



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO

Escuela Nacional de Estudios Profesionales
"ARAGON"

ESTRUCTURA DE CONCRETO PARA UNA SUCURSAL BANCARIA EN LA CIUDAD DE MEXICO

T E S I S

Que para Obtener el Título de:

Ingeniero Civil

Presenta:

Juan Francisco Villamil Carmona



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 está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

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

I N D I C E

CAPITULO I

C A R G A S

A).- Introducción.	2
a).- Dimensionamiento e Idealiza- ción de la Estructura Equiva lente.	4
b).- Proposición del Peralte de - la Losa.	6
B).- Cálculo de Cargas.	8
a).- Estimaciones Preliminares.	8
b).- Cargas de Servicio.	10
c).- Cargas de Diseño.	11

CAPITULO II

DETERMINACION DE CENTROS DE RIGIDECES.

A).- Cálculo de las Rigideces Relati - vas de los Marcos.	19
a).- Obtención de los Momentos de Inercia de Columnas y Vigas.	19
b).- Determinación de Rigideces - Relativas de los Elementos - Estructurales.	24
B).- Cálculo de los Centros de Rigidez	33
a).- Utilización del Método del - Factor para la Determinación de Centros de Torsión.	33

APITULO III

ANALISIS PARA CONDICIONES PERMANENTES

- A).- Uso del Método de Distribución -
de Momentos (Cross) para la Ob -
tención de Momentos Flexionantes
Fuerzas Cortantes y Fuerzas Nor -
males para Diseño de Columnas y -
Vigas. 44

APITULO IV

EFFECTOS DE TORSION.

- A).- Generalidades. 58
 a).- Contenido. 58
 b).- Hipótesis. 58
B).- Clasificación de las Construccion
nes en el Reglamento del D. F. 59
 a).- Requisitos de Diseño. 59
 b).- Coeficiente Sísmico, Factor
de Ductilidad y Ordenada al
Origen del Espectro de Disen
ño. 59
C).- Cálculo del Cortante Sísmico. 62
 a).- Fuerza Sísmica y Cortante -
en la Base. 62
 b).- Determinación del Desplaza -
miento Relativo. 64
 c).- Definición de la Línea de -
Acción del Cortante Sísmico
en cada Entrepiso. 67

D).- Distribución de la Fuerza Cortante Sísmica.	69
a).- Determinación de la Excentricidad y cálculo del Momento Torsionante.	69
b).- Efectos de la Fuerza Cortante en los Elementos Resistentes.	71

CAPITULO V

ANALISIS DE MARCOS SUJETOS A FUERZAS-LATERALES.

A).- Utilización del Método del Factor	78
a).- Desarrollo del Método del Factor para la Obtención de Momentos Flexionantes, Fuerzas Cortantes y Fuerzas Normales para Diseño de Columnas y Vigas.	78

CAPITULO VI

D I S E Ñ O

A).- Diseño por Flexión.	91
a).- Distribución de Momentos en la Sección Crítica.	92
b).- Cálculo del Acero de Refuerzo.	94
B).- Diseño por Cortante.	96
a).- Cortante en Nervaduras.	97
b).- Cortante en la Sección Crítica.	98

c).- Cálculo del Acero de Refuerzo.	102
-------------------------------------	-----

APITULO VII

C I M E N T A C I O N

A).- Columnas.	113
a).- Diseño por Flexocompresión-Biaxial.	114
b).- Diseño por Esbeltez.	119
B).- Muros de Retención.	137
a).- Análisis.	139
b).- Diseño.	141
C).- Losa de Cimentación.	143
a).- Flexión.	146
b).- Cortante.	148

C A P I T U L O I

C A R G A S

A).- Introducción.

a).- Dimensionamiento e idealización de la Estructura Equivalente.

b).- Proposición del Peralte de la Losa.

B).- Cálculo de Cargas.

a).- Estimaciones Preeliminares.

b).- Cargas de Servicio.

c).- Cargas de Diseño.

A).- INTRODUCCION.

El presente trabajo, manifiesta una serie de esfuerzos, de sacrificios y sobre todo, recompensas personales pero primordialmente llega con él, la culminación de mi carrera profesional y la conquista de un anhelo y una meta fijada.

De igual manera, la acción de plasmar un ensayo y escribir sobre éste tema que motivó mi atención e interés y aunque ha sido planeado ó quizás tratado en un aspecto específico, por estimarlo de una utilidad lindante e importante para el progreso de la comunidad.

Tomando en cuenta que la Ingeniería Civil, constituye un elemento de suma importancia para el desarrollo del País, éste trabajo tiene por finalidad, aplicar mediante un estudio, los conocimientos suministrados por la ciencia pura a las técnicas encaminadas a utilizar ó transformar los recursos de la naturaleza para el bienestar del ser humano.

P R O L O G O

Se proyecta, la construcción de un edificio para Su cursal Bancaria, el predio deberá ser ubicado en una esquina, debido a que el proyecto arquitectónico, presenta dos frentes de fachada; sus medidas y colindancias, se muestran en los planos arquitectónicos que se presentan.

El edificio, consta de uno y medio sótanos, planta-baja y dos niveles; la estructuración será a base de columnas y losas planas aligeradas de concreto reforzado, con claros máximos entre columnas de 7.60 metros.

Dicho edificio, se cimentará con un cajón hueco estanco desplantado a 4.5 metros de profundidad, con respecto al nivel medio del terreno natural, diseñado para transmitir el peso total de la estructura, tomando en cuenta que, la presión de contacto admisible es de 12 ton/m², que es mayor que la presión de descarga que se transmite a la cimentación de 8.5 ton/m².

a).- Dimensionamiento e idealización de la Estructura Equivalente.

Distribución de Nervaduras.- Después de probar varias alternativas, se tomó la que se ilustra más adelante. La disposición de nervaduras en cuanto a su espesor, se realizó sobre los planos a mano alzada.

Por lo tanto se sugiere:

Molde de 63.5 x 63.5 cm., entera de 20

Molde de 63.5 x 31.7 cm., media de 20

Nervaduras de borde de 50 x 40 cm.

Nervaduras en claros laterales dirección "X"

1 nervadura de 50 cm.

7 nervaduras de 15.33 cm.

1 nervadura de 50 cm.

6 nervaduras de 17.33 cm.

1 nervadura de 50 cm.

7 nervaduras de 13.14 cm.

Nervadura en claro central dirección "X"

9 nervaduras de 14.7 cm.

Nervaduras en claros laterales dirección "Y"

1 nervadura de 40 cm.

9 nervaduras de 16.5 cm.

1 nervadura de 40 cm.

7 nervaduras de 14.6 cm.

2 nervaduras de 40 cm.

8 nervaduras de 12.31 cm.

Nervaduras en claros centrales dirección "Y"

8 nervaduras de 20,00 cm

2 nervaduras de 14,30 cm

8 nervaduras de 20,00 cm

2 nervaduras de 14,30 cm

8 nervaduras de 11,30 cm

b).- Proposición del Peralte de la Losa. Para definir el peralte de losas, se dispone del Reglamento de -- las Construcciones de Concreto Reforzado A.C.I. -318-77-

$$h \text{ min.} = \frac{\ln(800 + 0.07 f_y)}{36,000} = \frac{(760-40)(800 + 0.07 (4200))}{36,000}$$

$$h \text{ min.} = 21.88 \text{ cm} \hat{=} 22 \text{ cm}$$

$$h \text{ max.} = 3.5 \quad b \text{ min.} = (11.3) = 39.35 \text{ cm}$$

$$h \text{ max.} \hat{=} 40 \text{ cm}$$

∴ El peralte seleccionado será:

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

Según el R.C.D.F. 4.3.6 h) Título IV, puede omitirse el cálculo de deflexiones en tableros interiores de - losas planas si su peralte efectivo mínimo no es menor - que: $h = KL (1 - 2c/3L)$

Donde:

$$K = 0.0006 \sqrt[4]{f_s w} = 0.0006 \sqrt[4]{2520(1319)}$$

$$K = 0.026$$

$$K = 0.02$$

$$h \text{ min.} = (0.026)(760) \left[1 - \frac{2(50)}{3(760)} \right] = 18.9 \text{ cm}$$

para losas planas se aumenta un 20%.

$$h \text{ min.} = (18.9)(1.2) = 22.68 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

$$h \text{ max.} = 3.5 \quad b \text{ min.} = (11.3) = 39.35 \text{ cm}$$

$$h \text{ max.} \hat{=} 40 \text{ cm}$$

∴ El peralte seleccionado será:

$$h = 30 \text{ cm} + 5 \text{ cm} = 35 \text{ cm}$$

en las expresiones anteriores,

f_s = esfuerzo en el Acero en condiciones de servicio, en Kg/cm^2 ($f_s = 0.6 f_y$)

w = es la carga en condiciones de servicio, en Kg/m^2

c = dimensión de la columna ó capitel paralela a L .

L = es el claro mayor

K = coeficiente para losas planas con ábaco

B).- CALCULO DE CARGAS.

a).- Estimaciones Preliminares. En las estimaciones de las cargas de diseño se consideraron tres diferentes tipos de carga viva.

1).- La carga máxima, que se deberá emplear para el diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como en el diseño estructural, ante cargas gravitacionales, de los cimientos.

2).- La carga instantánea que se deberá emplear para diseño sísmico y por viento, y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área.

3).- La carga media, que se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos en materiales poco permeables saturados.

Las disposiciones de diseño se basan en la suposición de que las estructuras deben diseñarse para resistir todas las cargas aplicables.

Las cargas de servicio deben estar de acuerdo con los requisitos del Reglamento General de Construcción del Distrito Federal.

Para determinar las cargas muertas, vivas y accidentales que actúan sobre elementos estructurales, se hizo necesaria la obtención de las áreas tributarias de los elementos estructurales.

El ancho del área tributaria que corresponde a un marco, que debe consistir en una hilera de columnas ó apoyos equivalentes, está limitado por ejes centrales de los tableros adyacentes, ó en su caso con el eje de borde de los tableros.

Además el ancho se compone de dos franjas:

* Franja de columna.- es una franja de diseño de un ancho a cada lado del eje de la columna igual a $0.25 l_1$ ó $0.25 l_2$; las franjas de columna incluyen a las vigas si las hay.

* Franja intermedia.- es una franja de diseño limitada por dos franjas de columna.

La longitud del área tributaria es la longitud del marco estudiado.

Estos cálculos son los iniciales para obtener las cargas que se van a distribuir a las columnas y así transmitir las a la cimentación; para conocer las descargas del edificio al terreno y compararlas con la presión de contacto admisible del terreno dadas por las recomendaciones del estudio de mecánica de suelos.

b).- Cargas de Servicio.

CARGAS MUERTAS Y VIVAS SEGUN EL R. D. F.

CARGAS:

4o Nivel	Carga Muerta	0.666 ton/m ²
	Carga Viva	0.100 ton/m ²
	Carga Viva para Sismo	0.070 ton/m ²
3o Nivel	Carga Muerta	0.692 ton/m ²
	Carga Viva	0.250 ton/m ²
	Carga Viva para Sismo	0.090 ton/m ²
2o Nivel	Carga Muerta	0.692 ton/m ²
	Carga Viva	0.250 ton/m ²
	Carga Viva para Sismo	0.090 ton/m ²
1o Nivel	Carga Muerta	0.691 ton/m ²
	Carga Viva	0.150 ton/m ²
	Carga Viva para Sismo	0.100 ton/m ²
Cimentación	Carga Muerta	0.927 ton/m ²
	Carga Viva	0.150 ton/m ²
	Carga Viva para Sismo	0.100 ton/m ²

c).- Cargas de Diseño.

N	AREA TRIBUTARIA						
	C O L U M N A S						A _i (m ²)
	A1	B1	C1	D1	E1	F1	
4	10.83	21.66	21.66	18.45	15.25	7.62	95.47
3	10.83	21.66	21.66	18.45	15.25	7.62	95.47
2	10.83	21.66	21.66	18.45	15.25	7.62	95.47
1	10.83	21.66	21.66	18.45	15.25	7.62	95.47
C	10.83	21.66	21.66	18.45	15.25	7.62	95.47

N	CARGA ESTRUCTURAL							
	W _u (ton/m ²)	C O L U M N A S						W _i (ton)
		A1	B1	C1	D1	E1	F1	
4	1.072	11.61	23.22	23.22	19.78	16.35	8.17	102.34
3	1.319	14.28	28.57	28.57	24.34	20.11	10.05	125.92
2	1.319	14.28	28.57	28.57	24.34	20.11	10.05	125.92
1	1.177	12.75	25.49	25.49	21.72	17.95	8.97	112.37
C	1.508	16.33	32.66	32.66	27.82	22.99	11.49	143.97

N	CARGA SISMICA							
	W _u (ton/m ²)	C O L U M N A S						W _{si} (ton)
		A1	B1	C1	D1	E1	F1	
4	0.810	8.77	17.54	17.54	14.94	12.35	6.17	77.31
3	0.860	9.31	18.63	18.63	15.87	13.11	6.55	82.10
2	0.860	9.31	18.63	18.63	15.87	13.11	6.55	82.10
1	0.870	9.42	18.84	18.84	16.05	13.27	6.63	83.05
C	1.130	12.24	24.48	24.48	20.85	17.23	8.61	107.89

N	AREA TRIBUTARIA						
	C O L U M N A S						A _i (m ²)
	A2	B2	C2	D2	E2	F2	
4	23.00	45.98	45.98	39.20	32.37	16.20	202.73
3	23.00	45.98	45.98	39.20	32.37	16.20	202.73
2	23.00	45.98	45.98	39.20	32.37	16.20	202.73
1	23.00	45.98	45.98	39.20	32.37	16.20	202.73
C	23.00	45.98	45.98	39.20	32.37	16.20	202.73

N	C A R G A E S T R U C T U R A L							
	W _u (ton/m ²)	C O L U M N A S						W _i (ton)
		A2	B2	C2	D2	E2	F2	
4	1.072	24.66	49.29	49.29	42.02	34.70	17.37	217.33
3	1.319	30.34	60.65	60.65	51.70	42.70	21.37	267.40
2	1.319	30.34	60.65	60.65	51.70	42.70	21.37	267.40
1	1.177	27.07	54.12	54.12	46.14	38.10	19.07	238.61
C	1.508	34.68	69.34	69.34	59.11	48.81	24.43	305.72

N	C A R G A S I S M I C A							
	W _u (ton/m ²)	C O L U M N A S						W _i (ton)
		A2	B2	C2	D2	E2	F2	
4	0.810	18.63	37.24	37.24	31.75	26.22	13.12	164.20
3	0.860	19.78	39.54	39.54	33.71	27.84	13.93	174.34
2	0.860	19.78	39.54	39.54	33.71	27.84	13.93	174.34
1	0.870	20.01	40.00	40.00	34.10	28.16	14.09	176.36
C	1.130	25.99	51.96	51.96	44.30	36.58	18.31	229.10

N	AREA TRIBUTARIA						
	C O L U M N A S						A _i (m ²)
	A3	B3	C3	D3	E3	F3	
4	21.85	43.70	43.70	37.23	30.76	15.38	192.62
3	21.85	43.70	43.70	37.23	30.76	15.38	192.62
2	21.85	43.70	43.70	37.23	30.76	15.38	192.62
1	21.85	43.70	43.70	37.23	30.76	15.38	192.62
C	21.85	43.70	43.70	37.23	30.76	15.38	192.62

N	C A R G A E S T R U C T U R A L							
	W _u (ton/m ²)	C O L U M N A S						W _i (ton)
		A3	B3	C3	D3	E3	F3	
4	1.072	23.42	46.85	46.85	39.91	32.97	16.49	206.49
3	1.319	28.82	57.64	57.64	49.11	40.57	20.29	254.07
2	1.319	28.82	57.64	57.64	49.11	40.57	20.29	254.07
1	1.177	25.72	51.43	51.43	43.82	36.20	18.10	226.71
C	1.508	32.95	65.90	65.90	56.14	46.39	23.19	290.47

N	C A R G A S I S M I C A							
	W _u (ton/m ²)	C O L U M N A S						W _i (ton)
		A3	B3	C3	D3	E3	F3	
4	0.810	17.70	35.40	35.40	30.16	24.92	12.46	156.04
3	0.860	18.79	37.58	37.58	32.02	26.45	13.23	165.65
2	0.860	18.79	37.58	37.58	32.02	26.45	13.23	165.65
1	0.870	19.01	38.02	38.02	32.39	26.76	13.38	167.58
C	1.130	24.69	49.38	49.38	42.07	34.76	17.38	217.66

N	AREA TRIBUTARIA						
	COLUMNAS						Ai (m ²)
	A4	B4	C4	D4	E4	F4	
4	18.72	50.54	66.41	37.55	31.03	20.27	224.52
3	18.72	50.54	66.41	37.55	15.92	10.14	199.28
2	10.00	26.98	29.10	34.44	31.03	20.27	151.82
1	18.72	34.94*	44.08*	37.55	31.03	20.27	186.59
C	18.72	34.94	44.08	37.55	31.03	20.27	186.59

N	CARGA ESTRUCTURAL							
	Wu (ton/m ²)	COLUMNAS						Wi (ton)
		A4	B4	C4	D4	E4	F4	
4	1.072	20.07	54.18	71.19	40.25	33.26	21.73	240.69
3	1.319	24.69	66.66	87.59	49.53	21.00	13.37	262.85
2	1.319	13.19	35.59	38.38	45.43	40.93	26.74	200.25
1	1.177	22.03	41.12**	51.88**	44.20	36.52	23.86	219.62
C	1.508	28.23	52.69	66.47	56.63	46.79	30.57	281.38

N	CARGA SISMICA							
	Wu (ton/m ²)	COLUMNAS						Wis (ton)
		A4	B4	C4	D4	E4	F4	
4	0.810	15.16	40.94	53.79	30.42	25.13	16.42	181.86
3	0.860	16.10	43.46	57.11	32.29	13.69	8.72	171.37
2	0.860	8.60	23.20	25.03	29.62	26.69	17.43	130.57
1	0.870	16.29	73.65*	99.03*	32.67	27.00	17.63	266.27
C	1.130	21.15	39.48	49.81	42.43	35.06	22.90	210.83

N	AREA TRIBUTARIA					
	C O L U M N A S					A _i (m ²)
	B5	C5	D5	E5	F5	
4			25.80	25.63	11.77	63.20
3			25.80	12.82		38.62
2			8.60	25.63	11.77	46.00
1	15.60*	22.33*	25.80	25.63	11.77	101.13
C	15.60	22.33	25.80	25.63	11.77	101.13

N	C A R G A E S T R U C T U R A L						
	W _u (ton/m ²)	C O L U M N A S					W _i (ton)
		B5	C5	D5	E5	F5	
4	1.072			27.66	27.48	12.62	67.75
3	1.319			34.03	16.91		50.94
2	1.319			11.34	33.81	15.52	60.67
1	1.177	18.36*	26.28*	30.37	30.17	13.85	119.03
C	1.508	23.52	33.67	38.91	38.65	17.75	152.50

N	C A R G A S I S M I C A						
	W _u (ton/m ²)	C O L U M N A S					W _i (ton)
		B5	C5	D5	E5	F5	
4	0.810			20.90	20.76	9.53	51.19
3	0.860			22.19	11.03		33.22
2	0.860			7.40	22.04	10.12	39.56
1	0.870	13.58*	19.43*	22.45	22.30	10.24	88.00
C	1.130	17.63	25.23	29.15	28.96	13.30	114.27

* Se agrega un sobre peso en el Nivel 1, para lograr una mejor estabilidad de la estructura, que consistirá en: 80 m² y un $\rho = 2.0 \text{ t/m}^3$ con $h = 1.25 \text{ m}$ ó sea $w = 2.5 \text{ t/m}^2$, la cuál se distribuirá en las columnas:

$$C-4 = 61.75 \text{ T}$$

$$B-4 = 43.25 \text{ T}$$

$$B-5 = 39.00 \text{ T}$$

$$C-5 = 56.00 \text{ T}$$

Esto es debido a que se realizó un estudio preliminar sobre torsión y se obtenían cortantes negativos, -- por lo que, al agregar el lastre se corrigió.

Por lo consiguiente, al calcular los centroides de las áreas y cargas de cada uno de los pisos por los cuales pasarán las fuerzas concentradas, debida a sismo y carga vertical, quedarán como se indica en la siguiente tabla.

N I V E L	A R E A (m ²)	\bar{X} (m)	\bar{Y} (m)
4	778.51	17.28	-11.59
3	728.72	16.41	-10.98
2	688.64	18.24	-10.44
1	778.51	17.28	-11.59
C	778.51	17.28	-11.59
	3752.89	17.29	-11.26

CENTRO DE AREAS

N I V E L	P E S O (ton)	\bar{X} (m)	\bar{Y} (m)
4	630.60	17.63	-11.36
3	626.70	16.75	-10.74
2	592.23	18.18	-10.44
1	879.75	16.30	-13.58
C	879.75	17.63	-11.68
	3609.03	17.24	-11.72

CENTRO DE CARGAS

C A P I T U L O I I

DETERMINACION DE CENTROS DE RIGIDECES.

- A).- Cálculo de las Rigideces Relativas de los Marcos.
 - a).- Obtención de los Momentos de Inercia de Columnas y Vigas.
 - b).- Determinación de Rigideces Relativas de los Elementos Estructurales.
- B).- Cálculo de los Centros de Rigidez.
 - a).- Utilización del Método del Factor, para la Determinación de Centros de Torsión.

A).- CALCULO DE LAS RIGIDECES RELATIVAS DE LOS MARCOS.

a).- A continuación se calculan los momentos de inercia de columnas y vigas correspondientes,

Columnas:

$$40 \times 50 \text{ cm} = \frac{b h^3}{12} = \frac{(40) (50)}{12} = 416667 \text{ cm}^4$$

$$50 \times 40 \text{ cm} = \frac{b h^3}{12} = \frac{(50) (40)}{12} = 266667 \text{ cm}^4$$

Vigas:

Para calcular los momentos de inercia de las vigas se toma el criterio del R. D. F., el cuál define un ancho equivalente, que contribuye a la rigidez de la viga, por lo tanto, a la expresión que nos definirá el ancho equivalente será:

$$L_e = \frac{0,5L_2}{1+1,67(L_2/L_1)} + 0,3 c \leq 0,5L_2$$

L1 = claro en la dirección del análisis

L2 = claro en la dirección perpendicular a L1

c = tamaño de la columna en la dirección perpendicular al análisis

Ejemplo: Marco Interior "C", 3n la Dirección "Y".

Datos:

$$L_2 = 760 \text{ cm} \quad L_1 = 640 \text{ cm} \quad \text{y} \quad c = 50 \text{ cm}$$

$$Le = \frac{(0.5) (760)}{1 + (1.67) \frac{(760)}{(640)}} + (0.3)(50) =$$

$$Le = 148.00 \text{ cm}$$

Pero como es marco interior y los claros adyacentes son iguales en longitud y perpendiculares a la dirección del análisis, se tiene que el ancho equivalente que contribuye a la rigidez de las vigas es:

$$b = 2 Le = (2) (148)$$

$$b = 296 \text{ cm}$$

En casos de marcos exteriores ó de borde, se tendrá como ancho equivalente a la rigidez de las vigas a:

$$b = Le$$

como en el caso del Marco "A"

$$b = Le = 148 \text{ cm}$$

Este procedimiento se lleva a cabo en todos los marcos, en ambas direcciones y en todos los entrepisos.

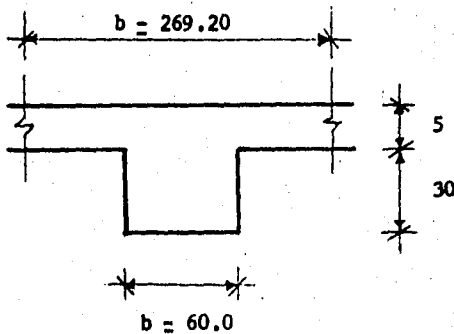
Se puede observar que en marcos interiores, se utilizan dos valores de Le , que pueden ser iguales ó diferentes, dependiendo de las longitudes de los claros adyacentes, perpendiculares a la dirección del análisis.

y cuyos valores de dichos anchos equivalentes (b) se -
 presentan en las tablas siguientes :

Ya obtenido el ancho equivalente que contribuye a -
 la rigidez, se procede a determinar la sección transver -
 sal del miembro considerado, tomando en cuenta las ner -
 vaduras que estan dentro de dicho ancho equivalente. -
 La sección transversal podrá ser de borde o interior y
 de forma T o L. Se recomienda observar la distribución
 de nervaduras, para orientarse y distinguir las nerva -
 duras que se consideraron como ancho equivalente de la
 sección transversal.

Con la gráfica de diseño que se presenta más ade -
 lante, se calcularan los valores de los momentos de ---
 inercia de las nervaduras (T o L) y cuyos valores se -
 presentan en las tablas siguientes:

Ejem: Eje 2 dirección " X "



Sección Transversal

$$\frac{bt}{b} = \frac{60}{269.20} = 0.22$$

$$\frac{hs}{h} = \frac{5}{35} = 0.143$$

Con estos valores
 en la grafica de momen -
 tos de inercia, tenemos
 que:

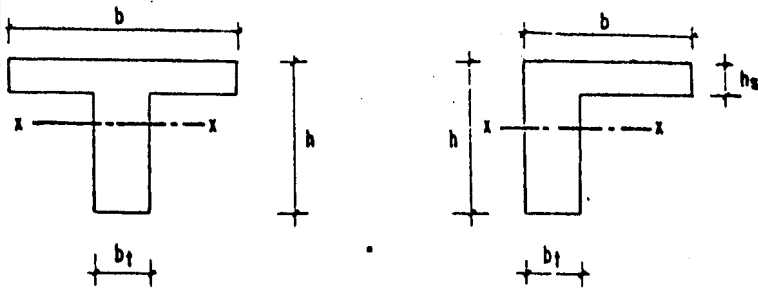
$$C = 0.148 \quad y$$

$$I_o = C \, bt \, h^3$$

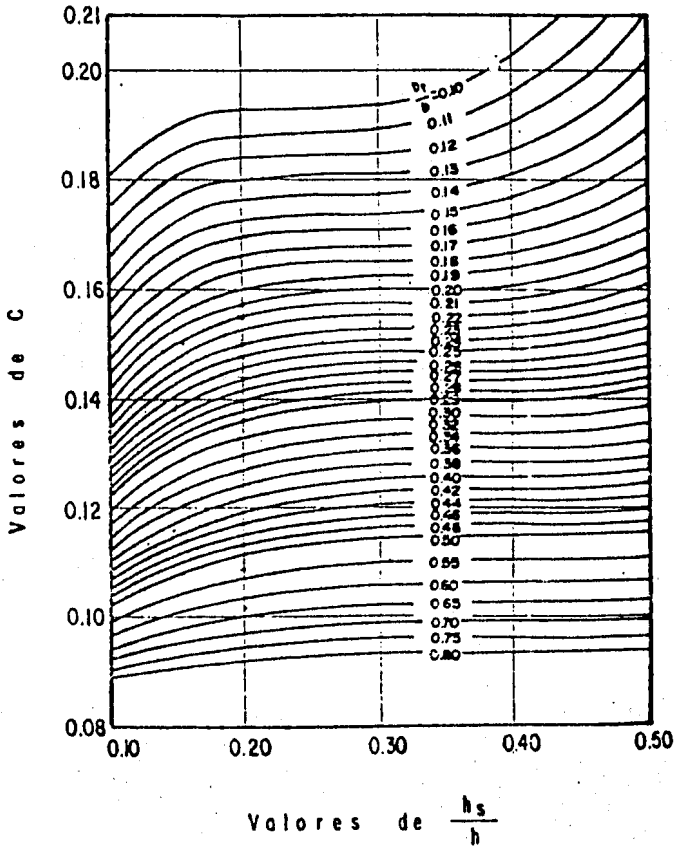
$$I_o = (0.148)(60)(35)^3$$

$$I_o = 380730 \, \text{cm}^4$$

TABLA DE MOMENTOS DE INERCIA.



$$I_{xx} = C b_f h^3$$



Momentos de Inercia de Anchos Equivalentes

EJE	SECCION	b (cm)	bt (cm)	hs/h	bt/b	C	I _o (cm ⁴)
1	L	129.80	65.00	0.143	0.50	0.108	300983
2	T	269.20	60.00	0.143	0.22	0.148	380730
3	T	260.30	64.00	0.143	0.25	0.141	386904
4	L	140.70	67.00	0.143	0.84	0.110	315989
4	T	261.50	80.00	0.143	0.31	0.129	442470
5	L	140.50	63.00	0.143	0.45	0.113	305227

EJE	SECCION	b (cm)	bt (cm)	hs/h	bt/b	C	I _o (cm ⁴)
A	L	148.00	56.00	0.143	0.38	0.120	288120
B	T	296.00	56.00	0.143	0.19	0.156	374556
C	T	296.00	45.00	0.143	0.15	0.169	326064
D	L	121.70	34.00	0.143	0.28	0.134	195339
D	T	269.70	45.00	0.143	0.17	0.161	310629
E	T	243.40	52.00	0.143	0.21	0.149	332196
E	L	121.70	34.00	0.143	0.28	0.134	195339
F	L	121.70	55.00	0.143	0.45	0.113	266468

b).- Ya conocidos los momentos de inercia y las longitudes de cada miembro estructural obtenemos las rigideces relativas ; (I_o/L o I_c/H)

El aumento en la rigidez en los miembros estructurales proporcionado por el ábaco, será considerado de la siguiente forma ;

Para Columnas ;

$$K_{ic} = k \frac{I_c}{H} E$$

en donde "k" es un factor de rigidez el cuál se obtendrá de la utilización de la siguiente tabla para diseño ;

EJEMPLOS ; Eje "2" entrepiso 1

DATOS ;

$$h = 30 \text{ cm} , \quad 1,25 h = 37,5 \text{ cm}$$

$$H = 270 \text{ cm} , \quad H_c = 232,5 \text{ cm}$$

$$t_a = 22,5 \text{ cm} , \quad t_b = 15 \text{ cm}$$

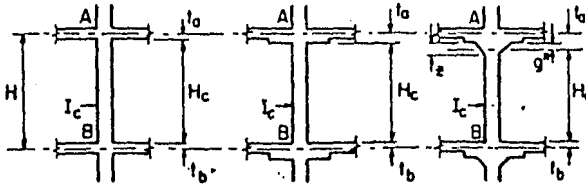
$$t_a = \frac{22,5 \text{ cm}}{15} = 1,5$$

$$\frac{H}{H_c} = \frac{270}{232,5} = 1,16$$

con éstos valores, la tabla nos proporciona el valor de ;

$$k = 5,95$$

Tablas de Factores de Rigidez y Transportes para Columnas.



$K_c = k \frac{EI_c}{H}$
 para valores de
 KBA y CBA lease
 (ta/tb) como (tb/ta)
 *g puede ser
 aproximadamente

l_a/l_b	H/H_c	1.00	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50
0.00	AB	1.70	4.40	4.90	5.40	5.90	6.40	6.90	7.40	7.90	8.40
	CAB	0.17	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11
0.2	AB	4.31	4.62	4.95	5.30	5.65	6.02	6.40	6.78	7.20	7.62
	CAB	0.56	0.62	0.66	0.74	0.80	0.86	0.91	0.96	1.01	1.07
0.4	AB	4.36	4.78	5.22	5.67	6.15	6.65	7.18	7.74	8.32	8.94
	CAB	0.55	0.60	0.65	0.70	0.74	0.79	0.83	0.87	0.91	0.95
0.6	AB	4.44	4.91	5.42	5.95	6.54	7.15	7.81	8.50	9.23	10.01
	CAB	0.55	0.58	0.63	0.67	0.70	0.74	0.77	0.80	0.83	0.86
-0.8	AB	4.46	5.01	5.54	6.10	6.65	7.26	7.91	8.61	9.36	10.16
	CAB	0.54	0.56	0.61	0.64	0.67	0.70	0.72	0.75	0.77	0.79
1.0	AB	4.52	5.06	5.71	6.38	7.11	7.88	8.72	9.63	10.60	11.64
	CAB	0.54	0.57	0.60	0.62	0.65	0.67	0.69	0.71	0.73	0.74
1.2	AB	4.55	5.16	5.82	6.54	7.32	8.17	9.08	10.07	11.12	12.25
	CAB	0.53	0.56	0.59	0.61	0.63	0.65	0.66	0.68	0.69	0.70
1.4	AB	4.58	5.21	5.91	6.64	7.51	8.41	9.38	10.43	11.57	12.78
	CAB	0.53	0.55	0.58	0.60	0.61	0.63	0.64	0.65	0.66	0.67
1.6	AB	4.60	5.26	5.99	6.79	7.66	8.61	9.64	10.75	11.95	13.24
	CAB	0.53	0.55	0.57	0.59	0.60	0.61	0.62	0.63	0.64	0.65
1.8	AB	4.62	5.30	6.06	6.88	7.80	8.78	9.87	11.03	12.29	13.65
	CAB	0.52	0.55	0.56	0.58	0.59	0.60	0.61	0.61	0.62	0.63
2.0	AB	4.63	5.34	6.12	6.98	7.92	8.94	10.08	11.27	12.56	14.02
	CAB	0.52	0.54	0.56	0.57	0.58	0.59	0.59	0.60	0.60	0.61
2.2	AB	4.65	5.37	6.17	7.05	8.02	9.08	10.24	11.49	12.85	14.31
	CAB	0.52	0.54	0.55	0.56	0.57	0.58	0.58	0.59	0.59	0.59
2.4	AB	4.66	5.40	6.22	7.12	8.11	9.20	10.39	11.68	13.06	14.60
	CAB	0.52	0.53	0.55	0.56	0.56	0.57	0.57	0.58	0.58	0.58
2.6	AB	4.67	5.42	6.26	7.18	8.20	9.31	10.53	11.86	13.29	14.85
	CAB	0.52	0.53	0.54	0.55	0.56	0.56	0.56	0.57	0.57	0.57
2.8	AB	4.68	5.44	6.29	7.23	8.27	9.41	10.66	12.01	13.46	15.07
	CAB	0.52	0.53	0.54	0.55	0.55	0.55	0.56	0.56	0.56	0.56
3.0	AB	4.69	5.46	6.33	7.28	8.34	9.50	10.77	12.15	13.65	15.28
	CAB	0.52	0.53	0.54	0.54	0.55	0.55	0.55	0.56	0.56	0.56
3.2	AB	4.70	5.48	6.36	7.33	8.40	9.58	10.87	12.28	13.81	15.47
	CAB	0.52	0.53	0.53	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54
3.4	AB	4.71	5.50	6.38	7.37	8.44	9.63	10.97	12.40	13.97	15.64
	CAB	0.51	0.53	0.53	0.53	0.54	0.54	0.54	0.54	0.53	0.53
3.6	AB	4.71	5.51	6.41	7.41	8.51	9.72	11.05	12.51	14.08	15.80
	CAB	0.51	0.52	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.52
3.8	AB	4.72	5.53	6.43	7.44	8.56	9.78	11.13	12.60	14.21	15.95
	CAB	0.51	0.52	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.52	0.52	0.52
4.0	AB	4.72	5.54	6.45	7.47	8.60	9.84	11.21	12.70	14.32	16.08
	CAB	0.51	0.52	0.53	0.53	0.53	0.52	0.52	0.52	0.52	0.51
4.2	AB	4.73	5.55	6.47	7.50	8.64	9.90	11.27	12.78	14.42	16.20
	CAB	0.51	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.51	0.51	0.51
4.4	AB	4.73	5.56	6.48	7.53	8.68	9.95	11.34	12.86	14.52	16.32
	CAB	0.51	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.51	0.51	0.51	0.50
4.6	AB	4.74	5.57	6.51	7.55	8.71	9.99	11.40	12.93	14.61	16.43
	CAB	0.51	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.51	0.51	0.51	0.50
4.8	AB	4.74	5.58	6.53	7.58	8.75	10.03	11.46	13.00	14.69	16.53
	CAB	0.51	0.52	0.52	0.52	0.52	0.51	0.51	0.50	0.50	0.49
5.0	AB	4.75	5.59	6.54	7.60	8.78	10.07	11.50	13.07	14.77	16.62
	CAB	0.51	0.51	0.52	0.52	0.51	0.51	0.51	0.50	0.49	0.49
6.0	AB	4.78	5.63	6.60	7.66	8.90	10.24	11.72	13.33	15.08	17.02
	CAB	0.51	0.51	0.51	0.51	0.50	0.50	0.49	0.49	0.48	0.47
7.0	AB	4.78	5.66	6.65	7.76	9.00	10.37	11.88	13.54	15.35	17.32
	CAB	0.51	0.51	0.51	0.50	0.50	0.49	0.48	0.48	0.47	0.46
8.0	AB	4.78	5.68	6.69	7.82	9.07	10.47	12.01	13.70	15.54	17.56
	CAB	0.51	0.51	0.50	0.50	0.49	0.49	0.48	0.47	0.46	0.45
9.0	AB	4.79	5.69	6.71	7.86	9.13	10.55	12.11	13.83	15.76	17.77
	CAB	0.50	0.50	0.50	0.50	0.49	0.48	0.47	0.46	0.45	0.45
10.0	AB	4.80	5.71	6.74	7.89	9.18	10.61	12.19	13.93	15.83	17.88
	CAB	0.50	0.50	0.50	0.49	0.48	0.48	0.47	0.46	0.45	0.44

como:

$$K_{lc} = k \frac{I_c}{H} E = k K_c E$$

$$K_{lc} = (5.95)(1543) E = 9181 E$$

$$K_{lc} = 9181 E$$

Rigidez de la columna real en el entrepiso considerado.

Este procedimiento se consideró con las demás columnas y sus respectivos valores se presentan en las tablas siguientes:

TABLA DE RIGIDECES DE COLUMNA

EJE	ENTREPISO	SECCION bxh	L (cm)	Ic (cm ⁴)	k	Kc (cm ³)	Kic (cm ³)
A B C D E F	1	50 x 40	270	266667	5.95	988	5879
	2	50 x 40	318	266667	5.60	838	4693
	3	50 x 40	455	266667	5.24	586	3071
	4	50 x 40	340	266667	5.59	784	4383
	3 y 4	50 x 40	795	266667	4.59	335	1538
1 2 3 4 5	1	40 x 50	270	416667	5.95	1543	9181
	2	40 x 50	318	416667	5.60	1310	7336
	3	40 x 50	455	416667	5.24	916	4800
	4	40 x 50	340	416667	5.59	1225	6848
	3 y 4	40 x 50	795	416667	4.59	524	2405

Para Vigas:

$$K_{it} = k \frac{I_o}{L} E$$

En donde "k" es un factor de rigidez, el cuál se obtendrá de la utilización de la siguiente tabla de diseño

Ejemplo: Eje 2 Tramos A - D

$$\frac{c_{1A}}{L} = \frac{40}{760} = 0.05 \quad \text{y} \quad \frac{c_{1B}}{L} = \frac{40}{760} = 0.05$$

con éstos valores vamos a la tabla y obtendremos:

$$k = 4.84$$

$$K_{it} = k \frac{I_o}{L} E = k K_o E$$

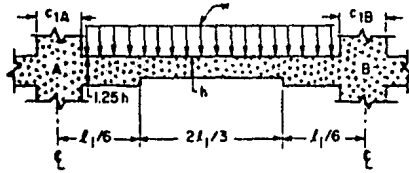
$$K_{it} = (4.84)(501) E$$

$$K_{it} = 2425 E$$

Rigidez de la viga real en el tramo considerado.

Este procedimiento se consideró con las demás vigas y sus respectivos valores, los cuales se presentan en -- las siguientes tablas.

Tabla de Constantes para Distribución de Momentos para Losas con Abaco.



Column dimension		Uniform load FEM = Coef. (w l ₁ ²)		Stiffness factor ¹		Carryover factor	
$\frac{c_{1A}}{l_1}$	$\frac{c_{1B}}{l_1}$	M_{AB}	M_{BA}	k_{AB}	k_{BA}	COF _{AB}	COF _{BA}
0.00	0.00	0.088	0.088	4.78	4.78	0.541	0.541
	0.05	0.087	0.089	4.80	4.82	0.545	0.541
	0.10	0.087	0.090	4.83	4.94	0.553	0.541
	0.15	0.085	0.093	4.87	5.12	0.567	0.540
	0.20	0.084	0.096	4.93	5.36	0.585	0.537
	0.25	0.082	0.100	5.00	5.68	0.606	0.534
0.30	0.080	0.105	5.09	6.07	0.631	0.529	
0.05	0.05	0.088	0.088	4.84	4.84	0.545	0.545
	0.10	0.087	0.090	4.87	4.95	0.553	0.544
	0.15	0.085	0.093	4.91	5.13	0.567	0.543
	0.20	0.084	0.096	4.97	5.38	0.584	0.541
	0.25	0.082	0.100	5.05	5.70	0.606	0.537
	0.30	0.080	0.104	5.13	6.09	0.632	0.532
0.10	0.10	0.089	0.089	4.96	4.98	0.553	0.553
	0.15	0.088	0.092	5.03	5.16	0.566	0.551
	0.20	0.086	0.094	5.09	5.42	0.584	0.549
	0.25	0.084	0.099	5.17	5.74	0.606	0.546
	0.30	0.082	0.103	5.26	6.13	0.631	0.541
	0.15	0.15	0.090	0.090	5.22	5.22	0.565
0.20		0.089	0.094	5.28	5.47	0.583	0.563
0.25		0.087	0.097	5.37	5.80	0.604	0.559
0.30		0.085	0.102	5.46	6.21	0.630	0.554
0.20	0.20	0.092	0.092	5.55	5.55	0.580	0.580
	0.25	0.090	0.096	5.64	5.88	0.602	0.577
	0.30	0.088	0.100	5.74	6.30	0.627	0.571
0.25	0.25	0.094	0.094	5.98	5.98	0.598	0.598
	0.30	0.091	0.098	6.10	6.41	0.622	0.593
0.30	0.30	0.095	0.095	6.54	6.54	0.617	0.617

aplicables cuando $c_1/l_1 = c_2/l_2$, para otras relaciones, las constantes tendrán un error pequeño

La rigidez $K_{AB} = k_{AB} E \frac{12 h^3}{12 l_1}$, y $K_{BA} = k_{BA} E \frac{12 h^3}{12 l_1}$

TABLAS DE RIGIDECES DE LAS VIGAS

EJE	TRAMOS	SECCION	L (cm)	I_o (cm ⁴)	k	K_o (cm ³)	K_{it} (cm ³)
1	A-D	L	760	300983	4.84	396	1917
	D-F	L	535	300983	4.91	563	2764
2	A-D	T	760	380730	4.84	501	2425
	D-F	T	535	380730	4.91	712	3496
3	A-D	T	760	386904	4.84	509	2464
	D-F	T	535	386904	4.91	723	3550
4	A-D	L	760	315989	4.84	416	2013
	D-F	L	535	315989	4.91	591	2902
	A-D	T	760	442470	4.84	582	2817
	D-F	T	535	442470	4.91	827	4061
5	B-D	L	760	305227	4.84	402	1946
	D-E	L	350	305227	5.03	872	4386
	E-F	L	710	305227	4.84	430	2081

EJE	TRAMOS	SECCION	L (cm)	Io (cm ⁴)	k	Ko (cm ³)	Kit (cm ³)
A	1 - 2	L	570	288120	4,95	505	2500
	2 - 3	L	640	288120	4,91	450	2210
	3 - 4	L	510	288120	4,98	565	2814
B	1 - 2	T	570	374556	4,95	657	3252
	2 - 3	T	640	374556	4,91	585	2872
	3 - 4	T	510	374556	4,98	734	3655
	4 - 5	T	450	374556	5,03	832	4185
C	1 - 2	T	570	326064	4,95	572	2831
	2 - 3	T	640	326064	4,91	509	2499
	3 - 4	T	510	326064	4,98	639	3182
	4 - 5	T	650	326064	4,91	502	2465
D	1 - 2	T	570	310629	4,95	545	2698
	2 - 3	T	640	310629	4,91	485	2381
	3 - 4	T	510	310629	4,98	609	3033
	4 - 5	T	650	310629	4,91	478	2347
	4 - 5	L	650	195339	4,91	301	1478

EJE	TRAMOS	SECCION	L (cm)	Io (cm ⁴)	k	Ko (cm ³)	Kit (cm ³)
E	1 - 2	T	570	332196	4.95	583	2886
	2 - 3	T	640	332196	4.91	519	2548
	3 - 4	T	510	332196	4.98	651	3242
	4 - 5	T	650	332196	4.91	511	2509
	4 - 5	L	650	195339	4.91	301	1478
F	1 - 2	L	570	266468	4.95	467	2312
	2 - 3	L	640	266468	4.91	416	2043
	3 - 4	L	510	266468	4.98	522	2599
	4 - 5	L	650	266468	4.91	410	2013

B).- CALCULO DE LOS CENTROS DE RIGIDEZ.

a).- La rigidez de entrepiso, es la relación entre la fuerza cortante resistida por un marco de un entrepiso y el desplazamiento horizontal relativo entre los dos niveles consecutivos.

El método del factor, es un cálculo aproximado cuyo desarrollo se obtiene haciendo las siguientes hipótesis:

1).- Calculándose en cada nudo el valor de G_n , que se denominará factor de trabe, igual a $\Sigma K_{ic} / \Sigma K$ siendo ΣK_{ic} la suma de rigideces de las columnas que concurren a ese nudo, y ΣK la suma de rigideces de todas las piezas que concurren al mismo nudo.

2).- Calculándose en cada nudo $C_n = 1 - G_n$ que se llamará factor de columna.

3).- La rigidez de entrepiso está dada por la expresión siguiente:

$$R = \frac{6E}{H^2} \Sigma K_{ic} (C_i C'_i)$$

Donde K_{ic} es respectivamente la rigidez relativa, - tomando en cuenta el aumento de rigidez que le proporciona el ábaco $k (I_c/H)$ y además los factores de los extremos superior e inferior de la columna "i" del entrepiso-considerado, (C_i, C'_i) .

El marco del eje "2" que se muestra a continuación, en el cuál se desarrollo el método del factor, se pueden observar claramente los factores de trabe así como los factores de columna superior e inferior y como se distribuyen las rigideces relativas en las columnas de entrepisos considerados para obtener la rigidez de entrepiso deseada.

Este procedimiento se lleva a cabo en todos los marcos en ambas direcciones y en todos los entrepisos.

Al llevar a cabo éste desarrollo y en la aplicación de la expresión de rigidez de entrepiso se consideró -- constante el valor de $6E/H^2$ el cuál se consideró al final y cuyo valor se presentará más adelante al obtener las rigideces de entrepiso deseadas, sino que se empleo el valor de:

$$K_p = K_{ic} (C_i + C'_i)$$

Porque al realizar el cociente en las expresiones para determinar el centro de rigidez, el factor $6E/H^2$ se anula, por lo tanto el valor de K_p es suficiente para este desarrollo.

M A R C O 2

M_{ij}
2425

M_{ij}
2425

M_{ij}
2425

M_{ij}
3496

M_{ij}
3496

	0.74	0.59	0.59	0.54	0.49	0.66	
17.70 t M_{ic} 6948	0.26	0.29	0.39	0.41	0.58	0.49	0.34
2945		4794	4794		5478	6095	Σ 28009
13.27 t	0.17	0.21	0.29	0.29	0.44	0.34	0.23
	0.83	0.71	0.71	0.29	0.66	0.62	0.77
30.97 t M_{ic} 4820	0.17	0.29	0.29	0.34	0.38	0.42	0.23
1632		2784	2784		3216	3600	Σ 15176
4.19 t	0.17	0.29	0.29	0.33	0.37	0.63	0.22
	0.83	0.71	0.71	0.67	0.63	0.37	0.72
35.16 t M_{ic} 7336	0.17	0.29	0.29	0.67	0.33	0.63	0.22
2201		3815	3815		4328	4915	Σ 21935
2.18 t	0.13	0.23	0.23	0.26	0.30	0.30	0.17
	0.87	0.77	0.77	0.74	0.70	0.83	0.83
37.34 t M_{ic} 9131	0.13	0.23	0.23	0.26	0.30	0.70	0.17
10375		11293	11293		11568	11935	Σ 67206
	1	1	1	1	1	1	1
	A	B	C	D	E	F	

Ya calculada la rigidez de piso de los elementos resistentes, en ambas direcciones y en todos los niveles, se determina la posición del centro de torsión en cada entrepiso.

El centro de rigidez, es el punto por el que debe pasar la línea de acción de la fuerza cortante sísmica, para que el movimiento relativo de los niveles consecutivos que limitan el entrepiso, sea totalmente de traslación, en caso contrario existe torsión ó rotación relativa entre dos niveles consecutivos.

Las expresiones para calcular las coordenadas del centro de rigidez con respecto a un sistema cualquiera de referencia son:

$$X_t = \frac{\sum R_{iy} X_i}{\sum R_{iy}}$$

$$Y_t = \frac{\sum R_{ix} Y_i}{\sum R_{ix}}$$

en las expresiones anteriores:

X_i, Y_i = coordenadas de los elementos resistentes con respecto al sistema de ejes considerado.

R_{ix}, R_{iy} = rigidez de entrepiso en la dirección considerada

Los valores de las expresiones anteriores se detallan en las tablas siguientes:

ENTREPISO 1				
EJE	ΣK_{piy}	X_i (m)	$\Sigma K_{piy} X_i$	X_{it} (m)
A	29571	0	0	-18.33
B	40212	7.60	305611.2	-10.73
C	38509	15.20	585336.8	- 3.13
D	37508	22.80	855182.4	4.47
E	37862	28.15	1065815.3	9.82
F	36627	33.50	1227004.5	15.17
Kpy	220289		4038950.2	
EJE	ΣK_{pix}	Y_i (m)	$\Sigma K_{pix} Y_i$	Y_{it} (m)
1	65092	0	0	11.40
2	67206	- 5.70	- 383074.2	5.70
3	67390	-12.10	- 815419.0	- 0.70
4	68214	-17.20	-1173280.8	- 5.80
5	55362	-23.70	-1312079.4	
Kpx	323264		-3683853.4	

$$X_t = 18.33 \quad , \quad Y_t = -11.40$$

ENTREPISO 2				
EJE	ΣK_{piy}	X_i (m)	$\Sigma K_{piy} X_i$	X_{it} (m)
A	10841	0	0	-18.62
B	13797	7.60	104857.2	-11.02
C	12391	15.20	188343.2	- 3.42
D	13986	22.80	318880.8	4.18
E	15113	28.15	425430.9	9.53
F	12998	33.50	435433.0	14.88
K_{py}	79126		1472945.2	
EJE	ΣK_{pix}	Y_i (m)	$\Sigma K_{pix} Y_i$	Y_{it} (m)
1	18266	0	0	11.57
2	21935	- 5.70	- 125029.5	5.87
3	22156	-12.10	- 268087.6	- 0.53
4	22374	-17.20	- 384832.8	- 5.63
5	16725	-23.70	- 396382.5	-12.13
K_{px}	101456		-1174332.4	

$$x_t = 18.62 \quad , \quad y_t = -11.57$$

ENTREPISO 3				
EJE	ΣK_{piy}	X_i (m)	$\Sigma K_{piy} X_i$	X_{it} (m)
A	7954	0	0	-18.34
B	9428	7.60	71652.8	-10.74
C	8660	15.20	131632.0	- 3.14
D	9980	22.80	227544.0	4.46
E	10687	28.15	300839.1	9.81
F	8246	33.50	276241.0	15.16
K_{py}	54955		1007908.9	
EJE	ΣK_{pix}	Y_i (m)	$\Sigma K_{pix} Y_i$	Y_{it} (m)
1	13632	0	0	10.34
2	16176	- 5.70	- 92203.2	4.64
3	16320	-12.10	- 197472.0	- 1.76
4	14976	-17.20	- 257587.2	- 6.86
5	6337	-23.70	- 150186.9	-13.36
K_{px}	67441		- 697449.3	

$$X_t = 18.34 \quad , \quad Y_t = -10.34$$

ENTREPISO 4				
EJE	ΣK_{piy}	X_i (m)	$\Sigma K_{piy} X_i$	X_{it} (m)
A	13631	0	0	-18.43
B	15823	7.60	120254.8	-10.83
C	14684	15.20	223196.8	- 3.23
D	17006	22.80	387736.8	4.37
E	18189	28.15	512020.4	9.72
F	14552	33.50	487492.0	15.07
Kpy	93885		1730700.8	
EJE	ΣK_{pix}	Y_i (m)	$\Sigma K_{pix} Y_i$	Y_{it} (m)
1	24173	0	0	10.30
2	28009	- 5.70	- 159651.3	4.60
3	28352	-12.10	- 343059.2	- 1.80
4	26364	-17.20	- 453460.8	- 6.90
5	10830	-23.70	- 256671.0	-13.40
Kpx	117728		-1212842.3	

$$X_t = 18.43 \quad , \quad Y_t = -10.30$$

TABLA DE RIGIDECES DE ENTREPISO Y CENTROS DE TORSION

ENTREPISO	$\frac{6 E}{H^2}$	Kpx	Rx (Kg/cm)	Xt (m)
4	8.20	117728	965370	18.43
3	4.60	67441	310229	18.34
2	9.40	101456	953686	18.62
1	13.00	323264	4202432	18.33

ENTREPISO	$\frac{6 E}{H^2}$	Kpy	Ry (Kg/cm)	Yt (m)
4	8.20	93885	769857	-10.30
3	4.60	54955	252793	-10.34
2	9.40	79126	743784	-11.57
1	13.00	220289	2863757	-11.40

En las tablas anteriores:

X_{it}, Y_{it} = Coordenadas de los elementos resistentes
con respecto al centro de torsión del en
trepiso en cuestión

X_t, Y_t = Coordenadas del centro de rigideces o -
centro de torsión

R_x, R_y = Rigideces de entrepiso de los niveles en
cuestión.

C A P I T U L O I I I

ANALISIS PARA CONDICIONES PERMANENTES

A).- Uso del Método de Distribución de Momentos, (Cross) para la Obtención de Momentos Flexionantes, Fuerzas Cortantes y Fuerzas Normales para Diseño de Columnas y Vigas.

A).- Método de Distribución de Momentos (Cross).

El método de H. Cross, se llama también método de distribución de momentos, si la solución del problema se efectúa en forma iterativa.

Procedimiento:

1).- Se obtiene el factor de distribución (F.D.).-

Este factor de distribución, representa la rigidez proporcional del elemento con respecto a la rigidez del nudo, ó sea:

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

K_i = rigidez del elemento (viga ó columna)

K = suma de rigideces de todas las piezas que concurren al mismo nudo

2).- Se obtienen las fuerzas de empotramiento (ME)

El cálculo de dichas fuerzas de empotramiento se basa en aplicar las cargas externas a la estructura. Para obtener las fuerzas de empotramiento de una forma eficaz, es necesario que las cargas sean uniformemente distribuidas, en caso contrario, se pueden obtener de manera aproximada las cargas equivalentes que dan los mismos momentos de empotramiento.

En estas condiciones hacemos uso de la tabla de constantes para la distribución de momentos para losas con ábaco, pag. 29, usando la expresión:

$$ME = \text{Coef.} M (W_u l_2 l_1^2)$$

3).- Se distribuyen las fuerzas de empotramiento de los nudos en todos los miembros que concurren a dicho nudo, según su factor de distribución correspondiente para obtener (M.D.).

4).- Debe tenerse en cuenta que después de distribuir se debe transportar al extremo opuesto de cada miembro según su factor de transporte correspondiente, que se obtiene de las tablas de constantes para la distribución de momentos para losas con abaco, así como los factores de columna para obtener (MT), localizados en la pag. 25.

5).- El proceso debe terminarse según la aproximación que se desee.

Este procedimiento se lleva a cabo en todos los marcos y en ambas direcciones y en todos los entrepisos de la forma siguiente:

DIRECCION "X"

CONSTANTES PARA LA DISTRIBUCION DE MOMENTOS DE COLUMNAS

EJE	ENTREPISO	F.T.	Kic
1	4	0.56	6.848
2	3	0.55	4.800
3	2	0.56	7.336
4	1	0.57	9.181
5	3 y 4	0.53	2.405

CONSTANTES PARA LA DISTRIBUCION DE MOMENTOS DE VIGAS

EJE	ENTREPISO	TRAMO	F.T.	Coef. M	Kit
1	1 - 4	A - D	0.545	0.088	2.425
2		D - F	0.549	0.089	3.496
3	1 - 4	A - D	0.545	0.088	2.013
4		D - F	0.549	0.089	4.061
5	1 - 4	B - D	0.545	0.088	1.946
		D - E	0.555	0.089	4.386
		E - F	0.549	0.088	2.081

DIRECCION "Y"

CONSTANTES PARA LA DISTRIBUCION DE MOMENTOS DE COLUMNAS

EJE	ENTREPISO	F.T.	Kic
A	4	0.56	4.383
B	3	0.55	3.071
C			
D			
E	2	0.56	4.693
F	1	0.57	5.879
F	3 y 4	0.53	1.538

CONSTANTES PARA LA DISTRIBUCION DE MOMENTOS DE VIGAS

EJE	ENTREPISO	TRAMO	F.T.	Coef.M.	Kit
A	1 - 4	1 - 2	0.551	0.089	2.500
		2 - 3	0.549	0.089	2.210
		3 - 4	0.553	0.089	2.814
B	1 - 4	1 - 2	0.551	0.089	3.252
		2 - 3	0.549	0.089	2.872
		3 - 4	0.553	0.089	3.655
		4 - 5	0.555	0.089	4.185
C	1 - 4	1 - 2	0.551	0.089	2.831
		2 - 3	0.549	0.089	2.499
		3 - 4	0.553	0.089	3.182
		4 - 5	0.549	0.089	2.465

EJE	ENTREPISO	TRAMO	F.T.	Coef.M	Kit
D	1 - 4	1 - 2	0.551	0.089	2.698
		2 - 3	0.549	0.089	2.381
		3 - 4	0.553	0.089	3.033
		4 - 5	0.549	0.089	1.478
E	1 - 4	1 - 2	0.551	0.089	2.886
		2 - 3	0.549	0.089	2.548
		3 - 4	0.553	0.089	3.242
		4 - 5	0.549	0.089	2.509
F	1 - 4	1 - 2	0.551	0.089	2.312
		2 - 3	0.549	0.089	2.042
		3 - 4	0.553	0.089	2.599
		4 - 5	0.549	0.089	2.013

M A R C O A

V	CS	CI	V	V	CS	CI	V	V	CS	CI	V	V	CS	CI	V
		0.61	0.39	0.30		0.47	0.23	0.24		0.48	0.28	0.36			0.64
6.64		- 9.49	9.49			-14.95	14.95			-11.86	11.86				
		1.74	1.11	1.64		2.57	1.26	-0.74		-1.48	- 0.87	-4.27			-7.59
		0.83	0.91	0.61		1.30	- 0.41	0.69		-0.75	- 2.35	-0.48			-3.57
		-1.06	- 0.68	-0.45		-0.70	- 0.35	0.58		1.16	0.67	1.46			2.59
6.64		1.51	- 8.15	11.29		3.17	-14.45	15.46		-1.07	-14.41	8.57			-8.57
	0.43	0.30	0.27	0.22	0.35	0.25	0.18	0.18	0.36	0.25	0.21	0.25	0.44	0.31	
8.10			-11.57	11.57			-18.23	18.23			-14.50	14.50			
	1.49	1.04	0.94	1.47	2.33	1.66	1.20	-0.67	-1.34	-0.94	- 0.78	-3.63	-6.38	-4.49	
	0.97	0.35	0.81	0.52	1.44	0.88	- 0.37	0.66	-0.83	-0.49	- 2.00	-0.43	-4.23	-2.39	
	-1.00	-0.70	- 0.63	-0.54	-0.86	-0.62	- 0.45	0.48	0.96	0.67	0.56	1.77	3.11	2.19	
8.10	1.46	0.89	-10.45	13.02	2.91	1.92	-17.85	18.70	-1.21	-0.76	-16.72	12.21	-7.52	-4.69	
	0.29	0.44	0.27	0.22	0.24	0.37	0.17	0.18	0.24	0.38	0.20	0.24	0.30	0.46	
8.10			-11.57	11.57			-18.23	18.23			-14.50	14.50			
	1.01	1.33	0.93	1.47	1.60	2.46	1.13	-0.67	-0.89	-1.42	- 0.75	-3.48	-4.35	-6.67	
	0.57	0.61	0.81	0.51	0.91	1.00	- 0.37	0.62	-0.52	-0.59	- 1.92	-0.41	-2.47	-2.62	
	-0.58	-0.88	- 0.54	-0.45	-0.49	-0.76	- 0.35	0.43	0.58	0.92	0.48	1.32	1.65	2.53	
8.10	1.00	1.26	-10.37	13.10	2.02	2.70	-17.82	18.61	-0.83	-1.09	-16.69	11.93	-5.17	-6.76	
	0.33	0.44	0.21	0.18	0.30	0.38	0.14	0.14	0.31	0.39	0.16	0.19	0.36	0.45	
7.29			-10.42	10.42			-16.40	16.40			-13.01	13.01			
	1.09	1.38	0.66	1.08	1.79	2.27	0.84	-0.48	-1.05	-1.32	- 0.54	-2.47	-4.68	-5.86	
	0.86		0.60	0.36	1.38		- 0.26	0.46	-0.80		- 1.36	-0.30	-3.74		
	-0.51	-0.64	- 0.31	-0.27	-0.44	-0.56	- 0.21	0.24	0.53	0.66	0.27	0.77	1.43	1.82	
7.29	1.44	0.74	- 9.47	11.59	2.73	1.71	-16.03	16.62	-1.32	-0.66	-14.64	11.01	-6.97	-4.04	
	0.79				1.29				-0.73					-3.34	

M A R C O

	Y	C1	C2	Y	Y	C1	C1	Y	Y	C1	C1	Y	Y	C1	C1	Y	Y	C1	C1	Y	Y	C1	C1	Y	Y	C1	C1	Y	Y	C1	C1	
FD								0,38	0,45	0,34				0,40	0,76	0,37		0,42	0,31	0,43												0,37
ME					83,03			-18,98	16,99					-29,85	29,89					-23,71	21,71											
RD								-35,23	-28,82	3,72				4,36	2,84	-1,63		2,99	-1,43	-10,20											-15,51	
HT								-17,06	2,03	-15,94				2,31	-0,92	1,54		-1,35	-3,62	-1,04											-8,64	
ND								8,28	6,75	-6,93				5,82	3,78	1,44		2,27	1,44	3,31											4,85	
					81,03			-64,03	-30,00	11,70				12,49	-24,19	31,24				-3,87	-29,37	13,74									-18,74	
FD								0,30	0,29	0,33				0,22	0,21	0,21		0,12	0,23	0,24											0,21	0,29
ME					101,25			-23,15	23,13					-16,43	14,43					-20,82	20,73											
RD								-30,44	-21,87	-23,77				4,12	2,82	2,79		-1,58	-2,41	-1,73	-1,81	-1,48									-8,20	
HT								-19,73	3,44	1,93				2,44	1,53	-0,87		1,53	-1,43	-0,73	-4,78	-1,00									-4,44	
ND								5,41	4,03	4,75				2,45	3,34	1,18		1,80	1,29	1,15	3,41	3,34									3,78	
					101,25			-64,34	-14,40	-42,28				4,93	-32,19	37,56				-1,25	-34,14	27,13									-9,07	
FD								0,27	0,41	0,32				0,33	0,20	0,21		0,22	0,34	0,21	0,29	0,26									0,49	
ME								-23,13	23,13					-34,45	34,45					-20,97	20,93											
RD								8,23	9,66	7,41				4,29	2,84	-1,34		-1,88	-2,34	-1,71	-2,29	-2,10									-12,45	
HT								-12,05	-4,18	1,81				1,86	-0,87	1,44		-0,95	-1,03	-0,82	-0,95	-4,41									-4,90	
ND								3,79	1,43	6,37				-2,21	-1,34	1,00		1,16	1,73	1,19	3,03	2,91									4,50	
								-1,92	11,14	-9,24				4,04	-34,00	37,41				-1,44	-1,84	-34,08									-12,83	
FD				0,38	0,42	0,21	0,25	0,37	0,20	0,21	0,28			0,34	0,17	0,17		0,28	0,33	0,20	0,24	0,34								0,42		
ME				-50,28	50,28			-39,60	39,60					-32,64	32,64					-25,74	25,74											
RD				29,19	21,17	-4,83	-7,62	-9,30	-5,93	2,99	3,32			4,82	2,01	-1,14		-1,88	-2,34	-1,34	-4,18	-3,73									-10,81	
HT				-1,74	11,44	3,33		1,38	-3,28	2,44				-0,43	1,10	-1,83			1,44	-0,74	-4,94											
ND				2,19	1,39	-4,23	-4,59	-3,84	-3,87	0,30	0,41			8,44	0,25	0,43		1,05	1,31	0,75	1,85	2,42									3,23	
				31,13	-31,15	30,80	-4,70	-15,26	-28,82	20,11	4,19			4,31	-30,81	33,03				-1,81	-39,74	20,87									-7,58	
FD																																
ME																																
RD																																
HT				14,42				-3,62						2,29						-1,33											-4,18	
ND																																

M A R C O C

	V	C 3	C 1	V	V	C 3	C 1	V	V	C 3	C 1	V	V	C 3	C 1		C 3	C 1	V	
FD							0,36	0,42	0,37		0,43	0,35	0,34		0,45	0,29	0,30		0,41	
ME					173,23			- 18,96	18,96			-29,89	29,89			-25,71	23,71			
RD							- 89,47	- 64,78	3,49		4,99	2,73	- 1,41		-2,78	- 1,79	- 0,23		-14,46	
MT							- 42,19	1,93	-28,62		2,46	- 0,48	1,30		-1,43	- 5,10	- 0,59		- 4,57	
MD							21,91	17,33	10,94		14,72	4,56	1,31		2,28	1,46	3,10		0,86	
					173,23		-106,71	-64,3	- 2,29		21,87	-19,46	31,09		-1,93	-26,14	16,37		-16,37	
FD							0,41	0,89	0,38	0,24	0,33	0,23	0,20	0,20	0,34	0,34	0,22	0,27	0,46	0,30
ME					211,23			- 23,15	23,15			-34,45	34,45			-28,82	28,82			
RD							-77,12	-54,19	- 36,43	3,19	6,39	3,06	2,46	- 1,33	-2,56	- 1,81	- 1,63	- 7,41	-12,44	- 0,47
MT							-56,10	3,54	1,78	-31,21	3,63	1,80	- 0,43	1,44	-1,36	-0,93	- 4,30	- 0,91	- 8,10	- 4,41
MD							18,34	12,99	13,43	4,44	9,13	6,36	5,53	1,07	1,82	1,28	1,18	3,48	5,88	4,08
					211,23	-104,84	-38,00	- 64,39	1,79	16,17		11,12	-29,07	37,47	-2,30	-1,46	-32,89	23,86	-14,64	- 9,20
FD							0,28	0,45	0,29	0,24	0,23	0,35	0,16	0,19	0,23	0,36	0,22	0,27	0,29	0,44
ME								- 23,15	23,15			-34,45	34,45			-28,92	28,92			
RD							4,44	1,47	6,71	3,19	3,06	4,44	2,39	- 1,43	-1,73	-2,71	- 1,44	- 7,41	- 8,39	-12,72
MT							-30,00	-13,49	1,78	3,71	1,48	1,92	- 0,76	1,31	-1,00	-1,09	- 4,30	- 0,91	- 4,77	- 5,05
MD							-11,78	16,02	12,16	- 1,57	-1,20	- 2,20	- 1,17	4,94	1,17	1,83	1,12	2,90	3,11	4,12
							-11,78	14,29	- 2,52	28,46	3,24	4,29	-34,01	37,29	-1,54	-1,97	-15,76	23,10	-10,03	-13,95
FD				0,70	0,30	0,19	0,29	0,34	0,20	0,20	0,29	0,36	0,15	0,16	0,29	0,37	0,18	0,21	0,28	0,44
ME				-104,91	104,91			- 20,60	20,60			32,44	32,44			-25,74	25,74			
RD				73,44	21,47	- 12,43	-24,45	-30,15	- 14,44	2,37	3,43	4,26	1,72	- 1,07	-1,94	-2,48	- 1,21	- 3,41	- 9,01	-11,32
MT				- 6,94	17,28	3,37		1,11	- 9,32	2,61		- 0,59	0,96	-1,52		- 2,78	- 0,47	- 7,12		
MD				4,44	2,08	- 3,42	- 7,01	- 8,70	- 4,83	1,44	2,12	2,43	1,09	0,54	1,02	1,30	0,64	1,43	2,73	3,43
				78,30	- 78,30	105,92	-23,41	-39,25	- 40,94	15,11	8,16	4,89	-30,14	32,91	-2,44	-1,14	-29,29	21,29	-13,40	- 7,89
FD																				
ME																				
RD																				
MT				41,84			-17,30			2,43					-1,41				-4,43	
MD																				

5 4 3 2 1

MARCOS D, E

	Y	C 1	Y	E 1	Y	C 1	Y	C 1	Y	C 1	Y	C 1	Y	C 1	Y	C 1	Y
18	0.15	0.21	0.17	0.46	0.34	0.21		0.13	0.24	0.15	0.44	0.29	0.38				
19		-16.35	26.19	-16.67	16.97		-21.36	26.26			-16.67	26.00					
20	10.58	6.33	- 1.73	- 0.5	3.45	2.86	4.13	2.22	3.33	- 2.41	- 1.51	- 7.43	- 13.84				
21	0.15	0.24	0.19	- 2.36	1.34	- 1.97	3.14	- 0.72	1.77	- 1.24	- 0.26	- 0.43	- 1.19				
22	- 0.90	- 1.97	- 0.64	- 1.27	- 0.48	0.14	0.20	0.11	1.04	0.45	1.23	2.34	4.28				
23	21.46	- 22.45	27.33	- 4.74	- 15.78	37.58	6.31	- 27.68	26.77	- 3.72	- 24.55	16.17	- 14.17				
24	0.45	0.14	0.17	0.15	0.15	0.24	0.24	0.18	0.19	0.15	0.14	0.12	0.27	0.41	0.28		
25		- 21.21	31.11	- 19.37	19.27		- 11.13	31.13			- 16.48	24.91					
26	15.73	16.48	5.46	- 3.56	- 4.27	- 5.21	2.15	3.46	2.15	- 2.23	- 1.53	- 4.97	- 10.41	- 1.40			
27	10.94	3.41	0.41	3.06	- 2.75	- 3.19	1.41	- 1.10	3.75	1.44	- 0.49	1.11	- 0.27	- 2.73			
28	- 7.45	- 3.43	7.21	- 0.01	- 0.02	- 0.01	- 0.33	- 0.47	- 0.33	0.41	1.14	0.72	3.44	3.40	4.03		
29	16.06	11.13	- 20.17	31.67	- 11.24	- 4.92	31.67	- 11.24	31.67	- 11.24	- 0.11	- 26.67	26.66	- 11.23	- 4.09		
30	0.73	0.14	0.14	0.24	0.24	0.23	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24
31		- 21.45	31.21	- 16.27	16.27		- 11.13	31.13			- 11.91	31.97					
32	10.14	16.28	3.14	- 1.08	- 4.05	- 3.05	2.15	3.46	2.15	- 2.23	- 1.53	- 4.97	- 10.41	- 1.40			
33	4.01	3.37	0.41	3.01	- 2.77	- 2.77	1.41	- 1.10	3.46	1.44	- 0.49	1.11	- 0.27	- 2.73			
34	- 2.42	- 3.36	1.14	- 0.06	- 0.14	- 0.27	- 0.37	- 0.45	- 0.37	0.44	1.14	0.72	3.44	3.40	4.03		
35	31.68	16.18	- 29.34	31.17	- 11.24	- 4.92	31.67	- 11.24	31.67	- 11.24	- 0.11	- 26.67	26.66	- 11.23	- 4.09		
36	0.16	0.16	0.11	0.15	0.15	0.24	0.24	0.18	0.19	0.15	0.14	0.12	0.27	0.41	0.28		
37		- 20.41	26.43	- 17.64	17.64		- 11.13	31.13			- 11.91	31.97					
38	10.33	13.13	3.16	- 1.43	- 3.19	- 4.07	2.10	3.47	2.10	- 2.23	- 1.53	- 4.97	- 10.41	- 1.40			
39	6.11	6.11	0.41	5.70	- 5.29	- 5.29	1.41	- 1.10	3.46	1.44	- 0.49	1.11	- 0.27	- 2.73			
40	- 1.37	- 3.40	- 1.49	- 0.11	- 0.37	- 0.37	- 0.24	- 0.11	- 0.19	- 0.24	0.11	0.72	3.44	3.40	4.03		
41	14.11	6.24	- 23.89	14.64	- 4.14	- 11.81	14.64	- 4.14	14.64	- 4.14	- 21.24	14.64	- 11.14	- 4.44			
42																	
43																	
44	3.31																
45																	

1
2
3
4
5

C A P I T U L O I V

EFFECTOS DE TORSION.

- A).- Generalidades.
 - a).- Contenido.
 - b).- Hipótesis.
- B).- Clasificación de las Construcciones en el Reglamento del D. F.
 - a).- Requisitos de Diseño.
 - b).- Coeficiente Sísmico, Factor de Ductilidad y Ordenada al Origen del Espectro de Diseño.
- C).- Cálculo del Cortante Sísmico.
 - a).- Fuerza Sísmica y Cortante en la Base.
 - b).- Determinación del Desplazamiento Relativo.
 - c).- Definición de la Línea de Acción del Cortante Sísmico en cada Entrepiso.
- D).- Distribución de la Fuerza cortante Sísmica.
 - a).- Determinación de la Excentricidad y Cálculo del Momento Torsionante.
 - b).- Efectos de la Fuerza Cortante en los Elementos Resistentes.

A).- GENERALIDADES.

a).- Contenido. Este capítulo se refiere a la valuación de las fuerzas sísmicas, de acuerdo con el reglamento propuesto, así como a la distribución de sus efectos entre los elementos resistentes en cada entrepiso.

b).- Hipótesis. Se admitirán las siguientes hipótesis.

1).- Es posible considerar que la fuerza cortante sísmica en cualquier entrepiso actúa paralelamente a un sistema de elementos que resisten empujes laterales en una sola dirección paralela a su plano. Debe suponerse además que en todos los entrepisos existen dos sistemas ortogonales de elementos resistentes y que trabajan independientemente, en tal caso siempre será posible descomponer la cortante sísmica en un entrepiso, en dos componentes que satisfagan la condición impuesta al principio de este inciso.

2).- La rigidez de entrepiso de cada marco o muro es conocida. En general es posible usar valores aproximados para fines de una distribución.

3).- Las losas de piso son indeformables.

4).- Se supondrá que el efecto del temblor equivale al de un sistema de fuerzas horizontales que actúa en dirección paralela a uno de los sistemas de elementos resistentes y obran en el centro de gravedad de cada nivel

B).- CLASIFICACION DE LAS CONSTRUCCIONES EN EL REGLAMENTO DEL D. F.

a).- Requisitos de Diseño. El reglamento del D.F. - con fines de diseño sísmico, clasifica los edificios -- por el tipo de suelo en el que se encuentran cimentados por su destino y por su tipo de estructuración.

Por lo tanto la construcción se localiza en la zona III de suelo compresible, a la que corresponde una construcción del grupo "B"; por su estructuración pertenece al tipo 1 y caso 2, en ambas direcciones.

b).- Coeficiente Sísmico, Factor de Ductilidad y Ordenada al Origen del Espectro de Diseño. El coeficiente sísmico "C", se define como el cociente entre la fuerza cortante en la base de la estructura y el peso de la misma, incluyendo la carga viva especificada por el Reglamento del D. F.

El factor de ductilidad "Q", depende de las características de la estructura en la dirección en que se está analizando.

La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico " a_x ", que nos recomienda el Reglamento de Construcciones del D. F., está expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

Cumplidos los requisitos de diseño del inciso (a) de éste tema, se presentan los valores de los coeficien

tes sísmicos, así como de los factores de ductilidad y de la ordenada al origen "a_x" del espectro sísmico de diseño, cuyos valores nos recomienda usar el Reglamento de Construcciones del D. F., los cuales se presentan en la siguiente tabla:

VALORES DE "C", "Q" y "a_{*}"

	TIPO DE ESTRUCTURA	CASO	C	Q	a _*	REQUISITOS
EJE X	1	2	0.24	4.0	0.06	cumple con las condiciones de ductilidad
EJE Y	1	2	0.24	4.0	0.06	cumple con las condiciones de ductilidad

C).- CALCULO DEL CORTANTE SISMICO.

a).- Fuerza Sísmica y Cortante en la Base. Para calcular las fuerzas sísmicas y cortantes a diferentes niveles, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se localiza el centroide de cargas o el centro de gravedad del nivel "i" considerado.

La fuerza horizontal se calcula usando la fórmula:

$$F_i = \frac{W_i H_i}{\sum W_i H_i} V_b$$

en la cual:

F_i = fuerza sísmica aplicada en el nivel "i"

W_i = peso del nivel "i"

H_i = altura del nivel "i" sobre el desplante

V_b = cortante en la base

Cuyos valores se presentarán más adelante en una tabla.

El factor de proporcionalidad se tomará de tal manera que la relación V/W en la base sea igual a C/Q pero no menor que a_* , en este caso:

$$\frac{C}{Q} = \frac{0,24}{4} = 0.06 = a_*$$

Por lo tanto el cortante en la base será:

$$V_{\text{base}} = \frac{C}{Q} \sum W_i = (0.06)(2729.28)$$

$V_{\text{base}} = 163.76$ ton en ambas direcciones.

Para calcular las fuerzas cortantes de diseño a diferentes niveles de un edificio, se obtienen como la suma de fuerzas sísmicas aplicadas en los niveles arriba del entrepiso que se analiza. Al variar la magnitud de cada fuerza sísmica en cada nivel, también variará la fuerza cortante. En la Tabla siguiente se presentan los valores de las fuerzas sísmicas y de las cortantes.

NIVEL	W_i (ton)	H_i (m)	$W_i H_i$ (ton-m)	F.S.(ton)	V (ton)
4	630.60	13.83	8721.20	67.64	67.64
3	626.70	10.43	6536.48	50.69	188.33
2	592.23	5.88	3482.31	27.01	145.34
1	879.75	2.70	2375.33	18.42	163.76
Σ	2729.28		21115.32	163.76	

b).- Determinación del Desplazamiento Relativo. Se definirán también las deformaciones en cada nivel suponiendo que se trata de un edificio que se idealiza como una viga cortante. Así, se puede suponer que el desplazamiento relativo entre los dos niveles que limitan un entrepiso, se obtiene dividiendo la fuerza cortante en el entrepiso entre la rigidez de entrepiso. En la Tabla siguiente se presentan los valores de los desplazamientos relativos.

ENTREPISO	Rx	Ry	V (Kg)	DIRECCION		DIRECCION	
				X	Y	X (cm)	Y (cm)
4	965370	769857	67640	0.070	0.642	0.088	0.808
3	310229	252793	118330	0.381	0.572	0.468	0.720
2	953686	743784	145340	0.152	0.191	0.195	0.252
1	4202432	2863757	163760	0.039	0.039	0.057	0.057

En el análisis sísmico, el Reglamento del D. F., -- permite reducir las fuerzas cortantes obtenidas, siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del periodo -- fundamental de vibración de la estructura. El citado reglamento propone la siguiente fórmula:

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

donde:

W_i = peso de la masa en el nivel "i"

F_i = fuerza sísmica que actúa en el nivel "i"

X_i = desplazamiento de la masa W_i producida por el sistema F_i

g = aceleración de la gravedad 981 cm/seg²

Por lo tanto se tiene que:

$$\sum W_i X_i^2 = (630.60)(0.642)^2 + (626.70)(0.572)^2 + (592.23) \times (0.191)^2 + (879.75)(0.039)^2$$

$$\sum W_i X_i^2 = 487.90 \text{ ton-cm}^2$$

$$\sum F_i X_i = (67.64)(0.642) + (50.69)(0.572) + (27.01)(0.191) + (18.42)(0.039)$$

$$\sum F_i X_i = 78.30 \text{ ton-cm}$$

$$\sum W_i Y_i^2 = (630.60)(0.808)^2 + (626.70)(0.720)^2 + (592.23) \times (0.252)^2 + (879.75)(0.057)$$

$$\sum W_i Y_i^2 = 777.04 \text{ ton-cm}^2$$

$$\sum F_i Y_i = (67.64)(0.808) + (50.69)(0.720) + (27.01)(0.252) + (18.42)(0.057)$$

$$\sum F_i Y_i = 99.00 \text{ ton-cm}$$

$$T_x = 6.3 \left[\frac{(487,90)}{(981)(78,30)} \right]^{1/2} = 0.08 \text{ seg}$$

$$T_y = 6.3 \left[\frac{777,04}{(981)(99,00)} \right]^{1/2} = 0.09 \text{ seg}$$

Una vez calculado el valor del periodo de vibración para ambas direcciones y según su situación en el espectro de diseño, se aplicarán diversos coeficientes para calcular las fuerzas por sismo aplicadas en la estructura.

Como los valores de T son menores que $T_1 = 0.80 \text{ seg}$ se procederá de tal manera que la relación V_b/W sea la misma que:

$$\frac{a_* + (C - a_*) T/T_1}{Q'}$$

$$\text{y } Q' = 1 + (Q - 1)(T/T_1)$$

por lo tanto para: $T = 0.08 \text{ seg}$ se tiene:

$$Q' = 1 + (4 - 1) (0.08/0.80) = 1.30$$

$$\frac{V_b}{W} = \frac{(0.06) + (0.24 - 0.06) (0.08/0.80)}{(1.30)}$$

$$\frac{V_b}{W} = 0.06 \text{ que implica } V_b = (0.06)(2729,28)$$

$$V_{bx} = 163,76 \text{ ton}$$

y para $T = 0.09 \text{ seg}$ se tiene:

$$Q' = 1 + (4 - 1) (0.09/0.80) = 1.3375$$

$$\frac{V_b}{W} = \frac{(0.06) + (0.24 - 0.06) (0.09/0.80)}{1.3375}$$

$$\frac{V_b}{W} = 0.06 \text{ que indica } V_b = (0.06)(2729,28)$$

$$V_{by} = 163,76 \text{ ton}$$

Que son los valores que se consideraron anteriormente, por lo tanto no existe reducción de las fuerzas cortantes.

c).- Definición de la Línea de Acción del Cortante-Sísmico en cada Entrepiso. Para calcular la posición de las fuerzas con respecto a los ejes y a partir de éste valor se obtendrá la posición de la resultante o fuerza cortante. Este procedimiento se lleva a cabo en la tabla siguiente:

NIVEL	F. S.		CORTANTES		C. de G.	
	Fix	Fly	Vx	Vy	\bar{X}	\bar{Y}
4	67.64	67.64	67.64	67.64	17.63	-11.36
3	50.69	50.69	118.33	118.33	16.75	-10.74
2	27.01	27.01	145.34	145.34	18.18	-10.44
1	18.42	18.42	163.76	163.76	16.30	-13.58
Σ	163.76	163.76				

					POSICION DE CORTANTE	
NIVEL	Fix \bar{Y}	Fix \bar{Y}	Fly \bar{X}	Fly \bar{X}	Yv (m)	Xv (m)
4	- 767.04	- 767.04	1192.49	1192.49	-11.34	17.63
3	- 544.41	-1311.45	849.06	2041.55	-11.08	17.25
2	- 281.98	-1593.43	491.05	2532.60	-10.96	17.43
1	- 250.14	-1843.57	300.25	2832.85	-11.26	17.30
Σ	-1843.57		2832.85			

$$Y_v = \frac{\Sigma \text{Fix}\bar{Y}}{V_x}$$

$$X_v = \frac{\Sigma \text{Fly}\bar{X}}{V_y}$$

D).- DISTRIBUCION DE LA FUERZA CORTANTE SISMICA.

a).- Determinación de la Excentricidad y Cálculo del Momento Torsionante. Ya conocida la magnitud y la posición de la fuerza en cada entrepiso, se procede a calcular la excentricidad torsional en cada nivel, que se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la línea de acción de la fuerza cortante en dicho nivel. Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará igual a la fuerza cortante de entrepiso, multiplicada por la excentricidad que especifica el reglamento, que para cada marco resulte más desfavorable de las siguientes expresiones:

$$(Ed)_1 = 1.5 E_c + 0.1L$$

$$(Ed)_2 = E_c - 0.1L$$

donde:

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

$E_c = X_t - X_v$ excentricidad calculada,

$E_a = 0.1L$ excentricidad accidental.

$E_d =$ excentricidad de diseño.

Este procedimiento se lleva a cabo en las siguientes tablas, la excentricidad está dada en (m) y el momento torsionante en (ton-m).

NIVEL	Xt (m)	Xv (m)	EXCENRICIDAD		MOMENTO DE TORSION
			1.5 Ec + Ea	Ec - Ea	Vy
4	18.43	17.63	4.55	- 2.55	307.76
					- 172.48
3	18.34	17.25	4.99	- 2.26	590.32
					- 267.36
2	18.62	17.43	5.14	- 2.16	747.05
					- 313.93
1	18.33	17.30	4.90	- 2.32	802.42
					- 379.92

L = 33.50 m.

NIVEL	Yt (m)	Yv (m)	EXCENRICIDAD		MOMENTO DE TORSION
			1.5Ec + Ea	Ec - Ea	Vx
4	10.30	11.34	0.81	- 3.41	54.79
					- 230.65
3	10.34	11.08	1.26	- 3.11	149.06
					- 367.91
2	11.57	10.96	3.29	- 1.76	478.17
					- 255.80
1	11.40	11.26	2.58	- 2.23	422.50
					- 365.18

L = 23.70 m.

b).- Efectos de la Fuerza Cortante en los Elementos Resistentes. La fuerza cortante que debe ser resistida - por un marco cualquiera en un piso, es igual a la suma - de dos efectos; el debido a la fuerza cortante del piso, supuesta actuando en el centro de rigideces, que se deno mina como la fuerza cortante directa y el que le corres ponde al considerar los efectos producidos por el par de torsión.

Si la dirección analizada del sismo es la paralela al eje "x", se obtienen las siguientes cortantes:

En los marcos "x", por efecto de la fuerza cortante directa aplicada en el centro de rigideces:

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

En los marcos "x", por efecto de la torsión:

$$F_{xt} = \frac{M_t R_{ix} Y_{it}}{2 (\sum R_{ix} Y_{it} + \sum R_{iy} X_{it})}$$

En las expresiones anteriores:

V = fuerza cortante sísmica en el entrepiso considerado

X_{it}, Y_{it} = coordenadas de los elementos resistentes con respecto al centro de torsión del en trepiso en cuestión

M_t = momento torsionante en el entrepiso considerado

R = rigidez del entrepiso considerado.

ENTREPISO 1

EJE	CENTRO DE TORSION				EFECTOS DE Vy		
	Kpiy	Xit	KpiyXit	KpiyXit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
A	29571	-18.33	- 542036	9935528	21.98	8.85	30.83
B	40212	-10.73	- 431475	4629724	29.89	7.05	36.94
C	38509	- 3.13	- 120533	377269	28.63	1.97	30.60
D	37508	4.47	167661	749444	27.88	1.30	29.18
E	37862	9.82	371805	3651124	28.15	2.88	31.03
F	36627	15.17	555632	8428931	27.23	4.30	31.53
Σ	220289			27772020	163.76		
EJE	CENTRO DE TORSION				EFECTOS DE Vx		
	Kpix	Yit	KpixYit	KpixYit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1	65092	11.40	742049	8459356	32.97	6.38	39.35
2	67205	5.70	383068	2183490	34.04	3.30	37.34
3	67390	- 0.70	- 47173	33021	34.14	0.35	34.49
4	68214	- 5.80	- 395641	2294719	34.56	2.94	37.50
5	55362	-12.30	- 680953	8375717	28.05	5.06	33.11
Σ	323264			21346303	163.76		

ENREPISO 2

EJE	CENTRO DE TORSION				EFECTOS DE Vy		
	Kpiy	Xit	KpiyXit	$KpiyXit^2$	DIRECTO	TORSION	TOTAL
A	10841	-18.62	-201859	3758622	19.91	9.17	29.08
B	13797	-11.02	-152043	1675513	25.34	6.90	32.24
C	12391	- 3.42	- 42377	144930	22.76	1.92	24.68
D	13986	4.18	58461	244369	25.69	1.12	26.81
E	15113	9.53	144027	1372576	27.76	2.75	30.51
F	12998	14.88	193410	2877944	23.88	3.69	27.57
Σ	79126			10073954	145.34		
EJE	CENTRO DE TORSION				EFECTOS DE Vx		
	Kpix	Yit	KpixYit	$KpixYit^2$	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1	18266	11.57	211338	2445176	26.17	6.14	32.31
2	21935	5.87	128758	755812	31.42	3.74	35.16
3	22156	- 0.53	- 11743	6224	31.74	0.18	31.92
4	22374	- 5.63	- 125966	709186	32.05	1.96	34.01
5	16725	-12.13	- 202874	2460865	23.96	3.15	27.11
Σ	101456			6377263	145.34		

ENTREPISO 3

EJE	CENTRO DE TORSION				EFECTOS DE Vy		
	Kpiy	Xit	KpiyXit	² KpiyXit	DIRECTO	TORSION	TOTAL
A	7954	-18.34	-145876	2675372	17.13	8.08	25.21
B	9428	-10.74	-101257	1087497	20.30	5.61	25.91
C	8660	- 3.14	- 27192	85384	18.65	1.51	20.16
D	9980	4.46	44511	198518	21.49	1.12	22.61
E	10687	9.81	104839	1028475	23.01	2.63	25.64
F	8246	15.16	125009	1895142	17.75	3.13	20.88
Σ	54955			6970388	118.33		
EJE	CENTRO DE TORSION				EFECTOS DE Vx		
	Kpix	Yit	KpixYit	² KpixYit	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1	13632	10.34	140955	1457473	23.91	4.86	28.78
2	16176	4.64	75057	348263	28.38	2.59	30.97
3	16320	- 1.76	- 28723	50553	28.63	0.40	29.03
4	14976	- 6.86	- 102735	704765	26.28	1.44	27.72
5	6337	-13.36	- 84662	1131089	11.12	1.18	12.30
Σ	67441			3692143	118.33		

ENTREPISO 4

EJE	CENTRO DE TORSION				EFECTOS DE Vy		
	Kpiy	Xit	KpiyXit	KpiyXit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
A	13631	-18.43	-251219	4629972	9.82	4.19	14.01
B	15823	-10.83	-171363	1855862	11.40	2.86	14.26
C	14684	- 3.23	- 47429	153197	10.58	0.79	11.37
D	17006	4.37	74316	324762	12.25	0.69	12.94
E	18189	9.72	176797	1718468	13.10	1.65	14.75
F	14552	15.07	219299	3304831	10.49	2.05	12.54
Σ	93885			11987092	67.64		
EJE	CENTRO DE TORSION				EFECTOS DE Vx		
	Kpix	Yit	KpixYit	KpixYit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1	24173	10.30	248982	2564514	13.89	3.11	17.00
2	28009	4.60	128841	592670	16.09	1.61	17.70
3	28352	- 1.80	- 51034	91860	16.29	0.15	16.44
4	26364	- 6.90	-181912	1255190	15.15	0.54	15.69
5	10830	-13.40	-145122	1944635	6.22	0.43	6.65
Σ	117728			6448869	67.64		

Se observa en las tablas anteriores que no se usó el valor de la rigidez del entrepiso (R), sino que se empleó el valor de "Kp" porque al realizar el cociente en las expresiones anteriores para determinar los efectos de torsión, el factor $6E/H^2$ se anula, por lo tanto el valor de "Kp" es equivalente a la rigidez del entrepiso para este desarrollo.

Los marcos se calcularán para valores máximos de las fuerzas cortantes, en este caso el signo negativo indica que la fuerza cortante pasa al lado contrario del centro de torsión y por lo tanto se sumaron los esfuerzos directos y los esfuerzos por torsión.

C A P I T U L O V

ANALISIS DE MARCOS SUJETOS A FUERZAS LATERALES

A).- Utilización del Método del Factor.

a).- Desarrollo del Método del Factor para la Obtención de Momentos Flexionantes, Fuerzas Cortantes y Fuerzas Normales para Diseño de Columnas y Vigas.

A).- Utilización del Método del Factor.

a).- Es éste un método aproximado, cuyo desarrollo se basa en el planteamiento de las ecuaciones pendiente-deformación y formulando las siguientes hipótesis:

1).- Calculándose en cada nudo el valor de G_n que se denomina factor de trabe, igual a $\Sigma K_{ic} / \Sigma K$ siendo ΣK_{ic} la suma de rigideces de las columnas que concurren a ese nudo y ΣK la suma de rigideces de todas las piezas que concurren al mismo nudo.

2).- Calculándose en cada nudo $C_n = 1 - G_n$ que se llamará factor de columna.

La aplicación de los dos pasos anteriores se presentarán en los marcos posteriores y se ubicarán en el primer renglón.

3).- Se obtiene para cada trabe y columna que lleguen a un nudo, el valor de la suma de su factor más la mitad del factor correspondiente al extremo opuesto de la misma pieza:

$$\text{trabe} = (G + G'/2)$$

$$\text{columna} = (C + C'/2)$$

los valores anteriores los multiplicamos por su rigidez respectiva:

$$(G + G'/2) K_{it}$$

$$(C + C'/2) K_{ic} .$$

En el segundo renglón se ubicarán los valores de $C'/2$ y $G'/2$ respectivamente, así como los valores de --

$G+G'/2$ y $C+C'/2$ los cuales ubicaremos en el tercer renglón ya que en el cuarto renglón y sobre la doble raya, se coloca el valor de:

$$K_{it} (G+G'/2) \text{ y } K_{ic} (C+C'/2)$$

4).- Los momentos en los extremos de las columnas de cada entrepiso, serán proporcionales a los valores de $K_{ic} (C+C'/2)$ para cada extremo de cada columna.

Los momentos en los extremos de las trabes, serán proporcionales a los valores de $K_{it} (G+G'/2)$ correspondiente.

En el último renglón se ubica el valor del momento, el cuál estará colocado debajo de la doble raya y se define con la siguiente expresión:

$$M = \frac{K_{ic} (C+C'/2)}{\sum K_{ic} (C+C'/2)} (V h)$$

que será el momento en los extremos de las columnas

Los momentos en las trabes se calculan distribuyendo la suma de los momentos de las columnas en cada nudo, proporcionalmente al valor de $K_{it} (G+G'/2)$ de cada trabe y se define con la siguiente expresión:

$$M = \frac{K_{it} (G+G'/2)}{\sum K_{it} (G+G'/2)} (\sum M_c)$$

$\sum M_c$ = suma de momentos de las columnas en el nudo-analizado

V = cortante del entrepiso estudiado

h = altura del entrepiso

El procedimiento se ilustra a continuación:

DIRECCION "X"

TABLA DE RIGIDECES DE COLUMNAS Y TRABES

EJE	ENTREPISO	h	Kic
1	4	3.40	6.848
2	3	4.55	4.800
3	2	3.18	7.336
4	1	2.70	9.181
5	3 y 4	7.95	2.405
EJE	ENTREPISO	TRAMO	Kit
1	1 - 4	A - D	2.425
2		D - F	3.496
3			
4	1 - 4	A - D	2.013
		D - F	4.061
5	1 - 4	B - D	1.946
		D - E	4.386
		E - F	2.081

TABLA DE RIGIDECES DE COLUMNAS Y TRABES

EJE	ENTREPISO	h	Kic
A B C D E F	4	3.40	4.383
	3	4.55	3.071
	2	3.18	4.693
	1	2.70	5.879
	3 y 4	7.95	1.538
EJE	ENTREPISO	TRAMO	Kit
A	1 - 4	1 - 2	2.500
		2 - 3	2.210
		3 - 4	2.814
B	1 - 4	1 - 2	3.252
		2 - 3	2.872
		3 - 4	3.655
		4 - 5	4.185
C	1 - 4	1 - 2	2.831
		2 - 3	2.499
		3 - 4	3.182
		4 - 5	2.465
D	1 - 4	1 - 2	2.698
		2 - 3	2.381
		3 - 4	3.033
		4 - 5	1.478
EJE	ENTREPISO	TRAMO	Kit
E	1 - 4	1 - 2	2.886
		2 - 3	2.548
		3 - 4	3.242
		4 - 5	2.509
F	1 - 4	1 - 2	2.312
		2 - 3	2.042
		3 - 4	2.599
		4 - 5	2.013

CORTANTE DE ENTREPISO**ENTREPISO**

EJES	4	3	2	1
1	17.00	28.78	32.31	39.35
2	17.70	30.97	35.16	37.34
3	16.44	29.03	31.92	34.49
4	15.69	27.72	34.01	37.50
5	6.65	12.30	27.11	33.11
A	14.01	25.21	29.08	30.83
B	14.26	25.91	32.24	36.94
C	11.37	20.16	24.68	30.60
D	12.94	22.61	26.81	29.18
E	14.75	25.64	30.51	31.03
F	12.54	20.88	27.57	31.53

M A R C O 1. 2. 3. 4

0,770	0,630	0,630	0,630	0,630	0,530	0,530	0,460	0,460	0,430
0,315	0,385	0,315	0,315	0,265	0,315	0,220	0,265	0,315	0,230
1,085	1,015	0,945	0,945	0,895	0,845	0,760	0,725	0,775	0,860
<u>2,184</u>	<u>2,043</u>	<u>1,902</u>	<u>1,902</u>	<u>1,802</u>	<u>1,701</u>	<u>1,016</u>	<u>2,944</u>	<u>3,147</u>	<u>3,497</u>
- 2,818	- 2,392	- 2,227	- 2,372	- 2,247	- 2,035	- 3,493	- 3,148	- 3,363	- 4,342

0		0,370		0,370		0,470		0,540		0,370
5		0,130		0,130		0,150		0,165		0,100
0		0,500		0,500		0,620		0,705		0,470
5		<u>3,424</u>		<u>3,424</u>		<u>4,246</u>		<u>4,828</u>		<u>3,219</u>
0		4,619		4,619		5,728		6,513		4,342
5		0,260		0,260		0,300		0,330		0,200
0		0,185		0,185		0,235		0,270		0,185
5		0,443		0,443		0,535		0,600		0,385
0	0,850	0,740	3,067	0,740	0,740	3,067	0,740	0,700	3,664	0,670
5	0,370	0,425	0,370	0,370	0,370	0,350	0,370	0,350	0,350	0,400
0	1,720	1,165	4,110	1,110	4,110	1,090	1,070	1,020	1,563	1,070
5	<u>2,436</u>	<u>2,345</u>	<u>2,234</u>	<u>2,234</u>	<u>2,194</u>	<u>2,154</u>	<u>2,004</u>	<u>2,960</u>	<u>3,103</u>	<u>3,294</u>
0	- 8,378	- 7,420	- 7,068	- 7,309	- 7,179	- 7,298	- 10,178	- 9,677	- 10,152	- 12,317
5	0,260	0,260	0,260	0,260	0,260	0,300	0,165	0,200	0,330	0,200
0	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,165	0,200	0,200	0,330	0,125
5	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,465	0,530	0,530	0,530	0,385
0	1,868	1,868	1,868	1,868	1,868	2,232	2,344	2,344	2,344	1,560
5	10,378	10,378	10,378	10,378	10,378	12,534	14,286	14,286	14,286	8,761
0		0,250		0,250		0,330		0,400		0,250
5		0,130		0,130		0,150		0,165		0,100
0		0,380		0,380		0,480		0,565		0,330
5	0,860	0,750	1,624	0,750	0,750	1,624	0,750	0,670	2,712	0,600
0	0,375	0,430	0,375	0,375	0,375	0,335	0,375	0,300	0,335	0,400
5	1,735	1,280	10,243	1,125	10,243	1,085	1,065	0,970	15,230	0,975
0	<u>2,886</u>	<u>2,375</u>	<u>2,265</u>	<u>2,265</u>	<u>2,184</u>	<u>2,104</u>	<u>3,930</u>	<u>3,797</u>	<u>3,955</u>	<u>4,264</u>
5	- 10,407	- 9,780	- 9,128	- 9,128	- 9,380	- 8,415	- 15,755	- 13,995	- 14,593	- 17,710
0	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,290	0,165	0,200	0,330	0,200
5	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,165	0,200	0,200	0,330	0,125
0	0,375	0,375	0,375	0,375	0,375	0,475	0,565	0,565	0,565	0,375
5	2,731	2,731	2,731	2,731	2,731	3,495	4,165	4,165	4,165	2,568
0	8,865	8,865	8,865	8,865	8,865	11,231	13,358	13,358	13,358	8,276
5	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,290	0,330	0,330	0,330	0,200
0	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,165	0,200	0,200	0,330	0,125
5	0,375	0,375	0,375	0,375	0,375	0,475	0,565	0,565	0,565	0,375
0	0,890	0,750	2,731	0,750	0,750	2,731	0,750	0,710	3,338	0,670
5	0,375	0,445	0,375	0,375	0,375	0,335	0,375	0,335	0,355	0,400
0	1,265	1,195	8,865	1,125	8,865	1,105	1,085	1,035	12,529	1,070
5	<u>3,564</u>	<u>3,366</u>	<u>3,169</u>	<u>3,169</u>	<u>3,117</u>	<u>3,056</u>	<u>4,244</u>	<u>4,163</u>	<u>4,345</u>	<u>4,609</u>
0	- 9,795	- 8,076	- 7,603	- 7,909	- 7,770	- 7,508	- 10,426	- 9,820	- 10,249	- 14,043
5	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,290	0,330	0,330	0,330	0,200
0	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,630	0,630	0,630	0,500
5	0,750	0,750	0,750	0,750	0,750	0,790	0,790	0,790	0,790	0,700
0	8,888	8,888	8,888	8,888	8,888	7,253	7,253	7,253	7,253	4,427
5	6,814	6,814	6,814	6,814	6,814	7,177	7,177	7,177	7,177	6,260
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
5	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,165	0,165	0,165	0,165	0,100
0	1,125	1,125	1,125	1,125	1,125	1,145	1,165	1,165	1,165	1,100
5	<u>10,329</u>	<u>10,329</u>	<u>10,329</u>	<u>10,329</u>	<u>10,329</u>	<u>10,512</u>	<u>10,512</u>	<u>10,696</u>	<u>10,696</u>	<u>10,099</u>
0	10,221	10,221	10,221	10,221	10,221	10,402	10,402	10,584	10,584	9,993

0.410	0.510	0.510	0.540
0.253	0.305	0.270	0.235
0.183	0.813	0.780	0.793
<u>3.704</u>	<u>3.573</u>	<u>1.623</u>	<u>1.654</u>
-3.109	-4.183	-1.899	-4.396

0.390		0.490		0.460
0.135		0.135		0.090
0.323		0.623		0.350
<u>3.503</u>		<u>4.280</u>		<u>1.323</u>
5.709		6.082		4.396
0.270		0.270		
0.195		0.265		
0.465		0.513		
<u>3.184</u>	0.730	0.730	3.527	
4.323	0.363	0.363	3.912	
	1.095	1.095		
	<u>4.803</u>	<u>4.803</u>		
0.270	-16.176	-17.814	0.270	
0.135			0.175	
0.405			0.443	
<u>1.944</u>			<u>2.136</u>	
11.651			12.802	
0.270		0.350		0.180
0.135		0.135		0.230
0.405		0.483		0.410
<u>1.944</u>	0.730	0.650	2.328	0.986
11.651	0.323	0.363	13.952	0.325
	1.055	1.013		1.143
	<u>4.630</u>	<u>4.452</u>		<u>2.383</u>
0.270	-27.495	-22.142	0.350	0.180
0.140			0.140	0.055
0.410			0.490	0.233
<u>3.010</u>			<u>3.592</u>	<u>1.724</u>
16.044			19.162	9.189
0.280		0.280		0.110
0.135		0.175		0.090
0.413		0.433		0.200
<u>3.060</u>	0.720	0.720	3.338	1.467
16.204	0.360	0.360	17.792	0.360
	1.080	1.080		1.250
	<u>4.737</u>	<u>4.737</u>		<u>2.424</u>
0.280	-16.333	-16.850	0.280	-8.622
0.500			0.500	-13.623
0.780			0.780	
<u>7.161</u>			<u>7.161</u>	0.110
7.680			7.680	0.500
				0.610
1.000		1.000		5.600
0.140		0.140		6.006
1.140		1.140		
<u>10.466</u>		<u>10.466</u>		1.000
11.224		11.224		0.090
				1.090
				<u>10.007</u>
				10.732

0.810
0.413
<u>1.223</u>
<u>2.384</u>
-3.475

0.190
0.500
0.690
<u>6.335</u>
6.794
1.000
0.093
1.093
<u>10.053</u>
10.781

C

0.720
0.405
<u>1.125</u>
<u>2.189</u>
-7.549

0.280
0.500
0.780
<u>7.161</u>
7.680
1.000
0.140
1.140
<u>10.466</u>
11.224

D

0.720
0.360
<u>1.080</u>
<u>4.737</u>
-16.333
-16.850

0.280
0.500
0.780
<u>7.161</u>
7.680
1.000
0.140
1.140
<u>10.466</u>
11.224

E

0.720
0.445
<u>1.165</u>
<u>2.424</u>
-8.622

0.890
0.360
<u>1.250</u>
<u>2.401</u>
-13.623
0.110
0.500
0.610
5.600
6.006
1.000
0.090
1.090
<u>10.007</u>
10.732

F

0.610	0.670	0.470	0.480	0.480	0.640
0.235	0.305	0.240	0.235	0.320	0.280
0.845	0.775	0.710	0.715	0.800	0.880
<u>2.378</u>	<u>2.181</u>	<u>1.569</u>	<u>1.580</u>	<u>2.000</u>	<u>2.200</u>
- 3.830	- 4.156	- 2.990	- 3.089	- 3.909	- 4.747

		0.530		0.520		0.560
		0.200		0.195		0.125
		<u>0.730</u>		<u>0.715</u>		<u>0.685</u>
		<u>2.200</u>		<u>3.134</u>		<u>2.124</u>
		7.144		6.998		4.747
		0.400		0.390		0.230
		0.265		0.260		0.180
		<u>0.665</u>		<u>0.650</u>		<u>0.410</u>
0.730	0.600	2.791	0.600	2.849	0.410	1.885
0.300	0.365	8.465	0.300	6.362	0.375	4.209
1.038	0.985		0.910		0.985	
<u>2.094</u>	<u>2.714</u>	<u>0.600</u>	<u>2.000</u>	<u>0.390</u>	<u>2.443</u>	<u>2.638</u>
-10.881	-12.061	0.193	-11.060	0.190	-13.993	-14.460
		0.385		0.380		0.290
		<u>1.827</u>		<u>1.781</u>		<u>1.059</u>
		17.486		17.240		10.251

		0.380		0.380		0.240
		0.200		0.195		0.125
		<u>0.580</u>		<u>0.575</u>		<u>0.365</u>
0.730	0.610	1.812	0.610	1.764	0.620	1.122
0.305	0.345	17.340	0.310	17.095	0.380	10.851
1.033	0.975		0.920		1.000	
<u>2.912</u>	<u>2.744</u>	<u>0.590</u>	<u>2.033</u>	<u>0.380</u>	<u>2.500</u>	<u>2.675</u>
-22.021	-18.307	0.160	-13.711	0.155	-17.242	-19.791
		0.330		0.335		0.240
		<u>2.581</u>		<u>2.511</u>		<u>1.572</u>
		14.678		14.280		8.940

		0.530		0.510		0.190
		0.193		0.190		0.120
		<u>0.515</u>		<u>0.300</u>		<u>0.310</u>
0.790	0.680	2.417	0.680	2.347	0.480	1.455
0.340	0.395	13.745	0.345	13.347	0.405	8.275
1.130	1.075		1.025		1.095	
<u>3.180</u>	<u>3.025</u>	<u>0.320</u>	<u>2.265</u>	<u>0.510</u>	<u>2.738</u>	<u>2.888</u>
-17.039	-13.033	0.500	- 9.758	0.500	-12.168	-13.333
		0.820		0.810		0.190
		<u>4.821</u>		<u>4.762</u>		<u>4.057</u>
		9.044		8.936		7.813

		1.000		1.000		1.000
		0.180		0.155		0.095
		<u>1.180</u>		<u>1.155</u>		<u>1.095</u>
		<u>6.820</u>		<u>6.790</u>		<u>6.430</u>
		12.797		12.741		12.061

M A R C O B

0.550	0.400	0.400	0.420	0.420	0.570
0.200	3.275	3.210	0.200	0.285	0.210
0.790	0.075	0.210	0.620	0.705	0.780
<u>2.741</u>	<u>4.467</u>	<u>1.752</u>	<u>1.781</u>	<u>2.293</u>	<u>2.537</u>
- 3.508	- 4.372	- 3.105	- 3.151	- 4.057	- 3.193

0.450	0.600	0.580	0.430
0.165	0.235	0.225	0.150
0.615	0.835	0.805	0.580
<u>2.666</u>	<u>3.460</u>	<u>3.528</u>	<u>2.542</u>
3.508	7.477	7.208	3.193

0.330	0.470	0.450	0.300
0.225	0.300	0.290	0.215
0.355	0.770	0.740	0.315
<u>2.433</u>	<u>3.375</u>	<u>3.243</u>	<u>2.257</u>
4.971	6.995	6.425	4.611

0.130	0.330	0.350	0.300
0.160	0.335	0.265	0.130
0.740	0.863	0.908	0.450
<u>3.417</u>	<u>3.162</u>	<u>2.341</u>	<u>2.927</u>
-17.519	-14.337	-10.483	-13.214

1.505	2.150	2.058	1.382
12.548	17.925	17.158	11.522

0.320	0.660	0.660	0.500
0.165	0.235	0.225	0.150
0.485	0.695	0.665	0.450
<u>1.488</u>	<u>2.134</u>	<u>2.042</u>	<u>1.382</u>
12.414	17.792	17.025	11.522

0.120	0.660	0.660	0.500
0.215	0.190	0.185	0.120
0.335	0.850	0.825	0.420
<u>3.472</u>	<u>3.218</u>	<u>2.384</u>	<u>3.187</u>
-24.856	-18.995	-13.918	-21.288

2.511	3.050	2.953	1.871
13.442	15.113	14.533	9.766

0.430	0.590	0.570	0.240
0.160	0.230	0.220	0.150
0.790	0.810	0.780	0.390
<u>2.768</u>	<u>2.863</u>	<u>2.769</u>	<u>1.830</u>
13.721	14.196	13.721	9.048

0.420	0.620	0.630	0.240
0.500	0.285	0.310	0.500
0.920	0.705	0.940	0.870
<u>3.620</u>	<u>3.308</u>	<u>2.700</u>	<u>3.285</u>
-8.944	-10.741	-10.006	-12.173

3.600	3.667	3.174	4.350
8.944	9.040	8.355	7.193

1.000	1.000	1.000	1.000
0.210	0.215	0.180	0.280
1.710	1.715	1.185	1.720
<u>7.114</u>	<u>7.163</u>	<u>6.994</u>	<u>6.584</u>
11.763	11.811	11.548	10.887

5

4

3

2

1

M A R C O D, E

0.640	0.430	0.430	0.430	0.430	0.450	0.450	0.600
0.215	0.320	0.215	0.215	0.225	0.215	0.300	0.325
0.855	0.750	0.645	0.645	0.735	0.645	0.750	0.825
<u>2.145</u>	<u>1.882</u>	<u>2.091</u>	<u>2.091</u>	<u>1.669</u>	<u>1.664</u>	<u>2.165</u>	<u>2.361</u>
- 3.583	- 2.819	- 3.263	- 3.339	- 2.825	- 2.687	- 3.434	- 4.350

0			0.370		0.370		0.350		0.400
5			0.185		0.220		0.210		0.140
10			0.765		0.760		0.760		0.540
15			3.333		3.463		3.331		2.367
20			6.162		6.164		6.121		4.350
25			0.390		0.440		0.420		0.380
30			0.285		0.285		0.275		0.200
35			0.475		0.725		0.685		0.480
40	0.830	0.410	2.936	0.410	0.560	3.178	0.560	3.046	0.580
45	0.505	0.415	5.434	0.280	0.305	5.840	0.280	5.598	0.360
50	1.735	1.035	0.890	0.865	0.865	0.890	0.865	0.865	0.280
55	<u>1.678</u>	<u>1.515</u>	<u>2.885</u>	<u>2.804</u>	<u>2.440</u>	<u>2.166</u>	<u>2.191</u>	<u>2.713</u>	<u>2.915</u>
60	- 9.303	- 6.328	-12.432	-11.356	0.215	- 8.927	- 8.741	-10.823	-13.138
65			0.390		0.440		0.420		0.380
70			0.215		0.215		0.205		0.135
75			0.405		0.635		0.625		0.415
80			1.636		2.012		1.910		1.274
85			13.522		14.643		13.966		9.272
90			0.430		0.430		0.410		0.270
95			0.185		0.220		0.210		0.140
100			0.725		0.750		0.750		0.410
105	0.780	0.870	1.919	0.570	0.570	1.986	0.570	1.904	0.590
110	0.285	0.380	13.966	0.285	0.285	14.526	0.285	13.857	0.365
115	1.645	0.930	0.890	0.865	0.865	0.890	0.865	0.865	0.295
120	<u>1.622</u>	<u>2.384</u>	<u>2.804</u>	<u>2.772</u>	<u>2.204</u>	<u>2.204</u>	<u>2.230</u>	<u>2.786</u>	<u>2.938</u>
125	-13.991	-12.075	-14.115	-14.861	0.430	-11.815	-11.408	-14.098	-16.695
130			0.430		0.430		0.410		0.270
135			0.175		0.175		0.170		0.105
140			0.605		0.605		0.580		0.375
145			2.839		2.839		2.722		1.760
150			12.130		12.130		11.649		7.532
155			0.350		0.350		0.340		0.210
160			0.215		0.215		0.205		0.135
165			0.585		0.585		0.585		0.345
170	0.810	0.650	2.652	0.650	0.650	2.652	0.650	2.358	0.660
175	0.325	0.405	11.350	0.325	0.325	11.350	0.325	10.947	0.395
180	1.735	1.055	0.975	0.975	0.980	0.980	0.985	1.055	0.330
185	<u>2.848</u>	<u>2.667</u>	<u>3.161</u>	<u>3.161</u>	<u>2.487</u>	<u>2.487</u>	<u>2.510</u>	<u>3.045</u>	<u>3.232</u>
190	-12.212	- 8.533	-10.189	-10.460	0.350	- 8.262	- 8.238	- 9.994	-13.087
195			0.350		0.350		0.348		0.210
200			0.500		0.500		0.500		0.300
205			0.850		0.850		0.840		0.710
210			4.997		4.997		4.938		4.174
215			7.372		7.372		7.285		6.158
220			1.000		1.000		1.000		1.000
225			0.175		0.175		0.170		0.105
230			1.175		1.175		1.170		1.105
235			6.908		6.908		6.478		6.496
240			10.191		10.191		10.147		9.583

M A R C O F

0,430	3,490	0,490	0,490	0,490	0,500	0,500	0,650
0,245	0,215	0,245	0,245	0,250	0,245	0,325	0,250
0,675	3,705	0,735	0,735	0,745	0,745	0,325	0,900
<u>1,350</u>	<u>1,410</u>	<u>1,910</u>	<u>1,910</u>	<u>1,512</u>	<u>1,522</u>	<u>1,107</u>	<u>2,081</u>
- 4,602	- 2,356	- 3,184	- 3,389	- 2,682	- 2,637	- 3,303	- 4,076

		0,510		0,510		0,500		0,550
		0,130		0,190		0,185		0,120
		0,740		0,750		0,785		0,470
		<u>2,805</u>		<u>3,048</u>		<u>2,002</u>		<u>3,060</u>
		5,550		6,071		5,940		6,076
		0,260		0,380		0,370		0,260
		0,255		0,255		0,250		0,175
		0,515		0,635		0,620		0,415
		<u>2,257</u>	0,740	<u>2,781</u>	0,620	<u>2,717</u>	0,630	<u>1,810</u>
		4,446	1,700	5,507	0,315	5,376	0,380	3,369
		<u>2,729</u>	<u>2,573</u>	<u>5,507</u>	<u>0,935</u>	<u>0,940</u>	<u>1,010</u>	<u>1,075</u>
		0,260	-14,732	0,360	1,910	1,920	2,335	0,260
		0,185	-10,639	0,185	- 7,898	- 8,149	- 9,911	0,115
		0,425		0,565		0,350		0,355
		<u>1,367</u>		<u>1,731</u>		<u>1,489</u>		<u>1,090</u>
		10,266		13,030		12,484		8,186
		0,370		0,370		0,360		0,336
		0,130		0,190		0,185		0,120
		0,500		0,360		0,545		0,350
0,790	0,630	<u>1,536</u>	0,630	<u>1,720</u>	0,630	<u>1,674</u>	0,640	<u>1,075</u>
0,315	0,395	11,335	0,315	12,917	0,320	12,572	0,385	0,320
1,103	1,025	0,945	0,945	0,930	0,935	1,025	1,090	0,075
<u>2,224</u>	<u>2,063</u>	<u>2,456</u>	<u>2,456</u>	<u>1,941</u>	<u>1,931</u>	<u>2,370</u>	<u>2,520</u>	
-12,116	-10,274	-12,231	-13,342	-10,545	-10,487	-12,740	-14,826	
		0,370		0,370		0,360		0,330
		0,130		0,150		0,165		0,090
		0,520		0,520		0,505		0,320
		<u>2,440</u>		<u>2,440</u>		<u>2,370</u>		<u>1,502</u>
		10,970		10,970		10,655		6,753
		0,300		0,300		0,290		0,180
		0,185		0,185		0,180		0,115
		0,445		0,445		0,470		0,285
0,840	0,700	<u>2,276</u>	0,700	<u>2,276</u>	0,700	<u>2,206</u>	0,710	<u>1,384</u>
0,350	0,420	10,233	0,350	10,233	0,355	9,918	0,410	0,355
1,190	1,120	1,050	1,050	1,055	1,050	1,120	1,175	0,222
<u>2,395</u>	<u>2,255</u>	<u>2,729</u>	<u>2,729</u>	<u>2,155</u>	<u>2,166</u>	<u>2,589</u>	<u>2,717</u>	
-11,405	7,927	- 9,593	- 9,790	- 7,730	- 7,796	- 9,218	-12,417	
		0,300		0,300		0,290		0,180
		0,500		0,500		0,500		0,500
		0,800		0,800		0,790		0,840
		<u>4,703</u>		<u>4,703</u>		<u>4,644</u>		<u>3,938</u>
		7,287		7,287		7,196		6,195
		1,000		1,000		1,000		1,000
		0,150		0,150		0,145		0,090
		1,130		1,130		1,145		1,090
		<u>6,761</u>		<u>6,761</u>		<u>6,731</u>		<u>6,408</u>
		10,476		10,476		10,430		9,929

4 3 2 1

CAPITULO VI

DISEÑO

A).- Diseño por Flexión.

a).- Distribución de Momentos en la Sección Crítica

b).- Cálculo del Acero de Refuerzo.

B).- Diseño por Cortante.

a).- Cortante en Nervaduras.

b).- Cortante en la Sección Crítica.

c).- Cálculo del Acero de Refuerzo.

A).- DISEÑO POR FLEXION.

El dimensionamiento se hace de acuerdo con los criterios relativos a los estados Límite de falla y de Servicio, establecidos en el Título IV del R. C. D. F., - artículo 205.

El diseño del sistema de piso (losas planas), será el que trasmite la carga directamente a las columnas, - sin ayuda de trabes; es aligerado por medio de bloques- de espuma de poliuretano. La losa apoya directamente sobre las columnas y a través de capiteles ó ábacos.

Las dimensiones de cada ábaco en planta, no serán- menores de un tercio del claro en la dirección conside- rada. El peralte efectivo del ábaco no será menor que - 1.3 por el peralte efectivo del resto de la losa pero - no será mayor que 1.5 por dicho peralte, para fines de- dimensionamiento.

Se omite el cálculo de deflexiones en tableros in- teriores de losas planas, ya que se obtuvo el peralte - según Art. 4.3.6, h) de las Normas del R. C. D. F. otra forma de hacerlo es usando los valores siguientes:

Peraltes Minimos Admisibles en Losas Apoyadas en - lados Opuestos, sin Comprobación de Deflexiones:

	Simplemente	Un Extremo	Ancho Extremo	
Miembros	Apoyada	Continuo	Continuo	Voladizo
LOSAS	L/20	L/24	L/28	L/10
VIGAS	L/16	L/18.5	L/21	L/8

a).- Distribución de Momentos en la Sección Crítica.

Antes de empezar a distribuir, se aplican los requisitos de diseño:

$$\frac{M_{cv} + M_s}{M_{cv}} \leq 1.5 \text{ Rige C.V.}, \quad \frac{M_{cv} + M_s}{M_{cv}} \geq 1.5 \text{ Rige C.S.}$$

Los momentos flexionantes en las secciones críticas a lo largo de las losas de cada marco, se distribuirán entre las franjas de columna y las franjas centrales, de acuerdo con los porcentajes indicados en el R. C. D. F.,

	Franjas de Columna	Franjas Centrales
Momentos Positivos	60	40
Momentos Negativos	75	25

Los momentos flexionantes se obtienen del análisis de cargas estáticas y cargas sísmicas de Capítulos anteriores (Método de Cross y Método del Factor).

El momento asignado a cada franja, se distribuye entre las Nervaduras comprendidas en cada una de ellas, proporcionalmente a su ancho; Para una mejor comprensión de la ubicación de las Nervaduras, observese en los planos estructurales según su franja.

Cuando hay transmisión importante de momento entre columna y losa, el dimensionamiento de las franjas de columna suele estar regido por la disposición 2.1.5J) de las Normas del R. C. D. F., en el sentido de que la fracción de momento $1 - \alpha$ se transmitirá por flexión en un ancho;

$c_2 + 3 h$, y no por el requisito de que dichas franjas se dimensionen con el 75% del momento que actúa en la sección del paño de la columna. En cada caso deben revisarse ambas disposiciones y deben dimensionarse las franjas de columna con aquella que conduzca a un refuerzo mayor.

b).- Cálculo del Acero de Refuerzo. Conocidos los elementos mecánicos, esto és, momentos flexionantes y fuerzas cortantes en las secciones críticas de los marcos correspondientes, se procede al diseño por flexión de los elementos estructurales.

Se respetan las prescripciones sobre el refuerzo mínimo por flexión y por cambios volumétricos de 2.1.2, a) y de 3.10 de las Normas del R. C. D. F., Así como los criterios sobre refuerzo máximo, y para la condición balanceada que resistan fuerzas sísmicas, el área máxima será 75% de la correspondiente a la falla balanceada.

El refuerzo que se calcula con el momento positivo-máximo de cada claro, se prolonga recto en todo el claro en cuestión. Si hay necesidad de hacer empalmes, éstos se localizan cerca de los apoyos intermedios.

Los refuerzos positivos y negativos que dejen de ser teóricamente necesarios (bastones) deben prolongarse más allá de cada punto de inflexión a una distancia no menor que un décimo del claro respectivo, o bien una longitud de desarrollo.

Se sostuvo no menos de la cuarta parte del refuerzo positivo total máximo hasta la línea que une los centros de columnas.

El 25% del acero de cada franja extrema, está comprendido en un ancho igual a 0,5 c mas medio peralte efectivo a cada lado del eje de columnas.

El resto va uniformemente espaciado en la franja a-
que pertenece. Aquí "c" es la dimensión de la columna ó-
capitel normal al refuerzo.

Al final del Capítulo, se presenta la aplicación de
lo explicado anteriormente en el Marco 1 Nivel 3, y de -
la misma forma se obtienen el diseño de los marcos res -
tantes, en ambos sentidos.

B).- DISEÑO POR CORTANTE.

Primero se hará el diseño por cortante en Nervaduras y posteriormente en la sección crítica alrededor de las columnas.

El cortante se expresa directamente en términos de la fuerza cortante factorizada; resistencia requerida - por cortante \leq resistencia de diseño al cortante:

$$V_u \leq V_d$$

$$V_u \leq F_R V_{cr} + F_R V_s$$

La resistencia de diseño a cortante V_d , es la suma de la resistencia al cortante proporcionada por el concreto V_{cr} , más la resistencia al cortante originada por el refuerzo por cortante V_s .

La fuerza cortante que toma el concreto V_{cr} se define de la siguiente forma:

$$\text{si } p < 0.01 \quad V_{cr} = F_R b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f^*c}$$

$$\text{si } p \geq 0.01 \quad V_{cr} = 0.5 F_R b d \sqrt{f^*c}$$

pero sin que se tome V_{cr} mayor que $1.5 F_R b d \sqrt{f^*c}$

donde:

F_R = Factor de Reducción

f^*c = resistencia nominal del concreto a compresión

p = porcentaje de acero

a).- Cortante en Nervaduras. Se obtiene el perímetro de la sección crítica a una distancia "d" del paño del ábaco para poder determinar el área donde se deducen las cargas,

Como solo estamos considerando la mitad de las Nervaduras que están alrededor del ábaco; el cortante que actúe sobre ellas será la mitad del total,

$$V_u = V_{\text{isos.}} \pm V_{\text{hip.}}$$

$$V_u = (0.5 W A) \pm V_{\text{hip.}}$$

Donde:

$$W = \text{carga en ton/m}^2$$

$$A = \text{área donde se deducen las cargas en m}^2$$

$$V_{\text{isos.}} = \text{cortante isostático}$$

$$V_{\text{hip.}} = \text{cortante hiperestático}$$

Así se obtiene el V_u para carga Vertical ó bien el V_u se obtiene de los análisis estructurales como en éste caso el V_u sísmico, así se obtuvo, posteriormente se aplican los requisitos de diseño.

$$\frac{V_{cv} + V_s}{V_{cv}} \leq 1.5 \text{ Rige C.V.}; \quad \frac{V_{cv} + V_s}{V_{cv}} \geq 1.5 \text{ Rige C.S.}$$

Ya obtenida la fuerza cortante factorizada, y conocidas las Nervaduras que pasan por el perímetro crítico, se obtiene el área de las Nervaduras que resisten el cortante (a_n), para así obtener la resistencia de diseño -- (v_n) de las Nervaduras que será:

$$v_n = \frac{V_u}{F_R a_n}$$

b).- Cortante en la Sección Crítica. Es el cortante alrededor de las columnas el cuál es necesario revisar - por "penetración" debido a que la losa está sujeta a esfuerzos en las dos direcciones y la falla puede ocurrir - por "penetración".

El esfuerzo cortante máximo en la revisión por "penetración" se calcula con la siguiente fórmula:

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\omega \mu' C}{J}$$

Donde:

v_u = esfuerzo cortante máximo de diseño a una distancia $c/2$ del paño de la columna, actuando - en el centroide de la sección crítica.

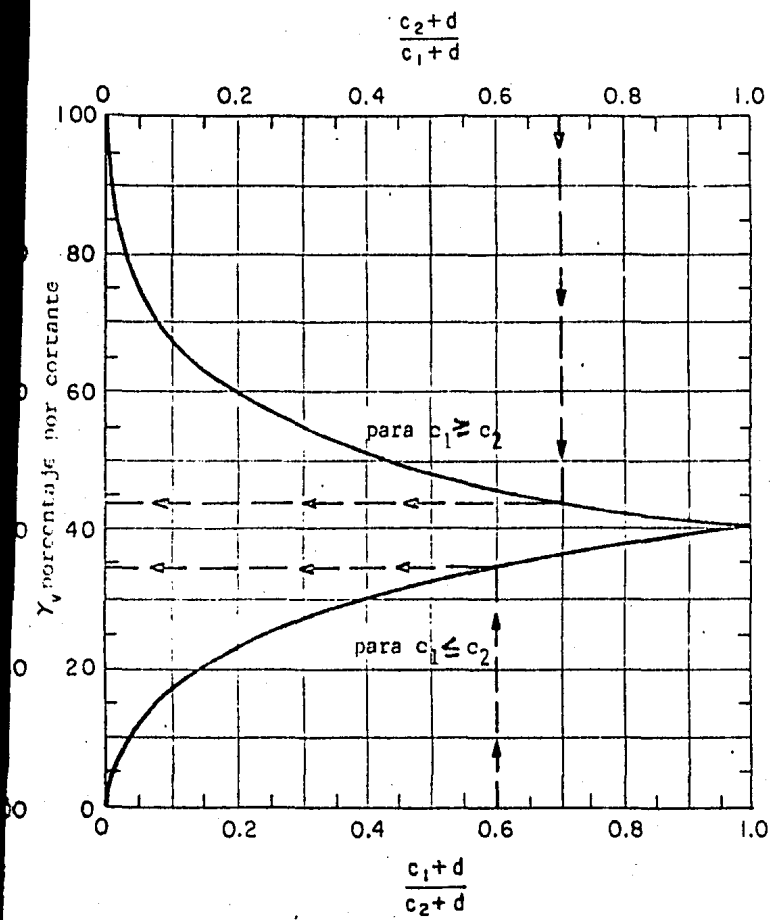
A_c = Area de concreto de la sección crítica

μ' = Momento de desbalanceo

J/C = Modulo de la sección crítica

ω = porcentaje por cortante

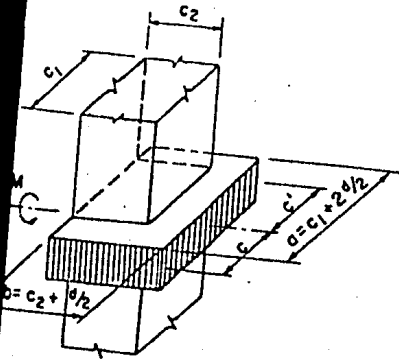
Los valores de las literales anteriores se obtendrán de las tablas siguientes:



Gráfica Auxiliar para la transferencia del
Momento no equilibrado

en donde $\alpha = \beta'v$

COLUMNA DE BORDE (flexión paralela de orilla)



Area de concreto de la sección crítica:

$$A_c = (a + 2b)d$$

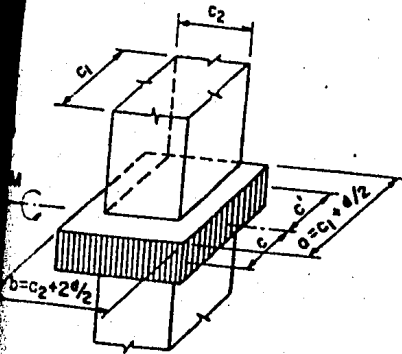
Módulo de la sección crítica:

$$\frac{J}{c} = \frac{J}{c'} = [ad(a + 6b) + d^3]/6$$

donde,

$$c = c' = a/2$$

COLUMNA DE BORDE (flexión perpendicular al borde)



Area de concreto de la sección crítica:

$$A_c = (2a + b)d$$

Módulo de la sección crítica:

$$\frac{J}{c} = [2ad(a + 2b) + d^3(2a + b)]/6$$

$$\frac{J}{c'} = [2a^2d(a + 2b) + d^3(2a + b)]/6(a + b)$$

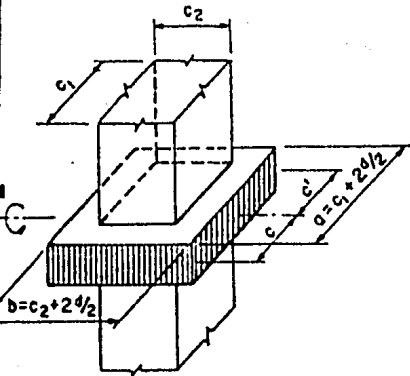
donde,

$$c = a^2/2(a + b)$$

$$c' = a(a + b)/(2a + b)$$

Gráfica de propiedades de secciones para calcular el cortante crítico

COLUMNA INTERIOR



Area de concreto de la sección crítica:

$$A_c = 2(a + b)d$$

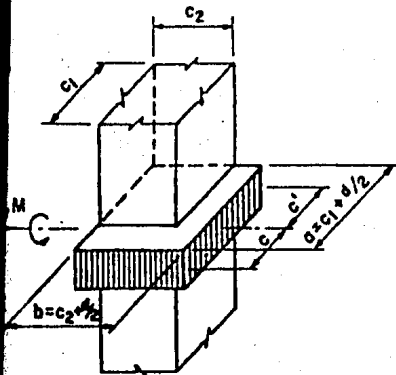
Módulo de la sección crítica:

$$\frac{J}{c} = \frac{J}{c'} = [ad(a + 3b) + d^3]/3$$

donde:

$$c = c' = a/2$$

COLUMNA DE BORDE (esquina)



Area de concreto de la sección crítica:

$$A_c = (a + b)d$$

Módulo de la sección crítica

$$\frac{J}{c} = [ad(a + 4b) + d^3(a + b)/a]/6$$

$$\frac{J}{c'} = [a^2d(a + 4b) + d^3(a + b)]/6(a + 2b)$$

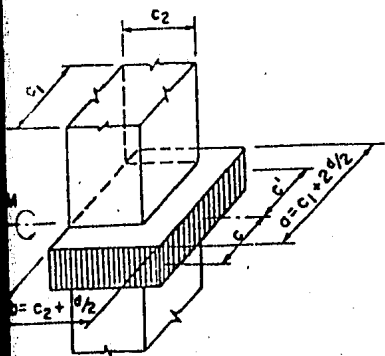
donde:

$$c = a^2/2(a + b)$$

$$c' = a(a + 2b)/2(a + b)$$

Gráfica de propiedades de secciones para calcular el cortante crítico

COLUMNA DE BORDE (flexión paralela de orilla)



Area de concreto de la sección crítica:

$$A_c = (a + 2b)d$$

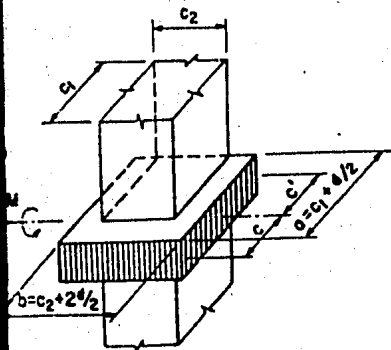
Módulo de la sección crítica:

$$\frac{J}{c} = \frac{J}{c'} = [ad(a + 5b) + d^3]/6$$

donde:

$$c = c' = a/2$$

COLUMNA DE BORDE (flexión perpendicular al borde)



Area de concreto de la sección crítica:

$$A_c = (2a + b)d$$

Módulo de la sección crítica:

$$\frac{J}{c} = [2ad(a + 2b) + d^3(2a + b)/a]/6$$

$$\frac{J}{c'} = [2a^2d(a + 2b) + d^3(2a + b)]/6(a + b)$$

donde:

$$c = a^2/2(a + b)$$

$$c' = a(a + b)/(2a + b)$$

Gráfica de propiedades de secciones para calcular el cortante crítico

c).- Cálculo del Acero de Refuerzo. Este refuerzo - está formado por anillos cerrados perpendiculares u obli cuos al eje de la pieza.

Para estribos, no se usará acero con esfuerzo de -- fluencia mayor de 4200 Kg/cm².

En marcos que resistan sismos y cuyo diseño úse un- factor de ductilidad de 2 ó mayor (véase Cap. XXXVII Tí- tulo IV del R.C.D.F.), se suministra el refuerzo mínimo- por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño Vu, sea menor que Vcr, espaciado a cada medio peralte -- efectivo y se coloca a partir de toda unión de viga con- columnas ó muros hasta un cuarto del claro correspondien- te.

$$A_v \text{ min.} = \frac{3.5 \quad b \quad S}{F_R \quad f_y}$$

si los estribos son perpendiculares el Area será:

$$A_v = \frac{(V_u - V_{cr}) S}{F_R \quad f_y \quad d}$$

El espaciamiento de los estribos resulta en cm.

$$\text{si} \quad V_{cr} \leq V_u \leq 1.5 \quad F_R \quad b \quad d \quad \sqrt{f'_c}$$

$$S \leq 0.5 \quad d$$

$$\text{si} \quad V_u > 1.5 \quad F_R \quad b \quad d \quad \sqrt{f'_c}$$

$$S \leq 0.25 \quad d$$

pero en ningún caso se permitirá que:

$$V_u > 2.5 \quad F_R \quad b \quad d \quad \sqrt{f'_c}$$

A continuación se presenta la aplicación de lo expli- cado anteriormente en el Marco 1 Nivel 3, y de la misma- forma se obtienen el diseño de los demás Marcos.

M A R C O 1

N I V E L 3

Datos:

Columnas de 45 cm x 50 cm.

Peralte Efectivo 32 cm.

Espesor de la Losa 35 cm.

Factor de Carga Vertical 1.4

Materiales:

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

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

Constantes:

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

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

$$p_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{(0.70) \sqrt{250}}{4200} = 0.00264$$

$$p_b = \frac{f''c}{f_y} \times \frac{4800}{f_y + 6000} = \frac{170}{4200} \times \frac{4800}{4200 + 6000} = 0.01905$$

$$p_{max} = 0.75 p_b = (0.75)(0.01905) = 0.0143$$

$$q = p \frac{f_y}{f''c} = (0.0143) \frac{4200}{170} = 0.3533$$

A).- DISEÑO POR FLEXION.

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

$$A_s = \frac{M_R}{F f_y d (1 - 0.5 q)}$$

para un $d = 32$ cm. Tenemos:

$$A_s = \frac{M_R}{88527}$$

en el apoyo (A) tenemos un:

$M_R = 13.28$ t-m por lo cuál el área de acero requerida será de:

$$A_s = \frac{1328000}{88527} = 15.00 \text{ cm}^2$$

por lo tanto usar 6Vs#6 que tienen un:

$$A_s = 17.10 \text{ cm}^2$$

otra forma de hacerlo es usando las gráficas de diseño.

En este ejemplo solo se ilustra parte del diseño, los demás datos se localizan en el marco anterior, debido a que se sigue el mismo procedimiento.

Se suministra acero por cambios volumétricos en toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.50 m (Capiteles), y el área de refuerzo que se suministre no será menor que:

$$a_s = \frac{450 X_1}{f_y (X_1 + 100)}$$

si $X_1 = 35$ cm.

$a_s = 0.028 \text{ cm}^2/\text{cm}$, por lo que se usarán Vs # 4 a cada 20 cm.

B).- DISEÑO POR CORTANTE.

a).- Cortante en Nervaduras.

Para un ancho $L_2 = 285$ cm tenemos:

Franja de Columna:

Zona de Momento Positivo y Negativo:

1 Nervadura de 50 cm

1 Nervadura de 15.33 cm

Franja Central:

Zona de Momento Positivo y Negativo:

2 Nervaduras de 15.33 cm

Los anchos de las Nervaduras para distribuir el momento de cada franja son:

Franja de Columna:

Ancho Total de Nervaduras = 65.33 cm

Nervadura de 15.33 cm implica $15.33/30.66 = 0.50$

Obtención de la fuerza cortante.- Para esto es necesario calcular el área de las Nervaduras que resisten dicha fuerza cortante.

Columna 1A

$$a_n = (50 + 15.33 + 16.5 + 40) \cdot 32 = 3898.56 \text{ cm}^2$$

$$v_n = \frac{V_u}{F_R a_n} = \frac{11690}{(0.8)(3898.56)} = 3.75 \text{ Kg/cm}^2$$

por lo que:

$$V_n = (3.75)(50)(35)$$

$$V_n = 6563 \text{ Kg}$$

$$V_{cr} = 0.5 F_R b d \sqrt{f'c} = 0.5 (0.8)(50)(35) \sqrt{200} = 10000 \text{ Kg}$$

Como $V_c > V_n$ teóricamente no se requieren estribos, por lo -
cuál se suministra el refuerzo mínimo por tensión diagonal.

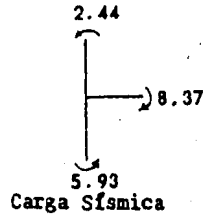
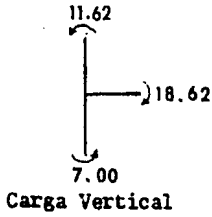
$$A_v = \frac{3.5 b_s}{F_R f_y} = \frac{3.5 (15) (20)}{(0.8) (4200)} = 0.31 \text{ cm}^2$$

por lo tanto se usarán E # 3 a cada 20 cm

b).- Cortante en la Sección Crítica.

Columna 1A

1).- Fuerzas Internas en Condiciones de Equilibrio:



$$1.4 M_{CV} = 18.62 \text{ t-m}$$

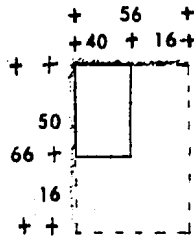
$$1.1 (M_{CV} + M_S) = 23.00 \text{ t-m}$$

$$1.4 V_{CV} = 14.77 \text{ t}$$

$$1.1 (V_{CV} + V_S) = 13.68 \text{ t}$$

Los momentos usados, son los momentos en las columnas (momento - de desequilibrio).

2).- Propiedades Geométricas:



$$A_c = (a+b) d = (56+66) 32 = 3904 \text{ cm}^2$$

$$\frac{J}{C} = \left[ad(a+4b) + d^3 (a+b)/a \right] / 6 =$$

$$\frac{J}{C} = \left[(56) 32 (56+4(66)) + (32)^3 (56+66)/56 \right] / 6 = 107471.24 \text{ cm}^3$$

$$\frac{J}{C^2} = \left[a^2 d (a+4b) + d^3 (a+b) / (a+2b) \right] / 6 =$$

$$\frac{J}{C^2} = \left[(56)^2 (32) (56+4(66)) + (32)^3 (56+66) / (56+2(66)) \right] / 6 =$$

$$\frac{J}{C^2} = 32012.71 \text{ cm}^3$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 \cdot 0.67 \sqrt{a/b}} = 1 - \frac{1}{1 \cdot 0.67 \sqrt{56/66}} = 0.38$$

3).- Determinación de v_u max:

Carga Vertical:

$$v_u \text{ max} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\alpha \cdot M_u}{\frac{J}{C}} = \frac{14770}{3904} + \frac{(0.38) 186200}{107471.24} =$$

$$v_u \text{ max} = 10.37 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_u \text{ max} = \frac{V_u}{A_c} - \frac{M_u}{\frac{J}{C}} = \frac{14770}{3904} - \frac{(0.38) 1862000}{32012.71} =$$

$$v_u \text{ max} = 18.32 \text{ Kg/cm}^2$$

Carga Sísmica:

$$v_u \text{ max} = \frac{13680}{3904} + \frac{(0.38)(2300000)}{107471.24} = 11.64 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_u \text{ max} = \frac{13680}{3904} - \frac{(0.38)(2300000)}{32012.71} = -23.80 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Rige}$$

Revisión de la Franja de Columna:

$$(1 - \alpha) M_u = (1 - 0.38) 23.00 = 14.26 \text{ t-m}$$

Es menor que el 75% de la franja de columna por lo tanto rige el 75%

Revisión de v_u :

$$v_u \text{ max} < 2.5 F_R \sqrt{f'c} = (2.5)(0.8)(\sqrt{200}) = 28.28 \text{ Kg/cm}^2$$

por lo que se acepta dicho esfuerzo cortante.

Otra forma de llevar a cabo el procedimiento, es usando las gráficas auxiliares para la transferencia del momento no equilibrado, que se presentan en este Capítulo.

$$A_v = \frac{(V_u - V_{cr}) S}{F_R f_y d}$$

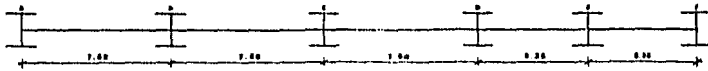
$$V_u = b d v_u \max = (23.8)(50)(35) = 41650 \text{ Kg} = 41.65 \text{ t}$$

$$V_{cr} = 0.5 F_{bd} \sqrt{f_c} = 0.5 (0.8)(50)(35) \sqrt{200} = 10000 \text{ Kg}$$

$$A_v = \frac{(41.650 - 10000) 10}{(0.8) 4200 (35)} = 2.69 \text{ cm}^2$$

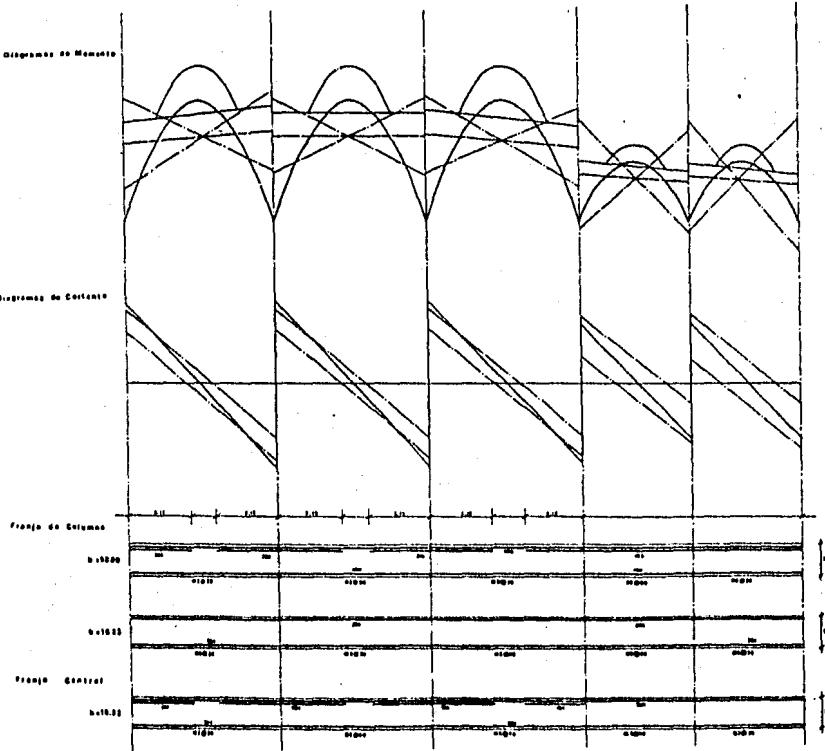
Se colocan E # 3 a cada 10 cm ó a $d/4$ y a una distancia $L/3$

MAPA 1



NIVEL 2

		1.00	8.00	15.00	22.00	29.00	36.00	43.00	50.00	57.00	64.00	71.00	78.00	85.00	92.00	99.00	106.00
Mx	1.0 Mpa	15.54	21.98	28.38	34.74	41.05	47.32	53.55	59.74	65.89	71.99	78.04	84.04	90.00	95.92	101.80	107.64
	1.0100000000	17.48	24.00	30.40	36.76	43.07	49.34	55.57	61.76	67.91	74.01	80.06	86.06	92.02	97.94	103.82	109.66
My	1.0	15.54	21.98	28.38	34.74	41.05	47.32	53.55	59.74	65.89	71.99	78.04	84.04	90.00	95.92	101.80	107.64
	1.0100000000	17.48	24.00	30.40	36.76	43.07	49.34	55.57	61.76	67.91	74.01	80.06	86.06	92.02	97.94	103.82	109.66
Vx	1.0	15.54	21.98	28.38	34.74	41.05	47.32	53.55	59.74	65.89	71.99	78.04	84.04	90.00	95.92	101.80	107.64
	1.0100000000	17.48	24.00	30.40	36.76	43.07	49.34	55.57	61.76	67.91	74.01	80.06	86.06	92.02	97.94	103.82	109.66
Vy	1.0	15.54	21.98	28.38	34.74	41.05	47.32	53.55	59.74	65.89	71.99	78.04	84.04	90.00	95.92	101.80	107.64
	1.0100000000	17.48	24.00	30.40	36.76	43.07	49.34	55.57	61.76	67.91	74.01	80.06	86.06	92.02	97.94	103.82	109.66
Mx	1.0	15.54	21.98	28.38	34.74	41.05	47.32	53.55	59.74	65.89	71.99	78.04	84.04	90.00	95.92	101.80	107.64
	1.0100000000	17.48	24.00	30.40	36.76	43.07	49.34	55.57	61.76	67.91	74.01	80.06	86.06	92.02	97.94	103.82	109.66
My	1.0	15.54	21.98	28.38	34.74	41.05	47.32	53.55	59.74	65.89	71.99	78.04	84.04	90.00	95.92	101.80	107.64
	1.0100000000	17.48	24.00	30.40	36.76	43.07	49.34	55.57	61.76	67.91	74.01	80.06	86.06	92.02	97.94	103.82	109.66
Vx	1.0	15.54	21.98	28.38	34.74	41.05	47.32	53.55	59.74	65.89	71.99	78.04	84.04	90.00	95.92	101.80	107.64
	1.0100000000	17.48	24.00	30.40	36.76	43.07	49.34	55.57	61.76	67.91	74.01	80.06	86.06	92.02	97.94	103.82	109.66
Vy	1.0	15.54	21.98	28.38	34.74	41.05	47.32	53.55	59.74	65.89	71.99	78.04	84.04	90.00	95.92	101.80	107.64
	1.0100000000	17.48	24.00	30.40	36.76	43.07	49.34	55.57	61.76	67.91	74.01	80.06	86.06	92.02	97.94	103.82	109.66
Mx	1.0	15.54	21.98	28.38	34.74	41.05	47.32	53.55	59.74	65.89	71.99	78.04	84.04	90.00	95.92	101.80	107.64
	1.0100000000	17.48	24.00	30.40	36.76	43.07	49.34	55.57	61.76	67.91	74.01	80.06	86.06	92.02	97.94	103.82	109.66
My	1.0	15.54	21.98	28.38	34.74	41.05	47.32	53.55	59.74	65.89	71.99	78.04	84.04	90.00	95.92	101.80	107.64
	1.0100000000	17.48	24.00	30.40	36.76	43.07	49.34	55.57	61.76	67.91	74.01	80.06	86.06	92.02	97.94	103.82	109.66
Vx	1.0	15.54	21.98	28.38	34.74	41.05	47.32	53.55	59.74	65.89	71.99	78.04	84.04	90.00	95.92	101.80	107.64
	1.0100000000	17.48	24.00	30.40	36.76	43.07	49.34	55.57	61.76	67.91	74.01	80.06	86.06	92.02	97.94	103.82	109.66
Vy	1.0	15.54	21.98	28.38	34.74	41.05	47.32	53.55	59.74	65.89	71.99	78.04	84.04	90.00	95.92	101.80	107.64
	1.0100000000	17.48	24.00	30.40	36.76	43.07	49.34	55.57	61.76	67.91	74.01	80.06	86.06	92.02	97.94	103.82	109.66



Nota: Se utilizó un cuadro como en la procedure 0.00 00mm a $\frac{d}{6}$ y a una distancia $\frac{1}{6}$ de arriba a $\frac{d}{6}$ y a una distancia $\frac{1}{6}$ de inferior.

en el Marco anterior:

W = carga vertical linealmente distribuida

M_u = momento último (incluye factor de carga)

M_{CV} = momento de carga vertical (no incluye factor de carga)

M_S = momento sísmico (no incluye factor de carga)

FC = 1.4 para carga vertical y 1.1 para carga sísmica

M_u' = momento de desequilibrio en las trabes que concurren a un nudo.-

Y que actua en el Centroide de la sección crítica

α = porcentaje por cortante que se transfiere por excentricidad del cortante a la columna

F_R = Factor de Reducción

$f'c$ = resistencia a la compresión específica de concreto

f_y = esfuerzo especificado de fluencia del acero

f^*c = resistencia nominal del concreto a compresión

$f''c$ = esfuerzo uniforme a la compresión del concreto

p_{min} = porcentaje mínimo de acero

p_b = porcentaje balanceado de acero

p_{max} = porcentaje máximo de acero

A_s = Area de acero

M_R = Momento Resistente

X_1 = dimensión mínima del miembro, medida perpendicularmente al refuerzo z_o (cm)

a_s = área transversal del refuerzo colocado en la dirección considerada por unidad de ancho, (cm²/cm). El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a X_1

CAPITULO VII

CIMENTACION

A).--Columnas.

a).- Diseño por Flexocompresión Biaxial;

b).- Diseño por Esbeltez.

B).- Muros de Retención.

a).- Análisis.

b).- Diseño.

C).- Losa de Cimentación.

a).- Flexión.

b).-. Cortante.

A).- COLUMNAS.

Las columnas, son elementos que se usan principalmente para resistir carga axial de compresión y el momento máximo en cualquier dirección.

Los requisitos de refuerzo mínimo y máximo, serán los enunciados en el Título IV del R. C. D. F., 4.2.1 y 4.2.2, La relación entre el área de refuerzo vertical y el área total de la sección, no será menor que:

$$20/f_y \text{ (} f_y \text{ en Kg/cm}^2\text{), ni mayor que 0.08}$$

El refuerzo transversal de toda columna, no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante, por lo cual todas las barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos y una separación no mayor que $850/\sqrt{f_y}$ veces el diámetro de la barra, ó 48 -- diámetros de la barra del estribo, ni que la menor dimensión de la columna. La separación máxima de estribos, se reducirá a la mitad de la antes indicada en una longitud no menor que la dimensión transversal máxima de la columna, un sexto de su altura libre, ni que 60 cm.

a).- Diseño por Flexocompresión Biaxial. En este caso, la resistencia depende de la relación b/h , puesto -- que las expresiones analíticas quedan en función de ella. Diseño de la columna 4B y 4C en el Nivel 4, con las siguientes características:

Carga Axial de Compresión

$$Pue = 71.20 \text{ t}$$

$$Ps = 53.80 \text{ t}$$

Dirección "Y"

$$Mue = 108.90 \text{ t-m}$$

$$Mus = 4.39 \text{ t-m}$$

Revisión de la condición crítica:

$$Mc = (Me + Ms + Ps \cdot e_{acc}) \cdot 1.1 \text{ donde } e_{acc} = 0.5 h = 3 \text{ cm.} =$$

$$= \left[\frac{108.90}{1.4} + \frac{4.39}{1.1} + (53.80)(0.03) \right] \cdot 1.1 =$$

$$Mc = 91.73 \text{ t-m} \Rightarrow Mue > Mc$$

Por lo tanto la condición crítica será por carga es tática y la excentricidad será:

$$e_y = \frac{Mue}{Pue} = \frac{108.90}{71.20} = 1.53 \text{ cm}$$

Materiales:

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

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

Constantes:

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

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

sección 60 x 60

Cálculo del factor de amplificación;

Los elementos mecánicos obtenidos deben modificarse, tomando en cuenta los efectos de segundo orden cuando son significativos. Estos efectos de esbeltez se toman en cuenta según disposición del R. C. D. F., en sus N. T. C. 1.3.2e que consiste en multiplicar los momentos obtenidos del análisis convencional, así como la acción combinada de éstos ($M_e + M_s + P_s e_{acc}$)(1.1), por el factor de amplificación;

$$F_a = 1 + \frac{W_u/h}{R/Q - 1.2 W_u/h}$$

para esto tenemos que:

$W_u = 71.20 \text{ t}$, carga en la columna

$h = 3.40 \text{ m}$, altura de entrepiso

$R = 76986 \text{ t/m}$, Rigidez de entrepiso total

$Q = 4$, factor de ductilidad

datos obtenidos de capítulos anteriores, fáciles de identificar.

$$F_a = 1 + \frac{71.20/3.40}{\left(\frac{76986}{4}\right) - (1.2) \left(\frac{71.20}{3.40}\right)}$$

$$F_a = 1$$

Dirección "X"

$M_{ue} = 0.85 \text{ t-m}$

$M_{us} = 4.619 \text{ t-m}$

Revisión de la Condición Crítica:

$$M_c = \left[\frac{0.85}{1.4} + \frac{4.619}{1.1} + (53.20)(0.03) \right] 1.1$$

$M_c = 7.00$ t-m Ríge, ó sea $M_c > M_{ue}$

$$e_x = \frac{7.00}{71.20} = 0.10 \text{ m}$$

como:

$$W_u = 71.20 \text{ t}$$

$$h = 3.40 \text{ m}$$

$$R = 96537 \text{ t/m}$$

$$Q = 4$$

por lo que:

$$F_a = 1 + \frac{71.20/3.40}{\left(\frac{96537}{4}\right) - (1.2) \left(\frac{71.20}{3.40}\right)}$$

$$F_a = 1$$

Ya obtenidos los factores de amplificación, se procede a calcular los parámetros adimensionales de las cargas de diseño.

$$K = \frac{P_u}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{71200}{(0.85)(60)(60)^2(170)} = 0.137 \approx 0.14$$

$$K = 0.14$$

$$R_x = \frac{M_{ux}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{7 \times 10^5}{(0.85)(60)(60)^2(170)} = 0.0224$$

$$R_y = \frac{M_{uy}}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{108.90 \times 10^5}{(0.85)(60)(60)^2(170)} = 0.35$$

$$\frac{R_x}{R_y} = \frac{0.0224}{0.35} = 0.064$$

$$\frac{e_y}{h} = \frac{1.53}{0.60} = 2.55$$

$$\frac{d}{b^*} = \frac{53}{58} = 0.91 \approx 0.90$$

Ahora entramos a los diagramas de diseño de columnas:

$$\frac{R_x}{R_y} = 0 \quad q = 0.85$$

$$\frac{R_x}{R_y} = 0.85 \quad q = 1.15$$

interpolando tenemos que:

$$q = 0.085$$

por lo tanto el refuerzo será:

$$A_s = q b h \frac{f'_c}{f_y} = (0.85)(60)(60) \frac{170}{4200} =$$

$$A_s = 123.86 \text{ cm}^2$$

usar 24 Vs # 8 y 4 Vs # 6

Diseño de los estribos que confinan al núcleo:

$$A_{sh} = L_h p' S_n / 2$$

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

$$p' = 0.45 \frac{A_g}{A_c} - 1 \frac{f'_c}{f_y}$$

$$p' = 0.45 \frac{3600}{2809} - 1 \frac{250}{4200}$$

$$p' = 0.0075 \text{ Rige ó:}$$

$$p' = 0.12 \frac{f'_c}{f_y} = (0.12) \frac{(250)}{4200} = 0.0072$$

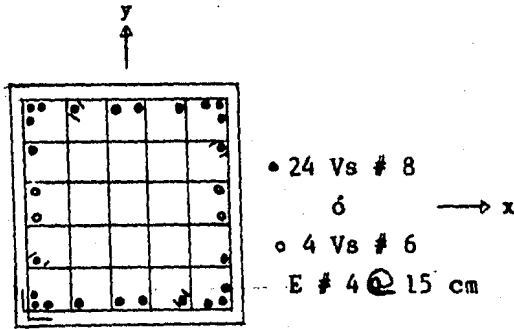
por lo tanto se propone una separación de estribos:

$$S_h = 12 \text{ cm}$$

$$A_{sh} = (25)(0.0075)(12/2) = 1.13 \text{ cm}^2$$

se usarán E # 4 a cada 12 cm.

Por lo tanto la sección quedará como se ilustra:



b).- Diseño por Esbeltez. En este comportamiento de columnas esbeltas, indica que deben diseñarse no para la carga actuante P_u y el momento actuante M_u , sino para la carga P_u y un momento amplificado $(F_a)(M_u)$. Este criterio se sigue en el Reglamento A. C. I. 318-77 y también en el R. C. D. F. -76, con la variante de que éste especifica una excentricidad accidental adicional a la calculada, en lugar de la excentricidad mínima exigida por el Reglamento del A. C. I.

Diseño de la Columna 5F, con las siguientes características, en el último Nivel:

$$H = 7.95 \text{ m}$$

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

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

Condición Crítica de Carga

$$P_u = 15.52 \text{ t}$$

$$P_s = 10.24 \text{ t}$$

Dirección "Y"

$$\text{Nudo Superior Mue} = 5.67 \text{ t-m}$$

$$M_s = 4.802 \text{ t-m}$$

$$\text{Nudo Inferior Mue} = 4.13 \text{ t-m}$$

$$M_s = 5.997 \text{ t-m}$$

Dirección "X"

$$\text{Nudo Superior Mue} = -9.82 \text{ t-m}$$

$$M_s = 4.396 \text{ t-m}$$

$$\text{Nudo Inferior Mue} = -6.76 \text{ t-m}$$

$$M_s = 5.910 \text{ t-m}$$

Parámetros para cálculo de la resistencia:

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

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

sección 40 x 50

Efectos de Esbeltez:

Dirección "Y"

Revisión Local.- Se podrá despreciar los efectos de esbeltez, si $H'/r < 22$.

Cálculo de (H') altura efectiva:

$$\text{Nudo Superior } \Psi A = \frac{1538}{2013} = 0.76$$

$$\text{Nudo Inferior } \Psi B = \frac{1538 + 4693}{2013} = 3.10$$

Con estos valores entramos a los nomogramas, para la determinación de la longitud efectiva de pandeo (H'), por lo que, para:

Extremos no restringidos $k = 0.70$

Extremos restringidos $k = 1.50$

además:

$$r = 0.3 h = 0.3(50) = 15 \text{ cm}$$

en tanto:

$$H' = kH = (0.70)(7.95) = 5.57 \text{ m}$$

$$H' = kH = (1.50)(7.95) = 11.93 \text{ m}$$

Condición 1:

$$\frac{H'}{r} = \frac{5.57}{0.15} = 37.13 > 22$$

Condición 2:

$$34 - 12 \frac{M_1}{M_2} = 34 - 12 \left(\frac{10.127}{10.472} \right) = 22.40$$

$$\text{como } \frac{H^*}{r} > 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

Como las dos condiciones se cumplen, implica tomar en cuenta los efectos de esbeltez:

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.40$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{10.127}{10.472} \right) = 0.970 > 0.40$$

$$EI = 0.4 \left(\frac{E_c I_g}{1+u} \right) = (0.4) \frac{(10000 \sqrt{250})(266667)}{1 + \frac{5.67}{10.472}}$$

$$EI = 1.1 \times 10^{10} \text{ Kg-cm}^2$$

$$P_c = \frac{F_c \sqrt{EI}}{(H^*)^2} = \frac{(0.85)(11^2)(1.1 \times 10^{10})}{(1193)^2} = 64838 \text{ Kg}$$

$$\text{por lo tanto } F_a = \frac{C_m}{1 - P_u/P_c} \geq 1$$

$$F_a = \frac{0.970}{1 - \frac{15.520}{64.84}} = 1.27$$

$$F_a = 1.27$$

Dirección "X"

$$\text{Nudo Superior } \Psi_A = \frac{2405}{2081} = 1.16$$

$$\text{Nudo Inferior } \Psi_B = \frac{2405 + 7336}{2081} = 4.68$$

Extremos no restringidos $k = 0.85$

Extremos restringidos $k = 1.70$

valores obtenidos del nomograma

además:

$$r = 0.3 h = 0.3 (50) = 15 \text{ cm}$$

en tanto:

$$H' = (0.85)(7.95) = 6.76 \text{ m}$$

$$H' = (1.70)(7.95) = 13.52 \text{ m}$$

Condición 1:

$$\frac{H'}{r} = \frac{6.76}{0.15} = 45.07 > 22$$

Condición 2:

$$34 - (12) \frac{12.67}{14.22} = 23.31$$

como:

$$\frac{H'}{r} > 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

se toman en cuenta los efectos de esbeltez

por lo que:

$$C_m = 0.6 + (0.4) \left(\frac{12.67}{14.22} \right) = 0.956$$

$$EI = (0.4) \frac{(10000 \sqrt{250})(416667)}{\left(1 + \frac{9.82}{14.22} \right)} = 1.56 \times 10^{10}$$

por lo tanto:

$$P_c = \frac{(0.85)^2 (1.56 \times 10^{10})}{(1352)^2} = 71596 \text{ Kg}$$

$$F_a = \frac{0.956}{1 - \frac{15.52}{71.59}} = 1.20$$

Revisión de la Sección Crítica:

$$M_{ux} = (1.20) [9.82 + 4.40 + (10.24)(0.03)] = 17.44 \text{ t-m}$$

$$M_{uy} = (1.27) [5.67 + 4.80 + (10.24)(0.03)] = 12.94 \text{ t-m}$$

en los anteriores momentos, Rige el Mayor.

por lo tanto:

$$e_x = \frac{17.44}{15.52} = 1.12 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{12.94}{15.52} = 0.85 \text{ m}$$

Cálculo de Parámetros Adimensionales:

$$K = \frac{15520}{(0.85)(40)(50)(170)} = 0.054$$

Debido a que el momento mayor se localiza sobre el eje "X", se va a girar la sección, para utilizar las gráficas de diseño de columnas.

$$\frac{R_x}{R_y} = \frac{M_x}{M_y} = \frac{12.94}{17.44} = 0.74$$

por lo cual:

$$R_y = \frac{1744000}{(0.85)(50)(40)^2(170)} = 0.15$$

$$\frac{C_v}{h} = \frac{1.12}{0.40} = 2.8 \text{ pero } \frac{d}{b} = 0.80$$

Con estos valores entramos a las gráficas de diseño de columnas, y tenemos que:

$$\frac{R_x}{R_y} = 0.5 \Rightarrow q = 0.40$$

$$\frac{R_x}{R_y} = 1 \Rightarrow q = 0.90$$

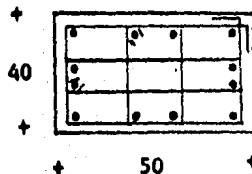
interpolando tenemos que:

$$q = 0.70$$

por lo tanto:

$$A_s = (0.70) \left(\frac{170}{4200} \right) (50)(40) = 57.00 \text{ cm}^2$$

usar 12 Vs # 8



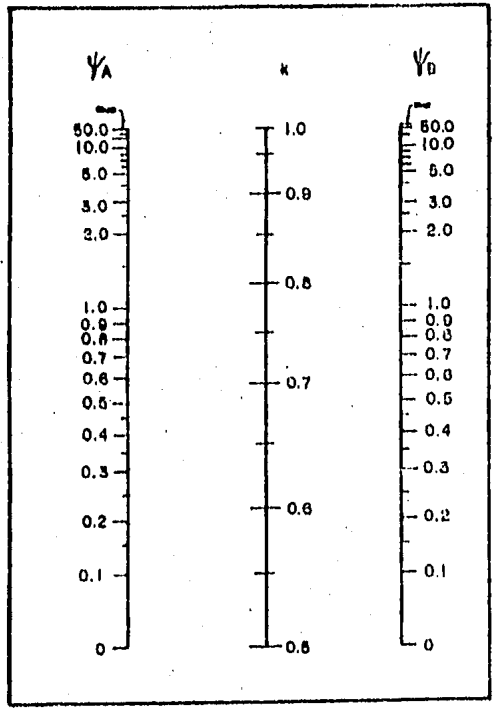
12 Vs # 8

E # 3 @ 15 cm

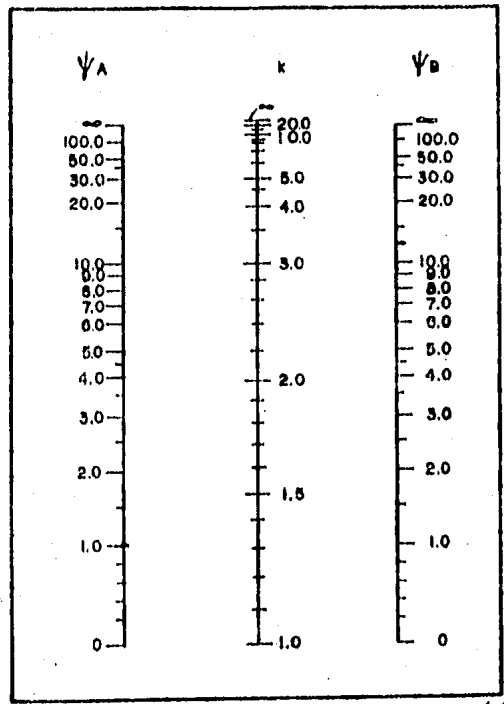
el refuerzo transversal se determinó según 4.2.4 del R.C.D.F.

NOMOGRAMAS PARA LA DETERMINACION DE LA LONGITUD EFECTIVA DE PANDEO, H'

EXTREMOS NO RESTRINGIDOS

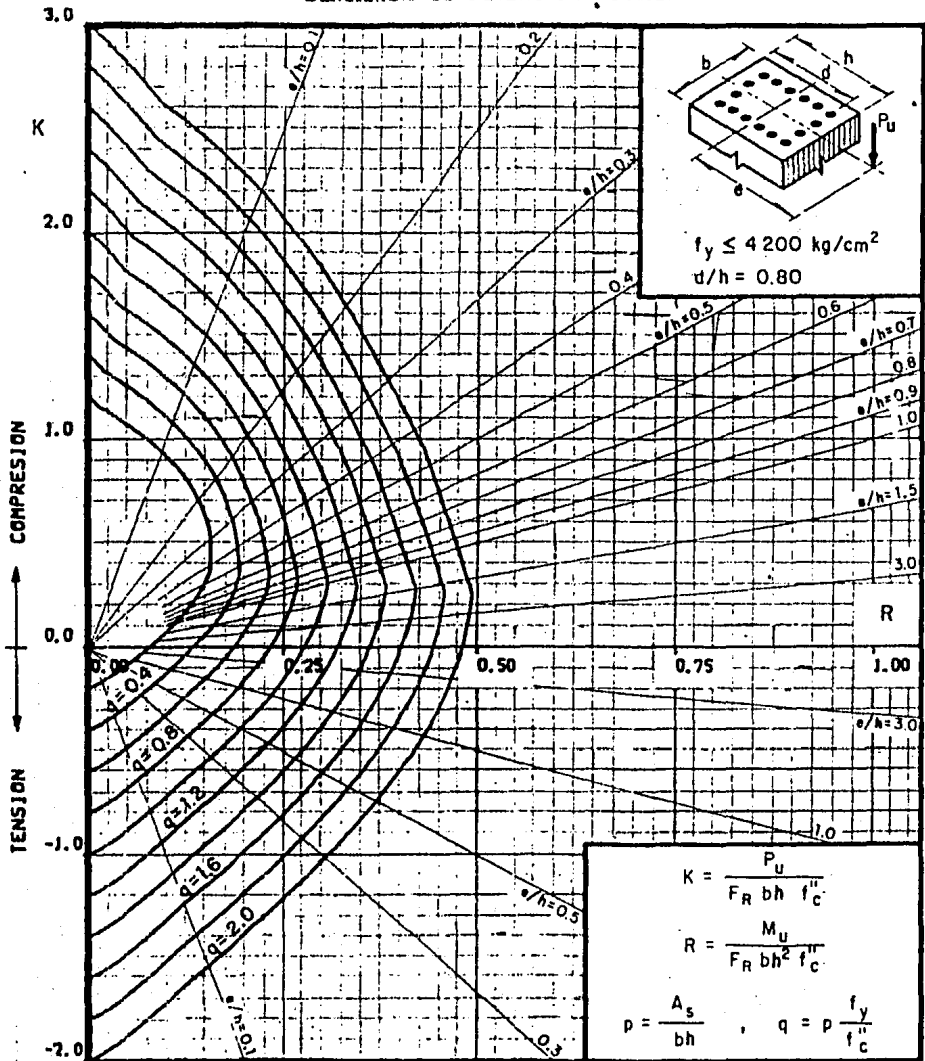


EXTREMOS RESTRINGIDOS



ψ = Cociente de $I(I_0/L)$ de las columnas, entre $I(I_0/L)$ de los miembros de flexión que llegan a un extremo de una columna en el plano considerado.
 $H' = kH$

DIAGRAMAS DE DISEÑO DE COLUMNAS



A_s = Area total de refuerzo

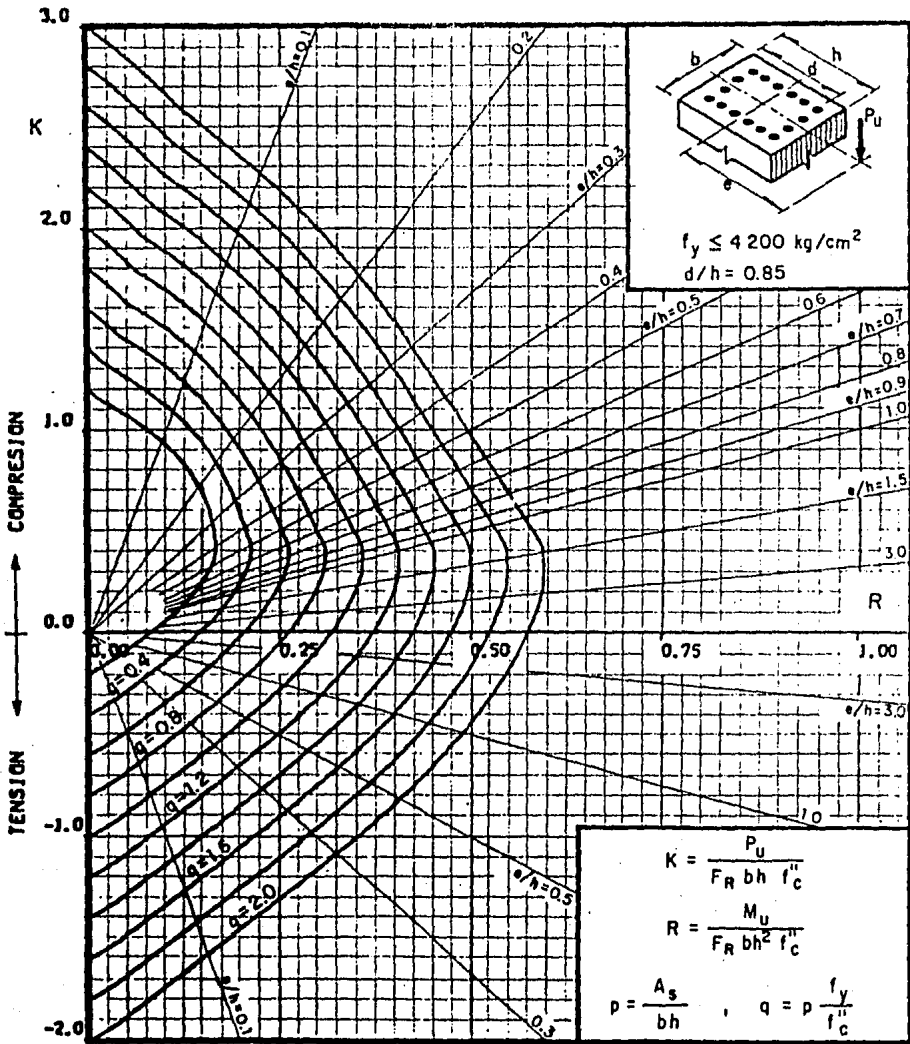
$f_c'' = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$

F_R = Factor de reducción de resistencia

P_u = Carga axial última

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

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



A_s = Area total de refuerzo

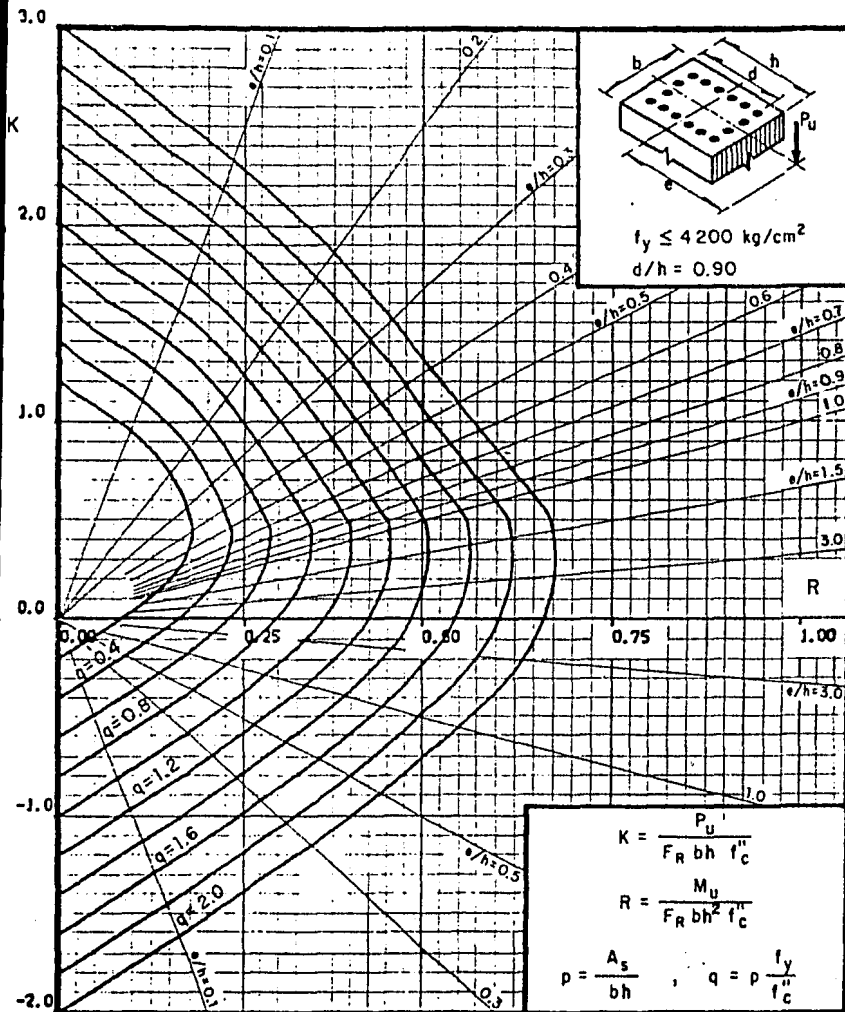
$f_c' = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$

F_R = Factor de reducción de resistencia

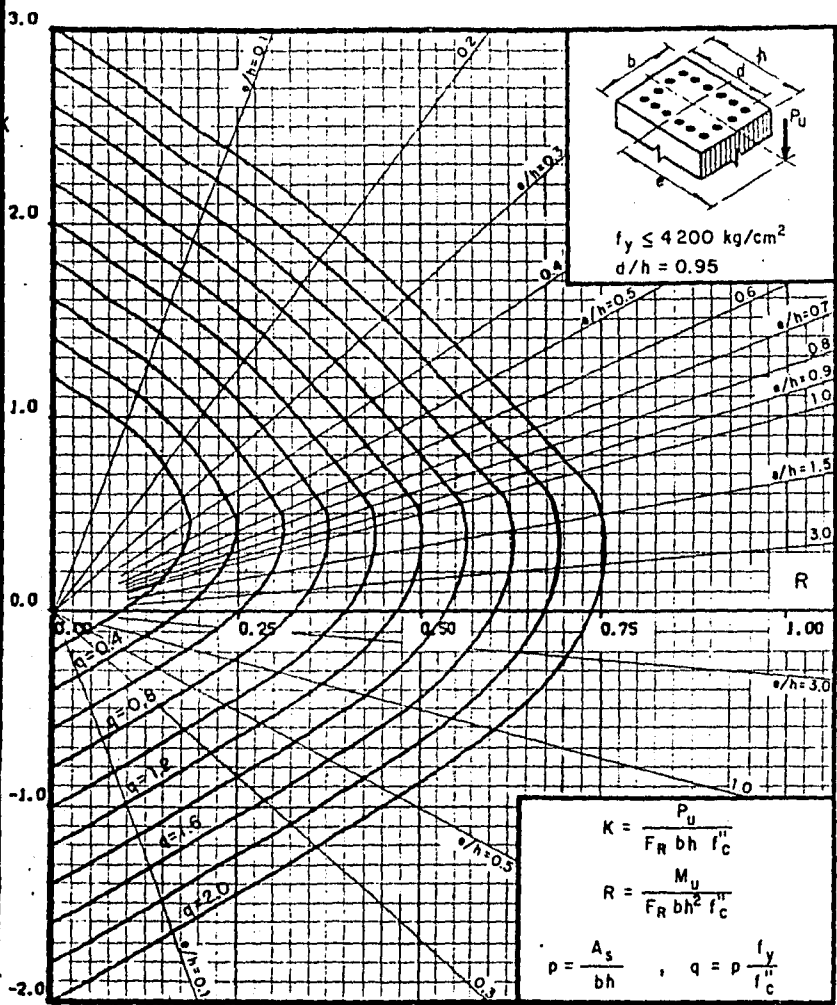
P_u = Carga axial última

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

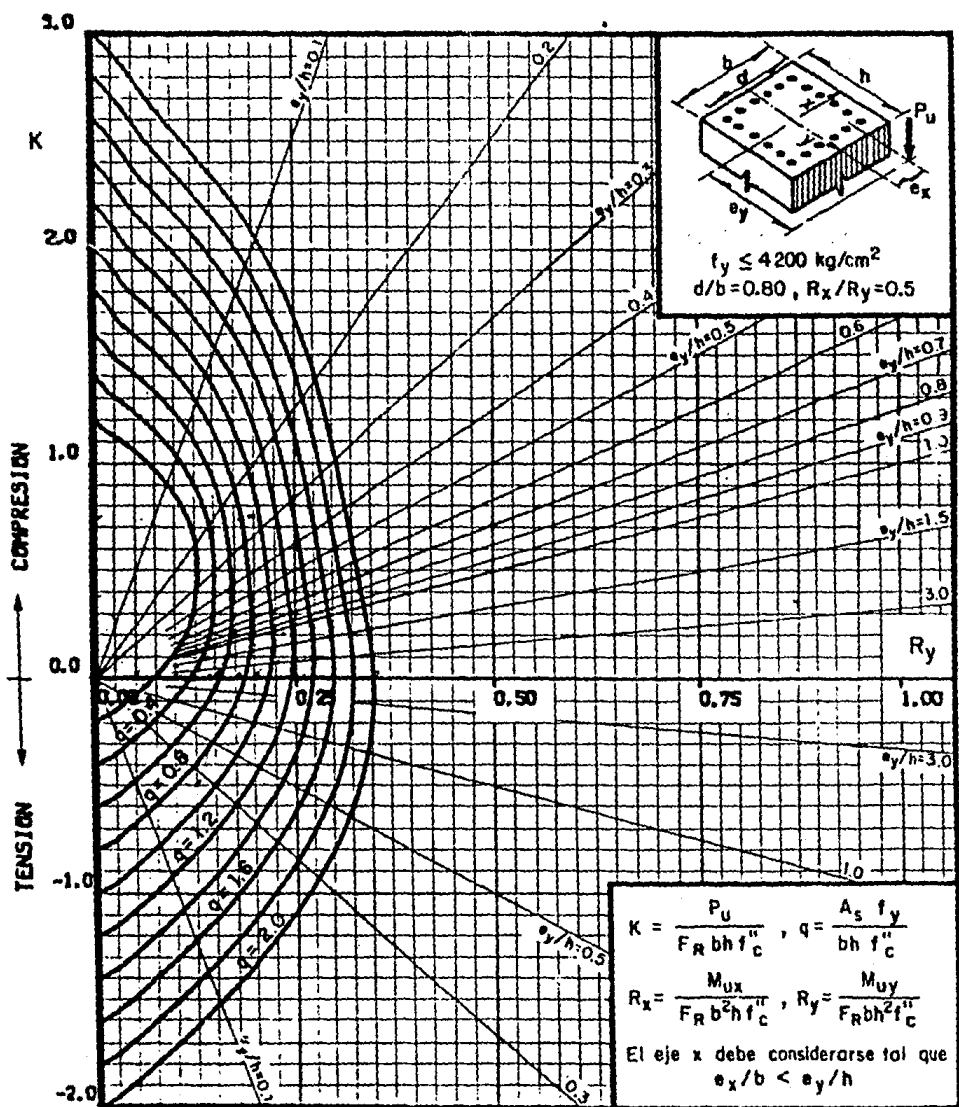
M_{ux} = Momento flexionante último en dirección $x = P_u \cdot e_x$



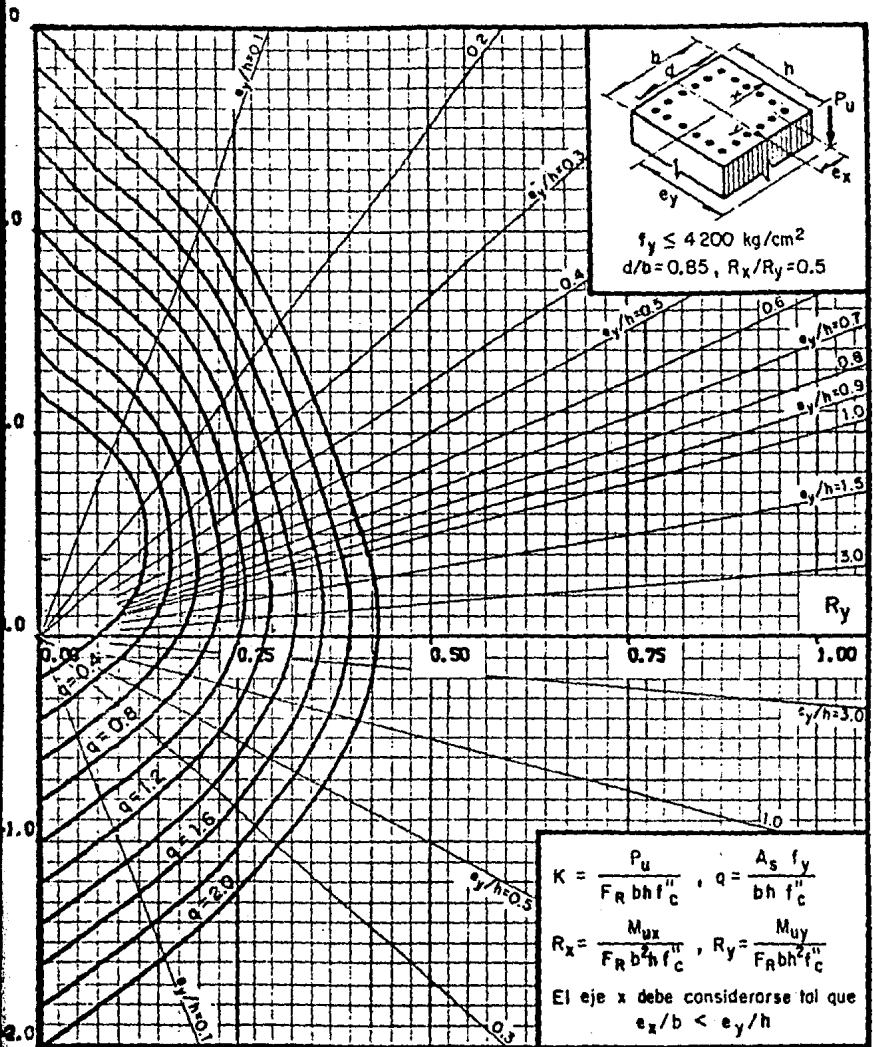
A_s = Area total de refuerzo
 $f_c'' = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$
 F_R = Factor de reducción de resistencia
 P_u = Carga axial última
 M_{uy} = Momento flexionante último en dirección y = $P_u \cdot e_y$
 M_{ux} = Momento flexionante último en dirección x = $P_u \cdot e_x$



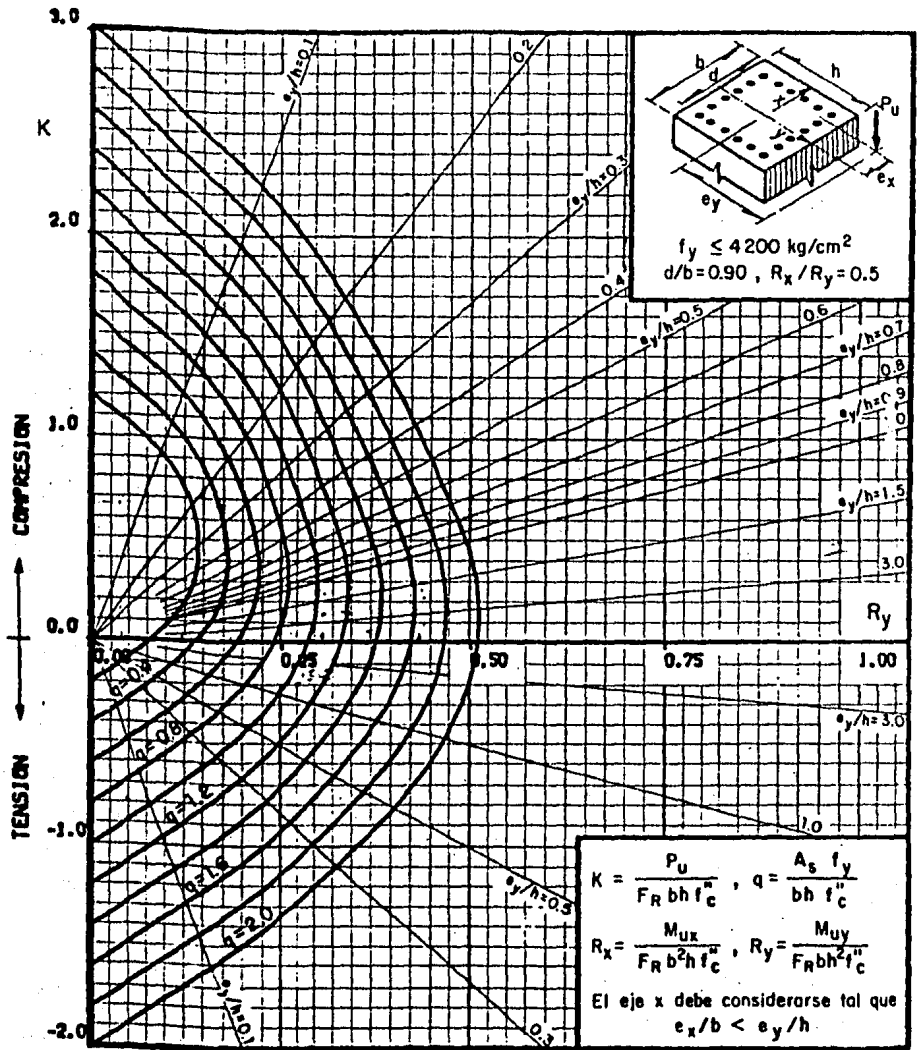
- A_s = Area total de refuerzo
- $f_c'' = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$
- F_R = Factor de reducci3n de resistencia
- P_u = Carga axial 3ltima
- M_{uy} = Momento flexionante 3ltimo en direcci3n y = $P_u \cdot e_y$
- M_{ux} = Momento flexionante 3ltimo en direcci3n x = $P_u \cdot e_x$



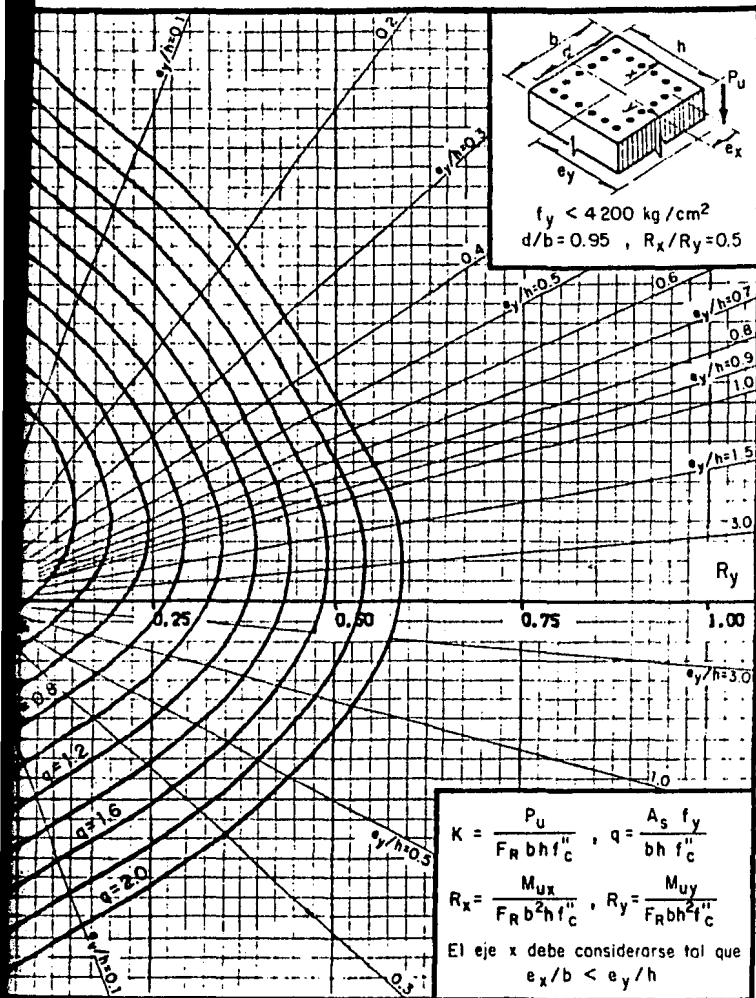
- A_s = Area total de refuerzo
- $f'_c = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f'_c = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$
- F_R = Factor de reducción de resistencia
- P_u = Carga axial última
- M_{uy} = Momento flexionante último en dirección y = $P_u \cdot e_y$
- M_{ux} = Momento flexionante último en dirección x = $P_u \cdot e_x$



- A_s = Area total de refuerzo
- $f_c'' = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$
- F_R = Factor de reducción de resistencia
- P_u = Carga axial última
- M_{uy} = Momento flexionante último en dirección y = $P_u \cdot e_y$
- M_{ux} = Momento flexionante último en dirección x = $P_u \cdot e_x$



- A_s = Area total de refuerzo
- $f_c'' = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$
- F_R = Factor de reducción de resistencia
- P_u = Carga axial última
- M_{uy} = Momento flexionante último en dirección y = $P_u \cdot e_y$
- M_{ux} = Momento flexionante último en dirección x = $P_u \cdot e_x$



Área total de refuerzo

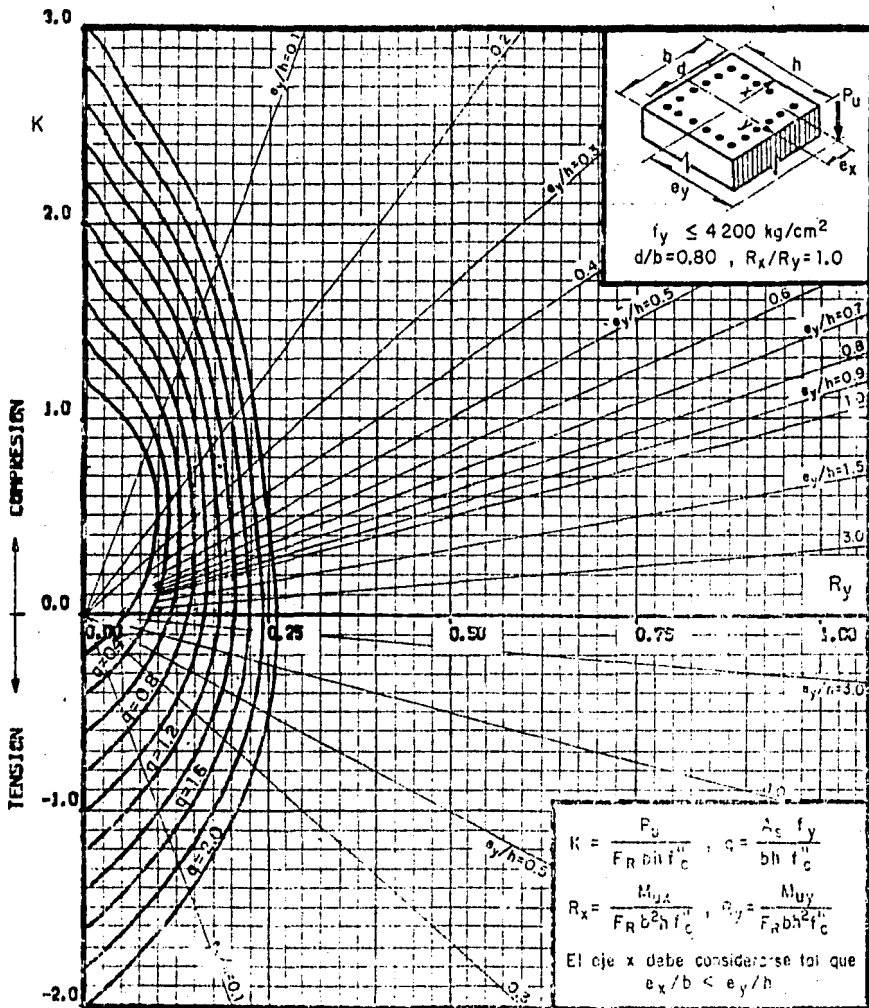
$$1.85 f_c'' , \text{ si } f_c'' \leq 250 \text{ kg/cm}^2 ; f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c''}{1250}\right) f_c'' , \text{ si } f_c'' > 250 \text{ kg/cm}^2$$

Factor de reducción de resistencia

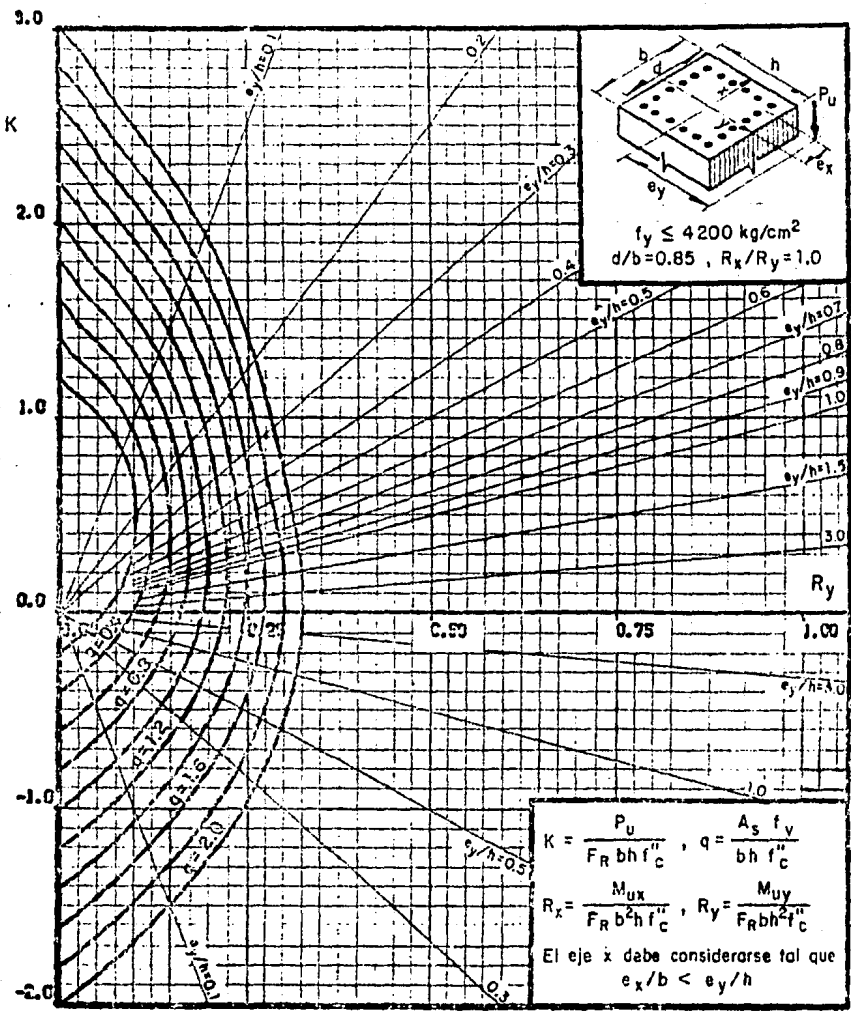
Carga axial última

Momento flexionante último en dirección y = $P_u \cdot e_y$

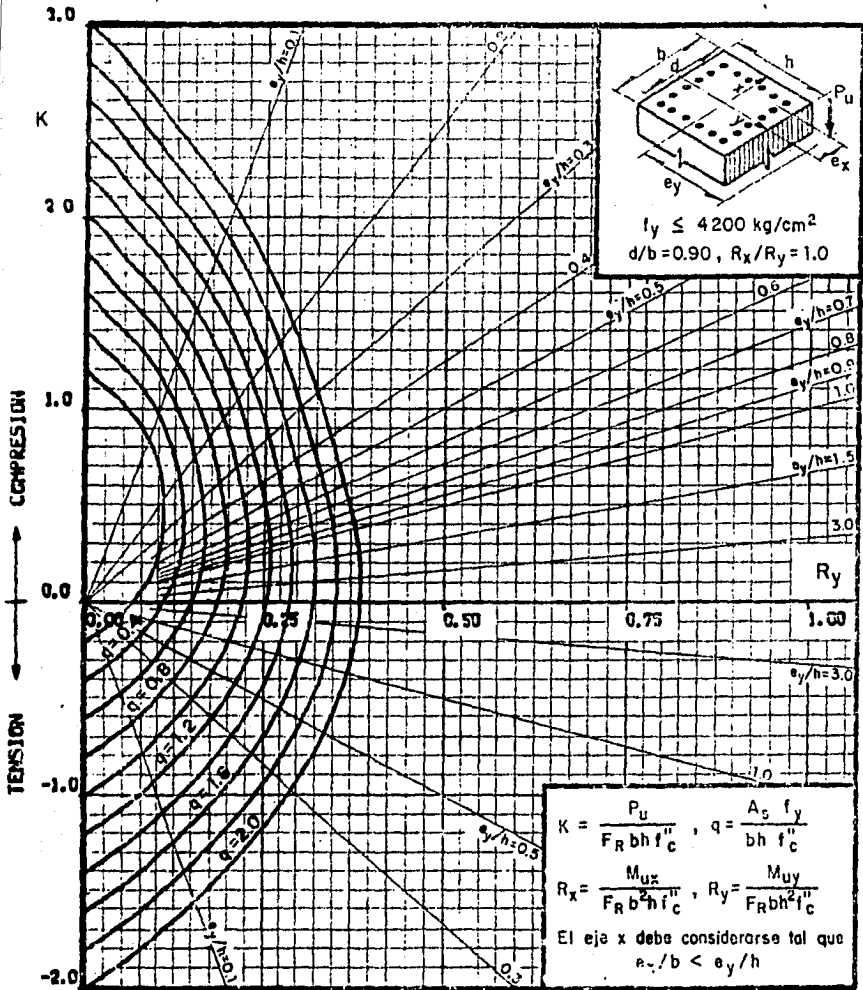
Momento flexionante último en dirección x = $P_u \cdot e_x$



- A_s = Area total de refuerzo
- $f_c'' = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$
- F_R = Factor de reducción de resistencia
- P_u = Carga axial última
- M_{uy} = Momento flexionante último en dirección y = $P_u \cdot e_y$
- M_{ux} = Momento flexionante último en dirección x = $P_u \cdot e_x$



- A_s = Area total de refuerzo
- $f_c'' = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$
- F_R = Factor de reducción de resistencia
- P_u = Carga axial última
- M_{uy} = Momento flexionante último en dirección y = $P_u \cdot e_y$
- M_{ux} = Momento flexionante último en dirección x = $P_u \cdot e_x$



A_s = Area total de refuerzo

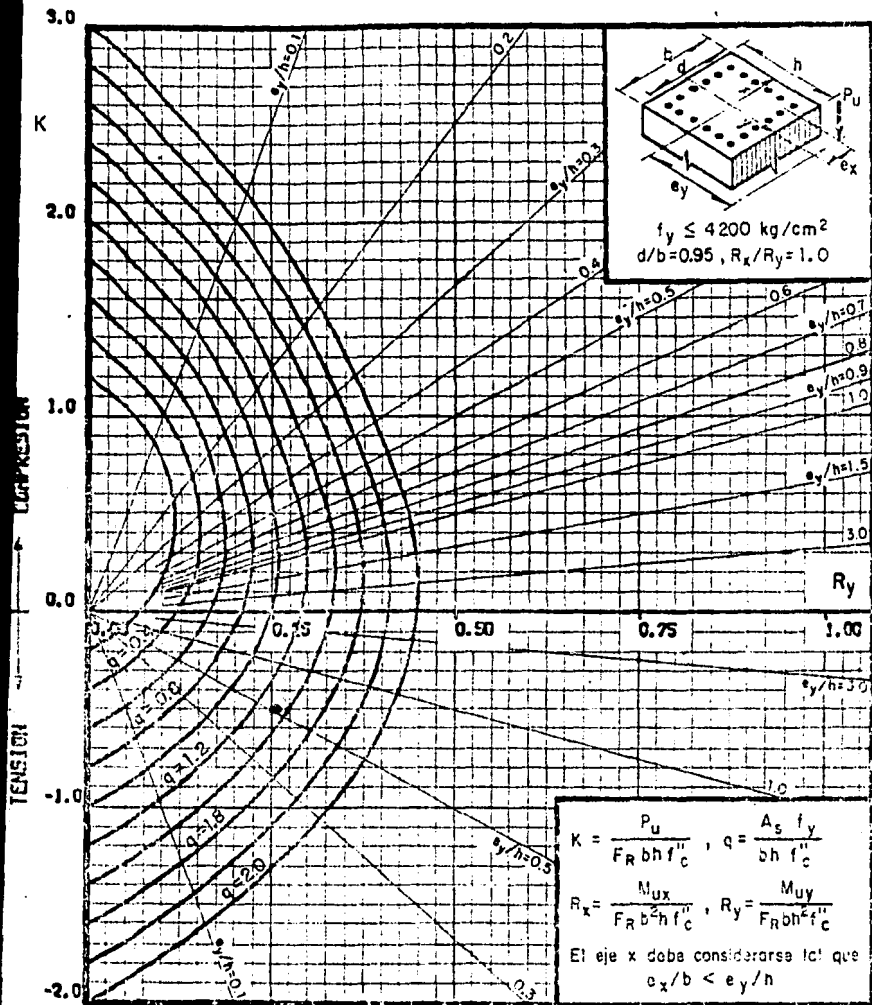
$f_c'' = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$

F_R = Factor de reducción de resistencia

P_u = Carga axial última

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

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



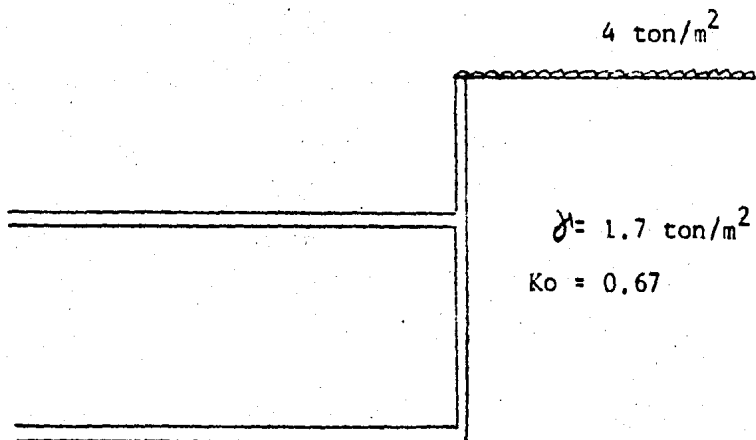
- A_s = Area total de refuerzo
- $f'_c = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f'_c = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$
- F_R = Factor de reducción de resistencia
- P_u = Carga axial última
- M_{uy} = Momento flexionante último en dirección y = $P_u \cdot e_y$
- M_{ux} = Momento flexionante último en dirección x = $P_u \cdot e_x$

B).- MUROS DE RETENCION.

Los muros de retención, se diseñan para resistir - las presiones del material retenido incluyendo la carga muerta, así como la sobrecarga viva a que puedan quedar sometidos.

Estos muros se construirán en la periferia de la excavación y estarán sujetos a una sobrecarga de 4 t/m^2 , - con un material de $\gamma = 1.70 \text{ t/m}^3$, así como el coeficiente de empuje $K_0 = 0.67$, según recomendaciones de mecánica de suelos.

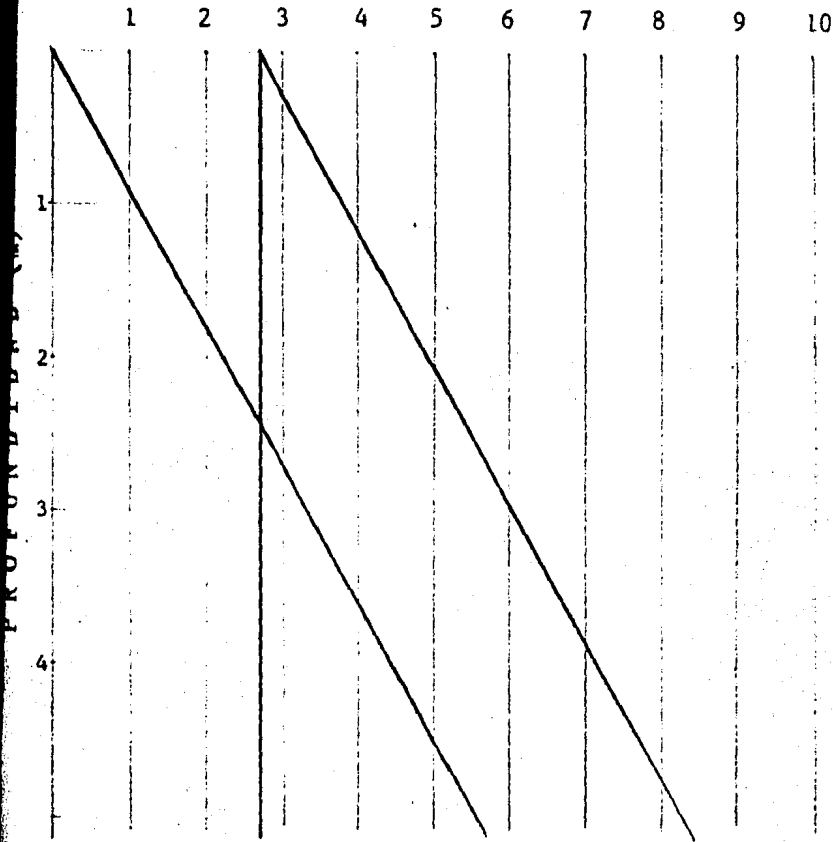
Los empujes máximos a que estarán sujetos los muros perimetrales del cajón de cimentación, se muestran en la siguiente figura, ya que dichos muros resistirán éstos empujes.



CONDICION ANALIZADA

DISTRIBUCION DE PRESIONES SOBRE LOS MUROS DE CAJON

PRESIONES (ton/m²)



a).- Análisis. De la distribución de presiones, ex-
puesta en la figura anterior, se tiene que:

para una $H = 1.25$

$$Et_1 = \frac{1}{2} K_o \gamma H^2 + K_o q H$$

$$Et_1 = (0.5)(0.67)(1.70)(1.25)^2 + (0.67)(4)(1.25) =$$

$$Et_1 = 4.24 \text{ t/m}$$

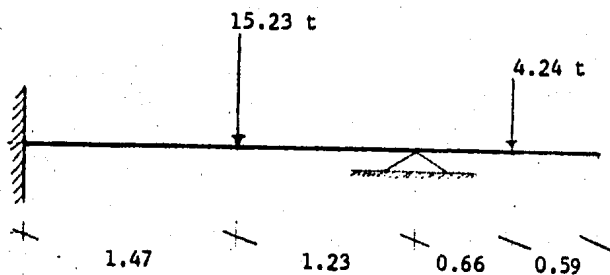
para una $H = 2.70$

$$Et_2 = (0.5)(0.67)(1.70)(3.95)^2 + (0.67)(4)(3.95) - Et_1 =$$

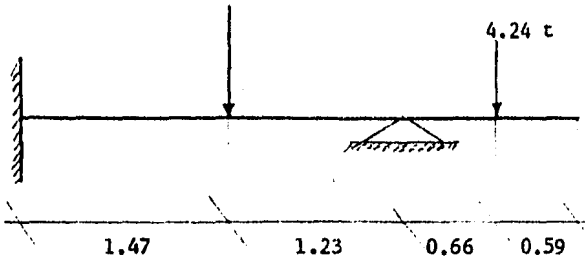
$$Et_2 = 19.47 - 4.24$$

$$Et_2 = 15.23 \text{ t/m}$$

Ya obtenidos los empujes, ó sea el sistema de car-
gas, se aplicará el método de Cross para la solución --
del muro.

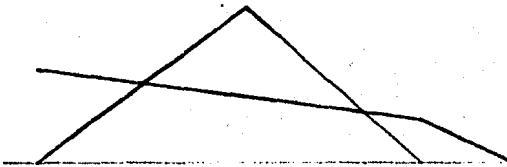


Las distancias se obtuvieron, determinando los cen-
troides de la cuña de presiones.

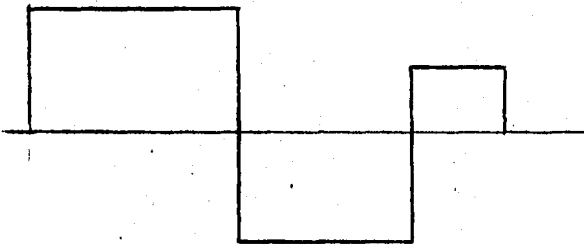


FD		1.00	
ME	-4.65	5.55	-2.80
MD		-2.75	
MT	-1.37		
	-6.02	6.00	2.80
V_T	8.13	7.10	4.24

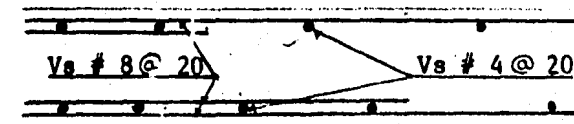
DIAGRAMAS
DE
MOMENTOS



DIAGRAMAS
DE
CORTANTES



REFUERZO



b).- Diseño. La resistencia de muros a flexión en su plano, puede calcularse con la ecuación:

$$M_R = F_R A_s f_y Z$$

Según disposiciones de la N. T. C. del R. C. D. F.

2.1.2 g.

Para poder aplicar la fórmula anterior, se requiere de calcular "Z" que para éste caso y según la condición:

$$Z = 1.2 H \quad \text{si} \quad \frac{H}{L} \leq 0.5$$

por lo que:

$$\frac{H}{L} = \frac{2.70}{7.60} = 0.36 < 0.5$$

ó sea:

$$Z = 1.2 (2.7) = 3.24$$

y

$$A_s = \frac{M_R}{F_R f_y Z} = \frac{M_R}{(0.9)(4200)(3.24)} =$$

$$A_s = \frac{M_R}{12247}$$

así para el $M_R = -6.02 \text{ t-m}$ se tiene:

$$A_s = \frac{6.02 \times 10^5}{12247} = 49.16 \text{ cm}^2$$

usar Vs # 8 a cada 10 cm

El acero por cambios volumétricos será de:

Vs # 4 a cada 20 cm.

La fuerza cortante en muros, V_{CR} , que toma el concreto en muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano, se determinará con el criterio siguiente:

según 2.1.5 i de las N.T.C. del R.D.F.

si $\frac{M_u}{V_{uL}} \leq 1$ se aplica $V_{CR} = 0.85 F_R \sqrt{f^*c} tL$

$$\frac{6.02}{(8.13)(7.60)} = 0.10 < 1$$

por lo tanto:

$$V_{CR} = (0.85)(0.8)\sqrt{200} (20)(760)$$

$$V_{CR} = 146173.11 \text{ Kg}$$

$$V_{CR} = 146.173 \text{ t}$$

Como $V_{CR} > V_u$, no requiere esfuerzo por cortante, pero se colocó refuerzo por cambios volumétricos.

C).- LOSA DE CIMENTACION.

La losa de cimentación, se calculó y se diseñó como una losa plana, de espesor constante siguiendo los lineamientos que marca el R. C. D. F.

Este tipo de losa transmite la carga al terreno directamente y comunmente sin la ayuda de contra trabes.

La elección de este sistema de losa fué porque respecto a los convencionales, dan una altura de peralte menor, resultando ésto más económico, además se recomienda para cubrir claros mayores de 6 metros.

En la idealización de la estructura, se distinguen tres franjas en cada tablero y en ambas direcciones. La Central ó Interior, de ancho igual a la mitad del claro del tablero en la dirección en que se mide el ancho, y las extremas ó de columna, cada una de ancho igual a un cuarto de dicho claro.

Las hipótesis para el análisis estructural de la losa son:

Se consideran franjas de losa con ancho igual a la distancia entre las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de apoyo considerado.

Al realizar el análisis en cada dirección, se usaron las cargas totales que actúan en la losa ó sea la reacción del terreno debido a la carga, que para este caso se considerará de 8.5 t/m², que es la presión actuante (P_u/A), en la columna 4B y 4C se tiene:

$$P_u = 377.26 \text{ t}$$

$$A = \text{Area tributaria} = 44.10 \text{ m}^2$$

Por lo tanto la carga uniforme en la Dirección "X" y en la Dirección "Y". Eje C, es:

$$P = \frac{P_u}{A} = \frac{377,26}{44,10} = 8,5 \text{ t/m}^2$$

$$W = (7,60)(8,50) = 64,60 \text{ t/m}$$

Procedemos a calcular las rigideces, tomando en cuenta el aumento proporcionado por el capitel ó ábaco, que será:

$$K = k K_o \text{ donde } K_o = \frac{EI}{L}$$

si EI igual a constante se suprime, y

$$K_o = \frac{1}{L}$$

En donde "k", es un factor de rigidez el cuál se obtiene de la utilización de las tablas de diseño como también los factores de transporte y momentos de empotramiento que se localizan en el Capítulo de Centros de Rigidez ó Torsión.

En la tabla siguiente, se presentan los valores de la Dirección "X" y la Dirección "Y", de los factores anteriores.

Ya que conocidos los factores de transporte, rigideces y momentos de empotramiento de cada uno de los elementos, se procede al análisis por el método de distribución de momentos (Cross), descrito en el Capítulo de análisis para condiciones permanentes.

CONSTANTES PARA LA DISTRIBUCION DE MOMENTOS

DIRECCION "Y"

TRAMOS	L	k	Ko	K	Coefficiente de Momento	F.T.
1 - 2	570	4.95	0.18	0.891	0.089	0.551
2 - 3	640	4.91	0.16	0.786	0.089	0.549
3 - 4	510	5.10	0.20	1.020	0.090	0.559
4 - 5	650	5.10	0.15	0.765	0.090	0.559

DIRECCION "X"

TRAMOS	L	k	Ko	K	Coefficiente de Momento	F.T.
A - B	760	4.91	0.13	0.64	0.089	0.549
B - C	760	4.91	0.13	0.64	0.089	0.549
C - D	760	4.91	0.13	0.64	0.089	0.549
D - E	535	4.91	0.19	0.93	0.089	0.549
E - F	535	4.91	0.19	0.93	0.089	0.549

$$K = \text{coef.} (W/L)^2$$

a).- Flexión, Los momentos en las secciones críticas, se distribuyen entre las franjas de columna y las franjas centrales de acuerdo con los porcentajes indicados en el R. C. D. F. Título IV 4.3.6e.

Se procede al diseño por flexión:

Datos:

Peralte efectivo en losa = 35 cm

Peralte efectivo en capitel = 60 cm

Factor de carga vertical = 1.4

Materiales:

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

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

Constantes:

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

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

$p_{min} = 0.00264$

$p_{max} = 0.0143$

$q = 0.3533$

Desarrollo:

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

$$A_s = \frac{M_R}{F f_y d (1 - 0.5q)}$$

para un $d = 32 \text{ cm}$ tenemos:

$$A_s = \frac{M_R}{88527}$$

para un $d = 55 \text{ cm}$ tenemos:

$$A_s = \frac{M_R}{171174}$$

Por lo tanto para el tramo 1-2 de franja de columna:

$$M_R = 70.20 \text{ t-m} = 70.20 \times 10^5 \text{ Kg-cm}$$

$$M_R = -201.26 \text{ t-m} = -201.26 \times 10^5 \text{ Kg-cm}$$

lo cuál:

$$A_s = 79.30 \text{ cm}^2 \text{ usar Vs \# 6 a cada 10 cm}$$

$$A_s = -117.60 \text{ cm}^2 \text{ usar Vs \# 8 a cada 15 cm}$$

Otra forma de hacerlo, es usando las gráficas de diseño.

En este ejemplo solo se ilustra parte del diseño, - los demás datos se encuentran en una tabla que se presenta al final de este Capítulo; debido a que se sigue el mismo procedimiento.

Se suministra acero por cambios volumétricos.

$$a_s = \frac{450 X_1}{f_y (X_1 + 100)}$$

$$\text{si } X_1 = 35 \text{ cm}$$

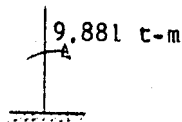
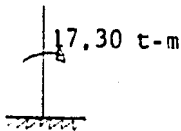
$$a_s = 0.028 \text{ cm}^2/\text{cm}, \text{ usar Vs \# 4 a cada 20 cm.}$$

b).- Cortante. Se revisa el cortante en la sección crítica ó sea alrededor de las columnas, el cuál es necesario revisar por "penetración" debido a que la losa trabaja en dos direcciones y la falla puede ocurrir por penetración.

Se siguen los lineamientos de acero mínimo y máximo así como de sus separaciones, según 2.1.5 b del Título - IV del R. C. D. F.

Este desarrollo se aplica en la columna 4C, para las demás columnas se seguirá el mismo procedimiento; -- por lo que, nada más se presentan sus valores más adelante.

1).- Fuerzas Internas en Condiciones de Equilibrio:



Carga Vertical

Carga Sísmica

1.4 $M_{CV} = 17.30 \text{ t-m}$

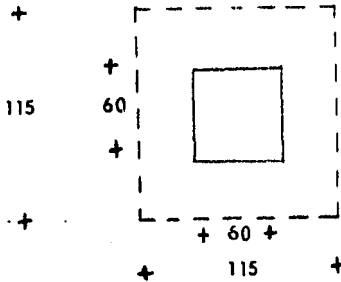
1.1 $(M_{CV} + M_S) = 23.47 \text{ t-m}$

1.4 $V_{CV} = 345.22 \text{ t}$

1.1 $(V_{CV} + V_S) = 271.24 \text{ t}$

Los momentos usados, son los momentos en las columnas (Momento de desequilibrio).

2).- Propiedades Geométricas:



$$C_1 = 60 \text{ cm}$$

$$C_2 = 60 \text{ cm}$$

$$C_1 + d = C_2 + d = 115 \text{ cm}$$

$$A_c = 2 (a + b) d = 2 (115 + 115)(55)$$

$$A_c = 25300 \text{ cm}^2$$

$$\frac{J}{C} = \left[ad (a + 3b) + d^3 \right] / 3$$

$$\frac{J}{C} = \left[(115)(55)(115 + 3(115)) + (55)^3 \right] / 3$$

$$\frac{J}{C} = 1025292 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{115/115}} = 0.40$$

Valores obtenidos de las gráficas de cortante crítica en el Capítulo de Diseño.

3).- Determinación del v_c :

Carga Vertical:

$$v_c = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\alpha M_u}{\frac{J}{C}} = \frac{345220}{25300} + \frac{(0.40)(1730000)}{1025292} =$$

$$v_c = 14.32 \text{ Kg/cm}^2$$

Carga Sísmica:

$$v_c = \frac{271240}{25300} + \frac{(0.40)(2347000)}{1025292}$$

$$v_c = 13.01 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante en la sección crítica, es igual que la carga en la columna menos la presión ascendente - del suelo en el área crítica, en este caso "d" debe ser lo bastante grande de modo que el esfuerzo cortante unitario, no exceda de $2\sqrt{f^*c}$ ($4\sqrt{f^*c}$ para diseño por resistencia última).

Por lo tanto, si la presión ascendente del terreno - ó capacidad de carga del suelo, es de 12 t/m², el esfuerzo en el área crítica será:

$$v_u = v_R - v_c \text{ ó sea:}$$

$$v_R = \frac{q A}{A_c} = \frac{(12)(44)}{2.53} = 20.87 \text{ Kg/cm}^2$$

por lo tanto:

$$v_u = 20.87 - 14.32 = 6.55 \text{ Kg/cm}^2$$

ahora:

$$v_{cr} = F_R \sqrt{f^*c} = (0.8) (\sqrt{200})$$

$$v_{cr} = 11.31 \text{ Kg/cm}^2$$

y como $v_{cr} > v_u$

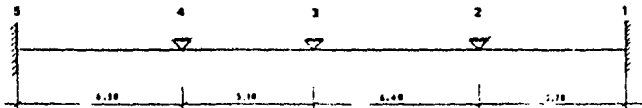
el peralte propuesto es aceptable.

ver datos en la siguiente tabla.

llevará refuerzo por cambios volumétricos, como ace ro mínimo, según requisito 3.10 de las N. C. T. del R. - D. F.

Por lo cuál se usarán Vs # 4 a cada 20 cm.

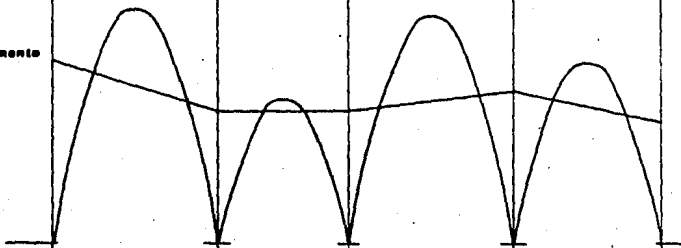
DIRECCION Y



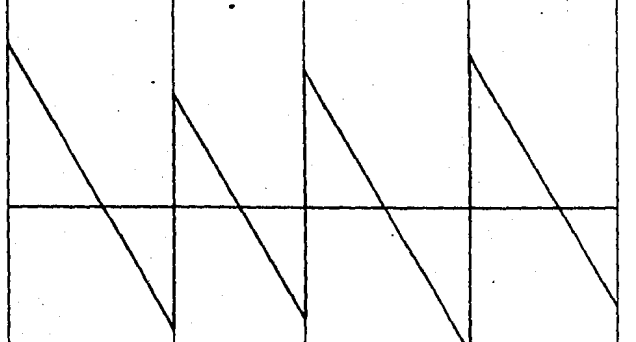
W	64.00	44.40	44.40	64.00	64.00	
FD	0.43	0.57	1.20	0.44	0.17	
ME	-245.64	345.64	-151.27	151.27	-232.50	188.00
MD	-40.60	-53.97	47.50	37.00	-27.20	-25.61
MT	-72.70	34.20	-20.09	12.57	20.26	-14.22
ND	-17.24	15.04	23.97	10.77	-9.27	-10.70
Mu	-164.24	102.70	-192.70	172.22	-192.22	222.40
V lras.	210.00	210.00	64.72	164.72	206.72	104.11
V Rip.	29.00	-29.00	6.29	-6.29	4.97	20.10
Vu	220.00	180.70	165.97	164.44	201.65	211.97

M	75%	-201.26	-165.20	-145.20	-144.17	-167.55	-167.53	-229.44	T-M
F C	80%	70.20	15.00	15.00	76.20	40.20	40.20		T-M
M	25%	-62.00	-40.42	-40.42	-42.85	-42.25	-52.00	-52.00	-42.14
F I	40%	44.00	0.00	0.00	51.00	27.00	27.00		

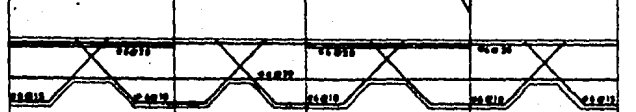
Diagramas de Momento



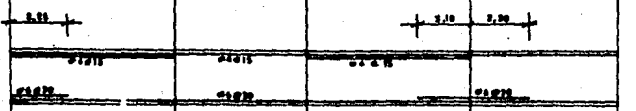
Diagramas de Cortante



de Columna Interior

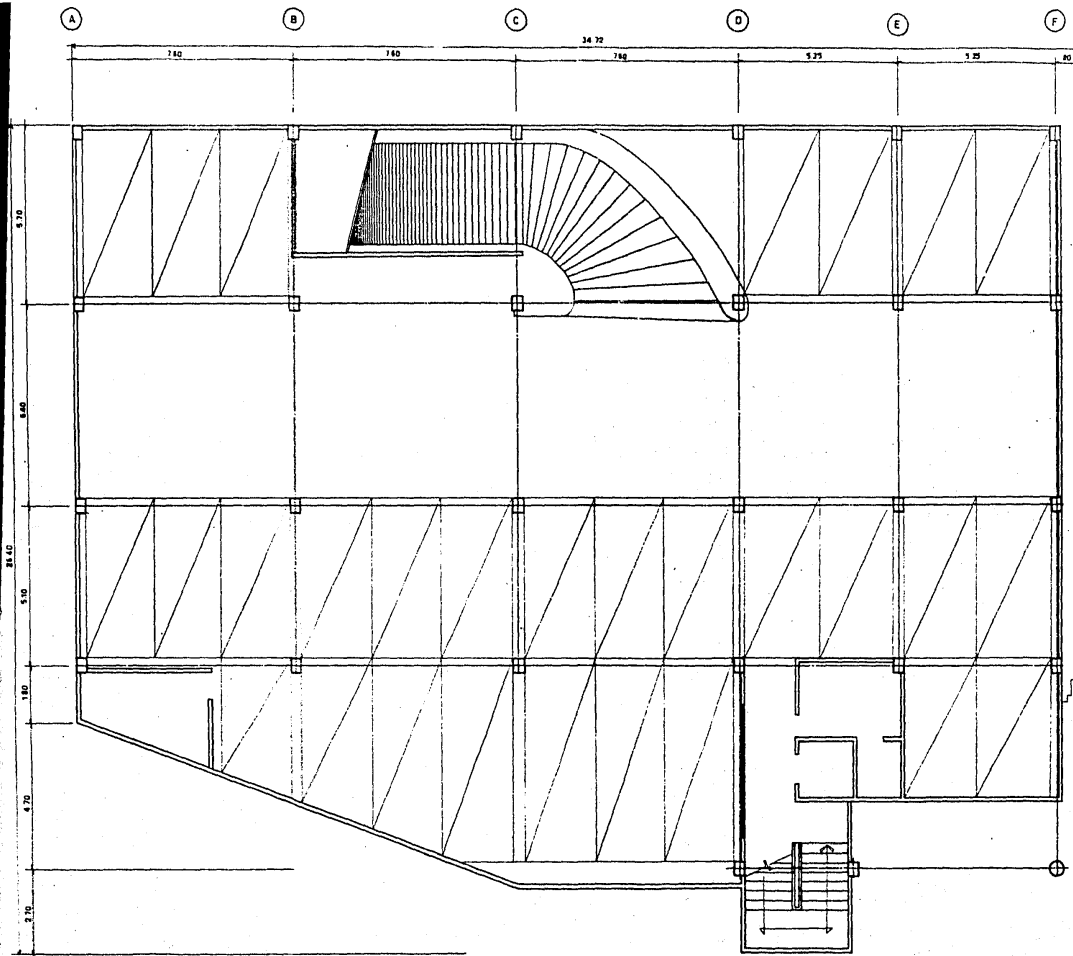


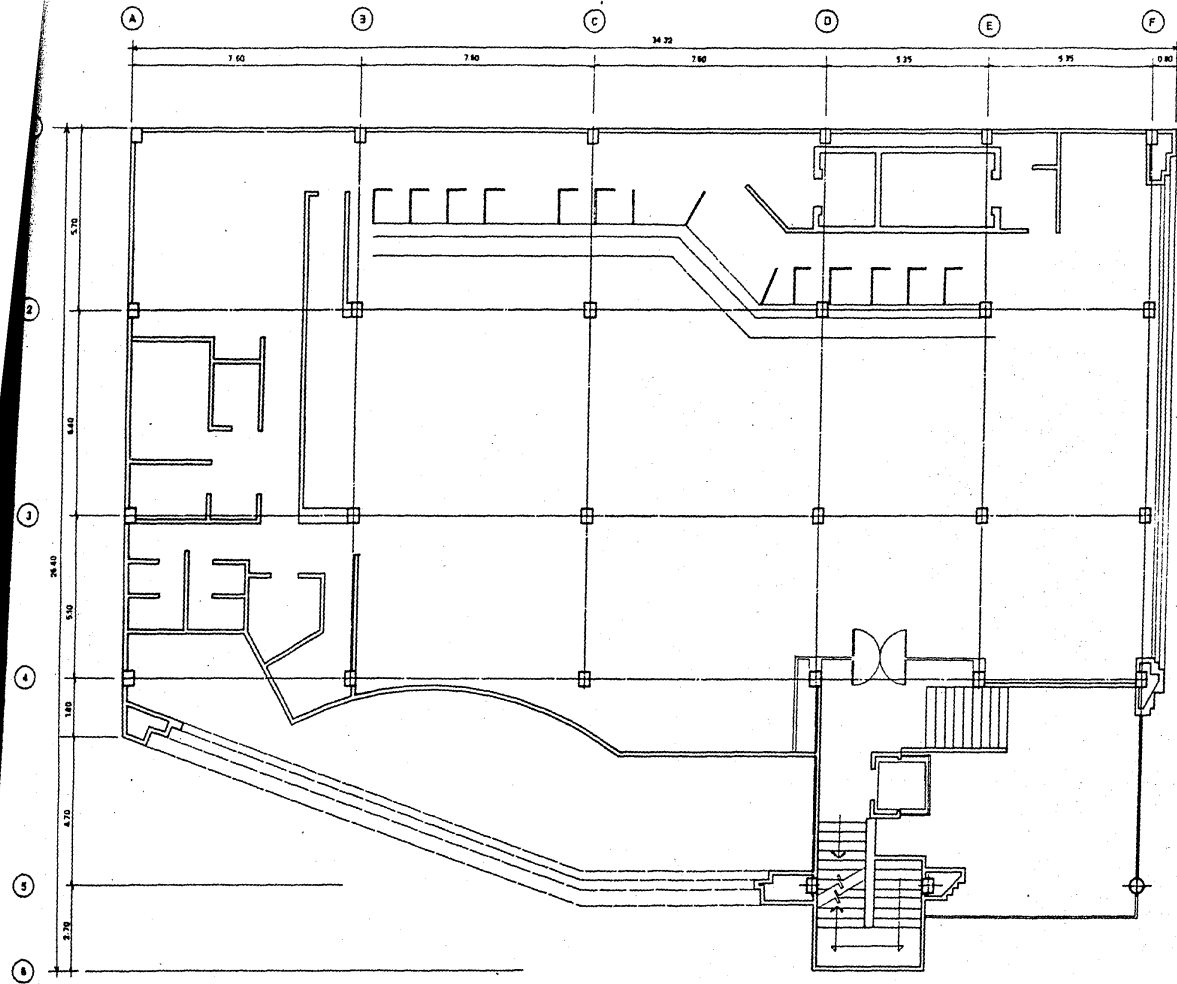
Interior



de Columna Exterior







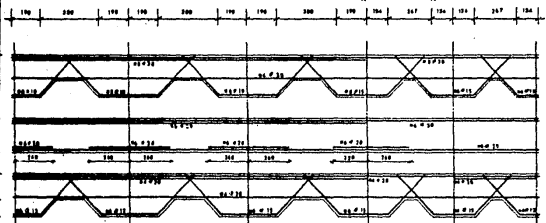
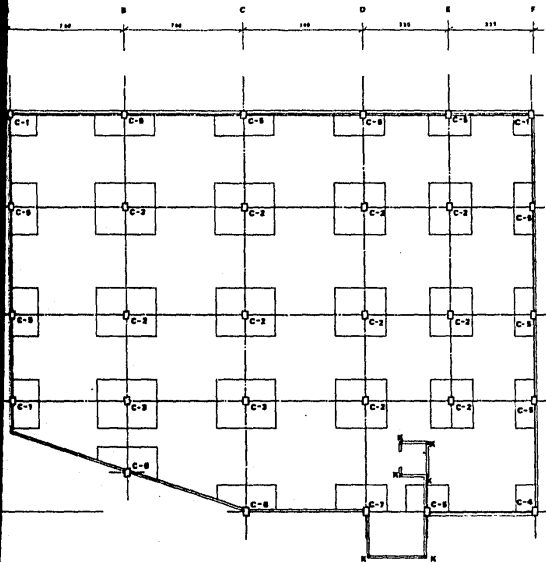
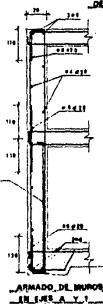
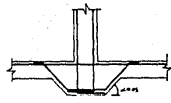
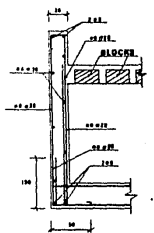
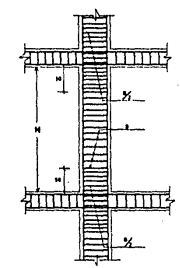
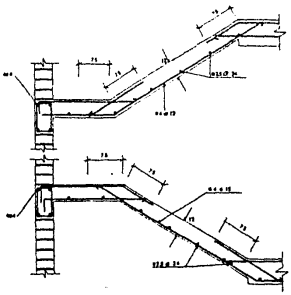
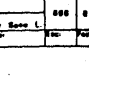
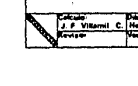
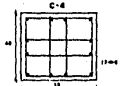
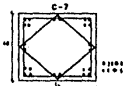
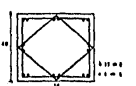
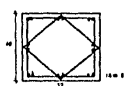
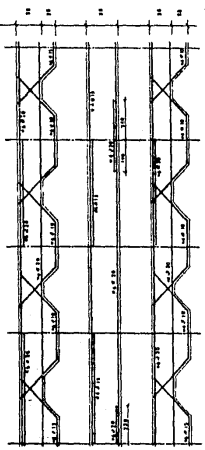
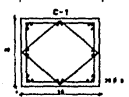
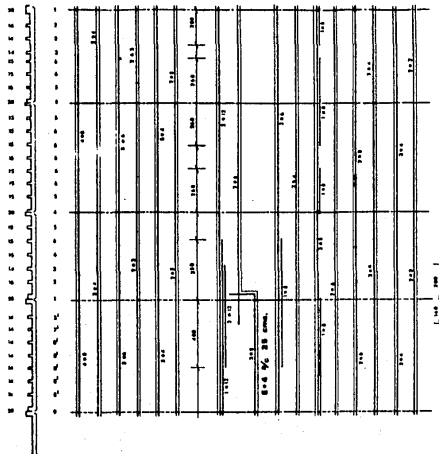
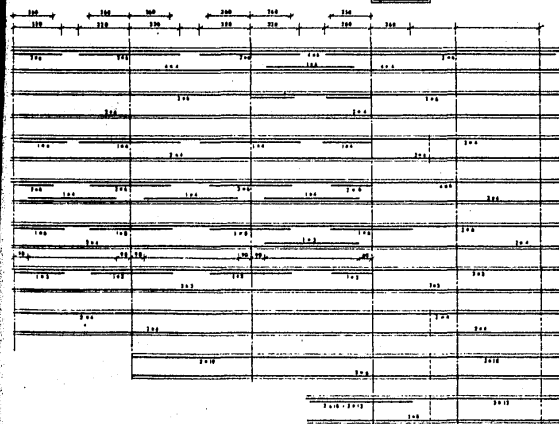
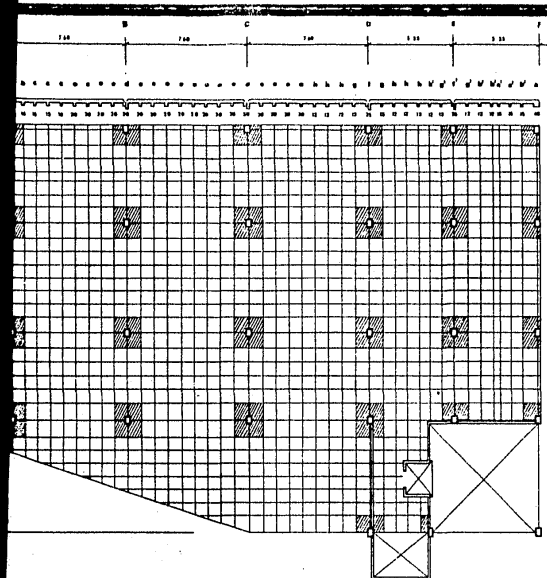


TABLA DE COLUMNAS		COLUMNAC						
TIPO	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6	C-7	
SECCION	40 x 40	40 x 40	40 x 40	40 x 40	40 x 40	40 x 40	40 x 40	
REFUERZO	4 # 12	4 # 12	4 # 12	4 # 12	4 # 12	4 # 12	4 # 12	
SECCION	40 x 40	40 x 40	40 x 40	40 x 40	40 x 40	40 x 40	40 x 40	
REFUERZO	4 # 12	4 # 12	4 # 12	4 # 12	4 # 12	4 # 12	4 # 12	
SECCION	40 x 40	40 x 40	40 x 40	40 x 40	40 x 40	40 x 40	40 x 40	
REFUERZO	4 # 12	4 # 12	4 # 12	4 # 12	4 # 12	4 # 12	4 # 12	

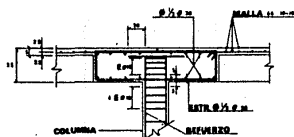


GENERALIDADES:
 $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f'_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 Dimensiones en cms.
 $\phi = 12 \text{ } \frac{1}{2}$
 Plancha de 10 cms. de espesor.
 Ver detalle del ref. en el plano

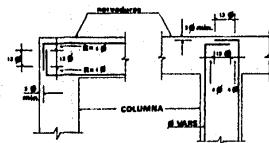
PROYECTO		ESTRUCTURAL	
CIMENTACION		OSBA PL	
Columnas		400	Ø
J.P. Villarín C.	Moctez. Soto L.		
Arquitecto	Verificador		



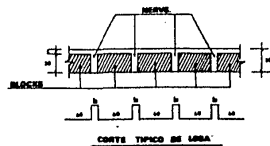
B C D E F



ANILLO TIPO DE CAPITALE



ANILLO TIPO DE NEVADURAS



GENERALIDADES

1:1=200
1:1=400

Dimensiones en cm.

E=3 a cada 30 cm.

En nerv. principales Bx E en 4 ramas a $\frac{1}{4}$ y
a una dist. $\frac{1}{4}$ en arbs. a $\frac{1}{2}$ y a una dist. $\frac{1}{4}$
en laterales.

Ver detalle de $\frac{1}{200}$.

----- El acero se corta por trazo en todo.

En las columnas B₂ y C₂ capital de 1 m. de
altura por la parte d con espesor de $\frac{1}{2}$ de 30 cm
en ambos sentidos en los dos fachas.

Ver detalle del ref. en E-2.

PROYECTO		ESTRUCTURAL	
NIVEL	3	OSHA	PLANO
Cálculo	J.F. VILLALBA	Diseño	060
Director	ING. J. VILLALBA	Director	060
Escala	1:200	Fecha	

