



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ARAGON"**

**ESTRUCTURA DE ACERO PARA UNA
SUCURSAL BANCARIA**

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

EMMA QUIROZ CERVANTES

MEXICO, D. F.

1984



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

Civ 116

Sist 29522

ESTRUCTURA DE ACERO PARA UNA
SUCURSAL BANCA

TESIS PROFESIONAL
DEL PASADO
INGENIERO CIVIL
EMMA QUIROZ CERVANTES

GRACIAS A DIOS

Pienso que en la vida, no hay nada mejor como aspirar un paso - hacia adelante y a éste que puede llamarse libro, fue uno de los - pasos que yo he dirigido para una vida mejor.

Sin embargo, sin la existencia de cimientos jamás podremos elab - orar una obra, y estos han sido formados para facilitar mi camino - por un pequeño equipo que tiene una gran significación para mi.

Por esto me permito mencionar en éstas páginas a mis padres, - por su gran apoyo moral y sus estímulos durante toda mi vida estu - diantil desde mi infancia hasta el momento presente.

A mi padre Manuel Quiroz por su carácter tan enérgico y lleno - de seguridad; a mi madre Julia Cervantes por su gran comprensión y ayuda que fue tanta, que aquella persona que sepa y haya sentido lo que significa realmente comprender, sabrá el gran esfuerzo que hizo mi madre para solventar todos mis detalles.

Al ingeniero Claudio Merrfield por la paciencia que tuvo con - migo durante todo este trayecto de trabajo y por su gran acervo - de conocimientos, de experiencias para que yo pudiera elaborar co - rrectamente este tema tan difícil y laborioso.

Al ingeniero Eduardo Rubí porque también en cada duda o deta - lle siempre tuvo algo que brindarme para una buena orientación así como una gran ayuda llena de amistad.

A Diógenes Ruíz porque siempre estuvo conmigo participando en la elaboración manual de mi trabajo de tesis.

A mis hermanas: Amparo, Lucy y Evita porque en mis momentos débi - les ó de cansacio siempre recibí de ellas ánimo y estímulos cons -

tantes para seguir adelante.

Con un amor muy grande a mis dos únicas sobrinas:

Janet Alín y Flor Mishel.

A todas aquellas personas que en un momento determinado me brin
daron su ayuda.

A todos muchas gracias.

P R O L O G O

El principal objetivo de este trabajo de tesis es llevar a todos mis amables lectores, una información ape_gada a la realidad, de como desarrollar los cálculos constructivos de una Sucursal Bancaria, un edificio. Aclaro que el presente informe de trabajo, no pretende desarrollar nuevas formas de cálculo o algo similar debido a que, me baso en el Reglamento de Construcción del Distrito Federal vigente y en uno de los métodos más usuales de cálculo como es: - el del profesor Hardy Cross.

La organización, secuencia y realización de este cálculo es muy particular, ya que se pueden presentar diversas formas posibles de este desarrollo pues cada ingeniero, estructurista ó sociedad constructora tiene su forma de hacerlo; sin embargo cualquiera que sea la secuencia a seguir, todas y cada una de ellas se apegarán de manera aproximada a este trabajo de tesis.

En diferentes partes de este informe, mi atento lector encontrará que detallo algunos puntos e información; esto se debe a mi deseo de dar a estas notas un matiz consultivo, es decir que en determinado momento pudiese servir como un libro de consulta.

INDICE

	Pags.
Prólogo	1
Introducción	2
CAPITULO I	
Determinación de Cargas permanentes ó verticales	4
CAPITULO II	
Análisis de Cargas Permanentes	5
II.1 El Método de H.Cross	12
II.2 Primera Etapa (Cargas Permanentes)	15
II.3 Segunda Etapa (Cargas Permanentes) (Aplicación de la ley de los Senos).	17
CAPITULO III	
Análisis para Fuerzas Horizontales (Sismo)	
Consideraciones Generales	24
III.1 Tipos de Suelo (zonificación)	24
III.2 Clasificación de las Construcciones por el uso	25
III.3 Clasificación de las Construcciones por su estructura	27
III.4 Coeficiente Sísmico "C"	27
III.5 Valores del factor Ductilidad	31
III.6 Determinación de Cargas Sísmicas	36
III.7 Cortante en la base	37
III.8 Análisis por el método de H.Cross	38

	Pags.
CAPITULO IV	
Diseño	46
IV.1 Largueros	46
IV.2 Trabes	50
IV.3 Columnas	54
IV.4 Conexiones	60
IV.5 Caracteristicas de la soldadura de Filete	64
IV.6 Conexión Placa-Cimentación	66
IV.7 Diseño de la placa Base	67
CAPITULO V	
Cimentación de concreto Reforzado	69
Bibliografía	73

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

Basandome en el proyecto arquitectónico propuesto, llevo a cabo el cálculo de un sistema estructural; que siempre sigue un proceso lógico definido, a este proceso se le denomina: Diseño Estructural y es de suma importancia cada uno de sus puntos.

Dentro de este proceso tenemos la estructuración ó idealización con modelos matemáticos del Proyecto Arquitectónico; dicha estructuración se definió como una cumbrera articulada en su base y apoyo rígido en el techo.

Tanto el desplazamiento lateral como el vertical que pudiera tener se limita por dos entrepisos, la altura de este marco es de 11.56 metros, ubicado dentro de una zona urbana. Ya estructurado se piensa que materiales serían los más adecuados para una Sucursal Bancaria, se eligen el tipo de techos, pisos, muros divisorios, sus acabados, instalaciones, etc., su ubicación, así como la alineación de columnas y trabes, de cada uno de los niveles.

A estas cargas se les dá el nombre de cargas muertas ó acciones permanentes; ya conocido el destino arquitectónico podemos analizar los valores de las cargas vivas ó acciones variables que actuarán en el conjunto, a través del informe se dan a conocer estos valores.

Determinadas las cargas muertas y vivas podremos diseñar los largueros del techo y entrepisos del conjunto, además de que estos conceptos (Cargas muertas + Cargas vivas), nos sirven como datos para el inicio del cálculo. A este proceso se le denomina análisis de Cargas Verticales.

También es necesario valuar la intensidad de las cargas horizontales ó accidentales, originadas por el viento, sismo y nieve - aquí se analiza por viento y sismo exclusivamente.

Las presiones ó succiones que el viento ejerce sobre cualquier estructura, dependen de la velocidad de este y de la superficie de contacto a que esté expuesta la construcción.

Las fuerzas sísmicas estarán en función de las cargas a las que esté sometida la obra, al tipo de estructuración, a la zona donde se ubicará y a la intensidad del sismo.

Ya conocidas estas fuerzas se calcularon los efectos que provocan cada una de ellas en los diferentes marcos, así como los causados por las cargas verticales, diseñando para el caso más desfavorable; considerando la suma de efectos. Dentro de este proporcionamiento de miembros, incluyo detalles de conexiones, placas, etc.

En la cimentación se considera zapatas aisladas de concreto reforzado; debido a la capacidad de carga del terreno y a la intensidad de cargas que recibe a través de las columnas, aquí también se considera la suma de efectos.

Todas las constantes de cálculo, coeficientes, lineamientos y restricciones, etc.; se respaldan con el Reglamento de Construcción del Distrito Federal y del manual A.H.M.S.A. (Altos Hornos de México, S.A.).

Por último incluyo planos arquitectónicos, estructurales y de cimentación así como algunas tablas, como auxilio para este cálculo.

CAPITULO I

ANALISIS DE CARGAS PERMANENTES

Debemos valuar las cargas por unidad de superficie (kg/m^2) en planta, del techo y entresijos.

En este proyecto tenemos:

CARGAS VERTICALES O PERMANENTES

Nivel: Azotea

Multipanel RL-80, espesor $2\frac{1}{2}$ "	Kg/m^2
calibre, 24/24	12.93
Instalaciones	40.00
Po.po.estructuras	<u>25.00</u>
$w_{\text{vert.}}$	<u>77.93</u>
Carga viva	<u>60.00</u>
$w_{\text{tot.vert.}}$	<u>137.93</u>

Nivel: 2º nivel

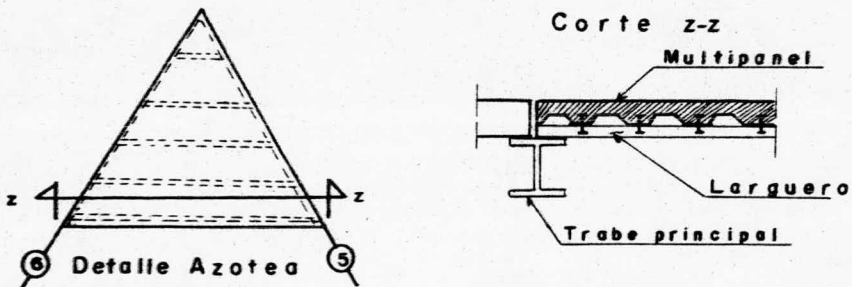
Losacero Romsa	
h=9.81 cm., cal.22	175.40
Instalaciones	40.00
Po.po.estructura	<u>25.00</u>
$w_{\text{vert.}}$	<u>240.40</u>
Carga viva	<u>150.42</u>
$w_{\text{tot.vert.}}$	<u>390.82</u>

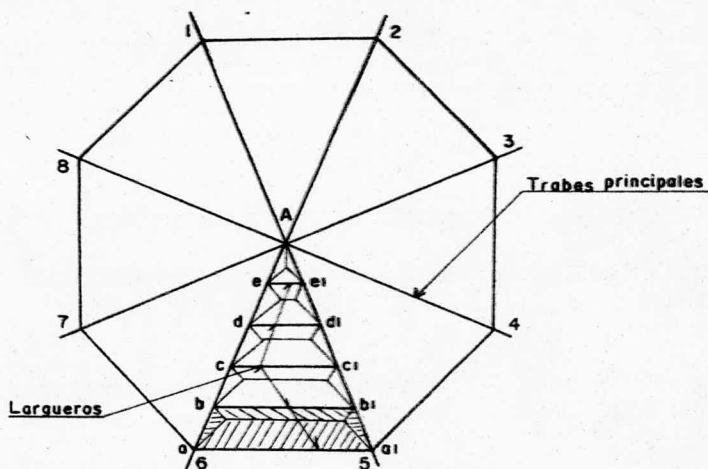
Nivel: 1º nivel		Kg/m ²
Losacero Romsa		
h=9.81 cm., cal. 22	175.40
Instalaciones	40.00
Po. po. estructura	<u>25.00</u>
	w _{vert.}	240.00
Carga viva	<u>300.00</u>
	w _{tot. vert.}	540.00
Síntesis:		
Azotea	137.93 Kg/m ²
2º nivel	390.82 "
1º nivel	540.40 Kg/m ²

CAPITULO II

ANALISIS DE CARGAS PERMANENTES

Ya obtenidas las cargas se determinan las reacciones y momentos isostáticos de los largueros y traveses principales, en éstas últimas, se obtienen los momentos de empotramiento para resolver los marcos propuestos, por el Método de Cross. El área tributaria de los largueros se supone trapezoidal, las traveses principales de los marcos están sometidas a cargas puntuales ya que los largueros se apoyan en éstas, pues actúan como vigas simplemente apoyadas. En las tablas I.2, I.3, I.4, se indican los valores de las reacciones ó cortantes (V).





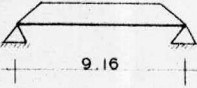
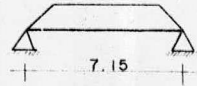
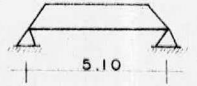
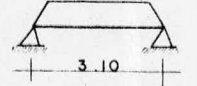
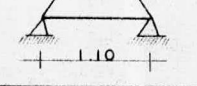
Areas Tributarias Azotea

Las expresiones algebraicas utilizadas para este desarrollo son las siguientes:

CONDICION DE CARGA	EXPRESION ALGEBRAICA
	$M = W.L/7$ $R_{izq.} = R_{der.} = W/2$
	$M_{der.}^E = \sum P_i \cdot a_i \cdot b_i^2 / L^2$ $M_{izq.}^E = \sum P_i \cdot b_i \cdot a_i^2 / L^2$

Conociendo las cargas verticales en las trabes de los marcos considerados; se dimensionan éstas y las columnas aproximadamente para después encontrar momentos y cortantes de los marcos, empleando el método de H.Cross.

En la figura(1) represento el marco a resolver con sus cargas-

NIVEL	ELEMENTO	CONDICION DE CARGA	$V_{izq.}$	$V_{der.}$	$M_{izq.}^E$	$M_{der.}^E$	$M_{isost.}$
AZOTEA	a-a ₁ A=10.42 m ² W= 1.44 tn.		0.72	0.72	-	-	1.88
	b-b ₁ A=17.16 m ² W= 2.37 tn.		1.18	1.18	-	-	2.42
	c-c ₁ A=12.30 m ² W= 1.70 tn.		0.85	0.85	-	-	1.24
	d-d ₁ A= 7.56 m ² W= 1.04 tn.		0.52	0.52	-	-	0.50
	e-e ₁ A= 1.95 m ² W= 0.27 tn.		0.14	0.14	-	-	0.043

7

TABLA No. I.2

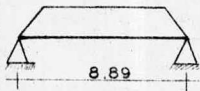
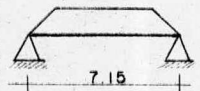
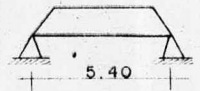
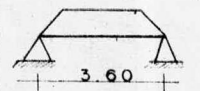
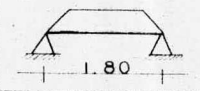
NIVEL	ELEMENTO	CONDICION DE CARGA	$V_{izq.}$	$V_{der.}$	$M_{izq.}^E$	$M_{der.}^E$	$M_{isost.}$
2º NIVEL	f-f ₁ A=13.76 m ² w= 5.38 tn.		2.69	2.69	-	-	6.83
	e-e ₁ A=15.19 m ² w= 5.94 tn.		2.97	2.97	-	-	6.07
	h-h ₁ A=11.45 m ² w= 4.48 tn.		2.24	2.24	-	-	3.45
	i-i ₁ A= 7.65 m ² w= 3.00 tn.		1.50	1.50	-	-	1.54
	j-j ₁ A= 3.96 m ² w= 1.56 tn.		0.78	0.78	-	-	0.40

TABLA No. 1.3

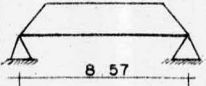
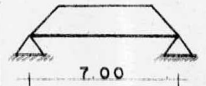
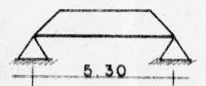
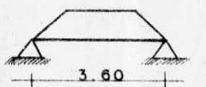
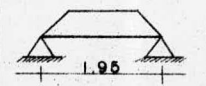
NIVEL	ELEMENTO	CONDICION DE CARGA	$V_{izq.}$	$V_{der.}$	$M_{izq.}^E$	$M_{der.}^E$	$M_{isost.}$
1º NIVEL	k-k ₁ A= 8.18 m ² w= 4.42 tn.		2.21	2.21	-	-	5.41
	l-l ₁ A=14.00 m ² w= 7.56 tn.		3.78	3.78	-	-	7.56
	m-m ₁ A=10.70 m ² w= 5.78 tn.		2.89	2.89	-	-	4.38
	n-n ₁ A= 6.80 m ² W= 3.67 tn.		1.84	1.84	-	-	1.89
	o-o ₁ A= 3.45 m ² W= 1.86 tn.		0.93	0.93	-	-	0.52

TABLA No. I.4

verticales correspondientes; las rigideces de traveses y columnas se suponen constantes así como el módulo de elasticidad del acero.

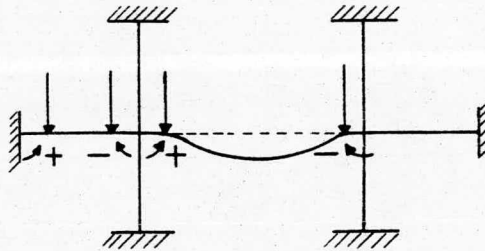
I I.1 El Método de H.Cross.-en síntesis, consiste en encontrar las fuerzas horizontales de apoyo de los nudos en los marcos; estableciendo continuidad entre nudo y nudo, en donde la rigidez de cada pieza que llegue a él forma parte importante.

Proceso:

1º. Se calculan los momentos de empotramiento de cada elemento considerandolos doblemente empotrados. El signo de giro del momento se toma como positivo en dirección de las manecillas del reloj.

2º. Se calculan los factores de distribución, que son proporcionales a las rigideces de cada una de las piezas.

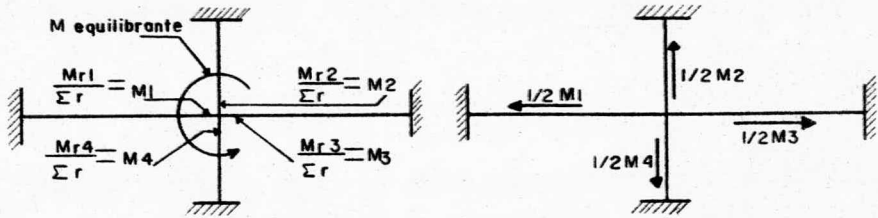
3º. Se encuentran en cada nudo los momentos desequilibrantes, sumando algebraicamente los momentos de empotramiento.



4º. Se aplica un momento equilibrante de signo contrario al momento desequilibrado, distribuyendolos entre los elementos que concurran al nudo, aplicando el factor de distribución.

5º. Se transporta a los extremos opuestos de las piezas un momento igual ó la mitad de este; según lo correspondiente a la dis -

tribución del momento desequilibrante.



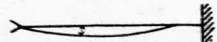
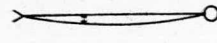
6º. Este método es iterativo, por lo tanto se repite esta secuencia hasta tener distribuciones y transportes mínimos.

7º. Por último se suman todos los momentos en cada pieza, obteniendo los momentos finales. La suma de estos momentos en cada nudo será igual a cero.

En la tabla (I.1) señalo los valores de las rigideces.

En la tabla (I.5) indico los momentos de empotramiento de cada trabe principal del marco considerado.

En mi caso particular consideré rigideces relativas de miembros prismáticos que componen los marcos, cuyos valores se calculan

Estructura	Rigidez	Factor de Transporte
	$4EI/L$	$1/2$
	$3EI/L$	0

En la figura (1) se presenta el marco único (1-5), con las cargas permanentes que actúan en él, se dan los valores en toneladas y metros respectivamente.

En la figura (2) se presenta el marco único (1-5), con los momentos de empotramiento que actúan en él.

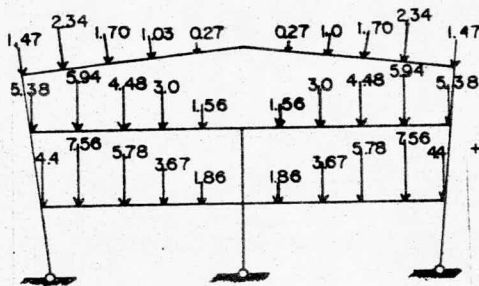
TABLA No. I.1

NUDO	ELEMENTO	RDEZ.RELATIVA	FAC.DE DIST.	FAC.DE TRA	M ^E _{perfecto}
	2-3	$4/L=4/3.49=1.146$	0.50	0.5	
2	2-1	$3/L=3/3.74=0.802$	0.35	0	
	2-11	$4/L=4/11.2=0.357$	0.15	0.5	+25.0
Suma		=2.305	1		
3	3-4	$4/L=4/2.87=1.393$	0.48	0.5	
	3-2	$4/L=4/3.49=1.146$	0.40	0.5	
	3-10	$4/L=4/11.62=0.344$	0.12	0.5	+19.92
Suma		=2.883	1		
4	4-3	$4/L=4/2.87=1.393$	0.81	0.5	
	4-5	$4/L=4/12.07=0.331$	0.19	0.5	+7.90
Suma		=1.724	1		
5	5-4	$4/L=4/12.07=0.331$	0.50	0.5	-5.10
	5-6	$4/L=4/12.07=0.331$	0.50	0.5	+5.10
Suma		=0.662	1		
6	6-7	$4/L=4/2.87=1.393$	0.81	0.5	
	6-5	$4/L=4/12.07=0.331$	0.19	0.5	-7.90
Suma		=1.724	1		

TABLA No. I.1

NUDO	ELEMENTO	RDEZ. RELATIVA	FAC. DE DIST.	FAC. DE TRA	M ^E _{perfecto}
7	7-10	$4/L=4/11.62=0.344$	0.12	0.5	-19.92
	7-6	$4/L=4/2.87=1.393$	0.48	0.5	
Suma		=2.883	1		
8	8-11	$4/L=4/11.20=0.357$	0.15	0.5	-25.00
	8-7	$4/L=4/3.49=1.146$	0.50	0.5	
	8-9	$3/L=3/3.74=0.802$	0.35	0	
Suma		=2.305	1		
10	10-3	$4/L=4/11.62=0.344$	0.19	0.5	-14.00
	10-11	$4/L=4/3.49=1.146$	0.62	0.5	
	10-7	$4/L=4/11.62=0.344$	0.19	0.5	-14.00
Suma		=1.834	1		
11	11-2	$4/L=4/11.20=0.35$	0.12	0.5	-17.51
	11-10	$4/L=4/3.46=1.156$	0.39	0.5	
	11-12	$4/L=4/3.71=0.808$	0.57	0	
	11-8	$4/L=4/11.20=0.357$	0.12	0.5	-17.51
Suma		=2.676	1		
Suma					

NIVEL	ELEMENTO	CONDICION DE CARGA	$V_{izq.}$	$V_{der.}$	$M_{izq.}^E$	$M_{der.}^E$	$M_{isost.}$
AZOTEA	A-1		2.30	4.45	5.10	7.90	-
2º NIVEL	B-1		6.21	14.12	14.74	19.92	-
1º NIVEL	C-4		7.39	15.92	17.31	24.95	-
1º NIVEL	C-2 = C-3		3.70	7.96	8.67	12.49	-



MARCO UNICO

Figura (1)

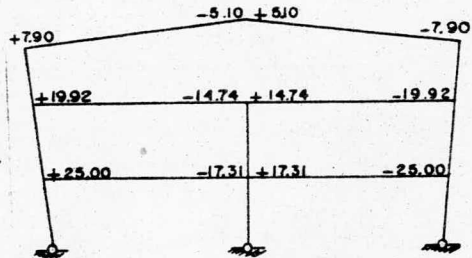
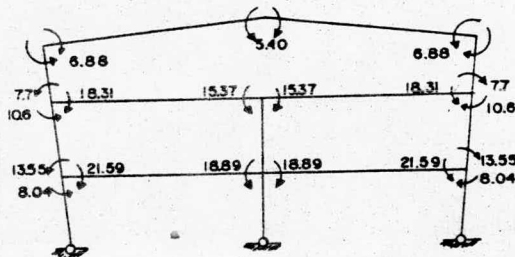


Figura (2)

II.2 Primera Etapa.- en esta etapa no se permiten desplazamientos lineales pero existe una distribución de momentos, con el objeto de simplificar el cálculo y evitar errores, se tabularon estos resultados empleando la tabla (I.6), en la cual se representan los valores de los momentos finales de esta primera etapa, es decir del marco rígido considerado.

Si analizamos las columnas, se puede observar que las fuerzas horizontales ó sustentadoras son iguales.



Momentos Finales
1a. Etapa

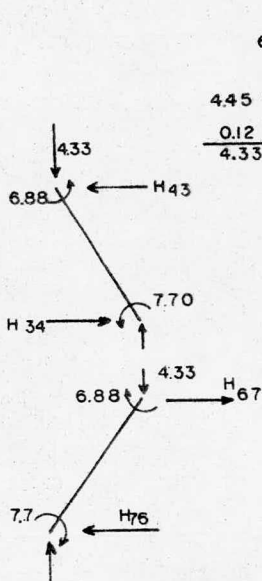
Figura (3)

Cálculo de las fuerzas que impiden los desplazamientos lineales. Para el análisis estático se considero este sistema con dos grados de libertad. Las fuerzas de sustentación u horizontales se-

	T	C _s	C _i	T		T	C _s	C _i	T		T	C _s	C _i	T
CD			0.81	0.19		0.50			0.50		0.19		0.81	
ME			-	+7.90		-5.10			+5.10		-7.9		-	
ID			-6.40	-1.50		-			-		+1.50		+6.40	
IT			-4.78	-		-0.75			+0.75		-		+4.78	
2D			+3.87	+0.91		-			-		-0.91		-3.87	
2T			+2.27	-		+0.45			-0.45		-		-2.27	
3D			-1.87	-0.43		-			-		+0.43		+1.84	
MF			-6.88	+6.88		-5.40			+5.40		-6.88		+6.88	
CD		0.48	0.40	0.12		0.19	-	0.62	0.19		0.12	0.48	0.40	
ME				+19.92		-14.7		-	+14.7		-19.92		-	
ID			-9.56	-7.97	-2.39	-		-	-		+2.39	+9.56	+7.97	
IT			-3.20	-6.25	-	-1.19		-	+1.19		-	+3.20	+6.25	
2D			+4.54	+3.78	+1.13	-		-	-		-1.13	-4.54	-3.78	
2T			+1.93	+1.00	-	+0.56		-	-0.56		-	-1.93	-1.00	
3D			-1.41	-1.17	-0.35	-		-	-		+0.35	+1.41	+1.17	
MF			-7.70	-10.6	+18.3	-15.3		-	+15.37		-18.31	+7.70	+10.61	
CD		0.50	0.35	0.15		0.12	0.39	0.37	0.12		0.15	0.50	0.35	
ME				+25.0		-17.3	-	-	+17.31		-25.0		-	
ID			-12.50	-8.75	-3.75	-		-	-		+3.75	+12.50	+8.75	
IT			-3.99	-	-	-1.87		-	+1.87		-	+3.99	-	
2D			+2.00	+1.37	+0.60	-		-	-		-0.60	-2.00	-1.37	
2T			+1.89	-	-	+0.30		-	-0.30		-	-1.89	-	
3D			-0.95	-0.66	-0.28	-		-	-		+0.28	+0.95	+0.66	
MF			-13.55	-8.04	+21.59	-18.89		-	+18.89		-21.5	+13.5	+8.04	

determinan de la siguiente manera:

$$\text{trabe (4-5)} ; V = \frac{\sum M}{\text{longitud}}$$



columna (3-4)

$$M_4 = 0$$

$$-4.33(0.35) - 14.58 - H_{43}(2.85) = 0$$

$$H_{43} = -5.65 \text{ tn.}$$

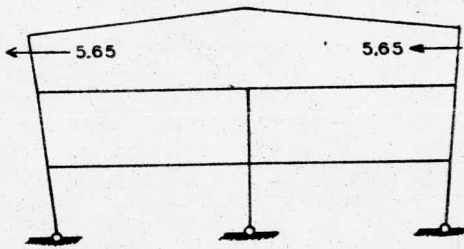
columna (7-6)

$$M_7 = 0$$

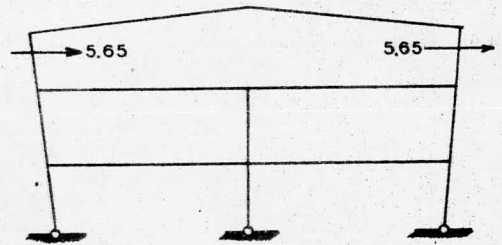
$$+4.33(0.35) + 14.58 + H_{67}(2.85) = 0$$

$$H_{67} = -5.65 \text{ tn.}$$

Para resolver la estructura Primaria u Original es necesario - considerar las estructuras siguientes:

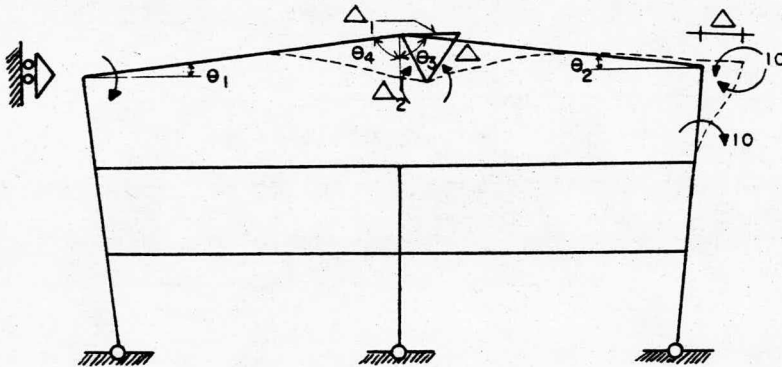


1a. ETAPA

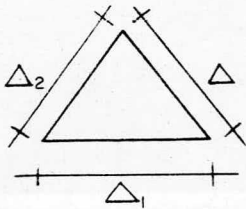


2a. ETAPA

II.3. Segunda Etapa.- se considera primeramente el alargamiento de una columna y después de la otra, así tendremos:



Aplicando la Ley de Trigonometría de los Senos encontramos una relación de desplazamientos(Δ).



Tenemos que :

$$\frac{\Delta_1}{\text{sen}(\theta_1 + \theta_2)} = \frac{\Delta_2}{\text{sen} \theta_4}$$

Por lo tanto:

$$\frac{\Delta_1}{\text{sen}(\theta_1 + \theta_2)} = \frac{\Delta_1}{\text{sen} \theta_3} = \frac{\Delta_2}{\text{sen} \theta_4}$$

Si:

$$\frac{\Delta_1}{\text{sen}(\theta_1 + \theta_2)} = \frac{\Delta_1}{\text{sen} \theta_3}$$

$$\Delta_1 = \frac{\Delta_1}{\text{sen}(\theta_1 + \theta_2)} \text{sen} \theta_3$$

$$\Delta_2 = \frac{\Delta_1}{\text{sen}(\theta_1 + \theta_2)} \text{sen} \theta_4$$

La expresión siguiente es igual a:

$$\text{sen}(\theta_1 + \theta_2) = \text{sen} \theta_1 \cos \theta_2 + \text{sen} \theta_2 \cos \theta_1$$

$$= \frac{1.54}{12.07} \frac{11.97}{12.07} 2 = 0.253$$

$$\Delta_1 = \Delta_2 = \frac{\Delta_1}{0.253} \frac{11.97}{12.07} = 3.92 \Delta$$

Si el momento que aplicamos en la columna se considera de + 10.0 tn-m, tenemos:

Momentos por Desplazamientos $M = \frac{6EI}{L^2}$

$$+ 10.0 = \frac{6EI}{(2.85)^2} = \frac{13.54}{EI}$$

$$M_{65} = - \frac{6EI}{L^2} = - \frac{6EI}{(12.07)^2} (3.92 \cdot \frac{13.54}{EI}) = - 2.19 \text{ tn-m}$$

$$M_{56} = + 2.19 \text{ tn-m.}$$

La distribución de momentos la tabulo en la tabla(I.7).
 Los momentos finales se representan en la figura(5).

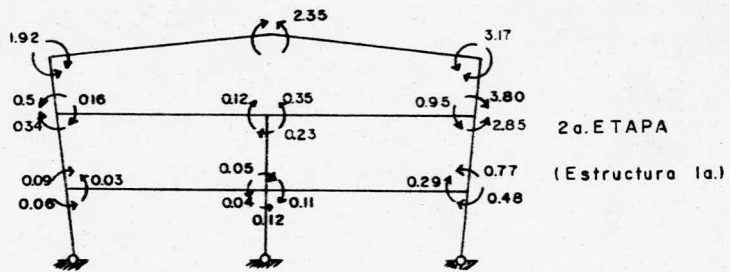
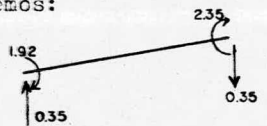


Figura 5

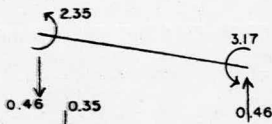
De la segunda etapa, calculamos las fuerzas horizontales, tenemos:



trabe (4-5)

$$M = + 1.92 + 2.35 = + 4.27 \text{ tn-m.}$$

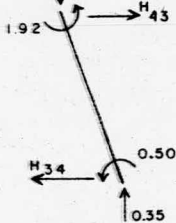
$$\Delta V = 4.27/12.07 = 0.35 \text{ tn.}$$



trabe (5-6)

$$M = - 2.35 - 3.17 = - 5.52 \text{ tn-m.}$$

$$\Delta V = - 5.52/12.07 = 0.46 \text{ tn.}$$



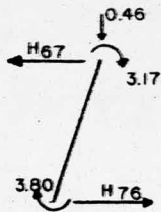
columna (3-4)

$$M_3 = 0$$

$$- 0.35(0.35) - 2.42 + H_{43}(2.85) = 0$$

$$H_{43} = + 0.89 \text{ tn.}$$

	T	Cs	Ci	T		T	Cs	Ci	T		T	Cs	Ci	T
CD			0.81	0.19		0.50			0.50					
MF			-	+2.19		+2.19			-2.19				0.81	
ID			-1.77	-0.42		-			-				+10.0	
IT			-	-		-0.21			-				-6.33	
2D			-	-		+0.48			+0.48				-2.40	
2T			+0.215	+0.24		-			-			+0.46	+1.95	
3D			-0.37	-0.08		-0.011			+0.23			+0.24	+0.76	
MF			-1.92	+1.92		+2.35			-0.19			-0.19	-0.81	
													+3.17	
CD		0.48	0.40	0.12		0.19	-	0.62	0.19			0.12	0.48	0.40
MF		-	-	-		-	-	-	-			-	+10.0	-
ID		-	-	-		-	-	-	-			-	-	-
IT		-0.89	-	-		-	-	-	-0.60			-1.2	-4.80	-4.00
2D		+0.43	+0.36	+0.10		-	-	-	-			-	-3.16	-
2T		-	-	+0.55		+0.11	-	+0.37	+0.11			+0.38	+1.52	+1.27
3D		-0.026	-0.022	-0.007		+0.05	-	-	+0.19			+0.055	+0.98	+0.50
MF		-0.50	+0.34	+0.16		-0.05	-	-0.15	-0.055			-0.18	-0.74	-0.61
						+0.12	-	+0.23	-0.35			-0.95	+3.80	-2.85
CD		0.50	0.35	0.15		0.12	0.39	0.37	0.12			0.15	0.50	0.35
ME		-	-	-		-	-	-	-			-	-	-
ID		-	-	-		-	-	-	-			-	-	-
IT		-	-	-		-	-	-	-			-	-	-
2D		-	-	-		-	-	-	-			-	-2.0	-
2T		+0.18	-	-		-	-	-	-			+0.30	+1.00	+0.70
3D		-0.09	-0.06	-0.03		-	+0.18	-	+0.15			-	+0.64	-
MF		+0.09	-0.06	-0.03		-0.04	-0.12	-0.12	-0.04			-0.01	-0.32	-0.22
						-0.04	+0.05	-0.12	+0.11			+0.29	-0.77	+0.48



columna (7-6)

$$\sum M_7 = 0$$

$$+ 0.46(0.35) + 6.97 - H_{67}(2.85) = 0$$

$$H_{67} = + 2.50 \text{ tn.}$$

Debido a que tenemos una estructura con simetría geométrica - el efecto de desplazar la columna derecha (7-6), origina resultados simétricos a los antes obtenidos, ver figura(4).

Por lo tanto obtenemos dos factores de corrección C_1 y C_2 que - afectarán a la 1a. y 2a. estructura, respectivamente.

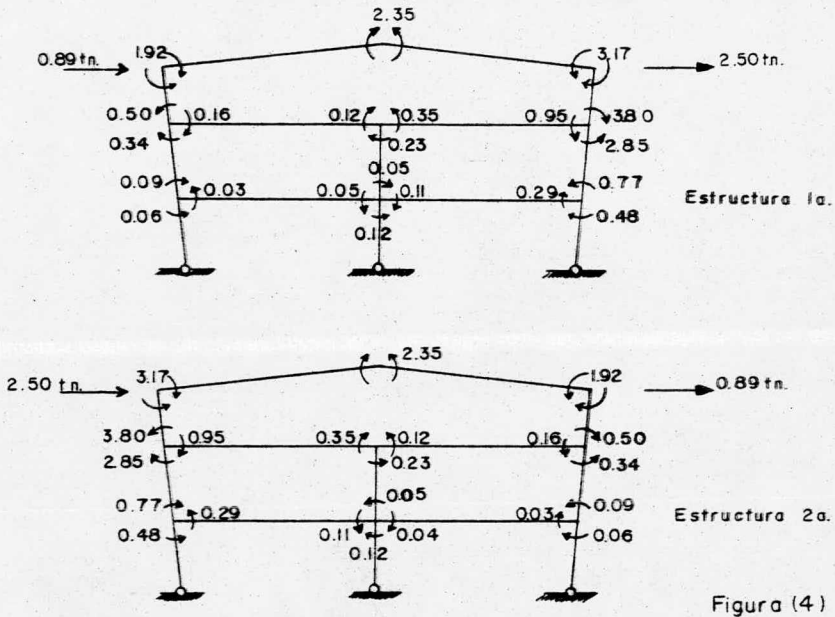


Figura (4)

El sistema de ecuaciones para determinar los factores correctivos será el siguiente:

$$- 5.65 + 0.89C_1 + 2.50C_2 = 0$$

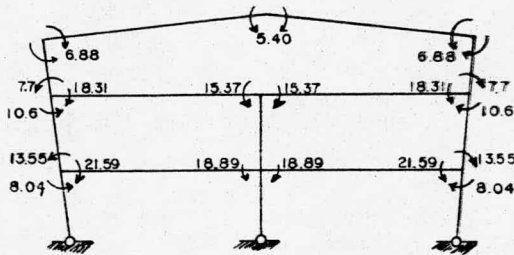
$$- 5.65 + 2.50C_1 + 0.89C_2 = 0$$

Cuya solución es:

$$C_1 = + 1.67$$

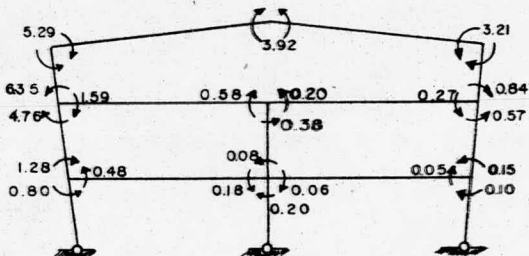
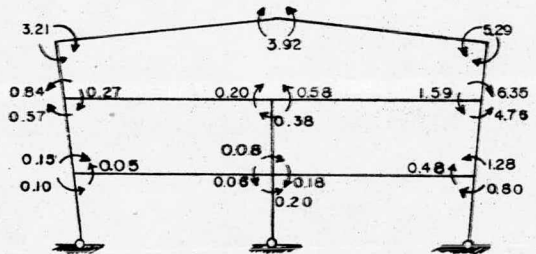
$$C_2 = + 1.67$$

Los momentos finales por cargas verticales ó permanentes se calculan sumando los resultados de la primera etapa con los de la segunda etapa (compuesta de la 1a. y 2a. estructura, que se multiplicarán por los factores correctivos C_1 y C_2 respectivamente) obteniéndose así un resultado final de momentos y cortantes en traveses y columnas por lo tanto tenemos:



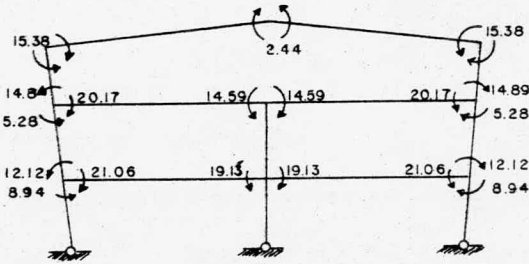
Momentos Finales
(1a. Etapa)

1a. Estructura



2a. Estructura

Los diagramas resultantes se presentan a continuación:



MOMENTOS FINALES
Cargas Permanentes

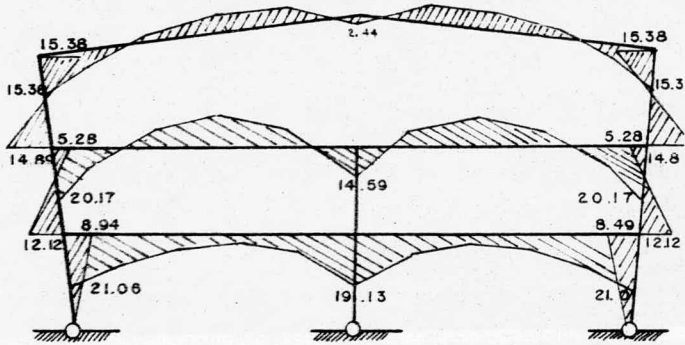


Diagrama de Momentos Flexionantes

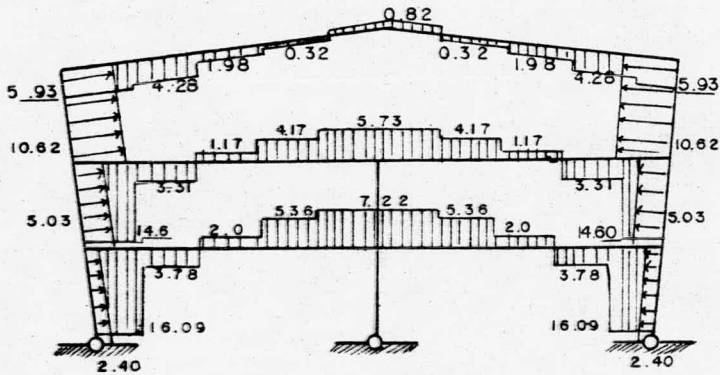


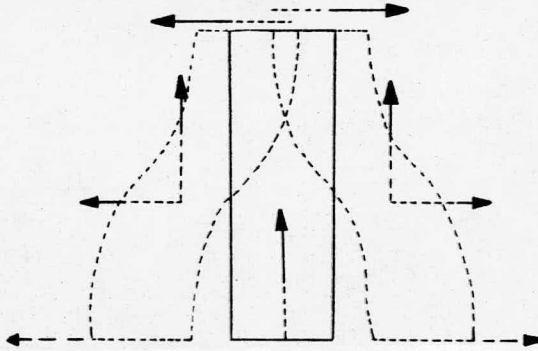
Diagrama de Fuerza Cortante

CAPITULO III

ANALISIS PARA FUERZAS HORIZONTALES

Análisis Sísmico.

El siguiente paso consiste en determinar los momentos y cortantes debido a un tipo de cargas accidentales, las utilizadas a continuación son las producidas por los sismos.



Consideraciones Generales.

Tenemos un edificio Bancario, cuya estructuración se ha considerado como una cumbrera empotrada en el techo y con articulación en su base.

Tanto el desplazamiento lateral como el vertical, que pudiera tener este sistema estructural, solo se limita por dos entrepisos; estos desplazamientos se deben tanto a cargas verticales como a fuerzas laterales: sismo.

Siguiendo el Reglamento de Construcción para el D.F., el análisis sísmico se efectuará tomando los conceptos correspondientes a éste Reglamento.

Reglamentación.

III.1 Tipos de Suelo.

Localización de la Estructura.- Para la realización de cualquier

er obra, previamente de debe hacer un estudio de mecánica de suelos para cualquier zona que se encuentre ésta, ya sea dentro ó fuera - del Distrito Federal.

La localización de este predio se encuentra en la Zona III - (terreno compresible).

Con este dato podemos determinar el Coeficiente Sísmico(C) que para construcciones clasificadas dentro del grupo B como es nuestro caso tenemos:

Zona	Grupo	Coeficiente Sísmico
III	B	0.24

Y según la estructuración, correspondiente al tipo(1), tendremos los siguientes factores de Ductilidad.

Factor de Ductilidad ; sentido x : $Q = 4.0$

Factor de Ductilidad ; sentido y : $Q = 4.0$

Esquema:

ZONA	TIPO DE SUELO	ESPESOR
I	Terreno firme, suelos - compresibles.	H 3m.
II	Terreno de transición suelos compresibles.	3m. H 20m.
III	Terreno compresible, suelos compresibles.	H 20m.

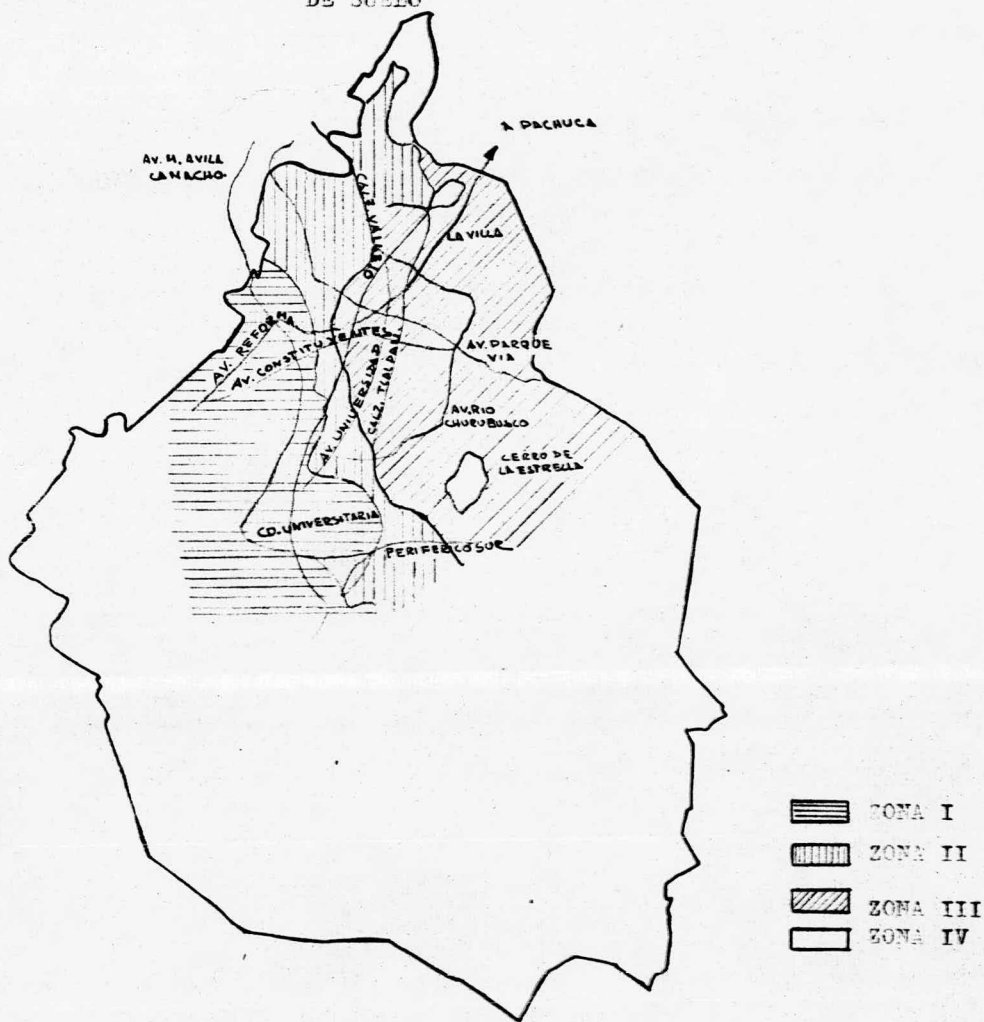
A continuación se presenta un mapa de zonificación del tipo - de suelo predominante en la ciudad de México.

Las construcciones se clasifican tanto por su uso, a qué serán - destinadas; como por su estructuración.

III.2 Clasificación de las construcciones por el uso.

GRUPO A : Construcciones con un funcionamiento de suma impor - tancia, a raíz de un sismo ó cuya falla ocasionaría pérdidas enor -

ZONIFICACION DEL DISTRITO FEDERAL EN CUANTO A TIPOS DE SUELO



El Reglamento del D.F. clasifica a las construcciones según -- el tipo de suelo en que se ubiquen.

NOTA : Las fronteras entre las zonas I a IV indicadas en este plano, solo tienen valor indicativo.

mes como son: subestaciones eléctricas, centrales telefónicas, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos, hospitales, escuelas, plantas industriales, etc.

GRUPO B : Construcciones cuya falla ocasionaría pérdidas de una magnitud intermedia, entre ellas tenemos: plantas industriales, bodegas, gasolineras, edificios de habitaciones, hoteles, etc.

GRUPO C : Construcciones cuya falla por sismo implica una pequeña magnitud en el daño y el costo, por ejemplo: bardas con altura menor de 2.5 mts., bodegas provisionales, etc.

Estos elementos no requieren de diseño sísmico.

III.3 Clasificación de las construcciones por su estructuración

TIPO 1 : Edificios, naves industriales, salas de espectáculos y construcciones semejantes, en que las fuerzas laterales se resistan en cada nivel por marcos continuos contraventados o no, por diafragmas, muros ó por combinación de diversos sistemas como los antes anotados; también se incluyen las chimeneas, torres, bardas y péndulos invertidos.

TIPO 2 : Tanques.

TIPO 3 : Muros de retención.

TIPO 4 : Otras estructuras.

III.4 Coeficiente Sísmico "C". Sin reducir por ductilidad.

El Reglamento de Construcción para el D.F., nos facilita los siguientes datos:

Para el análisis estático el coeficiente sísmico C será:

ZONA	GRUPO	C
I (terreno firme)	B	0.16
II (terreno de transición)	B	0.20
III (terreno comprensible)	B	0.24

Nota: Para las construcciones del grupo A los coeficientes anteriores se multiplican por 1.3.

El análisis sísmico puede desarrollarse por tres métodos según la importancia de la obra; estos métodos son: 1).-Análisis Dinámico- 2).-Análisis Estático, 3).-Análisis Estático Simplificado.

El análisis Estático es el método aplicado para este diseño - por lo tanto es el que se detalla en algunos de sus características. Espectro para Diseño Sísmico.

Cuando se aplica el análisis Dinámico Modal, este se llevará a cabo, basado en las siguientes hipótesis:

1º La estructura se comporta elásticamente.

2º La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico "a", expresada por una fracción de la aceleración de la gravedad está planteada por las siguientes ecuaciones:

$$a = a_0 + (C-a_0) T/T_1 \quad \text{si} \quad T < T_1$$

$$a = C \quad \text{si} \quad T_1 < T < T_2$$

$$a = C(T_2/T) \quad \text{si} \quad T > T_2$$

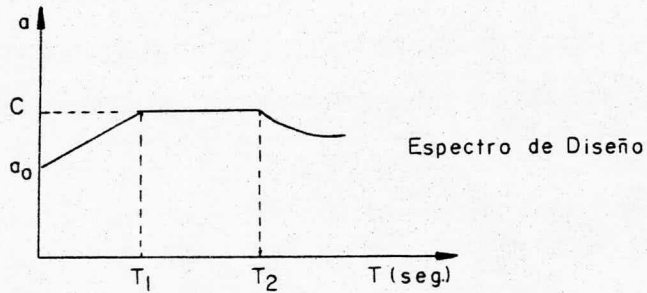
Donde:

T = Período natural de la estructura de interés.

T_1 y T_2 = Períodos característicos de los espectros de -
diseño.

C = Coeficiente sísmico sin reducción.

a_0 = Valor de "a" para $T = 0$.



VALORES DE C, T_1 , T_2 PARA LAS DIFERENTES ZONAS DE LA REPUBLICA

GRUPO B

Zona de la República	Tipo de Suelo	C	T_1 (seg)	T_2 (seg)
A	I	0.08	0.40	0.60
	II	0.12	0.75	1.50
	III	0.16	1.00	2.50
B	I	0.16	0.40	0.60
	II	0.20	0.75	1.50
	III	0.24	1.00	2.50
C	I	0.24	0.30	0.50
	II	0.30	0.60	1.20
	III	0.36	0.80	2.20

VALORES DE C, T₁ y T₂ PARA LAS DIFERENTES ZONAS DE LA REPUBLICA

GRUPO B

Zona de la República	Tipo de Suelo	C	T ₁ (seg)	T ₂ (seg)
D	I	0.48	0.20	0.40
	II	0.56	0.40	1.00
	III	0.64	0.60	2.00

Nota: En las construcciones del Grupo A se incrementan los coeficientes antes anotados en un 30%.

REDUCCION POR DUCTILIDAD.

Las fuerzas sísmicas para el análisis estático y los espectros para el análisis Dinámico Modal se obtendrán respectivamente dividiendo los coeficientes sísmicos ó las ordenadas de los espectros de diseño sísmico, entre el factor Q' el cual tiene las siguientes-restricciones:

$$Q' = Q \quad \text{si } T > T_1$$

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

Q' es función del factor de ductilidad Q, este se determina a partir de los requisitos del Reglamento de Construcción del D.F.

Las deformaciones se calcularán multiplicando por Q las causadas por las fuerzas sísmicas reducidas.

III.5 VALORES DEL FACTOR DE DUCTILIDAD

(Q)

Caso	Tipo de Estructuración	Requisitos	Factor de Ductilidad
1	1	La resistencia a fuerzas laterales es proporcionada por marcos no contraventeados de concreto ó acero, en las que se toma precauciones especiales para garantizar una gran deformación.	6.0
2	1	La resistencia a fuerzas laterales es proporcionada por marcos de concreto reforzado, acero ó madera contraventeados o no, solos o combinados con muros de concreto, en cuyo caso los marcos deberán ser capaces de resistir el 25% del cortante total. La resistencia al cortante en cada entrepiso es proporcional al cortante solicitante.	4.0
3	1	La resistencia a fuerzas laterales es proporcionada como en el caso anterior, sin que se satisfaga el último requisito, o por muros de mampostería de piezas macizas, confinados por elementos de concreto armado.	2.0

Caso	Tipo de Estructuración	Requisitos	Factor de Ductilidad
4	1	La resistencia a fuerzas laterales es proporcionada - aunque sea parcialmente, por muros de mampostería de - piezas huecas.	1.5
5	1 a 4	La resistencia a fuerzas laterales es proporcionada - aunque sea parcialmente por elementos diferentes de los ya especificados.	1.0

Nota: en los requisitos anteriores solo se mencionaron los principales aspectos, para mayor información consultar el Reglamento de Construcción del D.F.

El método aplicado para la solución del diseño sísmico de la estructura será: el análisis SISMICO ESTATICO. Para desarrollar este método es necesario que el sistema estructural tenga una altura menor de 60 metros, este es nuestro caso, y se desarrollarán los siguientes puntos:

Primero).- Para la determinación de las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas.

Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde por un coeficiente proporcional a "h", siendo "h" la altura de la masa en cuestión sobre el nivel de desplante.

$$F_i = \frac{w_i h_i C}{\sum w_i h_i Q} \sum w_i$$

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_0 .

El valor de Q se determinará de acuerdo a los requisitos antes definidos y según sea el caso.

Segundo).- Podrán tomarse fuerzas cortantes menores que las calculadas en el paso (1), siempre y cuando se considere el valor aproximado del período fundamental de vibración de la estructura según los datos siguientes:

2.1 El período fundamental de vibración (T) será igual a:

$$T = 6.3 \left(\frac{1}{g} \frac{\sum w_i x_i^2}{\sum F_i x_i} \right)^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

w_i Peso de la masa i .

F_i Fuerza horizontal que actúa sobre la masa i obtenida de la ecuación 3.1.

x_i Desplazamiento horizontal total del nivel i causados por la fuerza F_i .

g Aceleración de la gravedad.

2.2 Si $T_1 < T < T_2$ no se permitirá reducción por concepto de la influencia del período fundamental de vibración.

2.3 Si $T > T_2$ cada una de las fuerzas laterales se tomará igual al peso de la masa que corresponde, por el coeficiente siguiente:

$$(K_1 h + K_2 h^2) / C/Q$$

Siendo:

$$K_1 = q(1-r(1-q)) \sum w_i / \sum w_i h_i$$

$$K_2 = 1.5 r \cdot q(1-q) \sum w_i / \sum w_i h_i^2$$

$$q = (T_2 / T)^x$$

2.4 Si $T < T_1$, se procederá como en el inciso 2.1, pero de tal forma que la relación V/W en la base sea igual:

$$V/W = (a_0 + (C-a_0) \cdot T/T_1) / Q$$

Tercero).- Momento de volteo; este momento es para cada marco ó grupo de elementos resistentes en un nivel dado, y podrá reducirse tomándolo igual al calculado por $0.8 + 0.2Z$, pero no menor que el producto de las fuerzas cortantes en el nivel de que se trate y multiplicada por su distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentre por encima de dicho nivel.

Siendo Z , la relación entre la altura a la que se calcula el factor reductivo por momento de volteo y la altura total de la construcción.

Cuarto).- Excentricidad torsional; es calculada en cada nivel y se tomará como la distancia entre el centro de torsión ó de rigidez del nivel correspondiente y la fuerza cortante en dicho nivel; para fines de diseño, el momento torsionante será igual a la fuerza cortante de entrepiso, por la excentricidad que para cada marco resulte más desfavorable de las siguientes:

$$1.5 e_s + 0.1 b$$

$$e_s - 0.1 b$$

Siendo:

e_s = excentricidad torsional calculada.

b = máxima dimensión en planta de entrepiso considerado medida perpendicularmente a la dirección del movimiento del terreno.

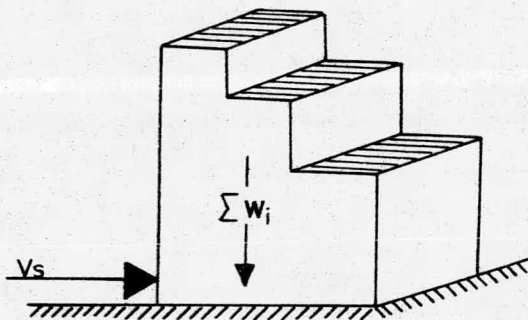
La fuerza sísmica actúa en el centro de gravedad de las masas de cada piso, mientras que la fuerza resistente pasa por el centro de torsión o centroide de rigidez de los elementos resistentes en el sentido del sismo.

En este sistema estructural el centro de gravedad de las masas y el centro de de rigidez de los elementos resistentes coinciden en un mismo punto, esto se debe a la uniformidad de cargas en cada uno de los niveles, además de considerar el momento de inercia (I), como una constante en cada uno de los marcos.

Por lo tanto la excentricidad torsional no se tomará para fines de diseño, puesto que debido a la simetría geométrica y de las cargas estos dos centros coinciden en un solo punto.

Esquemmatizando algunos de los conceptos anteriores, tenemos:

Cortante en la base.

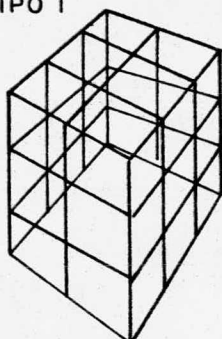


Cortante en la base = suma de cargas verticales por el coeficiente sísmico.

$$V_s = \sum w_i \times C_s.$$

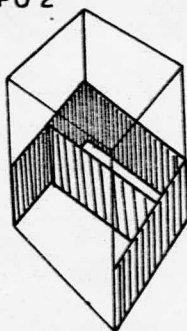
Coefficientes sísmicos.

TIPO 1



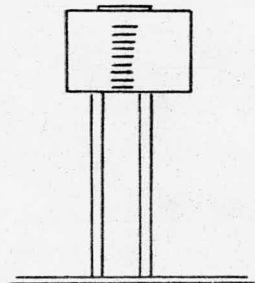
Marcos Rígidos

TIPO 2



Muros de Carga

TIPO 2



Tanque Elevado

Después de exponer algunos datos del R.C.D.F., que nos servirán de apoyo para el análisis sísmico, determinaremos las cargas sísmicas con las cuales iniciaremos el estudio de las fuerzas horizontales.

III.6 Determinación de cargas sísmicas.

También se determinan por unidad de superficie en cada uno de los niveles, (Kg/m^2).

Nivel: Azotea

	Kg/m^2
Multipanel RL-80, espesor $2\frac{1}{2}$ "	
calibre, 24/24	12.93
Instalaciones	40.00
Po. po. estructura	<u>25.00</u>
$w_{\text{vert.}}$	77.93
Carga viva	<u>20.00</u>
$w_{\text{tot. sísmica}}$	97.93

Nivel: 2º nivel

Losacero Romsa	
h=9.81 cm., cal. 22	175.40
Instalaciones	40.00

Po.po estructura	25.00
$w_{vert.}$	240.00
Carga viva	90.00
$w_{tot.sísmica}$	330.40

Nivel: 1º nivel

Losacero Romsa	
h=9.81 cm., cal.22	175.40
Instalaciones	40.00
Po.po.estructura	25.00
$w_{vert.}$	240.40
Carga viva	250.00
$w_{tot.sísmica}$	490.40

Síntesis:

Azotea	97.93 Kg/m ²
2º nivel	330.40 Kg/m ²
1º nivel	490.40 Kg/m ²

III.7 Para determinar las fuerzas horizontales, se principia - por calcular las cargas en cada uno de los niveles; éstas, se obtienen multiplicando el área de cada piso por la carga sísmica.

En la figura(6) se muestran las intensidades de las cargas sin acumular de cada nivel del marco único.

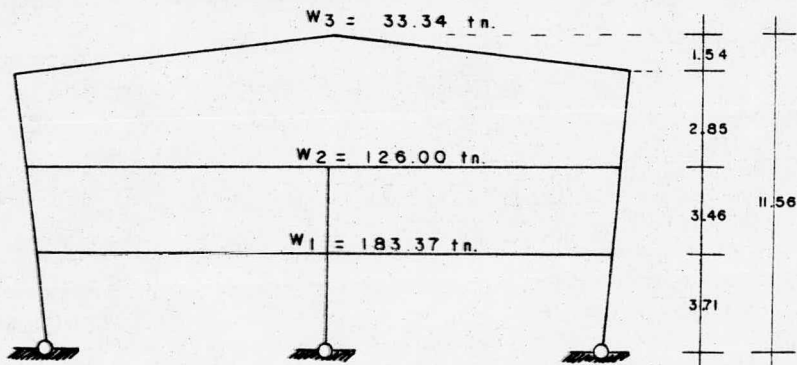


Fig. (6)

Ya conocido el peso de cada uno de los niveles, se multiplica - por la altura "h", considerada desde la base del marco, acumulandose en cada entrepiso; a continuación se obtiene el cortante real en la base aplicando la expresión siguiente:

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \frac{C_x \sum W_i}{Q_x}$$

Donde:

$$\frac{C_x}{Q_x} = \frac{C_y}{Q_y} = \text{Coeficiente sísmico} = \frac{0.24}{4.00} = 0.06$$

C. Sísmico = 0.06

Y para comprobarlo tenemos:

$$V_s = \sum W_i \times C.S.$$

Los resultados se tabularon y a continuación se presenta la - tabla siguiente:

TABLA 1.8

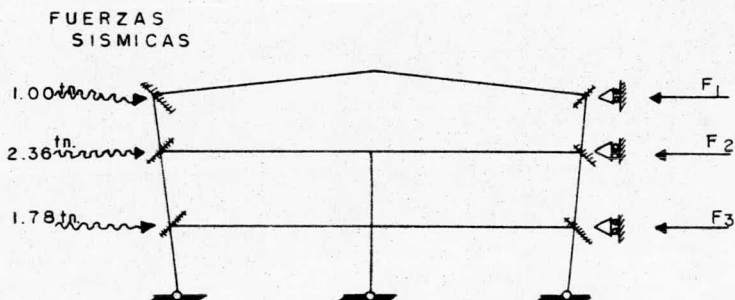
D A T O S				ANALISIS ESTATICO		
NIVEL	ENTREP.	W _i (tn)	h _i (m)	W _i h _i	Fix	V _s
3		33.34	11.56	385.41	4.02	
	3					4.02
2		126.0	7.17	903.42	9.43	
	2					13.41
1		183.37	3.71	680.30	7.10	
	1					20.55
Σ		342.71		1969.14		20.55

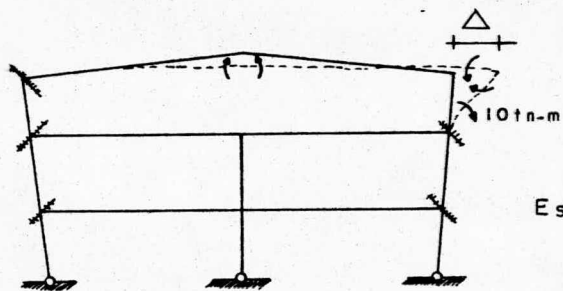
III.8 El análisis sísmico se resolverá por el método de Cross, - en la primera etapa de éste método no hay momentos de empotramiento, puesto que solo tenemos fuerzas laterales que actúan en cada - piso; estas fuerzas laterales se obtuvieron del cortante sísmico en cada nivel, (ver tabla I.8) dividido entre cuatro ya que tenemos el mismo número de marcos (criterio de análisis), para la segunda etapa se supone un desplazamiento lateral en cada uno de los nudos - restringiendo todos los demás. Se permiten los giros de los nudos - haciendo la distribución del momento supuesto, 10.0 tn-m., se calculan los momentos finales y la fuerza en cada uno de los cabezales - considerados (F_2) que producen los desplazamientos supuestos.

Como la fuerza F_1 que impide el desplazamiento en cada uno de los nudos considerados, es diferente a la fuerza calculada (F_2) se origina un sistema de ecuaciones de cuatro incógnitas; debido al modelo matemático supuesto con cuatro grados de libertad.

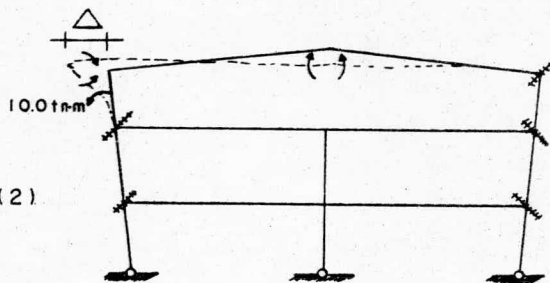
En las figuras siguientes podremos apreciar este desarrollo - descrito:

Cuando el sismo lleva la dirección en sentido positivo, según los ejes ortogonales convencionales.

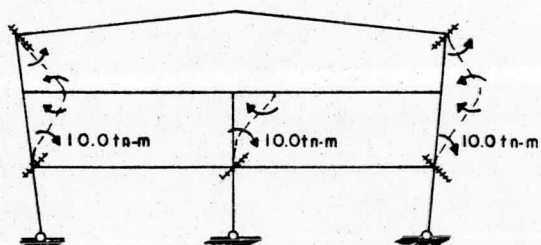




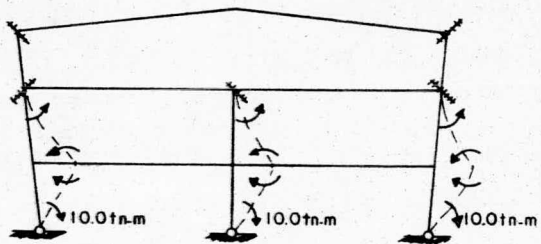
Estructura (1)



Estructura (2)



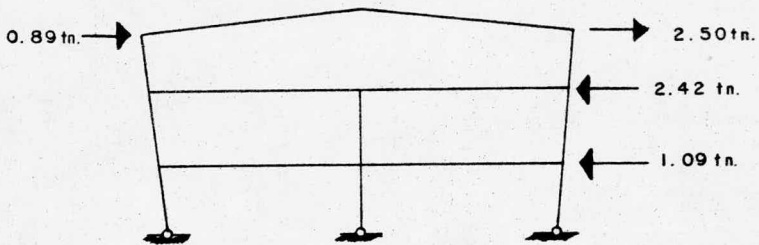
Estructura (3)



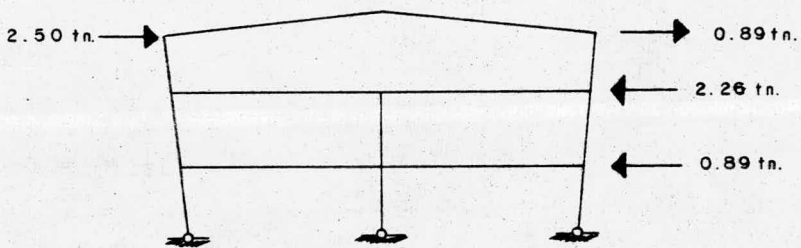
Estructura (4)

Siguiendo el mismo proceso analítico para determinar cada una de las fuerzas horizontales F_H de las cargas verticales ó estáticas, determinaremos las fuerzas sísmicas (F_S) que se oponen al desplazamiento de cada nudo.

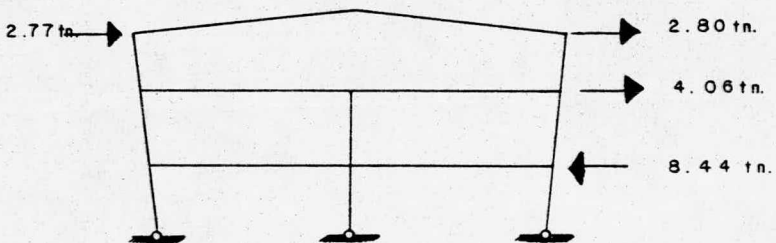
Por lo tanto tenemos:



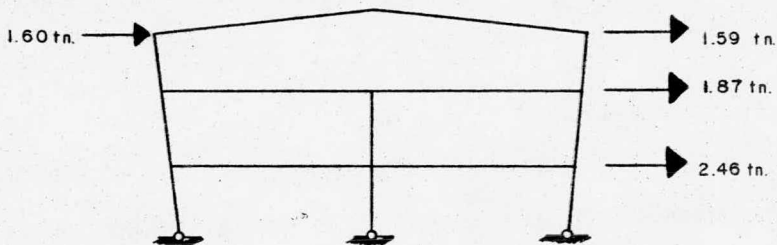
Estructura (1)



Estructura (2)



Estructura (3)



Estas cuatro estructuras son las que se resolvieron y de las que se obtiene el siguiente sistema de ecuaciones, del cual conoceremos el valor de cada uno de los factores de corrección (C).

El sistema es el siguiente:

$$+ 0.89C_1 + 2.50C_2 + 2.77C_3 + 1.60C_4 = + 1.00$$

$$+ 2.50C_1 + 0.89C_2 + 2.80C_3 + 1.59C_4 = - 1.00$$

$$- 2.42C_1 - 2.26C_2 + 4.06C_3 + 1.87C_4 = - 2.36$$

$$- 1.09C_1 - 0.89C_2 - 8.44C_3 + 2.46C_4 = - 1.78$$

Donde:

$$C_1 = - 0.339$$

$$C_2 = + 0.906$$

$$C_3 = - 0.0107$$

$$C_4 = - 0.583$$

Estos factores de corrección multiplicarán a cada una de las estructuras, para después sumar sus resultados y obtener un marco con momentos finales definitivos.

La figura (7) nos muestra los momentos finales, debido a fuer -

zas sísmicas (F_s) en el sentido positivo.

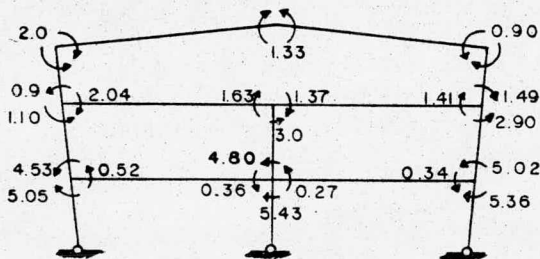
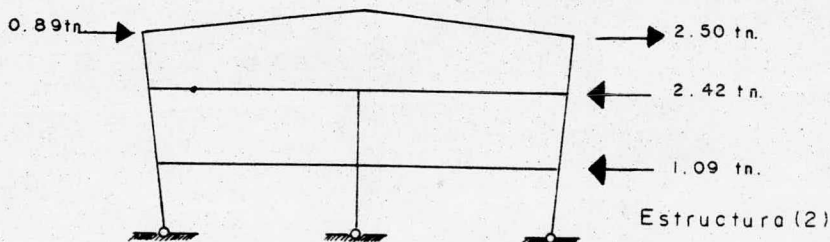
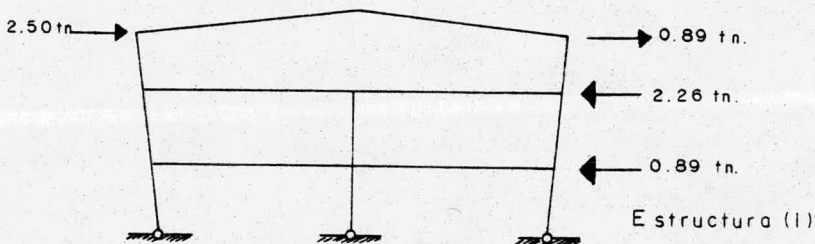
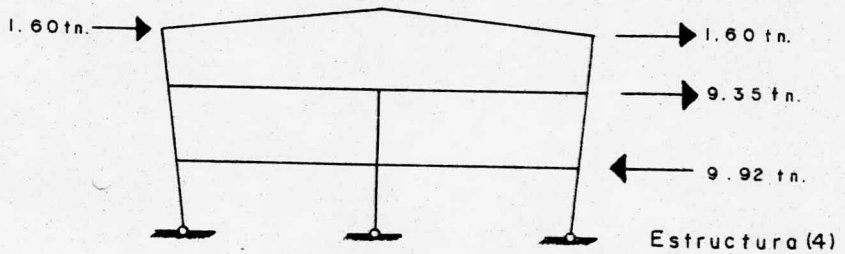
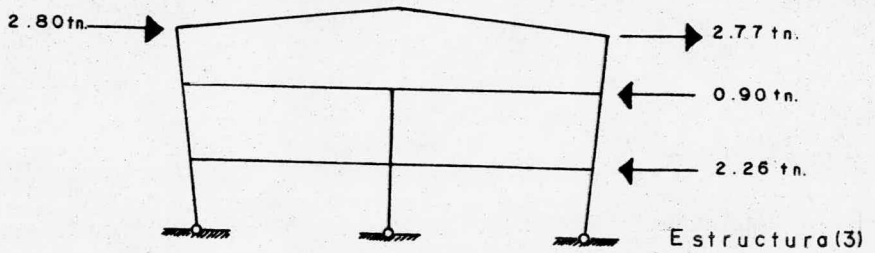


Figura (7)

Debido a que este movimiento tectónico (sismo) es reversible - también se analizará cuando las fuerzas sísmicas actúan en sentido contrario al primer movimiento, es decir en sentido negativo según los ejes convencionales.

Así tenemos los siguientes marcos con sus correspondientes fuerzas horizontales:





Estas fuerzas nos originan el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\begin{aligned}
 + 2.50C_1 + 0.89C_2 + 2.80C_3 + 1.60C_4 &= - 1.00 \\
 + 0.89C_1 + 2.50C_2 + 2.77C_3 + 1.60C_4 &= + 1.00 \\
 - 2.26C_1 - 2.42C_2 - 2.77C_3 - 9.35C_4 &= + 2.36 \\
 - 0.89C_1 - 1.09C_2 - 2.26C_3 - 9.92C_4 &= + 1.78
 \end{aligned}$$

Por lo tanto:

$$C_1 = - 2.362$$

$$C_2 = - 1.08$$

$$C_3 = + 2.309$$

$$C_4 = - 0.375$$

De forma semejante del marco anterior, se aplican los factores de corrección.

Cuya solución final se indica en la figura(8).

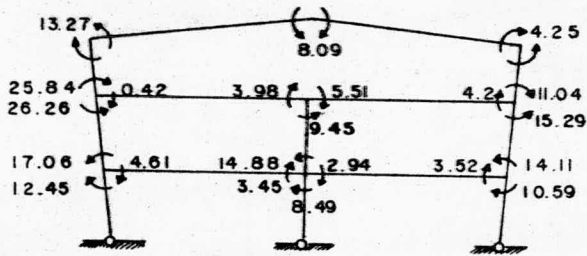


Figura (8)

El desarrollo anterior nos presenta las deformaciones que se producirán en el marco único, por efecto de cargas verticales y -- fuerzas sísmicas actuando en una y otra dirección.

Con los momentos y cortantes producidos por cada una de éstas - cargas, se diseñan los diferentes elementos estructurales; trabes, - columnas, placas, soldadura, cimentación, etc., en la forma siguiente:

Para diseñar cualquiera de los elementos antes mencionados, ten dremos que comparar dos condiciones:

- 1º Efectos de cargas permanentes ó verticales.
- 2º Efectos de cargas permanentes y accidentales (fuerzas sí micas).

Utilizaremos la más desfavorable de éstas dos condiciones.

Para la segunda condición (suma de efectos), conforme al R.C.D.F. se hará una reducción de efectos en un 33%, considerando que éstas - dos acciones no se presentarán al mismo tiempo.

CAPITULO IV

DISEÑO

IV.1 El diseño de los largueros consiste en determinar las dimensiones de su sección transversal, de acuerdo con la información suministrada. Esta información la componen datos sobre cargas y claros, esfuerzos unitarios permisibles en el acero.

Debemos conocer también las condiciones de apoyo del larguero ó trabes principales; según sea el caso, es decir, si es completamente continua, semicontinua, o libremente apoyada.

LARGUEROS: Los largueros se consideran continuos en los 8 triángulos (visto en planta) de cada nivel, de esta Sucursal.

CARGAS DE DISEÑO

Nivel: Azotea

Po. po. lámina	12.93
Po. po. larguero	9.00
Instalaciones	40.00
$w_{vert.}$		<u>61.93 Kg/M^2</u>
Carga viva	60.00
$w_{tot. vert.}$	<u>121.93 Kg/M^2</u>
$w_{tot. vert.}$	122.00 Kg/M^2

Condición de Carga:

Peso del larguero: Área tributaria por una carga sobre metro cuadrado.

$$w_{larguero} = 10.42 \times 0.122 = 1.271 \text{ Tn.}$$

Momento de Empotramiento:

$$M^E = (w \times l) / 12 = (1.27 \times 9.16) / 12 = 0.97 \text{ Tn.}$$

Momento Isostático:

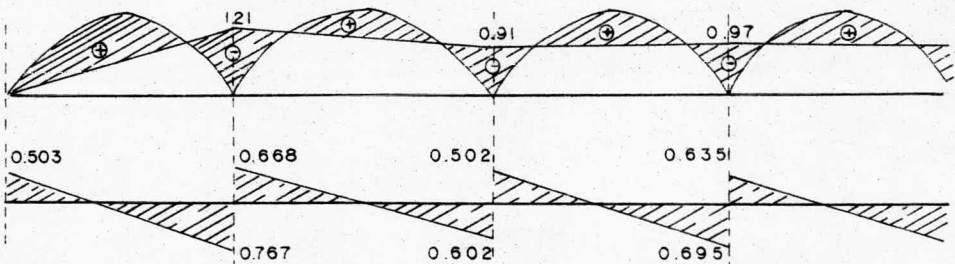
$$M_{\text{isost.}} = (w \times l) / 8 = (1.271 \times 9.16) / 8 = 1.46 \text{ Tn.}$$

Cortante Isostático:

$$V_{\text{isost.}} = w / 2 = 1.271 / 2 = 0.635 \text{ Tn.}$$

Ya obtenidos los momentos de empotramiento (M^E) se resolverá como una viga continua por el M. Cross.

CD	100	50	50	50	50	50	50
M^E	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97
ID	0.97	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
IT	0.0	0.48	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2D	0.0	0.24	0.242	0.0	0.0	0.0	0.0
2T	0.121	0.0	0.0	0.121	0.0	0.0	0.0
3D	0.121	0.0	0.0	0.06	0.06	0.0	0.0
MF	0.0	1.21	1.21	0.91	0.91	0.97	0.97
Visos	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635	0.635
ΔV	0.132	0.132	0.033	0.033	0.06	0.06	
V final	0.503	0.767	0.668	0.602	0.502	0.695	0.635



Ya conocido el $M_{\max.} = 0.97 \text{ Tn-mts.}$ se divide entre $0.6F_y$ (Resistencia a flexión) y determinamos el módulo de sección, y utilizando el manual de A.H.M.S.A., sección canales pag. 200 conocemos las demás propiedades geométricas de la sección.

Por lo tanto:

$$S = \frac{97000 \text{ Kg-cm}}{0.6(2530) \text{ Kg/cm}^2} = 63.81 \text{ cm}^3$$

Se usará en toda la azotea

$$\begin{aligned} \square \text{ 2CPS-6} \quad I_x &= 1082.2 \text{ cm}^4 \\ S_x &= 142 \text{ cm}^3 \\ A &= 30.84 \text{ cm}^2 \\ w &= 24.24 \text{ kg/m} \\ e &= 0 \end{aligned}$$

Revisión por flecha:

$$\begin{aligned} \text{flecha}_{\max.} = \delta_m &= \frac{0.0065wL^4}{EI} \\ &= (0.0065 \times 1.39 \times (916)^4) / 2.1 \times 10^6 (1082) \\ \delta_m &= 2.80 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{flecha permitida} = \delta_{\text{perm.}} &= (1/250) + 0.5 \\ &= (916/250) + 0.5 \\ &= 4.16 \text{ cm} ; \delta_{\max.} < \delta_{\text{perm.}} \end{aligned}$$

por lo tanto se acepta esta proposición \square 2 CPS-6.

La secuencia de cálculo será idéntica para los demás largueros en los diferentes pisos y solo se anotarán las propuestas finales.

Nivel : 2º Nivel

Condición de carga = 7.95 kg/m.

Momento Final ($M_{\max.}$) = 4.24 Tn-m

Módulo de Sección (propuesto) = 278.95 cm³

Por lo tanto ; [] 2CPS-8 cuya proposiciones geométricas son:

$$I_x = 2980.2 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 293.20 \text{ cm}^3$$

$$A = 51.80 \text{ cm}^2$$

$$w = 40.92 \text{ Kg/m}$$

$$e = 0.0 \text{ cm.}$$

Revisión por flecha:

$$\text{Flecha máxima: } (\sigma_m) = \frac{0.0065wL^4}{EI}$$

$$= \frac{0.0065 \times 7.95 \times (715)^4}{210000 \times 2980.2}$$

$$\sigma_m = 2.16 \text{ cm.}$$

$$\text{Flecha Permitida} = (\sigma_{\text{perm.}}) = \frac{1}{250} + 0.5$$

$$\sigma_{\text{perm.}} = 3.36 \text{ cm.}$$

y se acepta la sección propuesta.

Nivel : 1º Nivel

Condición de carga = 9.77 Kg/m

Momento Final ($M_{\max.}$) = 5.36 Tn-m

Módulo de sección S (propuesto) = 353.00 cm³

por lo tanto ; [] 2CPS-8 cuyas propiedades geométricas

$$I_x = 3637.8 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 356.0 \text{ cm}^3$$

$$A = 70.84 \text{ cm}^2$$

$$w = 55.80 \text{ Kg/m}$$

$$e = 0.0 \text{ cm.}$$

Revisión por flecha:

$$\begin{aligned} \text{Flecha máxima: } (\sigma_m) &= \frac{0.0065wl^4}{EI} \\ \sigma_{\text{max.}} &= \frac{0.0065 \times 9.77 \times (700)^4}{2100000 \times 3637.8} \\ \sigma_{\text{max.}} &= 1.99 \text{ cm.} \\ \text{Flecha permitida } (\sigma_{\text{perm.}}) &= \frac{1}{250} + 0.5 \\ \sigma_{\text{perm.}} &= 3.30 \text{ cm.} \end{aligned}$$

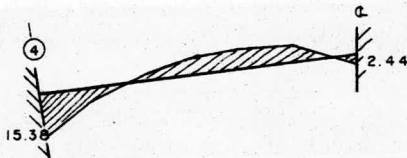
y se acepta la sección propuesta.

IV.2 TRABES

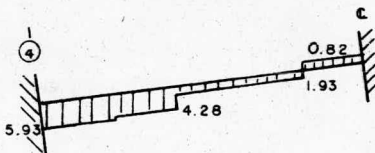
Si los momentos por cargas permanentes son mayores que de la suma de efectos (carga permanente + carga variable) se diseña con los producidos por las cargas permanentes en caso contrario con la suma de efectos entre 1.5 (reducción del 33%).

Los diagramas de momento y fuerza cortante en cada caso son:

CARGA VERTICAL

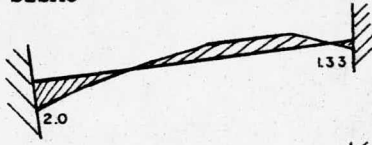


MOMENTO FLEXIONANTE

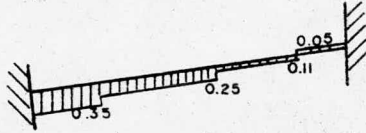


FUERZA CORTANTE

FOR SISMO

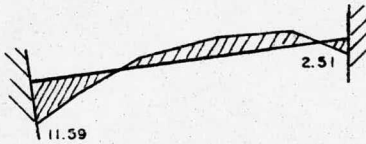


MOMENTO FLEXIONANTE

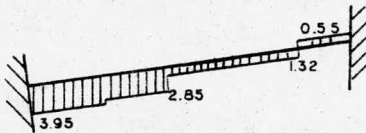


FUERZA CORTANTE

CARGA VERTICAL MAS SISMO



MOMENTO FLEXIONANTE



FUERZA CORTANTE

El esfuerzo permisible básico de flexión (F_p) a tensión se forma como una fracción de la resistencia de fluencia (F_y).

La sección es una "I" de acero A-36; $f_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$. Esta - impedido el desplazamiento lateral de la viga en los apoyos.

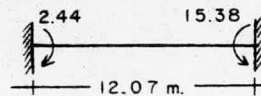
M_f por CROSS.

Datos:

Condición Estática

$M_x = - 2.44$ y 15.38 Tn-mts.

$V_{\text{max.}} = 5.93 \text{ Tn-mts.}$



Proponemos; según manual A.H.M.S.A. pag. 172, IPR 12" x 8", las propiedades geométricas son:

$$d=30.9\text{cm}$$

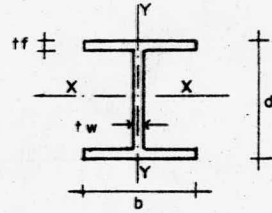
$$I_x=16420\text{ cm}^4$$

$$b=20.5\text{cm}$$

$$S_x=1060.0\text{ cm}^3$$

$$t_f=1.63\text{cm}$$

$$t_w=0.94\text{cm}$$



Esfuerzo permisible:

$$F_b = \frac{843700}{(1) \frac{d}{A f}} = \frac{843700}{1207 (30.9/20.5 \times 1.63)} = 755.90 \text{ Kg/cm}^2$$

Con el esfuerzo obtenido calculamos el módulo de sección "S".

$$S = \frac{1538000}{755.9} = 2035 \text{ cm}^3 > S.$$

Revisión por flecha:

$$\begin{aligned} \text{Flecha máxima} = \sigma_m &= \frac{PL^3}{96EI} \\ &= \frac{2340(1207)^3}{96 \times 2100000 \times 16420} = \end{aligned}$$

$$\sigma_{\text{max.}} = 1.24 \text{ cm.}$$

$$\text{Flecha permitida} = \sigma_{\text{perm.}} = \frac{1}{500} + 0.5$$

$$\sigma_{\text{perm.}} = (1207/500) + 0.5$$

$$\sigma_{\text{perm.}} = 2.90 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{\text{perm.}} < \sigma_{\text{max.}}$$

Revisión por cortante:

Esfuerzo cortante actuante v :

$$v = \frac{V}{d \times t_w}$$

$$v = \frac{5930}{30.9 \times 0.94}$$

$$v = 204.16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_v = 0.4F_y = 1012 \therefore v < 0.4F_y$$

Las traveses elegidas en los demás pisos se indican a continua -
 ción, el desarrollo para su elección fue el mismo que el antes des -
 crito.

Nivel : 2º Nivel

IPR 18" x 8 3/4"

$d = 45.72$ cm

$b = 22.22$ cm

$t_f = 1.74$ cm

$t_w = 1.02$ cm

$I_x = 43529$ cm⁴

$S_x = 1917$ cm³

$r_x = 18.95$ cm

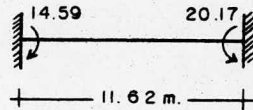
Revisión por flecha:

$\delta_{max.} = 1.06$ cm

$\delta_{perm.} = 2.82$ cm.

Revisión por cortante

$v = 313.07$ Kg/cm² < $0.4F_y = 1012$ Kg/cm²



Nivel : 1º Nivel

IPR 18" x 8 3/4"

Revisión por flecha

$\delta_{max.} = 1.21$ cm

$\delta_{perm.} = 2.74$ cm

Revisión por cortante

$v = 347.5$ Kg/cm² < $0.4F_y = 1012$ Kg/cm²

IV.3 COLUMNAS

El diseño de las columnas también se sujetará a la condición - más desfavorable, condición que puede producirse por efecto de las cargas permanentes solamente ó por la suma de efectos (cargas permanentes más accidentales).

Como ejemplo se diseñará la columna (2-3).

Se supone una sección:

IPR 18" x 8 3/4"

Cuyas propiedades geométricas son:

$$\begin{array}{ll}
 A = 121.29 \text{ cm}^2 & S_x = 1917 \text{ cm}^3 \\
 d = 45.4 \text{ cm.} & r_x = 18.95 \text{ cm.} \\
 b = 22.1 \text{ cm.} & r_y = 4.9 \text{ cm.} \\
 t_f = 1.74 \text{ cm.} & I_y = 2926 \text{ cm}^4 \\
 t_w = 1.02 \text{ cm.} & S_y = 269 \text{ cm}^3
 \end{array}$$

$$I_x = 43529 \text{ cm}^4$$

Condición de carga:

$$P_{\text{est.}} = 20.68 \times 1.4 \doteq 30 \text{ Tn.}$$

$$M_{\text{est.}} = -5.28 \times 1.4 = -7.40 \text{ Tn-m en } \textcircled{3}$$

$$M_{\text{est.}} = -12.12 \times 1.4 = -17.0 \text{ Tn-m en } \textcircled{2}$$

$$P_{\text{est.}} + \text{sis.} = 20.27 \times 1.4 = 28.40 \text{ Tn.}$$

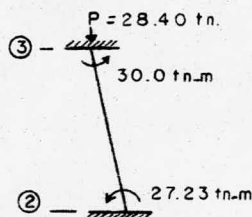
$$M_{\text{est.}} + \text{sis.} = -21.03 \times 1.4 = -29.44 \text{ Tn-m en } \textcircled{3}$$

$$M_{\text{est.}} + \text{sis.} = -19.45 \times 1.4 = -27.23 \text{ Tn-m en } \textcircled{2}$$

$$\text{Trabe sup.} = \text{Trabe inf.} = I_x = 43529 \text{ cm}^4$$

Para la obtención del momento de resistencia de diseño M_{RX} necesitamos los siguientes coeficientes :

$$M_1/M_2 = 27.23/29.44 = -0.92$$



$$C_b = 1.75 + 1.05(0.92) + 0.3(-0.92)^2 < 2.30$$

$$C_b = 1.04$$

Momento crítico de pandeo lateral ó local.

$$M_{cx} = \frac{EA \cdot t_f \cdot C_b \cdot F_R}{L/r_y} = \frac{(2.04)(10)^6(121.29)(1.74)(1.04)(0.85)}{349/4.90} =$$

$$M_{cx} = 53.44 \times 10^5 \text{ Kg-cm.}$$

Momento a la iniciación de fluencia de una sección,
eje X-X., (M_{yx}).

$$M_{yx} = F.R.S_x \cdot f_y = 0.9 \times 1917 \times 2530 = 43.65 \times 10^5 \text{ Kg-cm.}$$

Si $M_{cx} > M_{yx}$ entonces $M_{Rx} = 43.65 \text{ tn.-m.}$

$$M_{Ry} = F.R.S_y \cdot f_y = 6.1 \text{ tn.-m.}$$

Cálculo de la resistencia de diseño de una columna.

Compresión Axial.

$$P_{Ry} = F.R.A \cdot f_y = 0.85 \times 121.29 \times 2530 = 261 \times 10^3 \text{ Kg.}$$

Debido a que la columna está sujeta en sus dos extremos por -
trabes, encontraremos el factor "G".

$$G = (I_c/L_c) / (I_t/L_t)$$

Donde : I_c = momento de inercia de la columna.

I_t = momento de inercia de la trabe.

L = longitud de la trabe ó la columna.

$$\text{Nudo 3 : X-X } (125)(2)/3.75 = 66.66$$

$$\text{Y-Y } (8.40)(2)/3.75 = 4.48$$

$$\text{Nudo 2 : X-X } (125)(2)/3.89 = 64.28$$

$$\text{Y-Y } (8.40)(2)/3.89 = 4.32$$

Eje	Nudo	G	Nudo	G	Factor K
X-X	③	66.66	②	64.26	Kx = 6.75
Y-Y	③	4.48	②	4.32	Ky = 2.16

Utilizando la gráfica No.(1) podremos localizar el factor K.

La relación de esbeltez en ambos sentidos será la siguiente:

$$\frac{K_x \cdot L}{r_x} = \frac{6.75(349)}{18.95} = 124.43 \quad ; \quad \text{caso 1}$$

$$\frac{K_y \cdot L}{r_y} = \frac{2.16(349)}{4.90} = 153.84 \quad ; \quad \text{caso 2}$$

Esfuerzo de diseño en compresión (F_a).

$$\text{caso 1} \quad F_a = 981.0 \text{ Kg/cm}^2 \quad ; \quad \text{caso 2} \quad F_a = 636 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo crítico de pandeo elástico, (F_E).

$$\text{caso 1} \quad F_E = 1,113 \text{ Kg/cm}^2 \quad ; \quad \text{caso 2} \quad F_E = 721 \text{ Kg/cm}^2$$

Resistencia de diseño (R_c).

$$R_c = A \cdot F_a = 121.29 \times 636 = 77.14 \times 10^3 \text{ Kg.}$$

Carga crítica de pandeo elástico (P_E).

$$P_{E_x} = 121.29 \times 1,113 = 135 \times 10^3 \text{ Kg.}$$

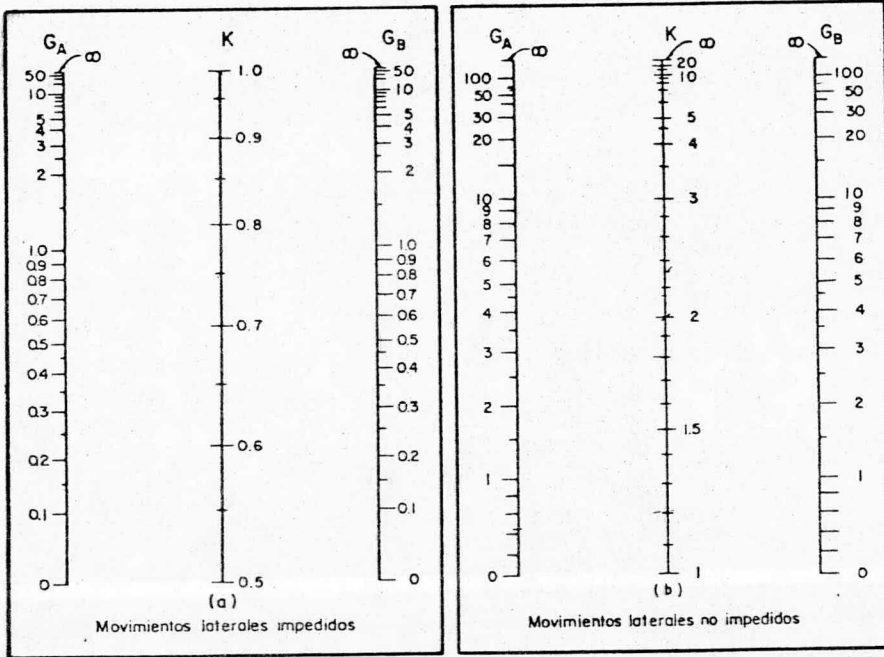
$$P_{E_y} = 121.29 \times 721 = 87.5 \times 10^3 \text{ Kg.}$$

Revisión de la sección en los extremos.

$$\begin{aligned} \text{Extremo ③: } M_3 &= (1 - \frac{P_u}{P_{Ry}} - \frac{M_{uy}}{M_{Ry}}) M_{Rx} \\ &= (1 - \frac{28.40}{261} - \frac{29.44}{6.1}) 43.65 \quad ; \quad 111.6 > 30.0 \end{aligned}$$

$$\text{Extremo ②: } M_2 = (1 - \frac{28.40}{261} - \frac{27.23}{6.1}) 43.65 \quad ; \quad 156 > 27.0$$

Factor de carga .- F.C. = 1.4, para combinaciones que incluyan acciones permanentes y variables, art. 220; título IV, R.C.D.F.



$$G = \frac{\sum (I_c / L_c)}{\sum (I_t / L_t)}$$

I_c, I_t , momentos de inercia de columnas y traves, respectivamente, alrededor de un eje perpendicular al plano de pandeo

L_c, L_t , longitudes de columnas y traves, respectivamente, entre puntos soportados lateralmente

G_A, G_B , valores de G para los extremos A y B de la columna en consideración

NOMOGRAMAS PARA DETERMINAR LONGITUDES EFECTIVAS, KL, DE MIEMBROS FLEJO - COMPRIMIDOS.

RESISTENCIA DE DISEÑO PARA MIEMBROS EN COMPRESION

ACERO A-36; FY=2530 KG/CM²

KL/R	ESF	KL/R	ESF	KL/R	ESF	KL/R	ESF	KL/R	ESF
1	2148	51	1880	101	1322	151	662	201	373
2	2146	52	1872	102	1308	152	653	202	370
3	2143	53	1863	103	1294	153	645	203	366
4	2141	54	1854	104	1280	154	636	204	362
5	2138	55	1845	105	1266	155	628	205	359
6	2136	56	1836	106	1252	156	620	206	355
7	2133	57	1827	107	1238	157	612	207	352
8	2130	58	1818	108	1223	158	604	208	349
9	2126	59	1809	109	1209	159	597	209	345
10	2123	60	1800	110	1194	160	589	210	342
11	2120	61	1790	111	1180	161	582	211	339
12	2116	62	1780	112	1165	162	575	212	335
13	2113	63	1771	113	1150	163	568	213	332
14	2109	64	1761	114	1135	164	561	214	329
15	2105	65	1751	115	1120	165	554	215	326
16	2101	66	1741	116	1105	166	547	216	323
17	2097	67	1731	117	1090	167	541	217	320
18	2092	68	1720	118	1075	168	535	218	317
19	2088	69	1710	119	1059	169	528	219	314
20	2083	70	1700	120	1044	170	522	220	311
21	2079	71	1689	121	1028	171	515	221	309
22	2074	72	1678	122	1012	172	510	222	306
23	2069	73	1667	123	997	173	504	223	303
24	2064	74	1656	124	981	174	498	224	300
25	2059	75	1645	125	965	175	493	225	298
26	2053	76	1634	126	949	176	487	226	295
27	2048	77	1623	127	936	177	481	227	293
28	2042	78	1612	128	921	178	476	228	290
29	2036	79	1600	129	907	179	471	229	287
30	2031	80	1589	130	893	180	466	230	285
31	2025	81	1577	131	879	181	460	231	282
32	2019	82	1565	132	866	182	455	232	280
33	2012	83	1553	133	853	183	450	233	278
34	2006	84	1541	134	840	184	446	234	275
35	2000	85	1529	135	828	185	441	235	273
36	1993	86	1517	136	816	186	436	236	271
37	1986	87	1505	137	804	187	431	237	268
38	1979	88	1492	138	792	188	427	238	266
39	1973	89	1480	139	781	189	422	239	264
40	1965	90	1467	140	770	190	418	240	262
41	1958	91	1455	141	759	191	413	241	259
42	1951	92	1442	142	748	192	409	242	257
43	1944	93	1429	143	738	193	405	243	255
44	1936	94	1416	144	728	194	401	244	253
45	1928	95	1403	145	718	195	397	245	251
46	1921	96	1389	146	708	196	393	246	249
47	1913	97	1376	147	698	197	389	247	247
48	1905	98	1363	148	689	198	385	248	245
49	1897	99	1349	149	680	199	381	249	243
50	1888	100	1336	150	671	200	377	250	241

LA RESISTENCIA DE DISEÑO EN KG. SE OBTIENE MULTIPLICANDO
LOS COEFICIENTES POR EL AREA DE LA SECCION EN CM²

CARGAS CRITICAS DE PANDEO ELASTICO PARA ACERO A-36
FY=2530 KG/CM2

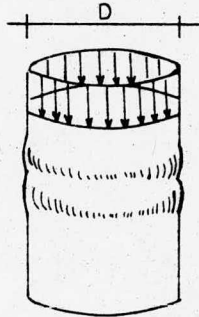
KL/R	FE	KL/R	FE	KL/R	FE	KL/R	FE	KL/R	FE
21	38807	67	3812	113	1340	159	676	205	407
22	35359	68	3701	114	1316	160	668	206	403
23	32351	69	3594	115	1294	161	660	207	399
24	29711	70	3492	116	1271	162	652	208	395
25	27382	71	3394	117	1250	163	644	209	391
26	25316	72	3301	118	1229	164	636	210	388
27	23475	73	3211	119	1208	165	628	211	384
28	21828	74	3125	120	1188	166	621	212	380
29	20349	75	3042	121	1168	167	613	213	377
30	19015	76	2962	122	1149	168	606	214	373
31	17808	77	2886	123	1131	169	599	215	370
32	16712	78	2812	124	1113	170	592	216	366
33	15715	79	2742	125	1095	171	585	217	363
34	14804	80	2674	126	1077	172	578	218	360
35	13970	81	2608	127	1061	173	571	219	356
36	13205	82	2545	128	1044	174	565	220	353
37	12501	83	2484	129	1028	175	558	221	350
38	11851	84	2425	130	1012	176	552	222	347
39	11251	85	2368	131	997	177	546	223	344
40	10696	86	2313	132	982	178	540	224	341
41	10180	87	2261	133	967	179	534	225	338
42	9701	88	2209	134	953	180	528	226	335
43	9255	89	2160	135	939	181	522	227	332
44	8839	90	2112	136	925	182	516	228	329
45	8451	91	2066	137	911	183	511	229	326
46	8087	92	2021	138	898	184	505	230	323
47	7747	93	1978	139	885	185	500	231	320
48	7427	94	1936	140	873	186	494	232	317
49	7127	95	1896	141	860	187	489	233	315
50	6845	96	1856	142	848	188	484	234	312
51	6579	97	1818	143	836	189	479	235	309
52	6329	98	1781	144	825	190	474	236	307
53	6092	99	1746	145	813	191	469	237	304
54	5868	100	1711	146	802	192	464	238	302
55	5657	101	1677	147	791	193	459	239	299
56	5457	102	1644	148	781	194	454	240	297
57	5267	103	1613	149	770	195	450	241	294
58	5087	104	1582	150	760	196	445	242	292
59	4916	105	1552	151	750	197	440	243	289
60	4753	106	1523	152	740	198	436	244	287
61	4599	107	1494	153	731	199	432	245	285
62	4452	108	1467	154	721	200	427	246	282
63	4311	109	1440	155	712	201	423	247	280
64	4178	110	1414	156	703	202	419	248	278
65	4050	111	1389	157	694	203	415	249	276
66	3928	112	1364	158	685	204	411	250	273

LA CARGA CRITICA DE PANDEO ELASTICO EN KG. SE OBTIENE
MULTIPLICANDO LOS COEFICIENTES POR EL AREA DE LA SECCION EN CM2

Nota: al utilizar tubos ó secciones de acero para miembros - estructurales hay dos consideraciones que son de importancia.

1º Deberá evitarse el pandeo local a esfuerzos por debajo de la resistencia de fluencia.

2º La tendencia a pandearse localmente no deberá reducir la carga general de pandeo del miembro.



El esfuerzo de pandeo local de un cascarón cilíndrico sometido a compresión uniforme puede determinarse teóricamente:

$$f_{cr} = K.E.(t/R)$$

Donde: R = radio de giro medio.

t = espesor de la pared.

K = 0.6.

E = módulo de elasticidad.

IV.4 Conexiones.

Todas las conexiones de éste edificio serán soldadas, como son: trabe-columna, trabe a placa ó columna a placa, ya que el proceso de soldadura puede originar una estructura básicamente de una sola - pieza. Con las conexiones soldadas puede obtenerse una continuidad completa y debe considerarse éste hecho en la determinación de las fuerzas internas que actúan sobre los miembros y sus conexiones.

La soldadura ofrece muchas ventajas, las más importantes, en cuanto al diseño se mencionan en seguida: -

- a) Reducción en el peso de acero.
- b) Peralte reducido de las vigas debido a la continuidad.
- c) Puede eliminarse el material de conexión.
- d) Es posible lograr una apariencia uniforme y ordenada.
- e) Economía.
- f) Se pueden crear estructuras más imaginativas.

Otras interesantes ventajas:

- g) El trabajo es más sencillo.
- h) En juntas soldadas no se hacen agujeros, con lo que hay economía y se elimina la reducción de área neta.
- i) Eliminación del ruido.
- j) Tiene mayor campo de aplicación que las juntas remachadas.

La soldadura también tiene su desventaja, entre las que podemos citar: a) necesidad de mano de obra especializada.

b) Desconocimiento de la forma real, de como queda la soldadura interiormente al tirar el coraón. Esto se lograría con placas de rayos x .

Métodos que se siguen en las obras para soldar.

1.- Para controlar la soldadura que esté bien colocada y en lugar correcto, se utilizan soldadores especializados ó calificados.

2.- Es necesario hacer una inspección a los soldadores para que coloquen el cordón de manera adecuada.

3.- Una inspección antes de soldar a las piezas para asegurar su limpieza y carencia de pintura.

4.- Una inspección radiográfica para testimoniar su acabado.

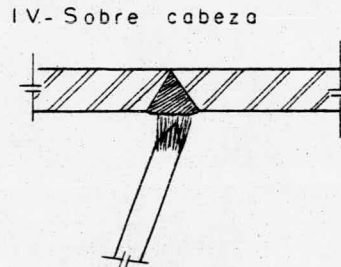
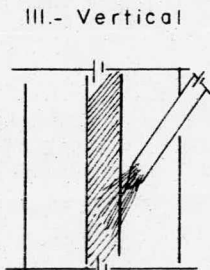
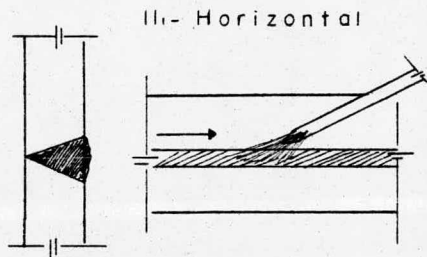
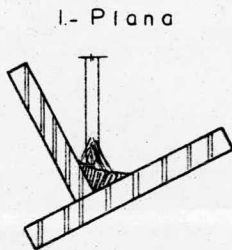
Manchas negras, indican carencia de material de soldadura ó - mala colocación.

Manchas blancas, serán indicio de que el material está grueso - y bien colocado.

La soldadura no puede ser muy pequeña, tiene un tamaño mínimo; - y está en función del espesor del material.

De acuerdo con la forma de operarse podrá ser:

- I.- Plana.
- II.- Horizontal.
- III.- Vertical.
- IV.- Sobre cabeza.



Electrodos:

Electrodo es el elemento que dá el metal de aportación para soldar los elementos y tiene diversas características, de acuerdo con el uso que vaya a tener.

La que más nos interesa en electrodos es su resistencia al cortante.

Las características se designan por un símbolo:

E - xx xx los dos ó tres primeros números indican la resistencia a la tensión del acero, del electrodo (ruptura); los más comunes:

E - 60 y E - 70

El siguiente número puede ser :

- (1) Electrodo para soldadura en cualquier posición.
- (2) Soldaduras planas y horizontales.
- (3) Soldaduras planas únicamente.

El último número indica la corriente a usar: alterna y directa.

Ejemplo:

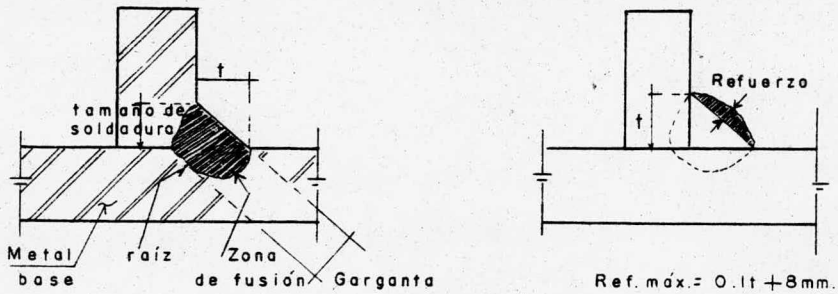
E-6010 ; con resistencia igual 60 (Ksi), soldadura en cualquier posición.

Cualquiera de las soldaduras vistas puede ser:

- (a) Soldadura de filete.
- (b) Soldadura a tope.

En este proyecto se utilizan los dos tipos, siendo la primera la de mayor utilización y es la que se detalla a continuación.

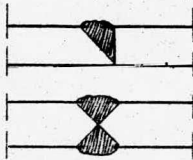
IV.5 CARACTERISTICAS DE LA SOLDADURA DE FILETE



CARACTERISTICA DE LA SOLDADURA A TOPE:

Solo usadas en placas con espesores maximos de 5/16".

A tope directo

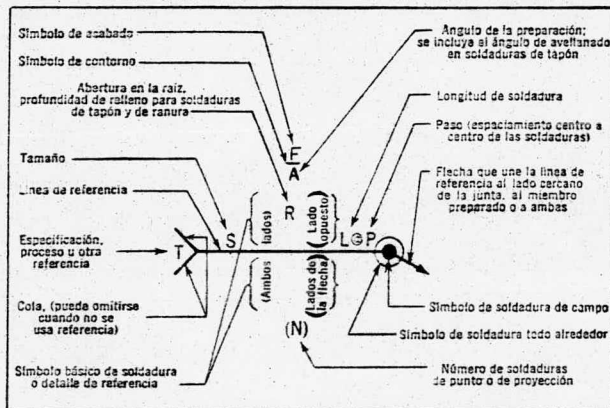


Piezas delgadas

Piezas gruesas

Simbología de la soldadura

Localización estandar de los elementos



Las fatigas permisibles estan en función del tipo de material-
base ó sea:

A-36:

E60 XX Esf. Perm. =950 Kg/cm²

E70 XX Esf. Perm. =1100 Kg/cm²

A-7:

E60 XX Esf. Perm. =950 Kg/cm²

E70 XX Esf. Perm. =950 Kg/cm²

Veamos como se calcula la capacidad de la soldadura en función
del tamaño:

Conexión de viga a columna; La conexión será completamente -
soldada, la viga es una IPR 18"x 8 3/4", propiedades geométricas.

$$A = 121.29 \text{ cm}^2$$

$$t_w = 1.02 \text{ cm}$$

$$S_y = 269 \text{ cm}^3$$

$$d = 45.4 \text{ cm}$$

$$I_x = 43529 \text{ cm}^4$$

$$b = 22.1 \text{ cm}$$

$$S_x = 1917 \text{ cm}^3$$

$$t_f = 1.72 \text{ cm}$$

$$I_y = 2926 \text{ cm}^4$$

Columnas IPR 18" x 8 3/4"

$$A = 121.29 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 43529 \text{ cm}^4$$

$$d = 45.4 \text{ cm}$$

$$I_y = 2926 \text{ cm}^4$$

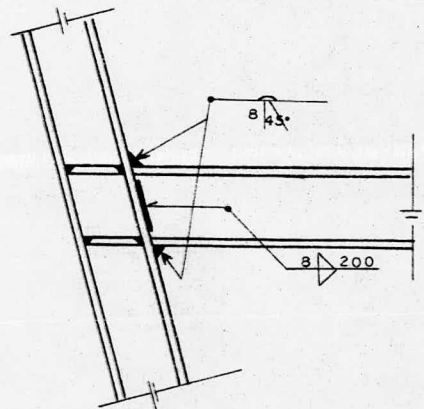
$$b = 22.1 \text{ cm}$$

$$S_x = 1917 \text{ cm}^3$$

$$t_f = 1.74 \text{ cm}$$

$$S_y = 264 \text{ cm}^3$$

$$t_w = 1.02 \text{ cm}$$



Queremos transmitir:

$$M = 21.0 \text{ Tn-m}$$

Acero A-36

$$R = 16.09 \text{ Tn-m}$$

Electrodo E 60

$$\text{Tam. max. soldadura} = \text{Espesor} - 1/16 = 6/16 - 1/16 = 5/16 = 0.8 \text{ cm}$$

La capacidad será:

Conexión . trabe-columna

$$\text{Cap.} = 0.707 \times H \times L \times f_p \quad \text{si } L = 1\text{cm} \quad f_p = 950 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Cap.} = 0.707 \times 0.8 \times 1 \times 950 = 537 \text{ Kg/cm}$$

Ahora suponemos que las soldaduras de los patines, transmiten toda la fuerza de flexión, y la del alma sólo fuerzas cortantes.

$$F = M/d = 2106000/43.66 = 48236.37 \text{ Kg}$$

$$A_f = b \times t_f = 22.1 \times 1.74 = 38.45 \text{ cm}^2$$

$$f_b = F/A_f = 48236.37/38.45 = 1254 \text{ Kg/cm}^2 < 0.6F_y, 1254 < 1520$$

Soldadura del alma:

Supondremos que el tamaño del filete es de 5/16".

Longitud de la soldadura $L = V/\text{Cap.}$

$$L = 16090/537 = 30 \text{ (por los dos lados), para cada lado } L = 20 \text{ cm.}$$

Segundo:

Encontramos el esfuerzo critico de la soldadura en el alma.

$$F = (4.25)(M)/(t)(h^2) = (4.25)(2106000)/(0.8)(20)^2 = 27970 \text{ Kg/cm}^2$$

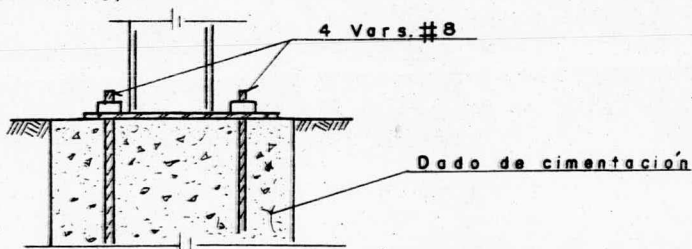
El esfuerzo critico de la soldadura en los patines.

$$f = M/(0.707)(t)(L)(e + t) = 2106000/(0.707)(0.8)(22.1)(44.46) =$$

$$f = 3789.5 \text{ Kg/cm}^2 \text{ y se acepta.}$$

IV.6 Conexión Placa-Cimentación

La junta será con una variante de tornillos: es el ancla que sujeta a las columnas y van ahogadas en el concreto, sobresaliendo sólo la rosca. La figura siguiente nos muestra la placa de base y la columna IPR 18" x 8 3/4"



Area requerida para las anclas:

$$A_s = 51300/4000 = 12.83 \text{ cm} \quad A_s = 3.21 \text{ cm C/U.}$$

$$\text{Anclas No.8} \quad A_s = 5.0 > 3.21$$

IV.7 Diseño de la Placa-Base.

Por lo general, se usa una placa de acero para distribuir la carga de la columna sobre una área suficiente para mantener el esfuerzo de aplastamiento dentro del valor permisible para la cimentación de concreto.

Las placas de base seran soldadas a las columnas en taller.

A continuación se analiza una placa:

DISEÑO: Propiedades Geometricas. Columna IPR 18" x 8 3/4".

$$A = 121.29 \text{ cm}^2 \quad b = 22.1 \text{ cm}$$

$$L = 37.4 \text{ cm} \quad d = 45.4 \text{ cm}$$

$$r_y = 4.90 \text{ cm} \quad t_f = 1.74 \text{ cm}$$

$$t_w = 1.02 \text{ cm}$$

Propiedades del concreto utilizado para el dado de cimentación

$$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_c = 0.25f'_c$$

$$\text{Por consiguiente: } L/r_y = (374)(2)/4.90 = 152.65$$

$$\text{Para acero A-36; } F_a = 636 \text{ Kg/cm}^2.$$

carga concéntrica permisible de la columna:

$$P = F_a \times A = 636 \times 121.29 = 77.1 \times 10^3 \text{ Kg.}$$

$$\text{Presión de apoyo permisible "F}_p\text{"} = 0.25 f'_c$$

$$F_p = 0.25 \times 200 = 50 \text{ Kg/cm}^2 \text{ para un concreto de } f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2.$$

Area requerida de la placa de base

$$A_p = P/F_p = 77140/50 = 1543 \text{ cm}^2$$

$$B \times N = 1543 \text{ cm}^2 \text{ si } N = 55 \text{ cm.}$$

$$B = 1543/55 = 28.05 \text{ cm}$$

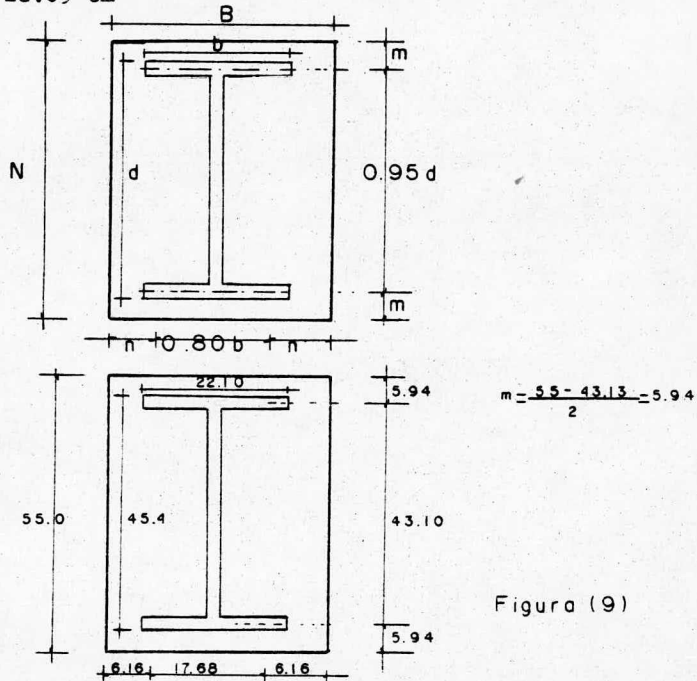


Figura (9)

Usando una placa de base de 30 x 55 ó 12" x 22"; $A_p = 1650 \text{ cm}^2$.

$$p = 77140/1650 = 46.75 \text{ Kg/cm}^2.$$

De la fig. (9) $n > m$; $F_b = 0.6F_y = 1520 \text{ Kg/cm}^2$.

por lo tanto el espesor:

$$t = \sqrt{\frac{3 p n^2}{0.6 F_y}} \qquad t = \sqrt{\frac{(3)(46.75)(6.16^2)}{1520}}$$

$$t = 1.87 \text{ cm} = 3/4"$$

Usar placa de 3/4" de espesor.

CAPITULO V

CIMENTACION

Elegido el sistema de cimentación , se diseña, ésta considerando los efectos de carga permanentes y de éstas combinaciones con las accidentales.

En la elección del tipo de cimentación influyen principalmente dos factores:

1).- La intensidad de las cargas que las columnas transmiten al terreno.

2).- La capacidad resistente del terreno.

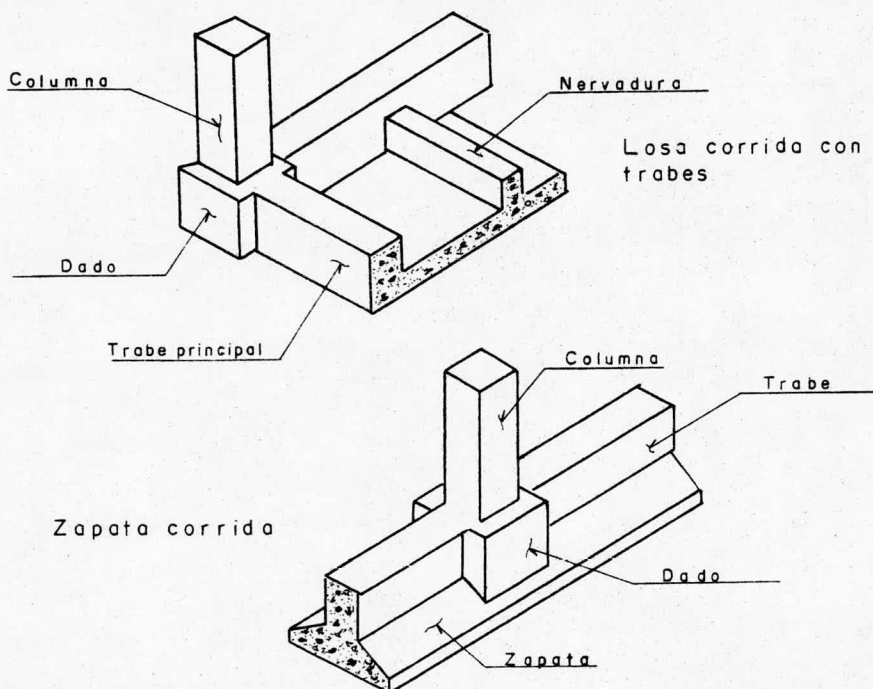
Si el terreno es de gran resistencia es lógico que las zapatas resulten aisladas. En cambio si el terreno tiene resistencia media ó baja y las cargas son fuertes es casi seguro que el tipo de zapata que deberá emplearse sea el de zapata corrida.

En caso de edificios de más de tres pisos en terrenos de baja resistencia, se hace necesario emplear una plataforma que ocupe toda la planta del edificio.

En caso de edificios de muchos pisos, cuando las cargas son fuertes y el terreno de baja capacidad de carga se hace necesario el empleo de pilotes, los cuales pueden agruparse en zapatas aisladas ó combinadas; y pueden ser pilotes normales ó de control.

En las páginas siguientes se presenta el cálculo de la cimentación de este proyecto estructural: zapatas aisladas.

Algunos Tipos Posibles de Cimentación.



En la figura (10) se muestran las zapatas aisladas resultantes. Se calcularon sus áreas suponiendo una reacción del terreno de $w_t = 10 \text{ Tn/m}^2$, considerando un incremento de 1.4% en las cargas por efecto del peso propio. Para el diseño predomina la condición estática con la cual analizaremos la zapata aislada.

CONDICION ESTATICA

carga de la columna

$$P = 36.62 \times 1.4 = 51.3 \text{ Tn.}$$

Geometria:

$$\text{El área necesaria es: } A = P/w_t = 51.3/10 = 5.13 \text{ m}^2.$$

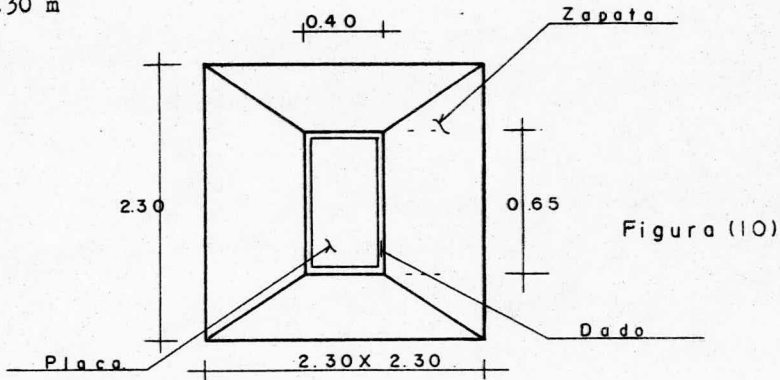
y como la planta es cuadrada su lado vale:

$$B = (5.13)^{\frac{1}{2}} = 2.26 \text{ m} ; B = 2.30 \text{ m}$$

$$B = 2.30 \text{ m} \quad f'_c = 200 \text{ Kg/cm}$$

$$d = 0.15 \text{ m} \quad f_y = K200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h = 0.30 \text{ m}$$



ANALISIS:

a).- Tensión diagonal a $d/2$

$$V_1 = A_1 \times w_t = 1.11 \text{ m}^2 \times 10 \text{ Tn/m}^2$$

$$d = \frac{-b + (b^2 + (4V_1/v_c))^{1/2}}{2}$$

Esf. de trabajo como loza v_c .

$$v_c = (0.5)(f'_c)^{1/2} = (0.5)(200)^{1/2} = 7.10 \text{ Kg/cm}^2$$

Regresando nuevamente a $d/2$ y sustituyendo, tenemos:

$$d = \frac{-41.2 + ((41.2)^2 + (4 \times 11100)/7.10)^{1/2}}{2}$$

$$d = 24 \text{ cm.}$$

b).- Tensión diagonal a "d".

$$V_2 = A_2 \times w_t = 0.585 \times 10 = 5.85 \text{ Tn.}$$

$$d = V_2 / v_c b = 5850 / 4.25 \times 100 = 14$$

pero v_c = esfuerzo de trabajo como viga:

$$v_c = (0.3)(f'_c)^{\frac{1}{2}} = (0.3)(200)^{\frac{1}{2}} = 4.25 \text{ kg/cm}^2.$$

por lo tanto $d = 4 \text{ cm}$.

c).- Flexión y Adherencia.

$$V_3 = A_3 \times w_t = 0.825 \times 10 = 8.25 \text{ Tn.}$$

$$M = V_3 L / 2 = (8.25)(0.825) / 2 = 3.4 \text{ Tn-m.}$$

$$d = (M / K_b)^{\frac{1}{2}} = (3.4 \times 10^5 / 12 \times 100)^{\frac{1}{2}} = 17 \text{ cm.}$$

Solución: $d = 25$; $h = 30 \text{ cm}$.

$$A_s = 0.55 (M / d) = 0.55 (3.4 / 0.25) = 7.5 \text{ cm}^2. \text{ Vars. No.4 .}$$

$$S = 100 A_s / A_s = 100(1.27) / 7.5 = 17 \text{ cm.}$$

Cortante

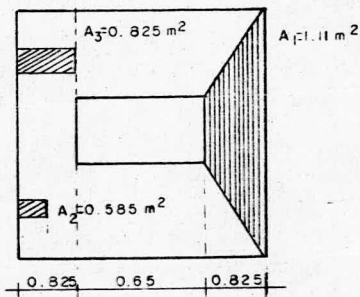
Reacción debida a la carga de 51.3 Tn.

$$q = 51.3 / 5.29 = 9.7 \text{ Tn/m}^2$$

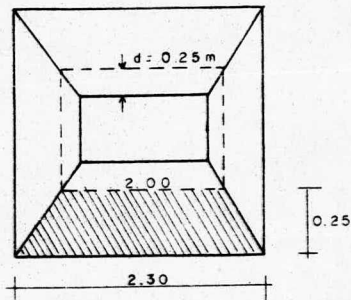
$$V = (2.3 + 2.0) / 2 \times 0.25 \times 9.70 \text{ Tn/m}^2 = 5.21 \text{ Tn.}$$

$$\text{Esf. cortante } v = V / (b')(d) = 5210 / (120)(25) = 1.74 \text{ kg/cm}^2$$

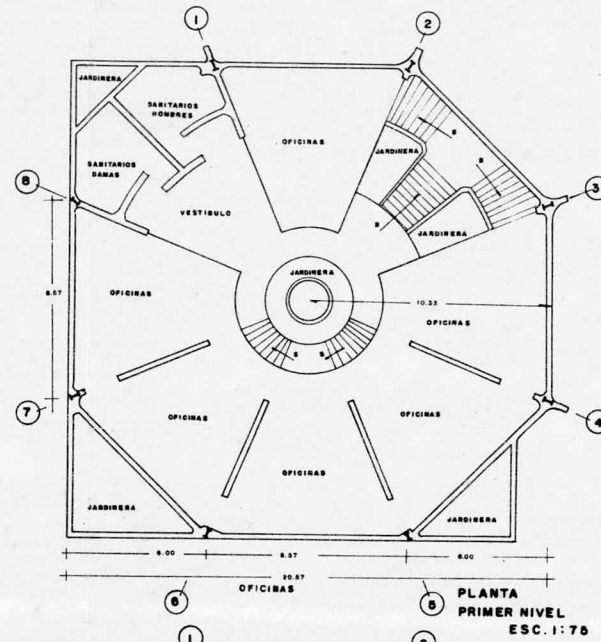
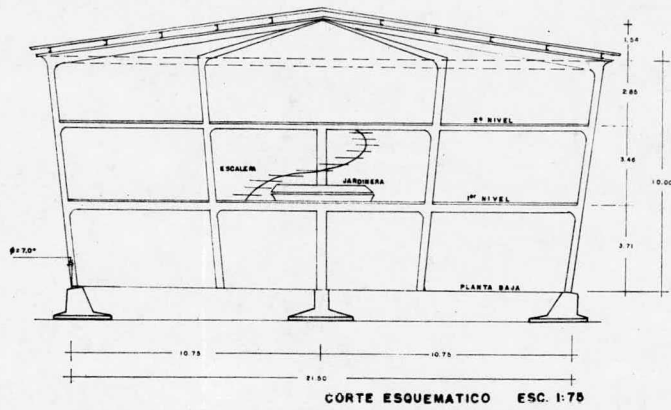
$$v < v_{adm.} = 6.6 \text{ kg/cm}^2$$



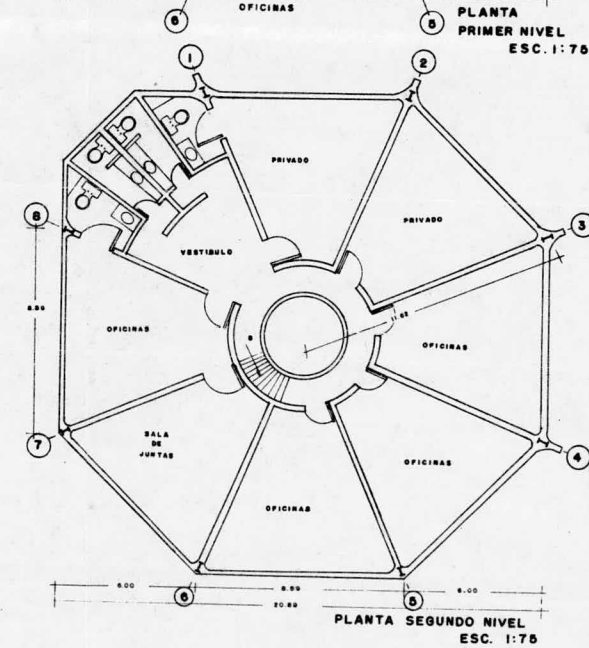
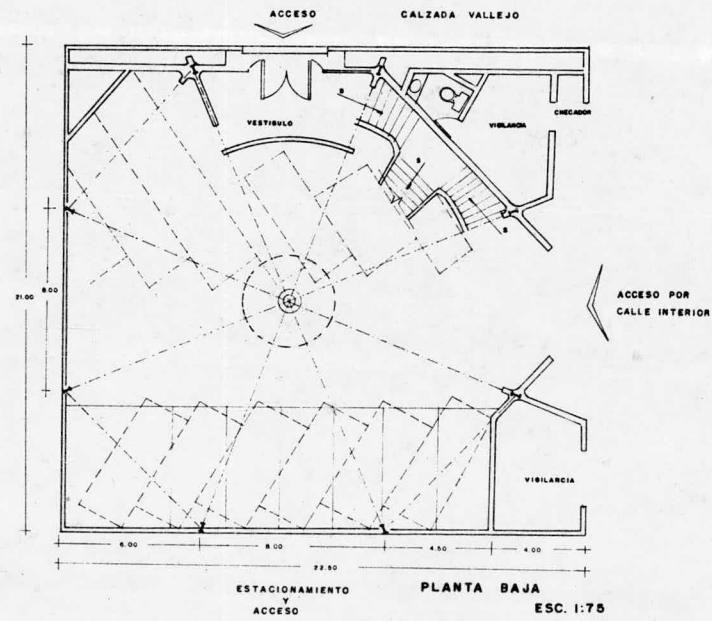
Tension diagonal a "d/2"



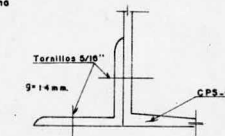
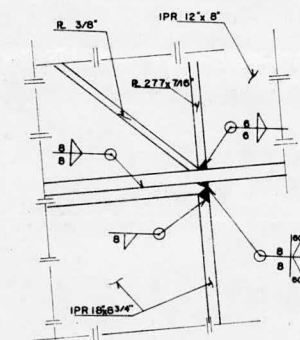
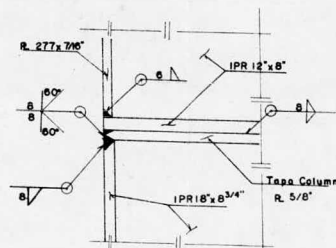
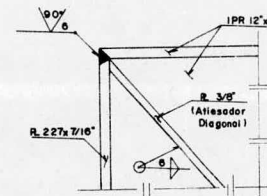
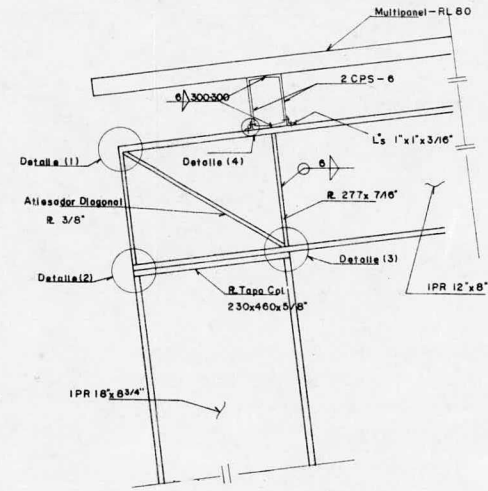
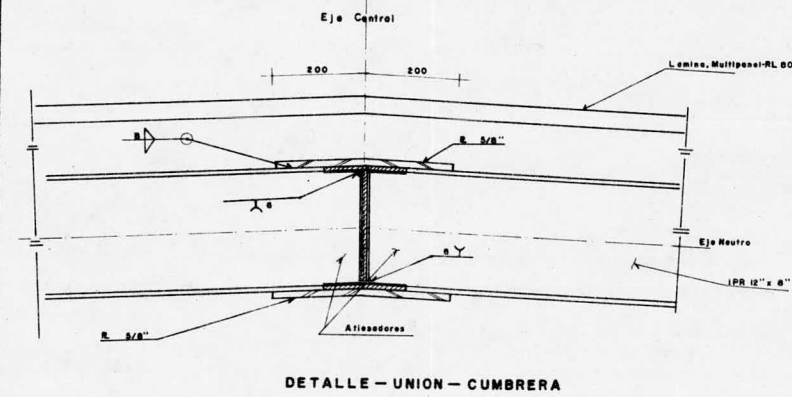
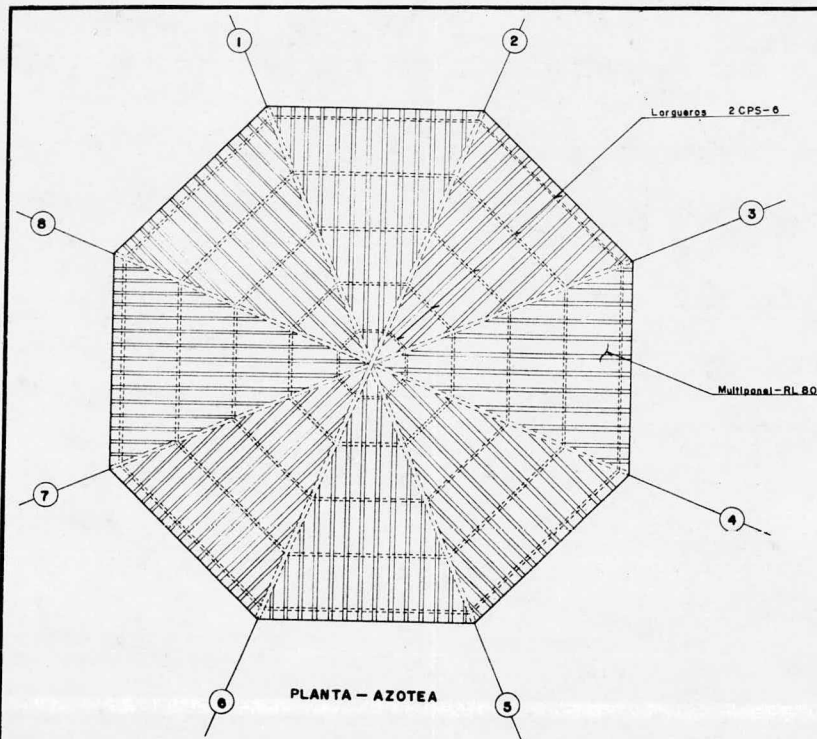
Tension diagonal a "d"



A-1
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ARAGON"
TRABAJO: TESIS PROFESIONAL
OBRA: SUCURSAL BANCARIA
UBICACION: CALZADA VALLEJO
PLANO: CORTES Y PLANTAS
ENERO 1984 ESC. 1:75



DIRECTOR LIC. BENITO ROSAS ROMERO.	
COORDINADOR DE INGENIERIA: ING. JUAN ANTONIO GOMEZ V.	DIRECTOR DE TESIS: ING. CLAUDIO MERRIFIELD C.
DISENO: EMMA QUIROZ CERVANTES	DRUJO: ROE CARDOSO W.



E-1
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ARAGON"
TRABAJO: TESIS PROFESIONAL
OBRA: SUCURSAL BANCARIA
UBICACION: CALZADA VALLEJO
PLANO: PLANO DE AZOTEA
ENERO 1984 ESC.

NOTAS

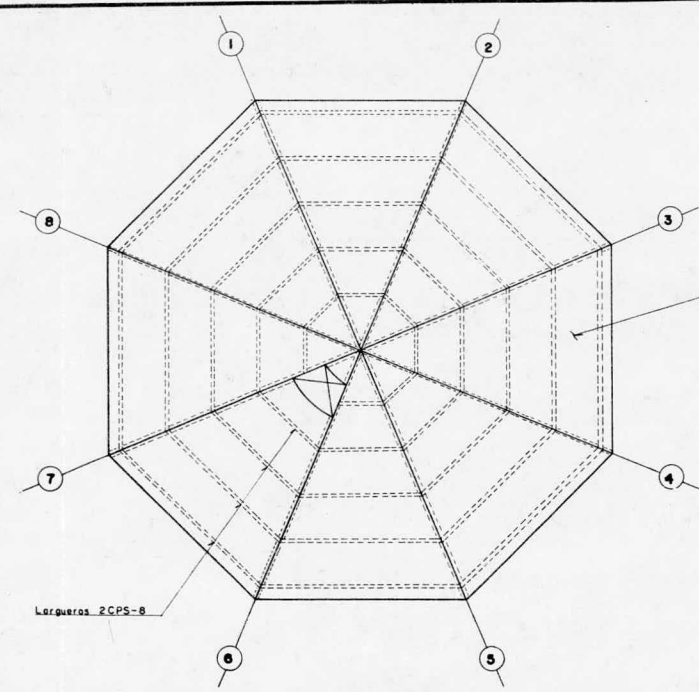
Se usara Acero Estructural A-36
 Fy: 2350 Kg/cm²

Los traves al conectarse al eje central se desdoblara L:105mm.

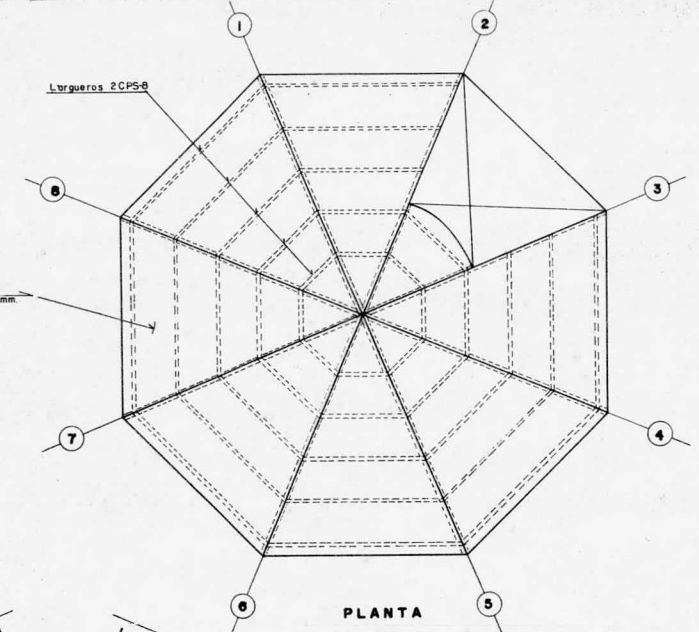
Soldadura, E-60
 Esfuerzo Permisible: 9500 Kg/cm²

Los medidos de soldadura, piezas y secciones esta cotado en: mm y plg.

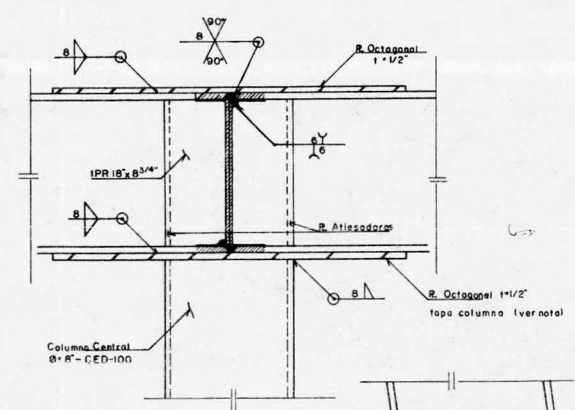
DIRECTOR LIC. SERGIO ROSAS ROMERO	
COORDINADOR DE INGENIERIA: ING. JUAN ANTONIO GOMEZ V.	DIRECTOR DE TESIS: ING. CLAUDIO MERRFIELD C.
DISENO: EMMA QUIROZ CERVANTES	DIBUJO: EMMA QUIROZ CERVANTES



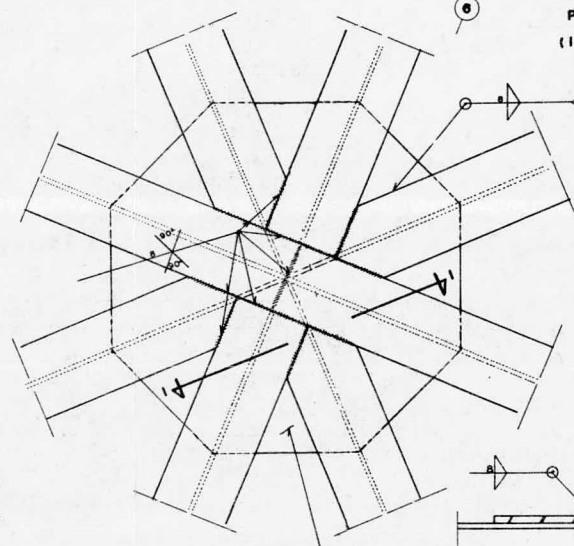
PLANTA (2o Nivel)



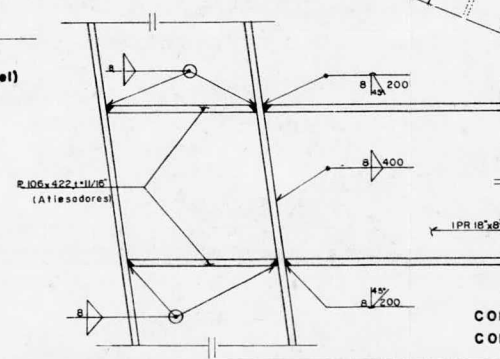
PLANTA (1er Nivel)



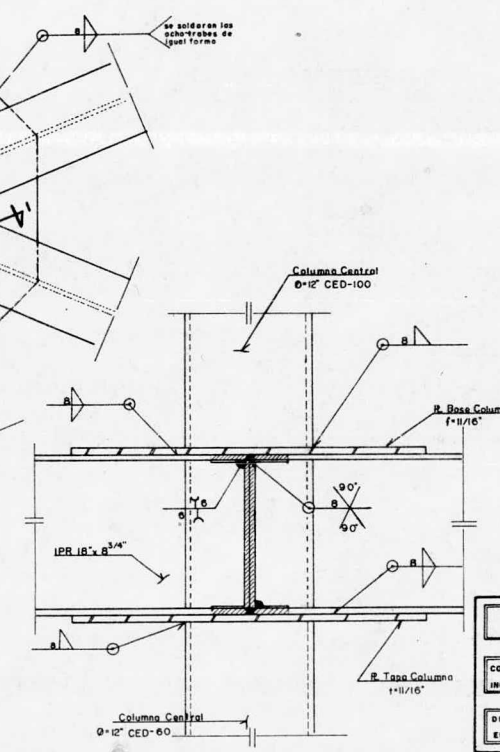
CORTE I-I (2o Nivel)



UNION CENTRAL TIPO



CONEXION-TIPO COLUMNA-TRABE

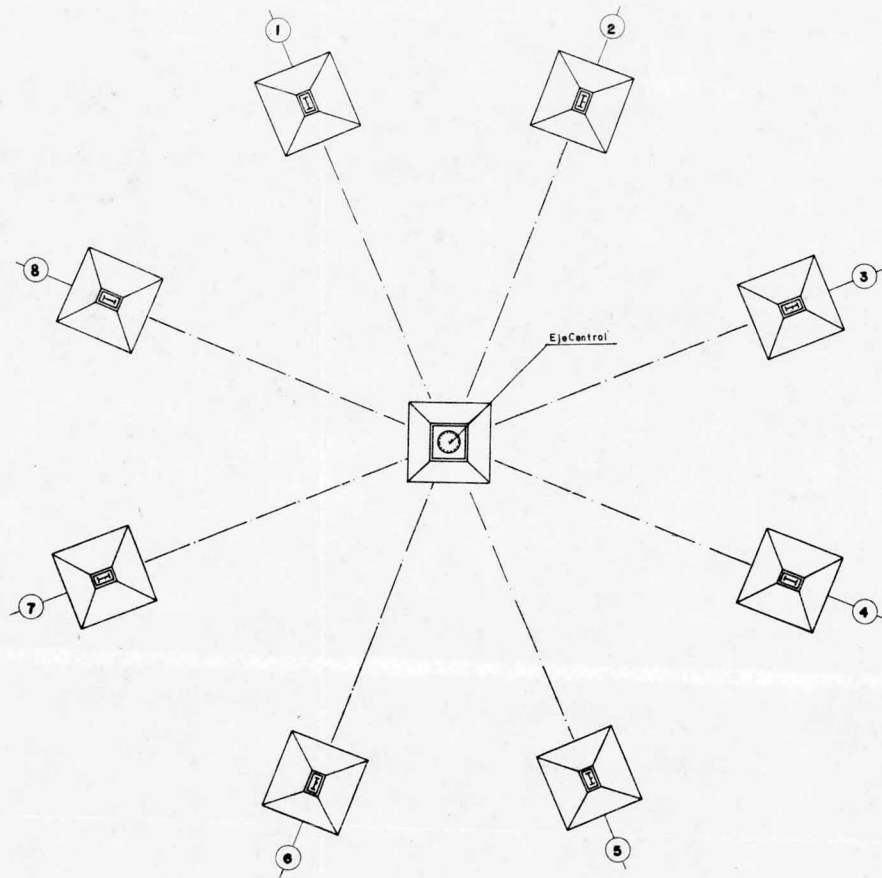


CORTE I-I (1er Nivel)

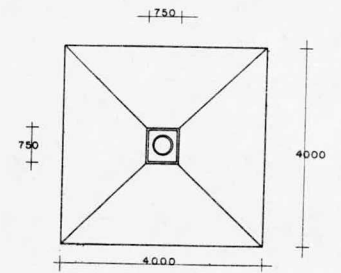
NOTAS

- Se usará Acero Estructural A-36 Esfuerzo Permissible = 955 Kg/cm²
- Soldadura E-60 Esfuerzo Permissible = 955 Kg/cm²
- Todas las placas de apoyo de entra. piso tendrán la siguiente dimension: 800x800mm y se harán cortes en cada esquina de 170x170mm. en forma de triángulos.
- Los traveses al conectarse en el nudo central, se despatillarán; una longitud = 105 mm.
- Acotado en: mm. y pligs.

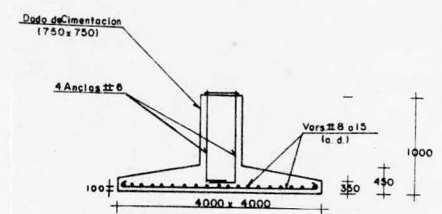
DIRECTOR LIC. SERGIO ROSAS ROMERO	
COORDINADOR DE INGENIERIA: ING. JUAN ANTONIO GOMEZ V.	DIRECTOR DE TESIS: ING. CLAUDIO MERRFIELD C.
DISEÑO: EMMA QUIROZ CERVANTES	DIBUJO: EMMA QUIROZ CERVANTES



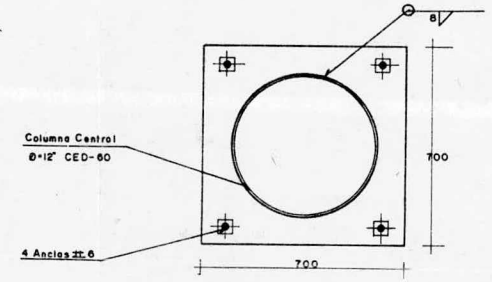
PLANTA DE CIMENTACION



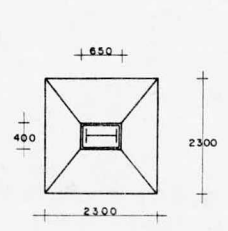
PLANTA
(Eje Central)



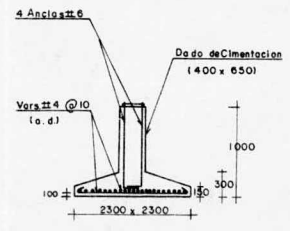
ZAPATA CENTRAL
(Eje Central)



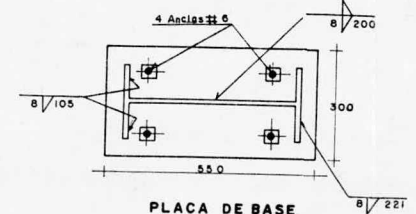
PLACA DE BASE
(1:1.37)
(Eje Central)



PLANTA



ZAPATA TIPO
(Ejes: 1, 2, 3, ..., 8)



PLACA DE BASE
(1:3/4")
(Ejes: 1, 2, ..., 8)

C-1
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ARAGON"
TRABAJO: TESIS PROFESIONAL
OBRA: SUCURSAL BANCARIA
UBICACION: CALZADA VALLEJO
PLANO: ZAPATAS AISLADAS
ENERO 1984 ESC.

NOTAS

Resistencia del terreno = $w'10 \text{ t/m}^2$
 Concreto, $f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
 Varillas, $F_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$
 Acero estructural = $F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$
 Soldadura, E-60
 Acolaciones en mm.

DIRECTOR LIC. SERGIO ROSAS ROMERO.	
COORDINADOR DE INGENIERIA: ING. JUAN ANTONIO BOMEZ V.	DIRECTOR DE TESIS: ING. CLAUDIO HERRIFIELD C.
DISEÑO: EMMA QUIROZ CERVANTES.	DEBIDO: EMMA QUIROZ CERVANTES.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Jack C. McCormac.
Diseño de Estructuras Metálicas.
Representaciones y Servicios de Ingeniería,S.A.
México 1972.
- 2.- Boris Bresler, T.Y.Lin, John B. Scalzi.
Diseño de Estructuras de Acero.
Ed. Limusa-Wiley,S.A. México 1980.
- 3.- Oscar de Buén López de Heredia.
Estructuras de Acero,Comportamiento y Diseño.
Ed. Limusa-Wiley,S.A. México 1982.
- 4.- C.Prenzlów,Ingeniero.
Cálculo de Estructuras por el Método de Cross.
Ed. Gustavo Gilli,S.A. Barcelona 1977.
- 5.- Requisitos de Seguridad y Servicio para las Estructuras(400 , -
Número de Publicación).Titulo IV del Reglamento de Construc -
ciones para el D.F. Publicaciones del Instituto de Ingeniería
Julio 1977.
- 6.- Manual de Diseño por Sismo.
Publicaciones del Instituto de Ingeniería.
- 7.- Compendio del Manual para Constructores A.H.M.S.A.
Altos Hornos de México,S.A. 1971.



Impresos "Maya"

BOLIVIA 13-A MEXICO 1, D. F.
TEL 542-83-99