

29159

# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA



“REFUERZO DE ESTRUCTURAS A BASE DE  
MARCOS DE CONCRETO REFORZADO  
UTILIZANDO CABLES DE ALTA RESISTENCIA”

**TESIS PROFESIONAL**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
**INGENIERO CIVIL**  
P R E S E N T A :  
**GONZALO RUBIO CHAVEZ**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



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

	Pag.
I INTRODUCCIÓN	
1.1 Aspectos generales	2
1.2 Objetivo de la tesis	3
1.3 Organización de la tesis	3
II ESTRUCTURA A REFORZAR	
2.1 Descripción de la estructura	5
2.2 Análisis sísmico de la estructura	9
III REFUERZO DE LA ESTRUCTURA UTILIZANDO CABLES DE ALTA RESISTENCIA	
3.1 Análisis sísmico de la estructura reforzada	27
3.2 Revisión de elementos estructurales	39
IV DISEÑO DE ATRAQUES PARA ANCLAR CABLES	
4.1 Diseño de atraques para anclar cables en cimentación	63
4.2 Diseño de atraques para anclar cables en azotea	74
V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	
5.1 Conclusiones	78
5.2 Recomendaciones	78
Bibliografía	89

## I INTRODUCCION

### 1.1 Aspectos generales

Como consecuencia del fenómeno sísmico ocurrido el 19 de Septiembre de 1985, múltiples edificios e instalaciones de carácter público y privado sufrieron daños de distinta magnitud e inclusive, en muchos casos, la destrucción de los mismos.

Con los resultados obtenidos por la Comisión Evaluadora del Sismo, el Departamento del Distrito Federal ha determinado la necesidad de revisar y actualizar las normas vigentes en materia de diseño estructural; controlando asimismo los usos originales de las obras autorizadas, con el fin de reducir el nivel de riesgo para sus habitantes e introduciendo elementos que refuercen la estabilidad de las edificaciones e instalaciones para garantizar un grado óptimo de seguridad en su utilización.

En la aplicación del nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal se observan requerimientos más estrictos, por ejemplo:

- Incrementos en los coeficientes para la obtención de fuerzas sísmicas.
- Incrementos en las cargas de diseño.
- Reducciones en los factores de resistencia de los materiales.
- Reducciones en los factores de ductilidad de las estructuras, ahora, factores de comportamiento sísmico.
- Reducciones en los desplazamientos laterales admisibles de las estructuras, para el sismo de diseño.
- Limitaciones en el refuerzo transversal en vigas y columnas.

Debido a la gran cantidad de edificios existentes que no cumplen con el nuevo reglamento, se deberán de revisar y reforzar en base a las nuevas Normas de Construcción todos los edificios del grupo A con el fin de que cumplan con éstas, y brinden seguridad a sus usuarios durante futuros sismos.

En consecuencia se tendrá que reforzar una gran cantidad de edificios con diversas características estructurales y por lo tanto se deberá escoger el refuerzo adecuado para cada uno de ellos.

En esta tesis se trataran las estructuras formadas por marcos de concreto. Existen diversas alternativas para aumentar la resistencia de este tipo de estructuras contra fuerzas

sismicas, por ejemplo :

- Construyendo muros entre las columnas de un marco y ligandolos a las trabes y columnas del mismo; estos pueden ser de concreto o mamposteria y su principal función es la de absorber el cortante que provoca a la estructura el sismo, de ahi el nombre de muros de cortante.
- Contraventeando marcos con perfiles metalicos, formando con ellos una armadura, la cual aumenta la capacidad de la estructura para resistir fuerzas sismicas, asi como, restringir los desplazamientos laterales de la misma.
- Aumentando las secciones de los elementos resistentes a fuerzas sismicas, o sea trabes y columnas.
- Una nueva alternativa es la de contraventear marcos de concreto mediante cables de alta resistencia. Este tipo de refuerzo trae como consecuencia problemas constructivos y de diseño que no se han resuelto antes.

### 1.2 Objetivo de la tesis.

El objetivo de esta tesis es mostrar de una manera practica la forma de reforzar una estructura formada por marcos de concreto, contraventeandola con cables de alta resistencia; apoyándose para su explicación en una estructura real. Dicho refuerzo se basa en el cumplimiento de las normas en materia de diseño estructural dictadas por el Departamento del Distrito Federal.

### 1.3 Organización de la tesis.

En el capítulo II se describe y muestra mediante croquis la estructura a reforzar, posteriormente se realiza un análisis sísmico de la misma, comparándose los resultados obtenidos con los requeridos por el nuevo reglamento; concluyendo que existe la necesidad de reforzarla.

En el capítulo III se analiza la estructura reforzada con el sistema de cables de alta resistencia, y los resultados obtenidos se comparan con los requeridos por el reglamento vigente; concluyendo que el refuerzo propuesto es aceptable. Posteriormente se revisan los elementos estructurales importantes, como son :

- Cables de refuerzo.
- Muros.
- Columnas.

En el capítulo IV se diseñan los anclajes de los cables en la cimentación y losa de azotea, conforme a las normas vigentes, mostrándose croquis de esos detalles.

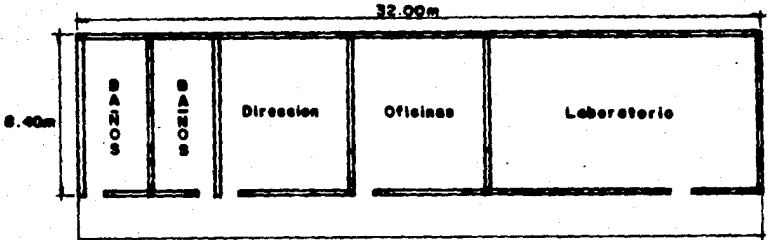
En el capítulo V se dan algunas recomendaciones para la aplicación de este sistema en el refuerzo de estructuras similares a la tratada en esta tesis, y se concluye cuáles son las ventajas y desventajas de este sistema de refuerzo.

## II ESTRUCTURA A REFORZAR

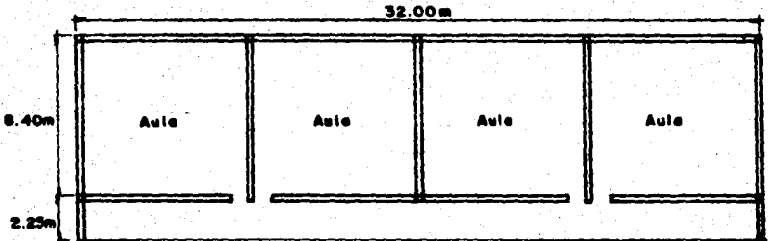
### 2.1 Descripción de la Estructura.

El edificio de tres niveles representado esquemáticamente en el croquis está ubicado en la Ciudad de México, en una zona identificada como terreno compresible. La construcción se clasifica como del grupo A, ya que es una escuela.

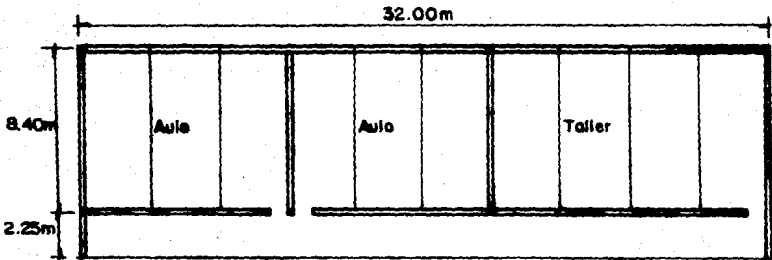
Croquis :



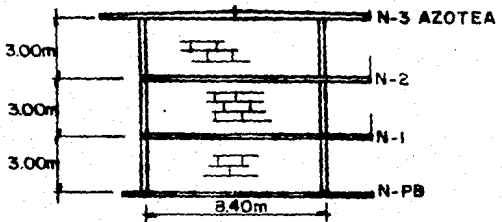
**PLANTA BAJA**



**PLANTA 1er Nivel**

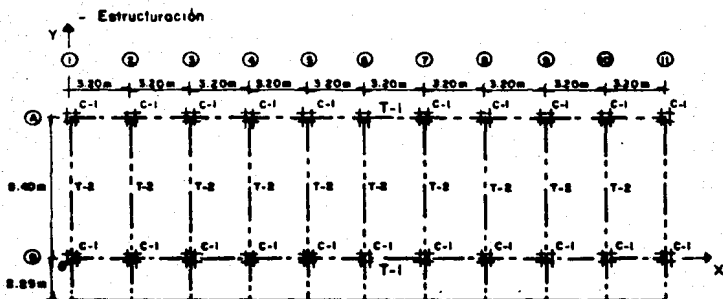


**PLANTA 2º NIVEL**

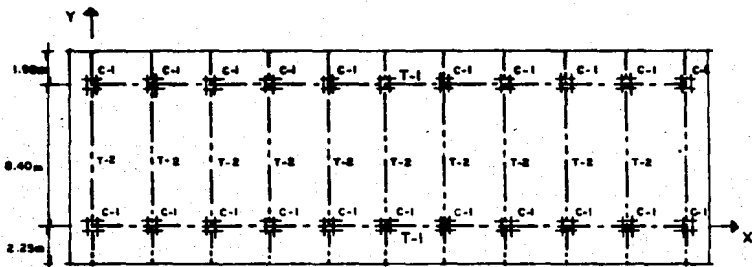


**ALZADO**





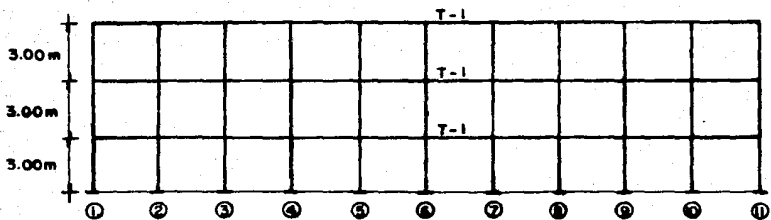
**PLANTA ENTREPISO**



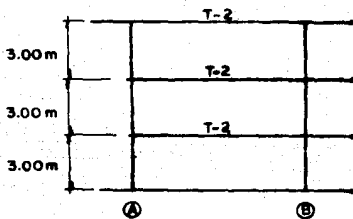
**PLANTA AZOTEA**

- □ - □ - Columna C-1 (25X55)  
 - - - - - Trabe T-1 (20X45)  
 - · - · - Trabe T-2 (25X45)

Losa Entrepiso e=11cm  
 Losa Azotea e=10cm



**MARCO EJE LETRA**



**MARCOS EJES NUMERO**

## 2.2 Análisis Sísmico de la Estructura.

De acuerdo al capítulo 2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, el cual trata de la elección del tipo de análisis, nuestra estructura se podrá analizar mediante el método estático, ya que no excede los 50 m de altura.

### a) Determinación de Cargas Verticales.

#### - Especificación de cargas

##### Azotea

Losa de concreto de 10 cm	$0.10 * 2400 =$	240 kg/m <sup>2</sup>
Carga muerta adicional por losa		20 kg/m <sup>2</sup>
Impermeabilizante		30 kg/m <sup>2</sup>
Mortero de asiento de 3 cm	$0.03 * 2200 =$	66 kg/m <sup>2</sup>
Carga muerta adicional por firme		20 kg/m <sup>2</sup>
Enlaurillado	$0.03 * 1667 =$	50 kg/m <sup>2</sup>
Instalaciones		35 kg/m <sup>2</sup>

---

Carga muerta total en azotea = 461 kg/m<sup>2</sup>

Carga viva máxima en azotea = 100 kg/m<sup>2</sup>

Carga viva accidental = 70 kg/m<sup>2</sup>

Carga vertical total = 561 kg/m<sup>2</sup>

Carga vertical para combinarse con sismo = 531 kg/m<sup>2</sup>

##### Entrepiso

Losa de concreto de 11 cm	$0.11 * 2400 =$	264 kg/m <sup>2</sup>
Carga muerta adicional por losa		20 kg/m <sup>2</sup>
Firme de cemento-arena de 3 cm	$0.03 * 2200 =$	66 kg/m <sup>2</sup>
Carga muerta adicional por firme		20 kg/m <sup>2</sup>
Instalaciones		35 kg/m <sup>2</sup>
Paredes divisorias y pretilas		135 kg/m <sup>2</sup>

---

Carga muerta total en entrepiso = 540 kg/m<sup>2</sup>

Carga viva máxima en entrepiso = 350 kg/m<sup>2</sup>

Carga viva accidental en entrepiso = 250 kg/m<sup>2</sup>

Carga vertical total = 890 kg/m<sup>2</sup>

Carga vertical para combinarse con sismo = 790 kg/m<sup>2</sup>

Las cargas muertas adicionales por losa de azotea y entrepiso, se tomaron en base a lo que marca el reglamento en su artículo 197, de igual forma se tomaron cargas muertas adicionales por firmes en azotea y entrepiso.

Los valores de las cargas vivas máximas y accidentales en azotea y entrepiso se tomaron de la tabla de cargas vivas unitarias del reglamento.

La combinación de cargas vivas con la carga muerta en azotea y entrepiso se hizo de acuerdo al artículo 199 del reglamento.

#### Trabes y columnas

Elemento	Sección	Peso Vol.	W
Trabes ejes número	0.25 * 0.35	2400 kg/m <sup>3</sup>	210 kg/m
Trabes ejes letra	0.20 * 0.35	2400 kg/m <sup>3</sup>	168 kg/m
Columnas	0.25 * 0.55	2400 kg/m <sup>3</sup>	330 kg/m

#### b) Obtención de peso por nivel.

##### - Cálculo de W 3

$$W 3 = ( W_{azotea} * A_{azotea} ) + P_{o.Po. Trabes} + P_{o.Po. Columnas}$$

$$W 3 = [ 531 * ( 401.6 + 30.12 ) ] + ( 138.05 * 210 ) + ( 64 * 168 ) + ( 35 * 330 ) = 279,876 \text{ kg}$$

$$W 3 = 279.9 \text{ Ton}$$

##### - Cálculo de W 2 y W 1

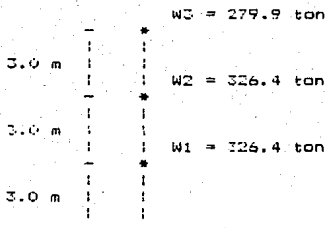
$$W 2,1 = ( W_{entrepiso} * A_{entrepiso} ) + P_{o.Po. Trabes} + P_{o.Po. Columnas}$$

$$W 2,1 = ( 790 * 340.8 ) + [ ( 117.15 * 210 ) + ( 64 * 168 ) ] + ( 66 * 330 ) = 326,365 \text{ kg}$$

$$W 2,1 = 326.4 \text{ Ton}$$

Para la obtención de los pesos por nivel se multiplicó el área del entrepiso por su correspondiente carga unitaria ( para combinarse con sismo ) y se sumó el peso de las trabes y columnas que se encuentran en él.

- Resumen :



c) Obtencion de Fuerzas Sismicas.

- Determinacion del coeficiente sismico " C ".

El coeficiente sismico para las construcciones clasificadas como del grupo B en el articulo 174 del reglamento, se tomara igual a 0.4 en la zona III; como nuestra estructura pertenece al grupo A se incrementara en un 50 por ciento.

$$C = 0.4 + 1.5 = 0.6$$

$$C = 0.6$$

- Determinacion del factor de comportamiento sismico " Q ".

El edificio está estructurado a base de marcos regulares de concreto en la dirección " X " y en la dirección " Y ". Se consideran por tanto aplicables los siguientes valores de " Q ".

$$Q_x = 2.0$$

$$Q_y = 2.0$$

Los valores anteriores se obtuvieron de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo capítulo 5. III.

Tabla 2.2.1 Fuerzas Sísmicas y Cortantes

Nivel	Entre piso	Wi (ton)	hi (m)	Wihi (ton-m)	Pi (ton)	Vi (ton)
3	3	279.9	9.0	2516.4	129.10	129.10
2	2	326.4	6.0	1958.4	100.47	229.57
1	1	326.4	3.0	979.2	50.24	279.81
Suma		932.7		5454.0		

$$P_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} * C_s * S W_i ; \quad C_s = \frac{C}{\gamma Q}$$

d) Obtención de Fuerzas Sísmicas en los diferentes marcos de la Estructura.

- Cálculo de la posición de las fuerzas cortantes.

Tabla 2.2.2 Dirección " X " .

Nivel	Pi (ton)	yi (m)	Piyi (ton-m)	S Piyi (ton-m)	Vix (ton)	Yi (m)
3	129.10	4.03	520.27	520.27	129.10	4.03
2	100.47	3.08	309.45	829.72	229.57	3.01
1	50.24	3.06	154.74	984.46	279.81	3.52

$$Y_i = \frac{\sum P_i x_i * y_i}{V_{ix}}$$

Tabla 2.2.3 Dirección " Y " .

Nivel	Pi (ton)	xi (m)	Pixi (ton-m)	S Pixi (ton-m)	Viy (ton)	Xi (m)
3	129.10	16.00	2065.60	2065.60	129.10	16.0
2	100.47	16.00	1607.52	3673.12	229.57	16.0
1	50.24	16.00	803.84	4476.96	279.81	16.0

$$X_i = \frac{\sum P_i y_i * x_i}{V_{iy}}$$

- Calculo del centro de torsion.

Tabla 2.2.4 Marcos en la Direccion " X " .

Entrepiso	Eje A		Eje B		S ky	S(ky * x)	Yt
	ky	x	ky	x			
3	2642.9	8.4	2642.9	0.0	5285.8	22200.36	4.2
2	3065.1	8.4	3065.1	0.0	6130.2	25749.36	4.2
1	3864.8	8.4	3864.8	0.0	7729.6	32464.32	4.2

$$Yt = \frac{S(ky * x)}{S ky} \quad ; \quad ky \text{ [ton/m]}, \quad x \text{ [m]}, \quad Yt \text{ [m]}$$

Tabla 2.2.5 Marcos en la Direccion " Y " .

Entrepiso	Eje 1		Eje 2		Eje 3		Eje 4	
	ky	x	ky	x	ky	x	ky	x
3	427.6	0.0	427.6	3.2	427.6	6.4	427.6	9.6
2	619.3	0.0	619.3	3.2	619.3	6.4	619.3	9.6
1	1681	0.0	1681	3.2	1681	6.4	1681	9.6

Entrepiso	Eje 5		Eje 6		Eje 7		Eje 8	
	ky	x	ky	x	ky	x	ky	x
3	427.6	12.8	427.6	16.0	427.6	19.2	427.6	22.4
2	619.3	12.8	619.3	16.0	619.3	19.2	619.3	22.4
1	1681	12.8	1681	16.0	1681	19.2	1681	22.4

Entrepiso	Eje 9		Eje 10		Eje 11	
	ky	x	ky	x	ky	x
3	427.6	25.6	427.6	28.8	427.6	32.0
2	619.3	25.6	619.3	28.8	619.3	32.0
1	1681	25.6	1681	28.8	1681	32.0

Entrepiso	S ky	S(ky * x)	Xt	xt =	
				S(ky * x)	S ky
3	4703.6	75257.6	16.0		
2	6812.3	108996.8	16.0		
1	18491	295856.0	16.0		

ky [ton/m], x [m], Xt [m]

Los sistemas de piso son losas y vigas de concreto cuya rigidez en el plano horizontal es muy alta, de manera que en cada entrepiso, cada marco toma una fracción de la fuerza sísmica proporcional a su rigidez. Para la estimación de la rigidez de entrepiso de cada marco se utilizó un programa para análisis de marcos planos. Estos marcos se cargaron con fuerzas laterales muy grandes, y de acuerdo al desplazamiento de cada entrepiso se determinó su rigidez.

La fuerza cortante que resulta en cada marco será la suma de una fracción de la cortante de entrepiso proporcional a su rigidez (cortante directo) más la cortante que se induce por el momento torsionante (cortante por torsión).

- Cálculo de los momentos torsionantes por entrepiso.

Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la e. centricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguientes:

$$e1 = (1.5 * es) + (0.1 * b)$$

$$e2 = es - (0.1 * b)$$

donde:

es: excentricidad torsional de rigideces calculada.

b: mayor dimensión en planta del entrepiso, medida perpendicularmente a la dirección del sismo.

Vease capítulo 8 inciso b de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

Tabla 2.2.6 Sismo en Dirección " X "

Entrepiso	Vv (m)	Vt (m)	es=Vv-Vt (m)	b (m)	e1 (m)	e2 (m)	Vx (ton)
3	4.03	4.20	-0.17	12.55	-1.51	1.09	129.10
2	3.61	4.20	-0.59	10.65	-1.95	0.48	229.57
1	3.52	4.20	-0.68	10.65	-2.09	0.39	279.81

Entrepiso	M1x = Vx * e1 (ton-m)	M2x = Vx * e2 (ton-m)
3	-194.94	140.72
2	-447.58	110.19
1	-584.80	109.13



Tabla 2.2.7 Sismo en Dirección " y "

Entrepiso	X <sub>t</sub> (m)	X <sub>1</sub> (m)	eS=X <sub>1</sub> -X <sub>t</sub> (m)	p (m)	e1 (m)	e2 (m)	V <sub>y</sub> (ton)
3	16.0	16.0	0.0	34.4	3.44	-3.44	129.10
2	16.0	16.0	0.0	32.0	3.20	-3.20	229.97
1	16.0	16.0	0.0	32.0	3.20	-3.20	279.81

Entrepiso	M1y = V <sub>y</sub> * e1 (ton-m)	M2y = V <sub>y</sub> * e2 (ton-m)
3	444.10	-444.10
2	734.62	-734.62
1	895.39	-895.39

- Distribucion de fuerzas cortantes sismicas en los marcos.

De acuerdo al capítulo 8 inciso B de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo los efectos de ambas componentes horizontales del movimiento del terreno se combinaran tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100% de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30% de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que para cada concepto resulte más desfavorable.

De acuerdo a lo expresado en el parrafo anterior y a lo expuesto en el parrafo referente a la fuerza cortante resultante por marco, se elaboran las tablas siguientes.

- Entrepiso 3

Tabla 2.2.8 Sismo en Dirección " X "

Marco	kx (ton/m)	y (m)	Y=y-Yt (m)	kx*Y (ton)	kx*Y <sup>2</sup> (ton-m)	Vdx (ton)	Vtx (ton)	Vty (ton)	0.3Uty (ton)
A	2642.9	8.4	4.2	11100.2	46620.8	64.55	2.72	8.57	2.57
B	2642.9	0.0	-4.2	-11100.2	46620.8	64.55	3.76	8.57	2.57
Suma	5285.8			00000.0	93241.6	129.1			

Marco	V diseño (ton)	Vdx = Vx * $\frac{kx}{\sum kx}$	Vtx = $\frac{Mx * kx * y}{Ro}$	Vty = $\frac{My * kx * Y}{Ro}$
A	69.94			
B	70.88			

Tabla 2.2.9 Sismo en Direccion " Y " .

Marco eje	ky (ton/m)	x (m)	A=ky*x (m)	ky*x (ton)	kx*A <sup>2</sup> (ton-m)	Vdy (ton)	Vty (ton)	Vtx (ton)	0.3Vtx (ton)
1	427.6	0.0	-16.0	-6841.6	108465.6	11.74	5.29	2.32	0.70
2	427.6	3.2	-12.8	-5473.3	70056.0	11.74	4.27	1.88	0.56
3	427.6	6.4	-9.6	-4105.0	29407.6	11.74	3.17	1.39	0.42
4	427.6	9.6	-6.4	-2736.6	17514.5	11.74	2.11	0.93	0.28
5	427.6	12.8	-3.2	-1368.3	4378.6	11.74	1.06	0.46	0.14
6	427.6	16.0	0.0	0000.0	0000.0	11.74	0.00	0.00	0.00
7	427.6	19.2	3.2	1368.3	4378.6	11.74	1.06	0.46	0.14
8	427.6	22.4	6.4	2736.6	17514.5	11.74	2.11	0.93	0.28
9	427.6	25.6	9.6	4105.0	39407.6	11.74	3.17	1.39	0.42
10	427.6	28.8	12.8	5473.3	70056.0	11.74	4.23	1.88	0.56
11	427.6	32.0	16.0	6841.6	108465.6	11.74	5.29	2.32	0.70
Suma	14703.6			0000.0	481648.6	129.14			

Marco eje	V diseño (ton)	
1	17.73	$Vdy = Vy + \frac{ky}{S ky} ; Ro = S (kx*Y^2 + ky*X^2)$
2	16.53	
3	15.33	
4	14.13	$Vty = \frac{My * ky*X}{Ro} ; Vtx = \frac{Mx * ky*X}{Ro}$
5	12.94	
6	11.74	$V \text{ diseño " X " } = Vdx + Vtx + (0.3Vty)$
7	12.94	
8	14.13	$V \text{ diseño " Y " } = Vdy + Vty + (0.3Vtx)$
9	15.33	
10	16.53	
11	17.73	

- Entrepiso 2.

Tabla 2.2.10 Sismo en Direccion " x " .

Marco eje	kx (ton/m)	y (m)	Y=y-yt (m)	kx*Y (ton)	kx*Y <sup>2</sup> (ton-m)	Vdx (ton)	Vtx (ton)	Vty (ton)	0.3Vty (ton)
A	3065.1	8.4	4.2	12875.4	54069.4	114.8	1.76	11.74	3.52
B	3065.1	0.0	-4.2	-12873.4	54068.4	114.8	7.15	11.74	3.52
Suma	6130.2			000.0	108136.8	229.6			

Marco	V diseño
eje	(ton)
A	120.08
B	125.47

Tabla 2.2.11 Sismo en Direccion " Y " .

Marco	ky	x	x=x-Xt	ky*X	ky*X <sup>2</sup>	Vdy	Vty	Vtx	0.3Vtd
eje	(ton/m)	(m)	(m)	(ton)	(ton-m)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)
1	619.3	00.0	-16.0	-9908.8	158540.8	20.9	9.03	5.51	1.65
2	619.3	3.2	-12.8	-7927.0	101466.1	20.9	7.23	4.40	1.32
3	619.3	6.4	-9.6	-5945.3	57074.7	20.9	5.42	3.30	0.99
4	619.3	9.6	-6.4	-3963.5	25366.5	20.9	3.61	2.20	0.66
5	619.3	12.8	-3.2	-1981.8	6341.6	20.9	1.81	1.10	0.33
6	619.3	16.0	0.0	0000.0	0000.0	20.9	0.00	0.00	0.00
7	619.3	19.2	3.2	1981.8	6341.6	20.9	1.81	1.10	0.33
8	619.3	22.4	6.4	3963.5	25366.5	20.9	3.61	2.20	0.66
9	619.3	25.6	9.6	5945.3	57074.7	20.9	5.42	3.30	0.99
10	619.3	28.8	12.8	7927.0	101466.1	20.9	7.23	4.40	1.32
11	619.3	32.0	16.0	9908.8	158540.8	20.9	9.03	5.51	1.65
Suma	6812.3			0000.0	677379.4	229.9			

Marco	V diseño
eje	(ton)
1	31.58
2	29.45
3	27.31
4	25.17
5	23.04
6	20.90
7	23.04
8	25.17
9	27.31
10	29.45
11	31.58

- Entrepiso 1.

Tabla 2.2.12 Sismo en Dirección " X " .

Marco / eje	kx (ton/m)	y (m)	Yy-Yt (m)	kx*Y (ton)	kx*Y <sup>2</sup> (ton-m)	Vdx (ton)	Vtx (ton)	Vty (ton)	0.3Vty (ton)
A	3864.8	8.4	4.2	16232.2	68175.1	139.91	0.87	7.16	2.15
B	3864.8	0.0	-4.2	-16232.2	68175.1	139.91	4.68	7.16	2.15
Suma	7729.6			00000	136350.2	279.82			

Marco / eje	V diseño (ton)
A	142.93
B	146.74

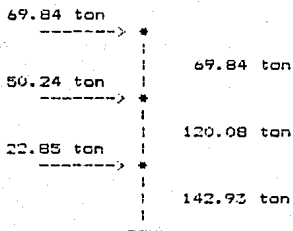
Tabla 2.2.13 Sismo en Dirección " Y " .

Marco / eje	ky (ton/m)	x (m)	Xx-Xt (m)	ky*X (ton)	ky*X <sup>2</sup> (ton-m)	Vdy (ton)	Vty (ton)	Vtx (ton)	0.3Vtx (ton)
1	1681	00.0	-16.0	-26896.0	430336.0	25.4	11.86	7.75	2.33
2	1681	3.2	-12.8	-21516.8	275415.0	25.4	9.49	6.20	1.86
3	1681	6.4	-9.6	-16137.6	154921.0	25.4	7.12	4.65	1.40
4	1681	9.6	-6.4	-10758.4	88853.8	25.4	4.75	3.10	0.93
5	1681	12.8	-3.2	-5379.2	17213.4	25.4	2.37	1.55	0.47
6	1681	16.0	0.0	0000.0	00000.0	25.4	0.00	0.00	0.00
7	1681	19.2	3.2	5379.2	17213.4	25.4	2.37	1.55	0.47
8	1681	22.4	6.4	10758.4	88853.8	25.4	4.75	3.10	0.93
9	1681	25.6	9.6	16137.6	154921.0	25.4	7.12	4.65	1.40
10	1681	28.8	12.8	21516.8	275415.0	25.4	9.49	6.20	1.86
11	1681	32.0	16.0	26896.0	430336.0	25.4	11.86	7.75	2.33
Suma	19471				1893478.4	279.8			

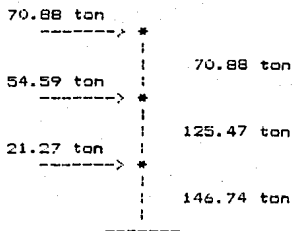
Marco / eje	V diseño (ton)
1	39.63
2	36.79
3	33.96
4	31.12
5	28.28
6	25.44

Marco / eje	V diseño (ton)
7	28.28
8	31.12
9	33.96
10	36.79
11	39.63

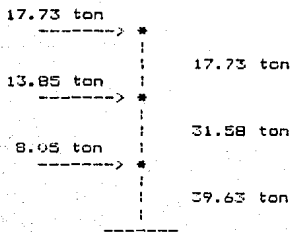
- Fuerzas sismicas en marcos.



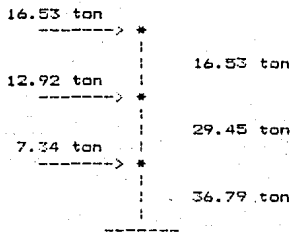
Marco eje A



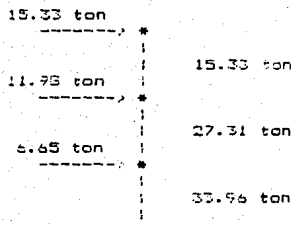
Marco eje B



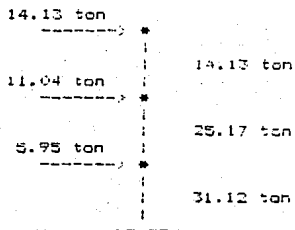
Marco eje 1 y 11



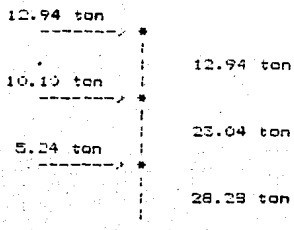
Marco eje 2 y 10



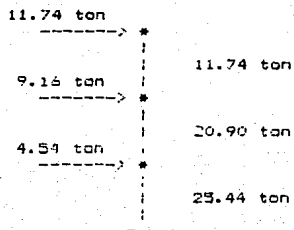
Marco eje 3 y 9



Marco eje 4 y 8



Marco eje 5 y 7



Marco eje 6

- Efectos de segundo orden y revisión de desplazamientos.

Deberán tomarse en cuenta en el análisis los efectos de segundo orden, esto es, los momentos y cortantes adicionales provocados por las cargas verticales al obrar en la estructura desplazada lateralmente. En base a lo anterior se puede decir que restringiendo los desplazamientos laterales de la estructura dichos efectos se pueden llegar a despreciar.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo en el capítulo de Análisis Sísmico Estático, indica que se deben considerar los efectos de segundo orden cuando no se cumpla la siguiente relación.

$$\frac{d}{h} < \frac{0.08 + V}{W}$$

donde :

- d: diferencia en desplazamientos laterales entre dos niveles consecutivos.
- h: diferencia de alturas correspondiente a los dos niveles en cuestión.
- V: fuerza cortante calculada en el entrepiso.
- W: peso de la construcción, incluyendo cargas muertas y vivas, que obran encima de la elevación que se considera.

Uno de los objetivos básicos del diseño sísmico, consiste en evitar daños a la estructura en temblores moderados. Dicho objetivo se trata de cumplir limitando los desplazamientos laterales de la estructura. Por lo tanto de acuerdo al artículo 209 del reglamento, la diferencia entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos devidos a las fuerzas cortantes horizontales, no excederán a 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que los elementos incapases de soportar deformaciones apreciables, como los muros de mampostería, estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por las deformaciones de ésta. En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012. Lo cual para nuestro caso lo están.

- Entrepiiso 3

Direccion " X " .

$$D = \frac{V}{k} = \frac{129.10}{5285.8} = 0.0244$$

$$D = 2.44 \text{ cm} ; d = D \cdot Q$$

$$d = 2.44 \cdot 2 = 4.88 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{4.88}{300} = 0.016267$$

$$\frac{0.08 \cdot V}{W} = \frac{0.08 \cdot 129.10}{279.90} = 0.036899$$

$0.016267 < 0.036899$  . . no se considerarán efectos de segundo orden.

$$\frac{d}{h} = 0.016267 > 0.012 \text{ . . no se acepta por desplazamientos.}$$

Direccion " Y " .

$$D = \frac{V}{k} = \frac{129.10}{4703.5} = 0.027447$$

$$D = 2.74 \text{ cm} ; d = D \cdot Q$$

$$d = 2.74 \cdot 2 = 5.49 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{5.49}{300} = 0.0183$$

$$\frac{d}{h} = 0.0183 < \frac{0.8 \cdot V}{W} \text{ . . no se considerarán efectos de segundo orden.}$$

$0.0183 > 0.012$  . . no se acepta por desplazamientos.



- Entrepiso 2

Dirección " X " .

$$D = \frac{V}{k} = \frac{229.57}{6130.2} = 0.03745$$

$$D = 3.745 \text{ cm} ; d = D \cdot Q$$

$$d = 3.745 \cdot 2 = 7.49 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{7.49}{300} = 0.02497$$

$$\frac{0.08 \cdot V}{W} = \frac{0.08 \cdot 229.57}{279.9 + 326.4} = 0.03029$$

$0.02497 < 0.03029$  . . . no se consideraran efectos de segundo orden.

$\frac{d}{h} = 0.02497 > 0.012$  . . . no se acepta por desplazamientos.

Dirección " Y " .

$$D = \frac{V}{k} = \frac{229.57}{6812.3} = 0.0337$$

$$D = 3.37 \text{ cm} ; d = D \cdot Q$$

$$d = 3.37 \cdot 2 = 6.74 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{6.74}{300} = 0.022466$$

$\frac{d}{h} = 0.022466 < \frac{0.8 \cdot V}{W}$  . . . no se consideraran efectos de segundo orden.

$0.022466 > 0.012$  . . . no se acepta por desplazamientos.

- Entrepiso 1

Dirección X

$$D = \frac{V}{k} = \frac{279.81}{7729.6} = 0.0362$$

$$D = 3.62 \text{ cm} \quad ; \quad d = D \cdot Q$$

$$d = 3.62 \cdot 2 = 7.24 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{7.24}{300} = 0.0241$$

$$\frac{0.08 \cdot V}{W} = \frac{0.08 \cdot 279.81}{932.7} = 0.024$$

0.0241 = 0.024  $\therefore$  se considerarán efectos de segundo orden.

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

$$W_u = 1.1 \cdot 932.7 = 1025.97$$

$$f_a = 1 + \frac{\frac{1025.97}{3}}{\frac{7729.6}{2} - 1.2 \cdot \frac{1025.97}{3}} = 1.1$$

$$d = 1.1 \cdot 7.24 = 7.964 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{7.964}{300} = 0.026547$$

0.026547 > 0.012  $\therefore$  no se acepta por desplazamientos.

Dirección " y " .

$$D = \frac{V}{k} = \frac{279.81}{18491} = 0.015132$$

$$D = 1.5 \text{ cm} ; d = D \cdot Q$$

$$d = 1.5 \cdot 2 = 3.0 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{3}{300} = 0.01$$

$$\frac{d}{h} = 0.01 < \frac{0.8 \cdot V}{W} \quad \therefore \text{no se consideraran efectos de segundo orden.}$$

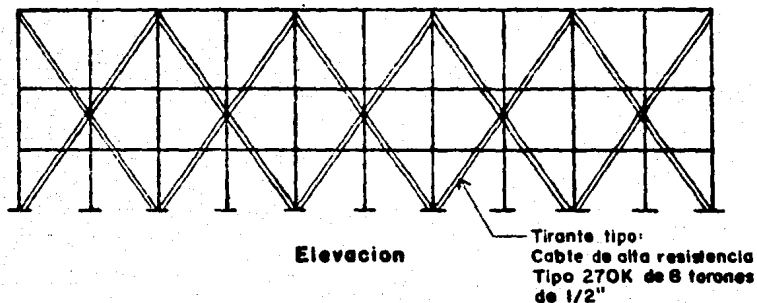
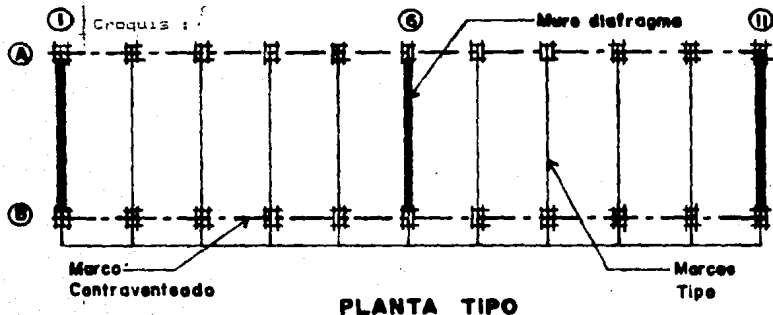
$0.01 < 0.012$   $\therefore$  se acepta por desplazamientos.

De la revisión anterior se concluye que la estructura analizada requiere de un refuerzo tal que restrinja sus desplazamientos laterales provocados por el sismo.

El refuerzo requerido se propondrá en el capítulo siguiente.

### III REFUERZO DE LA ESTRUCTURA UTILIZANDO CABLES DE ALTA RESISTENCIA

El refuerzo que se propone para la estructura en la dirección " X " es el contraventeo de los marcos ejes A y B con cables de alta resistencia. En la dirección " Y " se propone considerar muros diafragma los dos muros de fachada que se encuentran confinados por los marcos ejes I y II. Además se propone modificar la distribución de las oficinas en planta baja y de las aulas en el tercer nivel, para construir un muro en el eje 5 y poder considerar un tercer muro diafragma.



### 3.1 Análisis Sísmico de la Estructura Reforzada.

Para la realización de este análisis, se pueden aprovechar algunos cálculos efectuados en el capítulo anterior, por ejemplo:

Los cálculos para la obtención de fuerzas sísmicas, estos cálculos se pueden aprovechar ya que los pesos por nivel y el coeficiente sísmico " C " no cambian, además se considera el mismo factor de comportamiento sísmico " Q " en las dos direcciones. Por lo tanto los incisos a, b y c son iguales para la estructura reforzada, y para la estructura sin refuerzo.

d) Obtención de Fuerzas Sísmicas en los diferentes marcos de la estructura.

- Cálculo de la posición de las fuerzas cortantes.

La posición de la fuerza cortante en los diferentes niveles es la misma que la obtenida en las tablas 2.2.2 y 2.2.3, ya que la geometría de la estructura en planta no cambia por el refuerzo.

- Cálculo del centro de torsión.

La posición del centro de torsión de la estructura reforzada es la misma que en la estructura sin reforzar, ya que los elementos de refuerzo que se incorporan son simétricos en las dos direcciones. Por lo tanto las coordenadas del centro de torsión se toman de las tablas 2.2.4 y 2.2.5 .

- Cálculos de los momentos torsionantes por entrepiso.

Los momentos torsionantes por entrepiso son los mismos que los obtenidos para la estructura sin reforzar ya que no cambia la posición del centro de torsión ni la posición de la fuerza cortante. Ver tablas 2.2.6 y 2.2.7 .

- Distribución de fuerzas cortantes sísmicas en los marcos.

Ya que cada marco toma una fracción de la fuerza sísmica proporcional a su rigidez, es necesario obtener las rigideces de los marcos reforzados para saber el valor de la fuerza sísmica que corresponde a cada uno.

Para la obtención de la rigidez de los marcos ejes A y B se utilizará un programa para análisis de marcos planos.

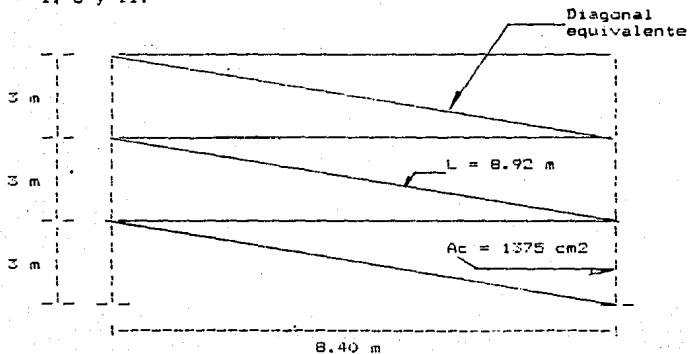
Para obtener la rigidez de los marcos ejes número 1, 6 y 11 se debe tomar en cuenta la presencia de los muros diafragma.

Para el cálculo de la rigidez lateral y de los elementos mecánicos en marco y tablero una posible idealización es simular cada tablero como una diagonal equivalente en compresión. La diagonal equivalente tendrá el mismo espesor,  $t$ , y el mismo módulo de elasticidad,  $E$ , que el tablero y su ancho será :

$$W_o = (0.35 + 0.22 \cdot X) \cdot h$$

Notas: ver Tema 2 pag. 63 del Manual de Diseño Sísmico de Edificios ( Enrique Bazán y Roberto Meli ).

Cálculo de la diagonal equivalente en marcos ejes número : 1, 6 y 11.



$$A_m = 14 \cdot (840 - 55) = 10990 \text{ cm}^2$$

$$E_c = 8000 \cdot f'c^{(1/2)} = 8000 \cdot 200^{(1/2)} = 113137 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*m = 15 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_m = 600 \cdot f^*m = 600 \cdot 15 = 9000 \text{ kg/cm}^2$$

$$G_m = 0.3 \cdot E_m = 0.3 \cdot 9000 = 2700 \text{ kg/cm}^2$$

$$X = \frac{E_c \cdot A_c}{G_m \cdot A_m} = \frac{113137 \cdot 1375}{2700 \cdot 10990} = 5.24 \quad ; \quad h = 3.00 \text{ m}$$

$$w_0 = ( 0.35 + 0.22 * X ) * h = ( 0.35 + 0.22 * 5.24 ) * 3$$

$$w_0 = 4.50 \text{ m}$$

$$\text{Ancho , } w_0 = 4.50 \text{ m}$$

$$L = 8.92 \text{ m}$$

$$t = 0.14 \text{ m}$$

$$E_m = 9000 \text{ kg/cm}^2$$

- Entrepiso 3.

Tabla 3.1.1 Sismo en Dirección " X " .

Marco eje	kx (ton/m)	y (m)	Y=y-Yt (m)	kx*Y (ton)	kx*Y <sup>2</sup> (ton-m)	Vdx (ton)	Vtx (ton)	Vty (ton)	0.3Vty (ton)
A	7986.8	8.4	4.2	33544.6	140887.2	64.55	1.46	4.59	1.38
B	7986.8	0.0	-4.2	-33544.6	140887.2	64.55	2.02	4.59	1.38
Suma	15973.6			00000.0	281774.3	129.1			

Marco eje	V diseño (ton)
A	67.39
B	67.95

Tabla 3.1.2 Sismo en Dirección " Y " .

Marco eje	ky (ton/m)	x (m)	X=x-Xt (m)	ky*X (ton)	ky*X <sup>2</sup> (ton-m)	Vdy (ton)	Vty (ton)	Vtx (ton)
1	5272.7	00.0	-16.0	-84363.2	1349811.2	35.38	11.55	5.07
2	427.6	3.2	-12.8	-5473.3	70058.0	2.87	0.75	0.33
3	427.6	6.4	-9.6	-4105.0	39407.6	2.87	0.56	0.25
4	427.6	9.6	-6.4	-2736.6	17514.5	2.87	0.37	0.16
5	427.6	12.8	-3.2	-1368.3	4378.6	2.87	0.19	0.08
6	5272.7	16.0	0.0	0000.0	0000.0	35.38	0.00	0.00
7	427.6	19.2	3.2	1368.3	4378.6	2.87	0.19	0.08
8	427.6	22.4	6.4	2736.6	17514.5	2.87	0.37	0.16
9	427.6	25.6	9.6	4105.0	39407.6	2.87	0.56	0.25
10	427.6	28.8	12.8	5473.3	70058.0	2.87	0.75	0.33
11	5272.7	32.0	16.0	84363.2	1349811.2	35.38	11.55	5.07
Suma	119238.9			00000.0	2962340.0	129.1		

Marco eje	0.3Vtx (ton)	V diseño (ton)
1	1.52	48.45
2	0.10	3.72
3	0.08	3.51
4	0.05	3.29
5	0.02	3.08
6	0.00	35.38
7	0.02	3.08
8	0.05	3.29
9	0.08	3.51
10	0.10	3.72
11	1.52	48.45

- Entrepiso 2.

Tabla 3.1.3 Sismo en Dirección " X " .

Marco eje	kx (ton/m)	y (m)	Y=y-Yt (m)	kx*Y (ton)	kx*Y <sup>2</sup> (ton-m)	Vdx (ton)	Vtx (ton)	Vty (ton)	0.3Vty (ton)
A	5723.5	8.4	4.2	24038.7	100962.5	114.8	0.74	4.95	1.49
E	5723.5	0.0	-4.2	-24038.7	100962.5	114.8	3.02	4.95	1.49
Suma	11447.0			00000.0	201925.0	229.6			



Marco	V diseño
eje	(ton)
A	117.03
B	119.31

Tabla C.1.4 Sismo en Dirección " Y " .

Marco	ky	xi	X=x-xi	ky*x	ky*x <sup>2</sup>	Vdy	Vty	Vtx
eje	(ton/m)	(m)	(m)	(ton)	(ton-m)	(ton)	(ton)	(ton)
1	5825.5	0.0	-16.0	-93208.0	1491328.0	59.62	19.21	11.70
2	619.3	3.2	-12.8	-7927.0	101466.1	6.34	1.63	1.00
3	619.3	6.4	-9.6	-5945.3	57074.7	6.34	1.23	0.75
4	619.3	9.6	-6.4	-3963.5	25366.5	6.34	0.82	0.50
5	619.3	12.8	-3.2	-1981.8	6341.6	6.34	0.41	0.25
6	5825.5	16.0	0.0	0000.0	0000.0	59.62	0.00	0.00
7	619.3	19.2	3.2	1981.8	6341.6	6.34	0.41	0.25
8	619.3	22.4	6.4	3963.5	25366.5	6.34	0.82	0.50
9	619.3	25.6	9.6	5945.3	57074.7	6.34	1.23	0.75
10	619.3	28.8	12.8	7927.0	101466.1	6.34	1.63	1.00
11	5825.5	32.0	16.0	93208.0	1491328.0	59.62	19.21	11.70
Suma	22430.9			00000.0	3363153.8	229.60		

Marco	0.3Vtx	V diseño
eje	(ton)	(ton)
1	3.51	82.34
2	0.30	8.27
3	0.23	7.80
4	0.15	7.31
5	0.08	6.83
6	0.00	59.62
7	0.08	6.83
8	0.15	7.31
9	0.23	7.80
10	0.30	8.27
11	3.51	82.34

- Entrepiso 1.

Tabla 3.1.5 Sismo en Direccion " X " .

Marco eje	kx (ton/m)	y (m)	y=y-xt (m)	kx*y (ton)	kx*y^2 (ton-m)	Vdx (ton)	Vtx (ton)	Vty (ton)	0.3Vty (ton)
A	4694.9	8.4	4.2	19718.6	82816	139.91	0.42	3.48	1.04
B	4694.9	0.0	-4.2	-19718.6	82816	139.91	2.28	3.48	1.04
Suma	9389.8			00000	165636	279.82			

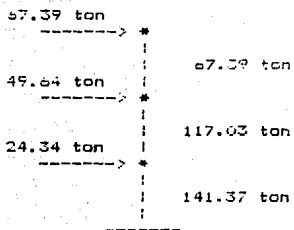
Marco eje	V diseño (ton)
A	141.37
B	143.23

Tabla 3.1.6 Sismo en Direccion " Y " .

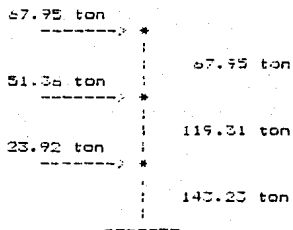
Marco eje	ky (ton/m)	x (m)	X=x-xt (m)	ky*X (ton)	ky*X^2 (ton-m)	Vdy (ton)	Vty (ton)	Vtx (ton)
1	7558.1	0.0	-16.0	-120929.6	1934873.6	58.55	21.36	13.95
2	1681.0	3.2	-12.8	-21516.8	275416.0	13.02	3.60	2.48
3	1681.0	6.4	-9.6	-16137.6	154921.0	13.02	2.85	1.86
4	1681.0	9.6	-6.4	-10758.4	68853.8	13.02	1.90	1.24
5	1681.0	12.8	-3.2	-5379.2	17213.4	13.02	0.95	0.62
6	7558.1	16.0	0.0	00000.0	00000.0	58.55	0.00	0.00
7	1681.0	19.2	3.2	5379.2	17213.4	13.02	0.95	0.62
8	1681.0	22.4	6.4	10758.4	68853.8	13.02	1.90	1.24
9	1681.0	25.6	9.6	16137.6	154921.0	13.02	2.85	1.86
10	1681.0	28.8	12.8	21516.8	275416.0	13.02	3.60	2.48
11	7558.1	32.0	16.0	120929.6	1934873.6	58.55	21.36	13.95
Suma	36122.3			000000.0	4902553.6	279.81		

Marco eje	0.3Vt: (ton)	V diseño (ton)
1	4.19	84.10
2	0.74	17.56
3	0.56	16.43
4	0.37	15.29
5	0.19	14.16
6	0.00	58.55
7	0.19	14.16
8	0.37	15.29
9	0.56	16.43
10	0.74	17.56
11	4.19	84.10

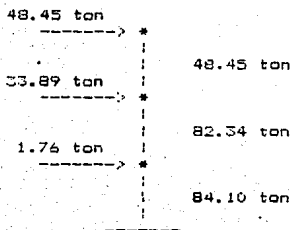
- Fuerzas sísmicas en marcos.



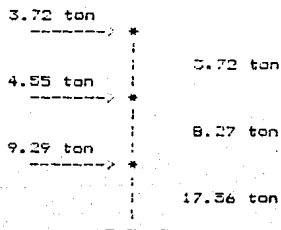
Marco eje A



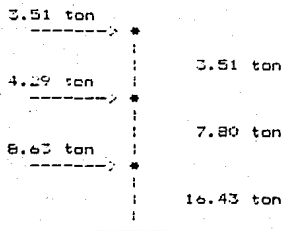
Marco eje B



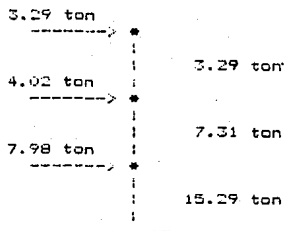
Marco eje 1 y 11



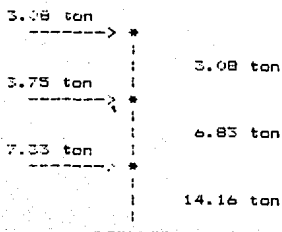
Marco eje 2 y 10



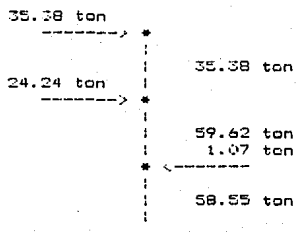
Marco eje 3 y 9



Marco eje 4 y 8



Marco eje 5 y 7



Marco eje 6

- Efectos de segundo orden y revisión de desplazamientos.

Para la revisión de los efectos de segundo orden y de los desplazamientos en la dirección " X " se cargaron los marcos ejes letra con las fuerzas que resultaron del análisis sísmico para posteriormente analizarlos en un programa de marcos planos.

- Dirección " X " .

Tabla 3.1.7

Entrepiso	D <sub>i</sub>	D <sub>i-1</sub>	D=D <sub>i</sub> -(D <sub>i-1</sub> )	d=0*D=2*D
3	0.0375850	0.0366725	0.0009125	0.0018250
2	0.0366725	0.0203136	0.0163589	0.0327178
1	0.0203136	0.0000000	0.0203136	0.0406272

Entrepiso	d/h	(0.08*V) / W
3	0.0006	0.0369
2	0.0110	0.0303
1	0.0135	0.0240

$$\frac{d}{h} < \frac{0.08 * V}{W} \quad \therefore \text{no se consideraran efectos de segundo orden.}$$

$$\frac{d}{h} < 0.012 \quad \therefore \text{se acepta por desplazamientos.}$$

- Entrepiso 3

Dirección " Y " .

$$D = \frac{V}{k} = \frac{129.10}{19238.9} = 0.00671$$

$$D = 0.67 \text{ cm} ; d = D * 2$$

$$d = 0.67 * 2 = 1.34 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{1.34}{300} = 0.004467$$

$$\frac{0.08 * V}{W} = 0.036899$$

0.004467 < 0.036899 ∴ no se considerarán efectos de segundo orden.

$$\frac{d}{h} = 0.004467 < 0.012 \quad \therefore \text{se acepta por desplazamientos}$$

- Entrepiso 2

Dirección " Y " .

$$D = \frac{V}{k} = \frac{229.57}{22430.90} = 0.0102345$$

$$D = 1.02 \text{ cm} ; d = D * Q$$

$$d = 1.02 * 2 = 2.04 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{2.04}{300} = 0.0068$$

$$\frac{0.08 * V}{W} = 0.03029$$

0.0068 < 0.03029 ∴ no se considerarán efectos de segundo orden.

$$\frac{d}{h} = 0.0068 < 0.012 \quad \therefore \text{se acepta por desplazamientos}$$

- Entrepiso 1

Dirección " Y " .

$$D = \frac{V}{k} = \frac{279.81}{36122.30} = 0.007746$$

$$D = 0.77 \text{ cm} ; d = D * Q$$

$$d = 0.77 * 2 = 1.54 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{1.54}{300} = 0.00513$$

$$\frac{0.08 * v}{w} = 0.024$$

$0.00513 < 0.024$  . . . no se consideraran efectos de segundo orden.

$$\frac{d}{h} = 0.00513 < 0.012$$
 . . . se acepta por desplazamientos.

De la revision anterior se concluye que el refuerzo propuesto es adecuado ya que restringe suficientemente los desplazamientos laterales de la estructura.



### 3.2 Revisión de elementos estructurales.

#### - Cables de refuerzo.

Para efectuar la revisión de los cables de alta resistencia se deben cargar los marcos ejes letra A y B con las fuerzas que se obtuvieron en el análisis sísmico, para que por medio de un análisis de los marcos se obtengan las tensiones actuantes en los cables.

Una vez encontrada la tensión máxima actuante en los cables se deberá comparar con la resistente.

#### Análisis del marco eje B.

Se analiza únicamente este marco por que las fuerzas sísmicas que actúan sobre el son mayores que las que actúan sobre el marco eje A.

## MARCO EJE E SISMO

ELC-A-107-10-1989  
 00000000

### COORDENADAS DE LOS NUDOS :

NUDO	COORD. X	COORD. Y	COORD. Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	3.00000E+00	0.00000E+00
3	1.00000E+00	6.00000E+00	0.00000E+00
4	1.00000E+00	9.00000E+00	0.00000E+00
5	2.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
6	2.00000E+00	3.00000E+00	0.00000E+00
7	2.00000E+00	6.00000E+00	0.00000E+00
8	2.00000E+00	9.00000E+00	0.00000E+00
9	3.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
10	3.00000E+00	3.00000E+00	0.00000E+00
11	3.00000E+00	6.00000E+00	0.00000E+00
12	3.00000E+00	9.00000E+00	0.00000E+00
13	4.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
14	4.00000E+00	3.00000E+00	0.00000E+00
15	4.00000E+00	6.00000E+00	0.00000E+00
16	4.00000E+00	9.00000E+00	0.00000E+00
17	1.28000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00
18	1.28000E+01	3.00000E+00	0.00000E+00
19	1.28000E+01	6.00000E+00	0.00000E+00
20	1.28000E+01	9.00000E+00	0.00000E+00
21	1.60000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00
22	1.60000E+01	3.00000E+00	0.00000E+00
23	1.60000E+01	6.00000E+00	0.00000E+00
24	1.60000E+01	9.00000E+00	0.00000E+00
25	1.92000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00
26	1.92000E+01	3.00000E+00	0.00000E+00
27	1.92000E+01	6.00000E+00	0.00000E+00
28	1.92000E+01	9.00000E+00	0.00000E+00
29	2.24000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00
30	2.24000E+01	3.00000E+00	0.00000E+00
31	2.24000E+01	6.00000E+00	0.00000E+00
32	2.24000E+01	9.00000E+00	0.00000E+00
33	2.56000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00
34	2.56000E+01	3.00000E+00	0.00000E+00
35	2.56000E+01	6.00000E+00	0.00000E+00
36	2.56000E+01	9.00000E+00	0.00000E+00
37	2.88000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00
38	2.88000E+01	3.00000E+00	0.00000E+00
39	2.88000E+01	6.00000E+00	0.00000E+00
40	2.88000E+01	9.00000E+00	0.00000E+00
41	3.20000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00
42	3.20000E+01	3.00000E+00	0.00000E+00
43	3.20000E+01	6.00000E+00	0.00000E+00
44	3.20000E+01	9.00000E+00	0.00000E+00

### PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS TIPO :

ELEMENTO	AREA	E	G	J
1	12			

1	1.37500E+01	1.13107E+06	1.00000E+00	1.00000E+00
0E+00	7.16000E+04			
2	9.00000E+01	1.13107E+06	1.00000E+00	1.00000E+00
0E+00	1.51875E+03			
3	7.43200E+04	1.90000E+07	0.00000E+00	1.00000E+00
0E+00	1.00000E+05			

### GEOMETRIA DE LA ESTRUCTURA :

ELEMENTO	TIPO	NUDO ORIGIN	NUDO FIN	AREA DE SECC
1	1	1	2	0.00000E+00
2	1	2	3	0.00000E+00
3	1	3	4	0.00000E+00
4	1	4	5	0.00000E+00
5	1	5	6	0.00000E+00
6	1	6	7	0.00000E+00
7	1	7	8	0.00000E+00
8	1	8	9	0.00000E+00
9	1	9	10	0.00000E+00
10	1	10	11	0.00000E+00
11	1	11	12	0.00000E+00
12	1	12	13	0.00000E+00
13	1	13	14	0.00000E+00
14	1	14	15	0.00000E+00
15	1	15	16	0.00000E+00
16	1	16	17	0.00000E+00
17	1	17	18	0.00000E+00
18	1	18	19	0.00000E+00
19	1	19	20	0.00000E+00
20	1	20	21	0.00000E+00
21	1	21	22	0.00000E+00
22	1	22	23	0.00000E+00
23	1	23	24	0.00000E+00
24	1	24	25	0.00000E+00
25	1	25	26	0.00000E+00
26	1	26	27	0.00000E+00
27	1	27	28	0.00000E+00
28	1	28	29	0.00000E+00
29	1	29	30	0.00000E+00
30	1	30	31	0.00000E+00
31	1	31	32	0.00000E+00
32	1	32	33	0.00000E+00
33	1	33	34	0.00000E+00
34	1	34	35	0.00000E+00
35	1	35	36	0.00000E+00
36	1	36	37	0.00000E+00
37	1	37	38	0.00000E+00
38	1	38	39	0.00000E+00
39	1	39	40	0.00000E+00
40	1	40	41	0.00000E+00
41	1	41	42	0.00000E+00
42	1	42	43	0.00000E+00
43	1	43	44	0.00000E+00
44	1	44	45	0.00000E+00
45	1	45	46	0.00000E+00
46	1	46	47	0.00000E+00
47	1	47	48	0.00000E+00
48	1	48	49	0.00000E+00
49	1	49	50	0.00000E+00
50	1	50	51	0.00000E+00
51	1	51	52	0.00000E+00
52	1	52	53	0.00000E+00
53	1	53	54	0.00000E+00
54	1	54	55	0.00000E+00

55		5	14	0.00000E+00
56		12	15	0.00000E+00
57		16	16	0.00000E+00
58		20	20	0.00000E+00
59		24	24	0.00000E+00
60		28	28	0.00000E+00
61		32	32	0.00000E+00
62		36	36	0.00000E+00
63		40	40	0.00000E+00
64		1	12	0.00000E+00
65		9	20	0.00000E+00
66		17	28	0.00000E+00
67		25	36	0.00000E+00
68		33	44	0.00000E+00

### CARGAS EN NUDOS :

NUDO	MZ	FX	FY	FZ	MX	MY
4	6.77500E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
5	3.13600E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
6	2.29200E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00

### NUDOS RESTRINGIDOS:

NUDO	RZ	X	Y	Z	RX	RY
1	1	1	1	0	0	0
5	1	1	1	0	0	0
9	1	1	1	0	0	0
13	1	1	1	0	0	0
17	1	1	1	0	0	0
21	1	1	1	0	0	0
25	1	1	1	0	0	0
29	1	1	1	0	0	0
33	1	1	1	0	0	0
37	1	1	1	0	0	0
41	1	1	1	0	0	0

### FUERZAS EN ELEMENTOS :

ELEM	NUDO	MZ	FX	FY	FZ	MX	MY
1	1	-8.21556E+00	5.17841E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
	2	8.21513E+00	-5.17841E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	

000E+00	2	0.70000E+00							
2	2	-2.32700E+00	2.94445E+00	0.00000E-00	0.00000E+00			0.00	
000E+00	3	3.75423E+00							
3	3	2.32700E+00	-2.94445E+00	0.00000E-00	0.00000E+00			0.00	
000E+00	4	5.07913E+00							
4	4	6.72531E-03	-4.12542E-01	0.00000E-00	0.00000E+00			0.00	
000E+00	5	-1.07445E+00							
5	5	-5.72531E-03	4.12542E-01	0.00000E+00	0.00000E+00			0.00	
000E+00	6	-2.11199E-01							
6	6	2.99280E+00	6.21693E+00	0.00000E+00	0.00000E+00			0.00	
000E+00	7	5.87264E+00							
7	7	-2.99280E+00	-6.21693E+00	0.00000E+00	0.00000E+00			0.00	
000E+00	8	5.77714E+00							
8	8	1.24563E+00	4.25525E+00	0.00000E+00	0.00000E+00			0.00	
000E+00	9	6.10756E+00							
9	9	-1.24563E+00	-4.25525E+00	0.00000E+00	0.00000E+00			0.00	
000E+00	10	6.66220E+00							
10	10	4.34170E-01	3.57875E-01	0.00000E+00	0.00000E+00			0.00	
000E+00	11	-7.31499E-01							
11	11	-4.34170E-01	3.57875E-01	0.00000E+00	0.00000E+00			0.00	
000E+00	12	-4.34170E-01							
12	12	1.92655E+01	6.96312E+00	0.00000E+00	0.00000E+00			0.00	
000E+00	13	5.72598E+00							
13	13	-1.92655E+01	-6.96312E+00	0.00000E+00	0.00000E+00			0.00	
000E+00	14	5.50953E+00							
14	14	1.98725E+01	4.15247E+00	0.00000E+00	0.00000E+00			0.00	
000E+00	15	5.56798E+00							
15	15	-1.98725E+01	-4.15247E+00	0.00000E+00	0.00000E+00			0.00	
000E+00	16	6.52244E+00							
16	16	2.96635E+01	-1.51237E-01	0.00000E+00	0.00000E+00			0.00	
000E+00	17	-4.92840E-01							
17	17	-2.96635E+01	1.51237E-01	0.00000E+00	0.00000E+00			0.00	
000E+00	18	3.91542E+02							
18	18	2.91912E+00	6.10569E+00	0.00000E+00	0.00000E+00			0.00	
000E+00	19	9.76239E+00							
19	19	-2.91912E+00	-6.10569E+00	0.00000E+00	0.00000E+00			0.00	
000E+00	20	2.55469E+00							
20	20	2.07596E+00	4.17225E+00	0.00000E+00	0.00000E+00			0.00	
000E+00	21	5.90974E+00							
21	21	-2.07596E+00	-4.17225E+00	0.00000E+00	0.00000E+00			0.00	
000E+00	22	5.10743E+00							
22	22	1.25107E+00	-1.83307E-01	0.00000E+00	0.00000E+00			0.00	
000E+00	23	-5.22710E-01							
23	23	-1.25107E+00	1.83307E-01	0.00000E+00	0.00000E+00			0.00	
000E+00	24	-2.12117E-02							
24	24	1.91968E-01	5.10162E-00	0.00000E+00	0.00000E+00			0.00	
000E+00	25	9.72371E+00							
25	25	-1.91968E-01	-5.10162E-00	0.00000E+00	0.00000E+00			0.00	
000E+00	26	5.54656E+00							
26	26	1.96074E+01	4.16837E+00	0.00000E+00	0.00000E+00			0.00	
000E+00	27	5.70155E+00							
27	27	-1.96074E+01	-4.16837E+00	0.00000E+00	0.00000E+00			0.00	
000E+00	28	5.60411E+00							
28	28	2.04372E+01	-1.82343E-01	0.00000E+00	0.00000E+00			0.00	
000E+00	29	-5.27377E-01							
29	29	-2.04372E+01	1.82343E-01	0.00000E+00	0.00000E+00			0.00	
000E+00	30	-1.96237E-02							
30	30	2.32644E+00	3.10248E+00	0.00000E+00	0.00000E+00			0.00	
000E+00	31	5.75915E+00							
31	31	-2.32644E+00	-3.10248E+00	0.00000E+00	0.00000E+00			0.00	
000E+00	32	5.54826E+00							
32	32	2.12178E+00	4.15891E+00	0.00000E+00	0.00000E+00			0.00	
000E+00	33	5.90280E+00							
33	33	-2.12178E+00	-4.15891E+00	0.00000E+00	0.00000E+00			0.00	
000E+00	34	5.50391E+00							
34	34	1.29237E+00	-1.78877E-01	0.00000E+00	0.00000E+00			0.00	

000E+00	14	-2.24420E-01				
		-1.29437E+00	1.72277E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	19	-1.22090E-02				
	25	1.91991E+01	5.10122E-00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	26	9.75830E+00				
	26	-1.91991E-01	-5.10122E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	20	8.54657E+00				
	26	1.95780E+01	4.16885E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	27	5.90188E+00				
	27	-1.95780E-01	-4.16885E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	21	6.60466E+00				
	27	2.04283E-01	-1.62645E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	28	-5.27407E-01				
	28	-2.04283E-01	1.82645E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	22	-2.05294E-02				
	29	2.50562E+00	6.10568E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	30	9.76230E+00				
	30	-2.50562E+00	-6.10568E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	23	8.55469E+00				
	30	2.13713E+00	4.17137E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	31	5.90348E+00				
	31	-2.13713E+00	-4.17137E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	24	6.60564E+00				
	31	1.30386E-00	-1.80745E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	32	-3.07452E-01				
	32	-1.30386E-00	1.80745E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	25	-1.51847E-02				
	32	1.94171E+01	4.08052E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	33	9.75720E+00				
	34	-1.94171E+01	-4.08052E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	26	8.50418E+00				
	34	1.95857E+01	4.14885E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	34	5.86079E+00				
	35	-1.95857E+01	-4.14885E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	27	6.58579E+00				
	35	2.03988E+01	-1.77039E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	35	-5.20710E-01				
	36	-2.03988E+01	1.77039E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	28	-1.04053E-02				
	37	3.85354E-01	6.24916E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	36	9.90583E+00				
	38	-3.85354E-01	-6.24916E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	29	8.84166E+00				
	38	1.57984E+00	4.34350E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	37	6.22408E+00				
	39	-1.57984E+00	-4.34350E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	38	6.89641E+00				
	39	1.20617E+00	-1.47028E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	39	-4.64694E-01				
	40	-1.20617E+00	1.47028E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	40	2.36067E-02				
	41	2.85951E+01	5.13713E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	41	8.79379E+00				
	42	-2.85951E+01	-5.13713E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	42	6.81759E+00				
	42	2.28964E+01	2.83749E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	43	3.60604E+00				
	43	-2.28964E+01	-2.83749E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	33	4.90644E+00				
	43	2.09664E+01	-7.15155E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	44	-1.42680E-01				
	44	-2.09664E+01	7.15155E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	44	-7.18665E-01				
	44	2.15000E+01	-5.88856E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	45	-1.04543E+01				
	45	-2.15000E+01	5.88856E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00

000E+00	00	-9.02408E+00					
000E+00	01	1.75000E-01	-4.14040E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	10	-9.49161E+00	-1.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	20	-9.75796E+00	-1.75000E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	30	-7.61985E+00	-1.50000E-01	-1.74837E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	40	-7.57493E+00	-1.55000E-01	-4.74837E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	50	-9.88911E+00	-1.50000E-01	-4.50821E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	60	-9.89717E+00	-1.50000E-01	4.50821E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	70	-7.55098E+00	1.10000E+01	-4.71882E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	80	-7.54925E+00	-1.10000E+01	4.71882E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	90	-9.92182E+00	9.00000E+00	-4.51412E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	00	-9.90351E+00	-9.00000E+00	4.51412E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	10	-7.54494E+00	8.00000E+00	-4.71505E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	20	-7.54494E+00	-8.00000E+00	4.71505E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	30	-9.92630E+00	9.00000E+00	-4.54457E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	40	-9.92630E+00	-9.00000E+00	4.54457E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	50	-7.58884E+00	4.50000E+00	-4.51322E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	60	-7.58884E+00	-4.50000E+00	4.51322E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	70	-7.58748E+00	2.00000E+00	-5.69871E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	80	-7.58748E+00	-2.00000E+00	5.69871E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	90	-4.00469E+00	4.80000E+01	-2.55375E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	00	-4.00469E+00	-4.80000E+01	2.55375E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	10	-3.46322E+00	4.20000E+01	-1.52228E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	20	-3.46322E+00	-4.20000E+01	1.52228E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	30	-3.46322E+00	2.50000E-01	-2.51222E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	40	-3.46322E+00	-2.50000E-01	2.51222E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	50	-3.70214E+00	2.00000E+01	-1.48436E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	60	-3.70214E+00	-2.00000E+01	1.48436E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	70	-3.70315E+00	2.00000E+01	-2.51415E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	80	-3.70315E+00	-2.00000E+01	2.51415E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	90	-2.57480E+00	1.50000E-01	-2.51499E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	00	-2.57480E+00	-1.50000E-01	2.51499E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	10	-3.70522E+00	1.50000E+01	-1.48155E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	20	-3.70522E+00	-1.50000E+01	1.48155E+00	0.00000E+00	0.00	

000E+00		-2.2730E+00					
000E+00	35	-1.30000E+01	1.48152E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	52	-2.3e750E+00					
000E+00	35	8.00000E+00	-2.294e2E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00		-3.69725E+00					
000E+00	39	-8.00000E+00	2.294e2E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00		-3.e455E+00					
000E+00	53	4.00000E+00	-1.92995E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00		-2.e9e19E+00					
000E+00	43	-4.00000E+00	1.92995E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00		-0.47964E+00					
000E+00	54	0.70000E+01	0.72540E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00		2.11176E-01					
000E+00	6	-0.90000E+01	-0.72540E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00		-1.59e75E-01					
000E+00	55	0.70000E+01	4.40895E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00		2.01795E-01					
000E+00	12	-0.70000E+01	-4.40895E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00		0.7e000E-01					
000E+00	5e	5.70000E+01	-6.09930E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00		-9.47790E-01					
000E+00	1e	-5.70000E+01	6.09930E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00		-1.00400E+00					
000E+00	57	5.20000E+01	0.41132E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00		1.02211E+00					
000E+00	20	-5.20000E+01	-0.41132E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00		1.02e41E+00					
000E+00	38	2.80000E+01	-6.45019E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00		-1.02399E+01					
000E+00	24	-2.80000E+01	6.45019E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00		-1.02807E+00					
000E+00	59	2.90000E+01	0.47352E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00		1.04028E+00					
000E+00	28	-2.90000E+01	-0.47352E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00		1.03125E+00					
000E+00	00	2.50000E+01	-0.47819E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00		-1.03994E+00					
000E+00	32	-2.50000E+01	0.47819E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00		-1.03308E+00					
000E+00	51	2.70000E+01	0.55835E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00		1.0482eE+00					
000E+00	3e	-2.70000E+01	-0.55835E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00		1.05041E+00					
000E+00	5	1.20000E+01	-0.6581eE+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00		-1.0e529E+00					
000E+00	40	-1.20000E+01	0.6581eE+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00		-1.0e132E+00					
000E+00	02	1.40000E+01	5.40352E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00		1.03771E+00					
000E+00	44	-1.40000E+01	-5.40352E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00		0.91415E-01					
000E+00	04	-2.e6425E+01	5.34344E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00		2.94219E-02					
000E+00	12	2.e6495E+01	-5.34344E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00		2.95885E-02					
000E+00	05	-2.e6595E+01	5.29480E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00		2.92396E-02					
000E+00	20	2.e6595E+01	-5.29480E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00		2.92299E-02					
000E+00	0e	-2.e6595E+01	5.29385E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00		2.92357E-02					
000E+00	28	2.e6595E+01	-5.29385E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00		2.92225E-02					
000E+00	07	-2.e65e1E+01	5.30148E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00		2.92e03E-02					
000E+00	3e	2.e65e1E+01	-5.30148E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	



000E+00	2.91819E-02					
68	33	-2.83937E+01	5.05159E-03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	2.83186E-02					
44		2.83937E+01	-5.05159E-03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	2.72502E-02					

### DESPLAZAMIENTO DE LOS NUDOS:

NUDO	X RZ	Y	Z	RX	RY
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	0.00000E+00				
2	2.03126E-02	1.58475E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-3.95549E-03				
3	3.88725E-02	2.03310E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-1.50016E-03				
4	3.75859E-02	2.07181E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	9.83292E-05				
5	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	0.00000E+00				
6	2.03125E-02	-5.77347E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-2.03041E-03				
7	3.88724E-02	-6.17584E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-9.45971E-04				
8	3.75847E-02	-9.01293E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-2.74957E-04				
9	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	0.00000E+00				
10	2.03125E-02	-3.71530E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-1.27815E-03				
11	3.88720E-02	-7.54735E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-9.78853E-04				
12	3.75845E-02	-1.15528E-03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	4.64104E-05				
13	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	0.00000E+00				
14	2.03124E-02	-4.85805E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-2.28201E-03				
15	3.88721E-02	-6.88722E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-9.47885E-04				
16	3.75844E-02	-1.12749E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-3.92750E-06				
17	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	0.00000E+00				
18	2.03124E-02	-3.70205E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-2.24362E-03				
19	3.88720E-02	-7.48238E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-9.42950E-04				
20	3.75842E-02	-1.14245E-03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-2.88461E-06				
21	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	0.00000E+00				
22	2.03124E-02	-4.37217E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-2.24221E-03				
23	3.88719E-02	-6.98396E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-9.42890E-04				
24	3.75841E-02	-1.14260E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	4.57775E-06				
25	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	0.00000E+00				
26	2.03125E-02	-3.70220E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-2.24378E-03				
27	3.88719E-02	-7.48197E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-9.42875E-04				

18	3.75940E+04	-1.14215E+04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000
0E+00	-3.53260E+06				
29	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000
0E+00	0.00000E+00				
30	2.07100E+02	-4.87000E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000
0E+00	-2.17625E+03				
31	3.66718E+01	-8.95742E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000
0E+00	-9.43276E+04				
32	3.75839E+01	-1.14675E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000
0E+00	2.55352E+06				
33	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000
0E+00	0.00000E+00				
34	2.03100E+02	-3.74450E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000
0E+00	-2.18282E+03				
35	3.66718E+01	-7.52158E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000
0E+00	-9.40280E+04				
36	3.75839E+01	-1.14354E-03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000
0E+00	4.35545E+06				
37	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000
0E+00	0.00000E+00				
38	2.03100E+02	-7.40145E-06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000
0E+00	-1.47054E+03				
39	3.66718E+01	-3.77246E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000
0E+00	-9.43276E+04				
40	3.75839E+01	-8.09580E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000
0E+00	1.19742E+02				
41	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000
0E+00	0.00000E+00				
42	2.03100E+02	-5.31449E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000
0E+00	-4.02870E+03				
43	3.66718E+01	-9.92999E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000
0E+00	-1.62174E+03				
44	3.75839E+01	-1.39700E-03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000
0E+00	-3.10457E-04				

### REACCIONES EN LOS APOYOS:

NUDD	X	Y	Z	MX	
M1	M2				
1	-2.06263E+01	-2.99299E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000
0E+00	8.86450E+00				
5	-9.21693E+00	2.99250E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000
0E+00	9.87064E+00				
9	-2.15373E+01	-2.45783E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000
0E+00	9.76906E+00				
13	-6.10569E+00	2.51912E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000
0E+00	9.76079E+00				
17	-2.15359E+01	-2.52667E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000
0E+00	9.75755E+00				
21	-5.10248E+00	2.52644E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000
0E+00	9.75916E+00				
25	-2.15358E+01	-2.52104E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000
0E+00	9.78757E+00				
29	-6.10565E+00	2.50562E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000
0E+00	9.76236E+00				
33	-2.13804E+01	-2.06970E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000
0E+00	9.76551E+00				
37	-6.24916E+00	2.85754E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000
0E+00	9.90553E+00				
41	-5.12710E+00	2.85951E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000
0E+00	9.99379E+00				

Del análisis anterior se obtiene que la tensión máxima actuante en los cables es:

$$T \text{ max. act.} = 26.70 \text{ ton}$$

Nota: Los cables son los elementos 64, 65, 66, 67 y 68.

Obtención de la tensión máxima permisible en los cables.

Los cables de refuerzo son dos, cada uno está formado por 4 torones de 1/2" de diámetro y esfuerzo de fluencia de 18900 kg/cm<sup>2</sup>. El esfuerzo de fluencia permisible corresponde al 70% del esfuerzo de fluencia, por lo tanto:

$$f_{yp} = 0.7 * f_{sr}$$

$$f_{sr} = 18900 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yp} = 0.7 * 18900 = 13230 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{fact.} = \frac{T_{\text{act.}}}{\text{Area.}} = \frac{26700}{7.432} = 3592.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{fact.} = 3592.6 \text{ kg/cm}^2 << f_{yp} = 13230 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto la tensión actuante es mucho menor que la resistente, concluyendo que se acepta el número de cables.

- Muros.

Para efectuar la revisión de los muros diafragma que deberán cargar los marcos ejes número 1, 6 y 11 con las fuerzas que se obtuvieron en el análisis sísmico, para que por medio de un análisis de los marcos se obtenga el cortante actuante en cada muro. Una vez encontrado el cortante máximo actuante en los muros se compara con el resistente.

Análisis del marco eje 11.

Se analiza únicamente este marco porque las fuerzas sísmicas que actúan sobre él son iguales a las que actúan sobre el marco eje 1 y mayores a las que actúan sobre el marco eje 6.

**MARCO EJE 11 SISMO**

FECHA : 03-10-1989  
AN0028CR

**COORDENADAS DE LOS NUDOS :**

NUDO	COORD. X	COORD. Y	COORD. Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	3.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	6.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	9.00000E+00	0.00000E+00
5	8.40000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
6	8.40000E+00	3.00000E+00	0.00000E+00
7	8.40000E+00	6.00000E+00	0.00000E+00
8	8.40000E+00	9.00000E+00	0.00000E+00

**PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS TIPO :**

ELEMENTO	AREA	E	G	J	I
Y	IZ				
1	1.37500E-01	1.13137E+05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	3.46800E-03				
2	9.00000E-02	1.13137E+05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	1.89300E-03				
3	6.12500E-01	9.00000E+04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	1.00000E-05				

**GEOMETRIA DE LA ESTRUCTURA :**

ELEMENTO	TIPO	NUDO ORIGEN	NUDO FIN	ANGULO DE GIRO
1	1	1	2	0.00000E+00
2	1	1	3	0.00000E+00
3	1	1	4	0.00000E+00
4	1	1	5	0.00000E+00
5	1	1	6	0.00000E+00
6	1	1	7	0.00000E+00
7	1	1	8	0.00000E+00
8	1	1	9	0.00000E+00
9	1	1	10	0.00000E+00
10	1	1	11	0.00000E+00
11	1	1	12	0.00000E+00
12	1	1	13	0.00000E+00

**CARGAS EN NUDOS :**

NUDO	FX	FY	FZ	MX	MY
	MZ				
4	4.84500E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
0	0.00000E+00				
5	3.38900E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
0	0.00000E+00				
2	1.75000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00

0.00000E+00

**NUDOS RESTRINGIDOS:**

NUDO	RZ	X	Y	Z	RX	RY
1		1	1	0	0	0
5	1	1	1	0	0	0
	1					

**FUERZAS EN ELEMENTOS :**

Elem	NUDO	MZ	Fx	Fy	Fz	Mx
MY						
1	1	-7.29e02E+01	8.38525E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		1.74910E+01	7.20e06E+01	-8.38525E+00	0.00000E+00	0.00
2	2	7.20e06E+01	-8.38525E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		5.0e47E+00	2.1e104E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
3	3	-4.0e22E+01	2.1e104E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		2.0e247E+00	-2.1e104E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
4	4	4.0e22E+01	-2.1e104E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		5.89e50E+00	8.2994eE-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
5	5	-1.744e9E+01	8.2994eE-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-5.0e4e0E+01	-8.2994eE-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
6	6	1.744e9E+01	-8.2994eE-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		2.094e5E+00	8.28597E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
7	7	4.80579E+01	8.28597E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		1.54910E+01	-8.28597E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
8	8	-4.80579E+01	-8.28597E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		5.8e5e5E+00	2.1e1009E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
9	9	1.8e749E+01	2.1e1009E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		2.0e279E+00	-2.1e1009E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
10	10	-1.8e749E+01	-2.1e1009E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		5.8e637E+00	8.29882E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
11	11	7.2721E-01	8.29882E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-5.0e4e30E+01	-8.29882E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
12	12	-7.2721E-01	-8.29882E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		2.0e428E+00	-1.85078E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
13	13	-7.2721E-01	-1.85078E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-7.8e29E+00	1.85078E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
14	14	7.2721E-01	1.85078E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-7.8e29E+00	-1.24801E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
15	15	-4.50000E+01	-1.24801E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-5.241e7E+00	1.24801E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
16	16	4.50000E+01	1.24801E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-5.241e0E+00	-7.2721eE-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
17	17	1.00000E+00	-7.2721eE-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-3.05433E+00	7.2721eE-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
18	18	-1.00000E+00	7.2721eE-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-3.05433E+00	-2.8e102E+05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
19	19	7.1e855E-01	-2.8e102E+05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-1.75485E+04	2.8e102E+05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
20	20	-7.1e855E+01	2.8e102E+05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		8.57541E-05	-5.14984E+05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
21	21	8.18e2E-01	-5.14984E+05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-2.0e318E+04	5.14984E+05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
22	22	-8.18e2E+01	5.14984E+05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-2.35814E+04	-2.7e5e5E+05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
23	23	4.47111E-01	-2.7e5e5E+05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-1.29117E+04	2.7e5e5E+05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
24	24	-4.47111E-01	2.7e5e5E+05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00

000E+00 -1.57051E-04

### DESPLAZAMIENTO DE LOS NUDOS:

NUDO	X RZ	Y	Z	Rx	Ry
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	0.00000E+00				
2	1.27447E-02	1.08967E-03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-5.28888E-03				
3	2.78372E-02	2.28113E-03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-7.64226E-03				
4	3.78656E-02	2.81759E-03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-1.45788E-02				
5	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	0.00000E+00				
6	1.27452E-02	-9.28788E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-5.28908E-03				
7	2.78376E-02	-1.28739E-03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-5.84212E-03				
8	3.78656E-02	-1.30102E-03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-2.45781E-02				

### REACCIONES EN LOS APOYOS:

NUDO	X RZ	Y	Z	Mx	
1	-8.32825E+00	-7.20805E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	1.54710E+01				
5	-7.55979E+01	7.00008E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	1.54722E+01				

Del análisis se obtiene que el cortante máximo actuante es de:

$$V \text{ max. act.} = 81.86 \text{ ton.}$$

Nota : Los muros son los elementos 10, 11 y 12 .

Obtención del cortante máximo resistente.

De acuerdo al capítulo 4 inciso 3.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería la fuerza cortante resistente de diseño para muros diafragma se determinará:

$$V_r = F_r * (0.85 * V^* * A_t)$$

donde :

$V^*$  ; esfuerzo cortante medio de diseño.  
 $A_t$  ; área bruta de la sección transversal del muro.  
 $F_r$  ; factor de reducción igual a 0.7 por tratarse de muros diafragma.

$$V^* = 3.5 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{por tratarse de tabique de barro recocido juntado con mortero tipo I})$$

$$A_t = L * t = 892 * 14 = 12488 \text{ cm}^2$$

$$F_r = 0.7$$

$$V_r = 0.7 * (0.85 * 3.5 * 12488) = 26006 \text{ kg}$$

$$V_r = 26 \text{ ton}$$

Obtención de  $V_u$

$$V_u = 1.1 * V_a = 1.1 * 81.86 = 90.05 \text{ ton}$$

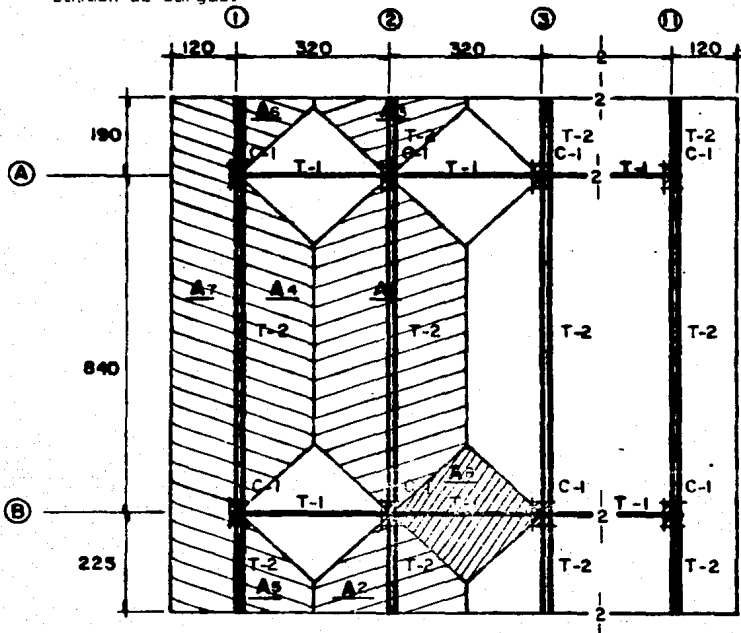
$$V_u = 90.05 \text{ ton.} \gg V_r = 26 \text{ ton} \quad \therefore \text{ no se acepta como muro diafragma.}$$

Colocando al muro un refuerzo que cumpla con las especificaciones que piden las normas técnicas complementarias para ser considerado como reforzado, se podrá incrementar su resistencia en un 25%. Este incremento no es suficiente para que el muro resista el cortante actuante, por lo tanto se propone construir muros de concreto.




- Columnas.

Para realizar la revision de las columnas se deben cargar los marcos ejes letra y numero con las fuerzas que se obtuvieron en el analisis sismico y con las cargas verticales correspondientes a cada marco. De lo anterior se desprende la necesidad de realizar una bajada de cargas con el fin de obtener las cargas verticales en los marcos.

Bajada de Cargas.

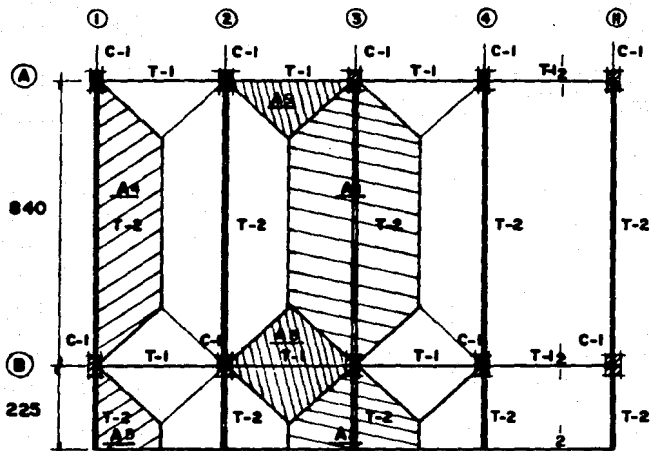


PLANTA AZOTEA




- |   |         |               |
|---|---------|---------------|
|  | Columna | C-1 (25 X 55) |
|  | Trabe   | T-1 (20 X 45) |
|  | Trabe   | T-1 (25 X 45) |



### Bajada de Cargas



PLANTA 1º Y 2º NIVEL

-  Columna C-1 (25X55)
-  Trabe T-1 (20X45)
-  Trabe T-2 (25X45)

Calculo de Areas Tributarias.

$$A1 = 10.88 * 2 = 21.76 \text{ m}^2 \quad ; \quad A6 = 1.76 \text{ m}^2$$

$$A2 = 2.32 * 2 = 4.64 \text{ m}^2 \quad ; \quad A7 = 15.06 \text{ m}^2$$

$$A3 = 1.76 * 2 = 3.52 \text{ m}^2 \quad ; \quad A8 = 2.56 * 2 = 5.12 \text{ m}^2$$

$$A4 = 10.88 \text{ m}^2 \quad ; \quad A9 = 2.56 \text{ m}^2$$

$$A5 = 2.32 \text{ m}^2$$

Carga uniforme sobre traves ejes letra

Eje A (Azotea)

$$w * (At/L) + P.P.trabe = 531 * \frac{5.12}{3.20} + 168 = 1017.60$$

$$W T-A = 1017.60 \text{ kg/m}$$

Eje B (Azotea)

$$w * (At/L) + P.P.trabe = 531 * \frac{5.12}{3.20} + 168 = 1017.60$$

$$W T-B = 1017.60 \text{ kg/m}$$

Eje A (Entrepiso)

$$w * (At/L) + P.P.trabe = 790 * \frac{2.56}{3.20} + 168 = 800.00$$

$$W T-A = 800.00 \text{ kg/m}$$

Eje B (Entrepiso)

$$w * (At/L) + P.P.trabe = 790 * \frac{5.12}{3.20} + 168 = 1432.00$$

$$W T-B = 1432.00 \text{ kg/m}$$

Carga uniforme sobre traves ejes numerados.

Ejes 1 y 11 (Azotea)

$$\begin{aligned}w * (At/L) + P.P.trabe &= 531 * \frac{15.06}{12.55} + 210 = 847.20 \\&= 531 * \frac{10.98}{6.4} = 887.77 \\&= 531 * \frac{2.32}{2.25} = 547.52 \\&= 531 * \frac{1.76}{1.90} = 491.87\end{aligned}$$

Ejes 2 a 10 (Azotea)

$$\begin{aligned}w * (At/L) + P.P.trabe &= 531 * \frac{21.76}{8.4} + 210 = 1585.5 \\&= 531 * \frac{4.64}{2.25} + 210 = 1305.0 \\&= 531 * \frac{3.52}{1.90} + 210 = 1193.7\end{aligned}$$

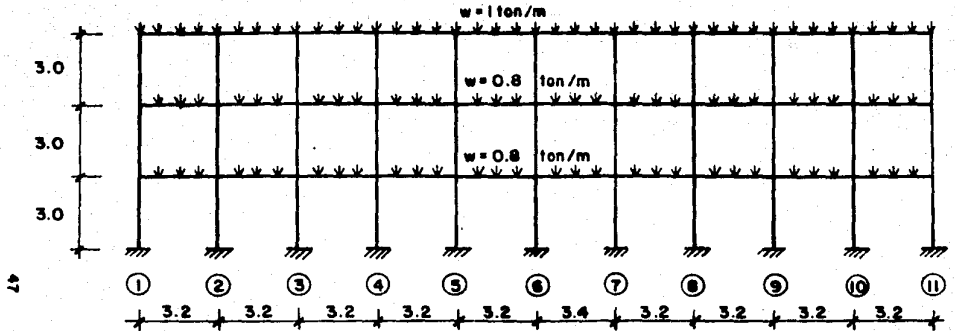
Ejes 1 y 11 (Entrepiso)

$$\begin{aligned}w * (At/L) + P.P.trabe &= 790 * \frac{10.36}{8.4} + 210 = 1233.24 \\&= 790 * \frac{2.32}{2.25} + 210 = 1024.58\end{aligned}$$

Ejes 2 a 10 (Entrepiso)

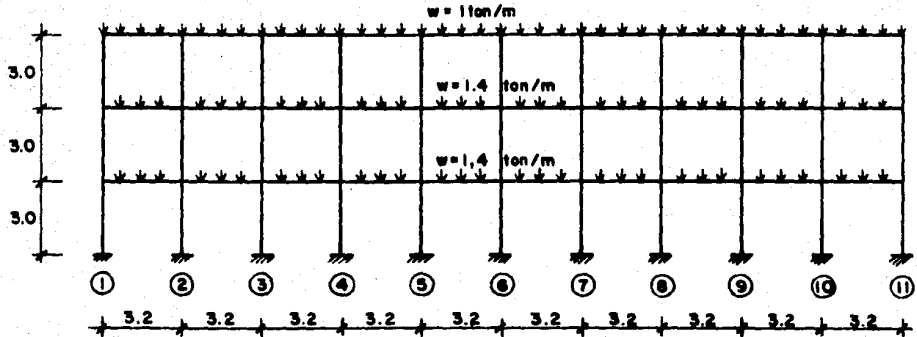
$$\begin{aligned}w * (At/L) + P.P.trabe &= 790 * \frac{31.76}{9.4} + 210 = 2256.48 \\ &= 790 * \frac{4.64}{2.35} + 210 = 1839.16\end{aligned}$$

### MARCO EJE A



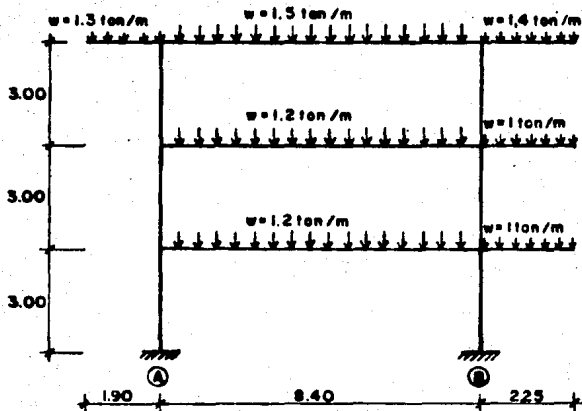
Carga Muerta + Carga viva accidental

### MARCO EJE B



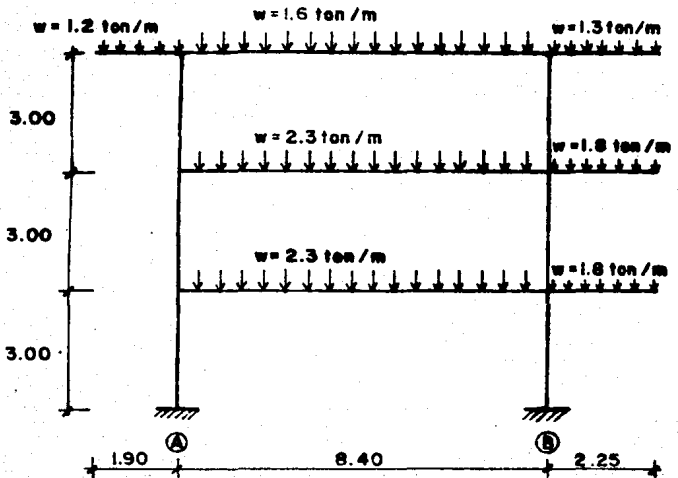
Carga Muerta + Carga viva accidental

## MARCOS EJES I Y II



Carga Muerta + Carga viva accidental

### MARCOS EJES 2 A 10



Carga muerta + Carga viva accidental



Una vez efectuada la bajada de cargas se procederá a analizar los marcos bajo la acción de las cargas verticales y las cargas sísmicas.

Los marcos que se analizarán son los marcos ejes B y II, la razón por la cual se analizarán dichos marcos es porque son los que tienen las fuerzas sísmicas mayores y la combinación de estas con las cargas verticales nos da la condición mas desfavorable.

Analisis de los marcos ejes B y II bajo cargas verticales.

MARCO EJE B C.V.

FECHA : 03-20-1989  
 ANO02BCK

COORDENADAS DE LOS NUDOS :

NUDO	COORD. X	COORD. Y	COORD. Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	3.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	6.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	9.00000E+00	0.00000E+00
5	0.20000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
6	0.20000E+00	3.00000E+00	0.00000E+00
7	0.20000E+00	6.00000E+00	0.00000E+00
8	0.20000E+00	9.00000E+00	0.00000E+00
9	0.40000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
10	0.40000E+00	3.00000E+00	0.00000E+00
11	0.40000E+00	6.00000E+00	0.00000E+00
12	0.40000E+00	9.00000E+00	0.00000E+00
13	0.60000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
14	0.60000E+00	3.00000E+00	0.00000E+00
15	0.60000E+00	6.00000E+00	0.00000E+00
16	0.60000E+00	9.00000E+00	0.00000E+00
17	1.20000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00
18	1.20000E+01	3.00000E+00	0.00000E+00
19	1.20000E+01	6.00000E+00	0.00000E+00
20	1.20000E+01	9.00000E+00	0.00000E+00
21	1.50000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00
22	1.50000E+01	3.00000E+00	0.00000E+00
23	1.50000E+01	6.00000E+00	0.00000E+00
24	1.50000E+01	9.00000E+00	0.00000E+00
25	1.92000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00
26	1.92000E+01	3.00000E+00	0.00000E+00
27	1.92000E+01	6.00000E+00	0.00000E+00
28	1.92000E+01	9.00000E+00	0.00000E+00
29	2.24000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00
30	2.24000E+01	3.00000E+00	0.00000E+00
31	2.24000E+01	6.00000E+00	0.00000E+00
32	2.24000E+01	9.00000E+00	0.00000E+00
33	2.56000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00
34	2.56000E+01	3.00000E+00	0.00000E+00
35	2.56000E+01	6.00000E+00	0.00000E+00
36	2.56000E+01	9.00000E+00	0.00000E+00
37	2.88000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00
38	2.88000E+01	3.00000E+00	0.00000E+00
39	2.88000E+01	6.00000E+00	0.00000E+00
40	2.88000E+01	9.00000E+00	0.00000E+00
41	3.20000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00
42	3.20000E+01	3.00000E+00	0.00000E+00
43	3.20000E+01	6.00000E+00	0.00000E+00
44	3.20000E+01	9.00000E+00	0.00000E+00

PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS TIPO :

ELEMENTO	AREA	E	G	I	J
1	12				



57		16	20	0.00000E+00
58		20	24	0.00000E+00
59		24	28	0.00000E+00
60		28	32	0.00000E+00
61		32	36	0.00000E+00
62		36	40	0.00000E+00
63		40	44	0.00000E+00

### CARGAS EN ELEMENTOS :

ELEMENTO	CARGA	ANGULO
34	-1.40000E+00	7.00000E+01
35	-1.40000E+00	7.00000E+01
36	-1.40000E+00	7.00000E+01
37	-1.40000E+00	9.00000E+01
38	-1.40000E+00	9.00000E+01
39	-1.40000E+00	7.00000E+01
40	-1.40000E+00	9.00000E+01
41	-1.40000E+00	9.00000E+01
42	-1.40000E+00	7.00000E+01
43	-1.40000E+00	9.00000E+01
44	-1.40000E+00	9.00000E+01
45	-1.40000E+00	9.00000E+01
46	-1.40000E+00	9.00000E+01
47	-1.40000E+00	7.00000E+01
48	-1.40000E+00	9.00000E+01
49	-1.40000E+00	9.00000E+01
50	-1.40000E+00	9.00000E+01
51	-1.40000E+00	9.00000E+01
52	-1.40000E+00	9.00000E+01
53	-1.40000E+00	7.00000E+01
54	-1.00000E+00	9.00000E+01
55	-1.00000E+00	9.00000E+01
56	-1.00000E+00	9.00000E+01
57	-1.00000E+00	7.00000E+01
58	-1.00000E+00	9.00000E+01
59	-1.00000E+00	9.00000E+01
60	-1.00000E+00	9.00000E+01
61	-1.00000E+00	7.00000E+01
62	-1.00000E+00	9.00000E+01
63	-1.00000E+00	9.00000E+01

### CARGAS EN NUDOS :

NUDD	MZ	FX	FY	FZ	MX	MY
------	----	----	----	----	----	----

### NUDOS RESTRINGIDOS :

NUDD	RZ	X	Y	Z	RX	RY
1		1	1	0	0	0
5	1	1	1	0	0	0
9	1	1	1	0	0	0
13	1	1	1	0	0	0
17	1	1	1	0	0	0

21	1						
25	1						
29	1						
33	1						
37	1						
41	1						
	1						

FUERZAS EN ELEMENTOS :

ELEM	NUDO	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	1	5.64e18E+00	-1.59007E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	2	-1.12222e-01	-5.64e18E+00	1.59007E-01	0.00000E+00	0.00	
000E+00	2	-2.14674E-01	5.37940E+00	-1.86105E-01	0.00000E+00	0.00	
000E+00	2	-4.37599E-01	-3.87940E+00	2.89105E-01	0.00000E+00	0.00	
000E+00	3	-2.12717E-01	1.4e07E+00	-2.94739E-01	0.00000E+00	0.00	
000E+00	3	-4.18799E-01	-1.4e07E+00	2.94739E-01	0.00000E+00	0.00	
000E+00	4	-1.23418E-01	1.2e07E-01	1.00199E-02	0.00000E+00	0.00	
000E+00	4	7.32744E-03	-1.2e07E+01	-1.00199E-02	0.00000E+00	0.00	
000E+00	5	2.25012E-02	7.97924E+00	2.22952E-02	0.00000E+00	0.00	
000E+00	5	2.97051E-02	-7.97924E+00	-2.22952E-02	0.00000E+00	0.00	
000E+00	7	2.71409E-02	3.04104E+00	2.21925E-02	0.00000E+00	0.00	
000E+00	7	7.02247E-02	-3.04104E+00	-2.21925E-02	0.00000E+00	0.00	
000E+00	8	2.53577E-02	1.21377E+01	-3.79282E-03	0.00000E+00	0.00	
000E+00	8	-7.19514E-02	-1.21377E+01	3.79282E-03	0.00000E+00	0.00	
000E+00	8	-8.92579E-02	7.97927E+00	1.44950E-02	0.00000E+00	0.00	
000E+00	8	1.49912E-02	-7.97927E+00	-1.44950E-02	0.00000E+00	0.00	
000E+00	11	2.25001E-02	7.17922E+00	7.52507E-03	0.00000E+00	0.00	
000E+00	11	1.17791E-02	-7.17922E+00	-7.52507E-03	0.00000E+00	0.00	
000E+00	12	1.02572E-02	-3.17521E+00	-7.12507E-03	0.00000E+00	0.00	
000E+00	10	-3.20899E-02	1.21e08E+01	-2.02512E-02	0.00000E+00	0.00	
000E+00	14	-1.21e08E-01	-1.21e08E-01	0.00912E-02	0.00000E+00	0.00	
000E+00	11	7.98091E+00	7.98091E+00	1.82779E-03	0.00000E+00	0.00	
000E+00	11	7.98091E+00	-7.98091E+00	-1.82779E-03	0.00000E+00	0.00	
000E+00	15	2.1211e-02	2.2010e+00	4.51e2E-03	0.00000E+00	0.00	
000E+00	12	2.1211e-02	2.2010e+00	4.51e2E-03	0.00000E+00	0.00	

000E+00	1a	-3.20106E+00	-4.51552E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	13	6.65188E-03	-1.19202E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	17	1.21622E+01	-1.19202E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	18	-1.77186E-03	1.17206E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	14	-1.80431E-03	1.17206E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	18	7.68291E+00	9.55181E+04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	17	1.42877E-07	-7.68291E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	19	-7.68291E+00	-9.55181E+04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	15	1.13522E-17	7.68291E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	19	3.20107E+00	2.27625E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	20	3.39070E-07	-3.20107E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	20	3.42890E-07	3.20107E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	1a	1.21622E+01	1.42877E-07	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	21	2.28917E-05	-1.21622E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	21	-1.21622E+01	-1.42877E-07	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	17	1.99504E-05	1.21622E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	21	1.21622E+01	-7.68291E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	27	-7.68291E+00	-9.55181E+04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	18	1.43057E-05	7.68291E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	25	3.20107E+00	3.74343E+06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	24	5.05521E-06	-3.20107E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	24	6.17506E+06	3.74343E+06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	19	1.21622E+01	1.22096E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	2a	1.81795E-03	-1.21622E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	2a	1.84474E-03	1.22096E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	2a	7.68291E+00	-9.55181E+04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	27	-1.41104E-03	7.68291E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	27	-1.10004E-07	-7.68291E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	21	3.20107E+00	-2.28917E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	28	-3.27904E-07	3.20107E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	28	-3.42474E-03	3.20107E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	22	1.21622E+01	2.05777E-03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	30	3.28474E-03	-1.21622E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	17	2.91646E-07	1.21622E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	17	7.68291E+00	-1.81934E-03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	31	-1.20526E-09	7.68291E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	31	-2.07474E-03	-7.68291E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	24	3.20107E+00	-4.30798E-03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	32	-6.25400E-03	3.20107E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	32	-3.20107E+00	4.30798E-03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	25	-6.63927E-03	-3.20107E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	34	7.24151E-03	1.12373E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	34	-1.12373E+01	-7.24151E-03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	2a	9.02624E-03	7.68291E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	2a	-7.68291E+00	-1.47115E-03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	35	-1.47115E-03	7.68291E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	27	3.19331E+00	-2.82094E-03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	35	3.19331E+00	-7.31703E-03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	36	-1.12971E-02	3.19331E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	36	-3.19331E+00	7.31703E-03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	29	1.26072E+01	-1.06540E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	29	1.26072E+01	-9.99079E-07	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	38	-7.5121E-07	1.26072E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	38	-1.26072E+01	-7.5121E-07	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00

29	38	7.92824E+00	-2.22794E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-3.95771E-02				
30	39	-7.92524E+00	2.22794E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-2.71611E-02				
30	39	3.34104E+00	-2.21842E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-3.06177E-02				
40		-2.24104E+00	2.21842E-02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-3.57406E-02				
31	41	5.64622E+00	1.59058E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		1.62267E-01				
42		-5.64622E+00	-1.59058E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		3.14905E-01				
32	42	3.57842E+00	2.28115E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		4.27616E-01				
43		-3.57842E+00	-2.28115E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		4.25775E-01				
33	43	1.46077E+00	2.94744E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		4.25825E-01				
44		-1.46077E+00	-2.94744E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		4.255427E-01				
34	2	-1.59072E-01	2.06778E-00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		7.51073E-01				
3	3	1.29066E-01	2.41222E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-1.20255E+00				
32	3	-1.14788E-01	2.25880E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		1.24178E+00				
10		1.16782E-01	2.22120E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-1.15122E+00				
2e	10	-1.20953E-01	2.23760E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		1.18872E+00				
14		1.09972E-01	2.24340E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-1.17640E+00				
37	14	-1.02066E-01	2.24054E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		1.14988E+00				
18		1.06660E-01	2.23746E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-1.19417E+00				
38	18	-1.04010E-01	2.23794E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		1.15454E+00				
22		1.04094E-01	2.24036E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-1.18474E+00				
39	22	-1.04010E-01	2.24004E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		1.15471E+00				
2e		1.04004E-01	2.23795E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-1.16457E+00				
40	2e	-1.03064E-01	2.23744E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		1.15414E+00				
30		1.06058E-01	2.24056E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-1.19322E+00				
41	30	-1.09953E-01	2.24238E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		1.15625E+00				
34		1.09953E-01	2.23762E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-1.18875E+00				
42	34	-1.06782E-01	2.22116E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		1.15120E+00				
32		1.16777E-01	2.25882E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-1.24141E+00				
43	32	-1.15066E-01	2.41220E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		1.09258E+00				
42		1.29066E-01	2.06780E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-7.52521E-01				
44	3	-8.65255E-03	2.11764E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		8.55315E-01				
7		8.62790E-03	2.36236E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-1.24707E+00				
45	7	-8.73399E-03	2.23484E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00

000E+00	11	a.71001E+01	2.12207E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00	4b	-1.20572E+00				
000E+00	11	-8.52770E+04	2.23777E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		1.19122E+00				
000E+00	13	8.47057E+04	2.24221E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-1.19870E+00				
000E+00	47	1.83307E+00	2.23750E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		1.19828E+00				
000E+00	19	-1.83545E+00	2.24237E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-1.19788E+00				
000E+00	48	2.05452E+00	2.23907E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		1.19032E+00				
000E+00	22	-2.05200E+00	2.24450E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-1.19524E+00				
000E+00	49	2.02248E+00	2.24113E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		1.19502E+00				
000E+00	27	-2.02047E+00	2.24719E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-1.19002E+00				
000E+00	20	1.82138E+00	2.24408E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		1.19787E+00				
000E+00	21	-1.82072E+00	2.23728E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-1.19000E+00				
000E+00	51	-8.51072E+04	2.24220E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		1.19886E+00				
000E+00	25	8.48992E+04	2.23750E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-1.19182E+00				
000E+00	52	-8.72202E+00	2.24512E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		1.20572E+00				
000E+00	29	a.71212E+00	2.23422E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-1.18937E+00				
000E+00	50	-8.42171E+00	2.23835E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		1.24705E+00				
000E+00	40	8.62842E+00	2.11726E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-2.55243E+01				
000E+00	54	8.42702E+01	1.48077E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		4.23416E+01				
000E+00	6	-8.42702E+01	1.72722E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-4.00929E+01				
000E+00	22	8.52350E+01	1.80191E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-8.52357E+01				
000E+00	12	-8.52357E+01	1.59219E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		8.48223E+01				
000E+00	12	8.48223E+01	1.59772E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-8.52114E+01				
000E+00	1e	-8.52114E+01	1.50287E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-1.52714E+01				
000E+00	1e	-1.52714E+01	1.59539E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		8.50482E+01				
000E+00	20	-8.50482E+01	1.80181E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-8.55212E+01				
000E+00	38	-8.55212E+01	1.39942E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		8.52185E+01				
000E+00	20	8.52185E+01	1.80054E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-8.52912E+01				
000E+00	24	-8.52912E+01	1.80054E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		8.52928E+01				
000E+00	24	8.52928E+01	1.80054E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-8.52928E+01				
000E+00	25	-8.52928E+01	1.80054E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-8.52191E+01				
000E+00	50	-8.52191E+01	1.80181E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		8.52185E+01				
000E+00	22	8.52185E+01	1.80054E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-8.52449E+01				
000E+00	22	-8.52449E+01	1.80054E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		8.57108E+01				
000E+00	2e	8.57108E+01	1.80054E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-8.52204E+01				



a2	3e	2.72551E-01	1.59219E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		8.59220E-01				
	40	-2.72552E-01	1.59181E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-6.55022E-01				
a3	40	2.94740E-01	1.75922E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		9.00952E-01				
	44	-2.94744E-01	1.45077E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
000E+00		-4.55427E-01				

### DESPLAZAMIENTO DE LOS NUDOS:

NUDO	X RZ	Y	Z	Rx	Ry
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	0.00000E+00				
2	-1.77252E-05	-1.08225E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00					
3	-2.82229E-04	-1.77294E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00					
4	-1.52510E-04	-2.05054E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00					
5	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00					
6	-1.25792E-05	-2.42155E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00					
7	1.25792E-05	-3.75252E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00					
8	4.20072E-05	-4.25224E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00					
9	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00					
10	1.00100E+00	-1.35054E-09	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00					
11	-1.00100E+00	-3.71812E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00					
12	1.00100E+00	-2.11024E-07	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00					
13	2.47557E-05	-4.40755E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00					
14	-1.25812E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00					
15	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00					
16	-2.52414E-05	-2.25252E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00					
17	2.52414E-05	-3.62701E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00					
18	-1.77412E-05	-4.44422E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00					
19	1.77412E-05	-1.07022E-05	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00					
20	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00					
21	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00					
22	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00					
23	4.77401E-05	-2.25252E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00					
24	-5.27022E-05	-3.62701E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00					
25	5.27022E-05	-3.62701E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00					
26	1.00307E-07	-4.44422E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00					
27	-1.15202E-09	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00					
28	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00					
29	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00					
30	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00					

0E+00	4.79e57E-06				
27	-1.00182E+08	-3.8270E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-6.12e13E-07				
28	-8.32545E-06	+4.44438E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	5.30095E-07				
29	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	0.00000E+00				
30	8.8494E-06	-2.0457E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-8.12702E-07				
31	-8.1287E-08	-3.82701E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	1.7277E-06				
32	-1.8254E-05	-4.44432E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	1.07111E-06				
33	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	0.00000E+00				
34	1.01044E-05	-2.04604E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	3.30480E-06				
35	-3.47180E-05	-3.82141E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	8.05371E-07				
36	-2.43808E-05	-4.43733E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	1.79e35E-06				
37	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	0.30000E+00				
38	1.37744E-05	-2.43138E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-2.7e35E-05				
39	1.78732E-07	-3.8e25E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-4.5e63E-06				
40	-3.01232E-05	-4.8e64E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-1.43708E-05				
41	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	0.00000E+00				
42	1.75000E-05	-1.08888E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	2.82942E-04				
43	2.82987E-07	-1.77895E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	2.82500E-04				
44	-4.23892E-05	-2.0e90E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	3.11757E-04				

### REACCIONES EN LOS APOYOS:

NUDD n°	X M2	Y	Z	RA	RB
1	1.59032E-01	5.84e18E-00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-1.82222E-01				
5	-1.00144E-02	1.2e092E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	7.35744E-03				
7	5.1928e-01	1.21372E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-7.18264E-01				
10	2.02912E-01	1.21e38E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-3.20892E-01				
17	1.19206E-01	1.21e22E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-1.7718e-05				
21	-1.42674E-05	1.21e24E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	2.28512E-05				
23	-1.2209e-01	1.21e10E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	1.81792E-03				
29	-2.05772E-03	1.21e38E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	3.25474E-03				
33	-5.42258E-03	1.21372E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	7.26151E-03				
37	9.9e074E-03	1.2e092E-01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-7.31121E-07				
41	-1.59058E-01	5.84e22E-00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	1.42222E-01				

-----  
 MARCO EJE 11 C.V.  
 -----

FECHA : 03-30-1989  
 AN002SCR  
 -----

COORDENADAS DE LOS NUDOS :

NUDO	COORD. X	COORD. Y	COORD. Z
1	1.90000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	1.70000E+00	2.00000E+00	0.00000E+00
3	1.90000E+00	6.00000E+00	0.00000E+00
4	0.00000E+00	9.00000E+00	0.00000E+00
5	1.90000E+00	9.00000E+00	0.00000E+00
6	1.00000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00
7	1.00000E+01	2.00000E+00	0.00000E+00
8	1.00000E+01	6.00000E+00	0.00000E+00
9	1.00000E+01	9.00000E+00	0.00000E+00
10	1.25000E+01	2.00000E+00	0.00000E+00
11	1.25000E+01	6.00000E+00	0.00000E+00
12	1.25000E+01	9.00000E+00	0.00000E+00

PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS TIPO :

ELEMENTO Y	AREA I2	E	G	J	I
1	1.37500E-01	1.13137E-06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	5.42500E-02				
2	1.12500E-01	1.13137E-06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	1.87500E-01				

GEOMETRIA DE LA ESTRUCTURA :

ELEMENTO	TIPO	NUDO ORIGEN	NUDO FIN	ANGULO DE GIRO
1	1	1	2	0.00000E+00
2	1	1	3	0.00000E+00
3	1	1	4	0.00000E+00
4	1	2	3	0.00000E+00
5	1	2	4	0.00000E+00
6	1	3	4	0.00000E+00
7	1	3	5	0.00000E+00
8	1	4	5	0.00000E+00
9	1	4	6	0.00000E+00
10	1	5	6	0.00000E+00
11	1	7	10	0.00000E+00
12	1	8	11	0.00000E+00
13	1	9	12	0.00000E+00

CARGAS EN ELEMENTOS :

ELEMENTO	CARGA	ANGULO
7	-1.20000E+00	9.00000E+01
8	-1.20000E+00	9.00000E+01
9	-1.20000E+00	9.00000E+01

10	-1.50000E+00	9.00000E+01
11	-1.00000E+00	9.00000E+01
12	-1.00000E+00	9.00000E+01
13	-1.40000E+00	9.00000E+01

### CARGAS EN NUDOS :

NUDO	Fx	Fy	Fz	MA	MY
MZ					

### NUDOS RESTRINGIDOS :

NUDO	X	Y	Z	RX	RY
RE					
1	1	1	0	0	0
2	1	1	0	0	0
3	1	1	0	0	0

### FUERZAS EN ELEMENTOS :

ELEM	NUDO	Fx	Fy	Fz	MA	MY
	MZ					
1	1	1.82240E+01	-1.05951E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
2	2	-9.06399E-01	1.25951E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
3	2	-7.17244E+00	-1.80196E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
4	2	-2.88090E+00	1.80196E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
5	3	-1.74055E+01	1.80196E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
6	3	-2.52497E+00	-2.89797E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
7	3	3.59010E+00	-2.89797E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
8	5	-8.59010E+00	2.89797E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
9	5	-5.21019E+00	2.89797E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
10	4	2.46182E-01	1.25971E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
11	7	1.94411E+00	-1.25971E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
12	7	1.52502E+00	1.80204E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
13	7	1.71445E-01	1.80204E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
14	8	3.21189E+00	-1.80204E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
15	8	2.19424E+00	2.89900E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
16	8	7.32969E+00	2.89900E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
17	9	3.16725E+00	-2.89900E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
18	9	5.52507E+00	-2.89900E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
19	7	-1.56547E-06	-5.75048E-07	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
20	5	-1.49012E+07	2.47000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
21	8	-2.34650E+00	-1.25547E-06	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
22	2	-5.42242E-01	4.85848E-00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
23	7	8.05034E+00	5.22153E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
24	7	7.42220E-01	5.22153E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
25	3	-7.57815E+00	-1.09601E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
26	3	6.00670E+00	4.81539E-00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
27	8	1.09601E+00	5.26461E-00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
28	8	-7.89343E+00	5.26461E-00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00
29	5	2.89797E+00	8.12010E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00

000E+00	7.558e9E+00					
9	-2.89798E+00	6.47990E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	-9.0e98E+00					
11	-1.42e04E-0e	2.25000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	2.53125E+00					
10	-1.42e04E-0e	3.57e28E-07	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	-2.28415E-07					
12	-1.42e04E-0e	2.25000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	2.53125E+00					
11	-1.42e04E-0e	-3.57e28E-07	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	1.42051E-0e					
17	-1.99e+6E-0e	3.15000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	3.54375E+00					
12	-1.42e04E-0e	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00	
000E+00	7.74250E-07					

### DESPLAZAMIENTO DE LOS NUDOS:

NUDO	X RZ	Y	Z	RX	RY
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	0.00000E+00				
2	7.49e07E+04	-3.5221eE-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-9.812e7E+04				
3	2.45e12E+03	-e.10737E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-8.45e12E+04				
4	4.32251E+03	1.10137E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-8.152287E+04				
5	4.32251E+03	-7.7e38E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-1.5071eE+03				
6	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	0.00000E+00				
7	7.85798E+04	-4.74714E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-4.17213E+03				
8	2.52249E+03	-8.05341E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-4.31000E+04				
9	4.17126E+03	-9.91051E-04	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	4.71041E+04				
10	7.85798E+04	-2.0e051E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-9.15214E+04				
11	2.52249E+03	-3.2e079E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-1.1e120E+03				
12	4.10125E+03	-2.01987E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-7.8e081E+04				

### REACCIONES EN LOS APOYOS:

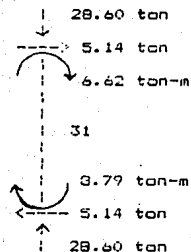
NUDO	X RZ	Y	Z	MX	MY
1	1.257e12E+00	1.52e40E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	-e.0e379E+01				
2	-1.25771E+00	2.4e160E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.0000
0E+00	1.44411E+00				

Revisión de la Columna B-11 en el Primer Nivel.

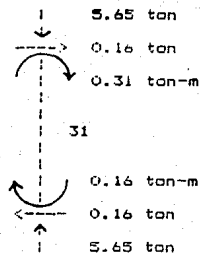
De acuerdo al análisis anterior se obtienen los siguientes elementos mecánicos en la columna :

Dirección X-X

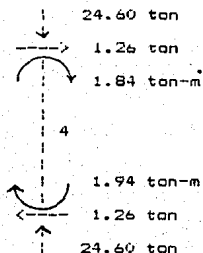
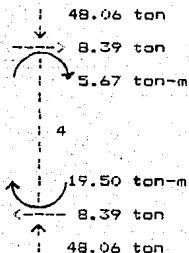
Sismo

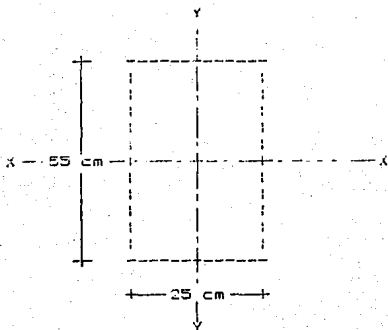


Carga Vertical



Dirección Y-Y





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

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

Efectos de Esbeltez.

Dirección x-x.

Para cargas verticales

Se pueden despreciar si :

$$\frac{H'}{r} < 34 - 12 \cdot \frac{M1}{M2}$$

$$ea = 0.05 \cdot h = 0.05 \cdot 25 \text{ cm} = 1.25 \text{ cm} < 2 \text{ cm}$$

$$\therefore ea = 2 \text{ cm}$$

$$es = \frac{0.31}{5.65 + 24.6} = 0.010 \text{ m}; \quad ei = \frac{0.16}{5.65 + 24.6} = 0.0053 \text{ m}$$

$$(M2) \quad eds = 1.0 \text{ cm} + 2 \text{ cm} = 3.0 \text{ cm}$$

$$(M1) \quad edi = 0.5 \text{ cm} - 2 \text{ cm} = -1.5 \text{ cm}$$

$$M1 = 30.25 * (-0.015 \text{ m}) = -0.45 \text{ ton-m}$$

$$M2 = 30.25 * 0.03 = 0.91 \text{ ton-m}$$

$$34 - 12 * \frac{0.45}{0.91} = 28$$

$\frac{H}{r} = 46 > 28$  .  
 Si se deben considerar los efectos de esbeltez.

$$H = 300 \quad ; \quad H' = k * H = 1.15 * 300 = 345 \text{ cm}$$

$$Y_s = \frac{S(Ic/Lc)}{S(Ir/Lr)} = \frac{71614 / 300 + 71614 / 300}{151875 / 320} = 1.0$$

$$Y1 = 0 \quad ; \quad k = 1.15 \quad \frac{H}{r} = \frac{345}{7.5} = 46$$

$$r = 0.3 h = 0.3 * 25 = 7.5 \text{ cm}$$

Para sismo.

Se pueden despreciar si :

$$\frac{d \text{ entrepiso}}{H \text{ entrepiso}} < 0.08 * \frac{V \text{ entrepiso}}{(Wm + Wv) * F.C}$$

$$\frac{d}{h} = 0.0135 < \frac{279.81}{1.1 * 932.70} * 0.08$$

$$\frac{d}{h} = 0.0135 < 0.0218 \quad ; \quad \text{se pueden despreciar}$$

Dirección Y-Y

Para cargas verticales.

Se pueden despreciar si :

$$\frac{H'}{r} < 34 - 12 * \frac{M1}{M2}$$



$$e_a = 0.05 \cdot h = 0.05 \cdot 55 = 2.75 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

$$e_s = \frac{1.84}{24.60 + 5.65} = 0.061$$

$$e_i = \frac{1.94}{24.60 + 5.65} = 0.064$$

$$(M1) \quad e_{ds} = 6.1 - 2.75 = 3.35$$

$$(M2) \quad e_{di} = 6.4 + 2.75 = 9.15$$

$$M1 = 30.25 \cdot 0.0335 = 1.01$$

$$M2 = 30.25 \cdot 0.0915 = 2.77$$

$$Y_s = \frac{\frac{348814}{300} \cdot 2}{\frac{189843}{840} + 840} = 10.2$$

$$Y_i = 0$$

$$\therefore k = 1.65 ; r = 0.3 \cdot 55 = 16.5$$

$$H' = k \cdot H = 1.65 \cdot 300 = 495$$

$$34 - 12 \cdot \frac{-1.01}{2.77} = 38.30$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{495}{0.3 \cdot 55} = 30$$

$$38.30 > 30$$

\(\therefore\) se pueden despreciar los efectos de esbeltez.

Para sismo.

Se pueden despreciar si :

$$\frac{d \text{ entrepiso}}{H \text{ entrepiso}} < 0.08 \cdot \frac{V \text{ entrepiso}}{(W_m + W_v) \cdot F.C}$$

$$\frac{d}{H} = 0.00513$$

$$; \quad 0.00513 < 0.0218$$

$$\frac{0.08 \cdot V}{(W_m + W_v) \cdot F.C} = 0.0218$$

\(\therefore\) se pueden despreciar los efectos de esbeltez.

Cálculo del factor de amplificación.

Dirección X-X

Para carga vertical.

$$F_{ab} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} \geq 1.0$$

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

$$C_m = 0.6 + 0.4 * \frac{0.45}{0.91} = 0.8$$

$$P_c = \frac{F_c * P_i^2 * EI}{H^2}$$

$$EI = 0.4 * \frac{E_c * I_g}{1 + U} = \frac{0.4 * 113137 * 71614}{1 + 0.09} = 2.97 * E9$$

$$U = \frac{1.94}{1.94 + 19.5} = 0.09$$

$$P_c = \frac{0.8 * P_i^2 + 2.97 * E9}{345^2} = 197018.95 \text{ kg}$$

$$F_{ab} = \frac{0.8}{1 - \frac{1.1 * 30.25}{197}} = 0.963 < 1$$

∴  $F_{ab} = 1$

De lo anterior :

$$M_c = F_{ab} * M_{2b} + F_{as} * M_{2s}$$

$$F_{ab} = 1.0 ; F_{as} = 1.0$$

Dimensionamiento.

Efectos gravitacionales :

$$P_u = 1.1 * 30.25 = 33.3 \text{ ton}$$

Dirección X

$$M_u = (0.16 * 1.1) + (33.3 * 0.02) = 0.842 \text{ ton-m}$$

Dirección Y

$$M_u = (1.94 * 1.1) + (33.3 * 0.0275) = 3.05 \text{ ton-m}$$

Efectos del sismo :

Dirección X

$$P_u = 1.1 * 28.6 = 31.46$$

$$F_u = 31.46 \text{ ton}$$

$$M_u = 1.1 * 8.79 = 9.67$$

$$M_u = 9.67 \text{ ton-m}$$

Dirección Y

$$P_u = 1.1 * 48.06 = 52.9$$

$$F_u = 52.9 \text{ ton}$$

$$M_u = 1.1 * 19.5 = 21.45$$

$$M_u = 21.45 \text{ ton}$$

Dimensionamiento considerando la flexocompresión principal en la dirección " X " .

$$P_u = 33.30 + 31.46 + (0.3 * 52.90) = 80.63$$

$$F_u = 80.63 \text{ ton}$$

$$M_u x = 0.842 + 9.67 = 10.50$$

$$M_u x = 10.50 \text{ ton-m}$$

$$M_u y = 3.05 + (0.3 * 21.45) = 9.49$$

$$M_u y = 9.49 \text{ ton-m}$$

Resumen :

$$Pu = 80.63 \text{ ton} \quad ; \quad ex = \frac{10.50}{80.63} = 0.13 \quad , \quad ex = 0.13 \text{ m}$$
$$ey = \frac{9.49}{80.63} = 0.12 \quad , \quad ey = 0.12 \text{ m}$$

La columna tiene el siguiente armado :

4 var. # 8

Estribos # 3 a cada 20 cm

8 var. # 6

$$As = 20.26 + 22.80 = 43.08$$

$$\therefore As = 43.08 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{As}{b * h} = \frac{43.08}{25 * 55} = 0.03$$

$$\rho = 0.03$$

$$Pro = Fr * (Ac * f''c + As * fy)$$

$$Pro = 0.8 * (187 + 180.94) = 294 \text{ ton}$$

$$\frac{d}{h} = 0.9 \quad ; \quad \text{refuerzo distribuido en la periferia}$$

$$q = \rho * \frac{fy}{f''c} = 0.03 * 30.88 = 0.93$$

$$\frac{ex}{hx} = \frac{13}{25} = 0.52$$

de gráficas se obtiene :

$$kx = 0.7$$

$$Prx = kx * Fr * \rho * h * f''c$$

$$Prx = 0.7 * 0.8 * 25 * 55 * 136 = 104720$$

$$Prx = 104.72 \text{ ton}$$

$$\frac{e_y}{h_y} = \frac{12}{55} = 0.22$$

de graficas se obtiene :

$$k_y = 1.2$$

$$P_{ry} = k_y \cdot F_r \cdot b \cdot h \cdot f' \cdot c$$

$$P_{ry} = 1.2 \cdot 0.8 \cdot 25 \cdot 55 \cdot 136 = 179520$$

$$P_{ry} = 179.52 \text{ ton}$$

$$P_r = \left[ \frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} + \frac{1}{P_{ro}} \right]^{-1}$$

$$P_r = \left[ \frac{1}{104.72} + \frac{1}{179.52} + \frac{1}{294.00} \right]^{-1} = 85.30$$

$$P_r = 85.30 \text{ ton} > P_u = 80.63 \text{ ton}$$

∴ el armado de la columna se acepta

Revisión considerando la flexocompresión principal en la dirección " Y " .

$$P_u = 33.3 + 52.9 + (0.3 \cdot 31.46) = 95.64 \text{ ton}$$

$$M_u x = 0.842 + (0.3 \cdot 9.67) = 3.74$$

$$M_u x = 3.74 \text{ ton-m}$$

$$M_u y = 3.05 + 21.45 = 24.50$$

$$M_u y = 24.50 \text{ ton-m}$$

Resumen :

$$P_u = 95.64 \text{ ton} \quad ; \quad e_x = \frac{3.74}{95.64} = 0.039 \quad , \quad e_x = 3.9 \text{ cm}$$

$$e_y = \frac{24.50}{95.64} = 0.256 \quad , \quad e_y = 25.6 \text{ cm}$$

$$P_{rx} = 294 \text{ ton} \quad ; \quad q = 0.93 \quad ; \quad d/h = 0.9$$

$$\frac{e_x}{n_x} = \frac{3.90}{25.0} = 0.156$$

de gráficas se obtiene :

$$k_{xx} = 1.37$$

$$\frac{e_y}{h_y} = \frac{25.60}{55.0} = 0.465$$

de gráficas se obtiene :

$$k_y = 0.77$$

$$P_{rx} = 1.37 * 0.8 * 25 * 55 * 136 = 204952$$

$$P_{rx} = 205 \text{ ton}$$

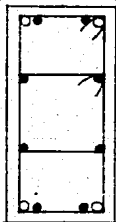
$$P_{ry} = 0.77 * 0.8 * 25 * 55 * 136 = 115192$$

$$P_{ry} = 115 \text{ ton}$$

$$P_r = \left[ \frac{1}{205} + \frac{1}{115} + \frac{1}{294} \right]^{-1} = 98.30$$

$$P_r = 98.30 \text{ ton} > P_u = 95.54 \text{ ton}$$

... se acepta el armado de la columna



○ # 8

● # 6

Revisión por cortante en la dirección " X " .

$$V_{crx} = F * V_{cr}$$

$$p = 0.01566 > 0.01$$

$$\therefore V_{cr} = 0.5 * F_r * b * d * f_c^{(1/2)}$$

$$V_{cr} = 0.5 * 0.8 * 55 * 22.5 * 160^{(1/2)} = 6260 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 6.26 \text{ ton}$$

$$0.7 * f_c + (2000 * A_s)$$

$$0.7 * 160 + (2000 * 43.08) = 86272 \text{ kg} \quad \therefore P_u = 80630 \text{ kg}$$

$$\therefore F = 1 + 0.007 * (P_u/A_g) = 1 + 0.007 * \frac{80.63}{55 * 22.5} = 1.0$$

$$F = 1.0$$

$$V_{crx} = 1.0 * 6.26 = 6.26 \text{ ton}$$

$$V_{ux} = (5.14 + 0.16) * 1.10 = 5.83 \text{ ton}$$

$$V_{crx} > V_{ux}$$

\therefore el concreto resiste el cortante actuante sin necesidad de sumarle el resistente por existir estribos.

Revisión por cortante en la dirección " Y " .

$$P_u = A_g * f_c + (A_s * f_y) = 367.94 \text{ ton} \quad ; \text{ para } F = 0$$

$$P_u = 86.27 \text{ ton} \quad ; \text{ para } F = 1$$

$$P_u = 95.64 \text{ ton} \quad ; \text{ para } F = ::$$

$$\frac{1}{367.94 - 86.27} = \frac{x}{(367.94 - 86.27) - (95.64 - 86.27)}$$

$$x = 0.97$$

$$V_{cry} = 6.26 * 0.97 = 6.05$$

$$V_{ry} = 6.05 \text{ ton}$$

$$V_{uy} = (6.39 + 1.26) * 1.1 = 10.60 \text{ ton}$$

$V_{cr} < V_{uy}$

∴ necesita estribos para resistir el cortante.

$$S = \frac{F_r + A_v + f_y + d}{V_u - V_{cr}}$$

$$S = \frac{0.7 + 4 + 0.71 + 4200 + 49.5}{(10.6 - 6.05) + 1000}$$

S necesaria = 90.8 cm >> S existente = 20 cm

∴ se acepta el refuerzo transversal existente en columnas.

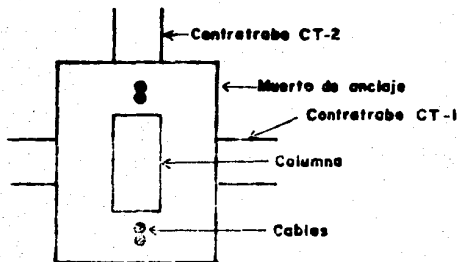


#### IV DISEÑO DE ATRAQUES PARA ANCLAR CABLES

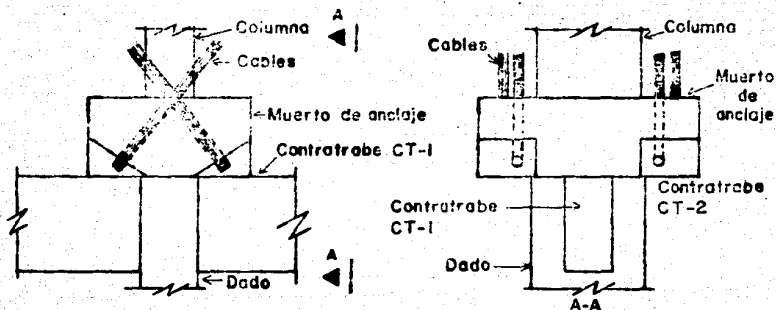
##### 4.1 Diseño de atraques para anclar cables en cimentación.

Para el anclaje de los cables en la cimentación de la estructura se propone construir unos muertos en los extremos inferiores de las columnas.

Croquis :



**PLANTA**



- Revisión del deslizamiento vertical sobre la columna.

Debido a que la unión entre el muerto de anclaje y la columna no es monolítica se presenta una sección a través de la cual es necesario transferir fuerza cortante. En este caso la única manera de desarrollar la fuerza cortante es a través de la fricción que se presenta cuando el muerto de anclaje tiende a deslizarse respecto a la columna.

De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto en este caso se necesita refuerzo perpendicular al plano crítico por cortante directo. Dicho refuerzo debe estar bien distribuido en la sección definida por el plano crítico y debe estar anclado a ambos lados de modo que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia en el plano mencionado.

La resistencia a fuerza cortante,  $V_r$ , se tomará como el menor de los valores calculados con las expresiones siguientes :

$$V_r = F_r * U * (A_{vf} * f_y + N_u)$$

$$V_r = F_r * [14 * A + 0.8 * (A_{vf} * f_y + N_u)]$$

$$V_r = 0.25 * F_r * f'_c * A$$

donde :

$A_{vf}$  : Área del refuerzo por cortante por fricción, en  $cm^2$ .

$A$  : Área de la sección definida por el plano crítico, en  $cm^2$ .

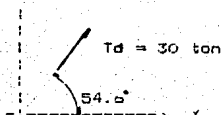
$N_u$  : fuerza de diseño de compresión normal al plano crítico, en kg.

$U$  : coeficiente de fricción, igual a 1.0 para concreto colado contra concreto endurecido.

$$T_u = F.C. * T = 1.1 * 26.70 = 29.37 \quad ; \quad T_u = 29.37 \text{ ton}$$

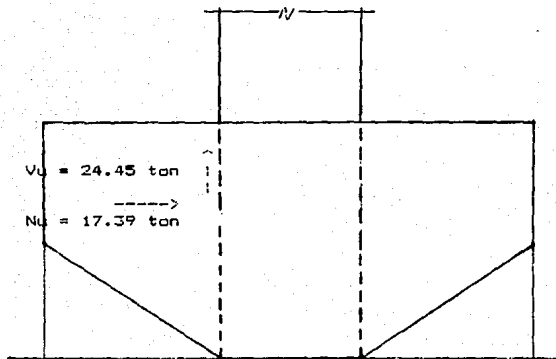
$$\therefore T \text{ diseño} = 30 \text{ ton}$$

y



$$T_{dx} = 17.39 \text{ ton}$$

$$T_{dy} = 24.45 \text{ ton}$$



Suponiendo 6 varillas # 4 ;

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

$$f^sc = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$Avf = 7.62 \text{ cm}^2$$

$$Vr = Fr * U * (Avf * fy + Nu)$$

$$Vr = 0.8 * 1.0 * (7.62 * 4200 + 17390)$$

$$Vr = 39515 \text{ kg}$$

$$Vr = Fr * [14 * A + 0.8 * (Avf * fy + Nu)]$$

$$Vr = 0.8 * [14 * (45 * 55) + 0.8 * (7.62 * 4200 + 17390)]$$

$$Vr = 59332 \text{ kg}$$

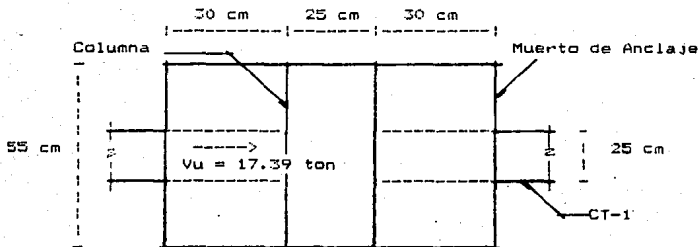
$$Vr = 0.25 * Fr * f^sc * A$$

$$Vr = 0.25 * 0.80 * 160 * 45 * 55 = 79200 \text{ kg}$$

$$\therefore Vr = 39515 \text{ kg} > Vu = 24450 \text{ kg}$$

- Revisión del deslizamiento horizontal del muerto de anclaje sobre la cimentación.

En este caso se presenta el mismo problema que en el deslizamiento vertical y se procede de la misma manera para su solución.



Suponiendo 5 varillas # 4 :

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

$$f^c = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{vf} = 6.35 \text{ cm}^2$$

$$V_r = F_r * U * (A_{vf} * f_y + N_u)$$

$$V_r = 0.8 * 1.0 * (6.35 * 4200 + 0)$$

$$V_r = 21335 \text{ kg}$$

$$V_r = F_r * [14 * A + 0.8 * (A_{vf} * f_y + N_u)]$$

$$V_r = 0.8 * [14 * (25 * 30) + 0.8 * (6.35 * 4200 + 0)]$$

$$V_r = 25468.8 \text{ kg}$$

$$V_r = 0.25 * F_r * f^c * A$$

$$V_r = 0.25 * 0.8 * 160 * (25 * 30)$$

$$V_r = 24000 \text{ kg}$$

$$\therefore V_r = 21.34 \text{ ton} > V_u = 17.39 \text{ ton}$$

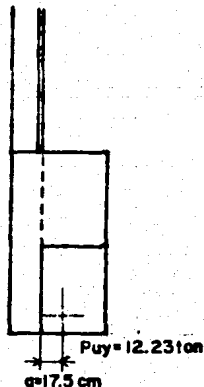
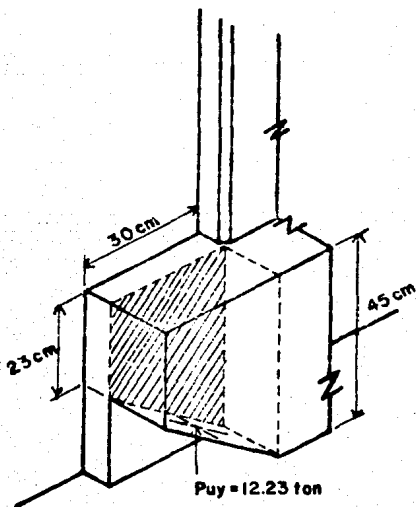
- Revisión del muerto de anclaje como ménsula.

Se considerará en cantiliver la parte del muerto que ancla al cable. Debido a que la relación entre el claro de cortante " a " y el peralte de esta parte del muerto es pequeña, se revisará como ménsula. Esta ménsula se revisará en dos direcciones, ya que para la revisión del muerto de anclaje se descompuso la tensión actuante en el cable en dos componentes, una vertical y la otra horizontal.

Revisión en la dirección " Y " ( vertical ).

Tuy = 24.45 Ton

$$F_{uy} = \frac{24.45}{2} = 12.23 \text{ Ton}$$



### Materiales

$$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2 ; fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

constantes

$$f^*c = 0.8 * f'c = 0.8 * 200 = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85 * f^*c = 0.85 * 160 = 136 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_{\min} = \frac{0.7 * f'c^{(1/2)}}{fy} = \frac{0.7 * 200^{(1/2)}}{4200} = 0.002357$$

Fr = 0.8 para flexión

Fr = 0.8 para cortante

U = 1.4 (concreto colado monolíticamente)

$$h_{\text{promedio}} = \frac{45 - 23}{2} + 23 = 34 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{h} = \frac{17.50}{34} = 0.51 < 1.0$$

Suponiendo:

$$d = 0.9 * h$$

$$d = 0.9 * 34 = 30.6 \text{ cm}$$

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

a) Cálculo del Área de acero de refuerzo por flexión, As

$$Mu = Puy * a = 12.23 * E23 * 17.5 = 214025 \text{ kg-cm}$$

$$\frac{a}{h} = \frac{17.5}{34} = 0.515$$

$$0.5 < \frac{a}{h} < 1.0$$

$$\therefore Z = (0.4 + 0.4 * \frac{a}{h}) * h$$

$$z = \left[ 0.4 + \left( 0.4 * \frac{17.5}{34} \right) \right] * 34 = 20.6 \text{ cm}$$

$$As1 = \frac{Mu}{Fr * fy * z} = \frac{214025}{0.8 * 4200 * 20.6} = 3.1 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{As1}{b * d} = \frac{3.1}{30 * 30} = 0.0034$$

$$0.00235 < 0.0034 < 0.008$$

∴ Es correcto.

$$As = As1 + As2 = 3.1 + 0 = 3.1$$

$$Asy = 3.1 \text{ cm}^2$$

b) Cálculo del acero de refuerzo para cortante por fricción  
Avf

Para resistir Vr

$$(Avf)1 = \frac{Vr}{Fr * U * fy} = \frac{12230}{0.8 * 1.4 * 4200} = 2.60 \text{ cm}^2$$

$$(Avf)2 = \left| \frac{Vr}{Fr} - 14 * A \right| * \frac{1}{0.8 * fy}$$

$$(Avf)2 = \frac{Vr}{Fr * 0.8 * fy} - \frac{14 * A}{0.8 * fy}$$

$$(Avf)2 = \frac{12230}{0.8 * 0.8 * 4200} - \frac{14 * 30 * 30}{0.8 * 4200} = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$(Avf)1 > (Avf)2$$

$$\therefore Avf = (Avf)1$$

$$Avfy = 2.60 \text{ cm}^2$$

Revisión de  $V_r$

$$V_r = 0.25 * F_r * f_c * A$$

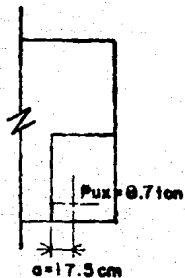
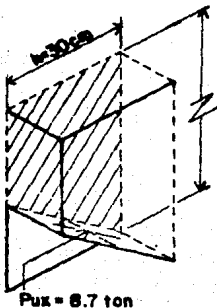
$$V_r = 0.25 * 0.8 * 160 * 30 * 30 = 28800 \text{ kg}$$

$$V_r = 28.80 \text{ ton} > V_u = 12.23 \text{ ton}$$

Revisión en la dirección " X " ( horizontal ).

$$T_{ux} = 17.39 \text{ ton}$$

$$P_{ux} = \frac{17.39}{2} = 8.70 \text{ ton}$$





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

$$\frac{a}{h} = \frac{17.50}{30} = 0.583 < 1.0$$

Suponiendo:

$$d = 0.9 * h$$

$$d = 0.9 * 30 = 27$$

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

a) Cálculo del área de acero de refuerzo por flexión,  $A_s$ .

$$M_u = P_{ux} * a = 8700 * 17.5 = 152250 \text{ kg-cm}$$

$$\frac{a}{h} = \frac{17.50}{30} = 0.583$$

$$0.5 < 0.583 < 1.0$$

$$\therefore Z = (0.4 + 0.4 * \frac{a}{h}) * h$$

$$Z = (0.4 + 0.4 * \frac{17.50}{30}) * 30 = 19 \text{ cm}$$

$$A_{s1} = \frac{M_u}{F_r * f_y * Z} = \frac{152250}{0.8 * 4200 * 19} = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{A_{s1}}{bd} = \frac{2.40}{34 * 27} = 0.00261$$

$$0.002357 < 0.00261 < 0.008$$

\(\therefore\) Es correcto.

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 2.4 + 0 = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s::} = 2.4 \text{ cm}^2$$

b) Cálculo del acero de refuerzo para cortante por fricción  $A_{vf}$ .

Para resistir  $V_r$

$$(A_{vf})_1 = \frac{V_r}{F_r * U * f_y} = \frac{8700}{0.8 * 1.4 * 4200} = 1.85 \text{ cm}^2$$

$$F_r * [14 * A + 0.8 * (A_{vf1} * f_y + N_u)] =$$

$$0.8 * [14 * (34 * 27) + 0.8 * (1.85 * 4200 + 0)] = 19068 \text{ kg}$$

$$19.07 \text{ ton} > 8.70 \text{ ton}$$

$$V_r = 0.25 * 0.8 * 160 * 34 * 27 = 29376 \text{ kg} > 8700 \text{ kg}$$

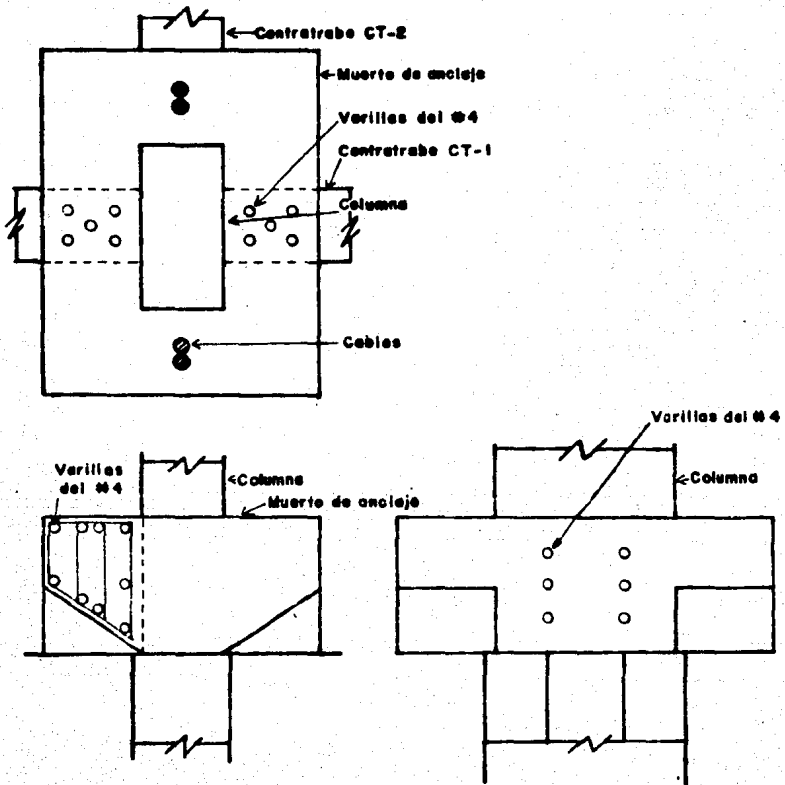
$$\therefore A_{vfx} = 1.85 \text{ cm}^2$$

- Obtención del armado.

$$A_y = A_{sy} + A_{vfy} = 3.10 + 1.85 = 4.95 \text{ cm}^2 ; 4 \# 4$$

$$A_x = A_{sx} + A_{vfx} = 2.40 + 2.60 = 5.00 \text{ cm}^2 ; 4 \# 4$$

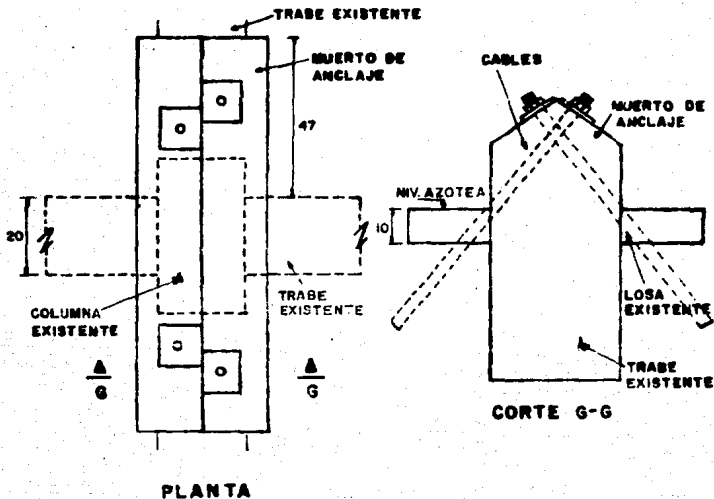
- Armado del muerto de anclaje en cimentacion.



#### 4.2 Diseño de anclajes para anclar cables en azotea.

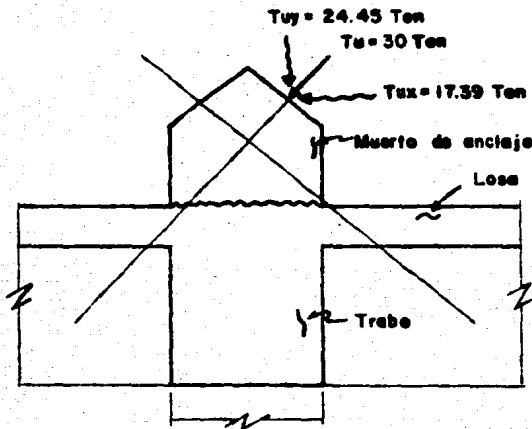
Para el anclaje de los cables se propone construir unos muros en la intersección de columnas y traveses de azotea.

Croquis:



- Revisión del deslizamiento horizontal sobre la losa de azotea.

Debido a que el muerto de anclaje se colara sobre la losa de azotea, se presenta una sección a través de la cual es necesario transferir fuerza cortante. En este caso la única manera de desarrollar la fuerza cortante es a través de la fricción, que se presenta cuando el muerto de anclaje tiende a deslizarse respecto a la losa de azotea. Por lo tanto se necesita refuerzo perpendicular al plano crítico por cortante directo.



Substituyendo 12 varillas # 4

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

$$f^c = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 12.70 + 2.54 = 15.24 \text{ cm}^2$$

$$V_r = F_r * U * ( A_vf * f_y + N_u )$$

$$V_r = 0.8 * 1.0 * ( 15.24 * 4200 + 24450 ) = 70766.4 \text{ kg}$$

$$V_r = 0.8 * [ 14 * A + 0.8 * ( A_vf * f_y + N_u ) ]$$

$$V_r = 0.8 * [ ( 14 * 114 + 35 ) + 0.8 * ( 15.24 * 4200 + 24450 ) ]$$

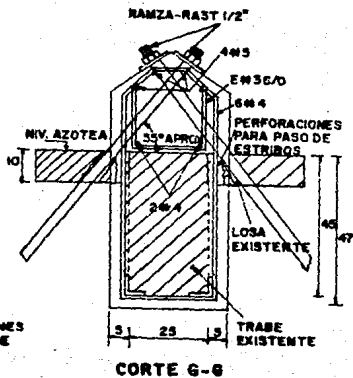
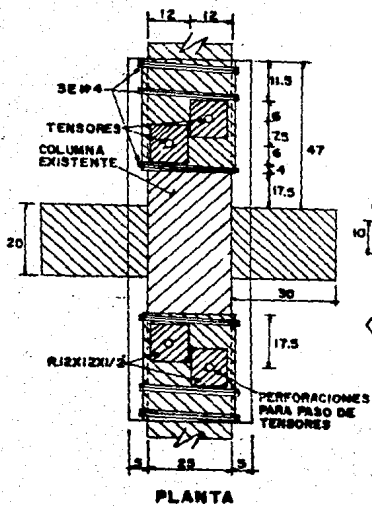
$$V_r = 101301 \text{ kg}$$

$$V_r = 0.25 * F_r * f'c * A$$

$$V_r = 0.25 * 0.8 * 160 * 114 * 35 = 127680 \text{ kg.}$$

$$\therefore V_r = 70.77 \text{ ton} > V_u = 17.39 \text{ ton}$$

- Armado del muerto de anclaje en azotea.



## IV CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1 Conclusiones.

Al no presentar daños estructurales a consecuencia de los sismos del 95 y después de realizar el análisis sísmico, cuyos resultados arrojaron que los desplazamientos de la estructura exceden de los permisibles, se concluye que la resistencia de la estructura a fuerzas sísmicas es adecuada pero su comportamiento no es el óptimo en condiciones de servicio.

La principal función del refuerzo propuesto es la de disminuir los desplazamientos de la estructura provocados por un sismo. Debido a esto el contraenteeo de los marcos mediante cables de alta resistencia resulta conveniente. Dicho refuerzo equivale a proporcionar un apoyo lateral a la estructura en su último entrepiso, ya que en base a los resultados del análisis sísmico los desplazamientos de éste son prácticamente nulos. Esto es consecuencia de que el anclaje de los cables se hizo en la azotea. Por lo tanto, esta alternativa de rigidización es adecuada.

Debido a que la conexión de los cables con la estructura se realiza a través de los muertos de anclaje, el diseño de éstos es muy importante.

En base a los resultados obtenidos en esta tesis, se puede decir que es adecuado diseñar los muertos de anclaje con la carga última actuante en ellos, y no con la carga de ruptura de los cables, ya que al diseñarlos con ésta se hubiera caído en un diseño irracional por no actuar en los cables una tensión tan grande en el sismo de diseño.

### 5.2 Recomendaciones.

Debido a que la efectividad de este sistema de rigidización está en función de la inclinación de los cables con respecto a la horizontal, se recomienda colocarlos con una inclinación tal que la componente horizontal de la tensión actuante en ellos sea aproximadamente igual a la componente vertical.

Una vez colocados los cables se recomienda aplicarles una tensión inicial, de manera que estos en el momento de actuar el sismo, inmediatamente empiecen a trabajar.

Se recomienda colocar el mayor número posible de contraenteeos en un marco para que en caso de existir una falla en el cable o en su anclaje, exista una redistribución de la acción sísmica en todo el marco.



Decido a que no se diseñaron de una manera muy teórica los muertos de anclaje, se recomiendan realizar pruebas de carga a los muertos de anclaje una vez contruidos para verificar si cumplen con la resistencia de diseño.

Se recomienda poner especial atención en la realización de las perforaciones en cimentación, columnas y trapes: para la fijación de los muertos de anclaje a la estructura, y garantizar que los conectores utilizados para tal efecto estén perfectamente anclados a la estructura original.

## BIBLIOGRAFIA

- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.  
Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal  
México. 1987.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción  
de Estructuras de Concreto.  
Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.  
México. 1987.
- Diseño Estructural.  
Roberto Meli Piralla.  
Ed. Limusa.  
1a. edición, 1985.
- Manual de Diseño Sísmico de Edificios.  
Enrique Bazán Zurita.  
Roberto Meli Piralla.  
Ed. Limusa.  
1a. edición, 1985.
- Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado.  
Oscar M. González Cuevas.  
Francisco Robles F.  
Ed. Limusa.  
2a. edición, 1985.
- Apuntes de Clase de la Materia Diseño Estructural.  
Semestre 87 - I.