondientes.

## 7.2 IDEALIZACION

La idealización de la cimentación se presenta en la fig. 7.2.1, donde se muestra únicamente la cuarta parte de la retícula; las fuerzas y cargas uniformemente repartidas donde se hace el corte imaginario están reducidas a la mitad. En estos cortes imaginarios solo aparecen momentos flezionantes, las fuerzas cortantes son nulas ya que la cimentación es simétrica tanto en cargas como en geometría.

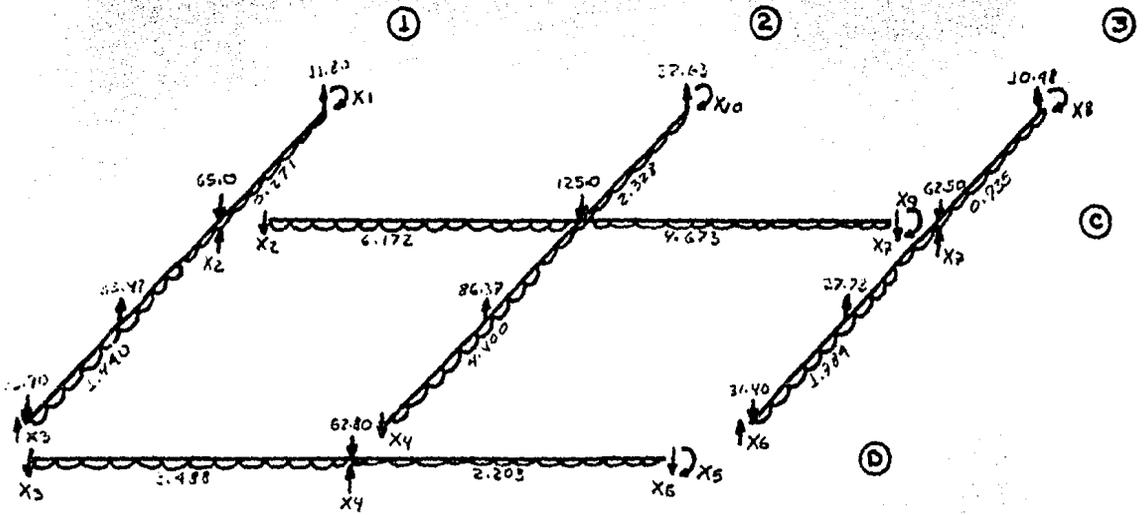
En la figura 7.2.2 se muestra el diagrama de cuerpo libre de la cimentación idealizada (los sentidos de fuerzas y momentos son supuestos).

FIG. 7.2.1  
IDEALIZACION DE LA CIMENTACION



Acotaciones en metros  
Cargas uniformes en Ton/m.  
Cargas puntuales en Ton.

FIG. 7.2.2  
 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE LA CIMENTACION



### 7.3 PLANTEAMIENTO DE LAS ECUACIONES DE EQUILIBRIO

Las ecuaciones de equilibrio se plantearán con base en los diagramas de cuerpo libre de la fig. 7.2.2.

Para cada contratrabe se tienen dos ecuaciones de equilibrio; para el cuerpo central formado por las contratrabes C y 2, también se tienen dos ecuaciones de equilibrio, tomando momentos respecto a los dos ejes (la ecuación de fuerzas no se incluye porque es una ecuación redundante que hace indeterminado el sistema). Suponiendo que las fuerzas de abajo hacia arriba son positivas (↑) y que los momentos en el sentido de las manecillas del reloj son positivas (↻), resultan las siguientes ecuaciones.

Para la contratrabe del eje 1

$$\Sigma F = X_2 + X_3 + 11.8 + 33.47 + (1.44 + 0.217)5 - 33.9 - 65 = 0$$

$$X_2 + X_3 = 45.345$$

$$\Sigma M_{\xi} = 1.44(5)(2.5) + 33.47(1.75) + 5X_3 - 33.9(5) - 0.217(5)(2.5) -$$

$$11.8(5) - 1.5X_2 + 65(1.5) + X_1 = 0$$

$$5X_3 - 1.5X_2 + X_1 = 57.14$$

Para la contratrabe del eje 3

$$\Sigma F = X_6 + X_7 + (1.784 + 0.935)5 + 27.72 + 10.48 - 31.4 - 62.5 = 0$$

$$X_6 + X_7 = 42.105$$

$$\Sigma M_{\xi} = 1.784(5)(2.5) + 5X_6 + 27.72(1.75) - 31.4(5) - 0.933(5)(2.5) -$$

$$1.5X_7 - 10.48(5) + 62.5(1.5) + X_8 = 0$$

$$5X_6 - 1.5X_7 + X_8 = 56.528$$

Para la contratrabe del eje D

$$\Sigma F = (3.488 + 2.203)7.5 + X_4 - X_3 - X_6 - 62.8 = 0$$

$$-X_3 + X_4 - X_6 = 20.118$$

$$\Sigma M = 3.488(7.5)(3.75) - 7.5X_3 - 2.203(7.5)(3.75) + 7.5X_6 + X_5 = 0$$

$$-7.5X_3 + X_5 + 7.5X_6 = -36.141$$

Para las contratraves del eje 2 y C

$$\Sigma M_{rr} = 6.172(7.5)(3.75) - 7.5X_2 - 4.673(7.5)(3.75) + 7.5X_7 + X_9 = 0$$

$$-7.5X_2 + 7.5X_7 + X_9 = -42.159$$

$$\Sigma M_{rr} = 4.40(5)(4.0) + 2.328(1.5)(0.75) + 86.37(3.25) - 6.5X_4 -$$

$$2.328(3.5)(1.75) - 32.63(3.5) + X_{10} = 0$$

$$-6.5X_4 + X_{10} = -242.858$$

En resumen, el sistema resultante es:

$$X_2 + X_3 = 45.345$$

$$5X_3 - 1.5X_2 + X_1 = 57.140$$

$$X_6 + X_7 = 42.105$$

$$5X_6 - 1.5X_7 + X_8 = 56.528$$

$$-X_3 + X_4 - X_6 = 20.118$$

$$-7.5X_3 + X_5 + 7.5X_6 = -36.141$$

$$-7.5X_2 + 7.5X_7 + X_9 = -42.159$$

$$-6.5X_4 + X_{10} = -242.858$$

#### 7.4 SUPOSICION DE INCOGNITAS

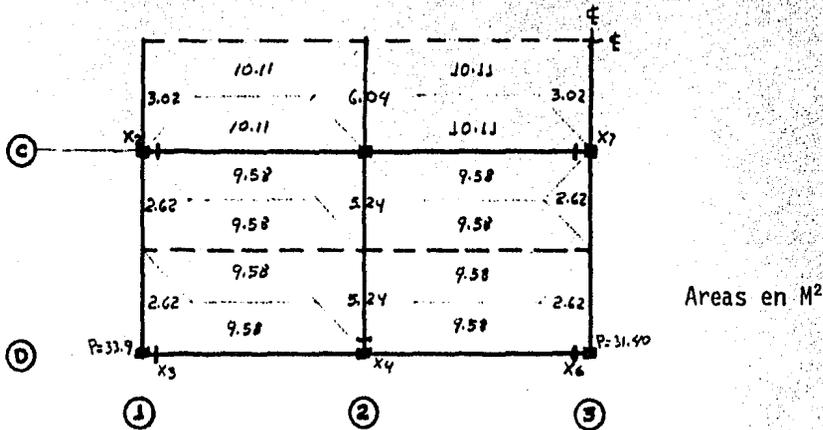
Dado que el sistema resultante es de ocho ecuaciones y diez incógnitas, para resolverlo se hace necesario suponer dos incógnitas.

En el capítulo 2.3 se menciona que una forma de suponer las incógnitas es multiplicando la descarga de la columna del nudo considerado por un factor de reducción. Este factor de reducción se obtiene dividiendo la longitud de la contratrabe considerada entre la suma de todas las longitudes de las contratrabes que llegan al nudo respectivo. Esto es válido solo cuando las descargas de las columnas interiores no exceden el triple de la descarga de las columnas exteriores y no se tienen cargas adicionales entre nudo y nudo.

En este caso se tienen cargas adicionales entre nudo y nudo (efectos de contratrabes secundarias sobre las contratrabes principales), por lo que la forma descrita anteriormente para suponer incógnitas no es válida. Por tal motivo se aplicará un método equivalente que parte de las mismas ideas, o sea, en lugar de manejar longitudes de contratrabes, se manejarán áreas tributarias, como se muestra a continuación.

Las áreas tributarias consideradas son las que se tienen en la figura 6.1 y se muestran para un cuarto del área de cimentación en la figura 7.4.1 .

FIG. 7.4.1  
AREAS TRIBUTARIAS DE LAS CONTRATRABES



Cabe indicar que el sistema de ecuaciones tiene una solución por cada par de incógnitas que se supongan. En el ejemplo se resolvió el sistema para cinco pares de incógnitas, de los cuales el formado por X<sub>3</sub> y X<sub>6</sub> fue el que condujo a resultados que se juzgaron más realistas en cuanto a magnitud y sentido de las fuerzas cortantes obtenidas.

Los valores de X<sub>3</sub> y X<sub>6</sub> se obtuvieron como sigue:

$$X_3 = \frac{4.79}{9.58 + 2.62} (33.9) = 13.311 \text{ ton.}$$

$$X_6 = \frac{4.79}{9.58 + 2.62} (31.4) = 12.328 \text{ ton.}$$

## 7.5 SOLUCION DEL SISTEMA DE ECUACIONES

Con las incógnitas supuestas  $X_3$  y  $X_6$ , el sistema resultante de ocho - ecuaciones con ocho incógnitas se resuelve fácilmente por medio de sus tituciones, resultando lo siguiente:

$$X_1 = 38.643 \text{ ton-m}$$

$$X_6 = 12.328 \text{ ton.}$$

$$X_2 = 32.035 \text{ ton.}$$

$$X_7 = 29.777 \text{ ton.}$$

$$X_3 = 13.310 \text{ ton.}$$

$$X_8 = 39.554 \text{ ton-m.}$$

$$X_4 = 45.756 \text{ ton.}$$

$$X_9 = -25.224 \text{ ton-m.}$$

$$X_5 = -28.776 \text{ ton-m.}$$

$$X_{10} = 54.556 \text{ ton-m.}$$

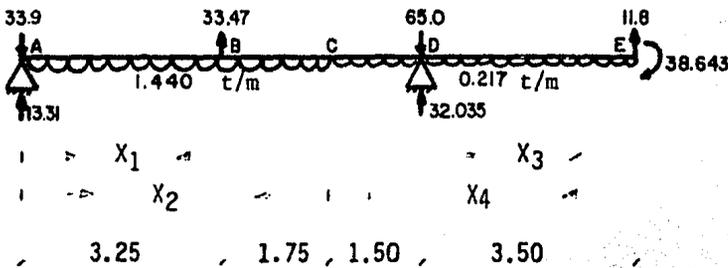
Los signos negativos indican que los sentidos son contrarios a los supuestos en la figura 7.2.2.

7.6 DETERMINACION DE LOS DIAGRAMAS DE MOMENTOS Y FUERZAS CORTANTES

Con las reacciones calculadas anteriormente, se procederá a determinar los diagramas de momentos flexionantes y fuerzas cortantes utilizando la fuerza resultante entre estas reacciones y las cargas actuantes en las contratraves respectivas.

Los diagramas se obtendrán aplicando la definición de momento flexionante y de fuerza cortante como se muestra a continuación:

Contratrabe del eje 1



Las ecuaciones de momentos flexionantes son:

$$M_{AB} = -20.59X_1 + \frac{1.44}{2} X_1^2$$

$$M_{BC} = -20.59X_2 + \frac{1.44}{2} X_2^2 + 33.47 (X_2 - 3.25)$$

$$M_{ED} = -38.643 + 11.8X_3 + \frac{0.217}{2} X_3^2$$

$$M_{DC} = -38.643 + 11.8X_4 + \frac{0.217}{2} X_4^2 - 32.965 (X_4 - 3.50)$$

Tabulando para algunos valores de  $X$  se obtiene:

$X$ m.	$M_{AB}$ ton-m.	$M_{BC}$ ton-m.	$M_{CD}$ ton-m.	$M_{DC}$ ton-m.
0.0	0.0		-38.64	
1.0	-19.87		-26.74	
2.0	-38.30		-14.61	
3.25	-59.31	-59.31		
3.50			3.99	3.99
4.0		-45.74		-6.19
5.0		-26.38		-26.38

Valores que se encuentran graficados en la figura 7.6.1.

Los valores del diagrama de fuerzas cortantes que se muestra en la figura 7.6.1 se obtienen directamente de la siguiente forma:

$$V_A = -20.59 \text{ ton.}$$

$$V_B = -20.59 + 1.44(3.25) = -15.91 \text{ ton} ; V_B = -15.91 + 33.47 = 17.56 \text{ t.}$$

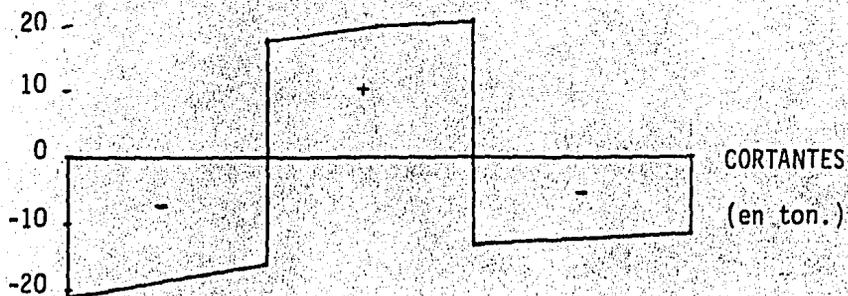
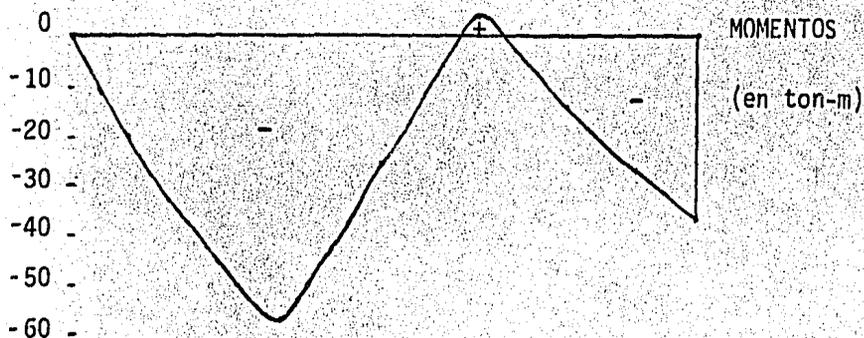
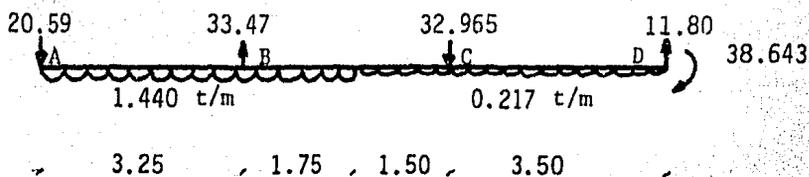
$$V_C = 17.56 + 1.44(1.75) = 20.08 \text{ ton.}$$

$$V_D = 20.08 + 0.217(1.50) = 20.406 \text{ ton.} ; V_D = 20.406 - 32.965 = -12.56 \text{ t.}$$

$$V_E = -12.56 + 0.217(3.50) = -11.80 \text{ ton.}$$

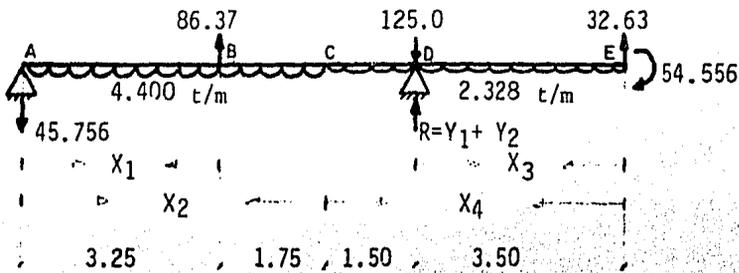
FIG. 7.6.1

## CONTRATRABE EJE 1



### Contratrabe del eje 2

Como las contratraves 2 y C se analizaron como un solo cuerpo libre, para obtener sus diagramas de momentos y fuerzas cortantes se hace necesario aislarlas, para esto se calculará la reacción en el nudo central suponiendo que esta reacción es igual al efecto de la contratrabe contraria a la analizada, en este caso, la contratrabe del eje C como se indica a continuación:



$$Y_1 = 6.172(7.5) - 32.035 = 14.255 \text{ ton.}$$

$$Y_2 = 4.673(7.5) - 29.777 = 5.271 \text{ ton.}$$

$$\text{SUMA} = 19.526 \text{ ton.}$$

Donde  $Y_1$  corresponde al efecto de la contratrabe del eje C a la izquierda del nudo y  $Y_2$  a la derecha del mismo.

Las ecuaciones de momentos flexionantes son:

$$M_{AB} = -45.756X_1 + \frac{4.40}{2} X_1^2$$

$$M_{BC} = -45.756X_2 + \frac{4.40}{2} X_2^2 + 86.37(X_2 - 3.25)$$

$$M_{ED} = -54.556 + 32.63 X_3 + \frac{2.328}{2} X_3^2$$

$$M_{DC} = -54.556 + 32.63 X_4 + \frac{2.328}{2} X_4^2 - 105.475(X_4 - 3.5)$$

Tabulando para algunos valores de X se obtiene

X m.	M <sub>AB</sub> ton-m	M <sub>BC</sub> ton-m	M <sub>ED</sub> ton-m	M <sub>DC</sub> ton-m
0.0	0.0		-54.56	
1.0	-43.56		-20.76	
2.0	-82.71		15.36	
3.25	-125.47	-125.47		
3.50			63.79	63.79
4.0		-83.05		41.85
5.0		-22.63		-22.63

Valores que se encuentran graficados en la figura 7.6.2 .

Los valores del diagrama de fuerzas cortantes se muestra en la figura 7.6.2 y se obtienen directamente de la siguiente forma:

$$V_A = -45.756 \text{ ton.}$$

$$V_B = -45.756 + 4.40(3.25) = -31.456 \text{ ton.} ; V_B = -31.456 + 86.37 = 54.914 \text{ t.}$$

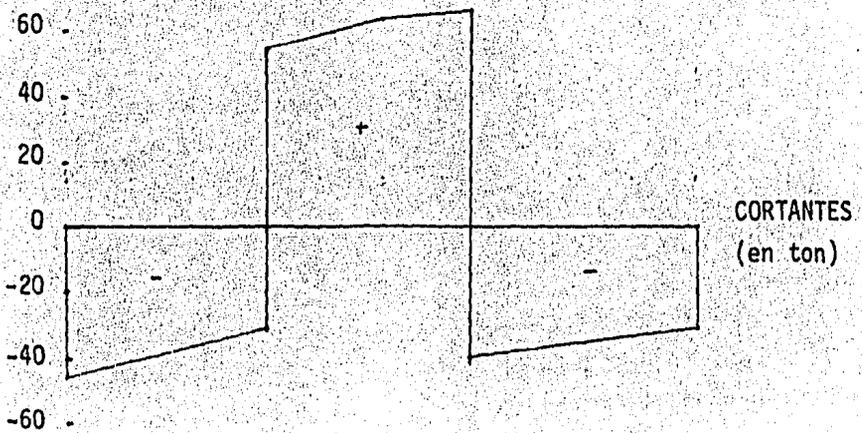
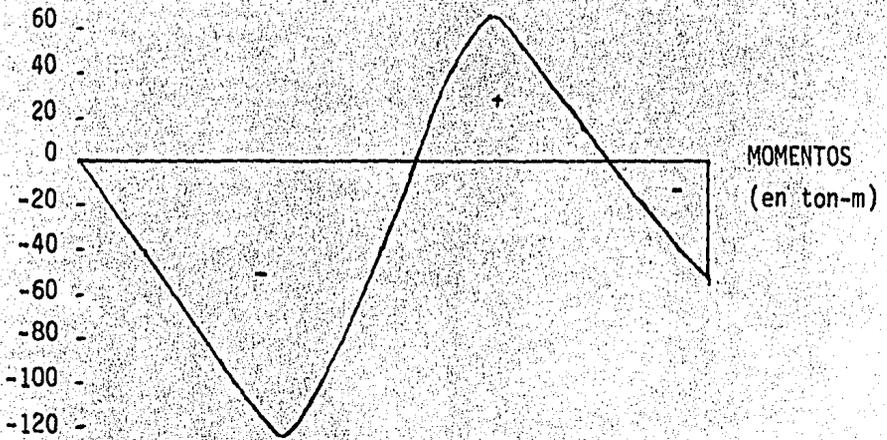
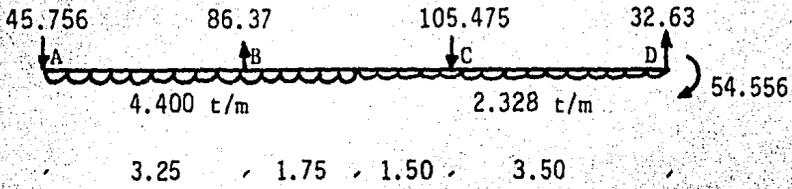
$$V_C = 54.914 + 4.4(1.75) = 62.614 \text{ ton.}$$

$$V_D = 62.614 + 2.328(1.5) = 66.106 \text{ ton.} ; V_D = 66.106 - 105.475 = -39.369 \text{ t.}$$

$$V_E = -39.369 + 2.328(3.5) = -31.221 \text{ ton.}$$

FIG. 7.6.2

CONTRATRABE EJE 2





Los valores del diagrama de fuerzas cortantes que se muestra en la figura 7.6.3 se obtuvieron de la siguiente forma:

$$V_A = -19.072 \text{ ton.}$$

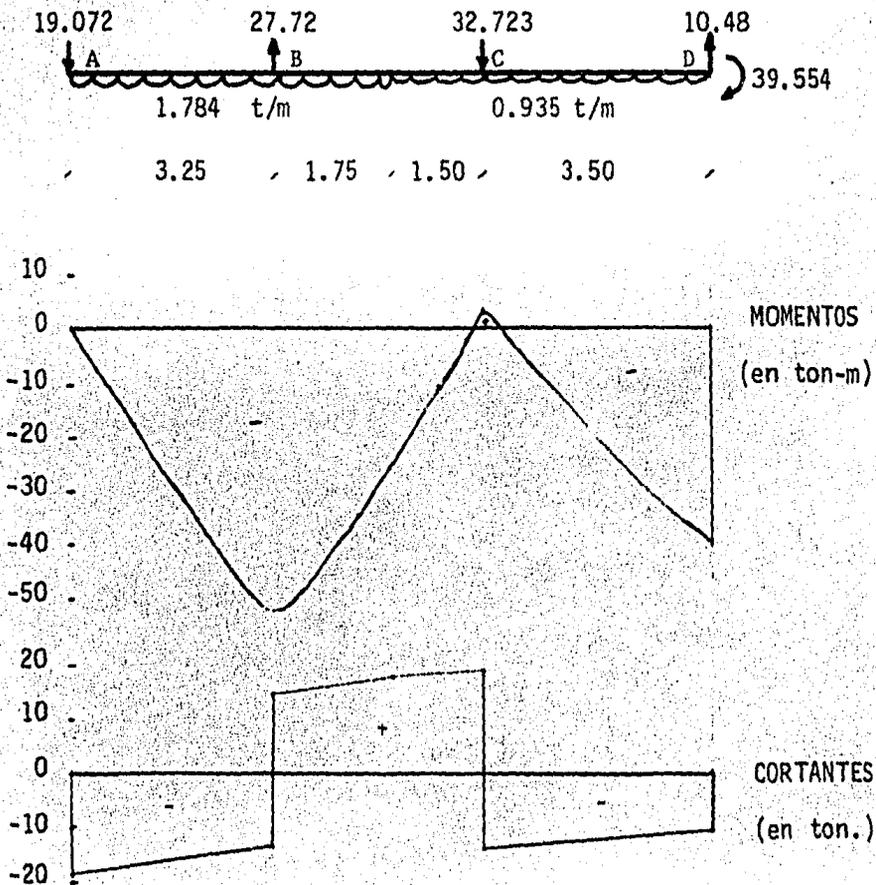
$$V_B = -19.072 + 1.784(3.25) = -13.274 \text{ ton.}; V_B = -13.274 + 27.72 = 14.446 \text{ t.}$$

$$V_C = 14.446 + 1.784(1.75) = 17.568 \text{ ton.}$$

$$V_D = 17.568 + 0.935(1.5) = 18.971 \text{ ton.}; V_D = 18.971 - 32.723 = -13.753 \text{ t.}$$

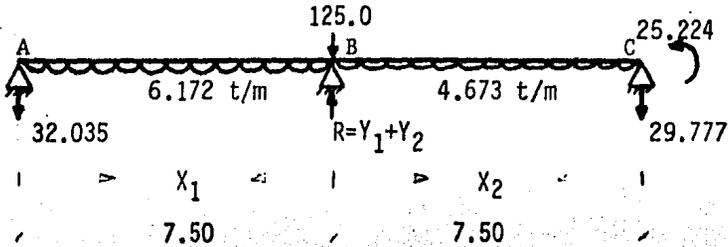
$$V_E = -13.753 + 0.935(3.5) = -10.481 \text{ ton.}$$

FIG. 7.6.3



Contratrabe del eje C

Al igual que la contratrabe del eje 2 se obtiene para ésta:



$$Y_1 = 4.40(5) + 2.328(1.50) + 86.37 - 45.756 = 66.106 \text{ ton.}$$

$$Y_2 + 2.328(3.5) + 32.63 = 40.778 \text{ ton.}$$

$$\text{SUMA} = 106.884 \text{ ton.}$$

Las ecuaciones de momento flexionante son:

$$M_{AB} = -32.035 X_1 + \frac{6.172}{2} X_1^2$$

$$M_{CB} = 25.224 - 29.777 X_2 + \frac{4.673}{2} X_2^2$$

Tabulando para algunos valores de X se obtiene:

X m	$M_{AB}$ ton-m	$M_{CB}$ ton-m
0.0	0.0	25.22
1.0	-28.95	-2.22
2.0	-51.73	-24.98
3.0	-68.33	-43.08
4.0	-78.76	-56.50
5.0	-83.03	-65.25
6.0	-82.11	-69.32
7.5	-66.68	-66.68

Valores que se encuentran graficados en la figura 7.6.4.

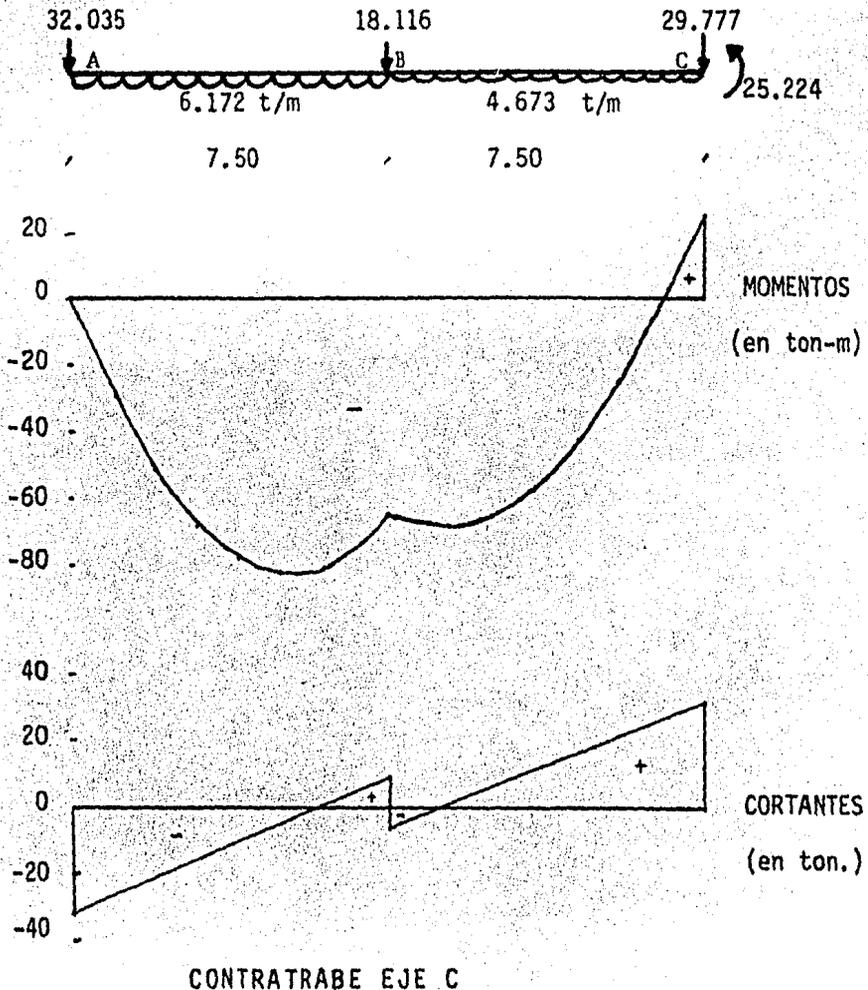
Los valores del diagrama de fuerzas cortantes de la figura 7.6.4 se obtuvieron de la siguiente forma:

$$V_A = -32.035 \text{ ton.}$$

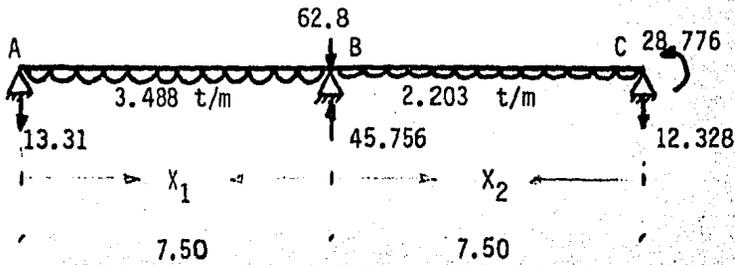
$$V_B = -32.035 + 6.172(7.5) = 14.255 \text{ ton.} ; V_B = 14.255 - 18.116 = -3.861 \text{ t.}$$

$$V_C = -3.861 + 4.673(7.5) = 31.187 \text{ ton.}$$

FIG. 7.6.4



Contratrabe del eje D



Las ecuaciones de momento flexionante son:

$$M_{AB} = -13.31 X_1 + \frac{3.488}{2} X_1^2$$

$$M_{CB} = 28.776 - 12.328 X_2 + \frac{2.203}{2} X_2^2$$

Tabulando para algunos valores de X se obtiene:

X m	MAB ton-m	MCB ton-m
0.0	0.0	28.78
1.0	-11.57	17.55
2.0	-23.13	8.53
3.0	-24.23	1.71
4.0	-25.34	-2.91
5.0	-22.95	-5.34
6.0	-17.08	-5.54
7.5	-1.73	-1.73

Valores que se encuentran graficados en la figura 7.6.5.

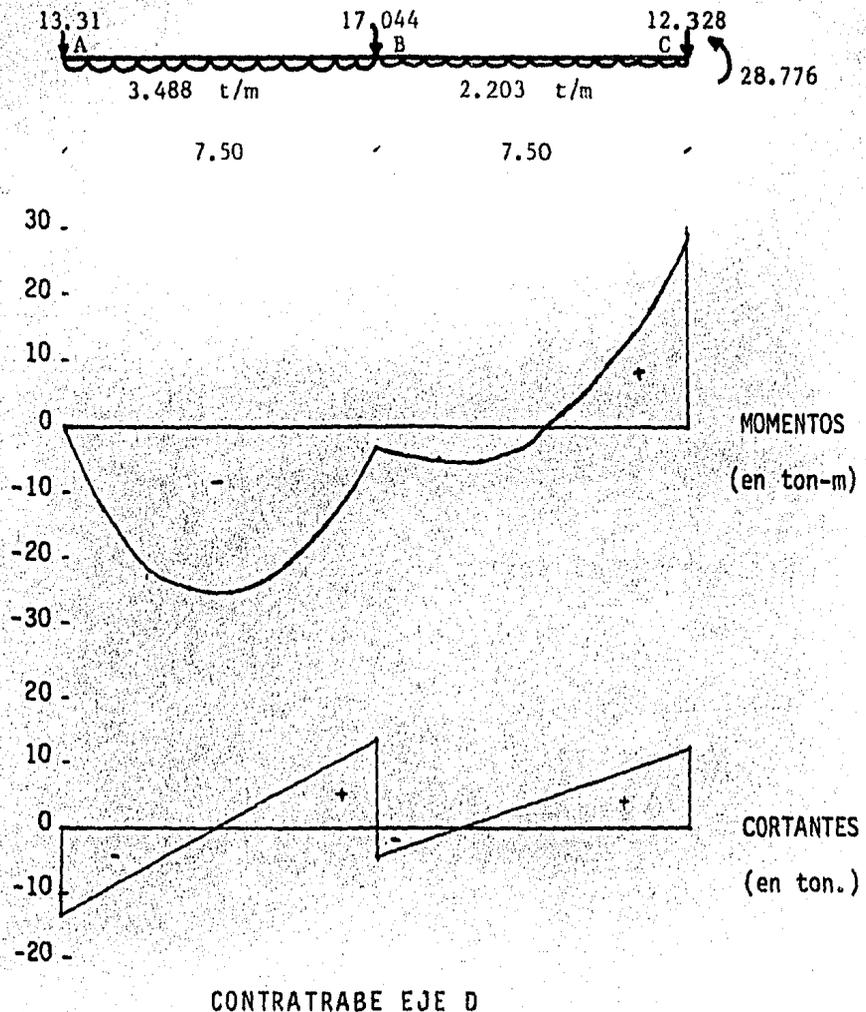
Los valores del diagrama de fuerzas cortantes que se muestra en la figura 7.6.5 se obtuvieron de la siguiente forma:

$$V_A = -13.31 \text{ ton.}$$

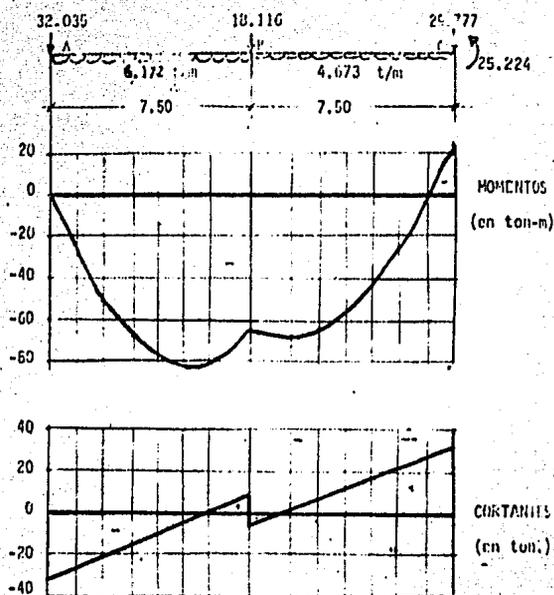
$$V_B = -13.31 + 3.488(7.5) = 12.85 \text{ ton.}; V_B = 12.85 - 17.044 = -4.194 \text{ ton.}$$

$$V_C = -4.194 + 2.203(7.5) = 12.329 \text{ ton.}$$

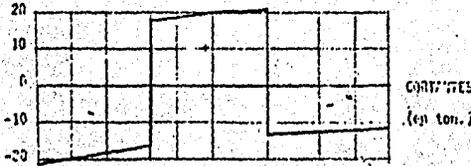
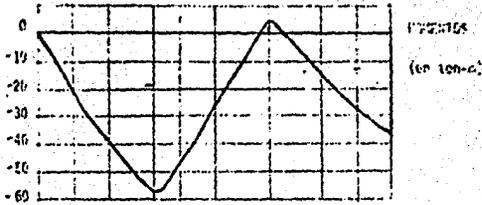
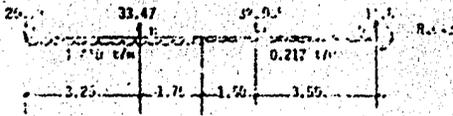
FIG. 7.6.5



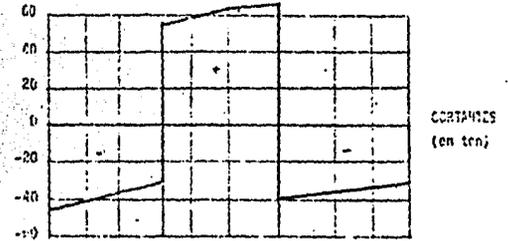
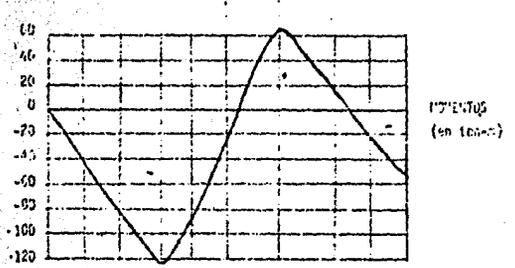
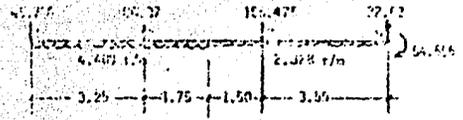
Los diagramas de momentos y fuerzas cortantes de las cinco contratra-  
bes analizadas se resumen en las siguientes figuras:



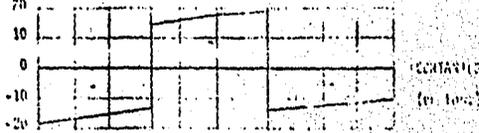
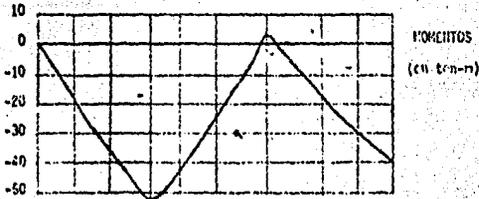
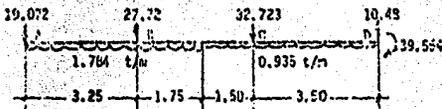
Contratrabe eje D



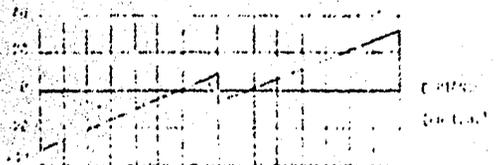
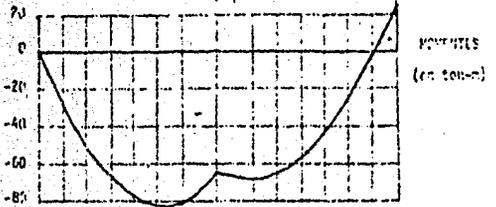
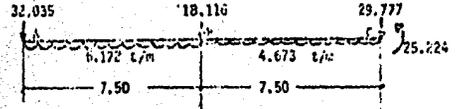
Contratrabe eje 1



Contratrabe eje 2

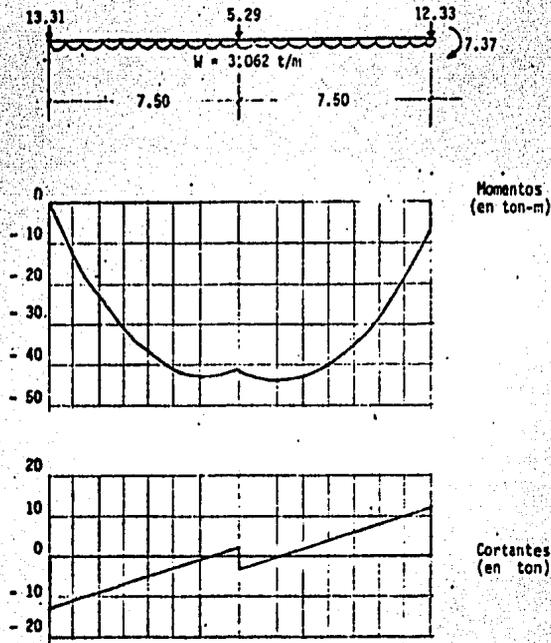


Contratrabe eje 3

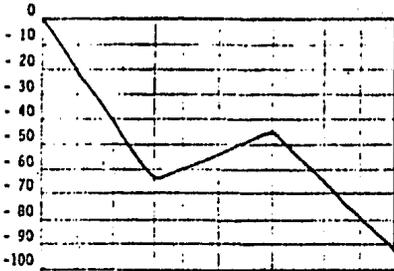
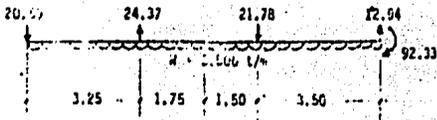


Contratrabe eje C

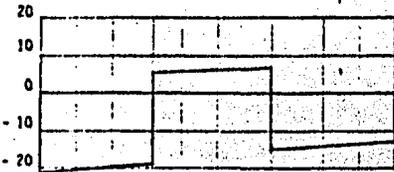
Para comparar lo anteriormente expuesto, se obtuvieron los diagramas de momentos y fuerzas cortantes de las contratraves respectivas pero considerando una reacción uniforme en el área de cimentación. El procedimiento de cálculo que se aplicó fue el que se describe en el presente trabajo. Se usaron las mismas incógnitas supuestas y los resultados obtenidos son los que se muestran en las siguientes figuras:



Contratrabe eje D

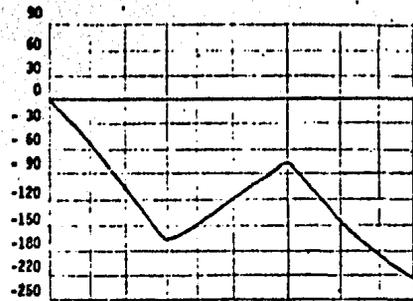
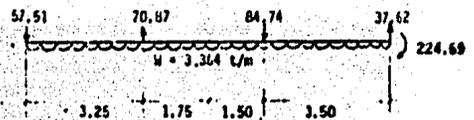


Momentos  
(en ton-m)

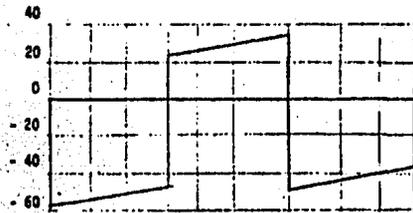


Cortantes  
(en ton)

Contratrabe eje 1

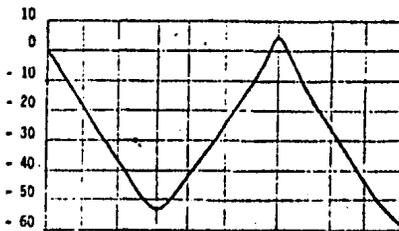
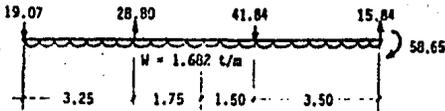


Momentos  
(en ton-m)

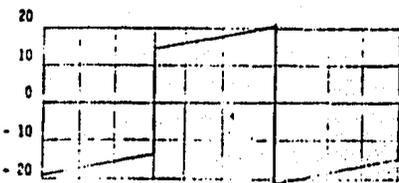


Cortantes  
(en ton)

Contratrabe eje 2

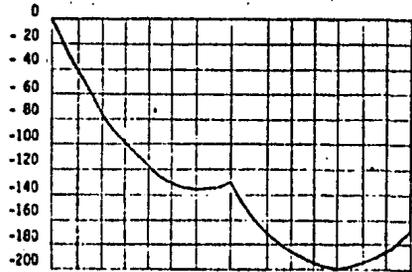
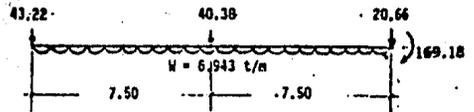


Momentos  
(en ton-m)

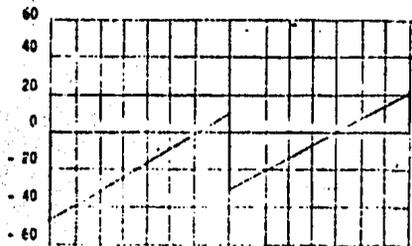


Cortantes  
(en ton)

Contratrabe eje 3



Momentos  
(en ton-m)



Cortantes  
(en ton)

Contratrabe eje C

Como se observa en la comparación de los diagramas de momentos y fuerzas cortantes obtenidos de las dos consideraciones hechas, con la reacción variable se obtienen generalmente diseños más económicos dado que dan momentos y cortantes de menor magnitud a que si se considera la reacción uniforme, pero habría que tener en cuenta que con esos momentos y cortantes no es posible aún dimensionar el acero de refuerzo en las contrabases ya que el dimensionamiento debe realizarse con la envolvente de los diagramas que se obtengan del análisis sísmico de la subestructura y los obtenidos en el ejemplo desarrollado (diagramas debidos a cargas gravitacionales).

Los diagramas debidos al efecto sísmico se determinan aplicando el mismo procedimiento seguido en el ejemplo. Las cargas que se manejarían - serían las obtenidas del análisis sísmico de la superestructura con sus correspondientes efectos equivalentes en la subestructura.

## C A P I T U L O 4

## CONCLUSIONES

De la aplicación del método de diseño propuesto por la Comisión Federal de Electricidad al ejemplo resuelto, se concluye lo siguiente:

-El método de diseño en general es claro y muy fácil de seguir en la aplicación.

-El método aplicado, aunque es aproximado, toma en cuenta la interacción suelo-estructura y una reacción variable en el área de cimentación, lo cual conduce a diseños más económicos que los que se obtienen en caso contrario.

-Las incertidumbres que se tienen en la predicción del comportamiento de los suelos son muchos, pero los criterios que se aplican en éste trabajo son los más usados en el medio.

-El método es muy laborioso cuando todos los cálculos se hacen manualmente (como en el desarrollo del ejemplo). Esto se podría mejorar notablemente si se aplican programas de computadora para la determinación de algunos cálculos, por ejemplo, en hundimientos inmediatos y diferidos.

-El método aproximado de análisis de retículas de cimentación, cap. 2.3, no es aplicable a cualquier número de contratrabes de cimentación, aunque si se cumpla con los demás requisitos especificados en la descripción del mismo, por lo que se puede concluir que su aplicación se reduce a cimentaciones mucho más específicas.

-Si se calculan los valores de EI de cada elemento con base en la sección rectangular de concreto, no se toma en cuenta la forma en que trabaja la subestructura como un todo, por lo tanto se recomienda obtener estos valores en base a secciones I ó T.(como se hizo en el ejemplo).

## R E F E R E N C I A S

1. Comisión Federal de Electricidad  
Manual de Diseño de Obras Civiles  
"Diseño Estructural de Cimentaciones"  
Capítulo C.2.2 1981.
2. Armando Flores V. y Luis Esteva  
"Análisis y diseño de cimentaciones sobre terreno compresible"  
Instituto de Ingeniería, UNAM.  
Informe No. 258 (Feb. 1970) y No. 171 (Jul. 1968).
3. Instituto de Ingeniería, UNAM.  
"Diseño y construcción de estructuras de concreto"  
Normas técnicas complementarias del reglamento de construcciones  
para el Distrito Federal.  
Informe No. 401 Jul. 1977.
4. Aleksander Sedmak Vésic  
"Análisis de la capacidad de carga de cimentaciones superficiales"  
Revista Ingeniería, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1973.
5. Juárez Badillo y Rico Rodríguez.  
"Mecánica de suelos" tomo II  
Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos  
Editorial Limusa, segunda edición.
6. Comisión Federal de Electricidad  
Manual de Diseño de Obras Civiles  
"Cimentaciones en suelos"  
Capítulo B.2.4 1981