



6166

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA.

**"COMPARACION DE LOS REQUISITOS
DE DISEÑO SISMICO DEL REGLAMENTO
DE CONSTRUCCIONES PARA
EL DEPARTAMENTO DEL DISTRITO
FEDERAL 1966 Y 1976"**

UNICO

RESERVA

UNICO

TESIS

**Que Para Obtener el título de
INGENIERO CIVIL**

Presenta:

APOLINAR HERNANDEZ MARTINEZ



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas

Tesis Digitales

Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©

PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

A MI ESPOSA

y

A MI HIJA

A MIS PADRES,

CON PROFUNDO AGRADECIMIENTO

A MIS HERMANOS



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
EXAMENES PROFESIONALES
60 -1-298.

Al Pasante APOLINAR HERNANDEZ MARTINEZ
Presente

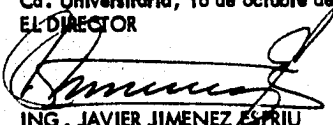
En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a -
continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Pro-
fesor Dr. Roberto Mell, para que lo desarrolle como tesis en su Exá-
men Profesional de Ingeniero CIVIL.

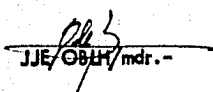
"COMPARACION DE LOS REQUISITOS DE DISEÑO SISMICO DEL
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DEPARTAMENTO
DEL DISTRITO FEDERAL DE 1966 Y 1976"

1. Introducción
2. Análisis estático de edificios
3. Análisis sísmico de edificios de 8 niveles
4. Diseño de trabes y columnas
5. Comparación y conclusiones

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de
lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio -
Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indis-
pensable para sustentar Exámen Profesional; así como de la disposi-
ción de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido -
de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el
título del trabajo realizado.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, 16 de octubre de 1978
EL DIRECTOR


ING. JAVIER JIMENEZ ESPRIU


JJE/OB/HY mdr.-

" COMPARACION DE LOS REQUISITOS DE DISEÑO-

SISMICO DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES

PARA EL DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDE--

RAL DE 1966 Y 1976. "

TEMARIO

CAPITULO I INTRODUCCION.

CAPITULO II ANALISIS SISMICO ESTATICO DE EDIFICIOS

CAPITULO III ANALISIS SISMICO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES

CAPITULO IV DISEÑO DE TRABES Y COLUMNAS DEL EDIFICIO
CONSIDERADO.

CAPITULO V CONCLUSIONES.

AGRADECIMIENTOS.

REFERENCIAS.

CAPITULO I

INTRODUCCION

Recientemente ha entrado en vigor un nuevo Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (1976). Con relación a versiones anteriores introduce cambios sustanciales en lo referente a análisis sísmico de las estructuras y también se modifican algunas disposiciones para el diseño de elementos de concreto, como vigas, losas y columnas.

El objeto de este trabajo es ilustrar los procedimientos de Análisis Sísmico Estático del nuevo Reglamento (1976), y hacer una comparación con los del Reglamento anterior (1966). Para tal fin, se resolverá el diseño sísmico de un edificio a base de marcos, de 8 pisos, y de 2 y 4 crujeas respectivamente, asimétrico en una dirección, y se compararán las dimensiones y refuerzo de vigas y columnas obtenidos de acuerdo a ambos Reglamentos.

En el capítulo II se resumen las principales disposiciones relativas al diseño sísmico del nuevo Reglamento y se destacan las diferencias con respecto a las del Reglamento anterior.

En el capítulo III se dan las características del edificio por estudiar y se resume el análisis estructural del mismo. En el capítulo IV se describe el diseño de las trabes de la planta baja en una dirección, y de una columna de esquina, para posteriormente hacer una comparación de los resultados obtenidos, las conclusiones y recomendaciones aparecen en el capítulo V.

CAPITULO II

ANALISIS SISMICO ESTATICO DE EDIFICIOS

Las disposiciones para análisis sísmico del nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, aparecen completas y comentadas en la Ref. 1.

En este capítulo se resumen tales disposiciones y luego se discuten sus diferencias con la versión anterior Ref. 4. En lo sucesivo se mencionará al Nuevo Reglamento como RDF-76 y al anterior como RDF-66.

II.- 1 DISPOSICIONES DEL RDF-76

- a) Clasificación de las construcciones según su uso.
Al igual que el Reglamento anterior, el RDF-76 clasifica a las construcciones en tres grupos, que en orden de importancia se denominan A, B y C.
- b) Clasificación de las construcciones según su estructura.
A diferencia del RDF-66 que clasificaba por este concepto en tres tipos a las construcciones, el RDF-76 las clasifica en cuatro, que son:

Tipo 1 Se incluyen dentro de este tipo los edificios y naves industriales, salas de espectáculos y construcciones semejantes, en que las fuerzas laterales se resisten en cada nivel por marcos continuos contraventeados o no, por diafragmas o muros o por combinación de diversos sistemas como los mencionados. Se incluyen también las chimeneas, torres y bardas, así como los péndulos invertidos, o estructuras en que el 50% o más de su masa se halle en -

el extremo superior, y que tengan un solo elemento resistente en la dirección de análisis.

Tipo 2 Tanques.

Tipo 3 Muros de retención

Tipo 4 Otras estructuras.

C) Coeficiente Sísmico.

Se entiende por Coeficiente Sísmico, C , el cociente de la fuerza horizontal en la base de la construcción, sin reducir por ductilidad, y el peso W de la misma sobre dicho nivel.

Para el análisis estático de las construcciones clasificadas en el grupo B, según su uso, se emplearán los siguientes valores de C :

	ZONA	C
I	(TERRENO FIRME)	0.16
II	(TERRENO DE TRANSICION)	0.20
III	(TERRENO COMPRESIBLE)	0.24

Tratándose de las construcciones clasificadas en el grupo A, estos valores se multiplicarán por 1.30

Como se mencionará más adelante, estos valores pueden reducirse, considerando la ductilidad de la estructura, y si se desea, calculando el valor del período fundamental de vibración de la estructura.

d) Reducción de las fuerzas cortantes.

De acuerdo con el Artículo 290 (Inciso II), podrán adoptarse fuerzas cortantes menores que las calculadas, siempre y cuando se tome en cuenta el valor aproximado del período fundamental de vibración de

la estructura de acuerdo con la siguiente expresión

$$T = 6.3 \left[\frac{1}{g} \sum W_i X_i^2 / \sum P_i X_i \right]^{1/2} \quad (2.1)$$

Donde W_i es el peso de la masa i

P_i la fuerza horizontal que actúa sobre ella

X_i el desplazamiento en la dirección de la fuerza y

g la aceleración de la gravedad.

Si $T_1 < T < T_2$ no se permite reducción por concepto de la influencia del período fundamental de vibración (fig. 2.1).

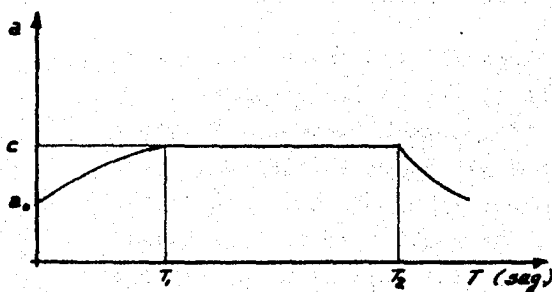


fig. 2.1

Si $T > T_2$ se procederá de tal manera que la fuerza lateral en el nivel i sea igual al peso de la masa que corresponde por un coeficiente igual a:

$$(K_1 H + K_2 H^2) C/Q \quad (2.2)$$

$$\text{Siendo } K_1 = q \left[1 - r(1-q) \right] \sum W_i / (\sum W_i H_i) \quad (2.3)$$

$$K_2 = 1.5 r q (1-q) \sum W_i / (\sum W_i H_i^2) \quad (2.4)$$

$$q = (T_2/T)^r \quad (2.5)$$

H_i la altura de la i ésima masa sobre el desplante.

la estructura de acuerdo con la siguiente expresión

$$T = 6.3 \left[\frac{1}{g} \sum W_i X_i^2 / \sum P_i X_i \right]^{1/2} \quad (2.1)$$

Donde W_i es el peso de la masa i

P_i la fuerza horizontal que actúa sobre ella

X_i el desplazamiento en la dirección de la fuerza y

g la aceleración de la gravedad.

Si $T_1 < T < T_2$ no se permite reducción por concepto de la influencia del período fundamental de vibración (fig. 2.1).

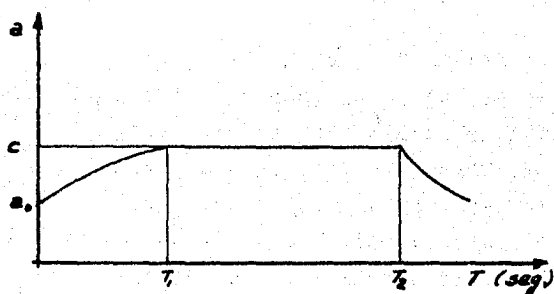


fig. 2.1

Si $T > T_2$ se procederá de tal manera que la fuerza lateral en el nivel i sea igual al peso de la masa que corresponde por un coeficiente igual a:

$$(K_1 H + K_2 H^2) C/Q \quad (2.2)$$

$$\text{Siendo } K_1 = q [1 - \pi(1-q)] \sum W_i / (\sum W_i H_i) \quad (2.3)$$

$$K_2 = 1.5\pi q (1-q) \sum W_i / (\sum W_i H_i^2) \quad (2.4)$$

$$q = (T_2/T)^n \quad (2.5)$$

H_i la altura de la i ésima masa sobre el plante.

Si $T < T_1$ el coeficiente sísmico se reduce a:

$$\left[a_0 + (c - a_0) T / T_1 \right] / Q' \quad (2.6)$$

los valores de a_0 , T_1 , T_2 y r , están dados en el artículo 236, ref. 1. y

$$Q' = Q \text{ si } T > T_1 \quad (2.7)$$

$$Q' = 1 + (Q - 1) T / T_1 \text{ si } T < T_1 \quad (2.8)$$

e) Reducción por Ductilidad

Se permite reducir los coeficientes sísmicos c por ductilidad, lo cual consiste en dividir dichos coeficientes entre un valor Q' definido en el acápite anterior como función del factor de ductilidad Q .

Este factor puede ser diferente en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura según sea la ductilidad de ésta en dichas direcciones. Los valores que puede tomar son: 6.0, 4.0, 2.0, 1.5, y 1.0, de acuerdo con el tipo y características de la estructuración como se describe en detalle en el Artículo 235, ref. 1.

f) Excentricidad Accidental.

La excentricidad torsional calculada e_s en cada nivel se tomará como la distancia de su centro de torsión a la línea de acción de la fuerza cortante en dicho nivel. Para fines de diseño, el momento-torsionante se tomará igual a la fuerza cortante de entrepiso, multiplicada por la excentricidad que para cada marco resulte más desfavorable de las siguientes combinaciones:

$$e_1 = 1.5 e_s + 0.1b \quad (2.9)$$

$$e_2 = 1.0 e_s - 0.1b \quad (2.10)$$

Siendo b la máxima dimensión en planta de dicho en trepiso, medida perpendicularmente a la dirección del movimiento del terreno.

g) Efecto en Dos Direcciones.

Se debe analizar la estructura en dos direcciones ortogonales. Para fines de diseño, se sumarán vectorialmente los efectos del sismo actuando en una dirección, con el 30% de los efectos cuando actúa en dirección perpendicular y viceversa.

II.2.- COMPARACION CON LA VERSION ANTERIOR.

Como se puede observar las diferencias entre ambos reglamentos son muy notorias, sobre todo lo relacionado a:

- 1).- Tipos de terrenos considerados, ya que el RDF-66 consideraba únicamente 2 zonas, la de alta y baja compresibilidad, y el RDF-76 considera tres, habiéndose introducido la zona de transición, con lo cual se considera más adecuadamente el efecto del tipo de terreno.
- 2).- Manera de considerar la reducción por ductilidad. En el RDF-76 se señalan las condiciones que deben cumplir una estructura, para tener un determinado factor de ductilidad. Esto permite al estructurista elegir más adecuadamente el coeficiente sísmico de diseño, por cuanto se han aclarado más que en las versiones anteriores las características que debe reunir la estructura para que se pueda usar una u otra reducción por este concepto. En el RDF-66 no se menciona el factor Q de reducción por ductilidad y se le había incluido en la tabla de valores de C , como función de la estructuración.
- 3).- Reducción por el período fundamental de vibración. Esta reducción no era permitida en el RDF - 66

Lo cual, con referencia a la figura 2.1, significaba que en todos los casos, había que usar en análisis estático el valor correspondiente a la zona plana del espectro. El RDF-76, permite la reducción para los casos en que el período fundamental cae entre 0 y T_1 o es mayor que T_2 , es decir cuando se está fuera de la mencionada zona plana. (La fórmula para estimar T es la de Schwartz, ref. 1).

- 4).- La excentricidad accidental aumentó de 0.05B en la versión anterior a 0.1b en la nueva versión, es decir se incrementó en 100%
- 5).- En el RDF-76 se exige considerar simultáneamente el 100% de los efectos del sismo en una dirección más el 30% de los efectos cuando actúa en dirección perpendicular el RDF-66 exigía considerar el 100% de los efectos en cada dirección independientemente.

Las modificaciones del RDF-76 reflejan el mayor conocimiento que se ha adquirido sobre el comportamiento sísmico de las estructuras, y, permite incorporar el efecto de variables que antes se ignoraban.

CAPITULO III

ANALISIS SISMICO ESTATICO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES

Se eligió una estructura sencilla para poder ilustrar cuantitativamente las diferencias existentes entre ambos reglamentos.

III.1) Descripción general del edificio.

Se trata de un edificio para oficinas, ubicado en una zona compresible. La estructura es a base de marcos formados por columnas y trabes de concreto; el piso está formado por losas macizas con las trabes secundarias necesarias para no tener problemas de deflexiones, fig. 3.1 y fig. 3.2. Se emplea un concreto con $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$. y un acero de refuerzo de $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.

III.2) Dimensionamiento de elementos.

Es necesario conocer las dimensiones para valuar las cargas y propiedades geométricas que se requieren en el análisis para carga vertical y en análisis sísmico.

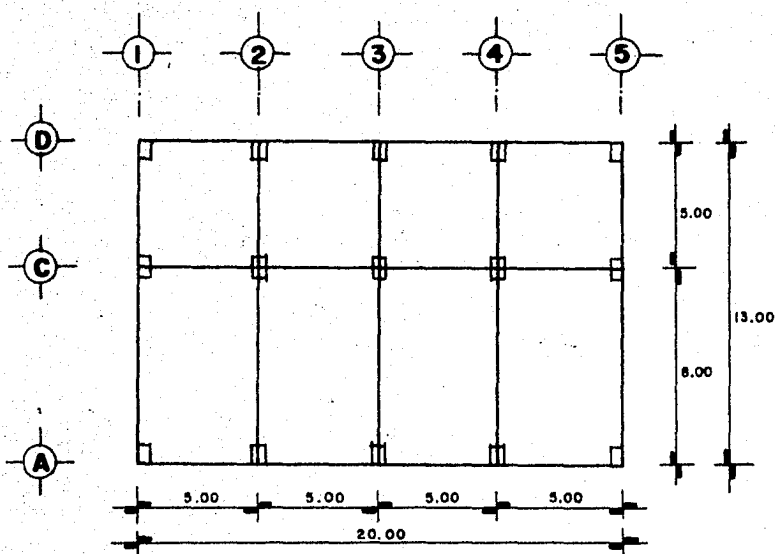
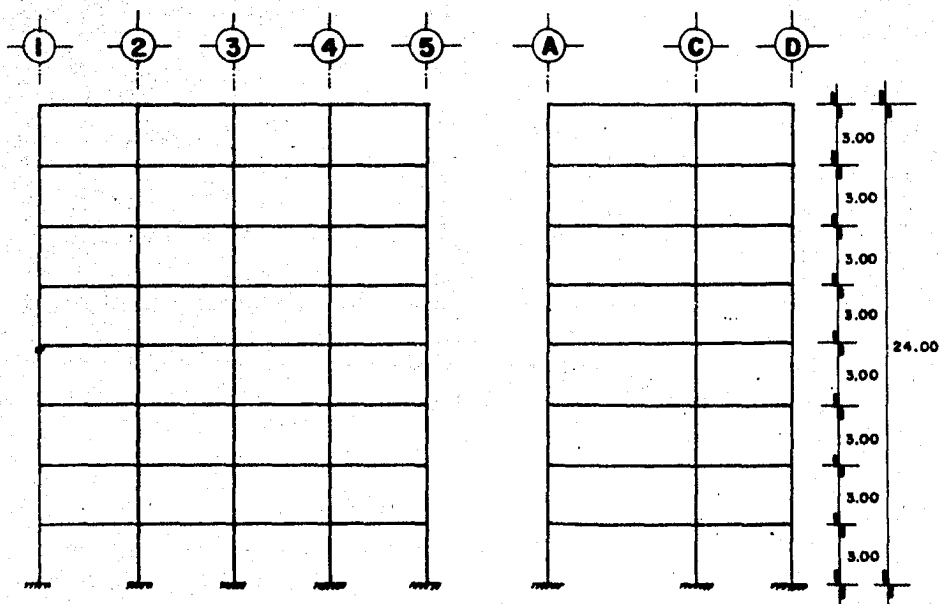
Por otra parte los desplazamientos y deformaciones dependen a su vez de las dimensiones y de las cargas, y deben ser menores que ciertos límites que especifican los reglamentos. Por lo expuesto, el problema de fijar las dimensiones de una estructura tiene que resolverse por tanteos para satisfacer estos requisitos; es decir, se fijan ciertas dimensiones preliminares, se calculan las cargas laterales y los desplazamientos, se revisa si se satisface los requisitos del reglamento; si no es así se cambian las dimensiones y se repite el proceso.

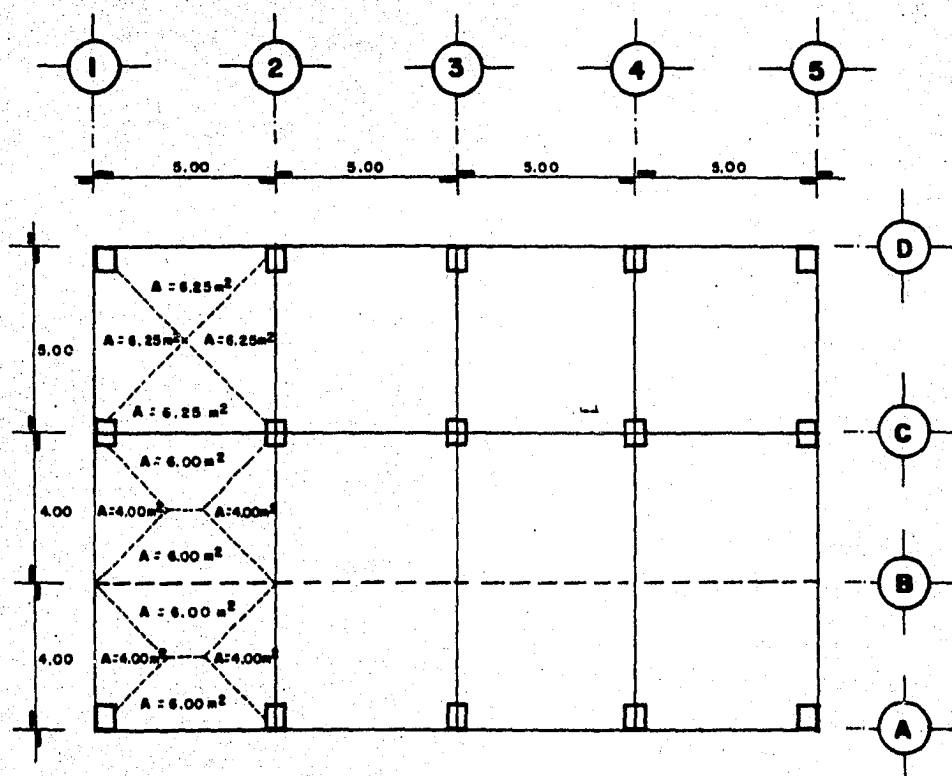
III.2.1) Losas.

El procedimiento para determinar el peralte mínimo es el mismo en ambos reglamentos. Dicho peralte se obtiene con:

$$d_{mín} = \frac{\text{Perlm. efect. } 0.034}{300} \sqrt[4]{b_s \times W} \quad (3.1)$$

De la fig. 3.2., se aprecia que el tablero más desfavorable es el comprendido entre los ejes 1 y 2, C y D, para el cual el perímetro efectivo vale:

**P L A N T A****E L E V A C I O N****Fig. 3.1**



ESTRUCTURACION

Fig. 3.2

$$2 \times 5.00 \times 1.25 + 2 \times 5.00 = 22.50 \text{ m.}$$

para $W = 720 \text{ Kg/cm}^2$. ; y

$$\delta_s = 0.6 \quad \delta_y = 0.6 \times 4200 = 2520 \text{ Kg/cm}^2.$$

se tiene :

$$d_{\text{mín.}} = 9.4 \text{ cm.}$$

Esta limitación se cumple si el peralte total se toma de 12 cm.

III.2.) Trabes.

El peralte de las trabes principales se determinó de manera que cumplieran con la relación $h = L/11$; se supuso además que $h/b = 2.5$, (siendo b el ancho de la trabe). Por experiencia se sabe que si se satisfacen estas relaciones no se tienen problemas de deflexiones por cargas verticales, consideradas en este trabajo.

Para las trabes de 8.00 m. de claro.

$$h = 800/11 \approx 70 \text{ cm}$$

$$b = 70 / 2.5 \approx 30 \text{ cm}$$

Para las trabes restantes se mantuvo el mismo peralte. por razones constructivas y el ancho se redujo a 20 cm.

Las cargas sobre las trabes de apoyo para un tablero rectangular en dos direcciones se determinaron como las correspondientes a las áreas tributarias del tablero limitadas por la intersección de líneas a 45° desde las esquinas con la línea media del tablero paralela al lado largo, (fig.3.2), multiplicadas por las correspondientes cargas unitarias, (tabla 3.1), los resultados se encuentran tabulados en la tabla 3.2.

La trabe secundaria se resolvió como viga simplemente apoyada, con la finalidad de obtener las reacciones en los apoyos, que se considerarán como cargas concentradas en las correspondientes vigas principales de los marcos en la dirección y-y, fig.3.3. Las cargas verticales así obtenidas se muestran en la tabla 3.2.

TABLA 3.1. OBTENCION DE CARGAS PARA DISEÑO.

Azotea.

		Diseño por cargas verticales	Diseño por sismo.
Carga muerta:			
Peso propio losa	$0.12 \times 2400 =$	288 Kg/M ² ..	
Relleno de tezontle	$0.10 \times 1550 =$	155 "	
Impermeabilizante		7 "	
Mortero de yeso	0.03×1500	45 "	
Enladrillado	0.03×1650	50 "	
SUMAS:		545 Kg/M ² .	545 Kg/M ²
Carga viva:		100 "	40 "
W =		645 Kg/M ² .	585 Kg/m ²

Planta Tipo.

Carga muerta:

Peso propio losa	0.12×2400	288 Kg/m ²	
Acabado		80 "	
Muros divisorios		100 "	
Herrería		50 "	
SUMAS:		518 Kg/M ²	518 Kg/M ²
Carga viva:		200 "	110 "
SUMAS:		718 Kg/M ²	628 Kg/M ²
W =		720 Kg/M ² .	630 Kg/M ² .

MARCO		AZOTEA		PLANTA TIPO	
Dirección		Crujía	Crujía	Crujía	Crujía
V - V		1	2	1	2
1	W =	1.149	1.142	1.222	1.236
	P =	3.62		3.96	
2	W =	1.794	1.949	1.940	2.131
	P =	11.23		12.28	
3	W =	1.794	1.949	1.940	2.131
	P =	7.97		9.72	
4	W =	1.794	1.949	1.940	2.131
	P =	11.23		12.28	
5	W =	1.149	1.142	1.222	1.236
	P =	3.62		3.96	

W = Carga uniformemente repartida en ton/ML

P = Carga concentrada - en el centro del -- claro en ton.

DIMENSIONES DE LA TRABES

70 x 30 para el claro - de 8.00 m

70 x 20 para el claro - de 5.00 m.
en todos los niveles

MARCO		AZOTEA	PLANTA TIPO
DIRECCION X - X			
A	W =	1.11	1.198
C	W =	1.916	2.095
D	W =	1.142	1.234

DIMENSIONES DE LAS COLUMNAS.

$$C_1 = C_2 = 70 \times 50$$

$$C_3 = C_4 = 40 \times 60$$

$$C_5 = C_6 = 40 \times 45$$

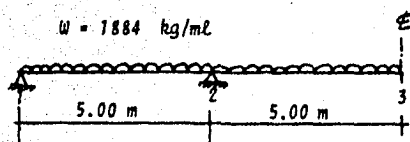
$$C_7 = C_8 = 40 \times 40$$

las columnas van numeradas de abajo hacia arriba

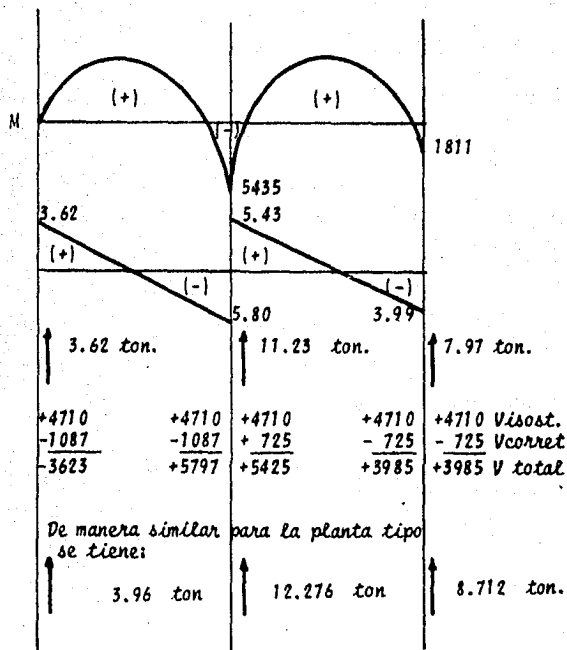
Todas las columnas de un - entrepiso tienen la misma 1a. sección.

ANALISIS DE TRABE SECUNDARIA

" CARGA VERTICAL "



.429	.571	.5
-5888	+3925	-3925
+842	+1121	+561
	+841	+1682
-361	-480	-240
	+60	+120
-26	-34	-17
	+4	+9
-2	-2	-1
-5435	+5435	-1811



Obtención de las cargas de diseño.
De la figura 3.2 y de la tabla ---
3.1 se tiene:

$$\frac{12}{5} \times \frac{6.45}{5} = 1548 \text{ kg/ml}$$

$$P. P. Trabe = \frac{336}{5} \text{ kg/ml}$$

$$W_t = 1884 \text{ kg/ml}$$

RIGIDEZ DE TRABES Y FACTORES DE DISTRIBUCION

N U D O 2

Barra F.D.

$$2-1 \frac{3EI}{L} = \frac{3}{5} \quad 0.6 \quad 0.429$$

$$2-3 \frac{4EI}{L} = \frac{4}{5} = 0.8 \quad 1.4 \quad 0.571$$

N U D O 3

$$3-2 \frac{4EI}{L} = \frac{4}{5} = .8 \quad 0.50$$

$$3-4 \frac{4EI}{L} = \frac{4}{5} = .8 \quad 0.50$$

FIG. 3.3

III.2.3) Columnas.

El dimensionamiento preliminar de columnas se llevó a cabo con la relación siguiente:

$$A = P / 0.15 f'_c \quad (3.2)$$

dónde A = Área aproximada de la columna, en cm^2 .

P = Carga axial que actúa en la columna, en Kg.

f'_c = Resistencia del concreto a la compresión, en Kg/cm^2

Por ventajas constructivas todas las columnas de un en trepiso se consideraron de la misma sección, cambiándose éstas cada dos niveles.

Con estas dimensiones se hizo por computadora el análisis estructural por carga vertical y por carga lateral (sismo). Los desplazamientos laterales que se obtuvieron en un principio eran mayores que los permisibles, por lo que las secciones se fueron aumentando hasta que tales desplazamientos fueron aceptables.

III.3) Clasificación de la estructura.

Se puede clasificar la estructura de la manera siguiente:

RDF 66	RDF 76
a) Por su estructuración.	
Estructura tipo 1, en ambas direcciones	Estructura 1, en ambas direcciones
b) Por su uso.	
Estructura tipo B.	Estructura tipo B.
c) Por su ubicación.	
Zona de alta compresibilidad; $c = 0.06$	Zona III Terreno compresible $c = 0.24$
d) Factor por reducción por ductilidad	
---	4.0 (art. 235)
e) Coeficiente sísmico.	
$c_s = 0.06$	$c_s = 0.24/4 = 0.06$

III.3.1) Cálculos de las propiedades geométricas de las secciones.

Los momentos de inercia de las columnas y trabes fueron calculadas considerando la sección bruta de las mismas ^{pa} _{ra} las columnas se calcularon mediante la relación $I = \frac{B H^3}{12}$ y para las trabes interiores se consideró una sección, T; y para las trabes perimetrales una sección L.

En la tabla 3.3 se muestran dichos valores;

Tabla 3.3.- MOMENTOS DE INERCIA DE LAS SECCIONES DE LAS COLUMNAS Y TRABES.

a) COLUMNAS.

DIMENSIONES (mts.)	I_y (M ⁴)	I_x (M ⁴)
0.50 x 0.70	1 429 167 x 10 ⁻⁸	729 167 x 10 ⁻⁸
0.40 x 0.60	720 000 x 10 ⁻⁸	320 000 x 10 ⁻⁸
0.40 x 0.45	303 750 x 10 ⁻⁸	240 000 x 10 ⁻⁸
0.40 x 0.40	213 333 x 10 ⁻⁸	213 333 x 10 ⁻⁸

b) TRABES

Dimensiones (mts.)	TIPO	I_x (M ⁴)
0.70 x 0.20	TEE	1 120 417 x 10 ⁻⁸
0.70 x 0.30	TEE	1 693 611 x 10 ⁻⁸
0.70 x 0.20	ELE	919 678 x 10 ⁻⁸
0.70 x 0.30	ELE	1 385 546 x 10 ⁻⁸

III.3.2) Cálculo de las fuerzas sísmicas en los niveles. Usando la fórmula de distribución triangular en altura, que es la que especifican ambos reglamentos, se calculan las fuerzas que el sismo produce en los pisos; es decir, la fuerza horizontal en el nivel i , está dada por la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \cdot \sum W_i \quad (3.3)$$

Donde:

F_i = Fuerza sísmica aplicada en el nivel i .

W_i = Peso del nivel i .

h_i = altura del nivel i sobre el desplante.

c = Coeficiente para diseño sísmico, especificado en el reglamento. (Descrito en la sección III.3 de este trabajo).

Los cálculos y resultados se presentan en la tabla 3.4.

III.3.3) Cálculo de las excentricidades accidentales.

De acuerdo con la descripción dada en la sección II.1.6 se calcularon las excentricidades accidentales con las ecuaciones (2.9) y (2.10), y resultaron:

Para el RDF 76

1.30 m en la dirección x-x ; y

2.00 m en la dirección y-y.

Para el RDF 66

0.65 m. en la dirección x-x; y

1.00 m en la dirección y-y.

III.3.4) Análisis estructural.

Los análisis por cargas verticales de distintos marcos fueron realizados por computadora, y con todos los datos obtenidos en las secciones anteriores se procedió a realizar el análisis tridimensional de la estructura sujeta a cargas sísmicas, utilizando para ello un programa de computadora que está basado en el procedimiento que, para este propósito, se presenta en detalle en la ref.5. Se empleó la simplificación que ahí se propone para calcular la matriz de rigidez lateral de los sistemas marco-muro.

Todo esto se hizo para las cargas sísmicas que se obtuvieron en cada uno de los reglamentos y se tomaron en cuenta las combinaciones de las excentricidades directas (las cuales se calcularon en el programa) y las accidentales respectivas. En el caso del RDF 76 se incluyeron las combinaciones correspondientes al 100 % del sismo actuando en una dirección más el 30 % actuando en la otra. Los resultados así obtenidos se muestran en las fig.3.4, para el RDF 66 y fig.3.7 para el RDF 76.

T A B L A 3.4

Nivel	Entre Piso	W_i	H_i	$W_i h_i$	Fix	Fly	C. DE G.		CORTANTES	
							V	X	Vx	Vy
8	8	204.54	24	4,908.96	22,428.00	22,428.00	6.42	10.00	22,428.00	22,428.00
7	7	229.20	21	4,813.20	21,991.00	21,991.00	6.51	10.00	44,419.00	44,419.00
6	6	229.20	18	4,125.60	18,849.00	18,849.00	6.51	10.00	63,262.00	63,262.00
5	5	233.25	15	3,498.75	15,985.00	15,985.00	6.52	10.00	79,253.00	79,253.00
4	4	233.25	12	2,799.00	12,788.00	12,788.00	6.52	10.00	92,041.00	92,041.00
3	3	242.68	9	2,184.12	9,979.00	9,979.00	6.52	10.00	102,020.00	102,020.00
2	2	242.68	6	1,456.08	6,653.00	6,653.00	6.52	10.00	108,673.00	108,673.00
1	1	254.56	3	763.68	3,489.00	3,489.00	6.55	10.00	112,162.00	112,162.00
SUMAS		1,869.36		24,549.32						

III.3.5) Revisión del período fundamental de la estructura. De acuerdo a lo prescrito en el inciso II.1.d, teniendo en cuenta los resultados del computador (desplazamientos), las cargas horizontales y los pesos tabulados en la tabla 3.4, se procedió a estimar el período fundamental de vibración de la estructura; Estos cálculos aparecen a continuación: Tabla 3.5. Revisión del período fundamental de la estructura.

Dirección y-y.

	X_i	X_i^2	W_i	P_i	$W_i X_i^2$	$P_i X_i$
N + 1	0.2172	0.0472	254.56	3,489	12.01	0.76
N + 2	0.6071	0.3686	242.68	6,653	89.45	4.04
N + 3	1.1382	1.2955	242.68	9.979	314.39	11.36
N + 4	1.6592	2.7530	233.25	12,788	642.14	21.22
N + 5	2.3189	5.3773	233.25	15.985	1254.26	37.07
N + 6	2.8434	8.0849	229.20	18.849	1853.06	53.60
N + 7	3.2937	10.8485	229.20	21.991	2486.48	72.43
N + 8	3.5237	12.4165	204.54	22.428	2539.67	79.03
				SUMAS	9191.47	279.51

Dirección x-x.

N + 1	0.2863	0.08197	254.56	3.489	20.87	1.00
N + 2	0.6829	0.4664	242.68	6.653	113.19	4.54
N + 3	1.3668	1.8681	242.68	9.979	453.35	13.64
N + 4	1.9826	3.9307	233.25	12.788	916.84	25.35
N + 5	2.6336	6.9359	233.25	15.985	1617.80	42.10
N + 6	3.1542	9.9490	229.20	18.849	2280.31	59.45
N + 7	3.5555	12.6416	229.20	21.991	2897.45	78.19
N + 8	3.7605	14.1414	204.54	22.428	2892.48	84.34
				SUMAS	11192.29	308.61

NOTA: X_i en cm.

W_i en ton.

Sustituyendo valores en la ecuación (2.1)

$$T = 6.3 \left[\frac{1}{9} \sum W_i X_i^2 / \sum P_i X_i \right]^{1/2}$$

Dirección y-y

$$T = 6.3 \left[\frac{1}{987} \quad 9191.47 / 279.51 \right]^{1/2} = 1.153 \text{ seg.}$$

Dirección x-x.

$$T = 6.3 \left[\frac{1}{987} \quad 11192.29 / 308.61 \right]^{1/2} = 1.211 \text{ seg.}$$

Los valores de a_0 , T_1 , T_2 y r , tomados del art. 236 son los siguientes:

ZONA	a_0	T_1	T_2	r
III	0.06	0.8	3.3	1

Como en ambos casos $T_1 < T < T_2$

No se permite reducción por concepto de la influencia del periodo fundamental de vibración de la estructura, y los resultados obtenidos en el análisis estructural no cambian.

III.3.6) Resultados.

Los elementos mecánicos obtenidos en el análisis estructural se han representado en las fig. 3.5, fig.3.6, fig.3.8. Los valores corresponden a cargas de servicio, en la etapa de diseño se multiplicarán por los factores de carga correspondientes.

Al sobreponer los resultados obtenidos en ambos reglamentos correspondientes al sismo vemos que los elementos mecánicos de las vigas y columnas en ambas direcciones se incrementaron de la forma siguiente para el RDF 76.

TABLA.3.6 - Incremento de los elementos mecánicos obtenidos en el RDF 76, con relación al RDF 66.

ELEMENTO		VIGAS		COLUMNAS	
DIRECCION		y-y	x-x	y-y	x-x
NIVEL	ENTRE PISO	%	%	%	%
8		18	10		
	8			18	10
7		18	10		
	7			18	10
6		19	10		
	6			19	10
5		19	10		
	5			19	10
4		21	9		
	4			25	8
3		19	9		
	3			20	11
2		13	4.5		
	2			14	0
1		7	1		
	1			3.4	3

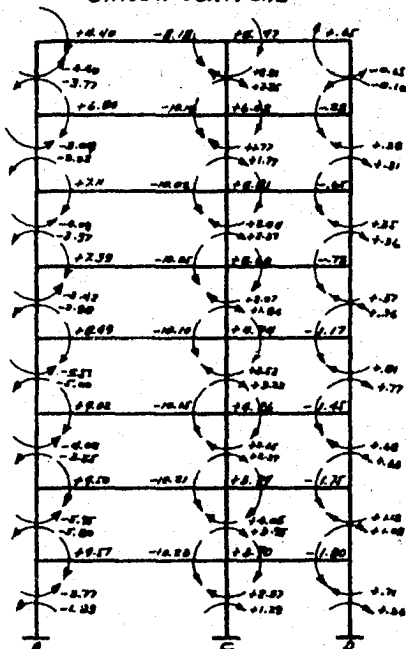
Como se puede observar en algunas vigas se tuvo un incremento hasta de 21% y de 25% en las columnas, (dirección y-y), es de esperarse que el área de acero calculada con estos elementos aumente en la misma proporción.

En la tabla 3.5, se dan los desplazamientos de la estructura en las direcciones x-x, y y-y; los valores son muy similares para los marcos orientados en las respectivas direcciones. nótese que los desplazamientos reales son los de la tabla 3.5 multiplicados por Q (=4) puesto que la reducción por ductilidad es aplicable solo a las fuerzas y no a los desplazamientos. Se ha comprobado que en todos los marcos el cociente de los desplazamientos de cada entrepiso (ya multiplicados por Q) entre su altura son menores que 0.008, valor estipulado por el RDF 76 como máximo admisible, cuando no se toman precauciones especiales para desligar elementos no estructurales.

En el RDF 66 no se multiplicaban por Q los desplazamientos pero se consideraba que el límite permisible era $0.002 \times h$, para nuestro ejemplo $h = 3.00$, por lo que se tiene; $\Delta = 0.006$.

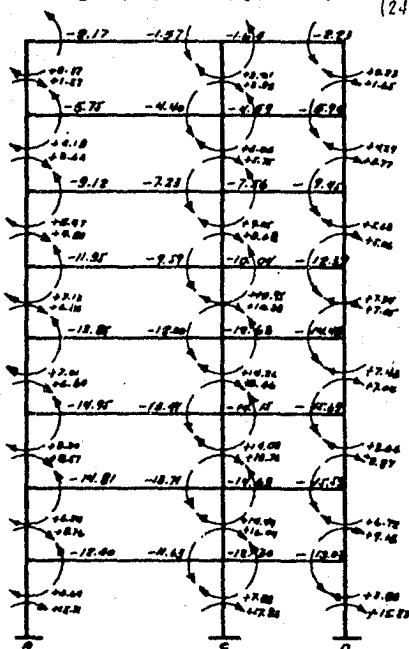
Y de los resultados obtenidos del computador se observó que todos los desplazamientos son menores que el Δ calculado anteriormente; por lo que se puede concluir que la estructura pasa por desplazamientos laterales, en ambos casos.

CARGA UBITICAL



CARGA LATERAL (SISMO)

(24)



MARCO 1

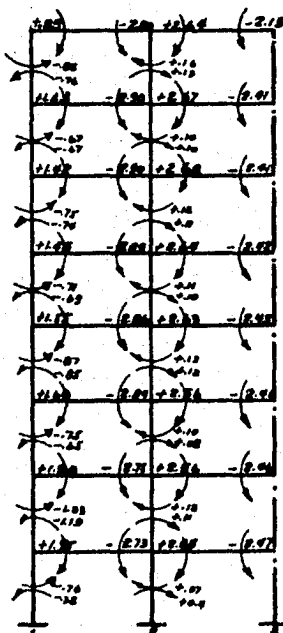
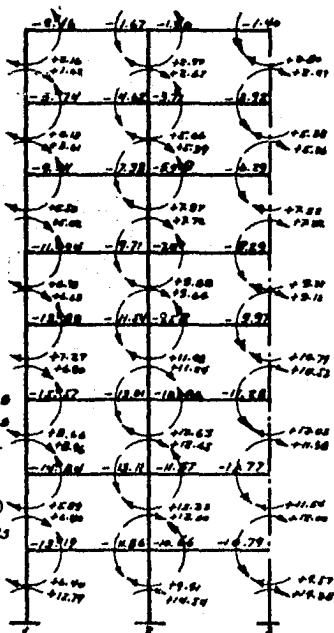


Fig. 3.4. Momentos obtenidos para los Marcos 1 y 2, debido a cargas verticales y cargas laterales (sismo) de acuerdo a las disposiciones del R.D.F.-66.



MARCO 2

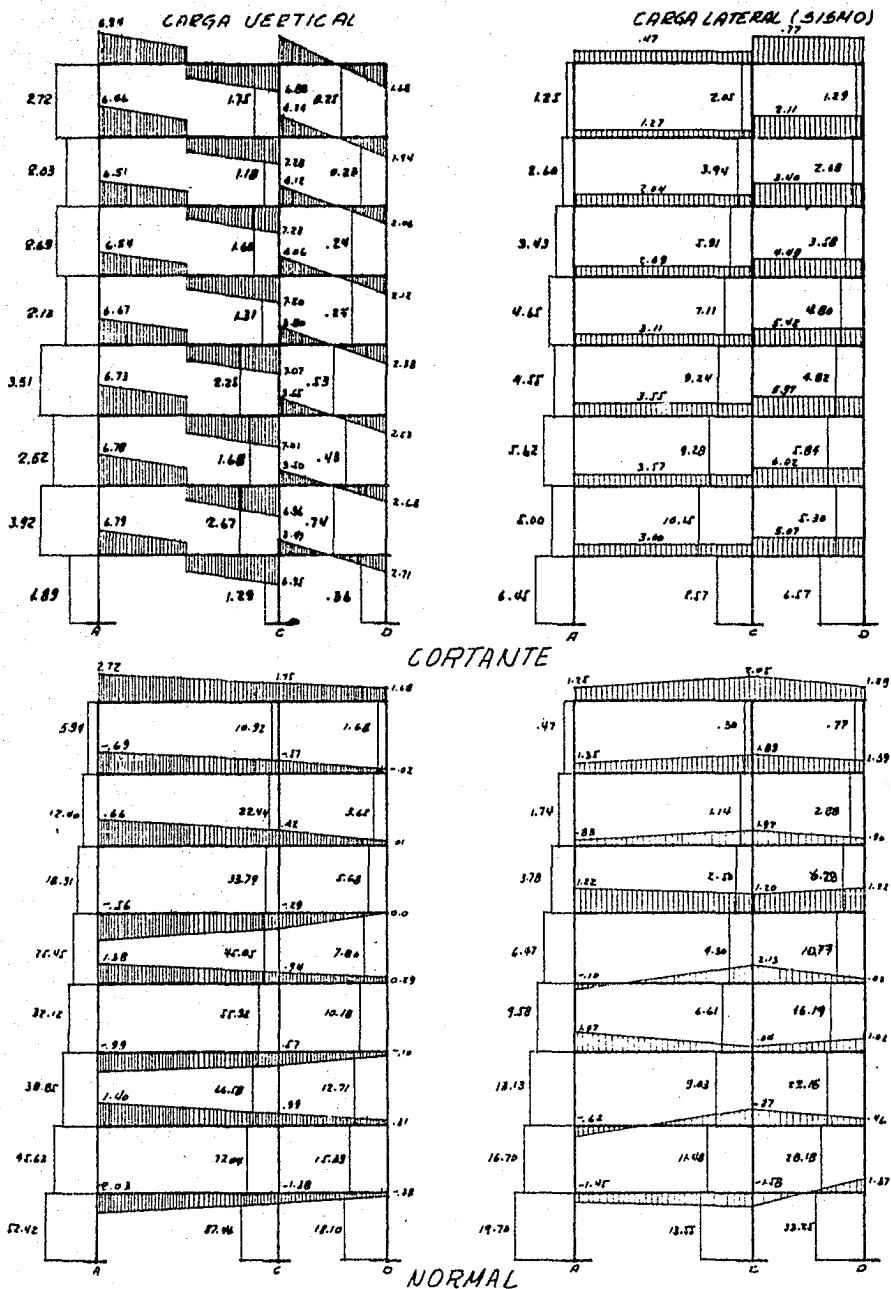


Fig. 3.5.- Diagrama de fuerzas cortantes y normal, obtenidos para el marco 1, de acuerdo al R.D.F-66.

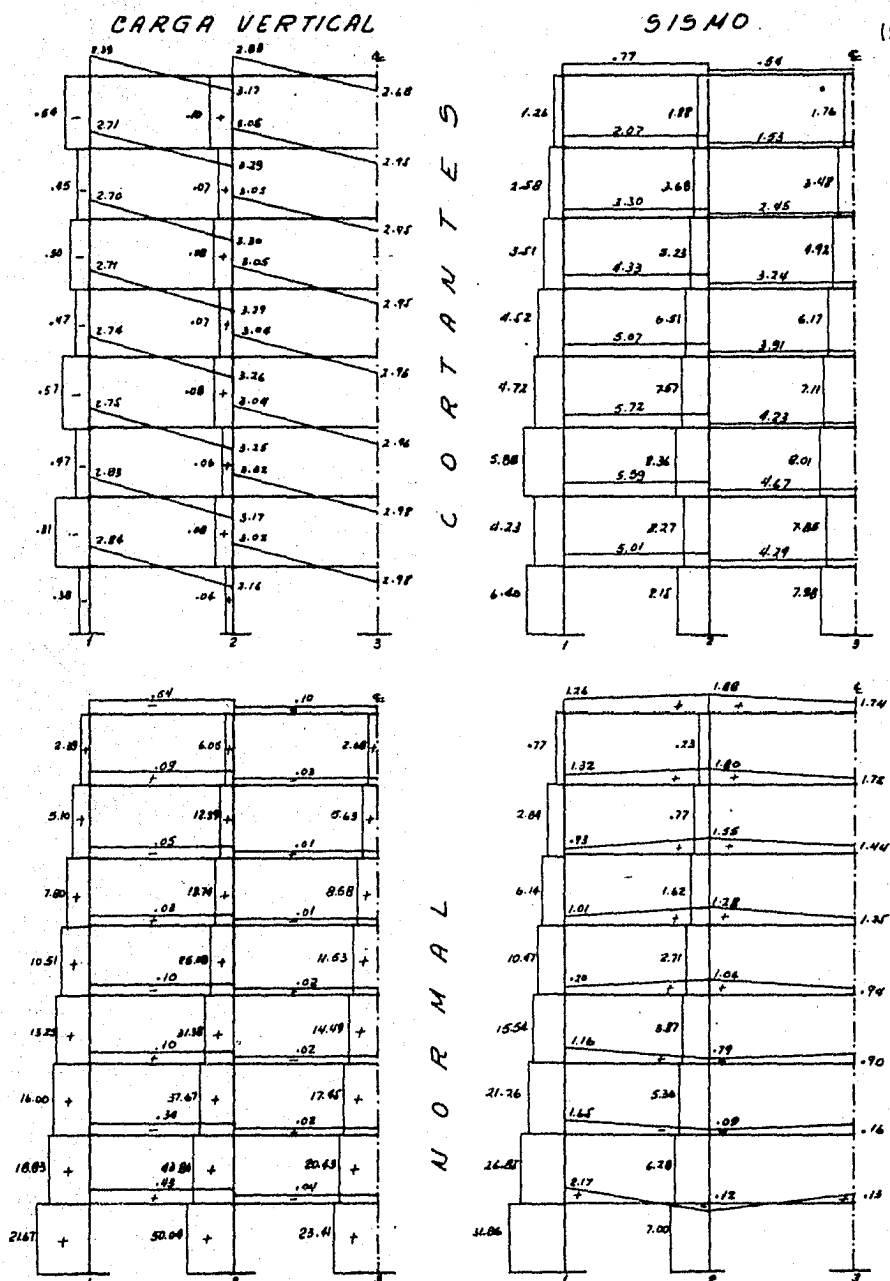
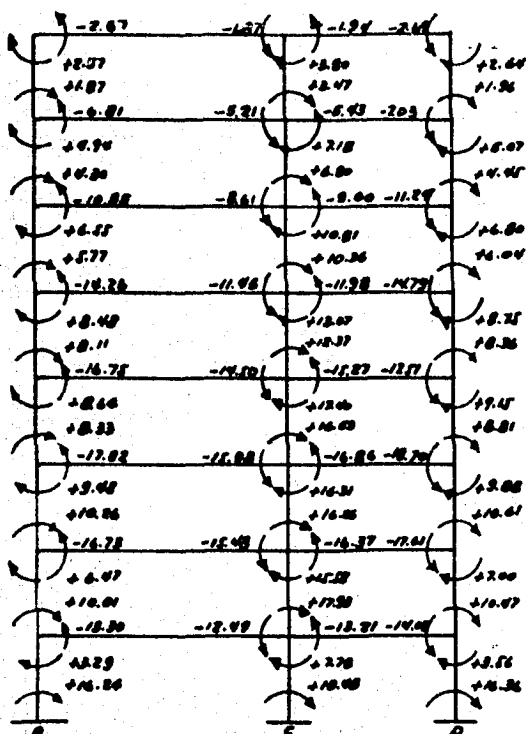
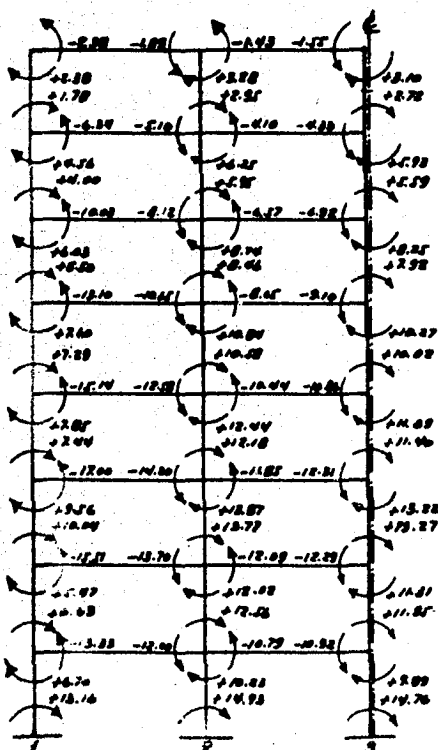


Fig. 3.6.- Elementos mecánicos obtenidos para el marco A, debidos a carga vertical y al sismo. (RDF-66)

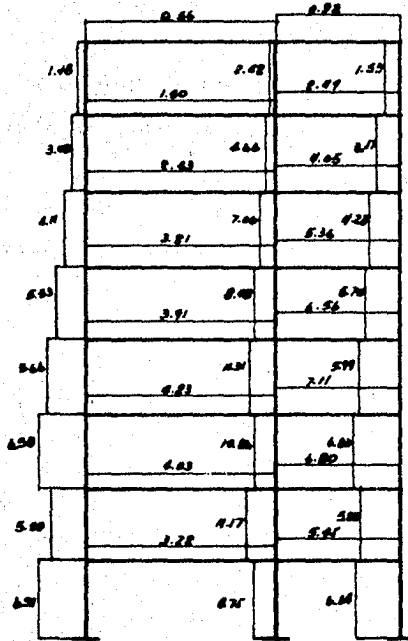


MARCO I

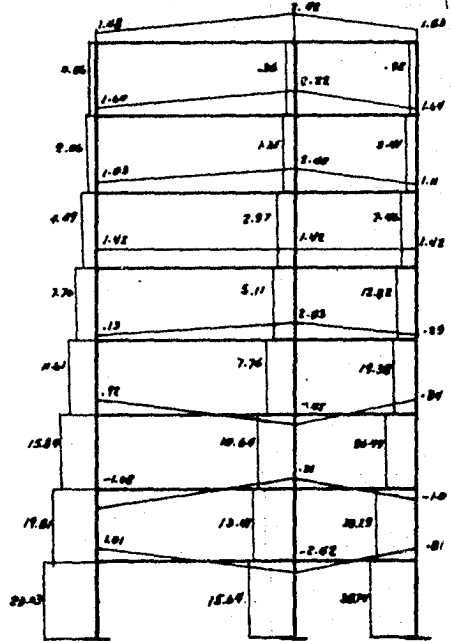


MARCO A

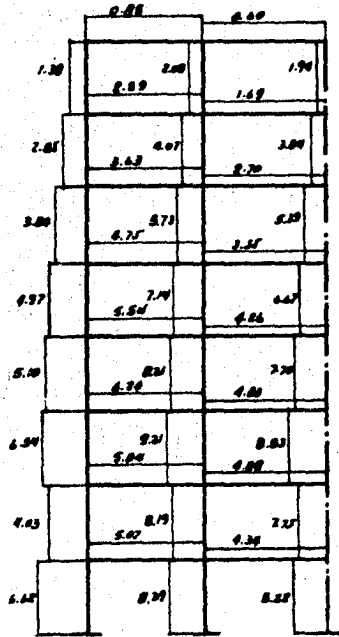
FIG. 3.7.- Resultados obtenidos del computador para los marcos sujetos a cargas laterales (sismo), de acuerdo al RDF-76.



CORTANTE

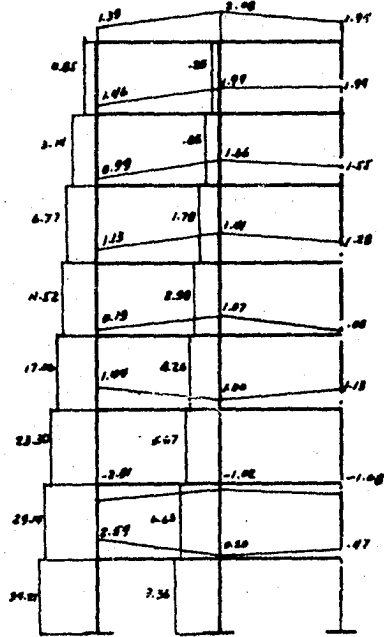


NORMAL MARCO I



CORTANTE

Fig. 3.0



NORMAL MARCO A

CAPITULO IV

IV.1.- DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS Y COLUMNAS.

Procedimiento de diseño.

Para tener una idea de las diferencias en los resultados del diseño que provienen del uso del nuevo reglamento, en comparación con los resultados obtenidos con el anterior, se diseñarán las vigas de la planta baja contenidas en el marco 1 (dirección y-y), y la columna de intersección formada por el eje 1 y el eje A. Primero se diseñarán con las disposiciones del RDF 66 y luego con las disposiciones del RDF 76. En ambos casos se utilizó el método de resistencia última.

IV.2.- Diseño de las vigas de P.B., marco 1, dirección y-y, RDF 66.

a) De los resultados obtenidos del análisis estructural se determinaron las envolventes de los elementos mecánicos que actúan en las vigas y que multiplicados por sus correspondientes factores de carga, dan lugar a los elementos de diseño, fig.4.1; estos factores de carga son:

1.4 Para la combinación de carga muerta + carga viva.

1.1 Para la combinación de carga muerta + carga viva + carga accidental.

b) Constantes de diseño.

b.1) Para la combinación de carga muerta + carga viva:

$$\delta_c^* = 0.9 (1 - C_v) \delta_c' = 153 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\delta_c'' = 0.85 \delta_c^* = 130 \text{ "}$$

$$\delta_y^* = 0.80 \delta_y = 3360 \text{ "}$$

$$v_c = 0.5 \sqrt{\delta_c^*} = 6.18 \text{ "}$$

$$p_{m\ell n} = 0.7 \sqrt{\delta_c^* / \delta_y^*} = 0.0026$$

$$q_{m\ell n} = p_{m\ell n} \delta_y^* / \delta_c'' = 0.067$$

$$q_{m\max} = 0.75 q_b = 0.75 \frac{4800}{6000 + \delta_y^*} = 0.38$$

b.2) Combinación de $C_M + C_V + C_A$ (sismo)

Diagramas de momentos flectores y cortantes. RDF-66

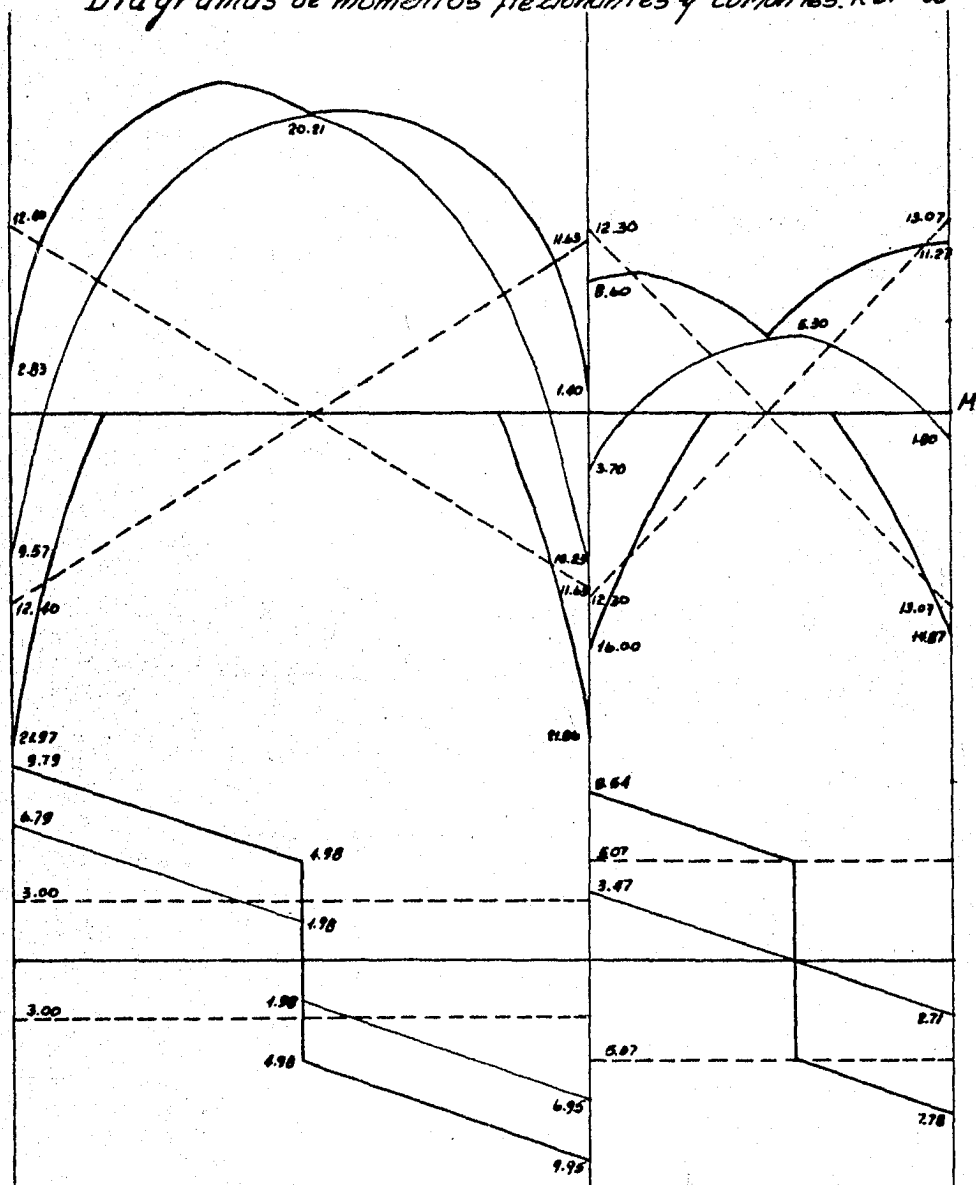


Fig 4.1

$$\delta_c^* = (1 - C_v) \delta_c' = 170 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\delta_c'' = 0.85 \delta_c^* = 145 \text{ "}$$

$$\delta_y^* = 0.90 \delta_y = 3780 \text{ "}$$

$$q_{m\ell n} = 0.063$$

$$q_{m\dot{x}} = 0.37$$

$$p_{m\ell n} = 0.0024$$

c) Dimensionamiento para la viga 1 (8.00 m de claro)

c.1) Para el momento máximo negativo, de la fig.4.1 se observa que la envolvente máxima esta dada para la condición de $-C_M + C_V + C_A$.

$$Mu = 21.97 \times 1.1 = 24.17 \text{ ton-m.}$$

las constantes de diseño serán por tanto las dadas en (b.2)

Sección propuesta:

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

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$d = 65 \text{ cm} \quad q = \frac{Mu}{bd^2 \delta_c''} = \frac{2'417,000}{30 \times 65^2 \times 145} = 0.13$$

de las gráficas para ayuda de diseño, ref.3.pag. 391, se tiene:

$$q = 0.14 ; \text{ y } p = q \delta_c'' / \delta_y^* = 0.0054$$

además se cumple:

$$p_{m\ell n} < 0.0054 < p_{m\dot{x}}$$

finalmente:

$$As = pbd = 0.0054 \times 30 \times 65 = 10.53 \text{ cm}^2.$$

c.2) Para el momento máximo positivo se determinó el área de acero mediante la relación siguiente:

$$As = \frac{Mu}{\delta_y^* (d - a/2)}$$

siendo:

$$a = \frac{As \delta_y^*}{b \delta_c''} ; \text{ y}$$

$$Mu = 20.21 \times 1.4 = 28.29 \text{ ton-m.}$$

Como se puede observar es un procedimiento iterativo bastante aproximado para valores $(d - a/2) = 0.94$; para este caso resultó:

$$(d - a/2) = 0.905 d ; y$$

$$A_s = \frac{2\,829\,000}{3360 (0.905 \times 65)} = 14.31 \text{ cm}^2.$$

c.3) Longitud de anclaje :

$$L_a = \frac{A_s f_y}{15 \sqrt{f'_c}} \geq \frac{\phi f_y}{150}$$

para $\phi \# 6$ se tiene:

$$A_s = 2.87 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 1.91 \text{ cm}$$

$$L_a = \frac{2.87 \times 3780}{15 \sqrt{153}} \geq \frac{1.91 \times 3780}{150}$$

$$L_a = 58.47 \text{ cm.}$$

c.4) Revisión por cortante.

El cortante máximo que se presenta en la sección es :

$$V_u = 9.95 \times 1.1 = 10.95 \text{ ton.}$$

El cortante máximo admisible en la sección :

$$V_{u_m} = 2 b d \sqrt{f'_c} = 50.85 \text{ Kg/cm}^2$$

Como $V_u < V_{u_m}$ la sección puede soportar el cortante.

$$\text{Esfuerzo cortante actuante: } v_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$v_u = \frac{10\,950}{30 \times 65} = 5.62 \text{ Kg/cm}^2.$$

Esfuerzo cortante que toma el concreto :

$$v_c = 0.50 \sqrt{f'_c} = 6.52 \text{ Kg/cm}^2.$$

por tanto :

$$V_c = 6.52 \times 30 \times 65 = 12.72 \text{ ton.}$$

$$\text{Como } V_c > V_u$$

Se concluye que el concreto soporta el cortante máximo, por lo que el armado transversal será por especificación.

Utilizaremos E # 2

$$\text{Sep.máx.} = d/2 = 65/2 = 32.5 \text{ cm.}$$

Sep.máx. = 30 cm. en el centro del claro, y la separación cercana a los apoyos se reducirá a la mitad de la separación máxima, hasta una distancia de : $5 \text{ cm.} + 2 d = 135 \text{ cm.}$

d) De forma similar para la viga 9 se tiene:

d.1) Sección: 70 x 20

$$A_s (-) = 7.98 \text{ cm}^2.$$

$$d.2) A_s (+) = 5.33 \text{ cm}^2.$$

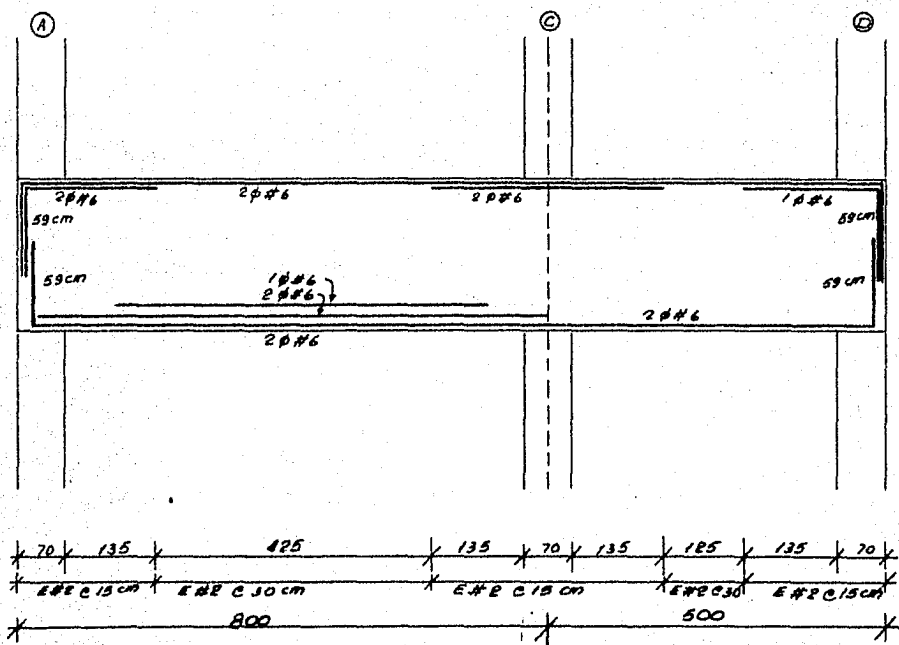
d.3) Longitud de anclaje.

$l_a = 58.47$ cm. en ambos casos.

d.4) Revisión por cortante

E # 2 a cada 15 cm. hasta una distancia = $5 \text{ cm} + 24 = 135$ cm
y a cada 30 en el centro del claro.

Una distribución de refuerzo posible es la siguiente:



IV.3.- Diseño de las vigas de P.B. de acuerdo al RDF 76.

a) Las envolventes de los elementos mecánicos se muestran en la fig.4.2.

b) Constantes de diseño

$$f'_c = 0.8 f'_c = 160 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 0.85 f'_c = 136 \text{ "}$$

Refuerzo mínimo en tensión

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d = 4.60 \text{ cm}^2.$$

donde b y d son el ancho y el peralte efectivo no reducidos de la sección.

Refuerzo máximo

$$A_{s_{\max}} = 0.75 \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{4800}{f_y + 6000} b d = 20.16 \text{ cm}^2.$$

Donde b y d son el ancho y el peralte efectivo reducidos de la sección.

c) Dimensionamiento para la viga 1.

c.1) Para el momento máximo negativo

$$M_u = 22.87 \times 1.1 = 25.16 \text{ ton-m}$$

$$M_u = F_R b d^2 f'_c q (1 - 0.5q) ; \text{ siendo: } F_R = 0.9$$

de las ayudas de diseño (ref.2)

$$\text{para } \frac{M_u}{b d^2} = 22.64$$

$$\text{se tiene: } b d^2 = 0.00675$$

$$A_s = 0.00675 \times 28 \times 63 \times 11.91 \text{ cm}^2.$$

y se cumple:

$$A_{s_{\min}} < A_{s_{\text{calc}}} < A_{s_{\max}}$$

c.2) Obtención del acero para el momento máximo positivo

$$M_u = 20.21 \times 1.4 = 28.29 \text{ ton-m.}$$

Se utilizó el mismo procedimiento descrito en el ejemplo 4.1 inciso (c.2), como el momento es el mismo, por haber regido la condición de CM + CV., el área de acero calculada es la misma; $A_s = 14.31 \text{ cm}^2$.

c.3) Revisión por fuerza cortante.

1) Constante máxima que se presenta en la sección:

Diagramas de momentos flezionantes y cortantes. RDF-76.

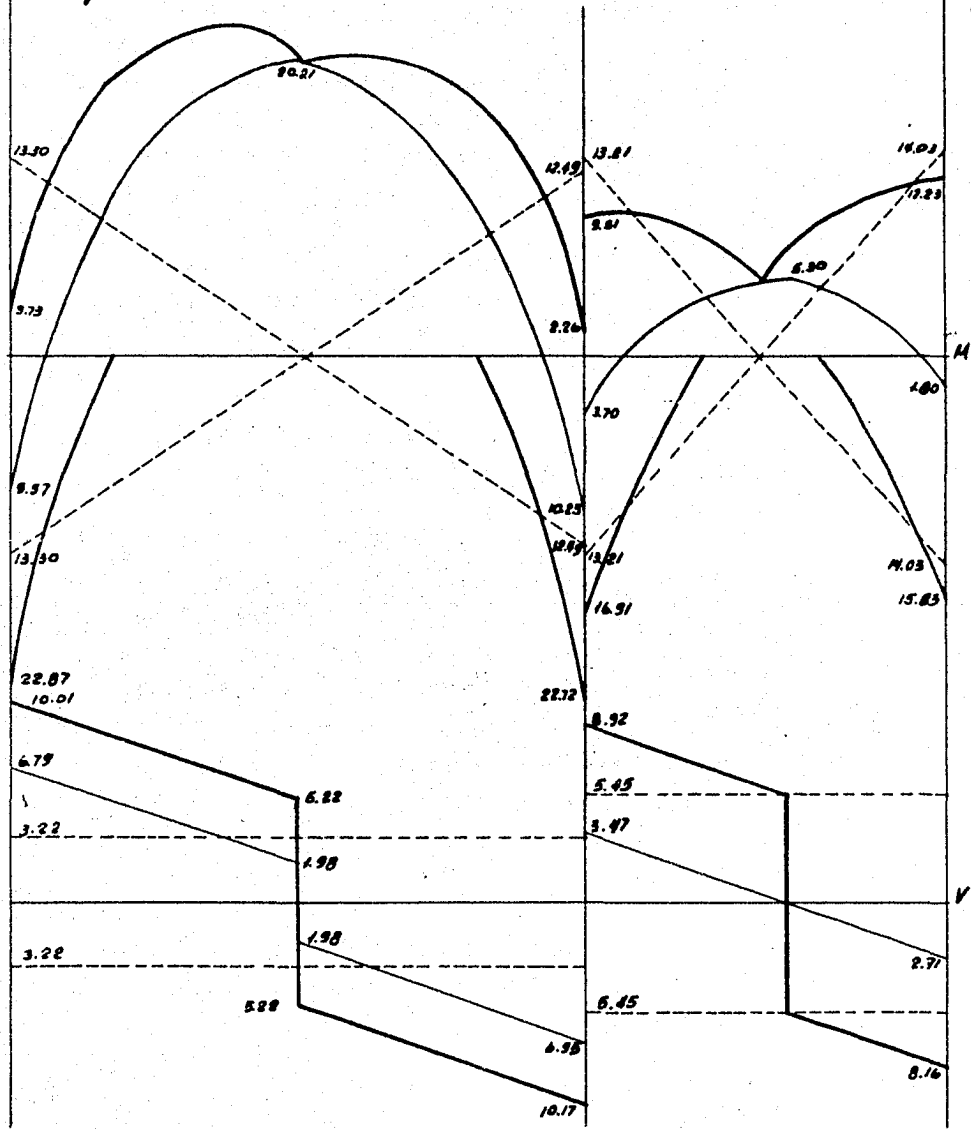


Fig 4.2

$$V_u = 10.17 \times 1.1 = 11.19 \text{ ton.}$$

- 2) Cortante que soporta el concreto :

$$V_{cr} = F_R d b (0.2 + 30p) \sqrt{f_c'} = 7.95 \text{ ton.}$$

tomándose $F_R = 0.80$

- 3) Cortante que absorberá el refuerzo:

$$V' = V_u = V_{cr} = 11.19 - 7.95 = 3.24 \text{ ton.}$$

Se cumple simultáneamente que:

$$V_u > V_{cr}$$

$$V_u < 1.5 F_R b d \sqrt{f_c'}$$

Utilizaremos estribos $\emptyset \# 2$

La separación de los estribos será:

$$S = \frac{F_R A_v \delta_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V'} \leq \frac{F_R A_v \delta_y}{3.5 b}$$

$$S = 26 \leq 12$$

La separación que rige:

$$S = 12 \text{ cm. ; hasta una distancia de } 1/4 \text{ del claro} = 800/4 = 200 \text{ cm.}$$

$$S_{\max} = d/2 = 33 \text{ cm. en el centro del claro.}$$

- d) De forma similar para la viga 9 se tiene:

- d.1) Sección 70x20

$$A_s(-) = 8.85 \text{ cm}^2.$$

- d.2) $A_s(+) = 5.47 \text{ cm}^2.$

- d.3) Revisión por fuerza cortante

Sep E # 2 a cada 18 cm hasta una distancia de 125 cms.

Sep E # 2 a cada 33 cm en la zona central.

- d.4) Longitud de anclaje.

de las ayudas de diseño (ref.2), se tiene:

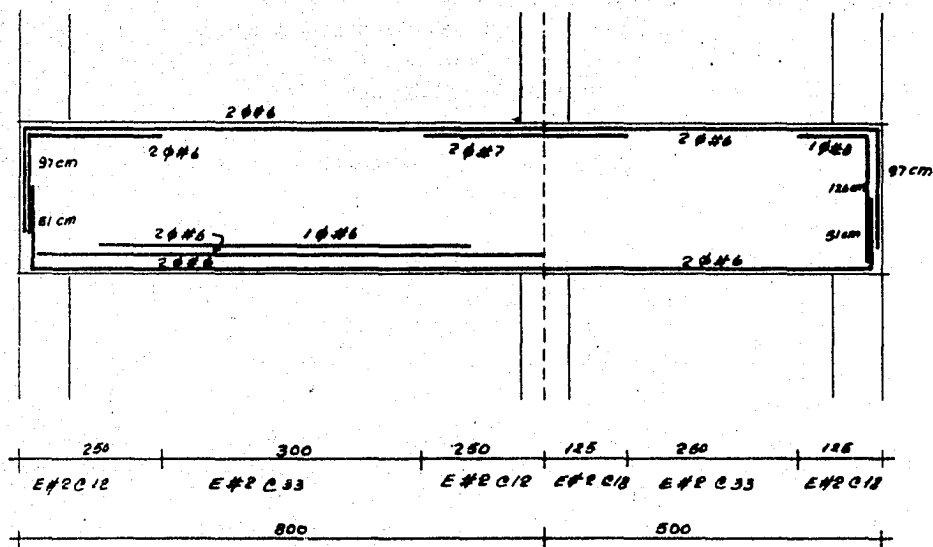
$$L_d = 97 \text{ cm para } \emptyset \# 7 \quad \text{acero negativo}$$

$$L_d = 51 \text{ cm para } \emptyset \# 6 \quad \text{acero positivo}$$

$$L_d = 90 \text{ cm para } \emptyset \# 8 \quad \text{acero positivo}$$

$$L_d = 126 \text{ cm para } \emptyset \# 8 \quad \text{acero negativo}$$

Una distribución de refuerzo posible es la siguiente :



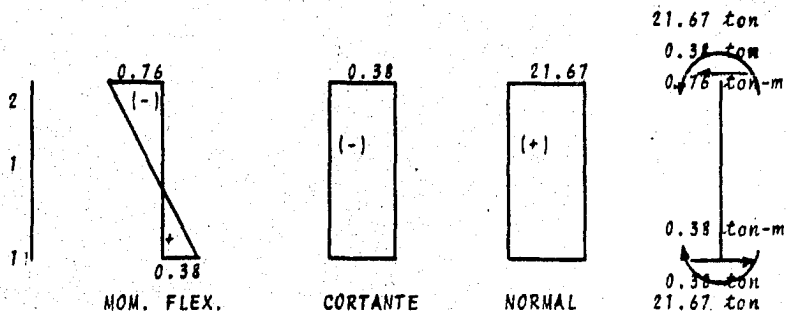
IV.3) Diseño de una columna.

De acuerdo a las disposiciones del RDF 66, se analiza la columna de esquina y P.B. que se encuentra formando parte de los marcos A, dirección x-x, y 1 dirección y-y.

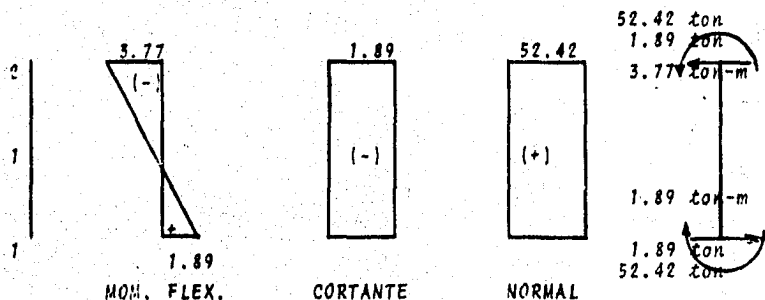
IV.3.1) Elementos mecánicos.

a) Combinación de CM + CV

Marco A dirección x-x



Marco 1 dirección y-y



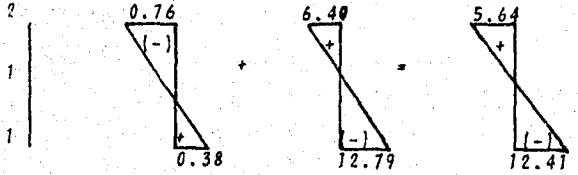
$$P_t = 21.67 + 52.42 = 74.09 \text{ ton.}$$

$$M_x = 3.77 \text{ ton-m superior} \quad M_y = 0.76 \text{ ton-m superior}$$

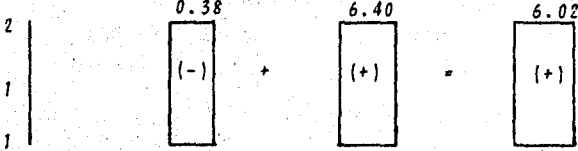
$$M_x = 1.89 \text{ ton-m inferior} \quad M_y = 0.38 \text{ ton-m inferior}$$

b) Combinación de CM + CV + CA.

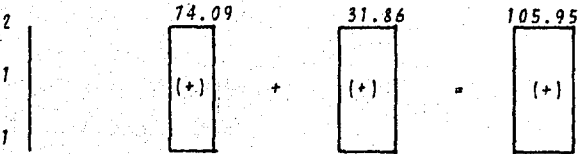
Marco A dirección x-x



MOMENTOS FLEXIONANTES

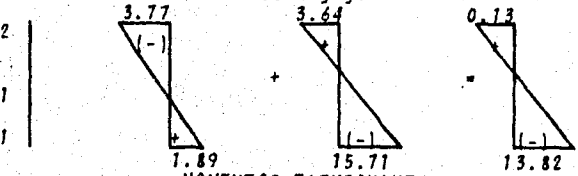


CORTANTES

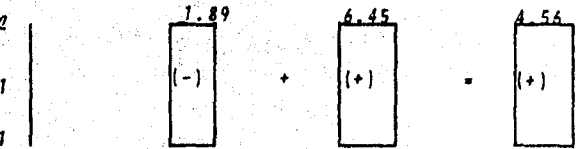


NORMAL

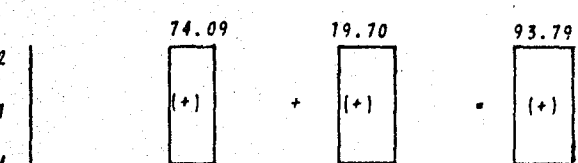
Marco 1 dirección y-y.



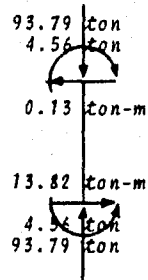
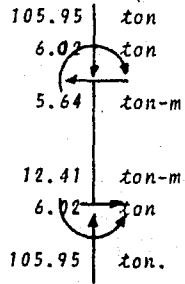
MOMENTOS FLEXIONANTES



CORTANTES



NORMAL



De los resultados anteriores se concluye que la condición más desfavorable en ambas direcciones es la que corresponde al sismo.

IV.3.2) Análisis de la columna en la dirección x-x.

Elementos mecánicos de diseño

$$P_u = 105.95 \times 1.1 \times 1.2 = 139.86 \text{ ton.}$$

$$M_{u1} = 5.64 \times 1.1 = 6.20 \text{ ton-m.}$$

$$M_{u2} = 12.78 \times 1.1 = 14.07 \text{ ton-m.}$$

Incremento de momentos

Los incrementos de los momentos de diseño se modificarán de la forma siguiente:

$$\text{si } L/b \leq 11 \text{ se tendrá: } \Delta M_u = (b/12 + 2 \text{ cm}) N$$

Para nuestro caso se tiene:

$$300/70 = 4.28 < 11 \quad M_u = (.7/12 + .02) \times 139.86 = 10.96$$

$$\text{Momento de diseño} = 14.07 + 10.96 \text{ ton-m.} = 25.03 \text{ ton-m.}$$

Constantes de diseño.

Las constantes de diseño que se utilizan son las mismas, descritas en el ejemplo 4.1.

Como $d/t = 45.5/50 = 0.90$ utilizaremos la gráfica de

$$\alpha = \frac{P_u}{b \times t \times f_c} \quad \text{interacción, ap. B, pag. 395}$$

$$\alpha = \frac{139860}{70 \times 50 \times 145} = 0.28 \quad \text{ref. 3.}$$

$$\beta = \frac{M_u}{b \times t^2 \times f_c} \quad \text{Se tiene: } q = 0.1$$

$$\beta = \frac{2503070}{70 \times 50^2 \times 145} = 0.10$$

$$p = q \times \frac{f_c}{f_y} = 0.1 \times 145/3600 = 0.004 < p_{mín.}$$

Área de acero de refuerzo.

$$A_s = 0.01 \times 50 \times 70 = 35 \text{ cm}^2.$$

Armado propuesto:

$$4 \text{ } \emptyset \text{ } \# 8 \quad 20.28 \text{ cm}^2$$

$$4 \text{ } \emptyset \text{ } \# 6 \quad 11.40 \text{ "}$$

$$2 \text{ } \emptyset \text{ } \# 5 \quad 3.96 \text{ "}$$

$$A_s \text{ real } 35.64 \text{ cm}^2.$$

IV.3.3) Análisis de la columna en la dirección y-y.

Elementos mecánicos de diseño

$$P_u = 93.79 \times 1.1 \times 1.2 = 123.80 \text{ ton.}$$

$$M_{ux1} = 0.13 \times 1.1 = 0.14 \text{ ton-m.}$$

$$M_{ux2} = 13.82 \times 1.1 = 15.20 \text{ ton-m.}$$

Incremento de momentos

$$\Delta M = (0.50/12 = 0.02) \times 123.80 = 7.63 \text{ ton-m.}$$

$$\text{Momento de dise\~{n}o} = 15.20 + 7.63 = 22.83 \text{ ton-m.}$$

$$d/x = \frac{65.5}{70} = 0.95$$

$$\alpha = \frac{123800}{50 \times 70 \times 145} = 0.24 \quad q = 0.1$$

$$\beta = \frac{2283000}{50 \times 70^2 \times 145} = 0.06$$

Se concluye que el armado es el mismo que en el sentido x-x.

IV.3.4) Revisi3n por cortante.

a) Cortante m3ximo que soporta la secci3n.

$$V_{u2} = 2 \sqrt{f_c^*} b d = 2 \sqrt{170} \cdot 70 \times 45.5 = 83.05 \text{ ton}$$

El cortante m3ximo que se presenta en la secci3n: $V_u = 6.02 \times 1.1 = 6.62$

como $V_{u2} > V_u$ la secci3n soporta el cortante

$$b) V_u = V_u/bd = \frac{6620}{70 \times 4.5} = 2.08 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$v_c = 0.5 \sqrt{f_c^*} = 6.52 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 6.52 \quad v_u = 2.08 \text{ Kg/cm}^2$$

Se concluye que con el concreto ser3a suficiente para resistir el cortante, y el armado transversal ser3 por especificaci3n.

Los estribos ser3n $\emptyset \# 2$ (1/4")

La separaci3n m3xima, ser3 la menor de las siguientes relaciones:

1) 16 veces el di3metro del refuerzo longitudinal

$$16 \times 2.54 = 40.64 \text{ cm.}$$

2) 48 veces el di3metro del estribo

$$48 \times 0.635 = 30.48 \approx 30 \text{ cm}$$

3) Menor dimensi3n de la columna

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

Sep. m3x. = 30 cm (en zona central)

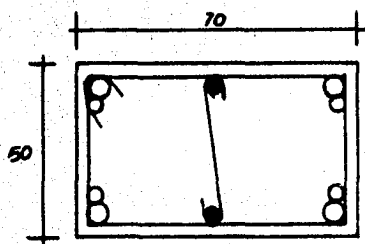
Sep. m3x. = $S/2 = 15 \text{ cm}$ (en zona pr3xima a los nudos).

c) Longitud de anclaje

$$L_a = \frac{a_s \phi_y^*}{15 \phi_c^*} \geq \frac{D \phi_y^*}{150}$$

$$L_a = \frac{5.07 \times 3200}{15 \sqrt{170}} \geq \frac{2.54 \times 3200}{150}$$

$$L_a = 83 \text{ cm} > 54 \text{ cm.}$$



ARMADO PROPUESTA :

4 ϕ # 8 y 4 ϕ # 6 (Empaquetadas); y

2 ϕ # 5.

2 ϕ # 3 (armado adicional)

IV.4) DISEÑO DE LA COLUMNA TENIENDO EN CUENTA LAS DISPOSICIONES DEL RDF 76.

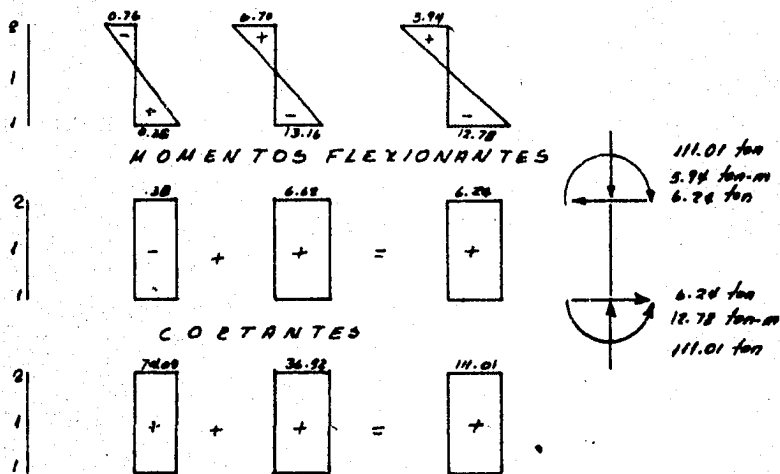
IV.4.1) Elementos mecánicos.

a) Combinación de CM + CV.

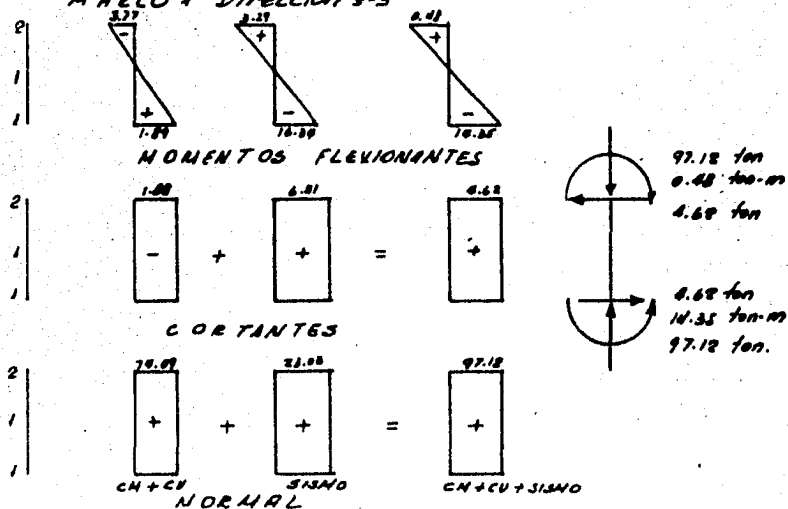
Idem = 4.3.1 (a).

b) Combinación de CM+ CV + CA (sl&mo)

HARCO A Dirección x-x



NORMAL HARCO A DIRECCIÓN y-y



Al hacer la comparación de los resultados anteriores se concluye que la condición más desfavorable en ambas direcciones es la combinación de CM + CV + CA.

IV.4.2) Constantes de diseño.

Acero de refuerzo mínimo = $20/6y = 20/4200 = 0.005$

Acero de refuerzo máximo = 0.08

Acero de refuerzo transversal (estribos)

Sep.máx. = $850 / \sqrt{6y} \times 1.91 = 25.67 \text{ cm}$

48 $\emptyset$ del estribo = 30.48 cm

menor dimens.col. = 50.00 cm.

riega la primera Smáx. = 25 cm. Esta separación se reduce a la mitad en la zona cercana a los nudos en una distancia no menor que:

a) Máxima dimensión transversal de la columna = 70 cm.

b) Un sexto de su altura libre = 50 cm.

c) 60 cm. = 60 cm.

riega la primera $t = 70 \text{ cm}$.

Longitud de anclaje.

$$L_{db} = 0.06 \frac{a_s b_y}{\sqrt{b_c}} \leq 0.006 d_b b_y$$

Dónde:

$d_b = \emptyset$ de la barra

$a_s =$ área de la barra.

IV.4.3) Análisis de la columna en la dirección x-x.

Elementos mecánicos de diseño.

$P_u = 111.01 \times 1.1 \times 1.2 = 146.53 \text{ ton.}$

$M_{uy1} = 5.94 \times 1.1 = 6.53 \text{ ton-m.}$

$M_{uy2} = 12.78 \times 1.1 = 14.06 \text{ ton-m.}$

Incremento de momentos de diseño.

De acuerdo a lo estipulado en las normas técnicas complementarias del RDF 76, se revisará si se pueden despreciar los efectos de esbeltez de la columna en ambas direcciones, e incrementar si es necesario por este concepto los momentos de diseño, en caso contrario únicamente sufiarán un incremento tomando en cuenta la excentricidad accidental.

Efectos de esbeltez.

Por movimiento general:

se puede despreciar si: $\frac{H'}{\lambda} < 22$

$$\frac{I_c}{L_c} = \frac{729\,167}{300} = 2431$$

$$\frac{I_t}{L_t} = \frac{919\,678}{500} = 1839$$

$$\text{Nudo superior } \psi = \frac{2431 + 2431}{1839} = 2.64$$

$$\text{Nudo inferior } \psi = 0$$

De las ayudas de diseño, ref. 1, se tiene: $K = 1.33$

$$H' = kH = 1.33 \times 300 = 399 \text{ cm.}$$

$$r = 0.3h = 0.3 \times 50 = 15 \text{ cm.}$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{399}{15} = 26.6 > 22 \quad \text{si deben considerarse los efectos de esbeltez.}$$

Factor de amplificación.

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\Sigma P_c}} \rightarrow 1.0$$

$$\Sigma P_u = 1869.36 \times 1.4 = 2617.10 \text{ ton.}$$

Para las columnas 1 y 5 se tiene:

$$P_c = \frac{F_R \pi^2 EI}{(H')^2} = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 2.48 \times 10^{10}}{(399)^2} = 1306846 \text{ Kg}$$

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + u} = \frac{0.4 \times 141000 \times 729167}{1 + 0.66} = 2.48 \times 10^{10}$$

$$u = \frac{M_u \text{ CM}}{M_u \text{ diseño}} = \frac{0.55}{0.76 \times 1.1} = 0.66$$

Para las columnas 2 a 4.

$$\text{Nudo superior} = \frac{2431 \times 2}{1839 \times 2} = 1.32$$

$$\text{Nudo inferior} = 0; \quad \text{se tiene: } k = 1.18$$

$$H' = 1.18 \times 300 = 354 \text{ cm.}$$

$$P_c = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 2.48 \times 10^{10}}{(354)^2} = 1660213 \text{ Kg.}$$

$$\Sigma P_c = 1660.213 \times 9 + 1.307 \times 6 = 22\,782 \text{ ton}$$

Finalmente:

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{2617.1}{22782.0}} = 1.13 > 1.$$

Por lo que el momento de diseño será:

$$M_d = 14.06 \times 1.13 + 0.025 \times 146.53 = 19.55 \text{ ton-m.}$$

$$\text{Con: } \frac{d}{h} = \frac{45.5}{50} = 0.90$$

Utilizaremos las gráficas de diseño, ref.2 pag.181, y con $F_R = 0.75$

$$K = \frac{P_u}{F_R b h d_c} = \frac{146530}{0.75 \times 70 \times 50 \times 136} = 0.47$$

$$R = \frac{M_{u2}}{F_R b h^2 d_c} = \frac{1955000}{0.75 \times 70 \times 50^2 \times 136} = 0.11$$

$$\rho = q \frac{d_c}{s_y} = 0.1 \frac{136}{4200} = 0.003 < 0.005$$

$$A_s = 0.005 \times 70 \times 50 = 17.50 \text{ cm}^2.$$

Armado propuesto:

$$4 \text{ } \phi \text{ } \# 7 \quad 15.52 \text{ cm}^2.$$

$$2 \text{ } \phi \text{ } \# 4 \quad 2.54 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Suma} \quad 18.06 \text{ cm}^2.$$

IV.4.4) Análisis de la columna en la dirección y-y.

Elementos mecánicos de diseño.

$$P_u = 97.12 \times 1.1 \times 1.2 = 128.20 \text{ ton.}$$

$$M_{u1} = 0.48 \times 1.1 = 0.53 \text{ ton-m.}$$

$$M_{u2} = 14.35 \times 1.1 = 15.79 \text{ ton-m.}$$

Incremento de momentos de diseño.

Revisión del efecto de esbeltez:

Por movimiento general:

$$\frac{I_c}{L_c} = \frac{1429167}{300} = 4764$$

$$\frac{I_e}{L_e} = \frac{1385546}{500} = 1732$$

$$\text{Nudo superior } \psi = \frac{4764 \times 2}{1732} = 5.50$$

$$\text{Nudo inferior } \psi = 0 ; \text{ se tiene: } k = 1.5$$

$$H' = kH = 1.5 \times 300 = 450$$

$$\lambda = 0.3 \times 70 = 21$$

$$\frac{H'}{\lambda} = \frac{450}{21} = 21.4 < 22 \text{ por lo que se pueden despreciar los efectos de esbeltez.}$$

$$\Delta M_u = 0.05 \times .70 \times 128.2 = 4.49 \text{ ton-m.}$$

Momento de diseño = $15.79 + 4.49 = 20.28 \text{ ton-m.}$

Como los elementos mecánicos de diseño son menores que los obtenidos en la dirección x-x, se deduce que el armado que rige es el mismo que se obtuvo anteriormente.

IV.4.5) Revisión por cortante.

Fuerza cortante que toma el concreto.

$$\begin{aligned} \text{Sl p } 0.01 \quad V_{cr} &= F_R b d (0.2 + 30p) \sqrt{f_c'} \\ V_{cr} &= 0.8 \times 70 \times 45.5 (0.2 + 30 \times 0.005) \times 12.65 = \\ V_{cr} &= 11281 \text{ kg.} \end{aligned}$$

y el cortante máximo que se presenta en la sección:

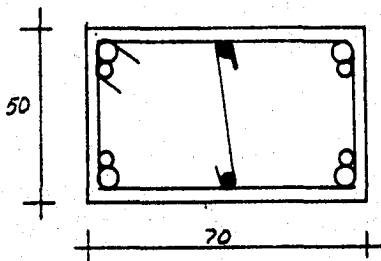
$$V_u = 6.24 \times 1.1 = 6.86 \text{ ton} < V_{cr}$$

∴ El concreto resiste el cortante máximo y el armado será por especificación, que como se definió en (IV.4.2) vale:

E # 2 Sep. máx. = 25 cm. en el centro de la columna

Sep. máx. = 13 cm. en la zona próxima a los nudos
hasta 70 cm.

ARMADO PROPUESTO:



4 Ø # 7

2 Ø 4 ; y

2 Ø # 3 (armado adicional)

CAPITULO V

CONCLUSIONES

Al analizar y comparar los resultados del marco A dirección x-x, y marco 1 dirección y-y, por ambos reglamentos observamos lo siguiente:

V.1.- De los desplazamientos que al incrementar la excentricidad accidental de 1/20 (RDF 66) del lado perpendicular al sentido en que actúa en esa dirección, más el 30 % del que actúa en el sentido perpendicular sumados vectorialmente, los desplazamientos se incrementaron en los porcentajes que se dan en la tabla 5.1.

Tabla 5.1. Porcentajes de aumento en desplazamientos al usar RDF 76 en comparación con RDF 66.

	MARCO 1	MARCO A
	Dirección y-y	Dirección x-x
N+1	4.33	4.24
N+2	9.34	1.11
N+3	14.08	8.26
N+4	17.41	7.92
N+5	16.37	8.76
N+6	16.21	8.82
N+7	15.59	9.92
N+8	15.61	9.42
PROMEDIO	13.62 %	7.31 %

V.2.- De los elementos mecánicos.

Al comparar los elementos mecánicos que produce el sismo obtenidos según el RDF76, con los del RDF66, se aprecia que se incrementaron un 12% en promedio. Nótese que este incremento es prácticamente el mismo que el de los desplazamientos laterales.

V.3.- Del acero de refuerzo en vigas.

VIGA 1 (claro de 8.00 m)

El área de acero para el momento máximo negativo se incrementó en 4.4 %.

El área de acero para el momento máximo positivo, fue la misma porque rigió la condición de carga vertical.

El refuerzo por cortante se incrementó, en 36 %. Debido a que el RDF 76 reduce la capacidad de absorción de los esfuerzos cortantes para el concreto.

VIGA 9 (claro de 5.00)

El área de acero para el momento máximo negativo se incrementó en 11 %.

El área de acero para el momento máximo positivo se incrementó en 3 %, en este caso rigió la condición de $C_M + C_V + C_A$.

El refuerzo por cortante no se incrementó, debido a que la separación calculada fue la misma en ambos casos.

En el RDF 76 la longitud de anclaje para los mismos diámetros, se aumentó en 50 % por especificación para el acero negativo, y un 12 % para el acero positivo.

Se hizo una estimación de los costos de materiales y mano de obra para la construcción de las vigas, y resultó un incremento del 2 % para la viga 1, y 9 % para la viga 9.

4.4.- De forma similar para las columnas se tiene:

Los elementos mecánicos se incrementaron en promedio en 17 % en la dirección y-y, y 8 % en promedio en la dirección x-x, Sin embargo al dimensionar con el RDF 76 se tuvo una disminución de 50 % del acero de refuerzo longitudinal, con respecto al RDF 66; esto se debe a que en ambos casos rige el porcentaje mínimo, que es de 0.005 en el RDF 76, y 0.01 en el RDF 66. Estas columnas como es usual están sobredimensionadas para poder cumplir con las limitaciones de desplazamientos laterales.

El área de refuerzo transversal obtenida en las columnas, se incrementaron en 20.8 % en el RDF 76 con relación al RDF 66.

Las longitudes de anclaje obtenidas en ambos reglamentos fueron diferentes, porque el acero de refuerzo propuesto son de distintos diámetros.

4.5.- Como se vio en el capítulo 3, la reducción por estimación del periodo natural no tuvo importancia, esto no quiere decir que se pueda extrapolar a otras estructuras; para edificios altos los periodos son largos, y para edificios bajos los periodos son cortos, en los cuales sí puede haber reducción por estimación del periodo natural de vibración de la estructura.

Así mismo se determinó que al aumentar los elementos mecánicos en la estructura aumentó la cantidad de acero de refuerzo en las vigas.

En las columnas por el contrario a pesar del aumento de elementos mecánicos la cantidad de refuerzo disminuyó, lo cual se debe a que usualmente rigió la cuantía mínima especificada, que como ya se ha mencionado, en el RDF 76 es 0.005 para la calidad de acero usada, mientras que en el RDF 66 es el doble. Si se hubiese usado por ejemplo $f_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$, probablemente hubiera ocurrido aumento en la cantidad de refuerzo. El hecho de que haya regido la cuantía mínima se debe a que las dimensiones de las columnas se fijaron de modo de satisfacer las limitaciones de desplazamientos laterales.

El refuerzo por cortante en vigas y columnas, calculadas de acuerdo al RDF 66, fue menor que el obtenido en el RDF 76, debido principalmente, a la reducción de los esfuerzos de trabajo del concreto.

AGRADECIMIENTOS:

**AL DR. ROBERTO MELI P. POR SU GRAN AYUDA Y
COMPRENSION, DURANTE LA DIRECCION DE ESTE-
TRABAJO.**

**AL ING. ENRIQUE BAZAN Z. POR SU DESINTERE-
ZADA Y VALIOSA AYUDA, COMENTARIOS Y CONSE-
JOS QUE HICIERON POSIBLE LA REALIZACION --
DE ESTE TRABAJO.**

REFERENCIAS

- 1.- Informe No. 401 "Diseño y Construcciones de Estructuras de Concreto" Instituto de Ingeniería, UNAM. 1977.
- 2.- Informe No. 400 "Requisitos de Seguridad y Servicio para las Estructuras" Instituto de Ingeniería, UNAM. 1977.
- 3.- O. M. González C., F. Robles, J. Casillas, R. Díaz de Cossío, "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado" Ediciones Limusa 1975.
- 4.- "Reglamento de Construcciones para el D. F." Ediciones Andrade, 1970.
- 5.- E. Bazán Zurita. "Sobre el Análisis Sísmico de Edificios con Elementos Rigidizantes". Ingeniería Sísmica No. 17 Enero - Abril - 1977.
- 6.- ACI 318-71 "Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado". Imcc, 1976.
- 7.- Emilio Rosenblueth, Luis Esteve "Folleto Complementario Diseño Sísmico de Edificios" Ediciones Ingeniería 1962.
- 8.- Serge Zaytzeff, "Cálculo de las Construcciones Hiperestáticas" Editorial Reverté, S. A. 1964.