

9  
20 y



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
"ARAGON"

"ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL  
DE UNA CENTRAL TELEFONICA"

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A :  
ADRIAN GALINDO MEDINA



**ENEP**  
ARAGON

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



## **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.

## INDICE

	Pág.
I.- INTRODUCCION.	1
I.1.- ANTECEDENTES.	1
I.2.- DESCRIPCION DEL PROYECTO.	4
II.- ANALISIS POR CARGA VERTICAL.	<u>5</u>
II.1.- ACCIONES.	5
II.2.- TIPOS DE ACCIONES.	5
II.3.- CARGAS MUERTAS.	6
II.4.- CARGAS VIVAS.	9
II.5.- COMBINACIONES DE CARGA.	13
II.6.- CONSIDERACIONES DE ACCIONES.	13
II.7.- DISTRIBUCION DE CARGAS EN PLANTAS POR NIVEL.	17
II.8.- BAJADA DE CARGAS.	22
a).- Cargas en marcos, combinación C.M.+C.V. máxima.	23
b).- Cargas por nivel y por columna.	35
c).- Centros de carga.	43
III.- ANALISIS SISMICO ESTATICO.	47
III.1.- ANALISIS POR CARGA HORIZONTAL.	47
III.2.- PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.	47
III.3.- DESCRIPCION DEL ANALISIS SISMICO ESTATICO.	49
III.4.- VALUACION DE FUERZAS SISMICAS SIN ESTIMAR EL PERIODO FUNDAMENTAL DEL EDIFICIO.	49
III.5.- FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO.	49
III.6.- VALUACION DE FUERZAS SISMICAS ESTIMANDO EL PERIODO FUNDAMENTAL DEL EDIFICIO.	52
III.7.- MOMENTO DE VOLTEO.	53
III.8.- EFECTOS DE TORSION.	53
III.9.- RIGIDECES DE MARCOS.	54
a).- Determinación de rigideces de marcos por medio de las fórmulas de Wilbur.	57

	Pág.
III.10.- APLICACION DEL ANALISIS SISMICO ESTATICO..	61
a).- Resumen de las fuerzas sísmicas sobre marcos.	73
IV.- ANALISIS SISMICO DINAMICO.	75
IV.1.- GENERALIDADES.	75
IV.2.- ESPECTROS DE DISEÑO.	75
IV.3.- REDUCCION DE FUERZAS SISMICAS.	77
IV.4.- APLICACION DEL ANALISIS MODAL.	79
IV.5.- ANALISIS DE LOS MARCOS.	89
V.- ANALISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACION.	155
V.1.- GENERALIDADES.	155
V.2.- OBJETIVOS DE UNA CIMENTACION.	156
V.3.- CLASIFICACION DE LAS CIMENTACIONES.	157
V.4.- CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO.	159
V.5.- ELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION.	164
V.6.- DISEÑO DE LOS MUROS DEL CAJON.	171
V.7.- DISEÑO DEL MURO LATERAL DE LA CISTERNA.	177
V.8.- DISEÑO DE LA LOSA DE FOSA.	179
V.9.- DISEÑO DE LA RETICULA DE CONTRATABES.	185
VI.- DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA.	205
VI.1.- GENERALIDADES.	205
VI.2.- DISEÑO DE TRABES.	206
a).- Materiales a utilizar.	206
b).- Factores de resistencia.	206
c).- Factores de carga.	206
d).- Constantes de diseño.	206
e).- Refuerzo mínimo y refuerzo máximo.	206
f).- Resistencia de secciones rectangulares sin acero de compresión.	207
g).- Resistencia de secciones rectangulares con acero de compresión.	207
h).- Resistencia al cortante de secciones rectangulares.	208

	Pág.
i).- Ubicación de trabes y vigas.	210
j).- Trabes de nivel planta baja.	214
k).- Trabes de niveles 1o., 2do., 3ero. y azotea.	223
l).- Vigas.	258
VI.3.- DISEÑO DE LOSAS.	283
a).- Losas de nivel planta baja.	283
b).- Losas de nivel tipo.	285
c).- Losas de nivel azotea.	287
VI.4.- DISEÑO DE COLUMNAS.	288
a).- Combinación de elementos mecánicos en columnas.	288
b).- Consideración de efectos de esbeltez general.	304
c).- Revisión de esbeltez local.	312
d).- Diseño de columnas por flexión.	315
e).- Diseño de columnas por cortante.	331
CONCLUSIONES.	333
BIBLIOGRAFIA.	335

## I.- INTRODUCCION.

## I.1 ANTECEDENTES.

Los sismos de septiembre de 1985, causaron a la planta telefónica nacional los daños más graves de los que se tiene memoria, al grado de dejar incommunicada telefónicamente a la ciudad de México con el resto del país y del mundo entero.

La razón de esta incommunicación, fué debido a que el centro telefónico San Juan, fungía como el centro principal de conmutación tanto nacional como internacional.

En este centro, se encontraban instalados equipos de microondas y multiplex de transmisión, los que al ocurrir el sismo, se derrumbaron en su totalidad, quedando inservibles, de esta forma la mayor parte de los 750 supergrupos del equipo de transmisión y afectándose gravemente los 50 sistemas de microondas ahí instalados.

Fueron además destruidas totalmente 2 centrales de larga distancia de tecnología de coordenadas para 6300 circuitos de L. D.

Resultaron con daños parciales, 3 centrales de conmutación de larga distancia, 2 de ellas del tipo digital con 4800 circuitos cada una, las cuales se encontraban a punto de ponerse en servicio, una tercera central de tecnología analógica de mando electrónico, con capacidad de 18,000 circuitos de L. D. que estaba en servicio.

También resultaron parcialmente dañadas, una central de conmutación local, de tipo digital, con 2000 líneas en servicio y otra también digital con 6000 a punto de ponerse en operación.

En la central Victoria, que hasta 1973 había sido el centro principal para las comunicaciones de larga distancia tanto de entrada como de salida de la ciudad de México, se colapsaron 4 niveles de uno de los edificios que componen el complejo, en que se encontraban en servicio 2 centrales para tráfico local con 12,500 líneas y una central de tránsito que permitía concentrar el tráfico de operadores 02 nacional, 09 internacional y servicios especiales, como 01, 04, 05 y 07.

Podemos mencionar como una parte importante, que la experiencia obtenida del sismo de septiembre de 1985, en que los bastidores de los equipos telefónicos se volcaron al piso causando los principales daños a la comunicación.

Esto nos lleva a revisar con más detenimiento la sujeción de estos equipos al edificio.

Como otro aspecto importante, tenemos los daños causados a los edificios.

El área metropolitana de la ciudad de México, cuenta con 130 destinados al servicio telefónico, de los cuales, 49 unidades que representan el 38% del total, fueron encontrados sin daños.

61 edificios que representan el 47%, tuvieron daños menores, lo que significa que tanto su estructura y cimentación no fueron afectadas y por lo tanto se procedió a realizar reparaciones de fisuras en muros y acabados.

Los 20 edificios restantes que representan el 15%, tuvieron daños mayores con problemas en la estructura y/o cimentación, en ellos se tomaron las medidas correctivas de emergencia, tales como apuntalamientos y reposición de algunos elementos, suspendiéndose la operación de algunos equipos como lo son el de clima y máquinas de emergencia para evitar que las vibraciones provocaran daños adicionales a los edificios, mismos en los que se procedió a su rehabilitación de acuerdo a los requerimientos del reglamento de emergencia vigente. Estos trabajos se pueden realizar con los equipos telefónicos funcionando.

El único edificio de la planta telefónica que sufrió colapso parcial, fué el del complejo Victoria ubicado en la calle de artículo 123, el que también por efecto del golpeo con edificios vecinos se colapsaron los 4 niveles superiores.

Los dos niveles inferiores, una vez levantados los escombros y realizado los trabajos de apuntalamiento, se reestructuraron y se encuentran funcionando en el distribuidor general, equipos PCM y central de tránsito local.

El centro telefónico San Juan sufrió daños considerables en su estructura, al grado que el edificio destinado al centro de tráfico manual y servicios administrativos hubo que demoler sus dos niveles superiores. quedando en proceso de reestructuración los 6 restantes.

Los edificios de las centrales "ISTAPALAPA", "HIDALGO", y "ROMA" también sufrieron serios daños producidos por acciones propias del sismo y por golpeo a los edificios vecinos, originando fracturas en algunas columnas y traveses y desprendimientos de muros de relleno y aplanados.

Respecto a la central "ROMA", por problemas de falta de capacidad de área de cimentación de acuerdo al reglamento vigente, se procedió a demoler los dos niveles superiores.

Los 12 edificios restantes sufrieron daños en algunas columnas y traveses, así como en muros que ya han sido reestructurados.

En los edificios ubicados fuera de la ciudad de México sólo se presentaron deterioros estructurales en CD. GUZMAN, JAL., LAZARO CARDENAS, MICHOACAN. Y la caseta del repetidor de microondas de CHUTLA, GRO., del sistema de microondas Acapulco-Lázaro Cárdenas. Estos edificios ya fueron reestructurados.

Teniendo lo anterior como experiencia, y tomando en cuenta lo grave que significa estar incomunicado tanto en el interior como en el exterior del país, surge la necesidad de una mayor desconcentración de los sistemas telefónicos, es por esto que la compañía teléfonos de México se dedicó a la tarea de realizar un estudio preliminar para poder hacer un análisis detenido del problema que se presenta, haciendo observaciones de las condiciones del suelo, de la economía, de la ubicación, etc.. Este análisis se verificó por medio de un estudio de factibilidad, significa que se verificó en forma sistemática y ordenada. Es así como se nos presentan algunas alternativas, que es lo que nosotros conocemos como anteproyecto, es un plan maestro dentro del cual entran varios planes, algunos fueron rechazados, otros modificados y otros fueron aceptados, una de las alternativas que fué aceptada en el anteproyecto de la central telefónica Obrero Mundial, teniendo como tarea en esta ocasión el desarrollo del diseño de la estructura de este proyecto.

Para el diseño de la estructura es necesario apearse a las especificaciones que marca el reglamento vigente en el lugar donde vaya a construirse la edificación es por eso que en este caso cumpliremos las especificaciones del reglamento de construcciones para el Distrito Federal, publicado en el diario oficial del 3 de julio de 1987.



## I.2.- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.

El edificio estará localizado en la calle Amores No. 223 Colonia del Valle. Fig.1. El inmueble se destinará para equipo telefónico, y consta de fosa de cables, planta baja, tres niveles tipo y azotea.

La estructura de la cimentación estará constituida por pilas de concreto, las cuales estarán ligadas por una retícula de contratraves y un cajón el cual sirve como fosa de cables.

La superestructura estará constituida por marcos ortogonales con entrejes de 6.5 m. en una dirección y de 6.5 m. en la perpendicular, de concreto reforzado formados por traveses y columnas.

El sistema de piso es con losa maciza de concreto reforzado de 12 cm. de peralte apoyada sobre vigas y traveses. La altura de cada entrapiso será de 5.4 m.

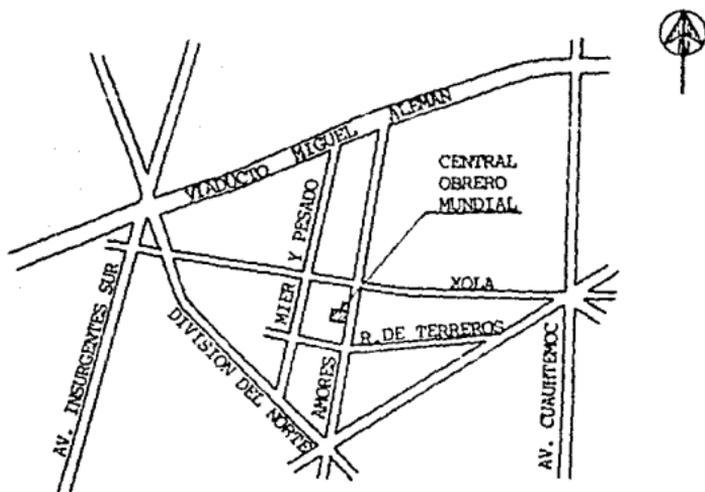


Fig. 1. Ubicación del Predio.

## II.- ANALISIS POR CARGA VERTICAL .

### II.1.- ACCIONES.

Se entiende por acción a todo agente externo o inherente a la estructura y/o a su funcionamiento, cuyos efectos pueden hacer que esta alcance un estado límite, ya sea de falla o de servicio, en los distintos reglamentos las acciones se representan usualmente como sistemas de carga y/o deformaciones cuyos efectos sobre la estructura se consideran equivalentes a los de las acciones reales.

Para el diseño de toda estructura es necesario considerar todas las acciones que se supone van a actuar sobre ella, durante su vida útil, para cierta probabilidad de falla.

### II.2.- TIPOS DE ACCIONES.

Las acciones se clasifican según la duración con que actúan sobre la estructura:

#### a).- Acciones permanentes.

Son aquellas que obran en forma continua sobre la estructura. Tanto su magnitud como su localización no se modifican con el tiempo. Se pueden considerar las siguientes acciones:

-Carga muerta. Dentro de estas cargas se encuentra incluido el peso propio de la estructura y el de todos aquellos elementos que actúan de manera permanente sobre la misma como lo son muros divisorios, firmes, plafones, recubrimientos, etc..

-Empuje estático de tierras y líquidos.

-Desplazamientos impuestos a la estructura. No son deformaciones propias de la estructura originadas por las acciones que se están mencionando. Se refiere a los desplazamientos que se transmiten a la estructura y que por si mismos ya constituyen una acción de tipo permanente. Tal es el caso de los desplazamientos diferenciales impuestos a la estructura de distinta magnitud en el suelo.

#### b).- Acciones variables.

-Carga viva.- Son las cargas gravitacionales que actúan sobre una estructura con una intensidad variable en el tiempo, dentro de estas cargas esta el peso de personas que ocupan el edificio, el mobiliario, las máquinas, etc.

-Efectos por cambios de temperatura y contracciones.

- Efectos por operación de maquinaria y equipo. En algunos casos merecen ser consideradas las acciones que originan las máquinas o equipo al estar en operación.

c).- Acciones accidentales.

Estas se caracterizan por que se desconoce el momento en que van a actuar sobre la estructura. La intensidad de estas acciones puede ser superior a cualquier valor conocido. Representan un accidente durante la vida de la estructura y su control queda fuera del conocimiento del proyectista. Entre las principales acciones accidentales podemos mencionar las siguientes:

- Efectos por sismo. Son acciones dinámicas originadas por los sismos.
- Efectos por viento. Son acciones estáticas o dinámicas que representan los efectos del viento sobre la estructura.
- Se han mencionado las principales, sin embargo en algunas casos pueden ocurrir otro tipo de acciones accidentales, como explosiones, incendios y otras acciones que puedan ocurrir en casos extraordinarios. En general no será necesario incluirlas en el diseño formal, sino únicamente tomar precauciones, en la estructuración y en los detalles constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico de la construcción en caso de que ocurriera una de estas acciones.

En el diseño de toda estructura deberán tomarse en cuenta los efectos de las cargas muertas, de las cargas vivas, del sismo y del viento, cuando este último sea significativo, asimismo cuando sean significativos, deberán tomarse en cuenta los efectos producidos por otras acciones, como los empujes de tierras y líquidos, los cambios de temperatura, las contracciones de los materiales, y los hundimientos de los apoyos y las sollicitaciones originadas por el funcionamiento de maquinaria y equipo que no estén tomadas en cuenta en las cargas vivas es decir para diferentes destinos de la construcción.

### II.3.- CARGAS MUERTAS.

Para la evaluación de las cargas muertas se emplearan los pesos unitarios especificados en la tabla II.3, según aparece en el reglamento de construcciones del Distrito Federal, de los dos valores anotados, debe tomarse aquel que produce las condiciones más desfavorables en el diseño, que no siempre corresponde al mayor, así en el caso de elementos estructurales se tomará el valor máximo, y se tomará el valor mínimo cuando sea más desfavorable para la estabilidad de la estructura como en el caso de flotación, lastre y succión producida por vientos.

Tabla II.3

## PESOS VOLUMETRICOS DE MATERIALES CONSTRUCTIVOS.

M A T E R I A L	Peso volumétrico en ton/m <sup>3</sup> .	
	MAXIMO	MINIMO
I.- Piedras naturales		
Areniscas (chilucas y canteras)		
secas	2.45	1.75
saturadas	2.50	2.00
Basaltos (piedra Braza)		
secos	2.60	2.35
saturados	2.65	2.45
granito	3.20	2.40
mármol	2.60	2.55
pizarras		
secas	2.80	2.30
saturadas	2.85	2.35
tepetates		
secos	1.60	0.75
saturados	1.95	1.30
tezontles		
secos	1.25	0.65
saturados	1.55	1.15
II.-Suelos		
Arena de grano de tamaño uniforme.		
seca	1.75	1.40
saturada	2.10	1.85
Arena bien graduada		
seca	1.90	1.55
saturada	2.30	1.95
Arcilla típica del Valle de México en su condición natural	1.50	1.20

## III.- Piedras artificiales, concretos y morteros.

concreto simple con agregados de peso normal.	2.2	2.00
concreto reforzado	2.40	2.20
mortero de cal y arena	1.50	1.40
mortero de cemento y arena	2.10	1.90
aplanado de yeso	1.50	1.10
tabique macizo hecho a mano	1.50	1.30
tabique macizo prensado	2.20	1.60
bloque hueco de concreto ligero (volumen neto)	1.30	0.90
bloque hueco de concreto intermedio (volumen neto)	1.70	1.30
bloque hueco de concreto pesado (volumen neto)	2.20	2.00
vidrio plano	3.10	2.80

## IV.- Madera.

caoba		
seca	0.65	0.55
saturada	1.00	0.70
cedro		
seco	0.55	0.40
saturado	0.70	0.50
oyamel		
seco	0.40	0.30
saturado	0.65	0.55
encino		
seco	0.90	0.80
saturado	1.00	0.80
pino		
seco	0.65	0.45
saturado	1.00	0.80

## V.- Recubrimientos

azulejo	15	10
---------	----	----

Pesos en Kg/m<sup>2</sup>.

mosaico de pasta	35	25
granito de terrazo de 20x20	45	35
granito de terrazo de 30x30	55	45
granito de terrazo de 40x40	65	55
loseta asfáltica y vinílica	10	5

#### II.4.- CARGAS VIVAS.

Estas cargas no incluyen el peso de muros divisorios de mampostería o de otros materiales, ni el de muebles, equipos u objetos con peso fuera de lo común, como cajas fuertes de gran tamaño, archivos importantes, libreros pesados o cortinajes en salas de espectáculos. Cuando se prevean tales cargas deberán cuantificarse y tomarse en cuenta en el diseño en forma independiente de la carga viva especificada. Los valores adoptados deberán justificarse en la memoria de cálculo e indicarse en los planos estructurales.

Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberá tomar en consideración las disposiciones siguientes:

- 1.- La carga viva máxima  $W_m$  se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como en el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales.
- 2.- La carga instantánea  $W_a$  se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área.
- 3.- La carga media  $W$  se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas.
- 4.- Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de problemas de flotación, volteo y de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área, a menos que pueda justificarse otro valor.
- 5.- Las cargas uniformes de la tabla II.4 se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento:

Tabla II.4

CARGAS VIVAS UNITARIAS, EN Kg/m<sup>2</sup>.

Destino de piso o cubierta	W	Wa	Wm	observaciones
a).- Habitación (casa-habitación, departamentos, viviendas, dormitorios cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales hospitales y similares)....	70	90	170	(1)
b).- Oficinas, despachos y laboratorios....	100	180	250	(2)
c).- Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)....	40	150	350	(3),(4)
d).- Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales ....	40	350	450	(5)
e).- Otros lugares de reunión (templos, cines, teatros, gimnasios, y salones de baile, restaurantes, bibliotecas, aulas, salas de juego y similares)....	40	250	350	(5)
f).- Comercios, fábricas y bodegas....	.8 Wm	.9 Wm	Wm	(6)
g).- Cubiertas y azoteas con pendientes no mayor de 5% ....	15	70	100	(4),(7)
h).- Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5% ....	5	20	40	(4),(7),(8)
i).- Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)....	15	70	300	

j).- Garages y estacionamientos (para automóviles exclusivamente)....	40	100	250	(9)
--	----	-----	-----	-----

## OBSERVACIONES A LA TABLA II.4 DE CARGAS VIVAS UNITARIAS.

1.- Para elementos con área tributaria mayor de 36 m<sup>2</sup>.,  $W_m$  podrá reducirse, tomandola igual a  $100+420A^{-1}$  (A es el área tributaria en m<sup>2</sup>). Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de  $W_m$ , una carga de 500 kg. aplicada sobre una área de 50x50 cm. en la posición más crítica.

Para sistemas de piso ligero con cubierta rigidizante, se considerará en lugar de  $W_m$ , cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 250 kg. para el diseño de los elementos de soporte y de 100 kg. para el diseño de la cubierta, en ambos casos ubicadas en la posición más desfavorable.

Se considerarán sistemas de piso ligero aquellos formados por tres o más miembros aproximadamente paralelos y separados entre sí no más de 80 cm. y unidos con una cubierta de madera contrachapada, de dueñas de madera bien clavadas u otro material que proporcione una rigidez equivalente.

2.- Para elementos con área tributaria mayor de 36 m<sup>2</sup>.,  $W_m$  podrá reducirse tomandola igual a  $180+420A^{-1}$ , (A es el área tributaria en m<sup>2</sup>). Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de  $W_m$ , una carga de 1000 kg. aplicada sobre un área de 50x50 cm. en la posición más crítica.

Para sistemas de piso ligeros con cubierta rigidizante, definido anteriormente se considerará en lugar de  $W_m$ , cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 500 kg. para el diseño de elementos de soporte y de 150 kg., para el diseño de la cubierta, ubicadas en la posición más desfavorable.

3.- En áreas de comunicación de casas de habitación y edificios de departamentos se considerará la misma carga viva que en el caso a) de la tabla.

4.- En el diseño de pretilas de cubiertas, azoteas y barandales para escaleras, rampas, pasillos y balcones, se supondrá una carga viva horizontal no menor de 100 kg/m<sup>2</sup>. actuando al nivel y en la dirección más desfavorables.



5.- En estos casos deberá presentarse particular atención a la revisión de los estados límite de servicio relativos a vibraciones.

6.- Atendiendo al destino del piso se determinará siguiendo procedimientos aprobados por el departamento y con base al criterio siguiente:

Para acciones variables se determinaran las intensidades siguientes que corresponden a las combinaciones de acciones para las que deba revisarse la estructura:

- La intensidad máxima se determinará como el valor máximo probable durante la vida esperada de la construcción. Se empleará para combinación con los efectos de acciones permanentes.

- La carga unitaria,  $w_n$ , no será inferior a 350 kg/m<sup>2</sup>. y deberá especificarse en los planos estructurales y en placas metálicas colocadas en lugares fácilmente visibles de la construcción.

7.- Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por tinacos y anuncios, ni las que se deben a equipos u objetos pesados que puedan apoyarse en o colgarse del techo.

Estas cargas deben preverse por separado y especificarse en los planos estructurales.

Adicionalmente los elementos de las cubiertas y azoteas deberán revisarse con una carga concentrada de 100 kg. en la posición más crítica.

8.- Además, en el fondo de los valles de techos inclinados se considerará una carga, debida al granizo de 30 kg. por cada m<sup>2</sup>. de proyección horizontal del techo que desagüe hacia el valle. Esta carga se considerará como una acción accidental para fines de revisión de la seguridad y se le aplicarán los factores de carga correspondientes.

9.- Más una carga concentrada de 1500 kg. en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.

## II.5.- COMBINACIONES DE CARGAS.

La seguridad de toda estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:

1.- Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.

Para la combinación de carga muerta más carga viva, se empleará la intensidad máxima de la carga viva, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área.

Cuando se tomen en cuenta distribuciones de carga viva más desfavorables que la uniformemente repartida, deberán tomarse los valores de la intensidad instantánea.

2.- Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables, y accidentales, se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.

En ambos tipos de combinaciones los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga correspondientes.

Durante el proceso de construcción deberán considerarse las cargas vivas transitorias que puedan producirse; éstas incluirán el peso de los materiales que se almacenen temporalmente, el de los vehículos y equipos el de colado de plantas superiores que se apoyen en la planta que se analiza y del personal necesario, no siendo este último peso menor de 150 kg/m<sup>2</sup>. se considerará además una concentración de 150kg. en el lugar más desfavorable.

## II.6.- CONSIDERACION DE ACCIONES.

Para el análisis por carga vertical se tomará en cuenta específicamente dos acciones que se presentan en cualquier estructura siendo estas las acciones permanentes y las acciones variables.

## 1.- Acciones permanentes.

azotea



	h(m)	$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	kg/m <sup>2</sup> .
① - Impermeabilizante			20.00
② - Enladrillado	0.03	1800	54.00
③ - Mortero	0.02	2200	44.00
④ - Relleno	0.10	1800	180.00
⑤ - Losa maciza	0.12	2400	288.00
Reglamento C.D.F. 1987 Artículo 197			20.00
			606.00
			≈ 610 kg/m <sup>2</sup> .

Planta de entepiso (tipo), planta baja y mezzanines  
(0A, 1A, 2A y 3A).



① - Loseta	0.03	1800	54.00
② - Firme	0.03	2200	66.00
③ - Losa maciza	0.12	2400	288.00
Instalaciones			40.00
Reglamento de C.D.F. Artículo 197			40.00
			488.00
			≈ 500 kg/m <sup>2</sup> .

Fosa de cables

1.- Losa	0.18	2400	432 kg/m <sup>2</sup> .
----------	------	------	-------------------------

Muros de tabique rojo recocido e=15 cm.

Y peso volumétrico = 1.7 T/m<sup>3</sup>.w=0.15x1.70=250 kg/m<sup>2</sup>.

2.- Acciones Variables.- Estas cargas son proporcionadas por la compañía de teléfonos de México.

	Wmáx. Kg/m <sup>2</sup> .	Winstant. Kg/m <sup>2</sup> .	Wasentam. Kg/m <sup>2</sup> .
<b>Azotea</b>			
Clima	450	360	315
<b>Planta de entrepiso ( tipo ).</b>			
Corriente directa	1000	800	700
Commutación	850	680	595
Cuarto de control	850	680	595
Clima	450	360	315
oficinas y bodegas	350	280	245
escaleras	350	280	245
<b>Planta baja</b>			
Máquina de emergencia	1500	1200	1000
Equipo P.C.M.	1000	800	700
Distribuidor general	850	680	595
Clima	450	360	315
Bodega de expansión	350	280	245
Escaleras	350	280	245
Oficinas y sanitarios	350	280	245
<b>Planta fosa</b>			
Cisterna	2700	2160	1890
Distribuidor general	850	680	595
Equipo de bombeo	300	240	210

RESUMEN DE CARGAS  
(Permanentes y vivas)

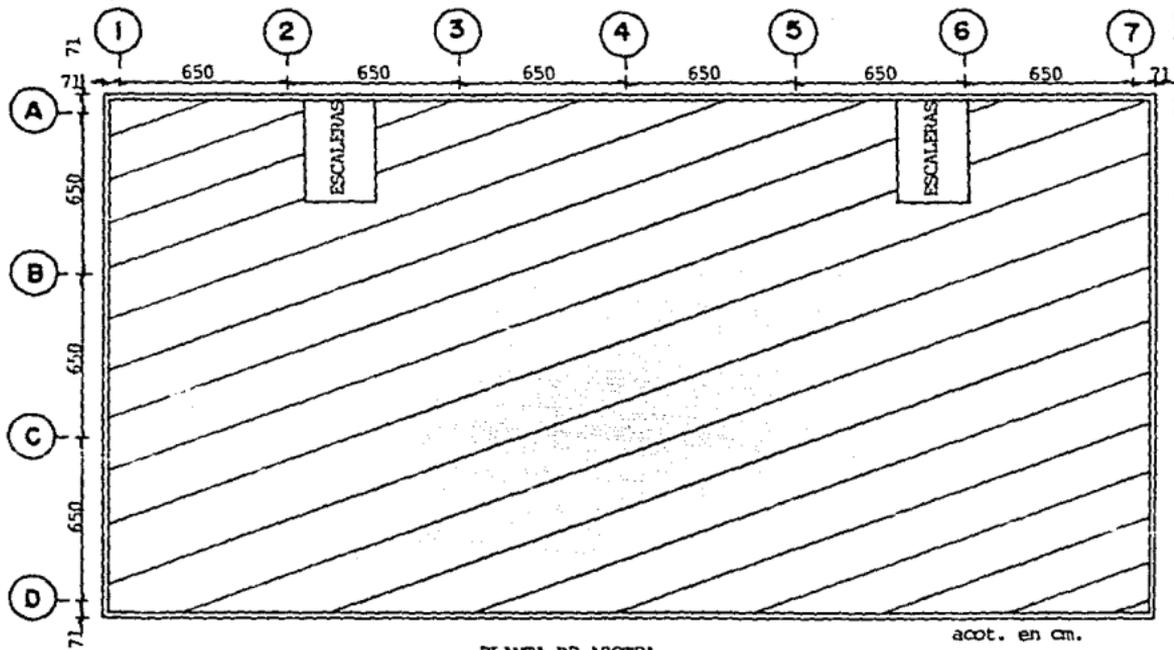
Nivel	Carga permanente(kg/m <sup>2</sup> .)		Cargas Vivas (kg/m <sup>2</sup> .)		
			Máxima	Sismo	Asentamiento.
Azotea	610	Clima	450	360	315
Planta de entrepiso (tipo)	500	Corriente directa	1000	800	700
		Comutación	850	680	595
		Quarto de control	850	680	595
		Sala automática	850	680	595
		Clima	450	360	315
		Oficinas y bodegas	350	280	245
		Escaleras	350	280	245
Planta baja	500	Tableros de C.A.	1500	1200	1050
		Máquina de emergencia	1500	1200	1050
		Equipo P.C.M.	1000	800	700
		Distribuidor general	850	680	595
		clima	450	360	315
		Bodega de expansión	350	280	245
		Escaleras	350	280	245
		Oficinas y sanitarios	350	280	245
Mezza - nines	500	Comedor, expansión y sanitarios	350	280	245
Fosa	432	Cisterna	2700	2160	1890
		Distribuidor	850	680	595
		Equipo de bombeo	300	240	210

Muros de tabique rojo

recocido  $e=15\text{cm}$ .

y peso volumétrico  $=1.7 \text{ T/m}^3$ .

$w=0.15 \times 1.7 = 250 \text{ kg/m}^2$ .



azotea

PLANTA DE AZOTEA

C.V.máx (Kg/m<sup>2</sup>). C.V.sis.(Kg/m<sup>2</sup>). C.V.asent.(kg/m<sup>2</sup>). C.M. (Kg/m<sup>2</sup>).

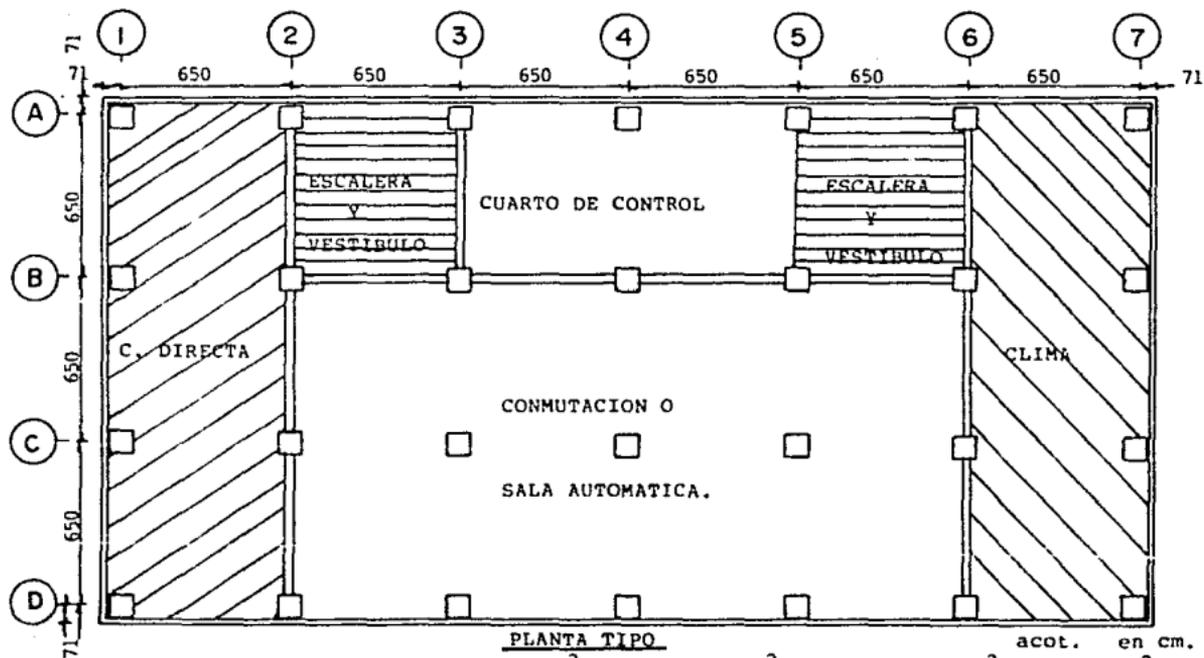
450

360

315

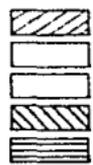
610

acot. en cm.



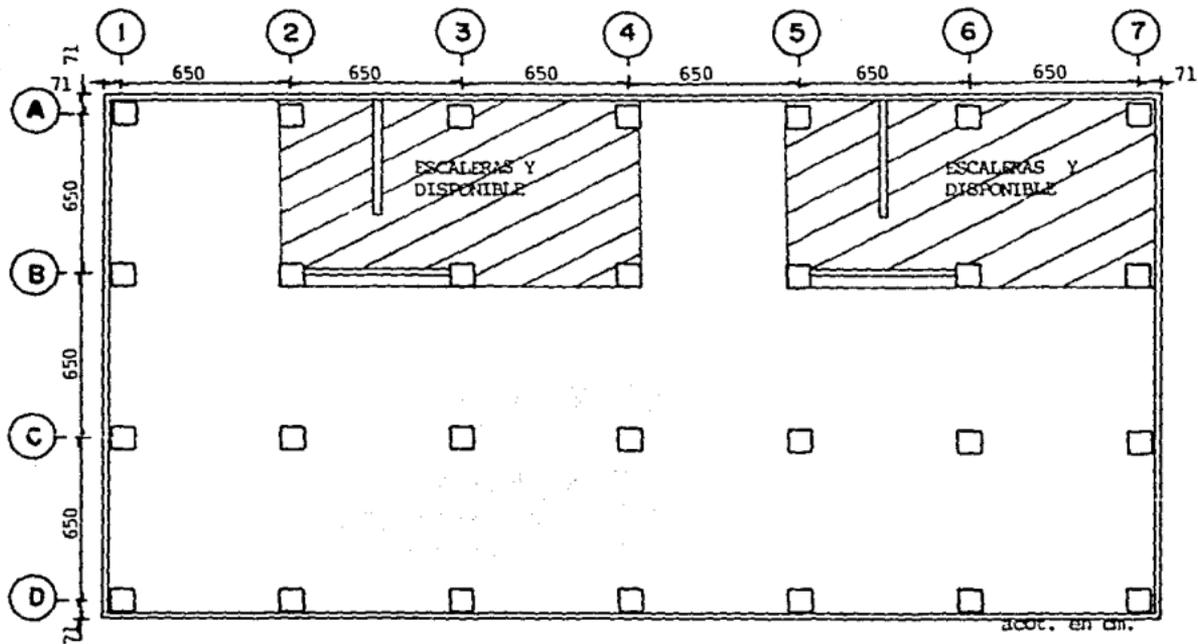
PLANTA TIPO

acot. en cm.



C. directa  
 sala automática  
 cuarto de control  
 clima  
 vestibulo

	C.V.máx.(Kg/m <sup>2</sup> ).	C.V.sis.(Kg/m <sup>2</sup> ).	C.V.asent.(Kg/m <sup>2</sup> ).	C.M.(Kg/m <sup>2</sup> ).
C. directa	1000	800	700	500
sala automática	850	680	595	500
cuarto de control	850	680	595	500
clima	450	360	315	500
vestibulo	350	280	245	500



PLANTA MEZZANINE

C.V.máx (Kg/m<sup>2</sup>). C.V.sis.(Kg/m<sup>2</sup>). C.V.asent.(kg/m<sup>2</sup>). C.M.(Kg/m<sup>2</sup>).



esc. y disponible

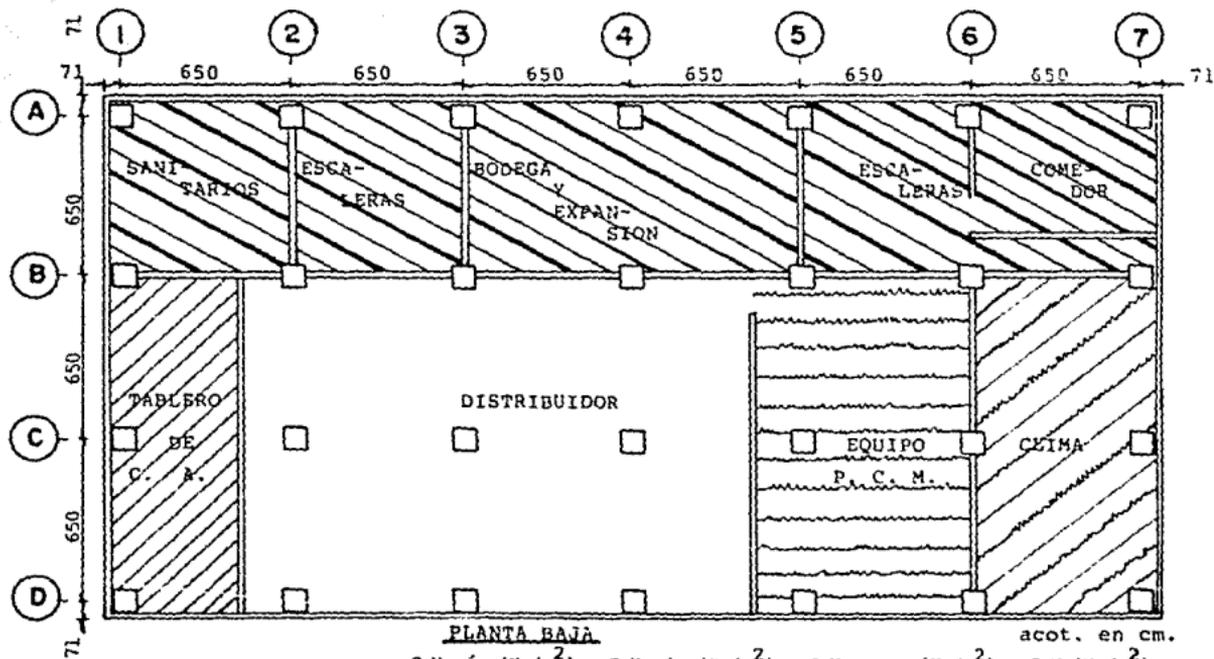
350

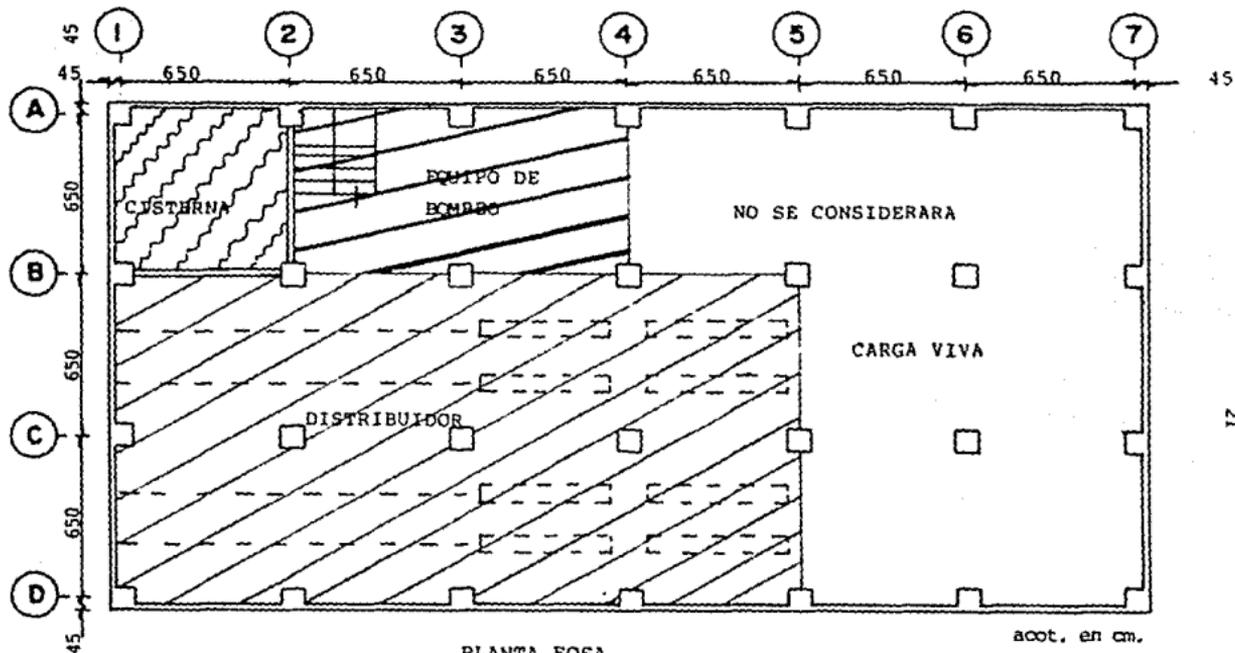
280

245

500







PLANTA FOSA

	C.V. máx (Kg/m <sup>2</sup> .)	C.V.sis.(Kg/m <sup>2</sup> )	C.V.asent.(Kg/m <sup>2</sup> )	C.N.(Kg/m <sup>2</sup> )
 distribuidor	850	680	595	432
 equipo de bombeo	300	240	210	432
 cisterna	2700	2160	1890	432

## II.8.- BAJADA DE CARGAS.

Para determinar las cargas muertas y vivas que actúan sobre un elemento estructural, es necesario obtener las áreas tributarias de los elementos estructurales.

El procedimiento más usual en losas apoyadas perimetralmente, consiste en trazar por cada una de las esquinas que forman un tablero líneas a 45° y cada una de las cargas que actúa en el triángulo o trapecio se aplica sobre la viga que coincide con el lado correspondiente. Fig. II.8

Estos cálculos son los iniciales para obtener las cargas que actúan en cada trabe y/o viga y a partir de estos valores, calcular los elementos mecánicos. Este proceso de transmitir cargas, partiendo del elemento más simple, como es la losa hasta llegar a la cimentación, a través de las columnas, se denomina "bajar cargas".

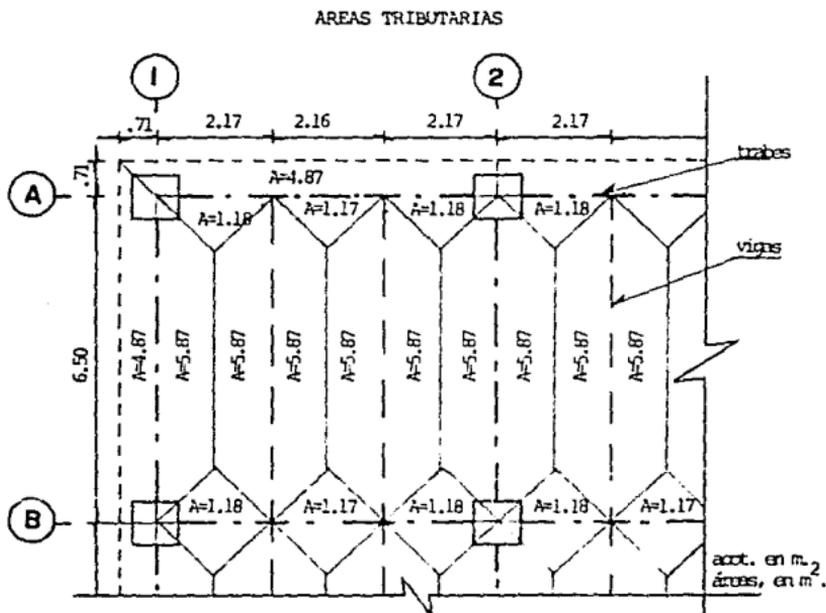


Fig. II.8

a).- Cargas en marcos, combinación C. M. + C. V.máxima.

MARCOS EJES NUMERO

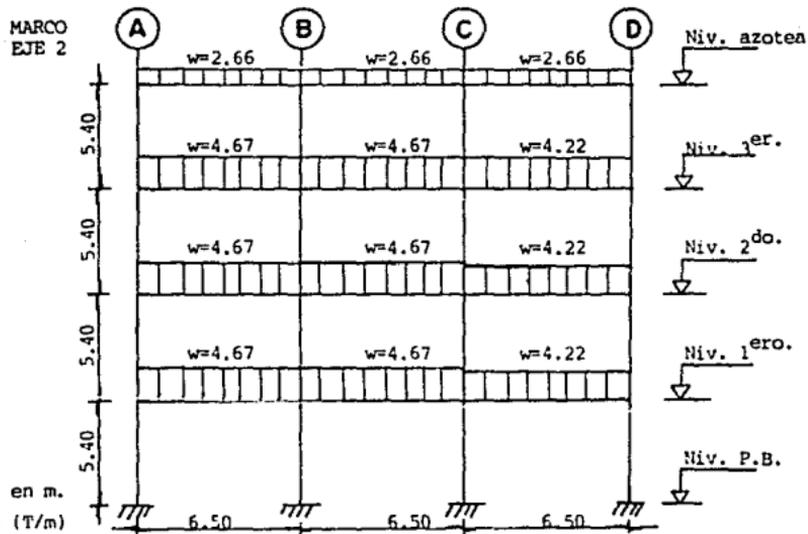
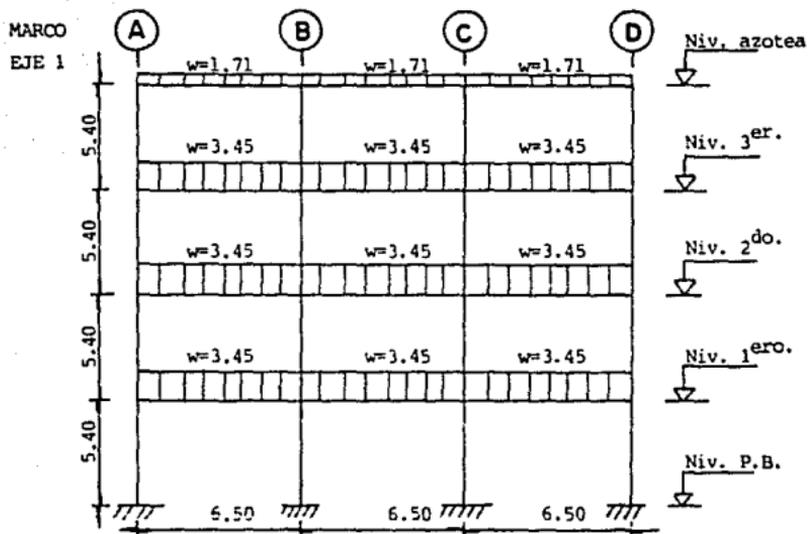
MARCO	NIVEL	TRAMO	AREA (m <sup>2</sup> )	W LOSA (T/m <sup>2</sup> ) (C.M.+C.V.MAX)	w LOSA (T/m) (C.M.+C.V.MAX)	w PROPIO TRABE P.	w MUROS (T/m)	W TOTAL ( T/m )
1	Azotea	A-D	5.87	1.06	0.96	0.75	---	1.71
2	azotea	A-D	11.74	1.06	1.91	0.75	---	2.66
3	azotea	A-D	11.74	1.06	1.91	0.75	---	2.66
4	"	"	"	"	"	"	---	"
5	"	"	"	"	"	"	---	"
6	"	"	"	"	"	"	---	"
7	"	"	5.87	"	0.96	"	---	1.71
1	entre - piso	A-B	5.87	1.50	1.35	0.75	1.35	3.45
		B-C	5.87	1.50	1.35	0.75	1.35	3.45
	tipo	C-D	5.87	1.50	1.35	0.75	1.35	3.45
2	entre - piso	A-B	11.74	1.43	2.57	0.75	1.35	4.67
		B-C	11.74	1.43	2.57	0.75	1.35	4.67
	tipo	C-D	11.74	1.18	2.12	0.75	1.35	4.22
3	entre - piso	A-B	11.74	1.35	2.44	0.75	---	3.19
		B-C	11.74	1.35	2.44	0.75	---	3.19
	tipo	C-D	11.74	1.10	1.99	0.75	1.35	4.10
4	entre - piso	A-B	11.74	1.35	2.44	0.75	---	3.19
		B-C	11.74	1.35	2.44	0.75	---	3.19
	tipo	C-D	11.74	1.35	2.44	0.75	---	3.19

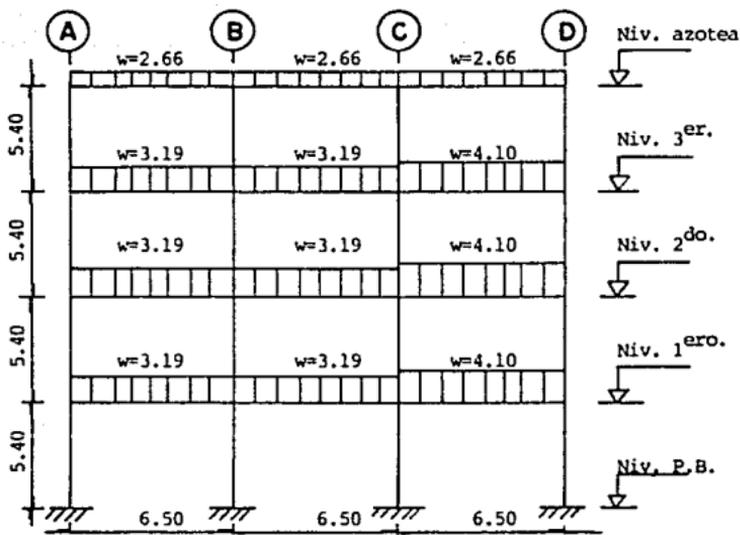
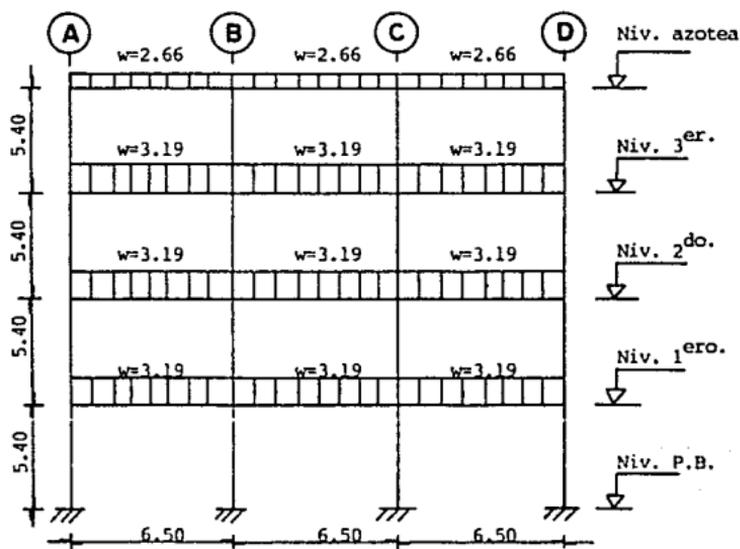
5	entre - piso tipo	A-B	11.74	1.35	2.44	0.75	---	3.19
		B-C	11.74	1.35	2.44	0.75	---	3.19
		C-D	11.74	1.10	1.99	0.75	---	2.74
6	entre - piso tipo	A-B	11.74	1.15	2.08	0.75	1.35	4.18
		B-C	11.74	1.15	2.08	0.75	1.35	4.18
		C-D	11.74	0.90	1.62	0.75	1.35	3.72
7	entre - piso tipo	A-B	5.87	0.95	0.86	0.75	1.35	2.96
		B-C	5.87	0.95	0.86	0.75	1.35	2.96
		C-D	5.87	0.95	0.86	0.75	1.35	2.96

MARCOS EJES LETRA

MARCO	NIVEL	TRAMO	AREA (m <sup>2</sup> )	wlosa(T/m <sup>2</sup> ) C.M.+C.V.MAX	w LOSA (T/m) C.M.+C.V.MAX	wp TRABE+ wLOSA(TON)	wp T.PRIM. (T/m)	wp MUROS (T/m)	W TOTAL (T/m)
A	azotea	1-7	3.52	1.06	0.57	7.34	0.75	---	1.32
B	azotea	1-7	7.04	1.06	1.15	14.69	0.75	---	1.90
C	azotea	1-7	7.04	1.06	1.15	14.69	0.75	---	1.90
D	azotea	1-7	3.52	1.06	0.47	7.34	0.75	---	1.32
A	entre - piso tipo	1-2	3.52	1.50	0.81	9.92	0.75	1.35	2.91
		2-3	3.52	1.35	0.73	9.04	0.75	1.35	2.83
		3-4	3.52	1.35	0.73	9.04	0.75	1.35	2.83
		4-5	3.52	1.35	0.73	9.04	0.75	1.35	2.83
		5-6	3.52	1.35	0.73	9.04	0.75	1.35	2.83
		6-7	3.52	0.95	0.51	6.70	0.75	1.35	2.61

B	entre- piso tipo	1-2	7.04	1.50	1.62	19.85	0.75	---	2.37
		2-3	7.04	1.35	1.46	18.10	0.75	---	2.21
		3-4	7.04	1.35	1.46	18.10	0.75	---	2.21
		4-5	7.04	1.35	1.46	18.10	0.75	---	2.21
		5-6	7.04	1.35	1.46	18.10	0.75	---	2.21
		6-7	7.04	0.95	1.03	13.40	0.75	---	1.78
C	entre- piso tipo	1-2	7.04	1.50	1.62	19.85	0.75	---	2.37
		2-3	7.04	1.10	1.19	15.16	0.75	1.35	3.29
		3-4	7.04	1.35	1.46	18.10	0.75	1.35	3.56
		4-5	7.04	1.35	1.46	18.10	0.75	1.35	3.56
		5-6	7.04	1.10	1.19	15.16	0.75	1.35	3.29
		6-7	7.04	0.95	1.03	13.40	0.75	---	1.78
D	entre- piso tipo	1-2	3.52	1.50	0.81	9.92	0.75	1.35	2.91
		2-3	3.52	0.85	0.46	6.11	0.75	1.35	2.56
		3-4	3.52	1.35	0.73	9.00	0.75	1.35	2.83
		4-5	3.52	1.35	0.73	9.00	0.75	1.35	2.83
		5-6	3.52	0.85	0.46	6.11	0.75	1.35	2.56
		6-7	3.52	0.95	0.51	6.70	0.75	1.35	2.61

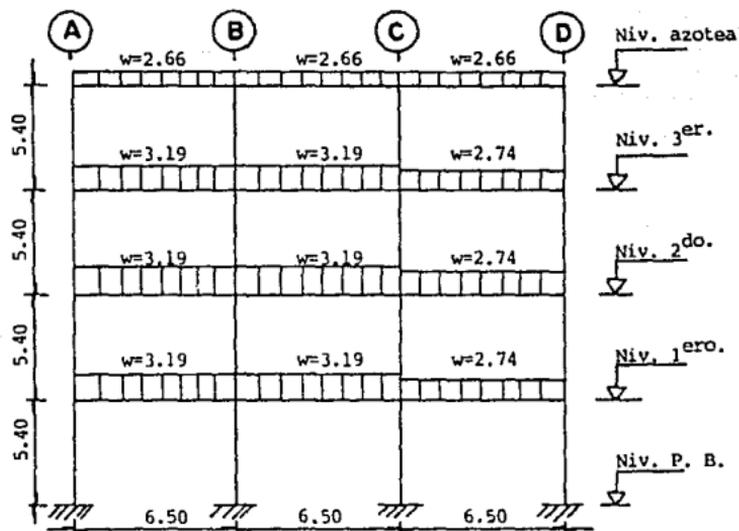


MARCO  
EJE 3MARCO  
EJE 4

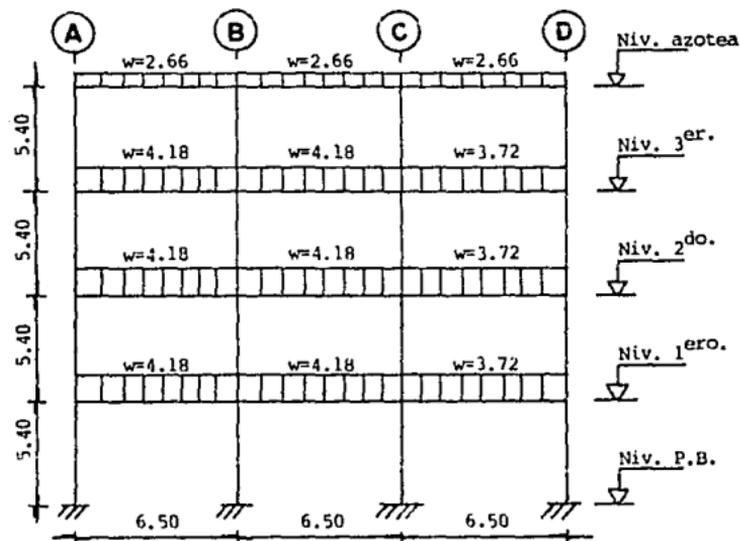
acot. en m.  
w, en (T/m)



MARCO  
EJE 5

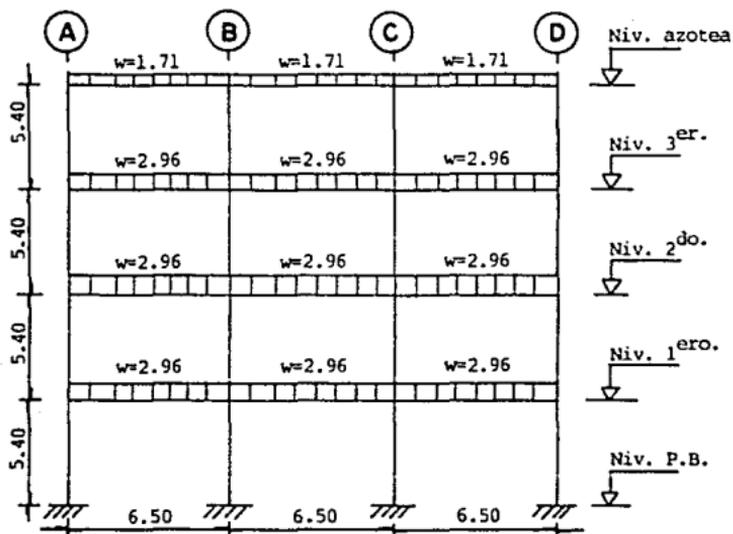


MARCO  
EJE 6



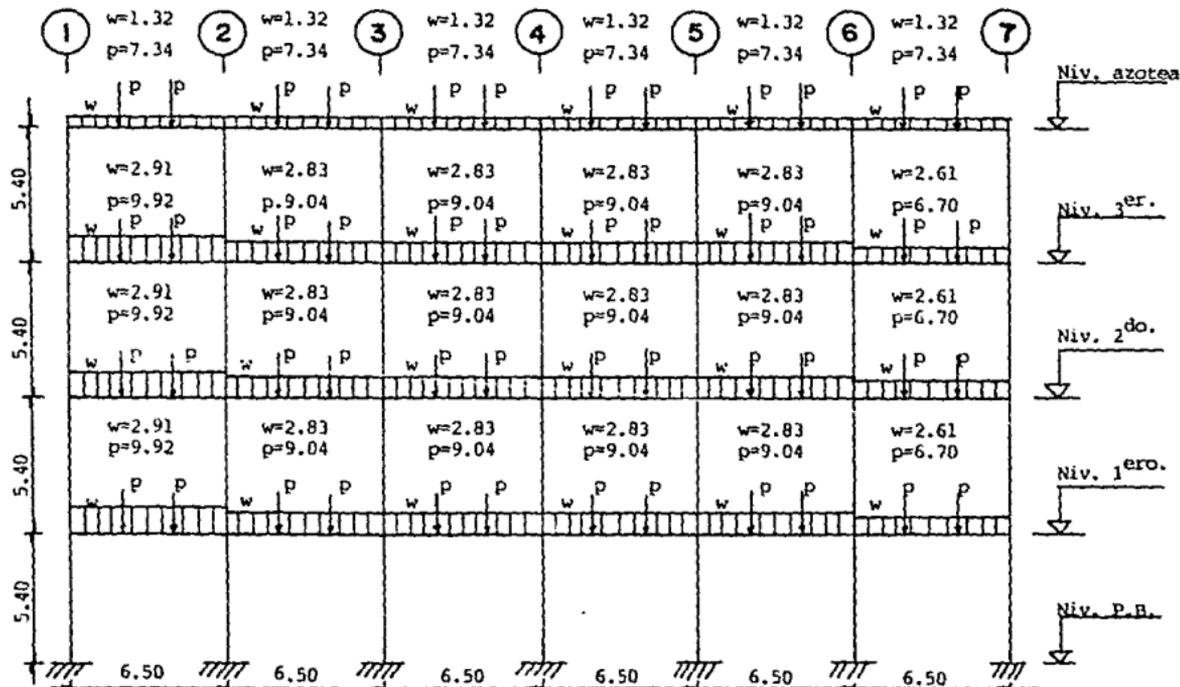
acot. en m.  
w, en (T/m)

MARCO  
EJE 7



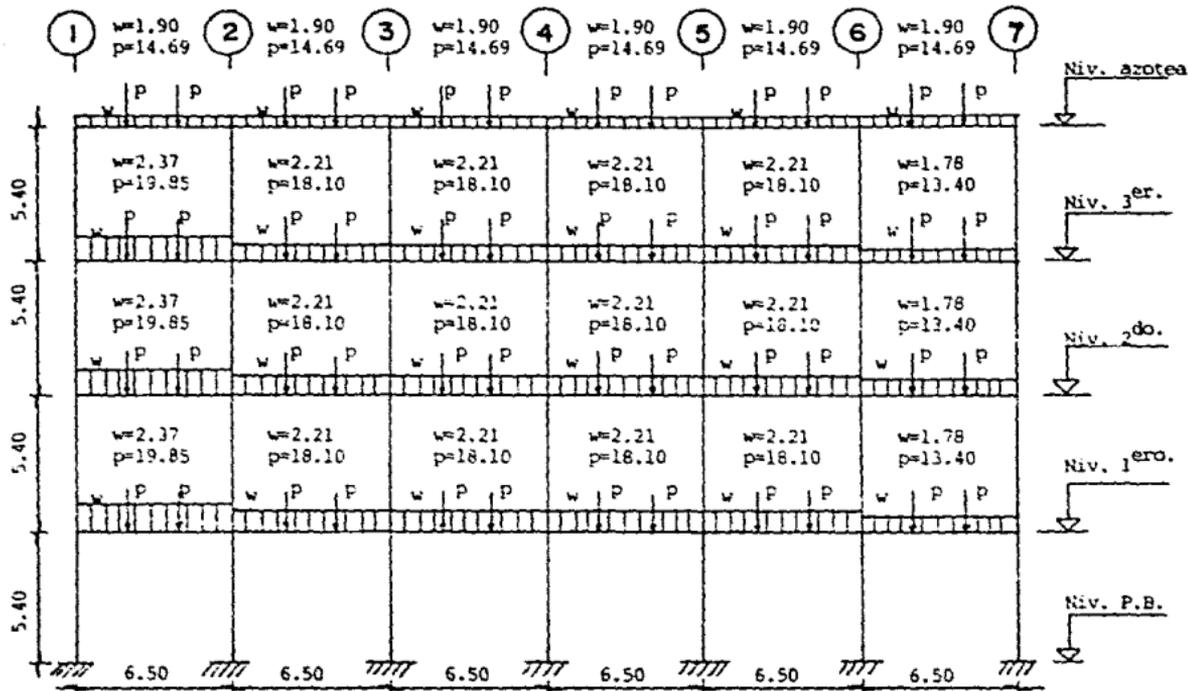
acot. en m  
w, en (T/m)

MARCO EJE A



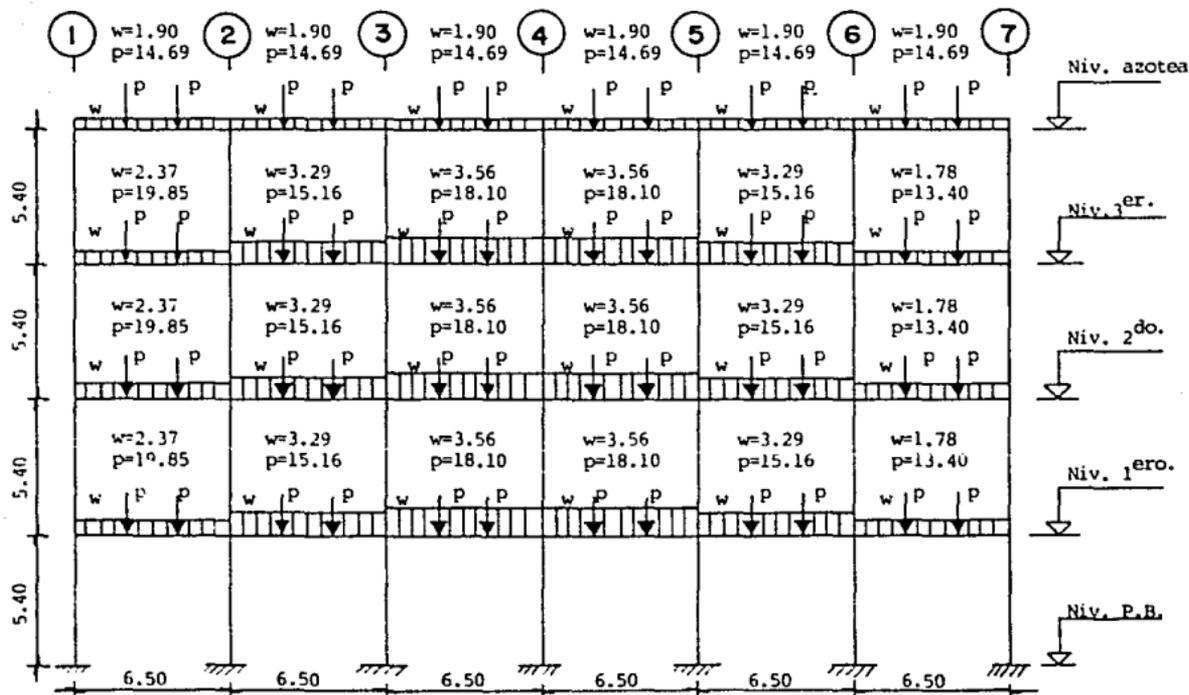
acot. en m.  
w, en (T/m)  
p, en (Ton.)

MARCO EJE B



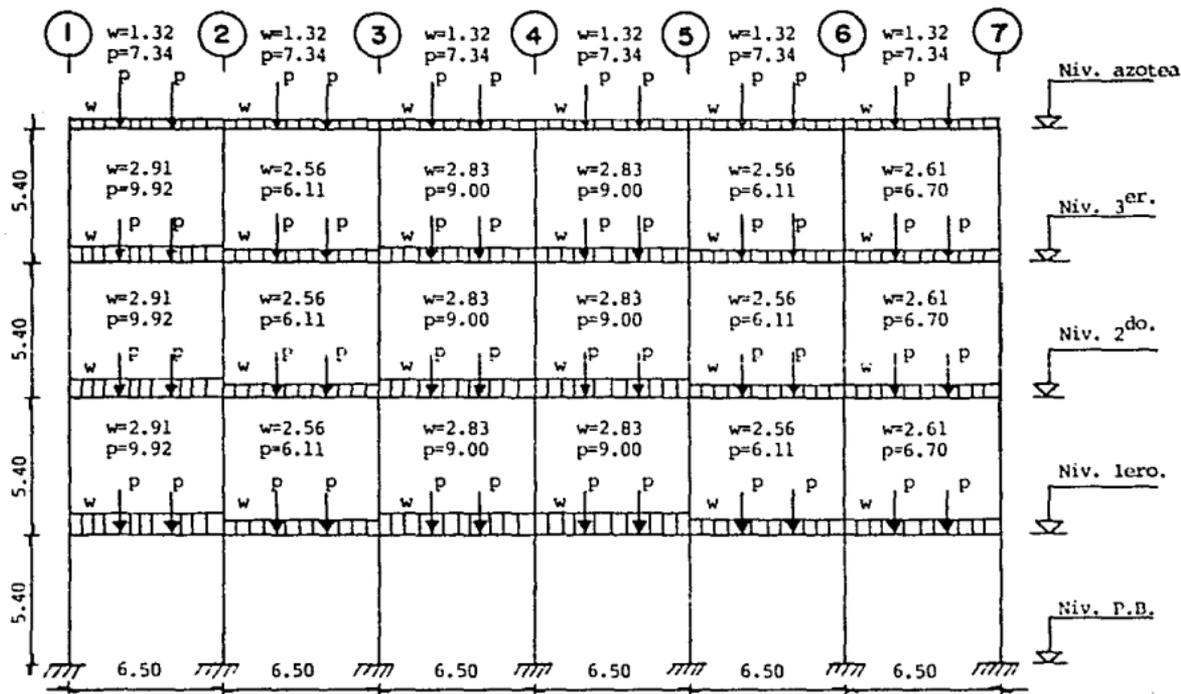
acot. en m.  
w, en (T/m).  
p, en (Ton).

MARCO EJE C



acot. en m.  
w, en (T/m).  
p, en (Ton.)

MARCO EJE D



acot. en m.  
w, en (T/m).  
p, en (Ton.)

Habiendo determinado las diferentes cargas que actúan sobre los marcos, podríamos entrar a lo que es el análisis para encontrar los elementos mecánicos, sin embargo, por economía del tiempo máquina, ya que utilizaremos un programa de análisis de marcos planos ( AMP 80 ) y una máquina computadora (HP-1000), analizaremos en una misma corrida tanto las cargas verticales como sísmicas por separado, para poder hacer las combinaciones más desfavorables.

b).- Cargas por nivel y por columna.

BAJADA DE CARGAS POR COLUMNA ( NIVEL AZOTEA ).

Col.	área losa (m <sup>2</sup> )	C.M. losa w(ton)	C.V.máx. losa w(ton)	C.V.sis. losa w(ton)	C.V.asent. losa w(ton)	T.sec. long. (m)	T.prim. long. (m)	T.sec. w(ton)	T.prim. w(ton)	muros w(ton)	columna w(ton)	W total C.M. (ton)	W total C.M. + C.V.máx.	W total C.M. + C.V.sis.	W total C.M. + C.V.asent.
A-1	15.21	9.28	6.84	5.48	4.79	3.25	6.50	1.12	4.87	5.26	5.25	25.78	32.63	31.26	30.57
A-2	25.35	15.46	11.41	9.13	7.98	6.50	9.75	2.25	7.30	6.58	5.25	36.84	48.25	45.97	44.83
A-3	25.35	15.46	11.41	9.13	7.98	6.50	9.75	2.25	7.30	4.39	5.25	34.65	46.06	43.78	42.64
A-4	25.35	15.46	11.41	9.13	7.98	6.50	9.75	2.25	7.30	4.39	5.25	34.65	46.06	43.78	42.64
A-5	25.35	15.46	11.41	9.13	7.98	6.50	9.75	2.25	7.30	4.39	5.25	34.65	46.06	43.78	42.64
A-6	25.35	15.46	11.41	9.13	7.98	6.50	9.75	2.25	7.30	6.58	5.25	36.84	48.25	45.97	44.83
A-7	15.21	9.28	6.84	5.48	4.79	3.25	6.50	1.12	4.87	4.39	5.25	24.91	31.76	30.39	29.70
B-1	25.35	15.46	11.41	9.13	7.98	6.50	9.75	2.25	7.30	4.39	5.25	34.65	46.06	43.78	42.64
B-2	42.25	25.77	19.01	15.21	13.31	13.00	13.00	4.49	9.73	4.39	5.25	49.63	68.64	64.84	62.94
B-3	42.25	25.77	19.01	15.21	13.31	13.00	13.00	4.49	9.73	-	5.25	45.24	64.25	60.45	58.55
B-4	42.25	25.77	19.01	15.21	13.31	13.00	13.00	4.49	9.73	-	5.25	45.24	64.25	60.45	58.55
B-5	42.25	25.77	19.01	15.21	13.31	13.00	13.00	4.49	9.73	-	5.25	45.24	64.25	60.45	58.55
B-6	42.25	25.77	19.01	15.21	13.31	13.00	13.00	4.49	9.73	4.39	5.25	49.63	68.64	64.84	62.94
B-7	25.35	15.46	11.41	9.13	7.98	6.50	9.75	2.25	7.30	4.39	5.25	34.65	46.06	43.78	42.64
C-1	25.35	15.46	11.41	9.13	7.98	6.50	9.75	2.25	7.30	4.39	5.25	34.65	46.06	43.78	42.64
C-2	42.25	25.77	19.01	15.21	13.31	13.00	13.00	4.49	9.73	6.58	5.25	51.82	70.83	67.03	65.13
C-3	42.25	25.77	19.01	15.21	13.31	13.00	13.00	4.49	9.73	6.58	5.25	51.83	70.84	67.04	65.14
C-4	42.25	25.77	19.01	15.21	13.31	13.00	13.00	4.49	9.73	4.39	5.25	49.63	68.64	64.84	62.94
C-5	42.25	25.77	19.01	15.21	13.31	13.00	13.00	4.49	9.73	4.39	5.25	49.63	68.64	64.84	62.94
C-6	42.25	25.77	19.01	15.21	13.31	13.00	13.00	4.49	9.73	6.58	5.25	51.82	70.83	67.03	65.13
C-7	25.35	15.46	11.41	9.13	7.98	6.50	9.75	2.24	7.30	4.39	5.25	34.65	46.06	43.78	42.64



D-1	15.21	9.28	6.84	5.48	4.79	3.25	6.50	1.12	4.87	4.39	5.25	24.91	31.76	30.39	29.70
D-2	25.35	15.46	11.41	9.13	7.98	6.50	9.75	2.25	7.30	6.58	5.25	36.84	48.25	45.97	44.83
D-3	25.35	15.46	11.41	9.13	7.98	6.50	9.75	2.25	7.30	6.58	5.25	36.84	48.25	45.97	44.83
D-4	25.35	15.46	11.41	9.13	7.98	6.50	9.75	2.25	7.30	4.39	5.25	34.65	46.06	43.78	42.64
D-5	25.35	15.46	11.41	9.13	7.98	6.50	9.75	2.25	7.30	4.39	5.25	34.65	46.06	43.78	42.64
D-6	25.35	15.46	11.41	9.13	7.98	6.50	9.75	2.25	7.30	6.58	5.25	36.84	48.25	45.97	44.83
D-7	15.21	9.28	6.84	5.48	4.79	3.25	6.50	1.12	4.87	4.39	5.25	24.91	31.76	30.39	29.70

Peso de losa ( $\text{Kg/m}^2$ )

C.M.	C.V.máx.	C.v.sismo	C.V.asent.
610	450	360	315

Peso de muros

$h=2.70 \text{ m.}$

$w \text{ muro} = 0.15 \times 1.66 = 0.250 \text{ Kg/m}^2$

Sección de traves T. primarias 0.40 x 0.90  
( m ) T. secundarias 0.30 x 0.60

Sección de columnas 0.90 x 0.90

BAJADA DE CARGAS POR COLUMNA ( NIVEL TIPO 1, 2 y 3 ).

Obl.	Área losa (m <sup>2</sup> )	C.M. losa w(ton)	C.V.mix. losa w(ton)	C.V.sis. losa w(ton)	C.V.asent. losa w(ton)	T.sec. Long. (m)	T.prim. Long. (m)	T.sec. w(ton)	T.prim. w(ton)	muros w(ton)	columna w(ton)	W total C.M. (ton)	W total C.M. + C.V.mix. (ton)	W total C.M. + C.V.sis. (ton)	W total C.M. + C.V.asent. (ton)
A-1	15.21	7.60	15.21	12.17	10.65	3.25	6.50	1.12	4.87	8.77	10.50	32.86	48.07	45.03	43.51
A-2	25.35	12.67	23.45	18.76	16.41	6.50	9.75	2.25	7.30	13.16	10.50	45.88	69.33	64.64	62.30
A-3	25.35	12.67	21.55	17.24	15.08	6.50	9.75	2.25	7.30	8.77	10.50	41.49	61.04	58.73	56.58
A-4	25.35	12.67	21.55	17.24	15.08	6.50	9.75	2.25	7.30	8.77	10.50	41.49	61.04	58.73	56.58
A-5	25.35	12.67	21.55	17.24	15.08	6.50	9.75	2.25	7.30	8.77	10.50	41.49	61.04	58.73	56.58
A-6	25.35	12.67	16.48	13.18	11.53	6.50	9.75	2.25	7.30	13.16	10.50	45.88	62.36	59.06	57.42
A-7	15.21	7.60	6.84	5.48	4.79	3.25	6.50	1.12	4.87	8.77	10.50	32.86	39.71	38.34	37.66
B-1	25.35	12.67	25.35	20.28	17.74	6.50	9.75	2.24	7.30	8.77	10.50	41.49	66.84	61.77	59.23
B-2	42.25	21.12	39.08	31.26	27.36	13.00	13.00	4.49	9.73	8.77	10.50	54.62	93.70	85.89	82.00
B-3	42.25	21.12	35.91	28.73	25.14	13.00	13.00	4.49	9.73	-	10.50	45.85	81.76	74.58	71.00
B-4	42.25	21.12	35.91	28.73	25.14	13.00	13.00	4.49	9.73	-	10.50	45.85	81.76	74.58	71.00
B-5	42.25	21.12	35.91	28.73	25.14	13.00	13.00	4.49	9.73	-	10.50	45.85	81.76	74.58	71.00
B-6	42.25	21.12	27.46	21.57	19.22	13.00	13.00	4.49	9.73	8.77	10.50	54.62	82.83	76.59	73.95
B-7	25.35	12.67	11.41	9.12	7.98	6.50	9.75	4.49	7.30	8.77	10.50	41.49	52.90	50.62	49.48
C-1	25.35	12.67	25.35	20.28	17.74	6.50	9.75	2.25	7.30	8.77	10.50	41.49	66.84	61.77	59.23
C-2	42.25	21.12	33.80	27.04	23.66	13.00	13.00	4.49	9.73	13.16	10.50	59.00	92.81	86.05	82.67
C-3	42.25	21.12	30.63	24.50	21.44	13.00	13.00	4.49	9.73	13.16	10.50	59.00	89.64	83.52	80.45
C-4	42.25	21.12	35.91	28.73	25.14	13.00	13.00	4.49	9.73	8.77	10.50	54.62	90.53	83.35	79.76
C-5	42.25	21.12	30.63	24.50	21.44	13.00	13.00	4.49	9.73	8.77	10.50	54.62	85.25	79.13	76.06
C-6	42.25	21.12	22.18	17.74	15.52	13.00	13.00	4.49	9.73	13.16	10.50	59.01	81.19	76.76	74.54
C-7	25.35	12.67	11.41	9.13	7.98	6.50	9.75	2.25	7.30	8.77	10.50	41.49	52.90	50.62	49.48

D-1	15.21	7.60	15.21	12.17	10.65	3.25	6.50	1.12	4.87	8.77	10.50	32.86	48.07	45.04	43.52
D-2	25.35	12.67	17.11	13.68	12.00	6.50	9.75	2.24	7.30	13.16	10.50	45.88	63.00	59.56	57.88
D-3	25.35	12.67	15.21	12.17	10.65	6.50	9.75	2.24	7.30	13.16	10.50	45.88	61.10	58.05	56.53
D-4	25.35	12.67	21.55	17.24	15.08	6.50	9.75	2.24	7.30	8.77	10.50	41.49	63.04	58.73	56.58
D-5	25.35	12.67	15.21	12.17	10.65	6.50	9.75	2.24	7.30	8.77	10.50	41.49	56.70	53.66	52.14
D-6	25.35	12.67	10.14	8.11	7.10	6.50	9.75	2.24	7.30	13.16	10.50	45.88	56.00	54.00	53.00
D-7	15.21	7.60	6.84	5.48	4.79	3.25	6.50	1.12	4.87	8.77	10.50	32.86	39.71	38.34	37.65

carga muerta = 500 Kg/m.<sup>2</sup>

BAJADA DE CARGAS POR COLUMNA ( NIVEL PLANTA BAJA ).

Col.	Área losa (m <sup>2</sup> )	C.M. losa w(ton)	C.V.méx. losa w(ton)	C.V.sis. losa w(ton)	C.V.asest. losa w(ton)	T.asest. long. (m)	T.prim. long. (m)	T.asest. w(ton)	T.prim. w(ton)	marcos w(ton)	columna w(ton)	W total C.M. (ton)	W total C.M. + C.V.méx.	W total C.M. + C.V.sis.	W total C.M. + C.V.asest.
A-1	15.21	7.60	22.81	18.25	15.97	3.25	6.50	1.12	4.87	4.39	5.25	23.24	46.06	41.49	39.21
A-2	25.35	12.67	23.83	19.06	16.68	6.50	9.75	2.25	7.30	6.58	5.25	34.06	57.89	53.12	50.74
A-3	25.35	12.67	21.55	17.24	15.08	6.50	9.75	2.25	7.30	4.39	5.25	31.87	53.42	49.11	46.95
A-4	25.35	12.67	21.55	17.24	15.08	6.50	9.75	2.25	7.30	4.39	5.25	31.87	53.42	49.11	46.95
A-5	25.35	12.67	25.03	20.02	17.52	6.50	9.75	2.25	7.30	6.58	5.25	34.06	59.09	54.08	51.58
A-6	25.35	12.67	18.38	14.70	12.86	6.50	9.75	2.25	7.30	6.58	5.25	34.06	52.44	48.76	46.92
A-7	15.21	7.60	6.84	5.47	4.79	3.25	6.50	1.12	4.87	4.39	5.25	23.24	30.08	28.72	28.03
B-1	25.35	12.67	38.02	30.42	26.62	6.50	9.75	2.24	7.30	4.39	5.25	31.87	69.89	62.29	58.49
B-2	42.25	21.12	39.71	31.77	27.80	13.00	13.00	4.49	9.73	4.39	5.25	44.99	84.70	76.76	72.79
B-3	42.25	21.12	35.91	28.73	25.14	13.00	13.00	4.49	9.73	-	5.25	40.60	76.51	69.33	65.74
B-4	42.25	21.12	35.91	28.73	25.14	13.00	13.00	4.49	9.73	-	5.25	40.60	76.51	69.33	65.74
B-5	42.25	21.12	41.25	33.00	28.88	13.00	13.00	4.49	9.73	4.39	5.25	44.99	86.25	78.00	73.87
B-6	42.25	21.12	30.63	24.50	21.44	13.00	13.00	4.49	9.73	4.39	5.25	44.99	75.62	69.50	66.43
B-7	25.35	12.67	11.41	9.13	7.98	6.50	9.75	2.25	7.30	4.39	5.25	31.87	43.28	41.00	39.85
C-1	25.35	12.67	23.45	18.76	16.41	6.50	9.75	2.25	7.30	6.58	5.25	34.06	57.51	52.82	50.47
C-2	42.25	21.12	27.25	21.80	19.08	13.00	13.00	4.49	9.73	8.77	5.25	49.37	76.62	71.17	68.45
C-3	42.25	21.12	25.35	20.28	17.74	13.00	13.00	4.49	9.73	6.58	5.25	47.18	72.53	67.46	64.92
C-4	42.25	21.12	25.35	20.28	17.74	13.00	13.00	4.49	9.73	4.39	5.25	45.00	70.34	65.27	62.74
C-5	42.25	21.12	28.25	22.60	19.17	13.00	13.00	4.49	9.73	8.77	5.25	49.32	77.57	71.92	69.09
C-6	42.25	21.12	22.71	18.17	15.90	13.00	13.00	4.49	9.73	6.58	5.25	47.18	69.89	65.35	63.08
C-7	25.35	12.68	10.14	8.11	7.10	6.50	9.75	2.25	7.30	6.58	5.25	34.06	44.20	42.17	41.16

D-1	15.21	7.61	5.32	4.26	3.73	3.25	6.50	1.12	4.87	4.39	5.25	23.24	28.56	27.50	26.97
D-2	25.35	12.67	8.87	7.10	6.21	6.50	9.75	2.25	7.30	8.77	5.25	36.25	45.12	43.35	42.46
D-3	25.35	12.67	8.87	7.10	6.21	6.50	9.75	2.25	7.30	6.58	5.25	34.06	42.92	41.16	40.27
D-4	25.35	12.67	8.87	7.10	6.21	6.50	9.75	2.25	7.30	4.39	5.25	31.87	40.74	38.97	38.08
D-5	25.35	12.67	8.87	7.10	6.21	6.50	9.75	2.25	7.30	6.58	5.25	34.06	42.93	41.16	40.27
D-6	25.35	12.67	8.87	7.10	6.21	6.50	9.75	2.25	7.30	6.58	5.25	34.06	42.93	41.16	40.27
D-7	15.21	7.60	5.32	4.26	3.73	3.25	6.50	1.12	4.87	4.39	5.25	23.24	28.56	27.50	26.97

peso de losa ( Kg/m<sup>2</sup> )  
 carga muerta = 500

sección de columnas 0.90 x 0.90 m.

sección de trabes T. primarias 0.40 x 0.90  
 en (m) T. secundarias 0.30 x 0.60

BAJADA DE CARGAS POR COLUMNAS ( NIVEL CIMENTACION ).

Col.	Área losa (m <sup>2</sup> )	C.M. losa w(ton)	C.V.róx. losa w(ton)	C.V.sis. losa w(ton)	C.V.asent. losa w(ton)	T.sec. long. (m)	T.prim. long. (m)	T.sec. w(ton)	T.prim. w(ton)	muros w(ton)	columna w(ton)	W total C.M. (ton)	W total C.M. + C.V.róx.	W total C.M. + C.V.sis.	W total C.M. + C.V.asent.
A-1	15.21	6.57	12.93	10.34	9.05	-	-	-	-	10.11	5.25	21.93	34.86	32.27	30.98
A-2	25.35	10.95	21.55	17.24	15.03	-	-	-	-	8.42	5.25	24.62	46.17	41.86	39.66
A-3	25.35	10.95	21.55	17.24	15.03	-	-	-	-	8.42	5.25	24.62	46.17	41.86	39.66
A-4	25.35	10.95	21.55	17.24	15.03	-	-	-	-	8.42	5.25	24.62	46.17	41.86	39.66
A-5	25.35	10.95	10.77	8.62	7.54	-	-	-	-	8.42	5.25	24.62	35.40	33.24	32.17
A-6	25.35	10.95	-	-	-	-	-	-	-	8.42	5.25	24.62	-	-	-
A-7	15.21	6.57	-	-	-	-	-	-	-	10.11	5.25	21.93	-	-	-
B-1	25.35	10.95	21.54	17.24	15.03	-	-	-	-	8.42	5.25	24.62	46.17	41.86	39.65
B-2	42.25	18.25	35.91	28.73	25.14	-	-	-	-	-	5.25	23.50	59.41	52.23	48.64
B-3	42.25	18.25	35.91	28.73	25.14	-	-	-	-	-	5.25	23.50	59.41	52.23	48.64
B-4	42.25	18.25	35.91	28.73	25.14	-	-	-	-	-	5.25	23.50	59.41	52.23	48.64
B-5	42.25	18.25	17.96	14.36	12.57	-	-	-	-	-	5.25	23.50	41.45	37.86	36.07
B-6	42.25	18.25	-	-	-	-	-	-	-	-	5.25	23.50	-	-	-
B-7	25.35	10.95	-	-	-	-	-	-	-	8.42	5.25	24.62	-	-	-
C-1	25.35	10.95	45.00	36.00	31.50	-	-	-	-	8.42	5.25	24.62	69.62	58.62	56.12
C-2	42.25	18.25	49.64	39.71	34.75	-	-	-	-	-	5.25	23.50	73.14	63.21	58.25
C-3	42.25	18.25	24.29	19.43	17.01	-	-	-	-	-	5.25	23.50	47.79	42.93	40.50
C-4	42.25	18.25	21.12	16.90	14.79	-	-	-	-	-	5.25	23.50	44.63	40.40	38.29
C-5	42.25	18.25	8.98	7.18	6.28	-	-	-	-	-	5.25	23.50	32.48	30.68	29.79
C-6	42.25	18.25	-	-	-	-	-	-	-	-	5.25	23.50	-	-	-
C-7	25.35	10.95	-	-	-	-	-	-	-	8.42	5.25	24.62	-	-	-

D-1	15.21	6.57	41.07	32.85	28.75	-	-	-	-	10.11	5.25	21.93	63.00	54.78	50.67
D-2	25.35	10.95	38.02	30.42	26.62	-	-	-	-	8.42	5.25	24.62	62.65	55.04	51.24
D-3	25.35	10.95	7.60	6.08	5.32	-	-	-	-	8.42	5.25	24.62	32.23	30.71	29.95
D-4	25.35	10.95	3.80	3.04	2.66	-	-	-	-	8.42	5.25	24.62	28.43	27.67	27.29
D-5	25.35	10.95	-	-	-	-	-	-	-	8.42	5.25	24.62	-	-	-
D-6	25.35	10.95	-	-	-	-	-	-	-	8.42	5.25	24.62	-	-	-
D-7	15.21	6.57	-	-	-	-	-	-	-	10.11	5.25	21.93	-	-	-

considerando un espesor de losa de fondo de 18 cm.

y muros perimetrales de concreto armado con espesor de 20 cm.

sección de columnas 0.90x 0.90 m.

## c).- Centros de carga.

En el paso anterior se obtuvo el peso que soporta cada una de las columnas en cada nivel, con estos datos localizamos el centro de cargas que será el centro de gravedad de las masas de cada nivel, a través del cual tiene aplicación el cor- tante sísmico y la resultante de las cargas verticales.

Para determinar la posición de dicho centro de cargas llevamos a cabo los siguientes pasos:

- 1.- Se elige un sistema coordinado de referencia, generalmente es el sistema cartesiano.
- 2.- Se toman momentos con respecto a cada uno de los ejes, por medio de las expresiones siguientes.

$$IMx = \sum W_i x_i$$

$$IMy = \sum W_i y_i$$

- 3.- Las expresiones para calcular las coordenadas del centro de gravedad con respecto a los ejes de referencia, son las siguientes.

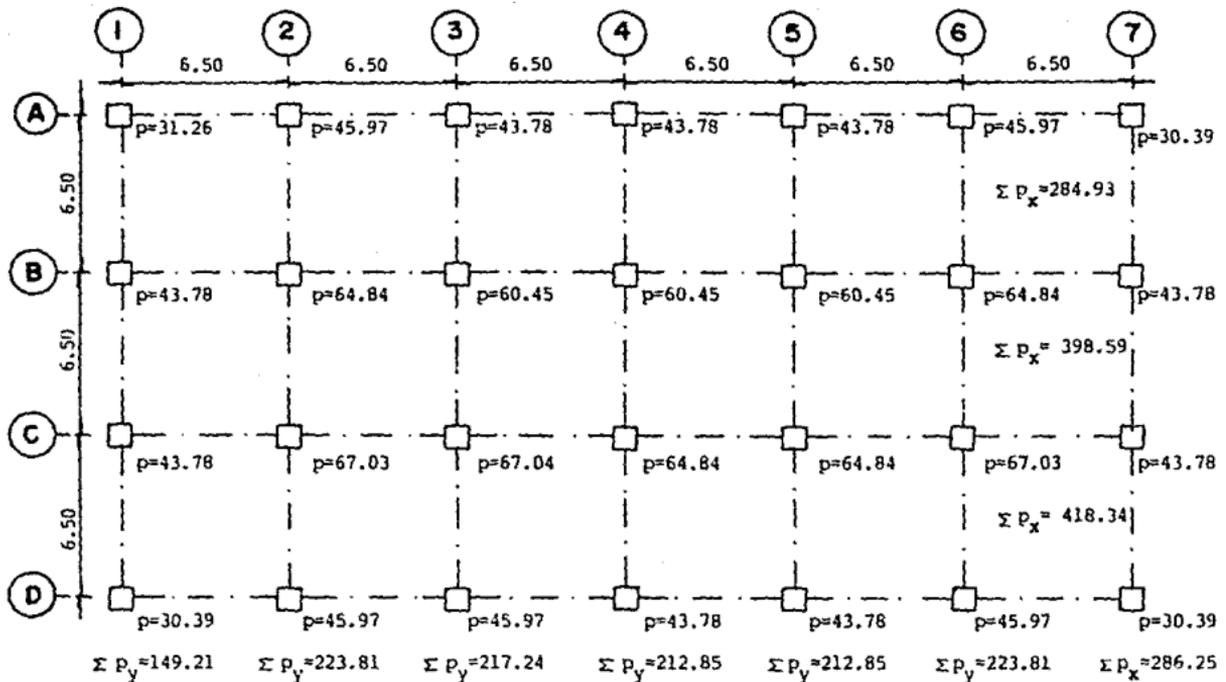
$$C_{gx} = \frac{\sum W_i y_i x_i}{\sum W_i y_i}$$

$$C_{gy} = \frac{\sum W_i x_i y_i}{\sum W_i x_i}$$

Estos centros de carga se utilizarán más adelante para hacer un análisis sísmico de la estructura.



CENTRO DE CARGAS (NIVEL AZOTEA).

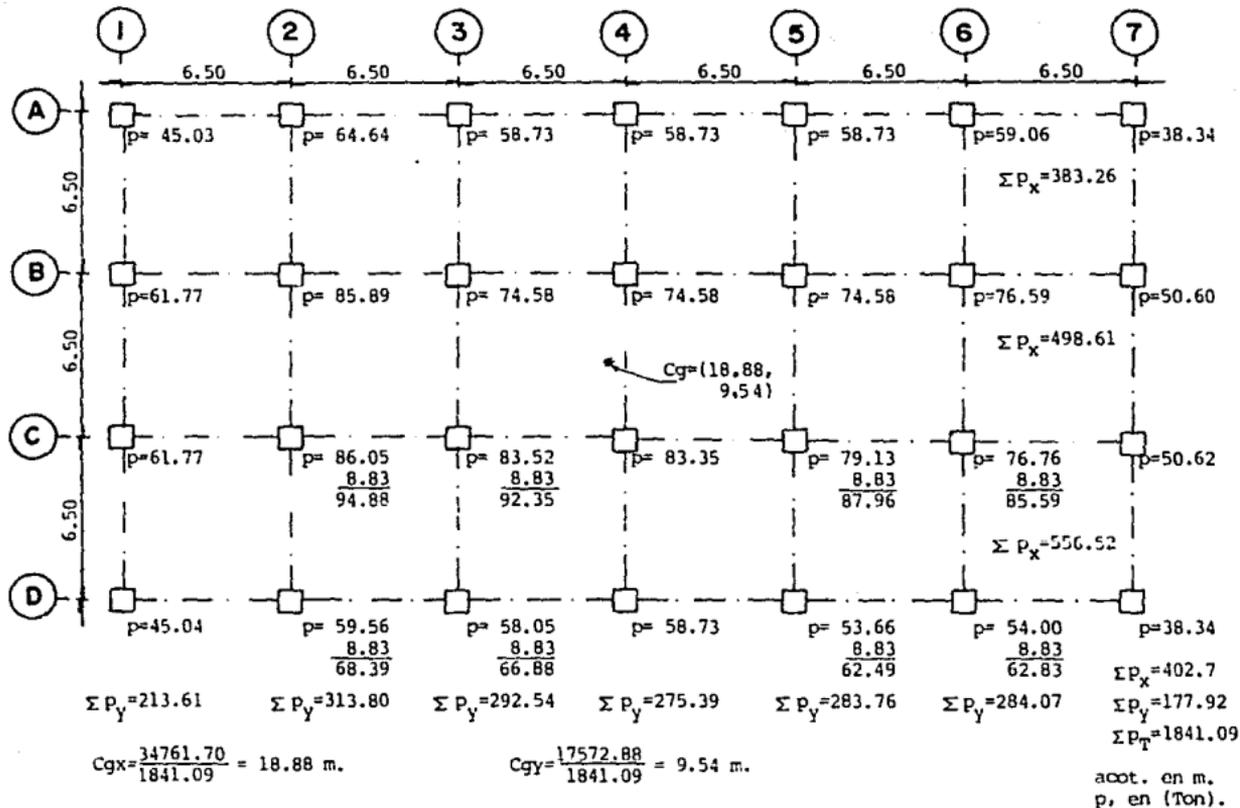


$$C_{gx} = \frac{223.81 \times 6.5 + 217.24 \times 13 + 212.85 \times 19.5 + 212.85 \times 26 + 223.81 \times 32.5 + 148.34 \times 39}{1388.11} = \frac{27022.32}{1388.11} = 19.47 \text{ m.}$$

$$C_{gy} = \frac{284.93 \times 19.5 + 398.59 \times 13 + 418.34 \times 6.5}{1388.11} = \frac{13457.0}{1388.11} = 9.69 \text{ m.}$$

acot. en m.  
p, en (Ton).

CENTRO DE CARGAS (NIVEL PLANTA TIPO).



acot. en m.  
p, en (Ton).



## III.- ANALISIS SISMICO ESTATICO.

## III.1.- ANALISIS POR CARGA HORIZONTAL.

La gran incertidumbre en la estimación tanto de las características de movimientos sísmicos, como del comportamiento y capacidad de los elementos estructurales ante ellos, hacen que no sea posible establecer, dentro de límites racionales y económicos, criterios de diseño que garanticen la ausencia de daños en una estructura, ante la acción de cualquier movimiento telúrico.

El principal objeto del diseño por sismo es, minimizar daños y preservar la vida humana, aún en los casos más severos, específicamente mediante las recomendaciones para diseño, se pretende que para la mayoría de las estructuras tengan a fin los siguientes puntos:

- a).- Resistan temblores ligeros sin daño alguno.
- b).- Resistan temblores moderados con daño estructural insignificante y con cierto daño no estructural.
- c).- No colapsen ante la acción de sismos severos, aunque los daños estructurales y no estructurales sean apreciables.

Existiendo casos especiales, las estructuras esenciales para la seguridad y bienestar público en casos de emergencia, como lo son hospitales, estaciones de bomberos, centrales termoeléctricas, centrales telefónicas, etc.. Deben diseñarse con el criterio que permanezcan funcionando durante y después de un sismo.

## III.2.- PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.

El procedimiento de diseño sísmico de una estructura puede efectuarse siguiendo los pasos siguientes:

- a).- Establecer la seguridad requerida. mediante un análisis técnico-económico de diferentes alternativas de diseño en las que se considera su costo inicial, el costo y consecuencias de una falla eventual y la relación entre ambos para estructuras usuales, basta clasificarlas de acuerdo a su destino los grupos A y B, subgrupos B1 y B2.

b).- Definir las características propias de la estructura la respuesta ante sismos y por tanto los criterios para análisis dependen considerablemente de las características de la estructura para resistir fuerzas laterales y de su capacidad para disipar energía mediante deformaciones.

c).- Determinar la intensidad sísmica, para fines de diseño la intensidad sísmica en un lugar corresponde a la aceleración y velocidad máximas esperadas en el terreno firme de ese lugar. La intensidad sísmica así definida se obtiene del riesgo sísmico en la localidad. Estos estudios analizan las sismisidades local y regional y dan como resultado distribuciones de probabilidad de aceleraciones y velocidad máxima del terreno; es decir relaciones entre valores máximos de estas velocidades y su probabilidad de ocurrencia, o período de recurrencia. La intensidad sísmica para estructuras convencionales puede determinarse con base en la regionalización sísmica de la República Mexicana.

d).- Determinar las características del terreno de cimentación. Los movimientos sísmicos que se registran en un sitio, entre otras cosas son función de las características del terreno esto debe reflejarse en la sollicitación que se elija para diseño.

e).- Estimar la sollicitación sísmica en la base de la estructura mediante las siguientes alternativas:

- 1.- Fuerzas horizontales estáticas equivalentes.
- 2.- Historia de aceleraciones de sismos ocurridos.
- 3.- Historia de aceleraciones de movimientos simulados.

Las fuerzas sísmicas horizontales en la base se obtienen multiplicando el peso de la estructura por un coeficiente sísmico, que es función de las características definidas en pasos anteriores y del período fundamental de vibración de la estructura o de uno de sus modos.

Toda estructura podrá analizarse mediante un método dinámico. Las estructuras que no pasen de 60.0m. de alto podrán analizarse, como alternativa, mediante el método estático. Con la misma limitación para estructuras ubicadas en las zonas II o III como se define en el artículo 219 del Reglamento, también será admisible emplear el método de análisis que especifica el apéndice a las presentes normas, en los cuales se tienen en cuenta los períodos dominantes del terreno en el sitio de interés y la interacción suelo-estructura.

### III.3.- DESCRIPCION DEL ANALISIS SISMICO ESTATICO.

La aplicación del método estático consta esencialmente de los siguientes pasos:

- a).- Se representa la acción del sismo por fuerzas horizontales que actúan en los centros de masas de los pisos, en dos direcciones ortogonales.
- b).- estas fuerzas se distribuyen entre los sistemas resistentes a carga lateral que tiene el edificio ( muros y/o marcos ).
- c).- Se efectúa el análisis estructural de cada sistema resistente ante las cargas laterales que le correspondan.

### III.4.- VALUACION DE FUERZAS SISMICAS SIN ESTIMAR EL PERIODO FUNDAMENTAL DEL EDIFICIO.

Las fuerzas cortantes sísmicas en los diferentes niveles de una estructura, pueden valuarse suponiendo un conjunto de fuerzas horizontales que actúan sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponden multiplicado por un coeficiente proporcional a h, siendo h la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables). El coeficiente se tomará de tal manera que la relación  $V_0/W_0$ , sea igual a  $c/Q$  siendo  $V_0$  la fuerza cortante basal,  $W_0$  el peso de la construcción incluyendo las cargas muertas que fija el capítulo IV, título VI del reglamento y las vivas que especifica el capítulo V, título VI, Q el factor de comportamiento que se fija en la sección 5 de las normas técnicas y c el coeficiente sísmico que establece el artículo 206 del Reglamento, salvo que en la parte sombreada de la zona II en la fig. III.4, se tomará  $c=0.4$  para estructuras del grupo B y 0.6 para las del A.

### III.5.- FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO.

Se adoptarán los siguientes valores del factor de comportamiento sísmico.

- I.- Se usará  $Q=4$  cuando se cumplan los requisitos siguientes:
  - 1.- la resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero o concreto reforzado, o bien por marcos contraventeados o por muros de concreto reforzado en los que en cada entrepiso



los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50% de la fuerza sísmica actuante.

2.- Si hay muros ligados a la estructura en la forma especificada en el caso I del artículo 204 del Reglamento (muros que contribuyen a resistir fuerzas laterales), estos se deberán tomar en cuenta en el análisis, pero su contribución a la capacidad ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si estos muros son de piezas macizas, y los marcos sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado son capaces de resistir al menos 80% de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.

3.- El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35% del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros que se hallen en el caso I a que se refiere el artículo 204 del Reglamento.

4.- Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las normas complementarias correspondientes para marcos y muros dúctiles.

5.- Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos dúctiles que fijan las normas complementarias correspondientes.

II.- Se adoptará  $Q=3$  cuando se satisfacen las condiciones 2, 4 y 5 del caso I y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 1 ó 3 especificadas para el caso I pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de este material, por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera contrachapada. Las estructuras con losas planas deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las normas técnicas complementarias para estructuras de concreto.

III.- Se usará  $Q=2$  cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero o de concreto reforzado, contraventeados o no, o muros o columnas de concreto reforzado, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por los casos I y II de esta sección, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dadas, columnas o traveses de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las normas complementarias respectivas, o



diafragmas contruïdos con duelas inclinadas o por sistemas de muros formados por duelas de madera horizontales o verticales combinados con elementos diagonales de madera maciza. También se usará  $Q=2$  cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las normas técnicas complementarias para estructuras de concreto.

IV.- Se usará  $Q=1.5$  cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entresijos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las normas complementarias respectivas, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos II y III, o por marcos y armaduras de madera.

V.- Se usará  $Q=1$  en estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción del departamento, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica.

En todos los casos se usará para toda la estructura en la dirección de análisis el valor mínimo de  $Q$  que corresponde a los diversos entresijos de la estructura en dicha dirección.

El factor  $Q$  puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones.

### III.6.- VALUACION DE FUERZAS SISMICAS ESTIMANDO EL PERIODO FUNDAMENTAL DEL EDIFICIO.

Podrán adoptarse fuerzas cortantes menores que las calculadas según el inciso anterior, siempre que se tomen en cuenta el valor aproximado del período fundamental de vibración de la estructura, de acuerdo con lo siguiente:

a).- El período fundamental de vibración,  $T$ , se tomará igual a.

$$T = 6.3 \left[ \frac{\sum W_i X_i^2}{g^2 P_1 X_1} \right]^{1/4}$$

Donde  $W_i$  es el peso de la masa  $i$ ,  $P_i$  la fuerza horizontal que actúa sobre ella de acuerdo con el procedimiento en que no se estima el período,  $X_i$  el desplazamiento correspondiente en la dirección de  $P_i$ , y  $g$  la aceleración de la gravedad.

De acuerdo con el valor resultante de T, se aplica una de las opciones siguientes:

b).- Si  $T \leq T_b$  se procederá a valuar las fuerzas sísmicas sin estimar el período fundamental del edificio, pero de tal manera que la relación  $V_0/W_0$  sea igual a  $a/Q$ , calculandose a y Q como se especifica respectivamente en las secciones 3 y 4 de las normas complementarias.

c).- Si T es mayor que  $T_b$  se procederá como en el párrafo b pero de tal manera que cada una de las fuerzas laterales se tome proporcional al peso de la masa que corresponde multiplicado por un coeficiente igual a  $K_1 h_i + K_2 h_i^2$ , siendo.

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

$$K_2 = 1.5rq(1-q) \sum W_i / (\sum W_i h_i^2)$$

$$q = (T_b/T)^r$$

Siendo  $W_i$  y  $h_i$  respectivamente el peso y la altura de la i-ésima masa sobre el desplante. Además, a no se tomará menor de  $c/4$ , y r un exponente que depende de la zona en que se halla la estructura.

### III.7.- MOMENTO DE VOLTEO.

El momento de volteo para cada marco o grupo de volteo resistentes en un nivel dado podrá reducirse tomándolo igual al calculado multiplicado por  $0.8+0.2Z$ , (siendo Z la relación entre la altura a la que se calcula el factor reductivo por momento de volteo y la altura total de la construcción), pero no menor que el producto de la fuerza cortante en el nivel en cuestión multiplicada por su distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentre por encima de dicho nivel.

En péndulos invertidos no se permite reducción de momento de volteo.

### III.8.- EFECTOS DE TORSION.

La excentricidad torsional de rigideces calculada en cada entrepiso,  $e_s$  se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la fuerza cortante en dicho nivel.

Se entenderá por excentricidad de resistencias al corte,  $e_r$ , la distancia entre el centroide de las resistencias de todos los elementos resistentes, ente fuerza cortante en el entrepiso que se considera y la línea de acción de la fuerza cortante en ese nivel. En estructuras para las que el factor de comportamiento sísmico  $Q$ , sea igual a 3, se suministrarán resistencias tales que el centroide de las resistencias se hallen del mismo lado de la fuerza cortante de la fuerza de torsión y  $e_r$  no sea menor que  $e_s - 0.2b$ , y si  $Q > 3$ , resistencia tales que el centroide de la resistencia se halle del mismo lado de la fuerza cortante que el centro de torsión y  $e_r$  no sea menor que  $e_s - 0.1b$ , en que  $b$  es la dimensión de la planta que se considera medida en la dirección de  $e_r$  y  $e_s$ . Para fines de diseño, el momento torsionante se tomara por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguientes:  $1.5e_s + 0.1b$  ó  $e_s - 0.1b$ . Además, la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor que la mitad del máximo valor de  $e_s$  calculado para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera, ni se tomará el momento resistente de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que estan arriba del considerado.

### III.9.- RIGIDECES DE MARCOS.

Para poder aplicar el análisis sísmico estático es necesario conocer la rigidez de cada entrepiso de los marcos que componen la estructura.

La rigidez de entrepiso es la relación entre la fuerza cortante absorbida por un marco, muro o contraviento en un entrepiso y el desplazamiento horizontal relativo entre los dos niveles que lo limitan. La rigidez así definida no es independiente del sistema de fuerzas laterales. Por tanto, para calcularla con rigor debe conocerse tal sistema con anterioridad, lo cual en general no es posible.

En marcos ordinarios de edificios el empleo de sistemas de carga que no son estrictamente proporcionales al definitivo de análisis introduce errores de poca importancia, y usualmente es aceptable calcular las rigideces a partir de hipótesis simplificadoras sobre la forma del sistema de fuerzas laterales. En muros, contravientos y ciertos marcos es indispensable tener en cuenta la variación de la carga lateral.

Podemos aplicar las fórmulas de Wilbur a marcos regulares formados por piezas de momentos de inercia constante. Fig. III.9 . La versión que aquí se presenta se basa en las hipótesis siguientes:

- 1.- Los giros en todos los nudos de un nivel y de los dos niveles adyacentes son iguales excepto en el nivel de desplante, en donde puede suponerse empotramiento o articulación según el caso.
- 2.- Las fuerzas cortantes en los dos entrepisos adyacentes al que interesa son iguales a la de éste.

De esto resultan las siguientes expresiones.

-- Para el primer entrepiso:

Suponiendo las columnas empotradas en la cimentación.

$$R_1 = \frac{48 E}{h_1 \left[ \frac{4h_1}{\sum Kc_1} + \frac{h_1 + h_2}{\sum Kt_1 + \frac{\sum Kc_1}{12}} \right]}$$

Suponiendo las columnas articuladas en la cimentación.

$$R_1 = \frac{24 E}{h_1 \left[ \frac{8h_1}{\sum Kc_1} + \frac{2h_1 + h_2}{\sum Kt_1} \right]}$$

-- Para el segundo entrepiso:

Suponiendo las columnas empotradas en la cimentación.

$$R_2 = \frac{48 E}{h_2 \left[ \frac{4h_2}{\sum Kc_2} + \frac{h_1 + h_2}{\sum Kt_1 + \frac{\sum Kc_1}{12}} + \frac{h_2 + h_3}{\sum Kt_2} \right]}$$

Suponiendo las columnas articuladas en la cimentación.

$$R_2 = \frac{48 E}{h_2 \left[ \frac{4h_2}{\sum Kc_2} + \frac{h_2 + h_3}{\sum Kt_2} + \frac{2h_1 + h_2}{\sum Kt_1} \right]}$$

— Para entrepisos intermedios:

$$R_n = \frac{48 E}{h_n \left[ \frac{4h_n}{\sum K_{cn}} + \frac{h_m+h_n}{\sum K_{tm}} + \frac{h_n+h_o}{\sum K_{tn}} \right]}$$

En estas ecuaciones.

$R_n$  = rigidez del entrepiso en cuestión.

$K_{tn}$  = rigidez (I/L) de las vigas del nivel sobre el entrepiso n.

$K_{cn}$  = rigidez (I/L) de las columnas del entrepiso n.

m, n, o = índices que identifican tres niveles consecutivos de abajo hacia arriba.

$h_n$  = altura del entrepiso n.

Para el entrepiso superior, si se acepta que la cortante del penúltimo piso es el doble que la del último, se encuentra que es aplicable la fórmula para entrepisos intermedios, poniendo  $2h_m$  en vez de  $h_m$  y haciendo  $h_o = 0.0$

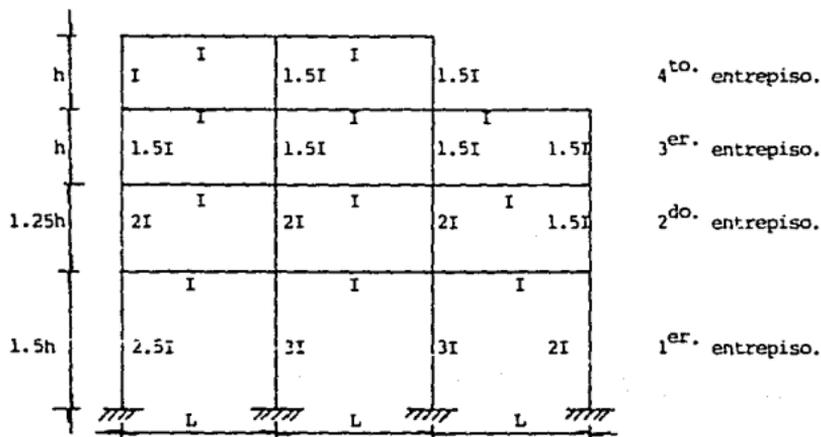
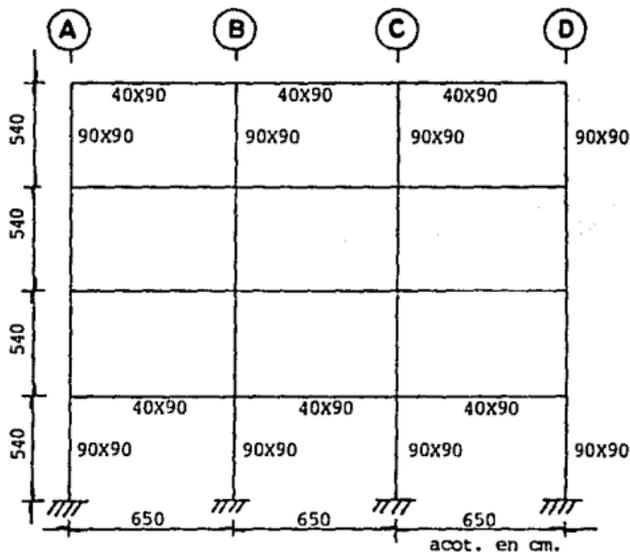


Fig. III.9.

a).- Determinación de rigideces de marcos por medio de las fórmulas de Wilbur.

marco transversal ( ejes número )



$$E = 14000\sqrt{E'c}$$

$$E = 14000\sqrt{250} = 221360 \text{ kg/cm}^2.$$

$$I_t = \frac{bh^3}{12} = \frac{40 \times 90^3}{12} = 2430000 \text{ cm}^4.$$

$$K_t = 3738.50$$

$$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{90 \times 90^3}{12} = 5467500.0 \text{ cm}^4.$$

$$K_c = 10125.0$$

$$K = \frac{I}{L}$$

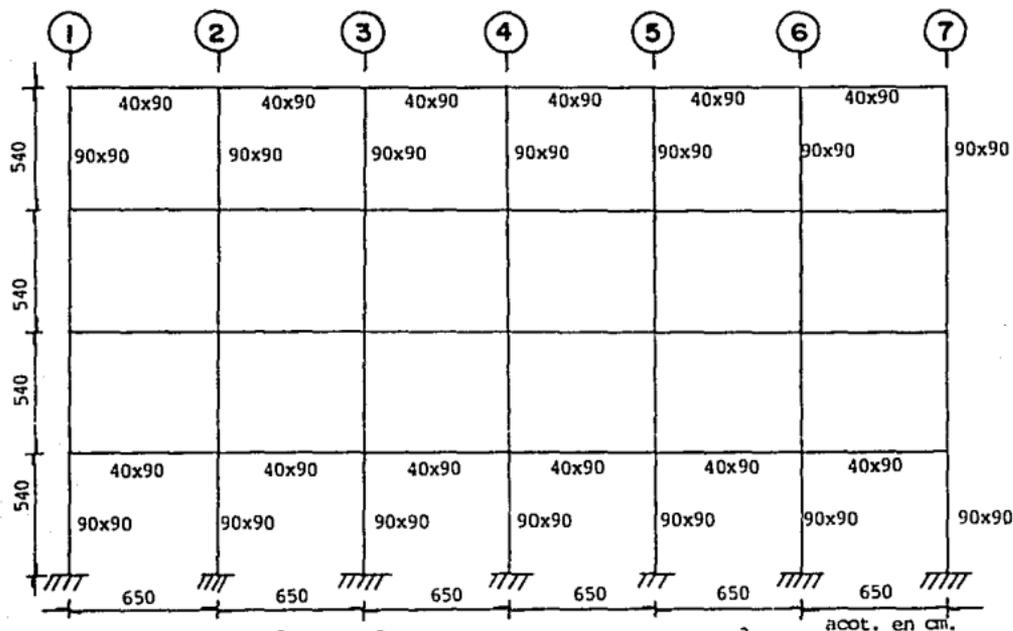
$$R_1 = \frac{48(221360.0)}{540 \left[ \frac{4(540)}{4(10125)} + \frac{540+540}{3(3738.5)+4\left(\frac{10125.0}{12}\right)} \right]} = 154501.85 \text{ Kg/cm.}$$

$$R_2 = \frac{48(221360)}{540 \left[ \frac{4(540)}{4(10125)} + \frac{540+540}{3(3738.5)+4\left(\frac{10125}{12}\right)} + \frac{540+540}{3(3738.50)} \right]} = 87977.0 \text{ Kg/cm.}$$

$$R_3 = \frac{48(221360)}{540 \left[ \frac{4(540)}{4(10125)} + \frac{540+540}{3(3738.50)} + \frac{540+540}{3(3738.50)} \right]} = 80010.30 \text{ Kg/cm.}$$

$$R_4 = \frac{48(221360)}{540 \left[ \frac{4(540)}{4(10125)} + \frac{540+540}{3(3738.50)} + \frac{540+540}{3(3738.50)} \right]} = 80010.30 \text{ Kg/cm.}$$

marco longitudinal ( ejes letra).



$$K = \frac{I}{L}$$

$$I_T = \frac{bh^3}{12} = \frac{40 \times 90^3}{12} = 2430000 \text{ cm}^4$$

$$I_C = \frac{90 \times 90^3}{12} = 5467500 \text{ cm}^4$$

$$K_T = 3738.50 \text{ kg/cm.}$$

$$K_C = 10125.00 \text{ kg/cm.}$$

$$E = 14000 \sqrt{f'c} = 14000 \sqrt{250} = 221360.00 \text{ kg/cm}^2$$



$$R_1 = \frac{48(221360)}{540 \left[ \frac{4(540)}{7(10125)} + \frac{540+540}{6(3738.5) + \frac{7(10125)}{12}} \right]} = 266876.40 \text{ Kg/cm.}$$

$$R_2 = \frac{48(221360)}{540 \left[ \frac{4(540)}{7(10125)} + \frac{540+540}{6(3738.5) + \frac{7(10125)}{12}} + \frac{540+540}{6(3738.5)} \right]} = 168554.75 \text{ Kg/cm.}$$

$$R_3 = \frac{48(221360)}{540 \left[ \frac{4(540)}{7(10125)} + \frac{540+540}{6(3738.5)} + \frac{540+540}{6(3738.5)} \right]} = 155211.90 \text{ Kg/cm.}$$

$$R_4 = \frac{48(221360)}{540 \left[ \frac{4(540)}{7(10125)} + \frac{540+540}{6(3738.5)} + \frac{540+540}{6(3738.5)} \right]} = 155211.90 \text{ Kg/cm.}$$

## III.10.- APLICACION DEL ANALISIS SISMICO ESTATICO.

A continuación se calculará las fuerzas cortantes sísmicas en cada uno de los elementos resistentes de la estructura, utilizando el método estático. Atendiendo al artículo 174 del Reglamento y debido al uso de la construcción, se trata de una construcción del grupo A. En función de sus características estructurales y debido al artículo 207 del Reglamento se adoptará un factor de comportamiento sísmico de  $Q=3$ . El artículo 206 del Reglamento marca para la zona III, un valor del coeficiente sísmico  $c=0.4$  para construcciones del grupo B, para las construcciones del grupo A que es nuestro caso se incrementará el coeficiente sísmico en 50%.

$$\begin{aligned}
 &\text{Terreno zona III} \dots\dots\dots c_s = 0.4 \\
 &\text{Factor de comportamiento sísmico} \dots Q = 3 \\
 &\text{Factor de 1.5 por ser del grupo A} \dots F = 1.5 \\
 &\text{Peso del edificio, azotea} \dots\dots 1388.11 = 1388.11 \\
 &\quad 3 \text{ niveles tipo} \dots 1841.09 (3) = \frac{5523.27}{\Sigma 6911.40 \text{ Ton.}} \\
 \\
 &\frac{c_s}{Q} = \frac{0.4(1.5)}{3} = 0.2
 \end{aligned}$$

$$V_{base} = c W = 0.2(6911.40) = 1382.3 \text{ Ton. en ambas direcciones.}$$

A continuación se calculará la fuerza cortante en cada entrepiso según el método estático.

También se calculará la deformación en cada nivel suponiendo que se trata de un edificio que se idealiza como una viga de cortante. Por esto se supone que el desplazamiento relativo entre los dos niveles que limitan un entrepiso se obtiene dividiendo la fuerza cortante en el entrepiso entre la rigidez lateral del mismo.

nivel	entrepiso	hi (m)	Wi (Ton)	Wi hi	Fi (Ton)	Vi (Ton)	dirección X		dirección Y	
							Vi/K	X(cm)	Vi/K	Y(cm)
4		21.60	1388.10	29983.0	462.40			5.25		5.76
	4					462.40	0.74		0.83	
3		16.20	1841.10	29826.0	460.0			4.51		4.93
	3					922.40	1.49		1.65	
2		10.80	1841.10	19864.0	306.60			3.02		3.28
	2					1229.0	1.82		2.00	
1		5.40	1841.10	9942.0	153.30			1.20		1.28
	1					1382.3	1.20		1.28	
		Σ=6911.40		89635.0						

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \cdot \sum W_i h_i = \frac{W_i h_i \cdot 0.2(6911.40)}{89635.0} = 0.0154 W_i h_i$$

Rigideces de entrepiso ( T/cm.)		
nivel	d i r e c c i ó n	
	KX	KY
4	620.85	560.07
3	620.85	560.07
2	674.22	615.84
1	1147.51	1081.51

El reglamento permite reducir las fuerzas cortantes obtenidas, siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del período fundamental de vibración de la estructura por medio de la fórmula siguiente:

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

sustituyendo valores, para cada una de las direcciones.

$$g = 981 \text{ cm/seg}^2.$$

$$\begin{aligned} \sum W_i X_i^2 &= 1388.1(5.25)^2 + 1841.1(4.51)^2 + 1841.1(3.02)^2 + 1841.1(1.2)^2 = \\ \sum W_i X_i^2 &= 95150.42 \end{aligned}$$

$$\sum F_i X_i = 462.4(5.25) + 460(4.51) + 306.6(3.02) + 153.3(1.2) = 5612.10$$

$$\sum W_i Y_i^2 = 1388.1(5.76)^2 + 1841.1(4.93)^2 + 1841.1(3.28)^2 + 1841.1(1.28)^2 = 113625.33$$

$$\sum F_i Y_i = 462.4(5.76) + 460(4.93) + 306.6(3.28) + 153.3(1.28) = 6133.10$$

$$T_x = 6.3 \left[ \frac{95150.42}{981 \times 5612.1} \right]^{\frac{1}{2}} = 0.83$$

$$T_y = 6.3 \left[ \frac{113625.33}{981 \times 6133.10} \right]^{\frac{1}{2}} = 0.67$$

$$T_a = 0.6$$

$$T_b = 3.9$$

$T_a < T_x, T_y < T_b$  entonces  $a_0 = c$ , es decir no se permite reducción del coeficiente sísmico en ninguna de las dos direcciones.

Las fuerzas sísmicas obtenidas, pasan por los centroides de carga de cada entrepiso. En cada entrepiso la fuerza cortante  $V$ , se obtiene como la suma de fuerzas sísmicas aplicadas en los niveles arriba del entrepiso que se analiza.

Al variar la magnitud y posición de cada fuerza en cada nivel, también variará la posición de la fuerza cortante. Para calcular la posición de la fuerza cortante se tomarán momentos de las fuerzas con respecto de los ejes y a partir de este valor se obtendrá la posición de la resultante o fuerza

cortante. Esto se presenta en la tabla siguiente:

nivel	entre piso	F <sub>ix</sub>	F <sub>iy</sub>	posición de F <sub>i</sub>		F <sub>i</sub> cortante		posición de la fuerza cortante						
				X	Y	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	F <sub>ixY</sub>	F <sub>iyX</sub>	F <sub>ixX</sub>	F <sub>iyY</sub>	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	
4		462.40	462.4	19.47	9.69			4480.6		9002.9				
	4					462.4	462.4		4480.6		9002.9	19.47	9.69	
3		460.0	460.0	18.88	9.54			4388.4		8684.8				
	3					922.4	922.4		8689.0		17687.7	19.18	9.62	
2		306.6	306.6	18.88	9.54			2924.9		5788.6				
	2					1229.0	1229		11794.0		23476.3	19.10	9.60	
1		153.3	153.3	18.88	9.54			1462.5		2894.3				
	1					1382.3	1382		13256.4		26370.6	19.08	9.59	

Teniendo la magnitud y posición de la fuerza cortante en cada entrepiso, podemos distribuirla entre los marcos resistentes.

Distribución de la fuerza cortante por sismo sobre los marcos de nivel 4 ( azotea ).

eje	Riy	Xi	Riy Xi	centro de torsión			efectos de W		
				XiT	Riy XiT	RiyXiT <sup>2</sup>	directo	Torsión	Total
1	80	0.0	0.0	19.5	1560.0	30420.0	66.06	22.30	88.36
2	80	6.5	520.0	13.0	1040.0	13520.0	66.06	14.87	80.93
3	80	13.0	1040.0	6.5	520.0	3380.0	66.06	7.43	73.49
4	80	19.5	1560.0	0.0	0.0	0.0	66.06	0.0	66.06
5	80	26.0	2080.0	-6.50	-520.0	3380.0	66.06	-7.30	58.76
6	80	32.5	2600.0	-13.0	-1040.0	13520.0	66.06	-14.60	51.46
7	80	39.0	3120.0	-19.5	-1560.0	30420.0	66.06	-21.91	44.15
Σ560		Σ=10920.0		Σ=0.0			Σ94640.0		

eje	Rux	Yi	Rix Yi	centro de torsión			efectos de Vx		
				YiT	Rix YiT	Rix YiT <sup>2</sup>	directo	torsión	Total
A	155.2	19.5	3026.4	9.75	1513.2	14753.7	115.6	-10.38	105.22
B	155.2	13.0	2017.6	3.25	504.4	1639.3	115.6	-3.46	112.14
C	155.2	6.5	1008.8	-3.25	-504.4	1639.3	115.6	3.73	119.33
D	155.2	0.0	0.0	-9.75	-1513.2	14753.7	115.6	11.20	126.80
Σ620.8		Σ6052.8		Σ=0.0			Σ32786.0		

4<sup>to</sup>. nivel ( azotea ).

$$\bar{X}_{iT} = \frac{10920}{560} = 19.5 \text{ m.}$$

$$\bar{Y}_{iT} = \frac{6052.8}{620.8} = 9.75 \text{ m.}$$

$$e_{\text{calc. } x} = 19.5 - 19.47 = 0.03 \text{ m.}$$

$$e_{\text{Calc. } y} = 9.75 - 9.69 = 0.06 \text{ m.}$$

excentricidades de diseño.

$$e_{\text{máx.}} = 1.5 e_{\text{calc.}} + 0.1L =$$

$$1.5(0.03) + 0.1(39) = 3.94 \text{ m.}$$

$$e_{\text{máx.}} = 1.5 e_{\text{calc.}} + 0.1L =$$

$$1.5(0.06) + 0.1(19.5) = 2.04 \text{ m.}$$

$$e_{\text{mín.}} = e_{\text{calc.}} - 0.1L =$$

$$0.03 - 0.1(39) = -3.87 \text{ m.}$$

$$e_{\text{mín.}} = e_{\text{calc.}} - 0.1L =$$

$$0.06 - 1.95 = -1.89 \text{ m.}$$

cálculo del cortante directo.

$$V_{iy} = \frac{R_{iy} V_y}{\sum R_{iy}}$$

$$V_{iy} = \frac{80}{560} (462.4) = 66.06 \text{ Ton.}$$

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

$$V_{ix} = \frac{155.2}{620.8} (462.4) = 115.6 \text{ Ton.}$$

distribución del cortante por torsión.

$$V_{iy} = \frac{W_i (e_{máx.}) R_{iy} X_i T}{\sum (R_{ix} X_i^2 + R_{iy} X_i^2)}$$

$$V_{1y} = \frac{462.4(3.94)(1560)}{(94640 + 32786)} = 22.3 \text{ Ton.}$$

$$V_{2y} = \frac{462.4(3.94)(1040)}{(127426.0)} = 14.87 \text{ Ton.}$$

$$V_{3y} = \frac{462.4(3.94)(520)}{(127426.0)} = 7.43 \text{ Ton.}$$

$$V_{4y} = \frac{462.4(3.87)(0)}{(127426)} = 0.0$$

$$V_{ix} = \frac{V_x (e_{máx.}) R_{ix} Y_i T}{\sum (R_{ix} X_i^2 + R_{iy} X_i^2)}$$

$$V_{1x} = \frac{462.4(1.89)(1513.2)}{(94640 + 32786)} = 10.38 \text{ Ton.}$$

$$V_{2x} = \frac{462.4(1.89)(504.4)}{(127426.0)} = 3.46 \text{ Ton.}$$

$$V_{3x} = \frac{462.4(2.04)(504.4)}{(127426.0)} = 3.73 \text{ Ton.}$$

$$V_{4x} = \frac{462.4(2.04)(1513.2)}{(127426)} = 11.20 \text{ Ton.}$$

1,

Distribución de la fuerza cortante por sismo sobre los marcos del nivel 3.

eje	Riy	Xi	Riy Xi	centro de torsión			efectos de Vy		
				XicT	Riy XcT	Riy XcT <sup>2</sup>	directo	torsión	Total
1	80	0.0	0.0	19.5	1560.0	30420.0	131.77	49.46	181.23
2	80	6.5	520.0	13.0	1040.0	13520.0	131.77	32.97	164.74
3	80	13.0	1040.0	6.5	520.0	3380.0	131.77	16.49	148.26
4	80	19.5	1560.0	0.0	0.0	0.0	131.77	0.0	131.77
5	80	26.0	2080.0	-6.5	-520.0	3380.0	131.77	-13.48	118.29
6	80	32.5	2600.0	-13.0	-1040.0	13520.0	131.77	-26.95	104.82
7	80	39.0	3120.0	-19.5	-1560.0	30420.0	131.77	-40.43	91.34
Σ6560		Σ10920.0		Σ0.0		Σ94640.0			

eje	Rix	Yi	Rix Yi	centro de torsión			efectos de Vx		
				YicT	Rix YcT	Rix YcT <sup>2</sup>	directo	torsión	Total
A	155.2	19.5	3026.4	9.75	1513.2	14753.7	230.6	-19.94	210.66
B	155.2	13.0	2017.6	3.25	504.4	1639.3	230.6	-6.64	223.96
C	155.2	6.5	1008.8	-3.25	-504.4	1639.3	230.6	7.81	238.41
D	155.2	0.0	0.0	-9.75	-1513.2	14753.7	230.6	23.44	254.04
Σ620.8		Σ6052.8		Σ0.0		Σ32786.0			

3<sup>er</sup>. nivel

$$\bar{X}_{cT} = \frac{10920}{560} = 19.5 \text{ m.}$$

$$\bar{Y}_{cT} = \frac{6052.8}{620.8} = 9.75 \text{ m.}$$

$$e_{\text{calc. } x} = 19.5 - 19.18 = 0.32 \text{ m.}$$

$$e_{\text{calc. } y} = 9.75 - 9.62 = 0.13 \text{ m.}$$

Excentricidades de diseño.

$$e_{\text{máx. } x} = 1.5e_{\text{calc. } x} + 0.1L =$$

$$1.5(0.32) + 0.1(39) = 4.38 \text{ m.}$$

$$e_{\text{máx. } y} = 1.5e_{\text{calc. } y} + 0.1L =$$

$$1.5(0.13) + 0.1(19.5) = 2.14 \text{ m.}$$

$$e_{\text{mín. } x} = e_{\text{calc. } x} - 0.1L = 0.32 - 0.1(39) = -3.58 \text{ m.}$$

$$e_{\text{mín. } y} = e_{\text{calc. } y} - 0.1L = 0.13 - 0.1(19.5) = -1.82 \text{ m.}$$



cálculo del cortante directo.

$$V_{iy} = \frac{R_{iy} V_y}{\sum R_{iy}}$$

$$V_{iy} = \frac{80 (922.4)}{560} = 131.77 \text{ Ton.}$$

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

$$V_{ix} = \frac{155.2 (922.4)}{620.8} = 230.6 \text{ Ton.}$$

Distribución del cortante por torsión.

$$V_{1y} = \frac{V_y (\Theta_{\text{máx.}}) R_{1y} X_1 C T}{\sum (R_{ix} Y_1 C T^2 + R_{iy} X_1 C T^2)} =$$

$$V_{1y} = \frac{922.4 (4.38) (1560)}{(32786 + 94640)} = 49.46 \text{ Ton.}$$

$$V_{2y} = \frac{922.4 (4.38) (1040)}{(127426)} = 32.97$$

$$V_{3y} = \frac{922.4 (4.38) (520)}{(127,426)} = 16.49$$

$$V_{4y} = \frac{922.4 (3.58) (0.0)}{(127426)} = 0.0$$

$$V_{5y} = \frac{922.4 (3.58) (520)}{(127426)} = 13.48$$

$$V_{6y} = \frac{922.4 (3.58) (1040)}{(127426)} = 26.95$$

$$V_{7y} = \frac{922.4 (3.58) (1560)}{(127426)} = 40.43 \text{ Ton.}$$

$$V_{1x} = \frac{V_x (\Theta_{\text{máx.}}) R_{1x} Y_1 C T}{\sum (R_{ix} Y_1 C T^2 + R_{iy} X_1 C T^2)} =$$

$$V_{1x} = \frac{922.4 (1.82) (1513.2)}{127426} = 19.94 \text{ Ton.}$$

$$V_{2x} = \frac{922.4 (1.82) (504.4)}{(127426)} = 6.64$$

$$V_{3x} = \frac{922.4 (2.14) (504.4)}{(127426)} = 7.81$$

$$V_{4x} = \frac{922.4 (2.14) (1513.2)}{(127426)} = 23.44 \text{ Ton.}$$

Distribución de la fuerza cortante por sismo sobre los marcos del 2<sup>do</sup>. nivel.

eje	Riy	Xi	Riy Xi	centro de torsión			efectos de Vy		
				XicT	Riy XcT	Riy XcT <sup>2</sup>	directo	torsión	Total
1	88.0	0.0	0.0	19.5	1716.0	33462.0	175.60	67.93	243.53
2	88.0	6.5	572.0	13.0	1144.0	14872.0	175.60	45.29	220.89
3	88.0	13.0	1144.0	6.5	572.0	3718.0	175.60	22.64	198.24
4	88.0	19.5	1716.0	0.0	0.0	0.0	175.60	0.0	175.60
5	88.0	26.0	2288.0	-6.5	-572.0	3718.0	175.60	-17.61	158.0
6	88.0	32.5	2860.0	-13.0	-1144.0	14872.0	175.60	-35.22	140.38
7	88.0	39.0	3432.0	-19.5	-1716.0	33462.0	175.60	-52.84	122.76
$\Sigma 616.0$			$\Sigma 12012.0$		$\Sigma 0.0$	$\Sigma 104104.0$			

eje	Rix	Yi	Rix Yi	centro de torsión			efectos de Vx		
				YicT	Rix YcT	Rix YcT <sup>2</sup>	directo	torsión	Total
A	168.5	19.5	3285.75	9.75	1642.87	16018.03	307.25	-26.01	281.24
B	168.5	13.0	2190.50	3.25	547.62	1779.78	307.25	-8.67	298.58
C	168.5	6.5	1095.25	-3.25	-547.62	1779.78	307.25	10.45	317.70
D	168.5	0.0	0.0	-9.75	-1642.87	16018.03	307.25	31.36	338.61
$\Sigma 674.0$			$\Sigma 6571.5$		$\Sigma 0.0$	$\Sigma 35595.62$			

2<sup>do</sup>. nivel.

$$\bar{X}_T = \frac{12012.0}{616.0} = 19.5 \text{ m.}$$

$$\bar{Y}_T = \frac{6571.5}{674.0} = 9.75 \text{ m.}$$

$$e_{\text{calc.}} = 19.5 - 19.1 = 0.40 \text{ m.}$$

$$e_{\text{calc.}} = 9.75 - 9.6 = 0.15 \text{ m.}$$

Excentricidades de diseño.

$$e_{\text{máx.}} = 1.5e_{\text{calc.}} + 0.1L = 1.5(0.4) + 0.1(39) = 4.5 \text{ m.}$$

$$e_{\text{máx.}} = 1.5e_{\text{calc.}} + 0.1L = 1.5(0.15) + 0.1(19.5) = 2.17 \text{ m.}$$

$$e_{\text{mín.}} = 0.4 - 3.9 = -3.5 \text{ m.}$$

$$e_{\text{mín.}} = 0.15 - 1.95 = -1.80 \text{ m.}$$

cálculo del cortante directo.

$$V_{iy} = \frac{R_{iy} V_y}{\sum R_{iy}}$$

$$V_{iy} = \frac{88 (1229)}{616} = 175.6 \text{ Ton.}$$

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

$$V_{ix} = \frac{168.5 (1229)}{674} = 307.25 \text{ Ton.}$$

distribución del cortante por torsión.

$$V_{iy} = \frac{V_y (E_{\text{máx.}}) R_{iy} X_{CT}}{\sum (R_{ix} Y_{CT}^2 + R_{iy} X_{CT}^2)}$$

$$V_{iy} = \frac{1229(4.5)(1716)}{104104+35595.62} = 67.93 \text{ Ton.}$$

$$V_{ey} = \frac{1229(4.5)(1144)}{139699.62} = 45.29$$

$$V_{sy} = \frac{1229(4.5)(572)}{139699.62} = 22.64$$

$$V_{ay} = \frac{1229(3.5)(0.0)}{139699.62} = 0.0$$

$$V_{by} = \frac{1229(3.5)(572)}{139699.62} = 17.61$$

$$V_{oy} = \frac{1229(3.5)(1144)}{139699.62} = 35.22$$

$$V_{ry} = \frac{1229(3.5)(1716)}{139699.62} = 52.84 \text{ Ton.}$$

$$V_{ix} = \frac{V_x (E_{\text{máx.}}) R_{ix} Y_{CT}}{\sum (R_{ix} Y_{CT}^2 + R_{iy} X_{CT}^2)}$$

$$V_{ix} = \frac{1229(1.8)(1642.87)}{104104+35595.62} = 26.01 \text{ Ton.}$$

$$V_{bx} = \frac{1229(1.8)(547.62)}{139699.62} = 8.67$$

$$V_{cx} = \frac{1229(2.17)(547.62)}{139699.62} = 10.45$$

$$V_{dx} = \frac{1229(2.17)(1642.87)}{139699.62} = 31.36$$

Distribución de la fuerza cortante por sismo sobre los marcos del 1<sup>er</sup>. nivel.

eje	R <sub>iy</sub>	X <sub>i</sub>	R <sub>iy</sub> X <sub>i</sub>	centro de torsión			efectos de W		
				X <sub>icT</sub>	R <sub>iy</sub> X <sub>icT</sub>	R <sub>iy</sub> X <sub>icT</sub> <sup>2</sup>	directo	torsión	Total
1	154.5	0.0	0.0	19.5	3012.75	58748.62	197.47	77.63	275.10
2	154.5	6.5	1004.25	13.0	2008.50	26110.50	197.47	51.76	249.23
3	154.5	13.0	2008.50	6.5	1004.25	6527.62	197.47	25.88	223.35
4	154.5	19.5	3012.75	0.0	0.0	0.0	197.47	0.0	197.47
5	154.5	26.0	4017.0	-6.5	-1004.25	6527.62	197.47	-19.82	177.65
6	154.5	32.5	5021.25	-13.0	-2008.50	26110.50	197.47	-39.76	157.71
7	154.5	39.0	6025.50	-19.5	-3012.75	58748.62	197.47	-59.64	137.83
	<b>Σ1081.5</b>		<b>Σ21089.25</b>		<b>Σ0.0</b>	<b>Σ182773.50</b>			

eje	R <sub>ix</sub>	Y <sub>i</sub>	R <sub>ix</sub> Y <sub>i</sub>	centro de torsión			efectos de V <sub>x</sub>		
				Y <sub>icT</sub>	R <sub>ix</sub> Y <sub>icT</sub>	R <sub>ix</sub> Y <sub>icT</sub> <sup>2</sup>	directo	torsión	Total
A	287.0	19.5	5596.5	9.75	2798.25	27282.94	345.60	-28.50	317.10
B	287.0	13.0	3731.0	3.25	932.75	3031.44	345.60	-9.50	336.10
C	287.0	6.5	1865.5	-3.25	-932.75	3031.44	345.60	11.62	357.22
D	287.0	0.0	0.0	-9.75	-2798.25	27282.94	345.60	34.86	380.46
	<b>Σ1148.0</b>		<b>Σ11193.0</b>		<b>Σ0.0</b>	<b>Σ60228.75</b>			

1<sup>er</sup>. nivel

$$\bar{X}_{cT} = \frac{21089.25}{1081.5} = 19.5 \text{ m}$$

$$\bar{Y}_{cT} = \frac{11193.0}{1148.0} = 9.75 \text{ m}$$

$$e_{\text{calc.}} = 19.5 - 19.08 = 0.42 \text{ m}$$

$$e_{\text{calc.}} = 9.75 - 9.59 = 0.16 \text{ m}$$

Ecentricidades de diseño

$$e_{\text{máx.}} = 1.5 e_{\text{calc.}} + 0.1 L = 1.5 (0.42) + 0.1 (39) = 4.53 \text{ m}$$

$$e_{\text{máx.}} = 1.5 e_{\text{calc.}} + 0.1 L = 1.5 (0.16) + 0.1 (19.5) = 2.19 \text{ m}$$

$$e_{\text{mín}} = e_{\text{calc.}} - 0.1L = 0.42 - 0.1(39) = -3.48 \text{ m}$$

$$e_{\text{mín}} = e_{\text{calc.}} - 0.1L = 0.16 - 0.1(19.5) = -1.79 \text{ m}$$

cálculo del cortante directo.

$$V_{iy} = \frac{R_{iy} V_y}{\sum R_{iy}}$$

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

$$V_{iy} = \frac{154.5 (1382.3)}{1081.5} = 197.47 \text{ Ton.}$$

$$V_{ix} = \frac{287(1382.3)}{1148.0} = 345.6 \text{ Ton.}$$

Distribución del cortante por torsión.

$$V_{iy} = \frac{V_y (e_{\text{máx.}}) R_{iy} X_c T}{\sum (R_{ix} Y_c T^2 + R_{iy} X_c T^2)}$$

$$V_{ix} = \frac{V_x (e_{\text{máx.}}) R_{ix} Y_c T}{\sum (R_{ix} Y_c T^2 + R_{iy} X_c T^2)}$$

$$V_{iy} = \frac{1382.3(4.53)(3012.75)}{(182773.5+60228.75)} = 77.63 \text{ Ton.}$$

$$V_{ix} = \frac{1382.3(1.79)(2798.25)}{(182773.5+60228.75)} = 28.50$$

$$V_{zy} = \frac{1382.3(4.53)(2008.5)}{(243002.25)} = 51.76$$

$$V_{zx} = \frac{1382.3(1.79)(932.75)}{(243002.25)} = 9.5 \text{ Ton.}$$

$$V_{3y} = \frac{1382.3(4.53)(1004.25)}{(243002.25)} = 25.88$$

$$V_{3x} = \frac{1382.3(2.19)(932.75)}{(243002.25)} = 11.62$$

$$V_{4y} = \frac{1382.3(3.48)(0.0)}{(243002.25)} = 0.0$$

$$V_{4x} = \frac{1382.3(2.19)(2798.25)}{(243002.25)} = 34.86$$

$$V_{5y} = \frac{1382.3(3.48)(1004.25)}{(243002.25)} = 19.82$$

$$V_{6y} = \frac{1382.3(3.48)(2008.5)}{(243002.25)} = 39.76$$

$$V_{7y} = \frac{1382.3(3.48)(3012.75)}{(243002.25)} = 59.64 \text{ Ton.}$$

a).- Resumen de fuerzas sísmicas sobre marcos obtenidas por el método de análisis sísmico estático.

MARCOS EJES NUMEROS

nivel	entrepiso	1		2		3		4	
		fuerza	cortante	fuerza	cortante	fuerza	cortante	fuerza	cortante
4		88.36		80.93		73.49		66.06	
	4		68.36		80.93		73.49		66.06
3		92.87		83.81		74.77		65.71	
	3		181.23		164.74		148.26		131.77
2		62.30		56.15		49.98		43.83	
	2		243.53		220.89		196.24		175.60
1		31.57		28.34		25.11		21.87	
	1		275.10		249.23		223.35		197.47

nivel	entrepiso	5		6		7	
		fuerza	cortante	fuerza	cortante	fuerza	cortante
4		58.76		51.46		44.15	
	4		58.76		51.46		44.15
3		59.53		53.36		47.19	
	3		118.29		104.82		91.34
2		39.71		35.56		31.42	
	2		158.00		140.38		122.76
1		19.65		17.33		15.07	
	1		177.65		157.71		137.83

## MARCOS EJES LETRAS

nivel	entrepiso	A		B		C		D	
		fuerza	cortante	fuerza	cortante	fuerza	cortante	fuerza	cortante
4		105.22		112.14		119.33		126.80	
	4		105.22		112.14		119.33		126.80
3		105.44		111.82		119.08		127.24	
	3		210.66		223.96		238.41		254.04
2		70.58		74.62		79.29		84.57	
	2		281.24		298.58		317.70		338.61
1		35.86		37.52		39.52		41.85	
	1		317.10		336.10		357.22		380.46

Con estos valores podremos analizar cada uno de los marcos por sismo, obteniendo así los desplazamientos de la estructura, estos habrá que multiplicarlos por el factor de comportamiento sísmico  $Q$ , obtendremos también los elementos mecánicos. Sin embargo el análisis lo realizaremos con los valores que nos de más adelante el análisis sísmico dinámico ya que nos los dará más precisos.

## IV.- ANALISIS SISMICO DINAMICO.

## IV.1.- GENERALIDADES.

El artículo 203 del Reglamento hace referencia a los métodos de análisis por sismo que pueden utilizarse según sean las características de la estructura de que se trate, estos métodos se describen en las normas técnicas complementarias, aceptando como métodos de análisis dinámicos el análisis modal y el cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos.

Es necesario emplear alguno de estos métodos cuando no se satisfacen las limitaciones que existen para aplicar el método estático, para la estructura que estamos analizando utilizaremos el análisis modal para comparar los resultados entre éste y el método estático.

## IV.2.- ESPECTROS DE DISEÑO.

Es posible que dos estructuras que tengan casi las mismas características, respondan de manera bastante distinta a un sismo. En la práctica este hecho tiene menos importancia de la que se le podría dar a primera vista, gracias a la influencia del amortiguamiento que hace menos bruscas las variaciones de los espectros, a que no se conoce con certeza el período natural, por las incertidumbres que existen en el cálculo de masas y rigideces, y a que las incursiones de la estructura en el intervalo inelástico, así como la interacción suelo-estructura, modifican el período fundamental de vibración.

Por lo expuesto, para fines de diseño se emplean espectros de forma suavizada. Para el Distrito Federal, estos espectros están definidos en la sección 3 de las normas técnicas, y ya que toman en cuenta las incertidumbres en la valuación de períodos, los efectos de temblores de distintos orígenes, la influencia del amortiguamiento y de los distintos tipos de suelo. En la sección 4 se prescribe la manera de tomar en cuenta el comportamiento inelástico, mediante espectros reducidos por ductilidad.

La sección 3 de las normas técnicas estipulan que cuando se aplique el análisis dinámico modal se adopten las siguientes hipótesis para el análisis de la estructura:

La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico,  $a$ , expresada



como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por las expresiones siguientes:

$$a = (1 + 3T/T_a)c/4, \text{ si } T \text{ es menor que } T_a.$$

$$a = c, \text{ si } T \text{ está entre } T_a \text{ y } T_b.$$

$$a = qc, \text{ si } T \text{ excede de } T_b.$$

$$q = (T_b/T)^F$$

T es el período natural de interés; T, T<sub>a</sub> y T<sub>b</sub> están expresados en segundos; c es el coeficiente sísmico, y r un exponente que depende de la zona en que se halla la estructura.

El coeficiente c se obtiene del artículo 206 del Reglamento, salvo que en la parte sombreada de la zona II en la fig. III.4, se tomará c=0.4 para las estructuras del grupo B, y c=0.6 para las del A.

T<sub>a</sub>, T<sub>b</sub> y r se consignan en la tabla siguiente:

ZONA	T <sub>a</sub>	T <sub>b</sub>	r
I	0.2	0.6	1/2
II*	0.3	1.5	2/3
III <sup>+</sup>	0.6	3.9	1

\* no sombreada en la Fig. III.4

<sup>+</sup> y parte sombreada de la zona II en la Fig. III.4

#### IV.3.- REDUCCION DE FUERZAS SISMICAS.

Para efectos de diseño, las fuerzas sísmicas para análisis dinámico modal empleando los métodos que fijan estas normas se podrán reducir dividiendolas entre el factor reductivo  $Q'$ . En el diseño sísmico de estructuras que satisfagan las condiciones de regularidad que fija la sección 6 de las normas técnicas y son las siguientes:

- 1.- Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes.
- 2.- La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
- 3.- La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
- 4.- En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera de la entrante o saliente.
- 5.- En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
- 6.- No tiene aberturas en su sistema de techo o piso cuya dimensión exceda de 20% de la dimensión en planta medida paralelamente en la dirección que se considere de la abertura, las áreas muertas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20% del área de la planta.
- 7.- El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que el del piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70% de dicho peso.
- 8.- Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que la del piso inmediato inferior ni menor que 70% de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.
- 9.- Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por traveses o losas planas.
- 10.- La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 100% a la del entrepiso inmediatamente inferior.
- 11.- En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente,  $e_s$ , excede del 10% de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Q' se calculará como sigue:

$Q' = Q$  si se desconoce T o si este es mayor o igual que  $T_a$ .

$Q' = 1 + (T/T_a)(Q - 1)$ , si T es menor que  $T_a$ .

T se tomará igual al período fundamental de vibración cuando se emplee el método estático e igual al período natural de vibración del modo que se considere cuando se emplee el método de análisis modal, y  $T_a$  es un período característico del espectro de diseño.

En el diseño sísmico de las estructuras que no satisfagan las condiciones de regularidad antes mencionadas, se multiplicará por 0.8 el valor de Q'.

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

Para el análisis modal, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con período mayor o igual a 0.4 seg. pero en ningún caso podrán considerarse menos que los tres primeros modos de traslación en cada dirección de análisis. Puede despreciarse el efecto dinámico torsional de excentricidades estáticas. En tal caso, el efecto de dichas excentricidades y de la excentricidad accidental se calculará como lo especifica el artículo correspondiente al análisis estático.

Las respuestas modales  $S_i$  (donde  $S_i$  puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, etc.), se combinarán para calcular las respuestas totales de acuerdo con la expresión.

$$S = (\sum S_i^2)^{1/2}$$

siempre que los períodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos 10% entre sí. Para las respuestas en modos naturales que no cumplen esta condición se tendrá en cuenta el desplazamiento entre ellos.

#### IV.4.- APLICACION DEL ANALISIS MODAL.

El análisis lo realizaremos con la ayuda de un programa (ADS-82) aplicado a una computadora (HP-1000), los datos que requiere para el proceso de éste son los siguientes:

- Número de niveles = 4.
- Número de marcos planos en dirección X=4.
- Número de marcos planos en dirección Y=7.
- Número de marcos tipo en X=1.
- Número de marcos tipo en Y=1.

El tipo de marcos se refiere a la diferencia de sus rigideces.

- Nombre de cada marco.  
dirección en Y 1,2,3,4,5,6,y 7.  
dirección en X A, B, C,y D.

- Coordenadas de ubicación de cada uno de los marcos.
- Rigidez de cada tipo de marco. Estas rigideces las obtenemos por medio de otro programa (AMP-80) resolviendo estos por el método de rigideces, aplicando una fuerza conocida (en este caso de 100 Ton. por nivel).

La solución nos proporciona unos desplazamientos por nivel. Con la fuerza y los desplazamientos conocidos el programa (ADS-82) calcula las rigideces de los marcos en cada entrepiso.

- Clasificación del terreno, zona III.
- Grupo de la estructura, grupo A.
- Aceleración de la gravedad,  $g=9.81 \text{ m/seg.}^2$
- Factor de comportamiento sísmico,  $Q=3$ , en ambas direcciones.
- Coeficiente sísmico,  $c=0.6$ .
- Parámetros del espectro de respuesta,  $a_s=0.15$ ,  $T_1=0.6$ ,  $T_2=3.9$ ,  $R=1.0$ .
- Fuerzas estáticas.

nivel	fuerza estática
1	153.3
2	306.6
3	460.0
4	462.4

- Masas de cada nivel.

nivel	masa
1	187.7
2	187.7
3	187.7
4	141.5

- Centros de carga de cada nivel.

nivel	X(M).	Y(M).
1	18.88	9.54
2	18.88	9.54
3	18.88	9.54
4	19.47	9.69

- Dimensiones de cada nivel.

nivel	B	H
1	39.00	19.50
2	39.00	19.50
3	39.00	19.50
4	39.00	19.50

Una vez procesados todos estos datos con el programa (ADS-82) obtenemos los resultados siguientes:

## \*\*\* ADS82 \*\*\* ANALISIS DINAMICO SIMPLIFICADO

ANALISIS SISMICO      PROY: TELMEX  
 ARCHIVO EDINO        Q=3.0 c=.60

## Parametros Iniciales:

NNIV NMPX NMPY NMTX NMTY

4    4    7    1    1

Palabras utilizadas 252 de 7000

## Tipo y Localizacion de Marcos Componentes

Num. Dir.	Nombre	Tipo	Coordenada
1 X	Marco D	1	.000000E+00
2 X	Marco C	1	6.50000
3 X	Marco B	1	13.0000
4 X	Marco A	1	19.5000
5 Y	Marco 1	1	.000000E+00
6 Y	Marco 2	1	6.50000
7 Y	Marco 3	1	13.0000
8 Y	Marco 4	1	19.5000
9 Y	Marco 5	1	26.0000
10 Y	Marco 6	1	32.5000
11 Y	Marco 7	1	39.0000

## Propiedades de Marcos Tipo

Tipo Dir.	Niv Fuerza	Desplaz.	Prom.	Rig. Lateral
1 X	1	100.000	.137770E-01	29033.9
1 X	2	100.000	.321090E-01	16364.8
1 X	3	100.000	.457750E-01	14634.9
1 X	4	100.000	.535770E-01	12817.2
1 YX	1	100.000	.255360E-01	15664.2
1 YX	2	100.000	.608280E-01	8500.51
1 YX	3	100.000	.876180E-01	7465.47
1 YX	4	100.000	.103329	6364.96

### Parámetros para Análisis Dinámico Espectral Modal:

Zona 3 Grupo A

Acel. Gravedad= 9.81

Dir. Sisma	Estruct. Tipo	Ductilidad (Q)	Coef. Sísmico	Parámetros del espectro de respuesta			
				A0	T1	T2	$\beta$
X	1	3.006	.599	.150	.600	3.900	1.000
Y	1	3.000	.599	.150	.600	3.900	1.000

### Fuerzas Estáticas, Masas, Propiedades de cada Nivel

Nivel	Fuerza		X(M)	Y(M)	Dimensiones	
	Estático	Masa			B	H
1	153.3	187.7	18.88	9.540	39.00	19.50
2	306.6	187.7	18.88	9.540	39.00	19.50
3	460.0	187.7	18.88	9.540	39.00	19.50
4	462.4	141.5	19.47	9.690	39.00	19.50

### Datos del Modelo (Modif.) resultante:

Rig. Piso	Direccion X		Direccion Y		
	Diag. Ppal.	Subdiagonal			
116136.	967.577	.000000E+00	109649.	901.282	.000000E+00
65459.3	660.693	-348.781	59503.6	595.492	-317.048
58539.5	585.083	-311.911	52258.3	515.841	-278.444
51268.9	362.324	-314.606	44554.7	314.875	-273.405

## \*\*\* ADSB2 \*\*\* ANALISIS DINAMICO SIMPLIFICADO

Solucion al Eigenproblema. Sismo en direccion X

Mode:	1	W (Rad)	T (seg)	F (Hz)
		7.4708	.84103	1.1890
Forma :	.11557E-01	.30211E-01	.45664E-01	.53979E-01
Mode:	2	W (Rad)	T (seg)	F (Hz)
		20.131	.31212	3.2039
Forma :	.30207E-01	.48703E-01	.61099E-02	-.51587E-01
Mode:	3	W (Rad)	T (seg)	F (Hz)
		29.301	.21443	4.6635
Forma :	.38866E-01	.12146E-01	-.51166E-01	.37357E-01
Mode:	4	W (Rad)	T (seg)	F (Hz)
		35.441	.17729	5.6406
Forma :	.52646E-01	-.43543E-01	.24243E-01	-.98284E-02



## \*\*\* ADSB2 \*\*\* ANALISIS DINAMICO SIMPLIFICADO

Rev.8548

Solucion al Eigenproblema. Sismo en direccion Y

Mode:	1	W (Rad)	T (seg)	F (Hz)
		7.1327	.88090	1.1352
Forma :	.11110E-01	.29601E-01	.45638E-01	.54433E-01
Mode:	2	W (Rad)	T (seg)	F (Hz)
		19.056	.32972	3.0329
Forma :	.28777E-01	.48845E-01	.79933E-02	-.52149E-01
Mode:	3	W (Rad)	T (seg)	F (Hz)
		27.680	.22699	4.4055
Forma :	.37152E-01	.15828E-01	-.52008E-01	.36284E-01
Mode:	4	W (Rad)	T (seg)	F (Hz)
		33.871	.16550	5.3908
Forma :	.54739E-01	-.42470E-01	.21833E-01	-.62590E-02

## \*\*\* ADSB2 \*\*\* ANALISIS DINAMICO SIMPLIFICADO

ANALISIS SISMICO PFOY:TELMEX  
 ARCHIVO BDINO Q=3.0 c=.60

## Resultados del Analisis Espectral Modal

## Coeficientes de Participacion Modal:

Mode	X	Y
1	24.847	23.946
2	8.6570	8.6892
3	5.2572	5.3167
4	4.8677	5.2316

## Nivel Coordenadas Centro Rigidez Excentricidad Calculada

	X(C.R.)	Y(C.R.)	ESX	ESY
4	19.500	9.7500	.29999E-01	.59999E-01
3	19.500	9.7500	.62000	.21000
2	19.500	9.7500	.62000	.21000
1	19.500	9.7500	.62000	.21000

Rigidez lateral, Factor  $S(KY \times X^2) + S(KX \times Y^2)$ , Fuerzas

Nivel	Rigidez lateral	Factor	Fuerza	Fuerza Dinamica	
NIVEL	RIGIDEZ LATERAL KX KY	FACTOR	FUERZA Estática	FX	FY
4	.5127E+05 .4455E+05	.1024E+08	462.4	381.7	383.8
3	.5054E+05 .5226E+05	.1192E+08	460.0	389.9	387.2
2	.6546E+05 .5950E+05	.1351E+08	306.6	261.5	257.4
1	.1161E+06 .1696E+06	.2466E+08	153.3	110.3	106.2

Corrantes: 1382.28 1143.43 1134.53

## Desplazamientos laterales generales por Fuerzas Dinámicas.

Nivel	DX	Rel	DY	Rel
4	.4625E-01	.7445E-02	.5100E-01	.6613E-02
3	.3891E-01	.1318E-01	.4238E-01	.1475E-01
2	.2563E-01	.1579E-01	.2763E-01	.1728E-01
1	.9846E-02	.9646E-02	.1035E-01	.1035E-01

## M 1-X Marco D Fuerzas de entrepiso

Nivel	Análisis Estático	FXX (1)	FXTX (1')	FXTY (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
4	115.59	95.437	9.5064	.14053	104.99	1.1001
3	114.99	97.472	11.410	5.5798	110.56	1.1342
2	76.658	65.384	6.7152	1.8080	72.642	1.1110
1	38.330	27.566	2.0940	.54490	29.623	1.0819

## M 2-X Marco C Fuerzas de entrepiso

Nivel	Análisis Estático	FXX (1)	FXTX (1')	FXTY (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
4	115.59	95.437	3.1688	.46845E-01	98.619	1.0334
3	114.99	97.472	3.8032	1.8599	101.83	1.0447
2	76.658	65.384	2.2384	.60268	67.803	1.0370
1	38.330	27.566	.69801	.18163	28.318	1.0273

## M 3-X Marco B Fuerzas de entrepiso

Nivel	Análisis Estático	FXX (1)	FXTX (1')	FXTY (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
4	115.59	95.437	2.9358	-.46845E-01	98.372	1.0308
3	114.99	97.472	2.4202	-1.8599	99.892	1.0249
2	76.658	65.384	1.7196	-.60268	67.103	1.0263
1	38.330	27.566	.53619	-.18163	28.102	1.0195

M 4-X Marco A		Fuerzas de entrepiso				
Nivel	Analisis Estatico	FXX (1)	FXTX (1')	FXTY (2)	Fuerza Diseno	Fact. Amplif
4	115.59	95.437	8.8074	-1.14053	104.24	1.0923
3	114.99	97.472	7.2605	-5.5798	104.73	1.0745
2	76.658	65.384	5.1587	-1.8080	70.543	1.0789
1	38.330	27.566	1.6086	-5.4490	29.174	1.0584

M 1-Y Marco 1		Fuerzas de entrepiso				
Nivel	Analisis Estatico	FYY (1)	FITY (1')	FITYX (2)	Fuerza Diseno	Fact. Amplif
4	66.054	54.824	18.355	.27769	73.263	1.3363
3	65.707	55.313	27.110	1.7007	62.933	1.4993
2	43.804	36.773	15.463	.68297	52.441	1.4261
1	21.903	15.165	6.9354	.31237	22.194	1.4635

M 2-Y Marco 2		Fuerzas de entrepiso				
Nivel	Analisis Estatico	FYY (1)	FITY (1')	FITYX (2)	Fuerza Diseno	Fact. Amplif
4	66.054	54.824	12.237	.18513	67.116	1.2242
3	65.707	55.313	18.073	1.1338	73.727	1.3329
2	43.804	36.773	10.309	.45532	47.218	1.2841
1	21.903	15.165	4.6236	.26825	19.851	1.3090

M 3-Y Marco 3		Fuerzas de entrepiso				
Nivel	Analisis Estatico	FYY (1)	FITY (1')	FITYX (2)	Fuerza Diseno	Fact. Amplif
4	66.054	54.824	6.1184	.92564E-01	60.970	1.1121
3	65.707	55.313	9.9366	.00071	61.520	1.1664
2	43.804	36.773	5.1545	.22766	41.995	1.1420
1	21.903	15.165	2.3118	.10412	17.568	1.1545

## M 4-Y Marco 4 Fuerzas de entrepiso

Nivel	Analisis Estatico	FYY (1)	FYTY (1')	FYTX (2)	Fuerza Diseno	Fact. Amplif
4	66.054	54.824	.00000E+00	.00000E+00	54.824	1.0000
3	65.707	55.313	.00600E+00	.00000E+00	55.313	1.0000
2	43.804	36.773	.11919E-04	.52064E-06	36.773	1.0000
1	21.903	15.165	-.11919E-04	-.52064E-06	15.165	1.0000

## M 5-Y Marco 5 Fuerzas de entrepiso

Nivel	Analisis Estatico	FYY (1)	FYTY (1')	FYTX (2)	Fuerza Diseno	Fact. Amplif
4	66.054	54.824	6.0021	-.92564E-01	60.826	1.1095
3	65.707	55.313	4.2895	-.56691	59.603	1.0775
2	43.804	36.773	3.5003	-.22766	40.273	1.0952
1	21.903	15.165	1.5700	-.10412	16.735	1.1035

## M 6-Y Marco 6 Fuerzas de entrepiso

Nivel	Analisis Estatico	FYY (1)	FYTY (1')	FYTX (2)	Fuerza Diseno	Fact. Amplif
4	66.054	54.824	12.004	-.18513	66.828	1.2190
3	65.707	55.313	8.5790	-1.1338	63.892	1.1551
2	43.804	36.773	7.0096	-.45531	43.773	1.1904
1	21.903	15.165	3.1377	-.26825	18.305	1.2070

## M 7-Y Marco 7 Fuerzas de entrepiso

Nivel	Analisis Estatico	FYY (1)	FYTY (1')	FYTX (2)	Fuerza Diseno	Fact. Amplif
4	66.054	54.824	18.006	-.27769	72.830	1.3284
3	65.707	55.313	12.669	-1.7007	68.182	1.2326
2	43.804	36.773	10.501	-.68297	47.274	1.2856
1	21.903	15.165	4.2699	-.31237	17.675	1.3106

#### IV.5.- ANALISIS DE LOS MARCOS.

Una vez calculadas las cargas por sismo que actúan sobre cada marco se procede a realizar el análisis de cada uno de estos. En este caso utilizaremos un programa de análisis de marcos planos (AMP-80) que calcula los elementos mecánicos por medio de el método de rigideces, el programa es procesado en una máquina computadora (HP-1000) a la cual hay que suministrarle los datos siguientes:

- Fecha.- Fecha del día, mes y año en que se realiza el procesamiento de datos.
- Proyecto.- Nombre del proyecto que se está realizando.
- Cliente.- Nombre del cliente o compañía a la que pertenece el proyecto.
- Obra.- Nombre del marco que se está calculando.
- Archivo.- Clave del marco para identificación en la máquina computadora.

##### Parámetros del marco.

- N NUD.- Número de nudos de el marco.
- N MAT.- Número de materiales de la estructura del marco.  
En este caso utilizamos concreto.
- N SEC.- Número de secciones transversales de los elementos que componen la estructura.
- N LON.- Número de longitudes de los mismos elementos.
- N ROT.- Número de rotaciones de los mismos elementos.
- N ETD.- Número de elementos tipo distintos, estos tipos son distintos si al menos una de las siguientes características son distintas, material, sección, longitud, rotación, condición frontera.  
La condición frontera se refiere al tipo de apoyo del elemento en cuestión.
- N ELE.- Número de elementos que componen la estructura.
- N CCC.- Número de cargas concentradas.
- N CNC.- Número de combinaciones de carga.
- N NUC.- Número de nudos cargados.
- N CGR.- Número de cargas de grupo.
- N CTI.- Número de cargas tipo.

- N ELC.- Número de elementos cargados.
- N GLR.- Número de grados de libertad.

Datos nodales.- Número del nodo, coordenadas del nodo, y condiciones de apoyo.

Materiales.- Módulo elástico del material y coeficiente de Poisson.

Sección.- Área transversal, área cortante y momento de inercia.

Longitud.- Longitud de los elementos tomados a ejes.

Rotación.- Angulo que forman los elementos con la horizontal, tomado en sentido contrario a las manecillas del reloj.

Elementos tipo.- Los elementos tipo que existen, debido a su material, sección, longitud, rotación y condición frontera.

Datos de elementos.- Número del elemento, tipo de elemento y número de nudos que tiene en sus extremos.

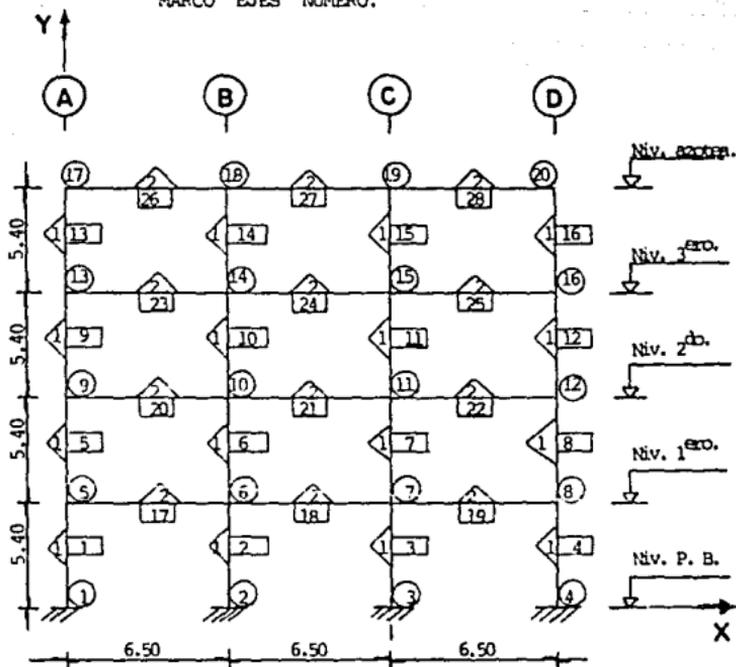
Cargas de grupo en dirección X .- Número de condición de carga, valor de la carga en cada nivel, número de nudos que la resisten y su número correspondiente de cada uno de ellos.

Definición de cargas tipo.- Número de carga, valor de la carga, posición y ángulo de inclinación de la misma.

Cargas en elementos.- Número del elemento cargado, condición de carga y tipo de carga.

Para poder hacer los datos anteriores un poco más objetivos se realizan las siguientes figuras.

## MARCO EJES NUMERO.

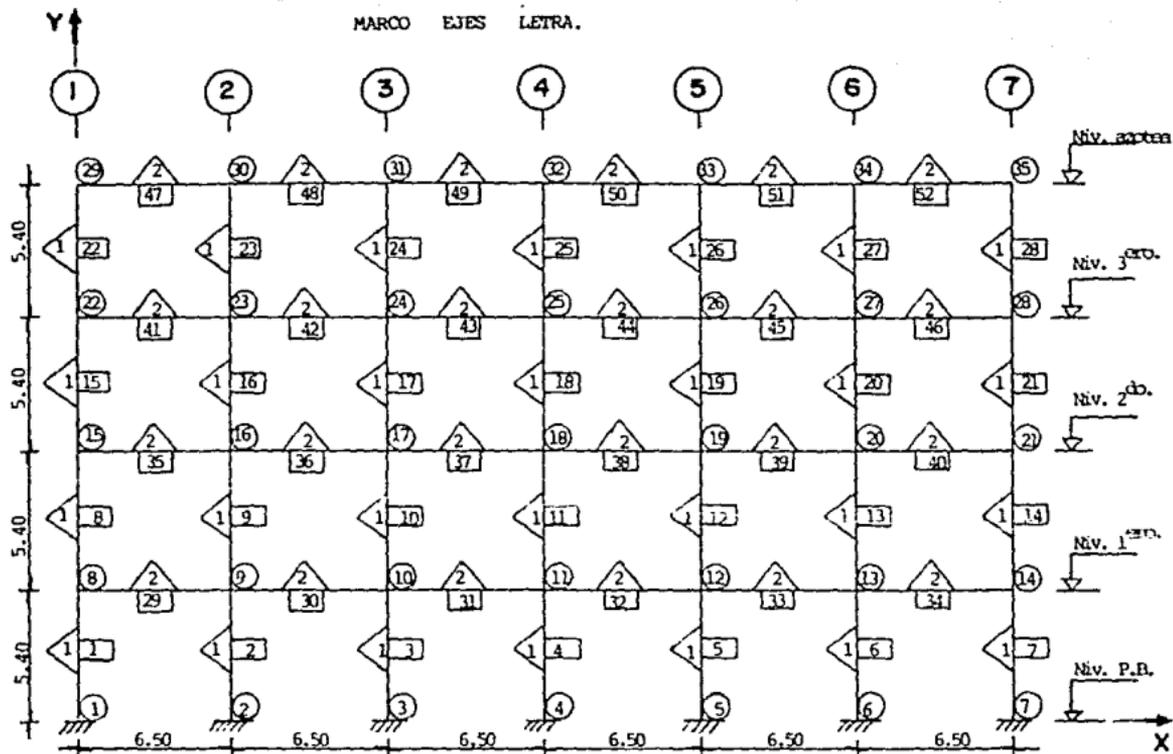


○.- Número de nudo.

▭.-Número de elemento.

△.-Tipo de elemento.





- .- Número de rubo.
- .- Número de elemento.
- △.- Tipo de elemento.

Ya ingresados estos datos, para cada marco, se realiza el procesamiento obteniendo los siguientes resultados.

## \* \* AMP 80 \* \* Análisis Lineal de Marcos Planos

Fecha : 25ABR89  
 Proyecto: Ctl. O. Mundial  
 Cliente : TELMEX  
 O b r a : MARCO EJE 1

Archivo: S1EL1

## Parámetros del Marco:

NNUD NHAT HSEC NLON NROT NETD NELE NCCC NCMC NNUC NCGR NCTI NELC  
 20 1 2 2 2 2 28 2 0 0 4 2 12

NCLR  
 0

## Banderas:

SDT NCN PKE PKS PFD NPD NPM PCM  
 0 0 0 0 0 0 0 0

## Datos Nodales:

Nodo #	C o o r d e n a d a s		Ecuaciones		
	X	Y	Dx	Dy	Gz
1	0.000	0.000	0	0	0
2	6.500	0.000	0	0	0
3	13.000	0.000	0	0	0
4	19.500	0.000	0	0	0
5	0.000	5.400	1	2	3
6	6.500	5.400	4	5	6
7	13.000	5.400	7	8	9
8	19.500	5.400	10	11	12
9	0.000	10.800	13	14	15
10	6.500	10.800	16	17	18
11	13.000	10.800	19	20	21
12	19.500	10.800	22	23	24
13	0.000	16.200	25	26	27
14	6.500	16.200	28	29	30
15	13.000	16.200	31	32	33
16	19.500	16.200	34	35	36
17	0.000	21.600	37	38	39
18	6.500	21.600	40	41	42
19	13.000	21.600	43	44	45
20	19.500	21.600	46	47	48

## Datos p/def. Elementos Tipo:

Material #	Modulo Elástico	Coef. Poisson
------------	-----------------	---------------

1 2213594.50 .1600

Seccion #	Tipo #	Area Transv.	Area Cortante	Momento Inercia
1	1	.810000	.675000	.05467499
2	1	.360000	.300000	.02429999

Longitud #	L
1	5.400
2	6.500

Rotacion #	Theta
1	90.000
2	0.000

## Elementos Tipo:

Tipo	Mat	Sec	Lon	Rot	Cfr	A	B	C
1	1	1	1	1	0	.3320E+06	8551.	.2309E+05
2	1	2	2	2	0	.1226E+06	2229.	7245.

## Datos de elementos:

D  
.8475E+0.5  
.3182E+0.5

Elem #	Elem Tipo	Extremo A	Extremo B	Pseudo Banda.					
1	1	1	5	5	12	1	12	16	5
5	1	5	9	5	16	1	16	20	5
9	1	9	13	5	17	2	5	6	2
13	1	13	17	5	20	2	9	10	2
2	1	2	6	5	23	2	13	14	2
6	1	6	10	5	25	2	17	18	2
10	1	10	14	5	18	2	6	7	2
14	1	14	18	5	21	2	10	11	2
3	1	3	7	5	24	2	14	15	2
7	1	7	11	5	27	2	18	19	2
11	1	11	15	5	19	2	7	8	2
15	1	15	19	5	22	2	11	12	2
4	1	4	8	5	25	2	15	16	2
8	1	8	12	5	28	2	19	20	2

## Cargas de Grupo en direccion X. Condicion de carga 1

Valor	#	N1	N2	N3	....
73.2630	4	17	18	19	20
82.9330	4	13	14	15	16
52.4410	4	9	10	11	12
22.1940	4	5	6	7	8

## Definicion de Cargas Tipo

Carga #	W o P	Posicion	Alfa
1	3.450	0.0000	0.000
2	1.710	0.0000	0.000

## Cargas en Elementes

Elen	Cc	Tc
17	2	1
18	2	1
19	2	1
20	2	1
21	2	1
22	2	1
23	2	1
24	2	1
25	2	1
26	2	2
27	2	2
28	2	2

## Tamanos de los arreglos usados:

ID	DP	DD	DE	IG	CA	CF	
60	48	49	112	0	36	2	
KT	CN	PH	PS	LO	RO	FD	CT
12	40	2	6	2	2	96	6
HC	UP	KE	KS	DN	DM	EM	EC
0	0	21	555	6	3	12	6
IRPI	FS	FI	% ut. M				
15360	1608	474	11.10				

\* \* AMP80 \* \*

## Análisis Lineal de Marcos Planos

Fecha : 25ABR89  
 Proyecto: Ctl. O. Mundial  
 Cliente : TELMEX  
 O b r a : MARCO EJE 1

Archivo: STEL1

## Desplazamientos Nodales. (Coord. Globales)

Nodo	Cc/Cm	Dx	Dy	Gx
1	1	0.000000	0.000000	0.000000
1	2	0.000000	0.000000	0.000000
2	1	0.000000	0.000000	0.000000
2	2	0.000000	0.000000	0.000000
3	1	0.000000	0.000000	0.000000
3	2	0.000000	0.000000	0.000000
4	1	0.000000	0.000000	0.000000
4	2	0.000000	0.000000	0.000000
5	1	.015651	.000423	-.003625
5	2	-.000011	-.000119	-.000055
6	1	.015700	-.000020	-.002987
6	2	-.000004	-.000235	.000001
7	1	.015700	.000020	-.002987
7	2	.000004	-.000235	-.000001
8	1	.015651	-.000423	-.003625
8	2	.000011	-.000119	.000055
9	1	.039691	.000704	-.003609
9	2	-.000001	-.000204	-.000047
10	1	.039666	-.000030	-.003040
10	2	-.000001	-.000403	-.000003
11	1	.039666	.000030	-.003040
11	2	.000001	-.000403	.000003
12	1	.039691	-.000704	-.003609
12	2	.000001	-.000204	.000047
13	1	.059466	.000845	-.002484
13	2	.000001	-.000255	-.000052

14	1	.059444	-.000032	-.002134
14	2	.000000	-.000503	-.000004
15	1	.059444	.000032	-.002134
15	2	-.000000	-.000503	.000004
16	1	.059466	-.000845	-.002484
16	2	-.000001	-.000255	.000052
17	1	.071107	.000091	-.001378
17	2	.000028	-.000273	-.000055
18	1	.071043	-.000033	-.001025
18	2	.000010	-.000536	-.000009
19	1	.071043	.000033	-.001025
19	2	-.000010	-.000536	.000009
20	1	.071107	-.000891	-.001378
20	2	-.000028	-.000273	.000055

## \*\*AMP80\*\* Análisis Lineal de Marcos Planos

Fecha : 25ABR89 Archivo: STEL1  
 Proyecto : Ctl. O. Mundial  
 Cliente : TELMEX  
 Obra : MARCO EJE 1

## Elementos Mecánicos

(Fuerzas Internas) en Coord. Locales.

Elemento	Fax	Fay	Haz	Fbx	Fby	Hbz
11	140.314	50.126	216.592	140.314	-50.126	54.086
12	39.416	-1.368	-2.458	-39.416	1.368	-4.930
21	6.691	65.291	243.225	-6.691	-65.291	109.346
22	78.169	-.018	-.062	-78.169	.018	-.034
31	-6.691	65.291	243.225	6.691	-65.291	109.346
32	78.168	.018	.062	-78.168	-.018	.034
41	140.314	50.126	216.593	-140.314	-50.126	54.086
42	39.416	1.368	2.458	-39.416	-1.368	4.929
51	-93.394	38.539	103.690	93.394	-38.539	104.419
52	28.339	-2.275	-6.318	-28.339	2.275	-5.969
61	3.141	65.781	178.812	-3.141	-65.781	176.405
62	55.609	-.031	.001	-55.609	.031	-.169
71	-3.141	65.781	178.812	3.141	-65.781	176.405
72	55.609	.031	-.001	-55.609	-.031	.169
81	93.394	38.539	103.690	-93.394	-38.539	104.419
82	28.339	2.275	6.318	-28.339	-2.275	5.969
91	-46.851	28.436	51.552	46.851	-28.436	102.003
92	17.049	-2.285	-6.064	-17.049	2.285	-6.277
101	.788	49.664	113.772	-.788	-49.664	154.412
102	33.261	-.149	-.395	-33.261	.149	-.410
111	-.788	49.664	113.772	.788	-49.664	154.412
112	33.261	.149	.395	-33.261	-.149	.410
121	46.851	28.436	51.552	-46.851	-28.436	102.003
122	17.049	2.285	6.064	-17.049	-2.285	6.277
131	-15.352	10.385	3.266	15.352	-10.385	52.815
132	5.637	-2.225	-5.954	-5.637	2.225	-6.063

14 1	.351	26.249	46.021	-.351	-26.249	95.721
14 2	10.986	-.199	-.419	-10.986	.199	-.654
15 1	-.351	26.249	46.021	.351	-26.249	95.721
15 2	10.986	.199	.419	-10.986	-.199	.654
16 1	15.352	10.385	3.265	-15.352	-10.385	52.815
16 2	5.687	2.225	5.954	-5.687	-2.225	6.063
17 1	-6.039	-46.920	-157.776	6.039	46.920	-147.206
17 2	-.907	11.078	11.248	.907	<u>11.347</u>	-12.123
18 1	0.000	-43.370	-140.952	0.000	43.370	-140.952
18 2	-.921	11.213	12.157	.921	11.212	-12.157
19 1	6.038	-46.920	-147.206	-6.038	46.920	-157.776
19 2	-.907	11.347	12.124	.907	11.078	-11.248
20 1	3.007	-46.543	-155.971	-3.007	46.543	-146.559
20 2	-.010	<u>11.290</u>	12.033	.010	<u>11.135</u>	-11.530
21 1	-.001	-44.190	-143.617	.001	44.190	-143.617
21 2	-.128	11.213	12.094	.128	11.212	-12.094
22 1	-3.007	-46.543	-146.559	3.007	46.543	-155.971
22 2	-.010	11.135	11.530	.010	11.290	-12.033
23 1	2.682	-31.500	-105.268	-2.682	31.500	-99.479
23 2	.060	11.362	12.231	-.060	11.063	-11.259
24 1	0.000	-31.063	-100.954	0.000	31.063	-100.954
24 2	.010	11.213	12.069	-.010	11.212	-12.069
25 1	-2.683	-31.500	-99.479	2.683	31.500	-105.268
25 2	.060	11.063	11.259	-.060	11.362	-12.231
26 1	7.930	-15.352	-52.815	-7.930	15.352	-46.970
26 2	2.225	<u>5.687</u>	6.063	-2.225	<u>5.428</u>	-5.221
27 1	0.000	-15.000	-48.751	0.000	15.000	-48.751
27 2	2.424	5.557	5.876	-2.424	5.557	-5.876
28 1	-7.932	-15.352	-46.970	7.932	15.352	-52.815
28 2	2.225	5.428	5.221	-2.225	5.687	-6.063

/MP80 : Pin solution limit.



\*\*AMP80\*\*

## Análisis Lineal de Marcos Planos

Fecha : 25ABR89

Archivo: STEL2

Proyecto: Ctl. O. Mundial

Cliente : TELMEX

O b r a : MARCO EJE 2

## Parámetros del Marco:

NNUD	NMAT	NSEC	NLON	NROT	NEID	NELE	NCCC	NLMC	NNUC	NCCR	NCTI	NELC
20	1	2	2	2	2	28	2	0	0	4	3	12

NGLR  
0

## Banderas:

SDT	NCN	PKE	PKS	PFD	NPD	NPH	PCM
0	0	0	0	0	0	0	0

## Datos Nodales:

Nodo #	C o o r d e n a d a s		Ecuaciones		
	X	Y	Dx	Dy	Gz
1	0.000	0.000	0	0	0
2	6.500	0.000	0	0	0
3	13.000	0.000	0	0	0
4	19.500	0.000	0	0	0
5	0.000	5.400	1	2	3
6	6.500	5.400	4	5	6
7	13.000	5.400	7	8	9
8	19.500	5.400	10	11	12
9	0.000	10.800	13	14	15
10	6.500	10.800	16	17	18
11	13.000	10.800	19	20	21
12	19.500	10.800	22	23	24
13	0.000	16.200	25	26	27
14	6.500	16.200	28	29	30
15	13.000	16.200	31	32	33
16	19.500	16.200	34	35	36
17	0.000	21.600	37	38	39
18	6.500	21.600	40	41	42
19	13.000	21.600	43	44	45
20	19.500	21.600	46	47	48

## Datos p/def. Elementos Tipo:

Material	Modulo	Coef.
1	Elastico	Poisson

Seccion #	Tipo #	Area Transv	Area Cortante	Momento Inercia
1	2213594.50		.1800	
1	1	.810000	.675000	05467499
2	1	.360000	.300000	02429999

Longitud #	L
1	5.400
2	6.500

Rotacion #	Theta
1	90.000
2	0.000

## Elementos Tipo:

Tipo	Mat	Sec	Lon	Rot	Cfr	A	B	C
1	1	1	1	1	0	.3320E+06	8551.	.2309E+05
2	1	2	2	2	0	.1226E+06	2229.	7245.

## Datos de elementos:

Elem #	Elem Tipo	Extremo A	Extremo B	Pseudo Banda.	A	B	C	D
1	1	1	5	5	12	1	12	16
5	1	5	9	5	16	1	16	20
9	1	9	13	5	17	2	5	6
13	1	13	17	5	20	2	9	10
2	1	2	6	5	23	2	13	14
6	1	6	10	5	26	2	17	18
10	1	10	14	5	18	2	6	7
14	1	14	18	5	21	2	10	11
3	1	3	7	5	24	2	14	15
7	1	7	11	5	27	2	18	19
11	1	11	15	5	19	2	7	8
15	1	15	19	5	22	2	11	12
4	1	4	8	5	25	2	15	16
8	1	8	12	5	28	2	19	20

## Cargas de Grupo en direccion X. Condicion de carga 1

Valor	#	N1	N2	N3	....
67.1160	4	17	18	19	20
73.7270	4	13	14	15	16
47.2180	4	9	10	11	12
19.8510	4	5	6	7	8

## Definicion de Cargas Tipo

Carga	#	W o P	Posicion	Alfa
1		4.670	0.0000	0.000
2		4.220	0.0000	0.000
3		2.660	0.0000	0.000

## Cargas en Elementos

Elem	Cc	Tc
17	2	1
18	2	1
19	2	2
20	2	1
21	2	1
22	2	2
23	2	1
24	2	1
25	2	2
26	2	3
27	2	3
28	2	3

## Tamanos de los arreglos usados:

ID	DP	DD	DE	IG	CA	CF	
60	48	49	112	0	36	2	
KT	CN	PM	PS	LO	RO	FD	CT
12	40	2	6	2	2	96	9
HC	VP	KE	KS	DN	DM	EM	EC
0	0	21	555	6	3	12	6
HNPI	FS	FI	Z ut. M				
15350	1614	400	11.14				

\*\*AMP80\*\*

## Análisis Lineal de Marcos Planos

Fecha : 25ABR89  
 Proyecto: Ctl. O. Mundial  
 Cliente : TELMEX  
 O b r a : MARCO EJE 2

Archivo: STEL2

## Desplazamientos Nodales. (Coord. Globales)

Nodo	Cc/Cm	Dx	Dy	Gx
1	1	0.000000	0.000000	0.000000
1	2	0.000000	0.000000	0.000000
2	1	0.000000	0.000000	0.000000
2	2	0.000000	0.000000	0.000000
3	1	0.000000	0.000000	0.000000
3	2	0.000000	0.000000	0.000000
4	1	0.000000	0.000000	0.000000
4	2	0.000000	0.000000	0.000000
5	1	.014101	.000382	-.003267
5	2	-.000014	-.000164	-.000075
6	1	.014146	-.000018	-.002692
6	2	-.000004	-.000325	.000001
7	1	.014146	.000018	-.002692
7	2	.000006	-.000312	.000006
8	1	.014101	-.000382	-.003267
8	2	.000015	-.000151	.000067
9	1	.035775	.000636	-.003255
9	2	.000000	-.000283	-.000064
10	1	.035753	-.000027	-.002743
10	2	.000000	-.000559	-.000004
11	1	.035753	.000027	-.002743
11	2	.000002	-.000537	.000010
12	1	.035775	-.000636	-.003255
12	2	.000002	-.000261	.000059
13	1	.053633	.000764	-.002249
13	2	-.000003	-.000356	-.000060

14	1	.01214	-.000029	-.001932
14	2	.000001	-.000001	-.000005
15	1	.053614	.000029	-.001932
15	2	.000000	-.000075	.000013
16	1	.053633	-.000076	-.002249
16	2	.000003	-.000329	.000061
17	1	.064213	.000006	-.001255
17	2	.000036	-.000082	-.000026
18	1	.064154	-.000030	-.000933
18	2	.000009	-.000075	-.000009
19	1	.064154	.000030	-.000933
19	2	-.000019	-.000027	.000010
20	1	.064213	-.000006	-.001255
20	2	-.000044	-.000355	.000071

## \*\*AMP80\*\* Análisis Lineal de Marcos Planos

Fecha : ZSAB69

Proyecto : Cl. O. Mundial

Archivo: STELR

Cliente : TELMEK

Obra : MARCO EJE 2

## CONDICIONES DE CARGA

1.- C. sismo

2.- C. vertical

## Elementos Mecánicos

(Fuerzas Internas) en Coord. Locales.

	Fax	Fay	Faz	Fbx	Fby	Fbz
11	-126.775	45.145	195.121	126.775	-45.145	48.664
12	54.491	-1.849	-3.315	-54.491	1.849	-6.668
21	6.047	58.812	219.122	-6.047	-58.812	98.462
22	108.011	-0.023	-0.075	-108.011	0.023	-0.051
31	-6.047	58.812	219.122	6.047	-58.812	98.462
32	103.718	0.109	0.377	-103.718	-0.109	0.643
41	126.775	45.145	195.121	-126.775	-45.145	48.664
42	50.070	1.683	3.036	-50.070	-1.683	6.052
51	-84.491	34.737	93.523	84.491	-34.737	94.055
52	39.493	-3.087	-8.569	-39.493	3.087	-8.100
61	2.850	59.295	161.235	-2.850	-59.295	158.957
62	77.459	-0.038	-0.004	-77.459	0.038	-0.200
71	-2.850	59.295	161.235	2.850	-59.295	158.957
72	74.673	0.325	0.792	-74.673	-0.325	0.962
81	84.491	34.737	93.523	-84.491	-34.737	94.054
82	36.525	2.800	7.745	-36.525	-2.800	7.375
91	-42.510	25.624	46.625	42.510	-25.624	91.747
92	24.195	-3.078	-8.232	-24.195	3.078	-8.388
101	0.733	44.798	102.788	-0.733	-44.798	139.122
102	47.229	-0.210	-0.563	-47.229	0.210	-0.614
111	-0.732	44.798	102.788	0.732	-44.798	139.122
112	45.094	0.518	1.318	-45.094	-0.518	1.479
121	42.510	25.625	46.625	-42.510	-25.625	91.740
122	20.709	2.778	7.459	-20.709	-2.778	7.541
131	13.087	9.574	3.575	13.087	-9.574	48.153
132	0.776	-3.036	8.319	-0.776	3.036	-9.153

14 1	1.335	23.987	42.369	-1.335	-23.987	87.159
14 2	17.112	-1.341	-1.552	-17.112	1.341	-1.747
15 1	-1.335	23.987	42.369	1.335	-23.987	87.159
15 2	17.240	1.383	1.098	-17.240	-1.383	1.969
16 1	13.987	9.574	3.575	-13.987	-9.574	48.123
16 2	8.742	3.093	7.686	-8.742	-3.093	9.018
17 1	-5.446	-42.284	-142.187	5.446	42.284	-132.662
17 2	-1.238	14.999	15.258	1.238	15.356	-16.400
18 1	0.000	-39.088	-127.035	0.000	39.088	-127.035
18 2	-1.253	15.195	16.456	1.253	15.160	-16.339
19 1	5.446	-42.284	-132.662	-5.446	42.284	-142.187
19 2	-1.117	13.685	14.904	1.117	13.545	-13.797
20 1	2.694	-41.980	-140.680	-2.694	41.980	-132.192
20 2	1.009	15.298	16.332	-1.009	15.057	-15.551
21 1	0.000	-39.862	-129.553	0.000	39.862	-129.553
21 2	-1.171	15.173	16.314	1.171	15.182	-16.346
22 1	-2.690	-41.980	-132.192	2.690	41.980	-140.680
22 2	1.022	13.597	14.066	-1.022	13.833	-14.034
23 1	2.380	-28.524	-95.323	-2.380	28.524	-90.000
23 2	-1.158	15.419	<u>16.707</u>	1.158	14.936	-15.138
24 1	-1.002	-28.126	-91.411	1.002	28.126	-91.411
24 2	-1.180	15.181	16.304	1.180	15.174	-16.298
25 1	-2.380	-28.523	-90.080	2.380	28.523	-95.323
25 2	-1.315	13.480	13.702	1.315	13.950	-15.227
26 1	7.207	-13.987	-48.123	-7.207	13.987	-42.791
26 2	3.236	8.776	9.153	-3.236	8.514	-8.301
27 1	0.000	-13.651	-44.367	0.000	13.651	-44.367
27 2	3.476	8.598	9.048	-3.476	8.692	-9.356
28 1	-7.205	-13.987	-42.791	7.205	13.987	-48.123
28 2	3.093	8.548	8.387	-3.093	8.742	-9.018

FINES : Fin solución lineal.

\*\*AMP80\*\*

## Análisis Lineal de Marcos Planos

Fecha : 25ABR89  
 Proyecto: Ctl. O. Mundial  
 Cliente : IFLMEX  
 O b r a : MARCO EJE 3

Archivo: STEL3

## Parametros del Marco:

NNUD MIAT NSEC NLON NROT NETD NELE NCCC NCHC NNUC NCGR NCTI NELL  
 20 1 2 2 2 2 28 2 0 0 4 3 12

NGLR  
 0

## Banderas:

SDT NCN PKE PKS PFD NPD NPH PCM  
 0 0 0 0 0 0 0 0

## Datos Nodales:

Nodo #	C o o r d e n a d a s		Ecuaciones		
	X	Y	Dx	Dy	Gz
1	0.000	0.000	0	0	0
2	6.500	0.000	0	0	0
3	13.000	0.000	0	0	0
4	19.500	0.000	0	0	0
5	0.000	5.400	1	2	3
6	6.500	5.400	4	5	6
7	13.000	5.400	7	8	9
8	19.500	5.400	10	11	12
9	0.000	10.800	13	14	15
10	6.500	10.800	16	17	18
11	13.000	10.800	19	20	21
12	19.500	10.800	22	23	24
13	0.000	16.200	25	26	27
14	6.500	16.200	28	29	30
15	13.000	16.200	31	32	33
16	19.500	16.200	34	35	36
17	0.000	21.600	37	38	39
18	6.500	21.600	40	41	42
19	13.000	21.600	43	44	45
20	19.500	21.600	46	47	48

## Datos p/def. Elementos Tipo:

Material #	Modulo Elastico	Coef. Poisson
---------------	--------------------	------------------



1 2213594.50 .1090

Seccion #	Tipo #	Area Transv.	Area Cortante	Momento Inercia
1	1	.810000	.675000	.05467499
2	1	.360000	.300000	.02429999

Ingitud

#	L
1	5.400
2	6.500

Rotacion

#	Theta
1	90.000
2	0.000

Elementos Tipo:

Tipo	Mat	Sec	Lon	Rot	Cfr	A	B	C
1	1	1	1	1	0	.3320E+06	8551.	.2304E+05
2	1	2	2	2	0	.1226E+06	2229.	7245.

Datos de elementos:

Elem #	Elem Tipo	Extremo A	Extremo B	Pseudo Banda.
-----------	--------------	--------------	--------------	------------------

1	1	1	5	5	12	1	12	16	5
5	1	5	9	5	16	1	16	20	5
9	1	9	13	5	17	2	5	6	2
13	1	13	17	5	20	2	9	10	2
2	1	2	6	5	23	2	13	14	2
6	1	6	10	5	25	2	17	18	2
10	1	10	14	5	18	2	6	7	2
14	1	14	18	5	21	2	10	11	2
3	1	3	7	5	24	2	14	15	2
7	1	7	11	5	27	2	18	19	2
11	1	11	15	5	19	2	7	8	2
15	1	15	19	5	22	2	11	18	2
4	1	4	8	5	25	2	15	16	2
8	1	8	12	5	28	2	19	20	2

D  
.8475E+05  
.3182E+05

## Cargas de Grupo en direccion X. Condicion de carga 1

Valor	#	N1	N2	N3	....
60.9700	4	17	18	19	20
64.5200	4	13	14	15	16
41.9900	4	9	10	11	12
17.5100	4	5	6	7	8

## Definicion de Cargas Tipo

Carga #	W o P	Posicion	Alfa
1	3.190	0.0000	0.000
2	4.090	0.0000	0.000
3	2.660	0.0000	0.000

## Cargas en Elementos

Elem	Cc	Tc
17	2	1
18	2	1
19	2	2
20	2	1
21	2	1
22	2	2
23	2	1
24	2	1
25	2	2
26	2	3
27	2	3
28	2	3

## Tamanos de los arreglos usados:

ID	DP	DD	DE	IG	CA	CF	
60	48	49	112	0	36	2	
KT	CN	PH	PS	LO	RO	FD	CT
12	40	2	6	2	2	96	9
HC	VP	KE	KS	DN	DM	EM	EC
0	0	21	555	6	3	12	6
RNPI	FS	FI	Z ut. H				
19360	1514	480	11.14				

\*\*AMP80\*\*

Análisis Lineal de Marcos Planos

Fecha : 25A089  
 Proyecto: Ctl. O. Mundial  
 Cliente : TELHEX  
 O b r a : MARCO EJE 3

Archivo: SIEL3

## Desplazamientos Nodales. (Coord. Globales)

Nodo	Cc/Cm	Dx	Dy	Gx
1	1	0.000000	0.000000	0.000000
1	2	0.000000	0.000000	0.000000
2	1	0.000000	0.000000	0.000000
2	2	0.000000	0.000000	0.000000
3	1	0.000000	0.000000	0.000000
3	2	0.000000	0.000000	0.000000
4	1	0.000000	0.000000	0.000000
4	2	0.000000	0.000000	0.000000
5	1	.012552	.000341	-.002909
5	2	-.000012	-.000120	-.000051
6	1	.012592	-.000016	-.002397
6	2	-.000005	-.000239	.000001
7	1	.012592	.000016	-.002397
7	2	.000002	-.000265	-.000014
8	1	.012552	-.000341	-.002909
8	2	.000010	-.000147	.000066
9	1	.031859	.000569	-.002902
9	2	-.000002	-.000209	-.000045
10	1	.031840	-.000024	-.002445
10	2	-.000003	-.000416	-.000004
11	1	.031840	.000024	-.002445
11	2	-.000002	-.000408	-.000008
12	1	.031859	-.000569	-.002902
12	2	-.000002	-.000254	.000056
13	1	.047090	.000004	-.002014
13	2	-.000006	-.000162	-.000043

14	1	.047783	-.000026	-.001730
14	2	-.000001	-.000530	-.000006
15	1	.047783	.000026	-.001730
15	2	.000004	-.000581	-.000010
16	1	.047800	-.000684	-.002014
16	2	.000006	-.000321	.000057
17	1	.057318	.000722	-.001132
17	2	.000044	-.000293	-.000092
18	1	.057265	-.000027	-.000841
18	2	.000022	-.000583	-.000010
19	1	.057265	.000027	-.000841
19	2	-.000002	-.000633	.000007
20	1	.057318	-.000722	-.001132
20	2	-.000026	-.000347	.000084

## \*\*AMP80\*\* Análisis Lineal de Marcos Planos

Fecha : 25ABR89

Proyecto: Ctl. O. Mundial

Archivo:STEL3

Cliente : TELMEX

Obra : MARCO EJE 3

## CONDICIONES DE CARGA

1.- C. sismo

2.- C. vertical

## Elementos Mecánicos

(Fuerzas Internas) en Coord. Locales.

	Fax	Fay	Max	Fbx	Fby	fbz
11	113.234	40.164	173.646	113.234	-40.164	43.242
12	39.892	-1.282	-2.319	-39.892	1.282	-4.603
21	5.403	52.332	195.014	-5.403	-52.332	87.576
22	79.411	-.032	-.101	-79.411	.032	-.074
31	-5.403	52.332	195.014	5.403	-52.332	87.576
32	87.996	-.299	-.504	-87.996	.299	-1.110
41	113.235	40.164	173.646	-113.235	-40.164	43.242
42	48.735	1.613	2.876	-48.735	-1.613	5.835
51	-75.587	30.934	83.354	75.587	-30.934	83.687
52	29.624	-2.128	-5.879	-29.624	2.128	-5.614
61	2.560	52.807	143.655	-2.560	-52.807	141.505
62	58.613	-.047	-.030	58.613	.047	-.223
71	-2.560	52.807	143.655	2.560	-52.807	141.505
72	64.184	-.527	-1.545	-64.184	.527	-1.301
81	75.587	30.934	83.354	-75.587	-30.934	83.687
82	35.559	2.702	7.528	-35.559	-2.702	7.065
91	-38.170	22.813	41.699	38.170	-22.813	81.492
92	19.149	-2.064	-5.623	-19.149	2.064	-5.522
101	.677	39.933	91.806	-.677	-39.933	123.832
102	37.975	-.221	-.535	-37.975	.221	-.657
111	-.677	39.933	91.806	.677	-39.933	123.832
112	40.645	-.379	-.974	-40.645	.379	-1.073
121	38.170	22.813	41.700	-38.170	-22.813	81.493
122	22.156	2.664	7.169	-22.156	-2.664	7.215
131	-12.622	8.762	3.034	12.622	-8.762	43.431
132	8.592	-2.592	-5.156	8.592	2.592	-1.399

14 1	.320	21.725	38.717	-.320	-21.725	78.596
14 2	17.478	-.175	-.399	-17.478	.175	-.547
15 1	-.320	21.725	38.717	.320	-21.725	78.596
15 2	17.220	-.109	-.693	-17.220	.109	.102
16 1	12.622	8.762	3.884	-12.622	-8.762	43.431
16 2	8.620	2.976	7.423	-8.620	-2.976	8.649
17 1	-4.853	-37.648	-126.596	4.853	37.648	-118.116
17 2	-.846	10.268	10.482	.846	10.467	-11.128
18 1	0.000	-34.605	-113.115	0.000	34.085	-113.115
18 2	-.861	10.332	11.232	.861	10.403	-11.465
19 1	4.854	-37.648	-118.116	-4.854	37.648	-126.596
19 2	-1.089	13.409	14.121	1.089	13.176	-13.563
20 1	2.378	-37.417	-125.387	-2.378	37.417	-117.824
20 2	.065	10.474	11.237	-.065	10.261	-10.542
21 1	0.000	-35.534	-115.487	0.000	35.534	-115.487
21 2	-.110	10.377	11.300	.110	10.358	-11.236
22 1	-2.376	-37.417	-117.824	2.376	37.417	-125.387
22 2	-.039	13.181	13.512	-.039	13.404	-14.233
23 1	2.078	-25.547	-85.377	-2.078	25.547	-80.682
23 2	-.628	10.598	11.678	.628	10.137	-10.103
24 1	0.000	-25.190	-81.868	0.000	25.190	-81.868
24 2	-.582	10.360	11.238	.582	10.375	-11.289
25 1	-2.079	-25.547	-80.682	2.079	25.547	-85.377
25 2	-.313	13.049	13.054	.313	13.536	-14.638
26 1	6.481	-12.622	-43.431	-6.481	12.622	-38.613
26 2	2.692	8.552	8.579	-2.692	8.738	-8.984
27 1	.001	-12.302	-39.983	-.001	12.302	-39.983
27 2	2.067	8.710	9.532	-2.067	8.550	-8.915
28 1	-6.482	-12.622	-38.613	6.482	12.622	-43.431
28 2	2.976	8.678	8.814	-2.976	8.620	-8.649

ME80 : Fin solución lineal

\*\*AMP80\*\*

## Análisis Lineal de Marcos Planos

Fecha :25 ABR 89 Archivo: STELC  
 Proyecto :Ctl. O. Mundial  
 Cliente :TELMEX  
 Obra :MARCO EJE C

## Parámetros del Marco:

NNUD NMAT NSEC NLON NROT NETD NELE NOCC NONG NNUC NOGR NCTI NELC NGLR  
 35 1 2 2 2 2 52 2 0 0 4 15 72 0

## Banderas:

SDT NCN PKE PKS PFD NPD NPM PCM  
 0 0 0 0 0 0 0 0

## Datos Nodales:

Nodo #	C o o r d e n a d a s		Ecuaciones		
	X	Y	Dx	Dy	Gz
1	0.000	0.000	0	0	0
2	6.500	0.000	0	0	0
3	13.000	0.000	0	0	0
4	19.500	0.000	0	0	0
5	26.000	0.000	0	0	0
6	32.500	0.000	0	0	0
7	39.000	0.000	0	0	0
8	0.000	5.400	1	2	3
9	6.500	5.400	4	5	6
10	13.000	5.400	7	8	9
11	19.500	5.400	10	11	12
12	26.000	5.400	13	14	15
13	32.500	5.400	16	17	18
14	39.000	5.400	19	20	21
15	0.000	10.800	22	23	24
16	6.500	10.800	25	26	27
17	13.000	10.800	28	29	30
18	19.500	10.800	31	32	33
19	26.000	10.800	34	35	36
20	32.500	10.800	37	38	39
21	39.000	10.800	40	41	42
22	0.000	16.200	43	44	45
23	6.500	16.200	46	47	48
24	13.000	16.200	49	50	51
25	19.500	16.200	52	53	54
26	26.000	16.200	55	56	57

27	32.500	16.200	58	59	60
28	39.000	16.200	61	62	63
29	0.000	21.600	64	65	66
30	6.500	21.600	67	68	69
31	13.000	21.600	70	71	72
32	19.500	21.600	73	74	75
33	26.000	21.600	76	77	78
34	32.500	21.600	79	80	81
35	39.000	21.600	82	83	84

Datos p/def. Elementos Tipo:

Material #	Modulo Elastico	Coef. Poisson			
#	#	Transv.	Cortante	Inercia	
1	2213594.50	.1800			
1	1	.810000	.675000	.05467499	
2	1	.360000	.300000	.02429999	

Longitud #	L
1	5.400
2	6.500

Rotacion #	Theta
1	90.000
2	0.000

Elementos Tipo:

Tipo	Mat	Sec	Lon	Rot	Cfr	A	B	C
1	1	1	1	1	0	.3320E+06	8551.	.2309E+05
2	1	2	2	2	0	.1226E+06	2229.	7245.

Datos de elementos:

# Elem	Extremo	Pseudo
# Tipo	A B	Banda.
1	1 B	6

D  
.8475E+05  
.3182E+05



8	1	8	15	8
15	1	15	22	8
22	1	22	29	8
2	1	2	9	8
9	1	9	16	8
16	1	16	23	6
23	1	23	30	8
3	1	3	10	8
10	1	10	17	8
17	1	17	24	8
24	1	24	31	8
4	1	4	11	8
11	1	11	18	8
18	1	18	25	8
25	1	25	32	8
5	1	5	12	6
12	1	12	19	8
19	1	19	26	8
26	1	26	33	8
6	1	6	13	8
13	1	13	20	8
20	1	20	27	8
27	1	27	34	8
7	1	7	14	8
14	1	14	21	8
21	1	21	28	8
28	1	28	35	8
29	2	8	9	2
35	2	15	16	2
41	2	22	23	2
47	2	29	30	2
30	2	9	10	2
36	2	16	17	2
42	2	23	24	2
48	2	30	31	2
31	2	10	11	2
37	2	17	18	2
43	2	24	25	2
49	2	31	32	2
32	2	11	12	2
38	2	18	19	2
44	2	25	26	2
50	2	32	33	2
33	2	12	13	2
39	2	19	20	2
45	2	26	27	2
51	2	33	34	2
34	2	13	14	2
40	2	20	21	2
46	2	27	28	2
52	2	34	35	2

## Cargas de Grupo en direccion X. Condicion de carga 1

Valor	#	N1	N2	N3	....				
98.6190	7	29	30	31	32	33	34	35	
101.8300	7	22	23	24	25	26	27	28	
67.8030	7	15	16	17	18	19	20	21	
28.3180	7	8	9	10	11	12	13	14	

## Definicion de Cargas Tipo

Carga #	W o P	Posicion	Alfa
1	2.370	0.0000	0.000
2	3.290	0.0000	0.000
3	3.560	0.0000	0.000
4	1.780	0.0000	0.000
5	1.900	0.0000	0.000
6	19.850	.3330	0.000
7	19.850	.6660	0.000
8	15.160	.3330	0.000
9	15.160	.6660	0.000
10	18.100	.3330	0.000
11	18.100	.6660	0.000
12	13.400	.3330	0.000
13	13.400	.6660	0.000
14	14.700	.3330	0.000
15	14.700	.6660	0.000

## Cargas en Elementos

Elem	Cc	Tc
29	2	1
30	2	2
31	2	3
32	2	3
33	2	2
34	2	4
35	2	1
36	2	2
37	2	3
38	2	3
39	2	2
40	2	4
41	2	1
42	2	2

43	2	3
44	2	3
45	2	2
46	2	4
47	2	5
48	2	5
49	2	5
50	2	5
51	2	5
52	2	5
29	2	6
29	2	7
30	2	8
30	2	9
31	2	10
31	2	11
32	2	10
32	2	11
33	2	8
33	2	9
34	2	12
34	2	13
35	2	6
35	2	7
36	2	8
36	2	9
37	2	10
37	2	11
38	2	10
38	2	11
39	2	8
39	2	9
40	2	12
40	2	13
41	2	6
41	2	7
42	2	8
42	2	9
43	2	10
43	2	11
44	2	10
44	2	11
45	2	8
45	2	9
46	2	12
46	2	13
47	2	14
47	2	15
48	2	14
48	2	15

49	2	14
49	2	15
50	2	14
50	2	15
51	2	14
51	2	15
52	2	14
52	2	15

famans de los arreglos usados:

ID	DP	DD	DE	IG	CA	CF	
105	84	85	208	0	216	2	
KT	CN	PH	PS	LD	RQ	FD	CT
12	70	2	6	2	2	168	45
MC	VP	KE	KS	DN	DK	EM	EC
0	0	21	1545	6	3	12	6
INPI	FS	FI	X ut. M				
15360	4132	1018	28.00				

\*\*AMP80\*\*

## Análisis de Marcos Planos

Fecha : 25 ABR 89  
 Proyecto: Ctl. O. Mundial  
 Cliente : TELMEX  
 O b r a : MARCO EJE C

Archivos: STELC

## Desplazamientos Nodales. (Coord. Globales)

Nodo	Cc/Cm	Dx	Dy	Gx
1	1	0.000000	0.000000	0.000000
1	2	0.000000	0.000000	0.000000
2	1	0.000000	0.000000	0.000000
2	2	0.000000	0.900000	0.000000
3	1	0.000000	0.000000	0.000000
3	2	0.000000	0.000000	0.000000
4	1	0.000000	0.000000	0.000000
4	2	0.000000	0.000000	0.000000
5	1	0.000000	0.000000	0.000000
5	2	0.000000	0.000000	0.000000
6	1	0.000000	0.000000	0.000000
6	2	0.000000	0.000000	0.000000
7	1	0.000000	0.000000	0.000000
7	2	0.000000	0.000000	0.000000
8	1	.010738	.000282	-.002461
8	2	-.000049	-.000311	-.000167
9	1	.010781	-.000014	-.002025
9	2	-.000028	-.000609	.000017
10	1	.010804	-.000000	-.002043
10	2	-.000012	-.000626	-.000022
11	1	.010812	.000000	-.002042
11	2	.000006	-.000662	-.000001
12	1	.010804	.000000	-.002043
12	2	.000024	-.000628	.000019
13	1	.010781	.000014	-.002025
13	2	.000040	-.000533	.000029

14	1	.010738	-0.000282	-0.002461
14	2	.000054	-.000235	.000112
15	1	.026859	.000467	-.002399
15	2	-.000001	-.000540	-.000146
16	1	.023327	-.000001	-.002024
16	2	-0.000001	-0.001005	0.000003
17	1	.026829	-.000001	-.002025
17	2	.000005	-.001089	-.000019
18	1	.026826	.000000	-.002024
18	2	.000012	-.001145	-.000001
19	1	.026829	.000001	-.002025
19	2	.000019	-.001088	.000020
20	1	.026838	.000021	-.002021
20	2	.000024	-.000931	.000034
21	1	.026859	-.000467	-.002399
21	2	.000023	-.000413	.000105
22	1	.039922	.000560	-.001632
22	2	-.000005	-.000685	-.000147
23	1	.039900	-.000023	-.001403
23	2	.000005	-.001342	-.000004
24	1	.039888	-.000001	-.001398
24	2	.000012	-.001383	-.000028
25	1	.039883	.000000	-.001398
25	2	.000012	-.001450	.000001
26	1	.039888	.000001	-.001398
26	2	.000013	-.001381	.000029
27	1	.039900	.000023	-.001403
27	2	.000020	-.001193	.000058
28	1	.039922	-.000560	-.001632
28	2	.000039	-.000532	.000091
29	1	.047546	.000590	-.000901
29	2	.000194	-.000746	-.000270
30	1	.047486	-.000024	-.000671
30	2	.000129	-.001469	-.000028

31	1	.047449	-.000002	-.000662
31	2	.000067	-.001510	-.000004
32	1	.047438	.000000	-.000663
32	2	.000003	-.001575	.000000
33	1	.047449	.000002	-.000662
33	2	.000062	-.001506	.000014

34	1	.047486	.000024	-.000671
34	2	-.000124	-.001321	.000019
35	1	.047546	-.000590	-.000901
35	2	-.000181	-.000593	.000295

Obra : MARCO EJE C  
 Elementos Mecánicos Archivo : STELC  
 (Fuerzas Internas) en Coord. Locales.

Fax	Fay	faz	Fbx	Fby	Mbz
11 -93.504	34.989	149.639	93.504	-34.989	39.304
12 103.152	-4.275	-7.797	-103.152	4.275	-15.287
21\ 4.593	45.432	168.055	-4.593	-45.432	77.276
22 202.121	.154	.033	-202.121	-.154	.798
31 .108	45.216	167.873	-.108	-45.216	76.292
32 208.592	-.618	-1.168	-208.592	.618	-2.170
41 -.000	45.301	168.081	.000	-45.301	76.545
42 219.886	.028	.096	-219.886	-.028	.053
51 -.108	45.216	167.873	.108	-45.216	76.292
52 208.438	.644	1.311	-208.438	-.644	2.167
61 -4.593	45.432	168.055	4.593	-45.432	77.276
62 177.112	1.013	2.084	-177.112	-1.013	3.386
71 93.504	34.989	149.639	-93.504	-34.989	39.304
72 77.894	3.054	5.728	-77.894	-3.054	10.764
81 -61.655	25.634	67.816	61.655	-25.634	70.608
82 75.995	-6.807	-18.861	-75.995	6.807	-17.895
91 2.250	43.874	118.372	-2.250	-43.874	118.547
92 148.294	.702	2.207	-148.294	-.702	1.584
101 .201	43.096	115.958	-.201	-43.096	116.760
102 153.164	-.816	-2.276	-153.164	.016	-2.131
111 .000	43.048	115.835	-.000	-43.048	116.624
112 160.399	.010	.023	-160.399	-.010	.033
121 -.201	43.096	115.958	.201	-43.096	116.760
122 152.835	.850	2.285	-152.835	-.850	2.306
131 -2.250	43.874	118.372	2.250	-43.874	118.546
132 131.857	1.310	3.436	-131.857	-1.310	3.630
141 61.655	25.634	67.816	-61.655	-25.634	70.608
142 59.085	4.750	12.996	-59.085	-4.750	12.654
151 -30.715	18.615	33.076	30.715	-18.615	67.445
152 48.298	-6.794	-18.305	-48.298	6.794	-18.381
161 0.672	32.645	74.278	0.672	32.645	102.00
162 95.054	0.031	0.242	-95.054	-0.031	-0.075



17 1	.182	32.642	74.071	-.182	-32.642	102.197
17 2	97.619	-1.026	-2.574	-97.619	1.026	-2.966
18 1	.000	32.645	74.096	-.000	-32.645	102.189
18 2	101.031	.006	-.021	-101.031	-.006	.052
19 1	-.182	32.642	74.072	.182	-32.642	102.198
19 2	97.291	1.061	2.665	-97.291	-1.061	3.065
20 1	-.672	32.646	74.279	.672	-32.646	102.008
20 2	87.009	2.071	5.051	-87.009	-2.071	6.133
21 1	30.715	18.615	33.076	-30.715	-18.615	67.446
21 2	39.765	4.651	12.667	-39.765	-4.651	12.246
22 1	-10.023	6.701	1.705	10.023	-6.701	34.481
22 2	20.350	-7.934	-10.676	-20.350	7.934	-24.170
23 1	.317	16.993	29.478	-.317	-16.993	62.284
23 2	42.160	.334	1.434	-42.160	-.334	.369
24 1	.103	17.105	29.695	-.103	-17.105	62.673
24 2	42.003	-.255	-1.232	-42.003	.255	-.147
25 1	.000	17.022	29.487	-.000	-17.022	62.431
25 2	41.582	-.058	-.138	-41.582	.058	-.173
26 1	-.103	17.105	29.695	.103	-17.105	62.673
26 2	41.629	.344	1.251	-41.629	-.344	.608
27 1	-.317	16.993	29.478	.317	-16.993	62.283
27 2	42.574	.552	2.350	-42.574	-.552	.634
28 1	10.023	6.701	1.705	-10.023	-6.701	34.480
28 2	20.202	7.017	14.378	-20.202	-7.017	23.512
29 1	-5.310	-31.849	-107.120	5.310	31.849	-99.899
29 2	-2.532	27.156	34.146	2.532	27.949	-36.051
30 1	-2.922	-29.506	-95.748	2.822	29.506	-96.044
30 2	-1.984	25.878	33.846	1.984	25.827	-33.780
31 1	-.896	-29.599	-96.206	.896	29.599	-96.190
31 2	-2.182	29.601	38.225	2.182	29.739	-38.791
32 1	.096	-29.599	-96.190	-.096	29.599	-96.206
32 2	-2.199	29.749	38.716	2.199	29.591	-38.323
33 1	2.022	-29.506	-96.044	-2.822	29.506	-95.748
33 2	-1.293	26.011	33.871	1.293	25.694	-32.938
34 1	5.310	-31.849	-99.899	-5.310	31.849	-107.120
34 2	-1.696	19.541	26.117	1.696	18.809	-23.760

35 1	2.668	-30.941	-103.684	-2.668	30.941	-97.430
35 2	.013	27.697	36.200	-0.013	27.408	-35.366
36 1	1.125	-29.362	-95.365	-1.125	29.362	-95.46
36 2	-.658	25.833	33.56	.658	25.872	-33.783
37 1	.358	-29.343	-95.372	-.358	29.343	-95.360
37 2	-.868	29.674	38.489	.868	29.666	-38.577
38 1	-.359	-29.343	-95.360	.359	29.343	-95.372
38 2	-.873	29.703	38.565	.873	29.637	-38.469
39 1	-1.125	-29.362	-95.460	1.125	29.362	-95.395
39 2	-.662	25.907	33.497	.662	25.798	-33.245
40 1	-2.667	-30.941	-97.430	2.667	30.941	-103.684
40 2	.099	19.050	24.556	-.099	19.320	-25.522
41 1	2.634	-20.692	-69.151	-2.634	20.692	-65.349
41 2	-1.141	27.948	37.058	1.141	27.157	-34.617
42 1	1.528	-20.337	-66.137	-1.528	20.337	-66.055
42 2	-.838	25.736	33.258	.838	25.969	-34.113
43 1	.539	-20.258	-65.837	-.539	20.258	-65.838
43 2	-.067	29.646	38.310	.067	29.694	-38.585
44 1	-.542	-20.258	-65.838	.542	20.258	-65.837
44 2	-.130	29.754	38.671	.130	29.586	-38.242
45 1	-1.530	-20.337	-66.055	1.530	20.337	-66.137
45 2	-.847	26.077	33.926	.847	25.628	-32.565
46 1	-2.633	-20.692	-65.348	2.633	20.692	-69.151
46 2	-2.366	18.807	24.082	2.366	19.563	-26.625
47 1	7.389	-10.023	-34.480	-7.389	10.023	-30.666
47 2	7.934	20.350	24.170	-7.934	21.400	-27.678
48 1	4.484	-9.706	-31.616	-4.484	9.706	-31.470
48 2	7.600	20.760	27.309	-7.600	20.990	-28.151
49 1	1.465	-9.603	-31.202	-1.465	9.603	-31.215
49 2	7.856	21.013	28.298	-7.856	20.737	-27.496
50 1	-1.468	-9.603	-31.215	1.468	9.603	-31.202
50 2	7.913	20.846	27.668	-7.913	20.904	-27.955
51 1	-4.481	-9.706	-31.470	4.481	9.706	-31.616
51 2	7.569	20.724	27.347	-7.569	21.026	-28.423
52 1	-7.387	-10.023	-30.666	7.387	10.023	-34.480
52 2	7.017	21.548	27.789	-7.017	20.202	-23.512

/MFB0 : Fin solución lineal

\*\*AMP80\*\*

## Análisis Lineal de Marcos Planos

Fecha : 25 ABR 89  
 Proyecto: Ctl. O. Mundial  
 Cliente : TELMEX  
 D L r a : MARCO EJE D

Archivo: STELD

## Parámetros del Marco:

HNNUD NHAT NSEC NLON NROT NETD NELE NCCC NCMC NNUC NCGR NCTI NELC  
 35 1 2 2 2 2 52 2 0 0 4 15 72

NGLR  
 0

## Banderas:

SDT NCN PKE PKS PFD NPD NPH PCM  
 0 0 0 0 0 0 0 0

## Datos Nodales:

Nodo #	C o o r d e n a d a s		Ecuaciones		
	X	Y	Dx	Dy	Dz
1	0.000	0.000	0	0	0
2	6.500	0.000	0	0	0
3	13.000	0.000	0	0	0
4	19.500	0.000	0	0	0
5	26.000	0.000	0	0	0
6	32.500	0.000	0	0	0
7	39.000	0.000	0	0	0
8	0.000	5.400	1	2	3
9	6.500	5.400	4	5	6
10	13.000	5.400	7	8	9
11	19.500	5.400	10	11	12
12	26.000	5.400	13	14	15
13	32.500	5.400	16	17	18
14	39.000	5.400	19	20	21
15	0.000	10.600	22	23	24
16	6.500	10.600	25	26	27
17	13.000	10.600	28	29	30
18	19.500	10.600	31	32	33
19	26.000	10.600	34	35	36
20	32.500	10.600	37	38	39
21	39.000	10.600	40	41	42
22	0.000	16.200	43	44	45
23	6.500	16.200	46	47	48
24	13.000	16.200	49	50	51
25	19.500	16.200	52	53	54
26	26.000	16.200	55	56	57

27	32.500	16.200	58	59	60
28	39.000	16.200	61	62	63
29	0.000	21.600	64	65	66
30	6.500	21.600	67	68	69
31	13.000	21.600	70	71	72
32	19.500	21.600	73	74	75
33	26.000	21.600	76	77	78
34	32.500	21.600	79	80	81
35	39.000	21.600	82	83	84

Datos p/def. Elementos Tipo:

Material #	Modulo Elastico	Coef. Poisson
1	2213594.50	.1800

Seccion #	Tipo #	Area Transv.	Area Cortante	Momento Inercia
1	1	.810000	.675000	.05467499
2	1	.360000	.300000	.02429999

Longitud #	L
1	5.400
2	6.500

Rotacion #	Theta
1	90.000
2	0.000

Elementos Tipo:

Tipo	Mat	Sec	Lon	Rot	Cfr	A	B	C
1	1	1	1	1	0	.3320E+06	8551.	.2309E+05
2	1	2	2	2	0	.1226E+06	2229.	7245.

Datos de elementos:

Elem #	Elem Tipo	Extremo A	Extremo B	Pseudo Danda.
1	1	1	8	0

D  
.8475E+05  
.3182E+05

8	1	8	15	8
15	1	15	22	8
22	1	22	29	8
2	1	2	9	8
9	1	9	16	8
16	1	16	23	8
23	1	23	30	8
3	1	3	10	8
10	1	10	17	8
17	1	17	24	8
24	1	24	31	8
4	1	4	11	8
11	1	11	18	8
18	1	18	25	8
25	1	25	32	8
5	1	5	12	8
12	1	12	19	8
19	1	19	26	8
26	1	26	33	8
6	1	6	13	8
13	1	13	20	8
20	1	20	27	8
27	1	27	34	8
7	1	7	14	8
14	1	14	21	8
21	1	21	28	8
28	1	28	35	8
29	2	8	9	2
35	2	15	16	2
41	2	22	23	2
47	2	29	30	2
30	2	9	10	2
36	2	16	17	2
42	2	23	24	2
48	2	30	31	2
31	2	10	11	2
37	2	17	18	2
43	2	24	25	2
49	2	31	32	2
32	2	11	12	2
38	2	18	19	2
44	2	25	26	2
50	2	32	33	2
33	2	12	13	2
39	2	19	20	2
45	2	26	27	2
51	2	33	34	2
34	2	13	14	2
40	2	20	21	2
46	2	27	28	2
52	2	34	35	2

## Cargas de Grupo en direccion X.      Condicion de carga 1

Valor	#	N1	N2	N3	....				
104.9900	7	29	30	31	32	33	34	35	
110.5600	7	22	23	24	25	26	27	28	
72.6420	7	15	16	17	18	19	20	21	
29.8230	7	8	9	10	11	12	13	14	

## Finicion de Cargas Tipo

rqa

#	W o P	Posicion	Alfa
1	2.910	0.0000	0.000
2	2.560	0.0000	0.000
3	2.830	0.0000	0.000
4	2.610	0.0000	0.000
5	1.320	0.0000	0.000
6	9.920	.3330	0.000
7	9.920	.6660	0.000
8	6.110	.3330	0.000
9	6.110	.6660	0.000
10	9.000	.3330	0.000
11	9.000	.6660	0.000
12	6.700	.3330	0.000
13	6.700	.6660	0.000
14	7.340	.3330	0.000
15	7.340	.6660	0.000

## Cargas en Elementos

Elem	Cc	Tc
29	2	1
30	2	2
31	2	3
32	2	3
33	2	2
34	2	4
35	2	1
36	2	2
37	2	3
38	2	3
39	2	2
40	2	4
41	2	1
42	2	2

43	2	3
44	2	3
45	2	2
46	2	4
47	2	5
48	2	5
49	2	5
50	2	5
51	2	5
52	2	5
29	2	6
29	2	7
30	2	8
30	2	9
31	2	10
31	2	11
32	2	10
32	2	11
33	2	8
33	2	9
34	2	12
34	2	13
35	2	6

35	2	7
36	2	8
36	2	9
37	2	10
37	2	11
38	2	10
38	2	11
39	2	8
39	2	9
40	2	12
40	2	13
41	2	6
41	2	7
42	2	8
42	2	9
43	2	10
43	2	11
44	2	10
44	2	11
45	2	8
45	2	9
46	2	12
46	2	13
47	2	14
47	2	15
48	2	14
48	2	15
49	2	14
49	2	15
50	2	14
50	2	15
51	2	14
51	2	15
52	2	14
52	2	15

## Támanos de los arreglos vocales:

ID	DP	DD	DE	IG	CA	CF	
105	84	85	208	0	216	2	
KT	CN	PM	PS	LO	RO	FD	CT
12	70	2	6	2	2	168	45
MC	VP	KE	KS	DN	DM	EM	EC
0	0	21	1545	5	3	12	6

HNPI	FS	FI	% ut. M
15360	4132	1018	28.00



\*\*AMP80\*\*

## Análisis Lineal de Marcos Planos

Fecha : 25 ABR89  
 Proyecto: Ctl. O. Mundial  
 Cliente : TELMEX  
 O b r a : MARCO EJE D

Archivo: STELD

## Desplazamientos Nodales. (Coord. Globales)

Nodo	Et/Cm	Dx	Dy	Gx
1	1	0.000000	0.000000	0.000000
1	2	0.000000	0.000000	0.000000
2	1	0.000000	0.000000	0.000000
2	2	0.000000	0.000000	0.000000
3	1	0.000000	0.000000	0.000000
3	2	0.000000	0.000000	0.000000
4	1	0.000000	0.000000	0.000000
4	2	0.000000	0.000000	0.000000
5	1	0.000000	0.000000	0.000000
5	2	0.000000	0.000000	0.000000
6	1	0.000000	0.000000	0.000000
6	2	0.000000	0.000000	0.000000
7	1	0.000000	0.000000	0.000000
7	2	0.000000	0.000000	0.000000
8	1	.011521	.000302	-.002642
8	2	-.000030	-.000210	-.000111
9	1	.011567	-.000015	-.002174
9	2	-.000016	-.000375	.000030
10	1	.011592	-.000000	-.002193
10	2	-.000008	-.000366	-.000022
11	1	.011600	.000000	-.002192
11	2	.000003	-.000399	-.000000
12	1	.011592	.000000	-.002193
12	2	.000013	-.000365	.000020
13	1	.011567	.000015	-.002174
13	2	.000022	-.000338	-.000007

14	1	.011521	-.000302	-.002242
14	2	.000032	-.000172	.000084
15	1	.026835	.000501	-.002577
15	2	-.000001	-.000362	-.000095
16	1	.028811	-.000022	-.002171
16	2	-.000001	-.000648	.000017
17	1	.028801	-.000001	-.002175
17	2	.000002	-.000253	-.000018
18	1	.028798	.000000	-.002175
18	2	.000006	-.000000	-.000000
19	1	.028801	.000001	-.002175
19	2	.000010	-.000633	.000018
20	1	.028811	.000022	-.002171
20	2	.000012	-.000586	.000001
21	1	.023835	-.000501	-.002577
21	2	.000012	-.000296	.000075
22	1	.042862	.000000	-.001750
22	2	.000002	-.000455	-.000103
23	1	.042830	-.000024	-.001504
23	2	.000004	-.000819	.000020
24	1	.042825	-.000002	-.001498
24	2	.000007	-.000803	-.000026
25	1	.042820	.000000	-.001499
25	2	.000006	-.000807	.000030
26	1	.042825	.000002	-.001498
26	2	.000005	-.000802	-.000026
27	1	.042838	.000024	-.001504
27	2	.000009	-.000743	.000007
28	1	.042862	-.000000	-.001750
28	2	.000013	-.000470	.000075
29	1	.051015	.000633	-.000962
29	2	.000139	-.000309	.000139
30	1	.050951	-.000025	-.000717
30	2	.000071	-.000070	-.000021

31	1	.050912	-.000002	-.000707
31	2	.000037	-.000074	.000002
32	1	.050099	.000000	-.000708
32	2	.000001	-.000036	.000000
33	1	.050912	.000002	-.000707
33	2	-.000035	-.000072	.000003
34	1	.050951	.000025	-.000717
34	2	-.000068	-.000016	.000017
35	1	.051015	-.000632	-.000962
35	2	-.000103	-.000412	.000151

## \*\*AMP80\*\* Análisis Lineal de Marcos Planos

Fecha : 25ABR89 Archivo: STELD  
 Proyecto: Ctl. O. Mundial  
 Cliente : TELMEX  
 Obra : MARCO EJE D

## Elementos Mecánicos

(Fuerzas Internas) en Coord. Locales.

Fax	Fay	Faz	Fbx	Fby	Fbz
11-100.310	37.512	160.500	100.310	-37.512	42.066
12 69.614	-2.827	-5.135	-69.614	2.827	-10.130
21 4.925	48.720	180.266	-4.925	-48.720	82.820
22 124.618	.552	.822	-124.618	-.552	2.159
31 .116	48.488	180.071	-.116	-48.488	81.765
32 121.416	-.570	-1.049	-121.416	.570	-2.029
41 -.000	48.580	180.295	.000	-48.580	82.037
42 132.432	.014	.048	-132.432	-.014	.026
51 -.116	48.488	180.071	.116	-48.488	81.765
52 121.329	.583	1.120	-121.329	-.583	2.028
61 -4.925	48.720	180.266	4.925	-48.720	82.819
62 112.090	.033	.238	-112.090	-.033	-.062
71 100.310	37.512	160.500	-100.310	-37.512	42.066
72 56.951	2.215	4.099	-56.951	-2.215	7.864
81 -66.122	27.545	72.919	66.122	-27.545	75.826
82 50.445	-4.518	-12.569	-50.445	4.518	-11.830
91 2.410	-47.133	127.196	-2.410	-47.133	127.320
92 90.557	1.218	3.568	-90.557	-1.218	3.007
101 .216	46.297	124.604	-.216	-46.297	125.400
102 88.709	-.833	-2.341	-88.709	.833	-2.156
111 -.000	46.245	124.471	.000	-46.245	125.254
112 95.880	.005	.011	-95.880	-.005	.016
121 -.216	46.297	124.604	.216	-46.297	125.400
122 88.738	.850	2.345	-88.738	-.850	2.244

131	-2.410	47.133	127.196	2.410	-47.133	127.320
132	82.323	-210	-742	-82.323	210	-390
141	66.122	27.546	72.919	-66.122	-27.546	75.827
142	41.967	3.488	9.630	-41.967	-3.488	9.204
151	-32.884	20.035	35.557	32.884	-20.035	72.633
152	30.978	-4.540	-12.078	-30.978	4.540	-12.438
161	.712	35.099	79.810	-.712	-35.099	109.725
162	56.867	.897	2.763	-56.867	-.897	2.480
171	.196	35.094	79.583	-.196	-35.094	109.923
172	56.253	-.955	-2.402	-56.253	.955	-2.252
181	-.000	35.097	79.610	.000	-35.097	109.914
182	59.470	.603	-.011	-59.470	-.603	.026
191	-.196	35.094	79.583	.196	-35.094	109.923
192	56.086	.973	12.448	-56.086	-.973	2.807
201	-.712	35.099	79.811	.712	-35.099	109.725
202	52.837	.156	.289	-52.837	-.156	.555
211	32.884	20.035	35.557	-32.884	-20.035	72.633
212	26.700	3.466	9.353	-26.700	-3.466	9.365
221	-10.700	7.095	1.503	10.700	-7.095	36.810
222	11.377	-4.675	-11.818	-11.377	4.675	-13.427
231	.332	18.103	31.239	-.332	-18.103	66.519
232	23.353	.558	2.415	-23.353	-.558	.590
241	.111	18.227	31.478	-.111	-18.227	66.950
242	23.583	-.292	-1.408	-23.583	.292	-.162
251	.000	18.138	31.256	-.000	-18.138	66.690
252	22.988	-.029	-.069	-22.988	.029	-.062
261	-.111	18.227	31.478	.111	-18.227	66.950
262	23.396	.336	1.418	-23.396	-.336	.392
271	-.332	18.103	31.239	.332	-18.103	66.519
272	23.560	-.114	-.519	-23.560	.114	-.692
281	10.700	7.095	1.503	-10.700	-7.095	36.809
282	11.303	4.215	9.665	-11.303	-4.215	13.098
291	-5.706	-34.198	-114.985	5.706	34.188	-107.236
292	-1.691	19.169	22.699	1.691	19.586	-24.120

301	-3.033	-31.673	-102.780	3.033	31.673	-103.097
302	-1.026	14.474	18.393	1.026	14.386	-18.145
311	-.963	-31.773	-103.272	.963	31.773	-103.254
312	-1.208	18.122	22.514	1.208	18.273	-23.066
321	.963	-31.773	-103.254	-.963	31.773	-103.272
322	-1.297	18.278	23.029	1.297	18.117	-22.562
331	3.033	-31.673	-103.097	-3.033	31.673	-102.780
332	-1.030	14.474	18.189	1.030	14.386	-17.940
341	5.706	-34.188	-107.236	-5.706	34.188	-114.985
342	-1.273	15.381	16.743	1.273	14.984	-17.475
351	2.067	-33.238	-111.384	-2.067	33.238	-104.662
352	-.022	19.467	23.907	.022	19.289	-23.391
361	1.211	-31.539	-102.468	-1.211	31.539	-102.538
362	-.342	14.402	18.021	.342	14.458	-18.241
371	.384	-31.519	-102.445	-.384	31.519	-102.432
372	-.465	18.199	22.799	.465	18.196	-22.848
381	-.386	-31.519	-102.432	.386	31.519	-102.445
382	-.467	18.215	22.842	.467	18.180	-22.788
391	-1.211	-31.539	-102.538	1.211	31.539	-102.469
392	-.344	14.472	18.096	.344	14.388	-17.665
401	-2.867	-33.238	-104.662	2.867	33.238	-111.394
402	.022	15.098	17.967	-.022	15.267	-18.558
411	2.854	-22.184	-74.136	-2.854	22.184	-70.059
412	-.135	19.601	24.256	.135	19.154	-22.866
421	1.654	-21.803	-70.905	-1.654	21.803	-70.817
422	-.474	14.360	17.971	.474	14.500	-18.466
431	.582	-21.718	-70.584	-.582	21.718	-70.585
432	.190	18.169	22.650	-.190	18.226	-22.872
441	-.586	-21.718	-70.585	.586	21.718	-70.584
442	.158	18.256	22.916	-.158	18.139	-22.595
451	-1.654	-21.803	-70.817	1.654	21.803	-70.905
452	-.479	14.551	18.371	.479	14.309	-17.625
461	-2.854	-22.184	-70.059	2.854	22.184	-74.136
462	-.749	14.960	17.589	.749	15.397	-19.030

47 1	7.906	-10.700	-36.809	-7.906	10.700	-32.742
47 2	4.675	11.377	13.427	-4.575	11.883	-15.120
48 1	4.798	-10.369	-33.777	-4.798	10.369	-33.619
48 2	4.117	11.470	14.521	-4.117	11.790	-15.609
49 1	1.567	-10.258	-33.331	-1.567	10.258	-33.345
49 2	4.408	11.793	15.776	-4.408	11.467	-14.762
50 1	-1.570	-10.258	-33.345	1.570	10.258	-33.331
50 2	4.437	11.521	14.848	-4.437	11.739	-15.604
51 1	-4.800	-10.369	-33.619	4.800	10.369	-33.777
51 2	4.101	11.657	15.206	-4.101	11.603	-15.079
52 1	-7.904	-10.700	-32.742	7.904	10.700	-36.810
52 2	4.215	11.957	15.175	-4.215	11.303	-13.098

/AMP80 : Fin solución lineal

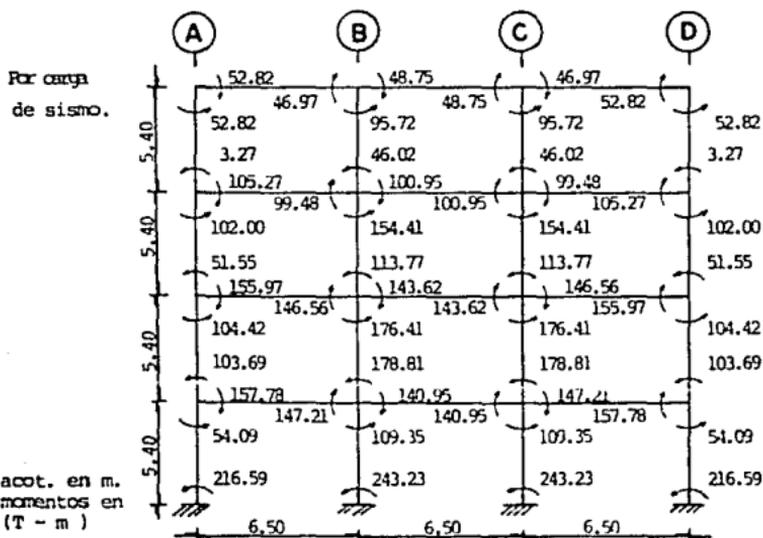
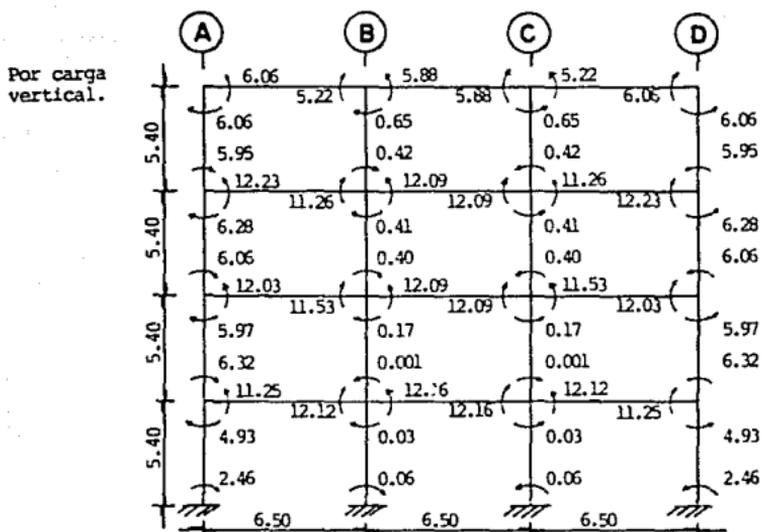
Ya realizado el análisis de los marcos se obtienen los valores siguientes:

a).- Los desplazamientos de la estructura debido a sismo. Los valores de los desplazamientos obtenidos a partir de las fuerzas anteriores, deberán multiplicarse por el valor del factor de comportamiento sísmico  $Q$ . Los cuales no deberán ser mayores que los permitidos por el Reglamento según el artículo 209 donde especifica que las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas cortantes horizontales, no excederán a 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que los elementos incapaces 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.

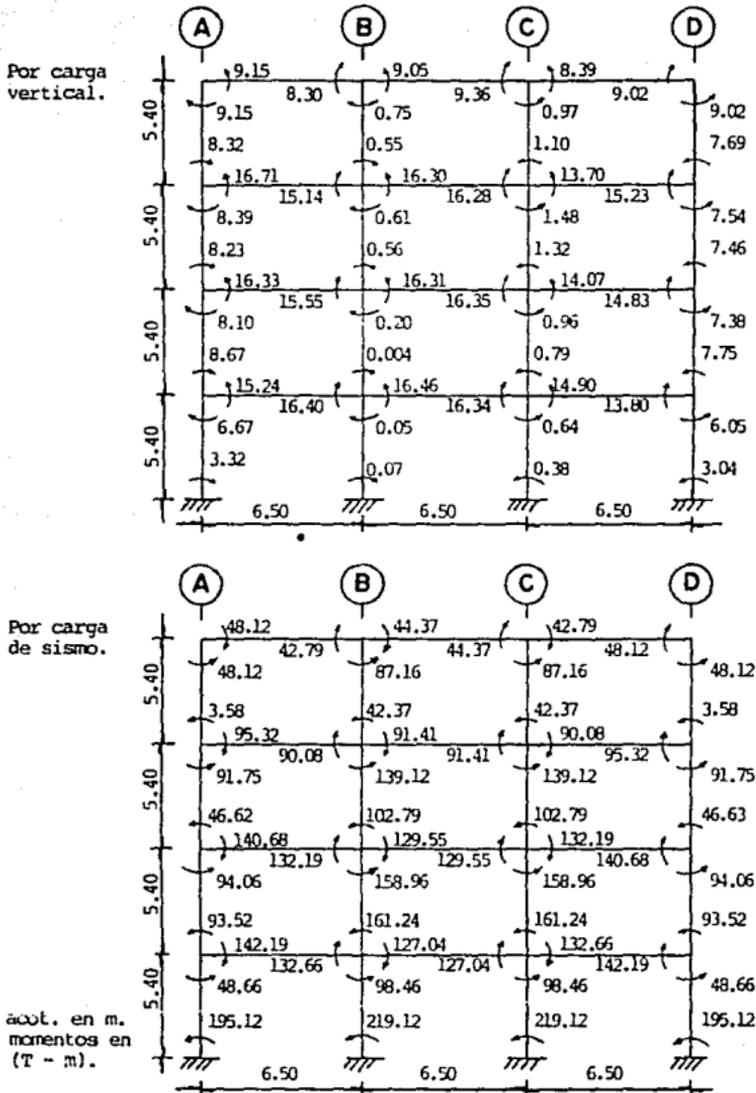
b).- Los elementos mecánicos, momento flexionante, fuerza cortante y fuerza normal. Obtenidos estos valores podremos diseñar las trabes y columnas para que resistan estos esfuerzos. Esto lo realizaremos en el capítulo de diseño de la superestructura. A continuación presentamos los valores de los momentos flexionantes de cada marco para tener una idea de la distribución de estos sobre la estructura.



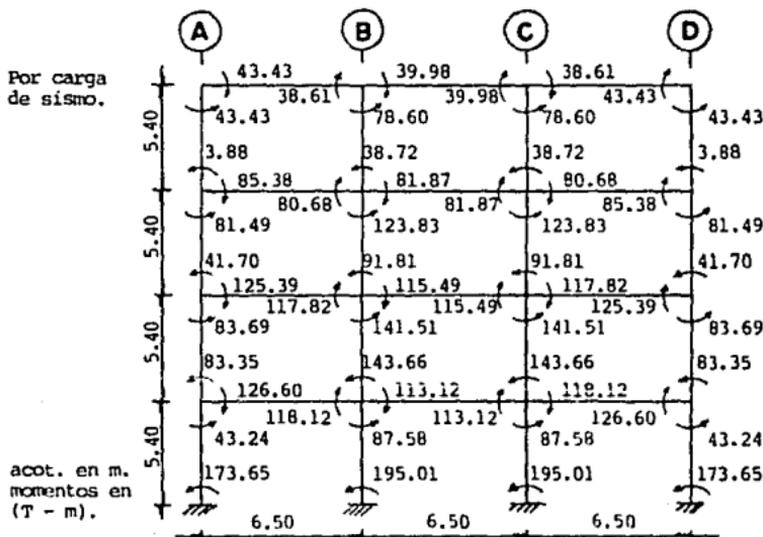
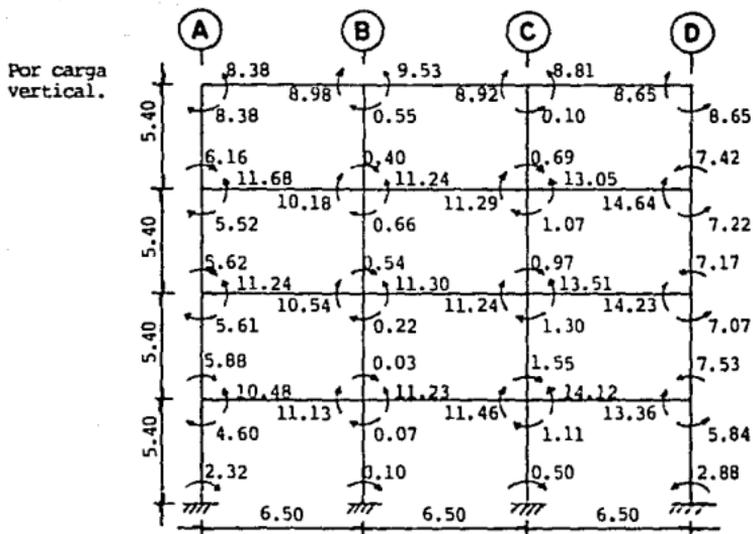
## MARCO EJE 1 (MOMENTOS FLEXIONANTES).



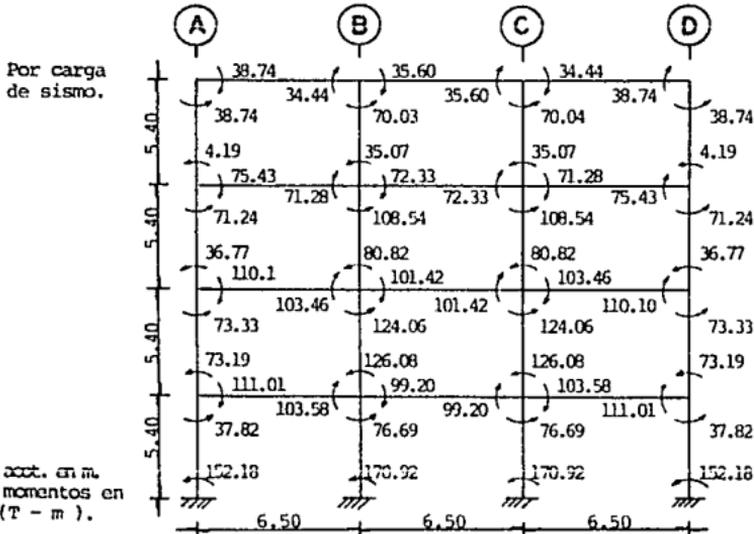
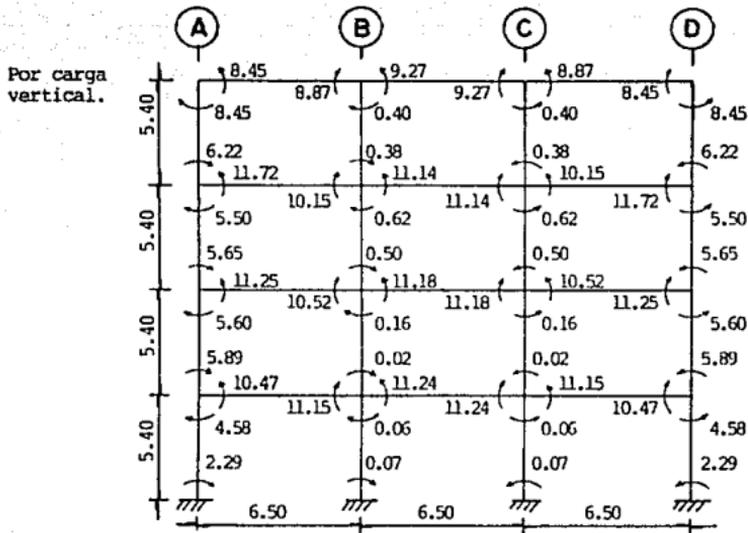
## MARCO EJE 2 (MOMENTOS FLEXIONANTES)



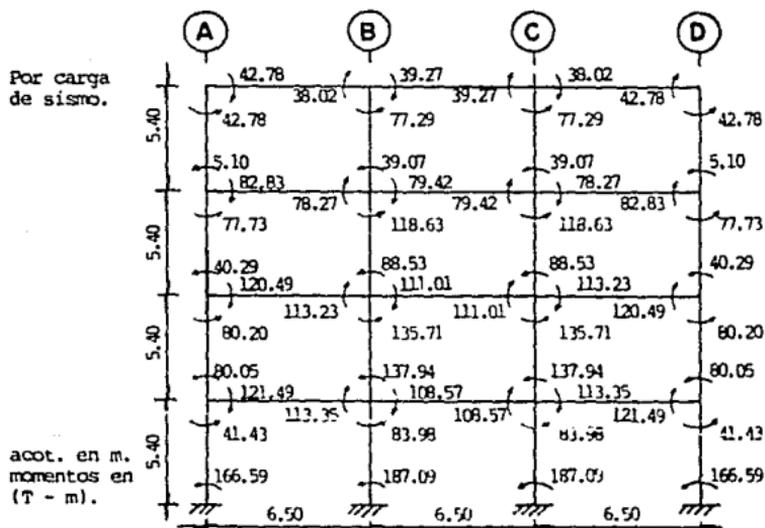
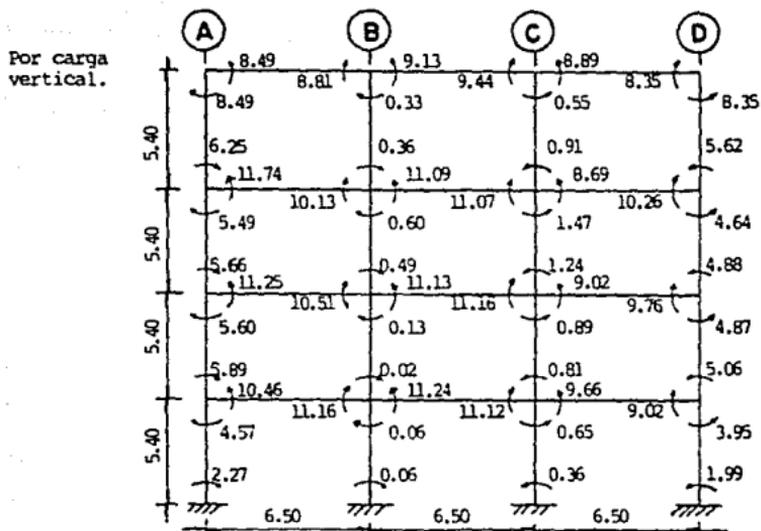
## MARCO EJE 3 (MOMENTOS FLEXIONANTES).



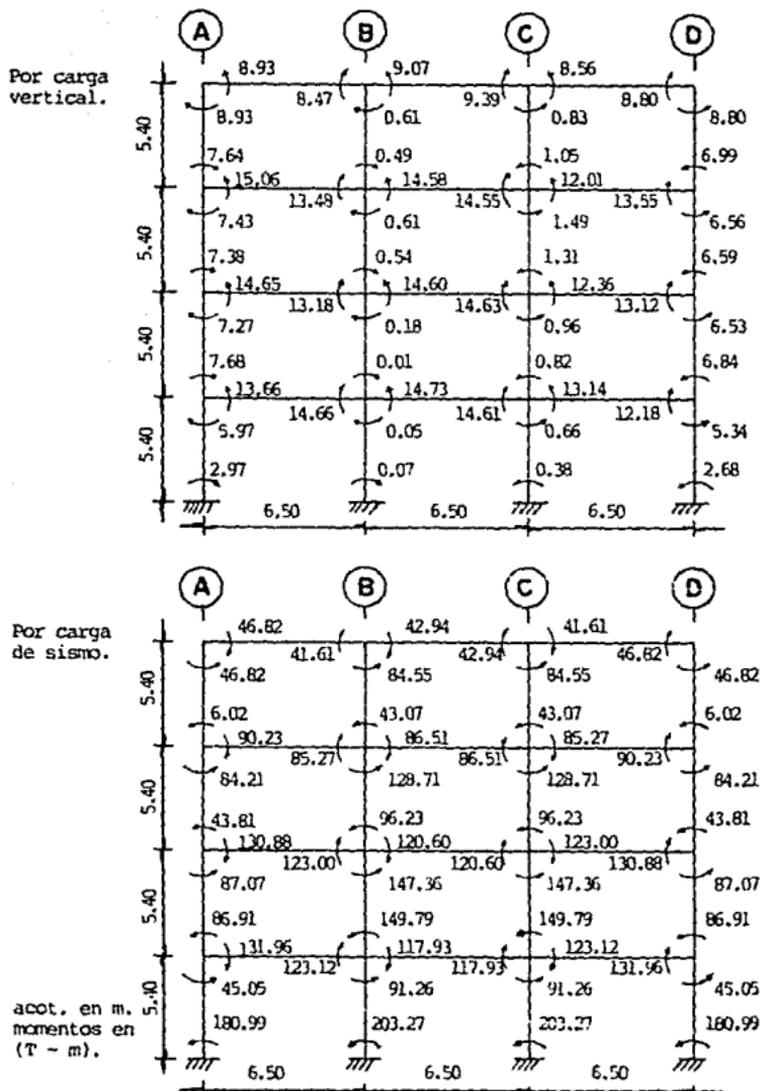
## MARCO EJE 4 ( MOMENTOS FLEXIONANTES ).



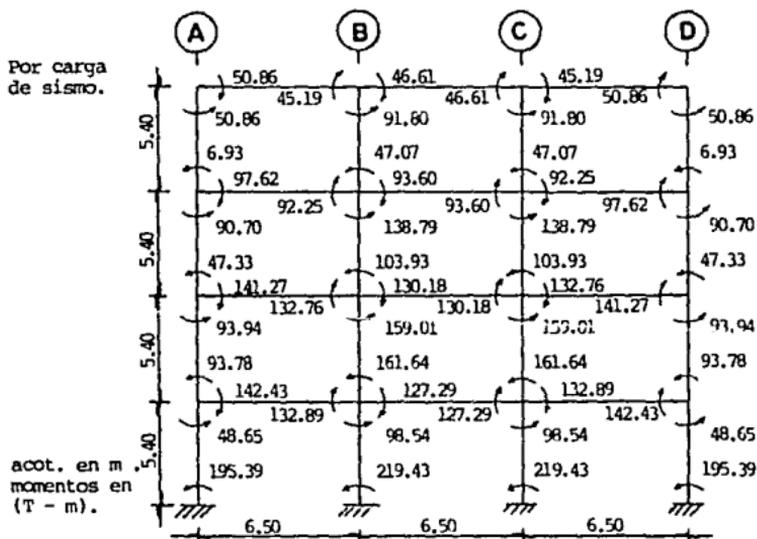
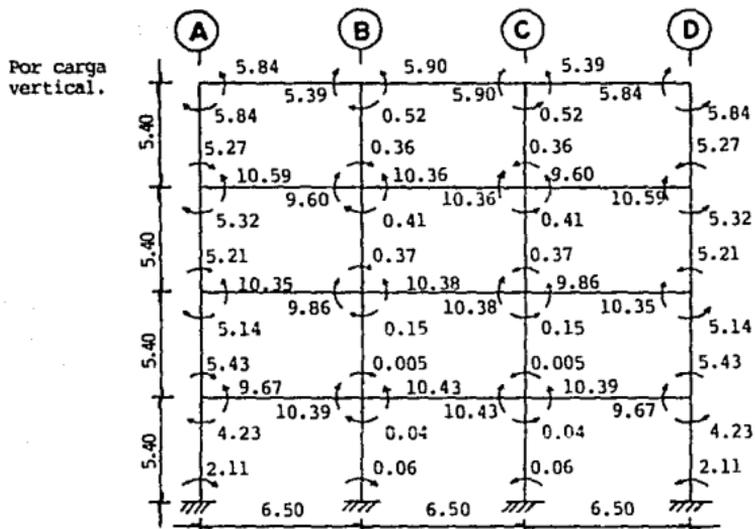
## MARCO EJE 5 (MOMENTOS FLEXIONANTES).



## MARCO EJE 6 (MOMENTOS FLEXIONANTES).

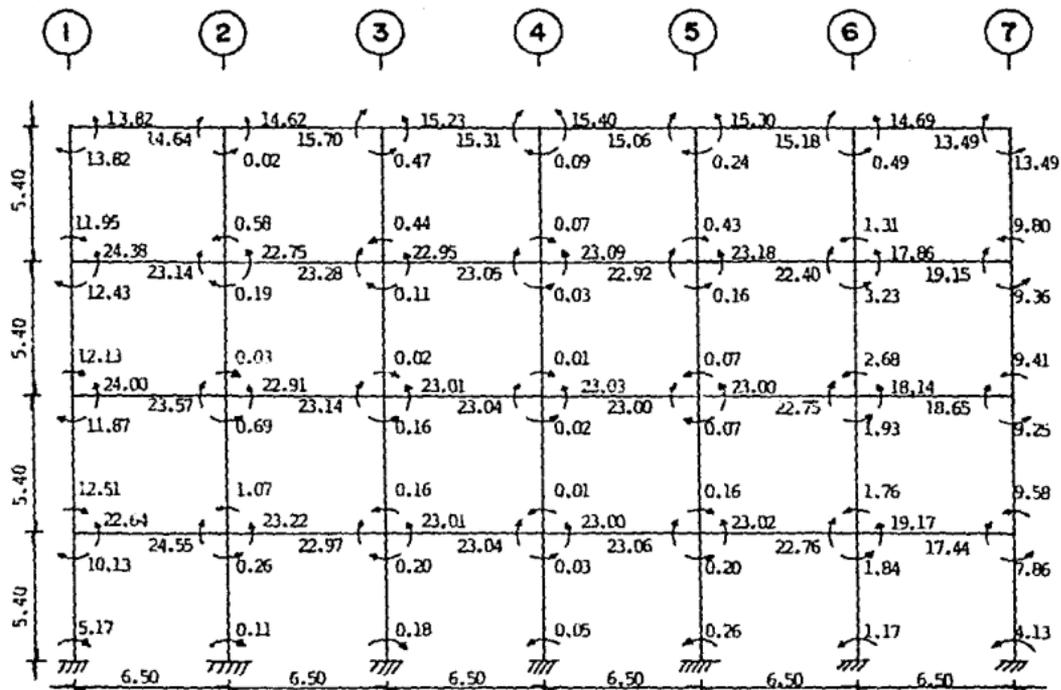


## MARCO EJE 7 (MOMENTOS FLEXIONANTES).



MARCO EJE A ( MOMENTOS FLEXIONANTES ).

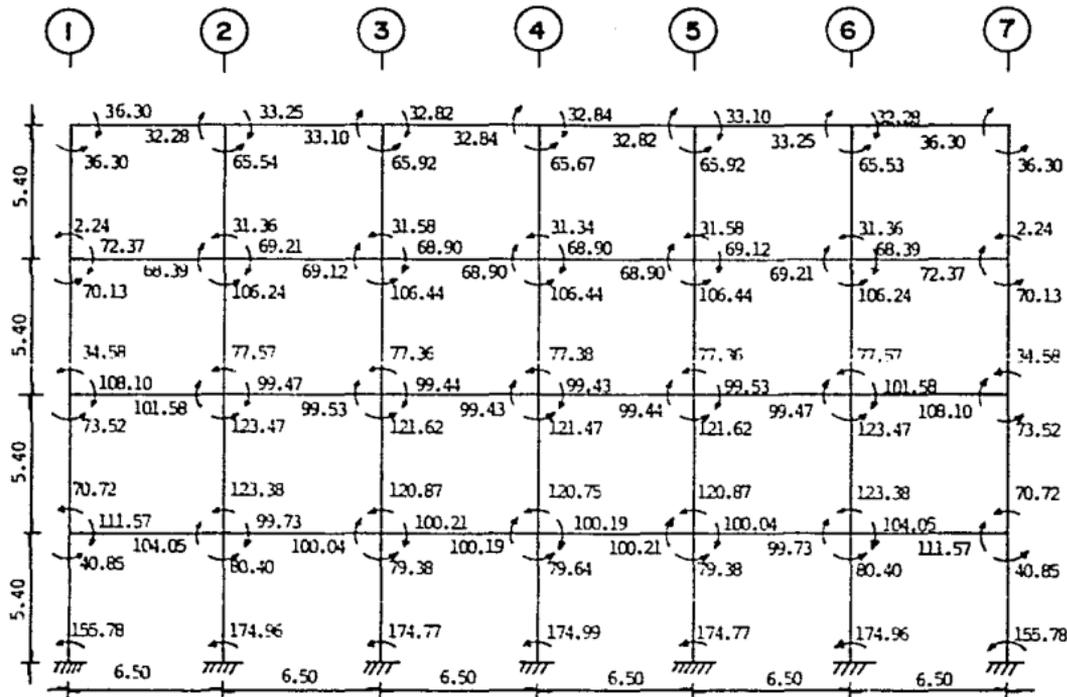
Por carga vertical.



acot. en m.  
momentos en (T-m).

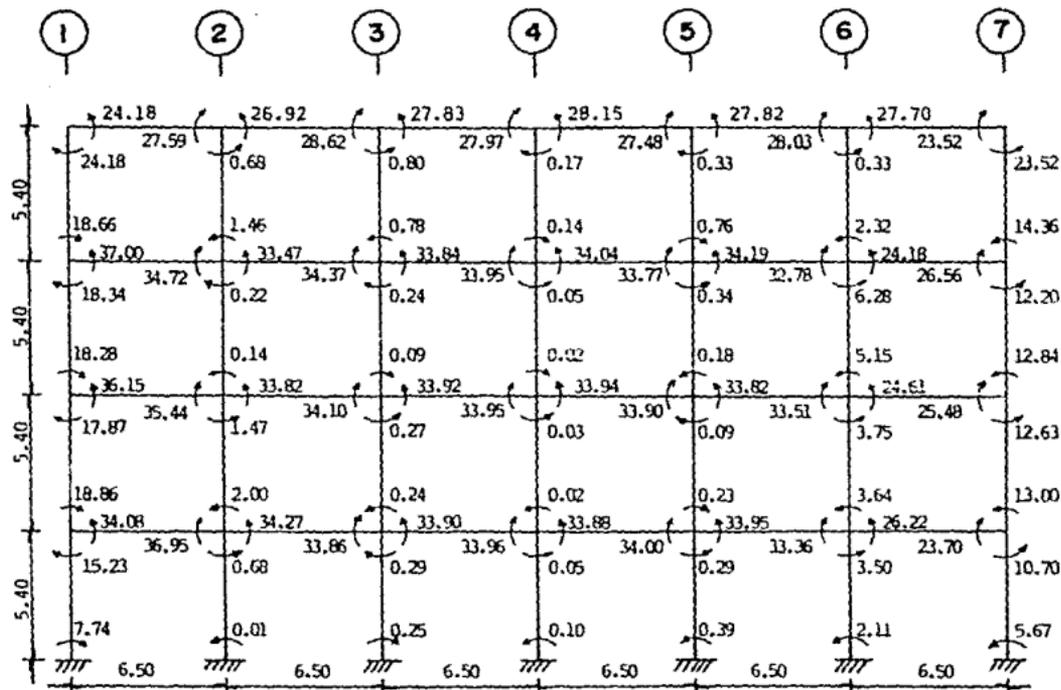


MARCO EJE A ( MOMENTOS FLEXIONANTES ).  
 Por carga de sismo.



acot. en m.  
 momentos en (T-m).

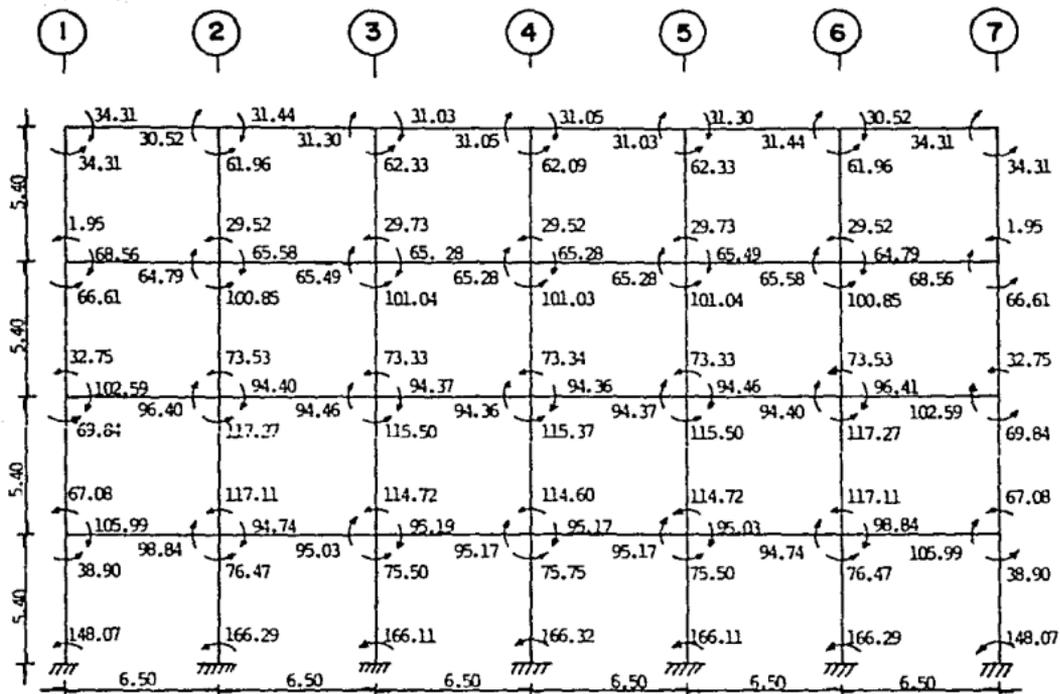
MARCO EJE B ( MOMENTOS FLEXIONANTES ).  
Por carga Vertical.



absc. en m.  
momentos en (T-m).

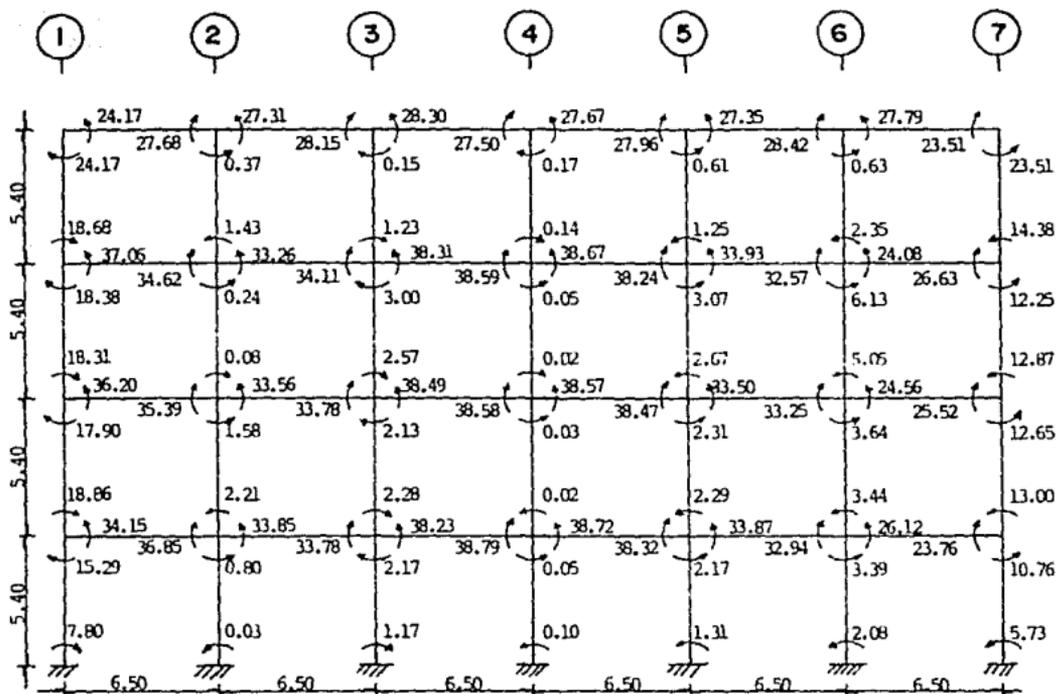
MARCO EJE B ( MOMENTOS FLEXIONANTES ).

Por carga de sismo.



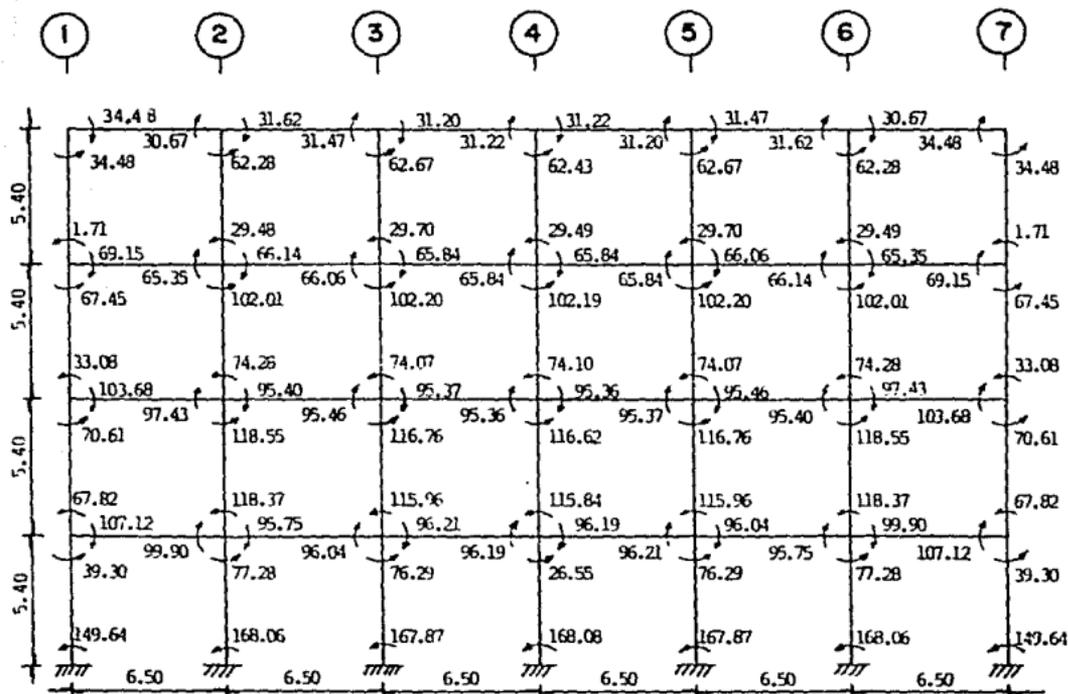
acot. en m.  
momentos en (T-m).

MARCO EJE C ( MOMENTOS FLEXIONANTES ).  
 Por carga vertical.



acot. en m.  
 momentos en (T-m).

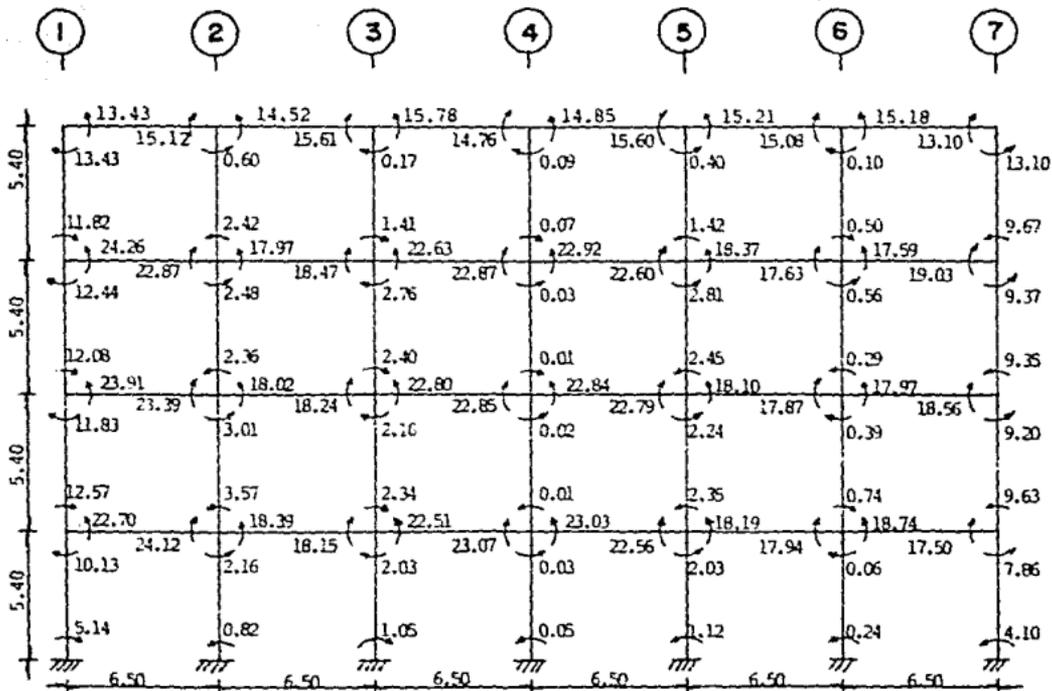
MARCO EJE C ( MOMENTOS FLEXIONANTES ).  
 Por carga de sismo.



acot. en m.  
 momentos en (T-m).

MARCO EJE D ( MOMENTOS FLEXIONANTES ).

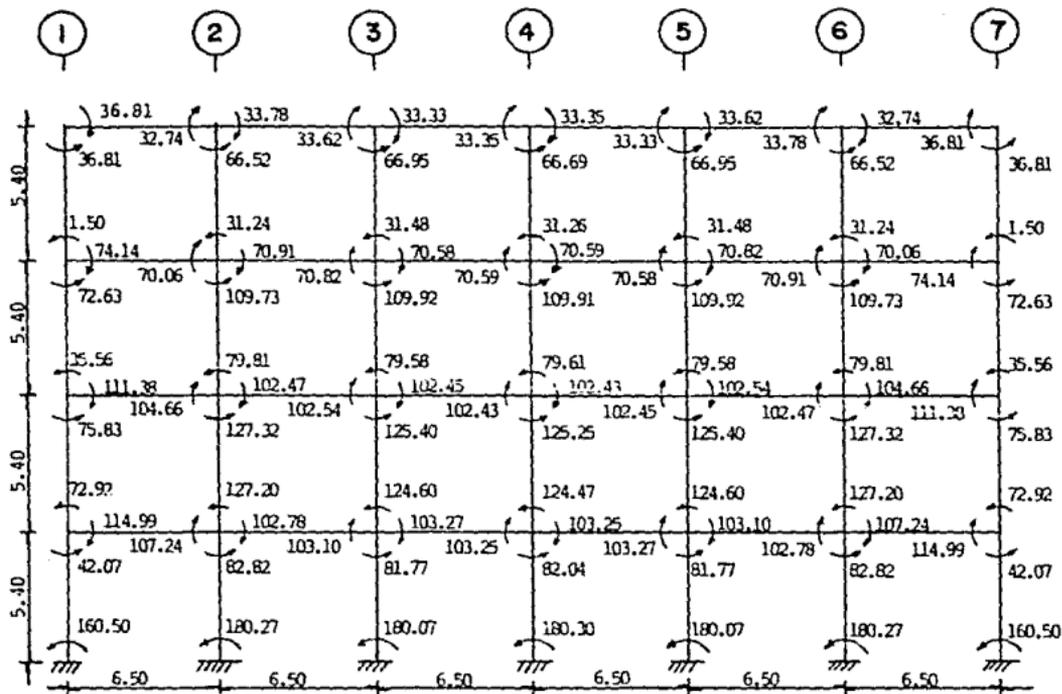
Por carga vertical.



acot. en m.  
momentos en (T-m).

MARCO EJE D (MOMENTOS FLEXIONANTES).

Por carga de sismo.



aoot. en m.  
momentos en (T-m).

## V.- ANALISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACION.

## V.1.- GENERALIDADES.

Una vez determinadas las cargas que actúan sobre la estructura a nivel del terreno natural, tenemos la necesidad de analizar y diseñar una subestructura que nos permita transmitir los esfuerzos hacia el terreno sobre el cual vamos a desplantar dicha subestructura.

Por otra parte se puede observar que para que una estructura trabaje correctamente debe tener una cimentación adecuada.

Durante mucho tiempo, la tecnología de las cimentaciones se estableció solamente con bases burdamente empíricas por lo que se podía decir que más que una técnica era un "Arte de cimentar".

La transmisión de conocimientos puramente experimentales en forma de una auténtica tradición oral, fué, durante largos siglos. Como consecuencia de esto, todos los vicios del conocimiento puramente experimental, sin bases generalizadoras, estaban presentes en este método. Esto produjo los fracasos que se hicieron notar, conduciendo al primer intento de racionalizar la construcción de las cimentaciones. Los constructores de alguna determinada Ciudad observaron de sus trabajos bien logrados, y relacionando la carga soportada con el área del cimientto, trataron de establecer un valor "Seguro" del esfuerzo que era posible dar al suelo de aquel lugar. Es así como nacieron las Leyes de "Código" o "Reglamento". Sin embargo una generalización de ésta índole puede resultar muy peligroso, basta pensar en las complejidades y variación del suelo en cualquier lugar del planeta. Para poder tener un criterio más generalizado podemos mencionar ciertos factores que han de ser tomados en cuenta para el proyecto de cualquier cimentación:

- 1).- Lo relacionado a la superestructura, que engloban su función, cargas que transmite al suelo, materiales que la constituyen, etc.
- 2).- Lo relacionado al suelo, referente a sus propiedades mecánicas, especialmente a su resistencia y compresibilidad, a sus condiciones hidráulicas, etc.
- 3).- Los factores económicos, que deben balancear el costo de la cimentación en comparación con la importancia y aún el costo de la superestructura.



Un balance de dichos factores puede hacer que diferentes proyectistas de experiencia lleguen a soluciones ligeramente distintas para una misma cimentación. Ya que el problema carece de una solución única por faltar un criterio "exacto" para efectuar tal balance, que siempre tendrá una parte de apreciación personal.

Se puede observar que al balancear los factores anteriores, adoptando un punto de vista estrictamente ingenieril debe estudiarse no sólo la necesidad de proyectar una cimentación que se sostenga en el suelo disponible sin falla o colapso, sino también que no tenga durante su vida útil asentamientos o expansiones que interfieran con la función de la estructura.

Llegándose así a la contribución fundamental de la mecánica de suelos al problema de las cimentaciones donde por un lado se trata de conocer el nivel de esfuerzos que la cimentación puede transmitir al suelo sin provocar un colapso o una falla brusca, generalmente por esfuerzo cortante; y por otro, será necesario calcular los asentamientos o expansiones que el suelo va a sufrir con tales esfuerzos, cuidando siempre que éstos queden en niveles tolerables para la estructura de que se trate.

#### V.2.- OBJETIVOS DE UNA CIMENTACION.

En general para que una cimentación se considere adecuada para soportar una superestructura es necesario que cumpla con los objetivos para la cual fué diseñada. Alguno de los objetivos principales de toda cimentación son los siguientes:

- 1.- Transmitir la carga a un estrato del terreno.- Dando seguridad contra falla del suelo, limitando el hundimiento medio, así como los hundimientos diferenciales con el fin de no dañar la estructura que sobre ella se apoya, así como a elementos estructurales y no estructurales.
- 2.- Resistencia al volteo de la estructura.- Deben tomarse en cuenta las cargas laterales que puedan actuar sobre la estructura estas se pueden generar debido a diferentes factores como lo son empujes del suelo, viento, sismo, etc.
- 3.- Evitar vibraciones excesivas.- Esto ocurre en estructuras sujetas a cargas dinámicas apreciables principalmente en edificios industriales con maquinaria.

### V.3.- CLASIFICACION DE LAS CIMENTACIONES.

En general las cimentaciones se pueden clasificar en las siguientes:

I.- Cimentaciones superficiales.

II.- Cimentaciones profundas.

En realidad no existe un criterio único para distinguir las cimentaciones superficiales de las profundas, sin embargo se puede aceptar que cuando la relación entre la profundidad de desplante y el ancho del cimiento es mayor de 4 se tiene un cimiento profundo.

A su vez las cimentaciones superficiales pueden ser de los siguientes tipos:

#### I.- CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

1.- Zapatas aisladas.- Son elementos estructurales generalmente cuadrados o rectangulares, que se construyen bajo las columnas con el objeto de transmitir la carga de estas al terreno en una mayor área para lograr una presión apropiada. Estas se construye generalmente de concreto reforzado.

2.- Zapatas corridas.- Son elementos análogos a los anteriores, en los que la longitud supera en mucho al ancho. Soportando varias columnas o un muro. Se puede decir que estas son una forma evolucionada de las zapatas aisladas en el caso en que el suelo ofrezca una resistencia baja, que obligue al empleo de mayores áreas de repartición o en el caso en que deban transmitirse al suelo grandes cargas. Estas se pueden construir de concreto reforzado o de mampostería.

3.- Losas de cimentación.- Se emplean cuando la resistencia del terreno es muy baja o las cargas debidas a la superestructura son muy altas, ya que las área requeridas para apoyo de la cimentación deben ser muy grandes, incluso pueden llegar a ocupar toda la superficie construida. Se construyen de concreto reforzado.

No existe ningún criterio preciso para distinguir entre los tres tipos anteriores. Ya en la práctica estos tres tipos de cimentación se pueden combinar tomando en cuenta los factores estructurales y las características del terreno para poder tener así un mayor aprovechamiento del terreno existente.

Si aún en el caso de emplear una losa corrida la presión transmitida al

subsuelo sobrepasa la capacidad de carga de éste es evidente que habrá de recurrirse a soportar la estructura en estratos más firmes, que se encuentren a mayores profundidades, llegando así a las cimentaciones profundas.

## II.- CIMENTACIONES PROFUNDAS.

Son las que se apoyan en terrenos más resistentes a mayores profundidades, a veces estos no aparecen a niveles alcanzables económicamente y es preciso utilizar como apoyo los terrenos blandos y poco resistentes de que se disponen, contando con elementos de cimentación que distribuyan la carga en un espesor grande de suelo.

Los diferentes tipos de cimentaciones profundas, por lo regular se distinguen entre si por la magnitud de sus diámetros o lados, según sean de sección recta, circular o rectangular, que son las más comunes, y son las siguientes:

- 1.- Pilotes.- Son elementos muy esbeltos, con dimensiones transversales de orden comprendido entre 0.30 y 1.00 m. A pesar del amplio rango de las dimensiones indicadas, la inmensa mayoría de los pilotes en uso tienen diámetros o anchos comprendidos entre 0.30 y 0.70 m.; pueden ser de madera, concreto o acero.
- 2.- Pilas.- Son elementos cuyo ancho sobrepasan de 1.0 m., pero no exceden de 2.0 m. sin embargo no se ha establecido hasta hoy una distinción bien definida entre pilas y pilotes. Para unos especialistas una pila es un elemento que trabaja exactamente igual a una zapata sólo transmite las cargas a mayor profundidad que la que suele considerarse en aquellas; según estos especialistas un elemento es pila cuando la relación profundidad a ancho es 4 o mayor, en tanto que para una zapata se consideran relaciones del orden de 1. Generalmente éstas se construyen de concreto.
- 3.- Cilindros.- Son elementos de mayor sección que los anteriores, con diámetros que oscilan entre 3.0 y 6.0m., se construyen huecos para el ahorro de materiales y de peso, con un tapón en su punta y siempre se hacen de concreto.
- 4.- Cajones profundos.- Son elementos que tienen la forma paralelepípedica, sus anchos son similares a los de los cilindros, con huecos para la misma razón y se construyen de concreto.

#### V.4.- CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO.

En toda cimentación existen dos aspectos principales a considerar; por una parte la capacidad de carga, para evitar la falla por este concepto, por otra parte existe un aspecto de asentamientos, según los cuales la cimentación no debe sufrir hundimientos o expansiones que pongan en peligro la función de la estructura o que sean mayores que aquellos considerados como tolerables en el proyecto estructural. En lo que sigue se darán unas expresiones para el cálculo de la capacidad de carga en terrenos específicos.

1.- Para cimientos superficiales en suelos sensiblemente homogéneos con cohesión:

$$q_a = C_u N_c FR + P_v$$

2.- Para cimientos superficiales con suelos friccionantes:

$$q_a = \left[ \bar{p}_v (N_q - 1) + \gamma B N_\gamma / 2 \right] FR + P_v$$

En donde:

$q_a$ .- capacidad de carga admisible del terreno.

$P_v$ .- presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo,  $T/m^2$ .

$\bar{p}_v$ .- Presión vertical efectiva a la misma profundidad  $T/m^2$ .

$\gamma$ .- peso volumétrico del suelo,  $T/m^3$ .

$C_u$ .- Cohesión aparente,  $T/m^2$ . determinada en ensaye triaxial UU.

$B$ .- ancho de la cimentación, m.

$N_c$ .- coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_c = 5.14(1 + 0.25 D_f / B + 0.25 B / L),$$

$$\text{Para } D_f / B < 2 \text{ y } B / L < 1.$$

donde  $D_f$  es la profundidad de desplante en m.

En caso de que  $D_f / B$  y  $B / L$  no cumplan las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y 1, respectivamente.

$N_q$ , coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = \exp(\pi \tan \theta) \tan^2 (45^\circ + \theta / 2)$$

Donde  $\theta$ , es el ángulo de fricción interna del material, definido más adelante.

El coeficiente  $N_q$  se multiplicará por  $1+(B/L)\text{tang}\theta$  para cimientos rectangulares y por  $1+\text{tang}\theta$  para zapatas circulares o cuadradas.

$N_y$ , es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_y = 2(N_q+1)\text{tang}\theta$$

El coeficiente  $N_y$  se multiplicará por  $1-0.4(B/L)$  para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados.

FR, es el factor de resistencia, especificado en las normas técnicas de cimentaciones.

Quando se emplee las relaciones anteriores deberá tomarse en cuenta lo siguiente:

a).- El parámetro  $\theta$  estará dado por:

$$\theta = \text{Ang tang } (\alpha \text{ tang } \theta^* )$$

donde  $\theta^*$  es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo.

Para suelos arenosos con compacidad relativa menor de 70%, el coeficiente alfa será igual a 0.67. En cualquier otro caso, será igual a 1.

b).- La posición del nivel freático considerada para la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo y de su peso volumétrico deberá ser la más desfavorable durante la vida útil de la estructura. En caso de que el ancho B de la cimentación sea mayor que la profundidad Z del manto freático bajo el nivel de desplante de la misma, el peso volumétrico a considerar en la ecuación de capacidad de carga para suelos friccionantes será:

$$y = y' + (Z/B) ( \gamma_m - y' )$$

donde:

$y'$ , es el peso volumétrico sumergido,  $T/m^3$ .

$\gamma_m$ , peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático,  $T/m^3$ .

c).- En caso de combinaciones de carga (en particular las que incluyen sollicitaciones sísmicas) que den lugar a resultantes excéntricas actuando a una distancia del eje longitudinal del cimiento, el ancho efectivo del cimiento deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e$$

Para tomar en cuenta la excentricidad en la dirección longitudinal se aplicará un criterio análogo.

d).- No deberán cimentarse estructuras sobre zapatas aisladas en depósitos de limos no plásticos o arenas finas en estado suelto o saturado, susceptibles de presentar pérdida total o parcial de resistencia por licuación o de deformaciones volumétricas importantes bajo sollicitaciones sísmicas. También deberán tomarse en cuenta las pérdidas de resistencia ocasionadas por las vibraciones de maquinaria en la vecindad de las cimentaciones desplazadas en suelos no cohesivos de capacidad baja o media.

3.- Para cimientos profundos a base de pilotes de punta o pilas.

Estos pilotes de punta son los que transmiten la mayor parte de la carga a un estrato resistente por medio de su punta. Generalmente, se llaman pilas a los elementos de más de 80 cm. de diámetro colados en perforación previa.

La capacidad de carga de pilotes y pilas se calculará con la expresión siguiente:

- Para suelos cohesivos.

$$q_a = C_u N_c \cdot F_R + p_v$$

- Para suelos friccionantes.

$$q_a = \bar{F}_v N_q \cdot F_R + p_v$$

Donde:

$q_a$ , capacidad de carga admisible por punta,  $T/m^2$ .

$p_v$ , presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes,  $T/m^2$ .

$\bar{F}_v$ , presión vertical.

$C_u$ , cohesión aparente, en  $T/m$  . determinada en ensaye triaxial

UU.

$N_c^*$ , coeficiente de capacidad de carga definido en la tabla siguiente:

$\theta_u$	0°	5°	10°
$N_c^*$	7	9	13

$\theta_u$ , ángulo de fricción aparente, en grados.

$N_q^*$ , coeficiente de capacidad de carga definido por:

$$N_q^* = N_{mín.} + Le(N_{máx.} - N_{mín.}) / [4B \tan(45^\circ + \theta/2)]$$

cuando  $Le/B \leq 4 \tan(45^\circ + \theta/2)$ , o bien

$$N_q^* = N_{máx.}$$

cuando  $Le/B > 4 \tan(45^\circ + \theta/2)$

$\theta$	20°	25°	30°	35°	40°
$N_{máx.}$	12.5	26	55	132	350
$N_{mín.}$	7	11.5	20	39	78

$Le$ , Longitud empotrada del pilote o pila en el estrato resistente, m.

$B$ , ancho o diámetro de los pilotes, m.

$\theta$ , ángulo de fricción interna, en grados.

$FR$ , factor de resistencia igual a 0.35.

En el caso de pilotes o pilas de más de 0.5 m. de diámetro, la capacidad así calculada deberá corregirse para tomar en cuenta el efecto de escala en la forma siguiente:

- Para suelos friccionantes, multiplicar la capacidad calculada por el factor:

$$Fr_e = [(B + 0.5)/2B]^n$$

donde:

$B$ , diámetro de la base del pilote o pila en m. ( 0.5m).

n, exponente igual a 1 para suelo suelto, 2 para suelo medianamente denso y 3 para suelo denso.

- Para suelos cohesivos firmes fisurados se multiplicará por el mismo factor  $F_{re}$  anterior con exponente  $n=1$ . Para pilas coladas en suelos cohesivos del mismo tipo se multiplicará por:

$$F_{re} = (B+1)/(2B+1)$$

También podrá utilizarse como alternativa a la ecuación para calcular la capacidad admisible  $q_a$ , una expresión basada en la resistencia a la penetración de cono o a la penetración estándar, corregida por efecto de escala, como lo indica la expresión.

$$F_{re} = [(B+0.5)/2B]^n$$

La contribución del suelo bajo la losa de la subestructura y de la subpresión a la capacidad de carga de un sistema de cimentación a base de pilotes de punta deberá despreciarse en todos los casos.

Además de la capacidad de carga vertical, se revisará la capacidad del suelo para resistir los esfuerzos horizontales inducidos por los pilotes sometidos a fuerzas horizontales, así como la capacidad estructural de los pilotes para transmitir dichas sollicitaciones horizontales.

De ninguna manera deberá pensarse que las reglas expuestas puedan seguirse a ojos cerrados, teniendo limitado al proyectista a una fórmula. Particularmente en cimentaciones profundas como el caso de pilotes y cilindros, las teorías no nos dan valores de confiabilidad, por lo que la experiencia del proyectista y las normas del sentido común deberán de tomar un papel muy importante.



## V.5.- ELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION.

Para el análisis y el diseño de la cimentación se consideró la información de proyecto siguiente:

- área en planta del edificio	$A_e = 814.00 \text{ m}^2$ .
- peso total del edificio	$W = 10254.70 \text{ Ton.}$
- peso volumétrico del material a excavar	$\gamma_m = 1.4 \text{ T/m}^3$ .
- Nivel de desplante del sótano	$D_f = 3.0 \text{ m.}$
- altura total del edificio	$H = 22.0 \text{ m.}$
- sección del cajón	$B = 20.40 \text{ m.}$
	$L = 39.90 \text{ m.}$

Con esta información y tomando en cuenta la estratigrafía del sitio, se -- analizó la alternativa de cimentar con un cajón desplantado a 3.0 m, ésta alternativa no se aceptó por falta de capacidad de carga del terreno y sus asentamientos son mayores de 50 cm. Por lo que se considera que una cimentación adecuada será a base de pilas apoyadas a 18.5 m. de profundidad, una bajo cada columna.

La capacidad de carga admisible de las pilas se calcula con la expresión:

$$q_a = \frac{q_c}{F_s}$$

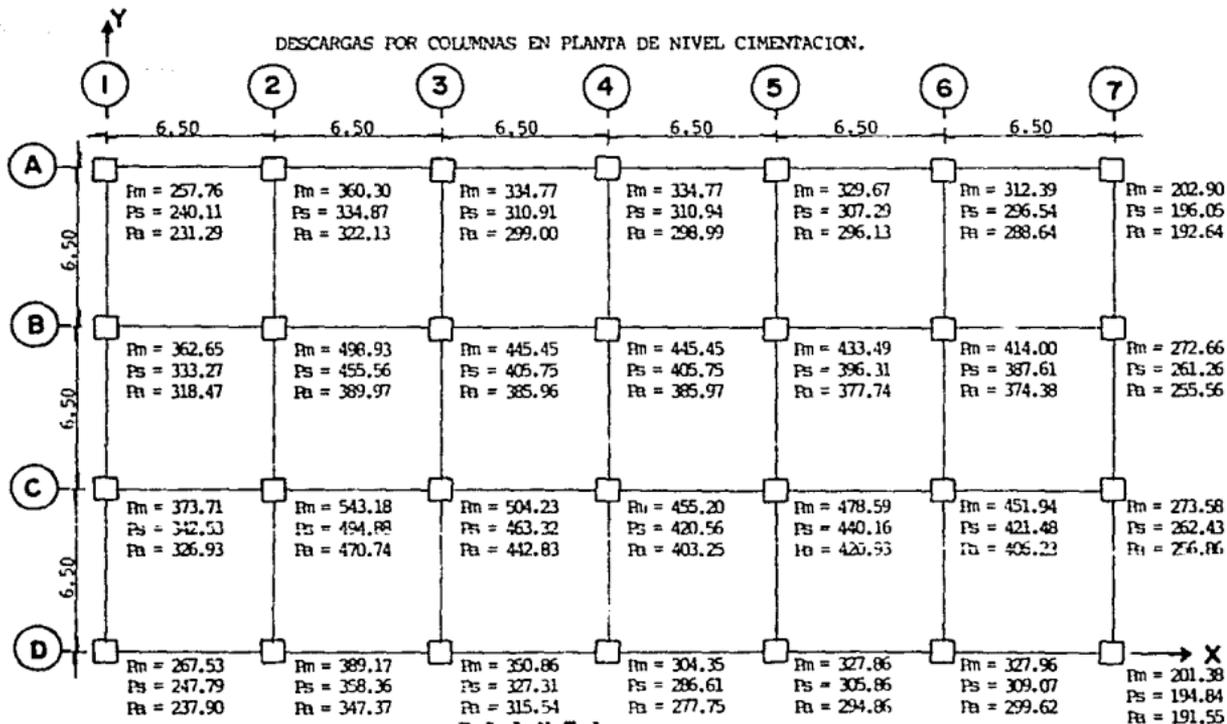
Donde.  $q_c$ , resistencia a la penetración del cono en el estrato de apoyo, se estima  $q_c = 150 \text{ kg/cm}^2$ .

$F_s$ , factor de seguridad  $F_s = 3$ .

Sustituyendo valores se obtiene la capacidad de carga admisible.

$$q_a = 500 \text{ T/m}^2$$

DESCARGAS POR COLUMNAS EN PLANTA DE NIVEL CIMENTACION.



**Simbología.**

Pm = C.M.+C.V.máx. (ton)

Ps = C.M.+C.V.sis. (ton)

Pa = C.M.+C.V.asent. (ton)

**P L A N T A**

estático

$\bar{Y} = 9.649 \text{ m.}$

$\bar{X} = 18.505 \text{ m.}$

ey = 0.101 m.

ex = 0.995 m.

sísmico

$\bar{Y} = 9.648 \text{ m.}$

$\bar{X} = 18.637 \text{ m.}$

ey = 0.102 m.

ex = 0.863 m.

$\Sigma Pm = 10254.70 \text{ (ton)}$

$\Sigma Ps = 9517.40 \text{ (ton)}$

$\Sigma Pa = 9109.19 \text{ (ton)}$

MVred.=17926.9T-m.

## CONDICION DE CARGA ESTATICA.

Para encontrar el diámetro adecuado de la pila se tiene la tabla siguiente:

$$\begin{aligned} ex &= -0.101 \text{ m.} & \sum Xi^2 &= 4732.00 \\ ey &= -0.995 \text{ m.} & \sum Yi^2 &= 1478.75 \end{aligned} \quad N = W \left[ \frac{1}{n} + \frac{ex Xi}{\sum Xi^2} + \frac{ey Yi}{\sum Yi^2} \right]$$

$$\frac{PR}{A} = FR \text{ qu}$$

$$FR = \left[ (B + 0.5)/2B \right]^n$$

$$\frac{PR}{A} = 0.332(1500) = 498 \text{ T/m}^2.$$

$$B = 1.3, n=3 \text{ para suelo denso}$$

$$A = \frac{Pu}{498} = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$FR = 0.332$$

$$D = \sqrt{0.00256 Pu}$$

Pila	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	W (ton)	1/28	$\frac{ex X_i}{\sum X_i^2}$ $\times 10^{-4}$	$\frac{ey Y_i}{\sum Y_i^2}$ $\times 10^{-3}$	N (ton)	Po.Po. (ton)	N.T. (ton)	N(1.5) (ton)	D (m)
1-A	-19.5	9.75	10254.70	0.0357	4.16	-6.56	303.09	50	353.09	529.64	1.16
2-A	-13.0	9.75	10254.70	0.0357	2.77	-6.56	301.67	50	351.67	527.51	1.16
3-A	-6.5	9.75	✓	✓	1.39	-6.56	300.24	✓	350.24	525.36	1.16
4-A	0.0	9.75	✓	✓	0.0	-6.56	298.82	✓	348.82	523.23	1.16
5-A	6.5	9.75	✓	✓	-1.39	-6.56	297.40	✓	347.40	521.10	1.15
6-A	13.0	9.75	✓	✓	-2.77	-6.56	295.98	✓	345.98	523.47	1.16
7-A	19.5	9.75	✓	✓	-4.16	-6.56	294.55	✓	344.55	516.83	1.15
1-B	-19.5	3.25	✓	✓	4.16	-2.19	347.93	✓	397.93	596.90	1.23
2-B	-13.0	3.25	✓	✓	2.77	-2.19	346.51	✓	396.51	594.77	1.23
3-B	-6.5	3.25	✓	✓	1.39	-2.19	345.09	✓	395.09	592.64	1.23
4-B	0.0	3.25	✓	✓	0.0	-2.19	343.67	✓	393.67	590.51	1.22
5-B	6.5	3.25	✓	✓	-1.39	-2.19	342.24	✓	392.24	588.36	1.23
6-B	13.0	3.25	✓	✓	-2.77	-2.19	340.82	✓	390.82	586.23	1.22
7-B	19.5	3.25	✓	✓	-4.16	-2.19	339.40	✓	389.40	584.10	1.22
1-C	-19.5	-3.25	✓	✓	4.16	2.19	392.79	✓	442.79	664.19	1.30
2-C	-13.0	-3.25	✓	✓	2.77	2.19	391.37	✓	441.37	662.06	1.30
3-C	-6.5	-3.25	✓	✓	1.39	2.19	389.94	✓	439.94	659.91	1.30
4-C	0.0	-3.25	✓	✓	0.0	2.19	388.52	✓	438.52	657.78	1.30
5-C	6.5	-3.25	✓	✓	-1.39	2.19	387.10	✓	437.10	655.65	1.29
6-C	13.0	-3.25	✓	✓	-2.77	2.19	385.68	✓	435.68	653.52	1.29
7-C	19.5	-3.25	✓	✓	-4.16	2.19	384.23	✓	434.23	651.35	1.29
1-D	-19.5	-9.75	✓	✓	4.16	6.56	437.63	✓	487.63	731.45	1.37
2-D	-13.0	-9.75	✓	✓	2.77	6.56	436.21	✓	486.21	729.32	1.36
3-D	-6.5	-9.75	✓	✓	1.39	6.56	434.79	✓	484.79	727.19	1.36
4-D	0.0	-9.75	✓	✓	0.0	6.56	433.36	✓	483.36	725.04	1.36
5-D	6.5	-9.75	✓	✓	-1.39	6.56	431.94	✓	481.94	722.87	1.36
6-D	13.0	-9.75	✓	✓	-2.77	6.56	430.52	✓	480.52	720.78	1.36
7-D	19.5	-9.75	✓	✓	-4.16	6.56	429.10	✓	479.10	718.65	1.36

\*.- más critica.

## CONDICION DE CARGA SISMICA.

sismo en dirección X-X

$$\begin{aligned} ex &= -0.863 \\ ey &= -0.102 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum X_i^2 &= 4732 \\ \sum Y_i^2 &= 1478.75 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_s &= 9517.44 \text{ ton.} \\ MV_{red.} &= 17926.90 \text{ T-m.} \end{aligned}$$

Momentos por carga excentrica

$$\begin{cases} M_{xexc.} = W_s ex = 9517.44(0.863) = 8213.55 \text{ T-m.} \\ M_{yexc.} = W_s ey = 9517.44(0.102) = 970.78 \text{ T-m.} \end{cases}$$

Momentos de diseño sismo en X-X

$$\begin{cases} M_{xdis.} = M_{xexc.} + MV_{red.} = 8213.55 + 17926.9 = 26140.49 \text{ T-m.} \\ M_{ydis.} = M_{yexc.} + 0.3MV_{red.} = 970.78 + 0.3(17926.9) = 6348.86 \text{ T-m.} \end{cases}$$

$$N = \frac{W_s}{n} \pm \frac{M_{xdis.}}{\sum X_i^2} X_i \pm \frac{M_{ydis.}}{\sum Y_i^2} Y_i$$

Pila	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	$W_s/28$ (ton)	$\frac{M_{xdis.}}{\sum X_i^2} X_i$ (ton)	$\frac{M_{ydis.}}{\sum Y_i^2} Y_i$ (ton)	N (ton)	Ra.Po. (ton)	N.T. (ton)	N.T.(1,1) (ton)	D (m)
1-A	19.5	9.75	339.91	107.72	-41.86	405.77	50.0	455.77	501.35	1.13
2-A	13.0	9.75	339.91	71.81	-41.86	369.86	50.0	419.86	461.85	1.09
3-A	6.5	9.75	✓	35.91	-41.86	333.96	✓	383.96	422.36	1.04
4-A	0.0	9.75	✓	0.0	-41.86	298.05	✓	348.05	382.86	0.99
5-A	6.5	9.75	✓	-35.91	-41.86	262.14	✓	312.14	343.35	0.94
6-A	13.0	9.75	✓	-71.81	-41.86	226.24	✓	276.24	303.86	0.88
7-A	19.5	9.75	✓	-107.72	-41.86	190.33	✓	240.33	274.35	0.82
1-B	19.5	3.25	✓	107.72	-13.95	433.68	✓	483.68	532.05	1.17
2-B	13.0	3.25	✓	71.81	-13.95	397.77	✓	447.77	492.55	1.12
3-B	6.5	3.25	✓	35.91	-13.95	361.87	✓	411.87	453.06	1.08
4-B	0.0	3.25	✓	0.0	-13.95	325.96	✓	375.96	413.56	1.03
5-B	6.5	3.25	✓	-35.91	-13.95	290.05	✓	340.05	374.06	0.98
6-B	13.0	3.25	✓	-71.81	-13.95	254.15	✓	304.15	334.56	0.93
7-B	19.5	3.25	✓	-107.72	-13.95	218.24	✓	268.24	295.06	0.87
1-C	19.5	3.25	✓	107.72	13.95	461.58	✓	511.58	562.74	1.20
2-C	13.0	3.25	✓	71.81	13.95	425.67	✓	475.67	523.24	1.16
3-C	6.5	3.25	✓	35.91	13.95	389.77	✓	439.77	483.75	1.11
4-C	0.0	3.25	✓	0.0	13.95	353.86	✓	403.86	444.25	1.07
5-C	6.5	3.25	✓	-35.91	13.95	317.95	✓	367.95	404.75	1.02
6-C	13.0	3.25	✓	-71.81	13.95	282.05	✓	332.05	365.26	0.97
7-C	19.5	3.25	✓	-107.72	13.95	246.14	✓	296.14	325.75	0.91
1-D	19.5	9.75	✓	107.72	41.86	489.49	✓	539.49	593.44	1.23
2-D	13.0	9.75	✓	71.81	41.86	453.58	✓	503.58	553.94	1.19
3-D	6.5	9.75	✓	35.91	41.86	417.68	✓	467.68	514.45	1.15
4-D	0.0	9.75	✓	0.0	41.86	381.77	✓	431.77	474.95	1.10
5-D	6.5	9.75	✓	-35.91	41.86	345.86	✓	395.86	435.45	1.06
6-D	13.0	9.75	✓	-71.81	41.86	309.96	✓	359.96	395.96	1.00
7-D	19.5	9.75	✓	-107.72	41.86	274.05	✓	324.05	356.46	0.96

\*.- más crítica.

## CONDICION DE CARGA SISMICA.

sismo en dirección Y-Y

ex = 0.863 m.

$\sum Xi^2 = 4732$

Ws = 9517.44 ton.

ey = 0.102 m.

$\sum Yi^2 = 1478.75$

M<sub>Wred.</sub> = 17926.90 T-m.

Momentos por carga excéntrica

M<sub>Xexc.</sub> = Ws ex = 9517.44 × 0.863 = 8213.55 T-m

M<sub>Yexc.</sub> = Ws ey = 9517.44 × 0.102 = 970.78 T-m

Momentos de diseño  
sismo en Y - Y

M<sub>Xdis.</sub> = M<sub>Xexc.</sub> + 0.3M<sub>Wred.</sub> = 8213.55 + 0.3(17926.90) = 13591.63 T-m

M<sub>Ydis.</sub> = M<sub>Yexc.</sub> + M<sub>Wred.</sub> = 970.78 + 17926.90 = 18897.72 T-m

$$N = \frac{Ws}{n} - \frac{M_{Xdis.} \cdot Xi}{\sum Xi^2} + \frac{M_{Ydis.} \cdot Yi}{\sum Yi^2}$$

pila	Xi (m)	Yi (m)	Ws/28 (ton)	M <sub>Xdis.</sub> Xi (ton)	M <sub>Ydis.</sub> Yi (ton)	N (ton)	Po.Po. (ton)	N.T. (ton)	N.T.(1,1) (ton)	D (m)
1-A	19.5	9.75	339.91	56.00	-124.60	271.31	50.0	321.31	353.44	0.95
2-A	13.0	9.75	339.91	37.34	-124.60	252.65	50.0	302.65	332.92	0.92
3-A	6.5	9.75	✓	18.67	-124.60	233.98	✓	283.98	312.38	0.90
4-A	0.0	9.75	✓	0.00	-124.60	215.31	✓	265.31	291.84	0.86
5-A	6.5	9.75	✓	-18.67	-124.60	196.64	✓	246.64	271.30	0.83
6-A	13.0	9.75	✓	-37.34	-124.60	177.97	✓	227.97	250.77	0.80
7-A	19.5	9.75	✓	-56.00	-124.60	159.31	✓	209.31	230.24	0.77
1-B	19.5	3.25	✓	56.00	-41.53	354.38	✓	404.38	444.82	1.07
2-B	13.0	3.25	✓	37.34	-41.53	335.72	✓	385.72	424.29	1.04
3-B	6.5	3.25	✓	18.67	-41.53	317.05	✓	367.05	403.76	1.02
4-B	0.0	3.25	✓	0.00	-41.53	298.38	✓	348.38	383.22	0.99
5-B	6.5	3.25	✓	-18.67	-41.53	279.71	✓	329.71	362.68	0.96
6-B	13.0	3.25	✓	-37.34	-41.53	261.04	✓	311.04	342.14	0.94
7-B	19.5	3.25	✓	-56.00	-41.53	242.38	✓	292.38	321.62	0.91
1-C	19.5	3.25	✓	56.00	41.53	437.44	✓	487.44	536.18	1.17
2-C	13.0	3.25	✓	37.34	41.53	418.78	✓	468.78	515.66	1.15
3-C	6.5	3.25	✓	18.67	41.53	400.11	✓	450.11	495.12	1.13
4-C	0.0	3.25	✓	0.00	41.53	381.44	✓	431.44	474.58	1.10
5-C	6.5	3.25	✓	-18.67	41.53	362.77	✓	412.77	454.05	1.08
6-C	13.0	3.25	✓	-37.34	41.53	344.10	✓	394.10	433.51	1.05
7-C	19.5	3.25	✓	-56.00	41.53	325.44	✓	375.44	412.98	1.03
1-D	19.5	9.75	✓	56.00	124.60	520.51	✓	570.51	627.56	1.27
2-D	13.0	9.75	✓	37.34	124.60	501.85	✓	551.85	607.04	1.25
3-D	6.5	9.75	✓	18.67	124.60	483.18	✓	533.18	586.50	1.23
4-D	0.0	9.75	✓	0.00	124.60	464.51	✓	514.51	565.96	1.20
5-D	6.5	9.75	✓	-18.67	124.60	445.84	✓	495.84	545.42	1.18
6-D	13.0	9.75	✓	-37.34	124.60	427.17	✓	477.17	524.89	1.16
7-D	19.5	9.75	✓	-56.00	124.60	408.51	✓	458.51	504.36	1.14

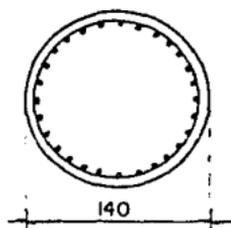
\*.- más crítica.

Del análisis anterior se observa que para la condición de carga estática se tiene una descarga mayor en la columna 1-D, donde requiere un diámetro de pila de 1.40 m. por facilidad de construcción se generaliza éste diámetro para todas las pilas, las cuales serán de concreto armado coladas en el sitio en perforaciones previas estabilizadas con lodo bentonítico. La profundidad de perforación proyectada es de 18.5 m. a partir del nivel de banqueta; sin embargo en caso que el estrato resistente no se localice exactamente a la misma profundidad (18.1 m.) en todas las pilas, deberá anotarse la profundidad en que inicie éste estrato y perforar en él 0.5 m. ; éste será el nivel de apoyo adecuado de cada pila.

La distorsión angular provocada por el sismo, considerando la deformación diferencial entre dos cabezas de las pilas es despreciable, por lo que no existe necesidad de colocar traveses de rigidización y basta con una retícula de contratraveses que unan las pilas. Sólo se tendrá que analizar la zona de cisterna con especial cuidado.

El armado de la pila será con el acero mínimo, considerandola como una columna corta.

#### Refuerzo de la pila



•.- 28#6  
E#4@25

Refuerzo longitudinal.

$$\frac{A_s}{A_c} \leq \frac{20}{f_y} ; \frac{20}{4200} = 0.00476$$

$$A_s = 15394.0 (0.00476) = 73.3 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Vars. } \#6 \ a_s = 2.85 , \ 28\#6 \ A_s = 79.8 \text{ cm}^2.$$

$$A_c = \text{área de la pila} = \frac{\pi D^2}{4} =$$

$$A_c = 15394.0 \text{ cm}^2.$$

Cálculo de refuerzo transversal de la pila.

estribos del #4  $a_g = 1.27 \text{ cm}^2$ .

$$S \leq \begin{cases} \frac{850}{\sqrt{f_y}} \phi L = \frac{850}{\sqrt{4200}} (1.9) = \underline{25 \text{ cm.}} \\ 48 \phi t = 48(1.27) = 61.0 \text{ cm.} \\ \frac{b}{2} = \frac{140}{2} = 70 \text{ cm.} \end{cases}$$

La separación máxima calculada anteriormente (25.0 cm.) no será mayor que la requerida por resistencia a fuerza cortante y torsión, en su caso.

$$V_{TB} = 1382.30 \text{ ton.}$$

$$V_{col.} = \frac{1382.3}{28} = 49.4 \text{ ton}$$

$$V_{dis.} = 49.4 (1.1) = 54.34 \text{ ton.}$$

$$p = 0.0047 < 0.01$$

$$V_{CR} = \frac{FR \phi D^2}{4} (0.2 + 30p) \sqrt{f \cdot c}$$

$$V_{CR} = 0.8 \frac{\pi (140)^2}{4} (0.2 + 30 (0.0047)) \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 59.4 \text{ ton.}$$

$$V_{CR} > V_{dis.} \therefore 25 \text{ cm. es correcto.}$$

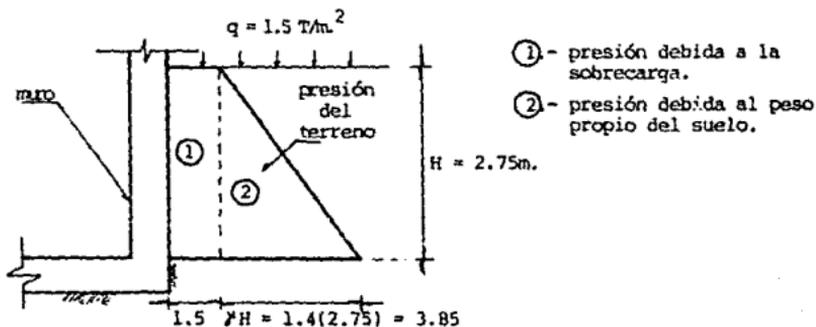
Atendiendo al plano general de la red primaria de drenaje de la Cd. de México del D.F. , se reporta que en el período 1976 - 1981 el hundimiento regional en la zona fué menor de 10 cm., por lo cual se estima poco significativo el efecto de fricción negativa en las cargas sobre las pilas.

## V.6.- DISEÑO DE LOS MUROS DEL CAJÓN.

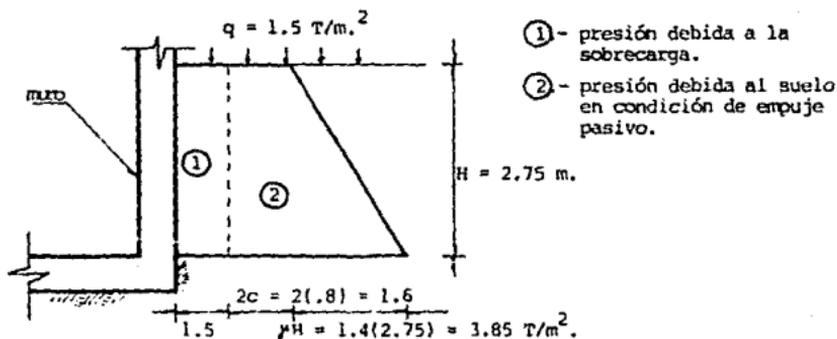
Tomando en cuenta las características de los materiales, se valúa la presión de empuje sobre los muros del cajón en función de una sobrecarga en la superficie, el peso volumétrico del suelo y la profundidad.

Para la condición sísmica el empuje máximo que actúe sobre los muros será el pasivo, y estará en función de la profundidad del cajón.

## DIAGRAMAS DE PRESIONES.



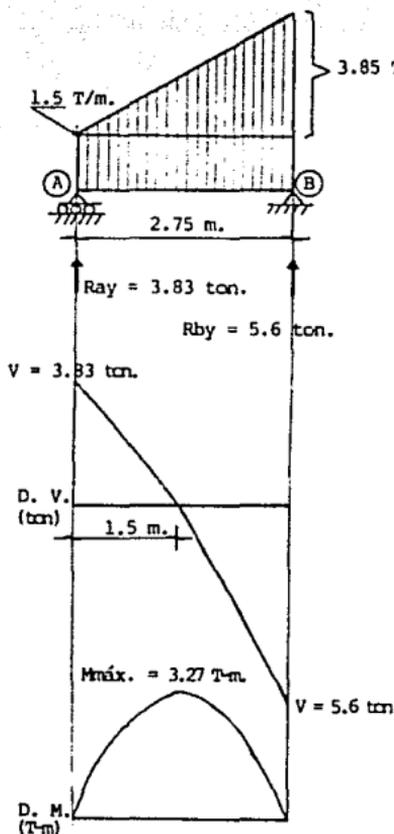
a).- CONDICIÓN ESTÁTICA.



b).- CONDICIÓN SISMICA.



## -ANÁLISIS DEL MURO EN CONDICIÓN ESTÁTICA.



reacciones.

$$\Sigma M_A = 0$$

$$1.5 \frac{(2.75)^2}{2} + 2.75 \frac{(3.85)(2)}{3} (2.75)$$

$$-R_{by} 2.75 = 0$$

$$R_{by} = \frac{15.38}{2.75} = 5.6 \text{ ton.}$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$R_{ay} - 1.5(2.75) - 2.75 \frac{(3.85)}{2} + 5.6 = 0$$

$$R_{ay} = 3.83 \text{ ton.}$$

cálculo del momento máximo.

$$\frac{3.85}{2.75} = 1.4 \quad w = 1.5 \text{ ton/m.}$$

$$M_{\text{máx.}} = 3.83x - \frac{wx^2}{2} - \frac{1.4x^3}{6}$$

derivada

$$3.83 - wx - \frac{1.4x^2}{2} = 0$$

$$0.7x^2 + 1.5x - 3.83 = 0$$

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$x = \frac{-1.5 \pm \sqrt{(1.5)^2 - 4(0.7)(-3.83)}}{2(0.7)}$$

$$x = \frac{-1.5 \pm 3.6}{1.4}$$

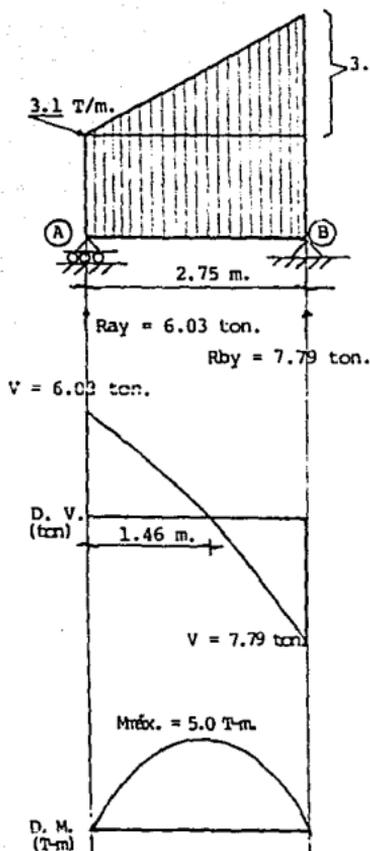
$$x_1 = 1.5 \checkmark$$

$$x_2 = -3.64 \times$$

sustituyendo  $x_1$  en la ecuación de  $M_{\text{máx.}}$ 

$$M_{\text{máx.}} = 3.27 \text{ T-m.}$$

## - ANALISIS DEL MURO EN CONDICION SISMICA.



reacciones.

$$\Sigma M_A = 0$$

$$\frac{3.1(2.75)^2}{2} + 3.85 \frac{(2.75)^2}{2} (2) - R_{by} 2.75 = 0$$

$$R_{by} = 7.79 \text{ ton.}$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$R_{ay} - 3.1 (2.75) - 3.85 \frac{(2.75)}{2} + 7.79 = 0$$

$$R_{ay} = 6.03 \text{ ton.}$$

cálculo del momento máximo.

$$\frac{3.85}{2.75} = 1.4 \quad w = 3.1 \text{ T/m.}$$

$$M_{\text{máx.}} = 6.03 x - \frac{wx^2}{2} - \frac{(1.4 x^3)}{6}$$

derivada

$$6.03 - wx - \frac{1.4 x^2}{2} = 0$$

$$0.7 x^2 + 3.1 x - 6.03 = 0$$

$$a \quad b \quad c$$

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$x = \frac{-3.1 \pm \sqrt{(3.1)^2 - 4(0.7)(-6.03)}}{2(0.7)}$$

$$x = \frac{-3.1 \pm 5.15}{1.4} \quad x_1 = 1.46 \text{ m.} \quad \checkmark$$

$$x_2 = -5.86 \text{ m.} \quad \times$$

sustituyendo  $x_1$ , en la ecuación de  $M_{\text{máx.}}$ 

$$M_{\text{máx.}} = 5.0 \text{ T-m.}$$

cortante reducido, calculado a un peralte del paño de apoyo.

$$V_{\text{máx.}} = 6.29 \text{ ton.}$$

Los elementos mecánicos son más críticos para la carga por sismo, por lo que éstos se considerarán para diseño.

$$M_u = 1.1 (5.0) = 5.5 \text{ T-m.}$$

$$V_u = 1.1 (6.29) = 6.92 \text{ ton.}$$

materiales.

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

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

$$f^*c = 0.8(250) = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{muro } e = 25 \text{ cm.}$$

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{5.5 \times 10^5}{100(22)^2} = 11.4 \quad \text{de la Fig. V.6} \\ \Rightarrow p = 0.003$$

$$A_s = 0.003 (100) (22) = 6.6 \text{ cm}^2.$$

$$\text{vars. } \# 4 \quad a_s = 1.27 \text{ cm}^2.$$

$$s = \frac{100(1.27)}{6.6} = 19.2$$

$$\therefore \text{vars. } \# 4 @ 20 \text{ cm.}$$

Revisión por cortante.

$$\text{si } p < 0.01$$

$$VCR = FR bd (.2 + 30p) \sqrt{f^*c}$$

$$VCR = 0.8 (100) (22) (.2 + 30(0.003)) \sqrt{200}$$

$$VCR = 7.22 \text{ ton.}$$

$$7.22 > 6.92 \quad \therefore \text{el peralte es correcto.}$$

Armado por temperatura.

$$a_s = \frac{660 x_1 (1.5)}{f_y(x_1 + 100)}$$

; factor de 1.5 por estar en contacto con el terreno.

$$a_s = \frac{660(25) (1.5)}{4200(25+100)} = 0.0471 \text{ cm}^2/\text{cm.}$$

$$\text{vars. } \# 3 \quad a_s = 0.71 \text{ cm}^2.$$

$$s = \frac{0.71}{0.047} = 15 \text{ cm.}$$

se colocará en dos lechos  
 $\therefore$  parrilla # 3 @ 30 cm.

## MOMENTOS RESISTENTES DE SECCIONES RECTANGULARES

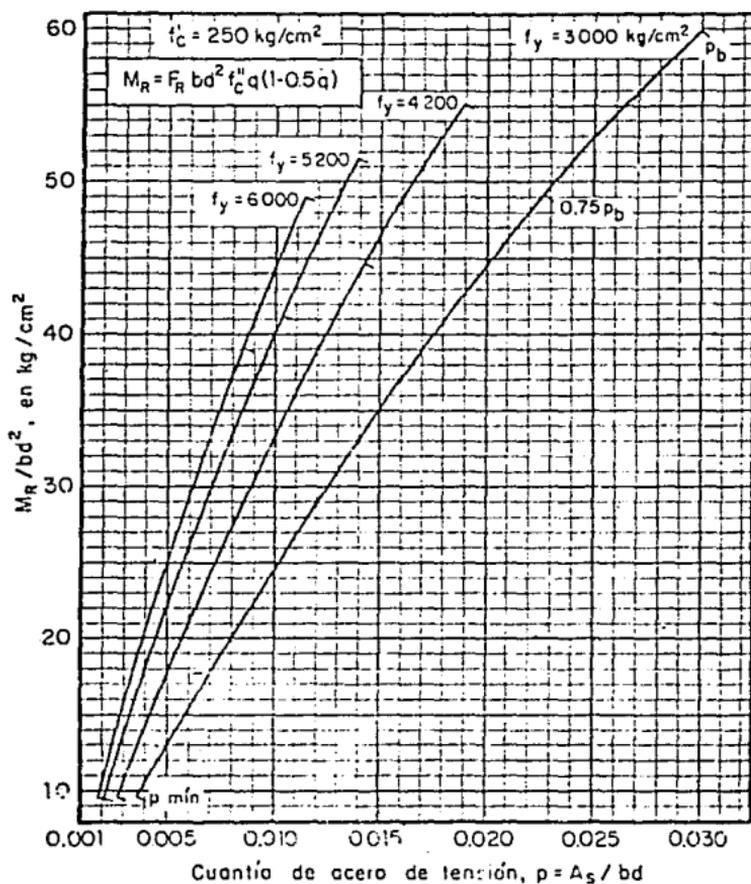
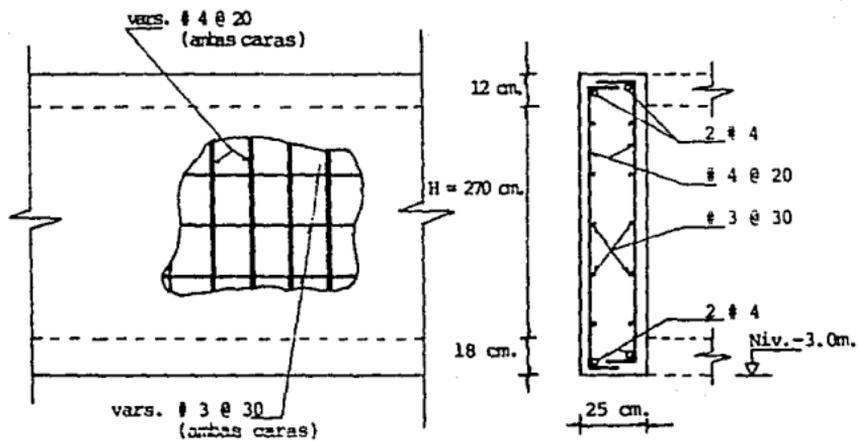
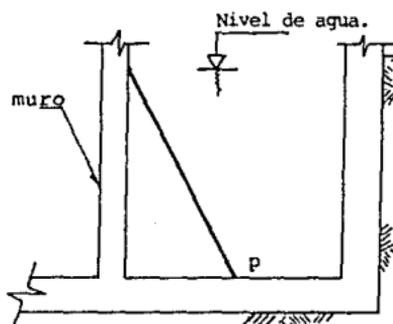


Fig. V.6

## ARMADO DEL MURO DE CONTENCIÓN.



## V.7.- DISEÑO DEL MURO LATERAL DE LA CISTERNA.



CISTERNA

$$\Sigma MA = 0$$

$$2.7 \frac{(2.7)}{2} (2) (2.7) - R_{by} \cdot 2.7 = 0$$

$$R_{by} = 2.43 \text{ ton.}$$

$$\Sigma Fy = 0$$

$$2.43 - 2.7 \frac{(2.7)}{2} + R_{ay} = 0$$

$$R_{ay} = 1.215 \text{ ton.}$$

cálculo del momento máximo.

$$M_{\text{máx.}} = 1.215 x - \frac{x^3}{6}$$

derivada.

$$1.215 - \frac{x^2}{2} = 0$$

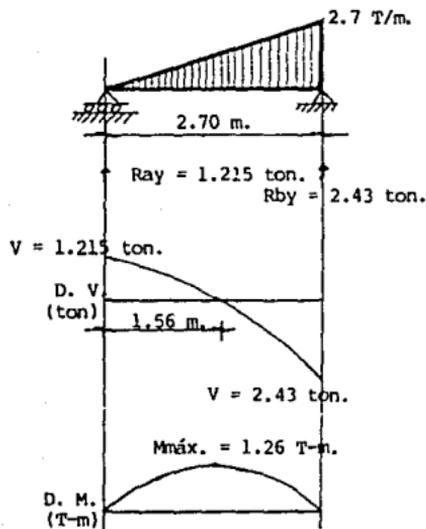
$$2.43 - x^2 = 0$$

$$x_1 = \sqrt{2.43}$$

$$x_1 = 1.56 \text{ m.} \checkmark \checkmark$$

sustituyendo  $x_1$  en la ec. de  $M_{\text{máx.}}$ 

$$M_{\text{máx.}} = 1.26 \text{ T-m.}$$



Diseño del muro lateral de cisterna.

$$M_u = 1.5 (1.26) = 1.89 \text{ T-m.}$$

$$V_u = 1.5 (2.43) = 3.65 \text{ ton.}$$

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{1.89 \times 10^5}{100(12)^2} = 13.13 \quad \text{de la Fig. V.6} \\ \Rightarrow p = 0.0037$$

$$A_s = 0.0037(100)(12) = 4.4 \text{ cm}^2.$$

$$\text{vars. } \#4 \quad a_s = 1.27 \text{ cm}^2.$$

$$s = \frac{127}{4.4} = 28 \text{ cm.}$$

$$\therefore \#4 @ 25 \text{ cm.}$$

Revisión por cortante.

$$\text{si } p < 0.01$$

$$VCR = FR bd (0.2 + 30p) \sqrt{f^*c}$$

$$VCR = 0.8 (100) (12) (.2 + 30(.0037)) \sqrt{200}$$

$$VCR = 4.2 \text{ ton.}$$

$$VCR > V_u \quad \therefore \text{el peralte es correcto.}$$

Armado por temperatura.

$$a_s = \frac{660 \times (1.5)}{f_y(x, +100)} = \frac{660(15) (1.5)}{4200(15+100)} = 0.031 \text{ cm}^2/\text{cm.}$$

$$\text{vars, } \#3 \quad a_s = 0.71 \text{ cm}^2.$$

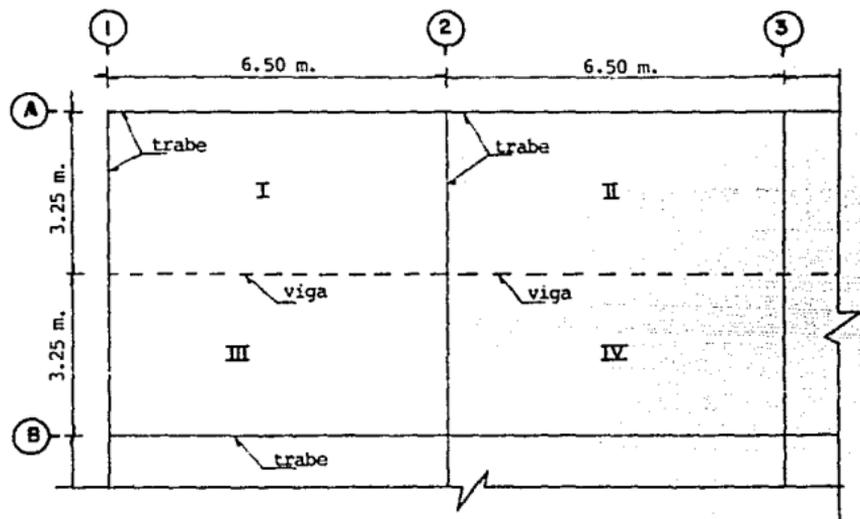
$$s = \frac{0.71}{0.031} = 23$$

se colocará en dos lechos.

$$\therefore \text{parrilla } \#3 @ 40 \text{ cm.}$$

## V.8.- DISEÑO DE LA LOSA DE FOSA.

El diseño de las losas de piso del cajón se hará para una presión de contacto que tome en cuenta la carga en el sotano y el peso propio de las losas, afectando la suma por su factor correspondiente.



## Análisis de cargas en losa.

## Zona de cisterna.

losa e = 18 cm.	$0.18 \times 2.4 = 0.43 \text{ T/m}^2$
Reglamento de C.D.F.	$= 0.02$
	$\frac{0.45 \text{ T/m}^2}{}$
cisterna con agua C.V.	$= 2.70 \text{ T/m}^2$
C.M. + C.V.máx.	$= 3.15 \text{ T/m}^2$

## Zona de cables.

losa e = 15 cm.	$0.15 \times 2.4 = 0.36$
R.C.D.F.	$= 0.02$
	$= 0.38$
C.V. por cables	$= 0.85$
C.M. + C.V.máx.	$= 1.23$
	$\text{T/m}^2$



Tablero I.

$$W = 3.15 \text{ T/m}^2.$$

$$W_u = 1.5(3.15) = 4.725 \text{ T/m}^2.$$

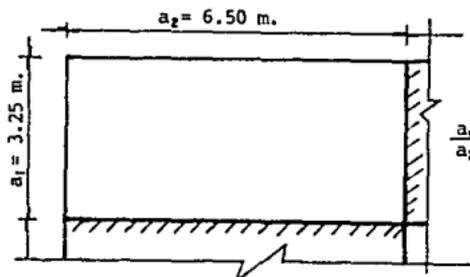
materiales.

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

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

$$f_s = 0.6f_y = 2520 \text{ Kg/cm}^2.$$

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



$$\frac{a_1}{a_2} = \frac{3.25}{6.50} = 0.5 \therefore \text{la losa trabaja en dos direcciones.}$$

$$d = \frac{(325 + 650) \cdot 1.25 + 325 + 650}{300} (0.034) \sqrt{2520 (4725)}$$

$$d = 7.31 (1.99) = 14.60 \approx 15 \text{ cm.} \quad r = 3 \text{ cm.}$$

$$H = 15 + 3 = 18 \text{ cm.}$$

$$10^{-4} W a_2^2 = 10^{-4} (3.15) (3.25)^2 = 0.00333$$

Losa colada monolíticamente con sus apoyos, c, de la tabla V.8.

momento	claro	c $W a_2^2 10^{-4}$	Ma	Mu = 1.5Ma(T-m)
neg. en bordes interiores	corto	598 x 0.00333	1.99	2.99
	largo	475 x 0.00333	1.58	2.37
neg. en bordes discontinuos	corto	362 x 0.00333	1.20	1.81
	largo	258 x 0.00333	0.86	1.29
positivo	corto	358 x 0.00333	1.19	1.79
	largo	152 x 0.00333	0.51	0.76

$$\frac{MR}{bd^2} = \frac{2.99 \times 10^5}{100(15)^2} = 13.30$$

de la Fig. V.6  
 $\Rightarrow p = 0.004$

TABLA V.8  
COEFICIENTES DE MOMENTOS PARA TABLEROS RECTANGULARES, FRANJAS CENTRALES

Para las franjas extremas multiplíquense los coeficientes por 0.60

Tablero	Momento	Clase	Relación de lados corto a largo, $m = a/b$													
			0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0			
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II		
Interq. Yada las bordes continuas	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	553	545	459	498	422	438	381	367	333	333	268	262
		largo	514	544	429	431	391	412	371	368	347	351	320	332	265	272
	positiva	corto	630	668	312	322	249	276	222	236	192	197	158	164	126	130
		largo	172	181	139	144	134	139	120	135	128	133	127	131	124	130
De borde en los bordes discontinuos	Neg. en bordes interiores	corto	998	1012	568	594	506	533	451	478	403	421	357	368	315	345
		largo	516	544	429	431	391	412	372	392	350	369	324	341	297	311
	Neg. en bordes dis. continuos	corto	324	0	231	0	215	0	224	0	227	0	202	0	192	0
		largo	630	668	312	326	292	326	247	261	202	219	167	181	132	144
De borde en los bordes discontinuos	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	583	624	514	548	453	481	397	420	346	364	297	311
		largo	587	687	485	545	442	513	411	470	379	426	347	364	315	346
	Neg. en bordes dis. continuos	corto	651	0	367	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0
		largo	751	912	334	366	285	312	241	263	207	218	164	175	129	135
De escalas de todos los bordes discontinuos	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	596	622	520	582	471	500	419	464	371	412	324	344
		largo	607	713	475	564	455	541	429	506	354	457	343	412	324	364
	Neg. en bordes dis. continuos	corto	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0
		largo	751	912	358	416	306	354	259	298	216	247	178	199	137	153
Aislado entre los bordes discontinuos	Neg. en borde discontinuos	corto	197	217	157	168	146	163	147	158	140	156	133	154	137	153
		largo	370	0	550	0	530	0	470	0	420	0	380	0	330	0
	positiva	corto	330	0	330	0	230	0	330	0	330	0	330	0	330	0
		largo	1100	1670	830	1300	800	1330	720	1190	640	1070	570	950	500	830
		corto	700	230	500	830	570	830	500	830	500	830	500	830	500	830
		largo	200	230	500	830	570	830	500	830	500	830	500	830	500	830

Caso I. losa colada monolíticamente con sus apoyos

Caso II. losa no colada monolíticamente con sus apoyos

Los coeficientes multiplicados por  $10^{-4} w a^2$  dan momentos por unidad de ancho

Para el caso I,  $a_1$  y  $a_2$  puedan tomarse como los claros libres entre paños de vigas; para el caso II se tomarán como los claros entre ejes, pero sin exceder el claro libre más dos veces el espesor de la losa.

$$A_s = 0.004 (100) (15) = 6.0 \text{ cm}^2.$$

$$\text{vars. } \# 4 \quad a_s = 1.27 \text{ cm}^2.$$

$$s = \frac{127}{6} = 21 \text{ cm.}$$

$$\text{vars. } \# 4 @ 20 \text{ cm.}$$

Armado por momento positivo.

$$\frac{MR}{bd^2} = \frac{1.79 \times 10^5}{100(15)^2} = 7.96$$

$$\begin{aligned} &\text{de la Fig. 7.6} \\ \Rightarrow &P_{\text{mín.}} = 0.0026 \end{aligned}$$

$$A_s = 0.0026 (100) (15) = 3.9 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{127}{3.9} = 32 \text{ cm.}$$

$$\therefore \text{vars. } \# 4 @ 30 \text{ cm.}$$

Revisión por cortante.

$$V_u = \frac{(325/2 - 0.15) 4.73}{[1 + (3.25/6.5)^2]} = 6.87 \text{ ton.}$$

$$VCR = 0.5 FR \text{ bd } \sqrt{f'c}$$

$$VCR = 0.5 (0.8) (100) (15) \sqrt{200} = 8485 \text{ Kg. } \approx 8.48 \text{ ton.}$$

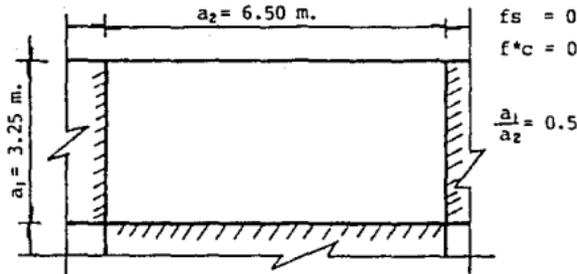
$VCR > V_u$   $\therefore$  el peralte es correcto.

Tablero II.

$$W = 1.23 \text{ T/m}^2$$

$$W_u = 1.5 (1.23) = 1.845 \text{ T/m}^2.$$

$$a_2 = 6.50 \text{ m.}$$



materiales.

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

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

$$f_s = 0.6 f_y = 2520 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f'c = 0.8 f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\frac{a_1}{a_2} = 0.5$$

$$d = \frac{325 (2) + 650 + 650 (1.25)}{300} (0.034) \sqrt[4]{2520 (1845)}$$

$$d = 7.04 (1.58) = 11.11 \approx 12 \text{ cm.}$$

$$r = 3 \text{ cm.}$$

$$H = 12 + 3 = 15 \text{ cm.}$$

$$10^{-4} W a_2^2 = 10^{-4} (1.23) (3.25)^2 = 0.0013$$

Losa colada monolíticamente con sus apoyos. c, de la tabla V.8.

Momento	claro	c $W a_2^2 10^{-4}$	Ma	Mu = 1.5 Ma (T-m)
neg. en bordes interiores.	corto	583 x 0.0013	0.76	1.14
	largo	465 x 0.0013	0.60	0.91
neg. en bordes discontinuos.	corto	362 x 0.0013	0.47	0.71
	largo	147 x 0.0013	0.19	0.29
positivo.	corto	334 x 0.0013	0.43	0.65
	largo	147 x 0.0013	0.19	0.29

$$\frac{MR}{bd^2} = \frac{1.14 \times 10^5}{100(12)^2} = 7.92 \Rightarrow F_{mín.} = 0.0026$$

de la Fig. V.6

$$A_s = 0.0026 (100) (12) = 3.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{vars. } \# 4 \quad a_s = 1.27 \text{ cm}^2.$$

$$s = \frac{127}{3.12} = 41 \text{ cm.}$$

$$s_{\text{máx.}} = 2.5 d = 2.5 (12) = 30 \text{ cm.}$$

$$\therefore \text{vars. } \# 4 @ 30 \text{ cm.}$$

Revisión por cortante.

$$V = \frac{\left[ \frac{a_1}{2} - d \right] W_u}{1 + \left[ \frac{a_1}{a_2} \right]^2} = \frac{\left[ \frac{3.25}{2} - 0.12 \right] 1.845}{1 + \left[ \frac{3.25}{6.50} \right]^2} = 2.73 \text{ ton.}$$

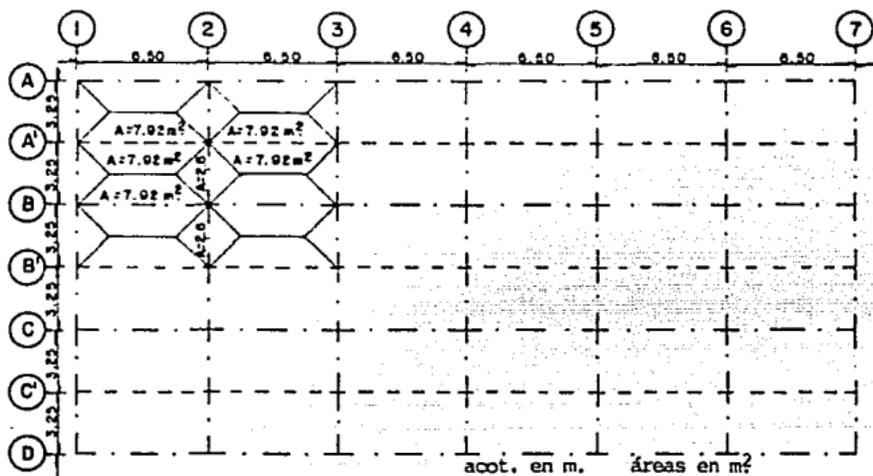
$$VCR = 0.5 FR bd \sqrt{f \cdot c}$$

$$VCR = 0.5 (.8) (100) (12) \sqrt{200} = 6.79 \text{ ton.}$$

$VCR > Vu$   $\therefore$  el peralte es correcto.

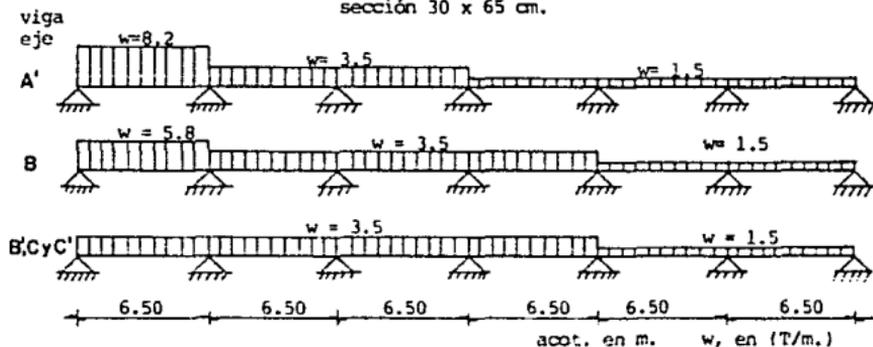
## V.9.- DISEÑO DE LA RETÍCULA DE CONTRATRABES.

Debido a que la distorsión angular provocada por el sismo, considerando que la deformación diferencial entre dos cabezas de las pilas es despreciable, basta colocar una retícula de contratraves que unan las pilas, y teniendo en cuenta el peso de la losa de cimentación y su carga viva considerada, se tiene lo siguiente:

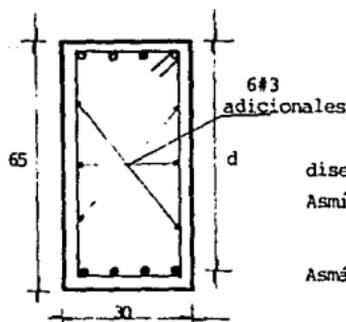


## VIGAS EJES LETRA

sección 30 x 65 cm.



Momentos resistentes de una trabe de sección 30 x 65 cm.



materiales.

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

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

$$f^{**}c = 0.85 f^*c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

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

diseño por flexión.

$$\text{Asmín.} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} (30)(60) = 4.74 \text{ cm}^2$$

$$\text{Asmáx.} = 0.75 \left[ \frac{4800}{6000+4200} \right] \frac{170}{4200} (30)(60) = 25.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{MR} = \text{FRbd}^2 f^{**}c q (1-0.5q) \quad \text{FR} = 0.9$$

$$\text{MR} = 0.9(30)d^2(170) q (1-0.5q)$$

$$p = \frac{\text{As}}{\text{bd}} \quad q = p \frac{fy}{f^{**}c}$$

No. varillas	d (cm.)	As <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	p	q	MR (T-m)	MR/1.5 (T-m)	VCR (ton.)
2 # 6	60	5.70	0.0031	0.0769	11.23	7.49	6.00
3 # 6	60	8.55	0.00467	0.1154	18.57	12.38	7.04
4 # 6	60	11.40	0.0062	0.1532	24.15	16.10	8.00
3 # 6 + 2 # 6	60	14.25	0.0078	0.1924	29.70	19.80	9.00
3 # 6 + 4 # 6	60	19.95	0.0109	0.2693	39.80	26.54	10.05
3 # 6 + 5 # 6	59	22.80	0.01288	0.3182	42.75	28.50	10.05
3 # 6 + 6 # 6	59	25.65	0.01449	0.3580	46.96	31.31	10.05
3#6 + 2#6 + 2#8	59	24.39	0.01378	0.3404	45.13	30.10	10.05

diseño por cortante.

$$\text{si } p < 0.01 \quad \text{VCR} = \text{FRbd}(.2 + 30p) \sqrt{f^*c}$$

$$\text{FR} = 0.8$$

$$\text{si } p \geq 0.01 \quad \text{VCR} = 0.5 \text{FRbd} \sqrt{f^*c}$$

separaciones de estribos E#3

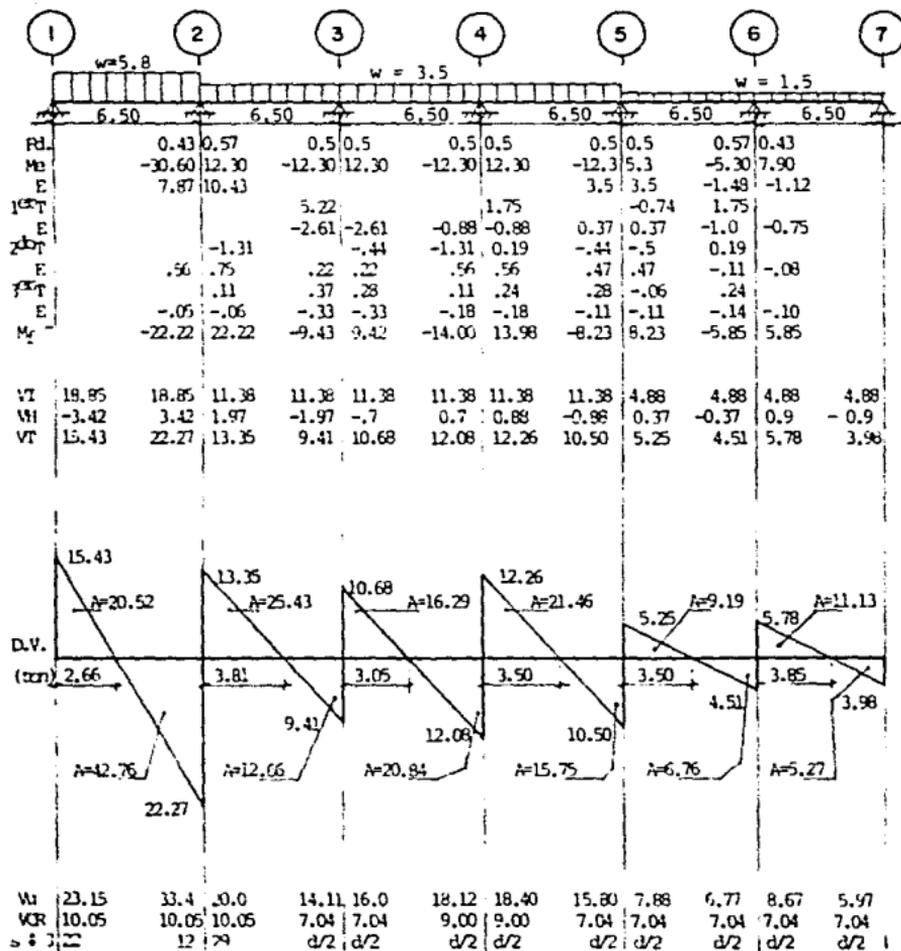
$$S = \frac{2av fv \text{FR} d}{W_u - \text{VCR}} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times 0.8 \times 60}{W_u - \text{VCR}}$$







## VIGA EJE B

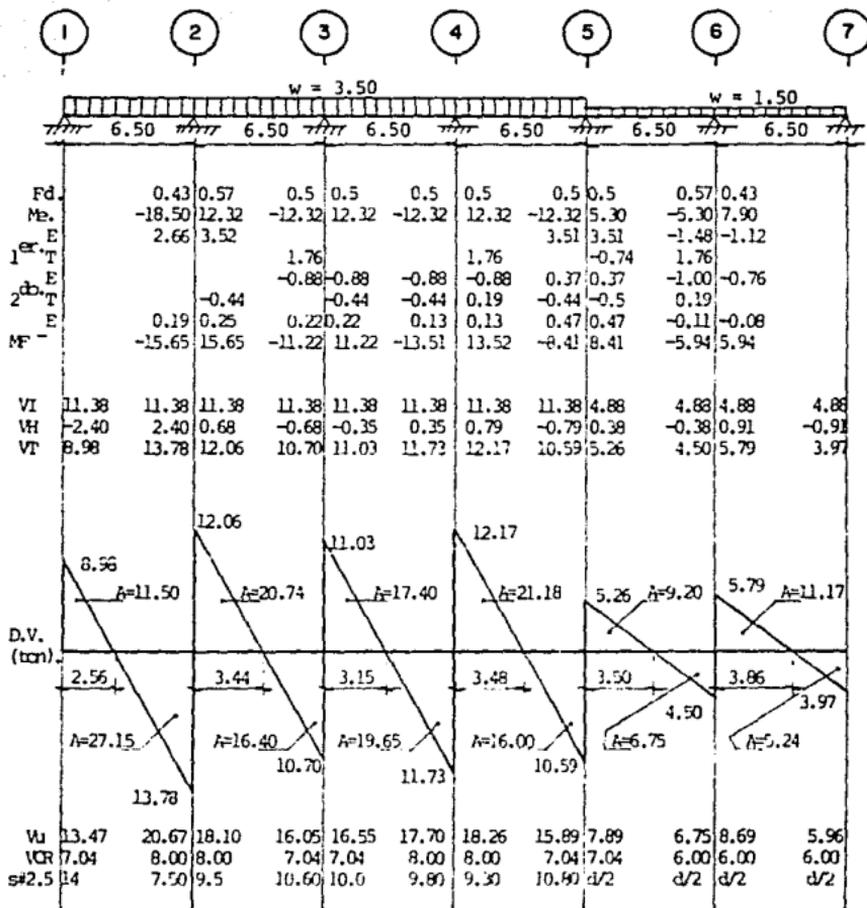


w, en (T/m.)

A, en (T-m.)



## VIGA EJES B', C y C'



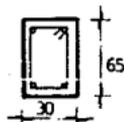
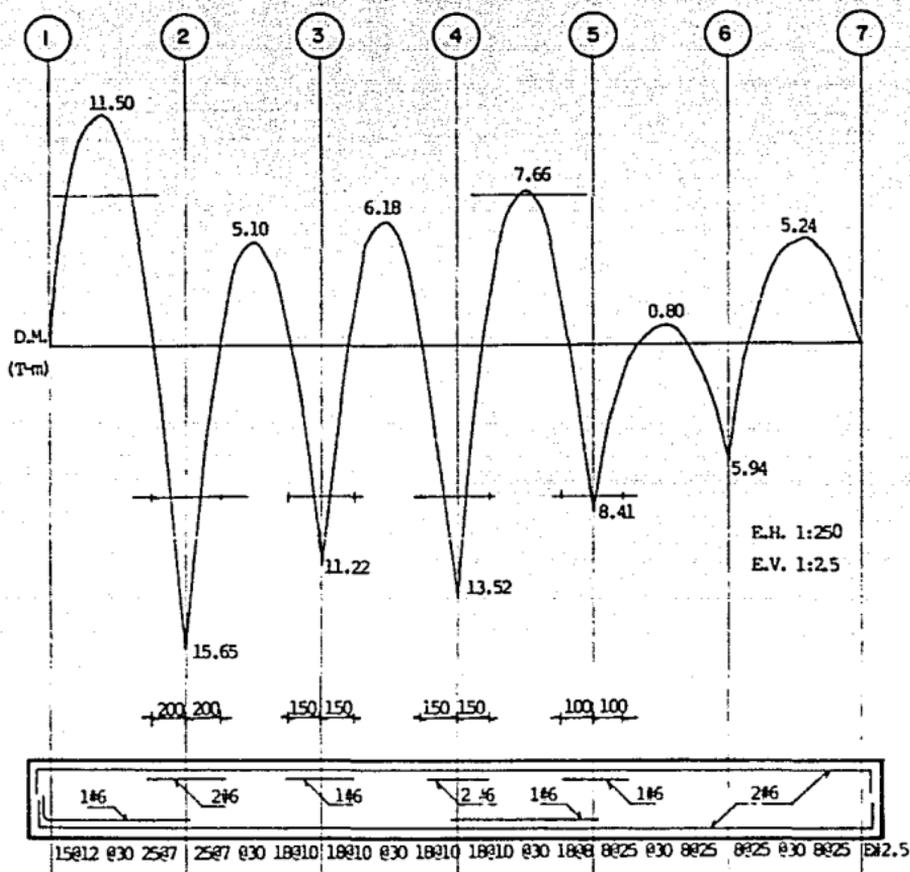
w, cm (T/m.)

A, cm (T-m).

$$E = 2.5 \quad a_v = 0.49 \text{ cm}^2$$

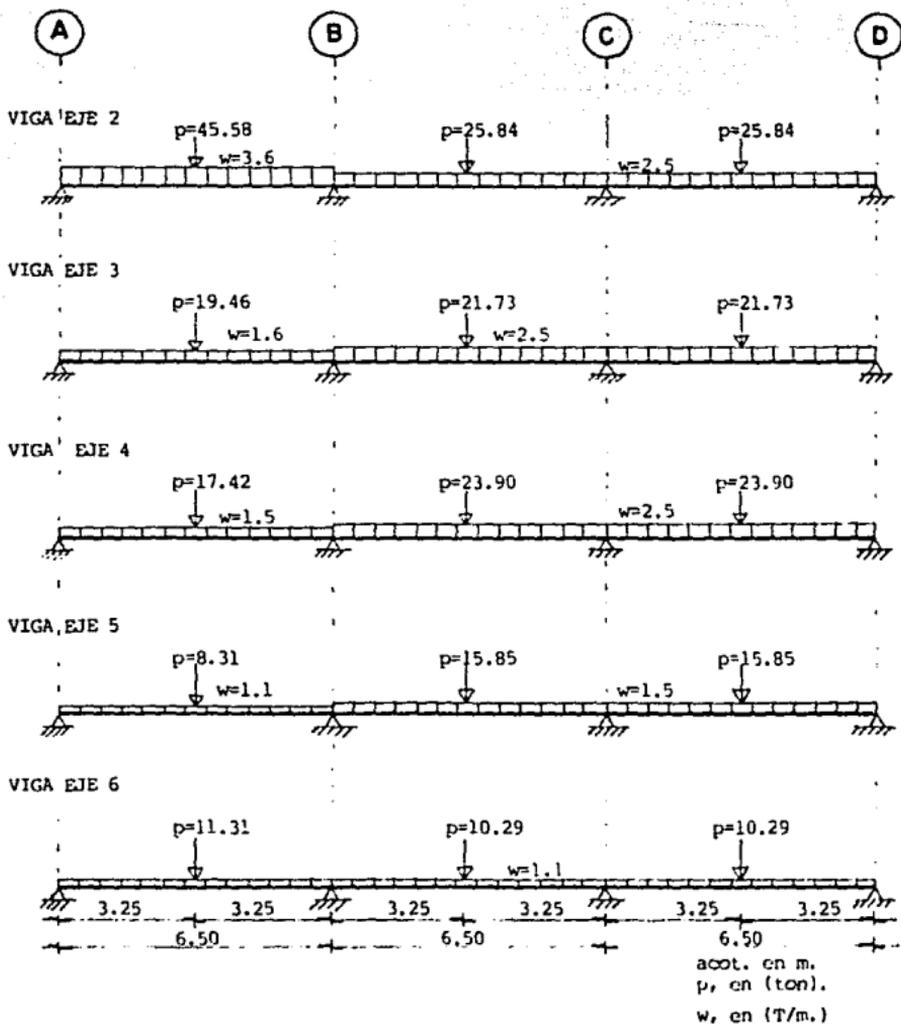
$$\sigma = \frac{2(0.49)(20000)(0.8)(60)}{V_u - VCR} = \frac{24.68 \times 10^3}{V_u - VCR}$$

## VIGA EJES B', C y C'

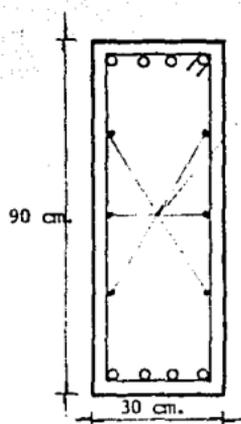


## VIGAS EJES NUMERO

sección 30 x 90 cm.



Momentos resistentes de una trabe de sección 30 x 90 cm.



6#4  
adicionales

materiales.

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

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

$$f''c = 0.85 f^*c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

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

diseño por flexión.

$$\text{Asmín.} = \frac{0.7 \sqrt{250} (30)(86)}{4200} = 6.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Asmáx.} = 0.75 \left[ \frac{4800}{6000+4200} \right] \frac{170}{4200} (30)(86) = 25.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{MR} = \text{FRbd}^2 f''c q (1-0.5q) \quad \text{FR} = 0.9$$

$$\rho = \frac{As}{bd}$$

$$q = \rho \frac{fy}{f''c}$$

No. varillas	d (cm.)	As (cm <sup>2</sup> )	$\rho$	q	MR (T-m)	MR/1.5 (T-m)	VCR (ton.)
3 # 6	86	8.55	0.0033	0.0819	26.66	17.77	6.10
4 # 6	86	11.40	0.0044	0.1092	35.04	23.36	6.78
3 # 6 + 2 # 6	86	14.25	0.0055	0.1364	43.16	28.77	7.46
3 # 6 + 3 # 6	84	17.10	0.0066	0.1637	51.04	34.02	7.94
3 # 6 + 2 # 10	83	24.37	0.00979	0.2418	67.21	44.81	9.73
5 # 6 + 2 # 10	83	30.07	0.01208	0.2984	80.26	53.51	9.86
7 # 6 + 2 # 10	83	35.77	0.0144	0.3549	92.31	61.34	9.86

diseño por cortante.

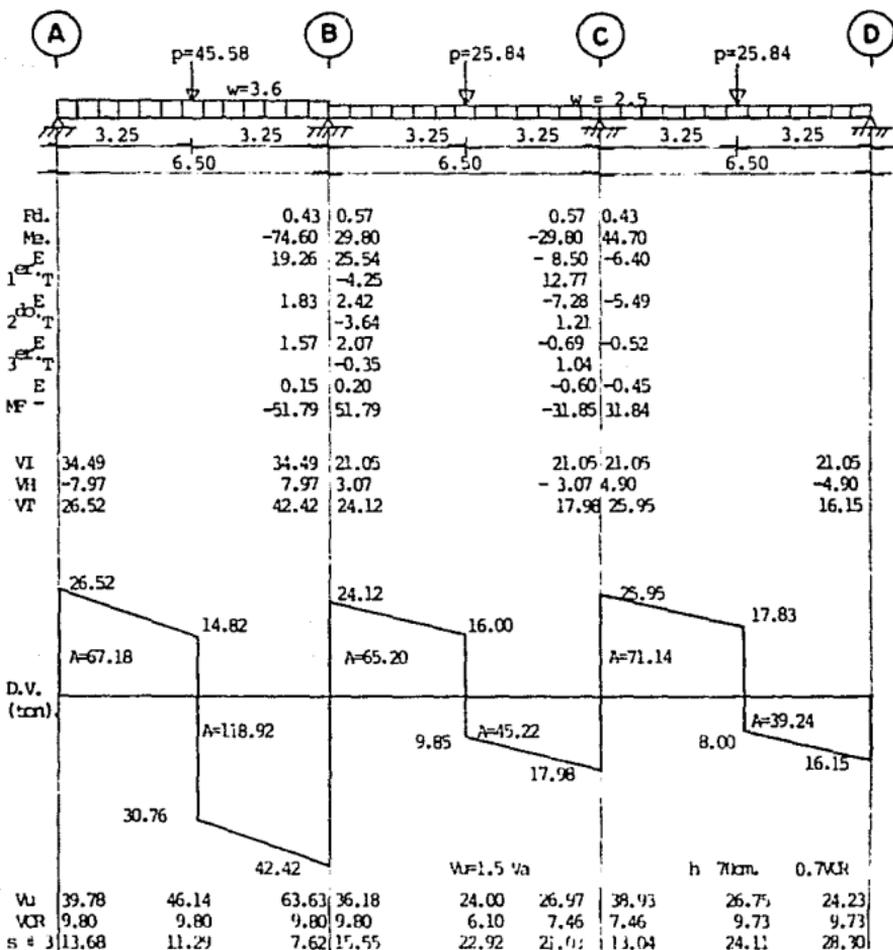
$$\text{si } \rho < 0.01 \quad \text{VCR} = \text{FRbd}(.2 + 30\rho) \sqrt{f''c} \quad \text{FR} = 0.8$$

$$\text{si } \rho \geq 0.01 \quad \text{VCR} = 0.5\text{FRbd} \sqrt{f''c} \quad \text{por ser } H > 70\text{cm.} \Rightarrow 0.7\text{VCR.}$$

separaciones de estribos.  $E \# 3 \text{ av} = 0.71 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{2\text{av} fy FR d}{Vu - \text{VCR}} = \frac{2(0.71)(4200)(0.8)(86)}{Vu - \text{VCR}} = \frac{410.32 \times 10^3}{Vu - \text{VCR}}$$

VIGA EJE 2

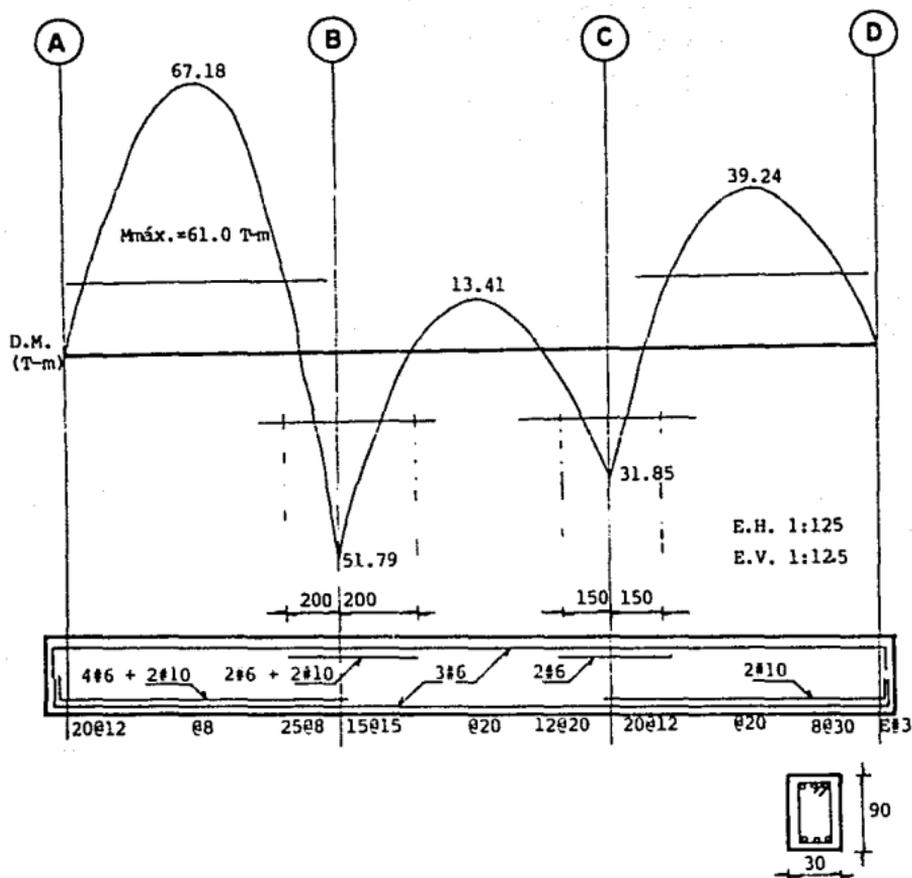


$$s = \frac{2(0.71)(4200)(0.8)(86)}{W_j - VCR} = \frac{410.32 \times 10^3}{W_j - VCR}$$

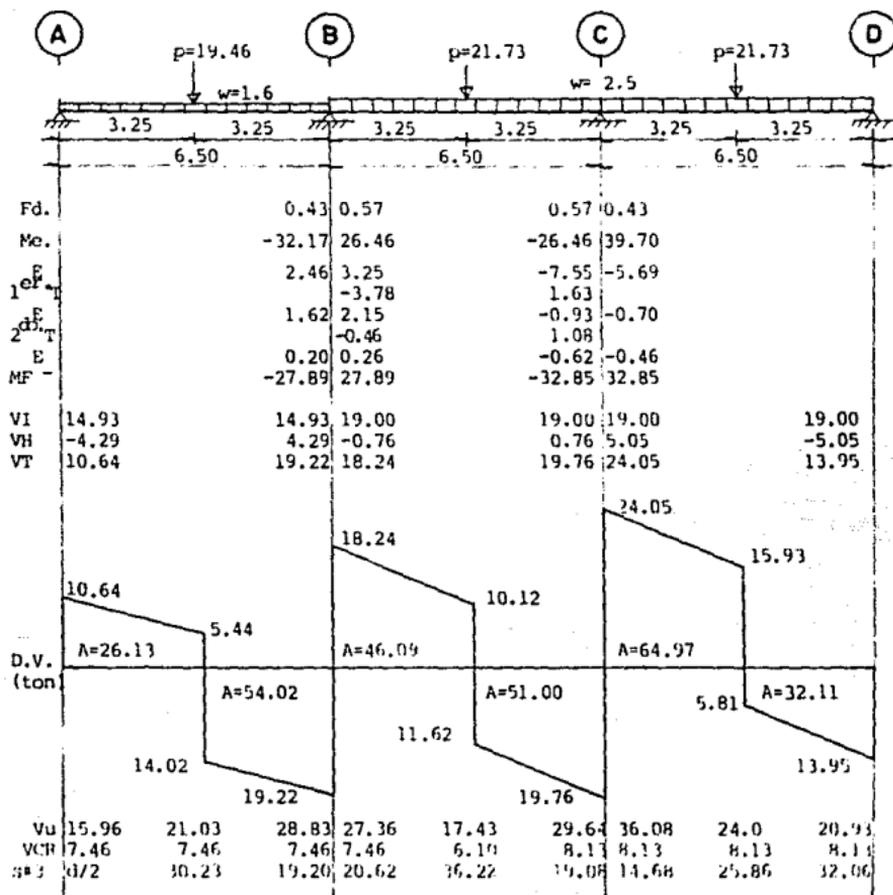
acc. en m.  
 p, en (ton.)  
 w, en (T/m.)  
 A, en (T.m.)



## VIGA EJE 2

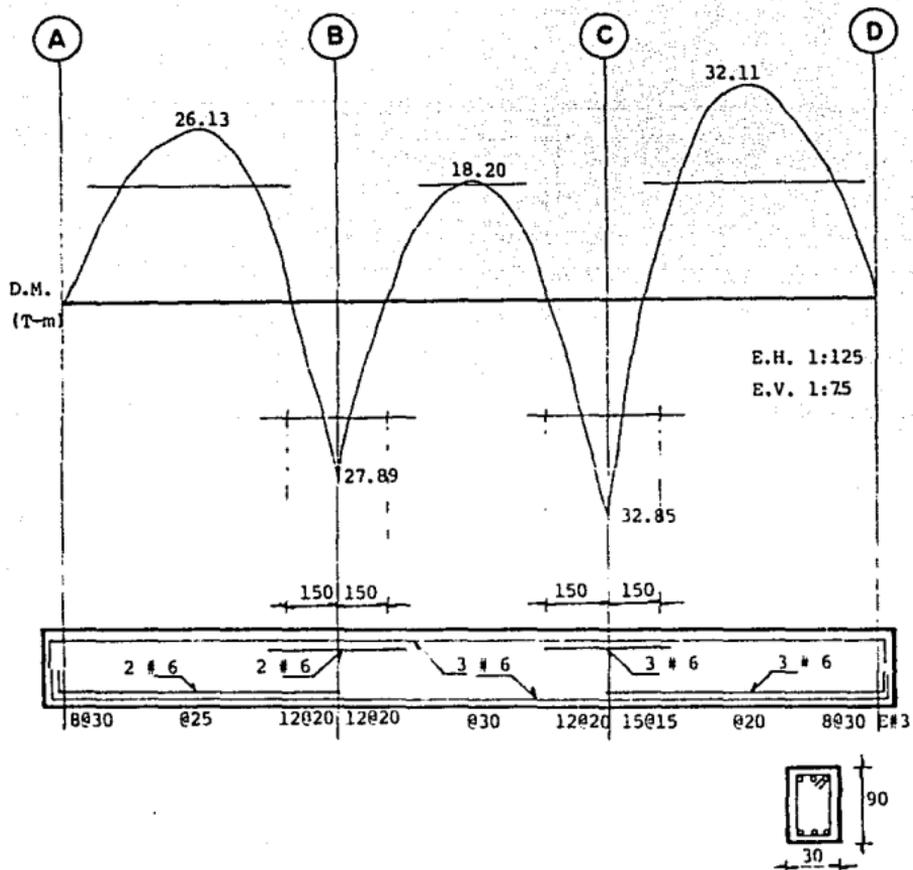


VICA EJE 3

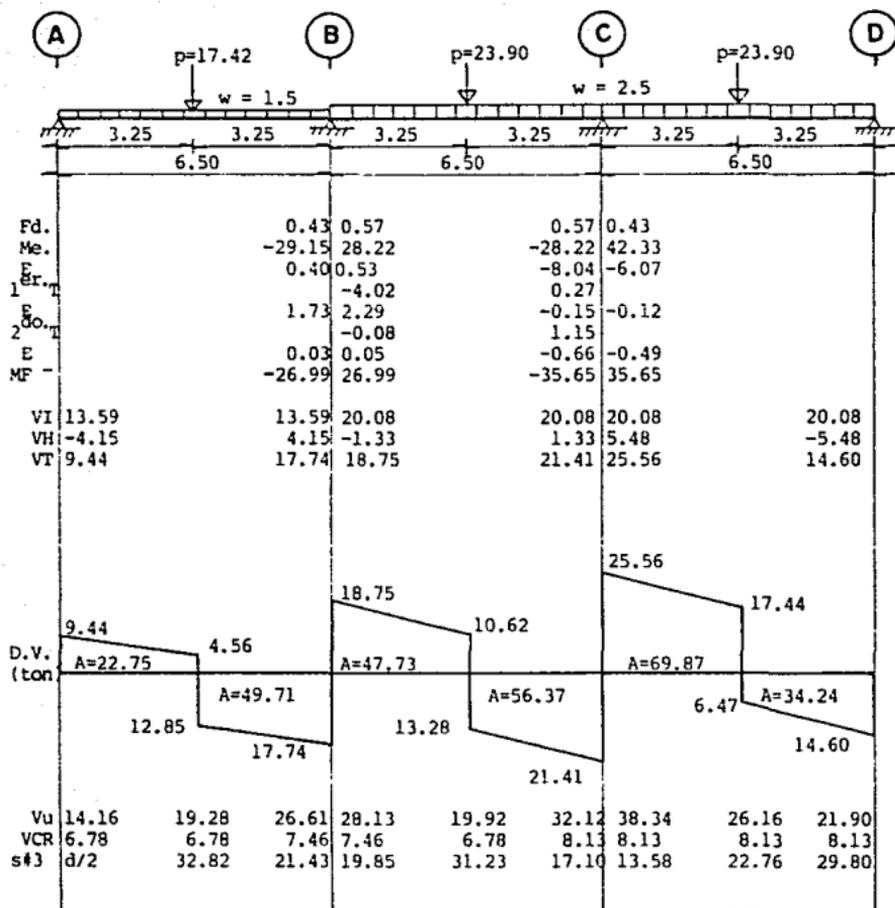


$\mu$ , en m.  
 $\mu$ , en (ton.)  
 $w$ , en (T/m.)  
 $H$ , en (T-m.)

VIGA EJE 3

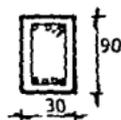
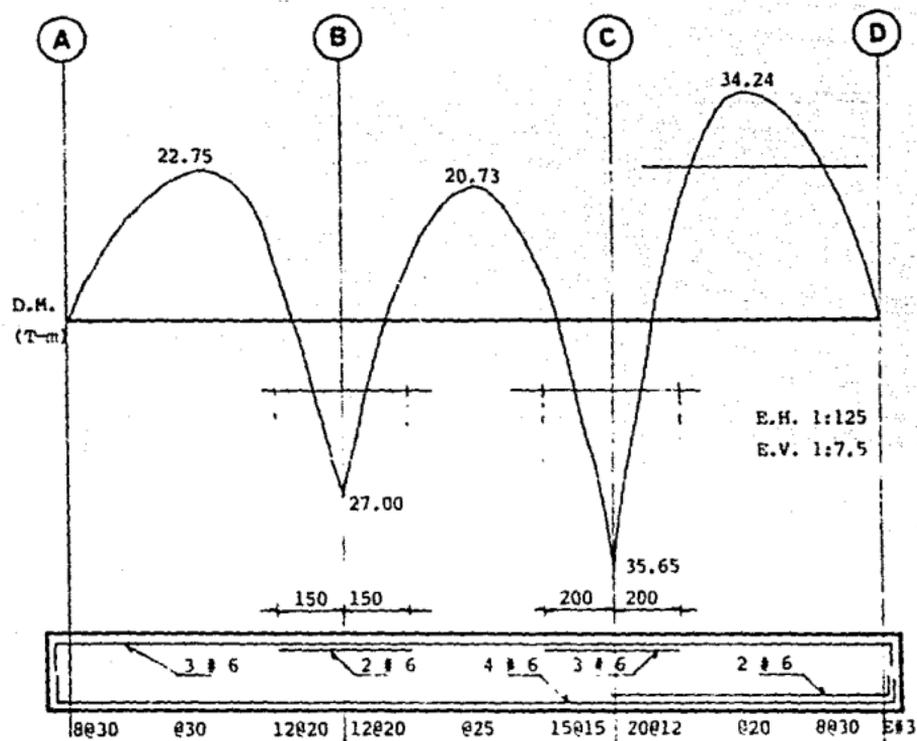


## VIGA EJE 4

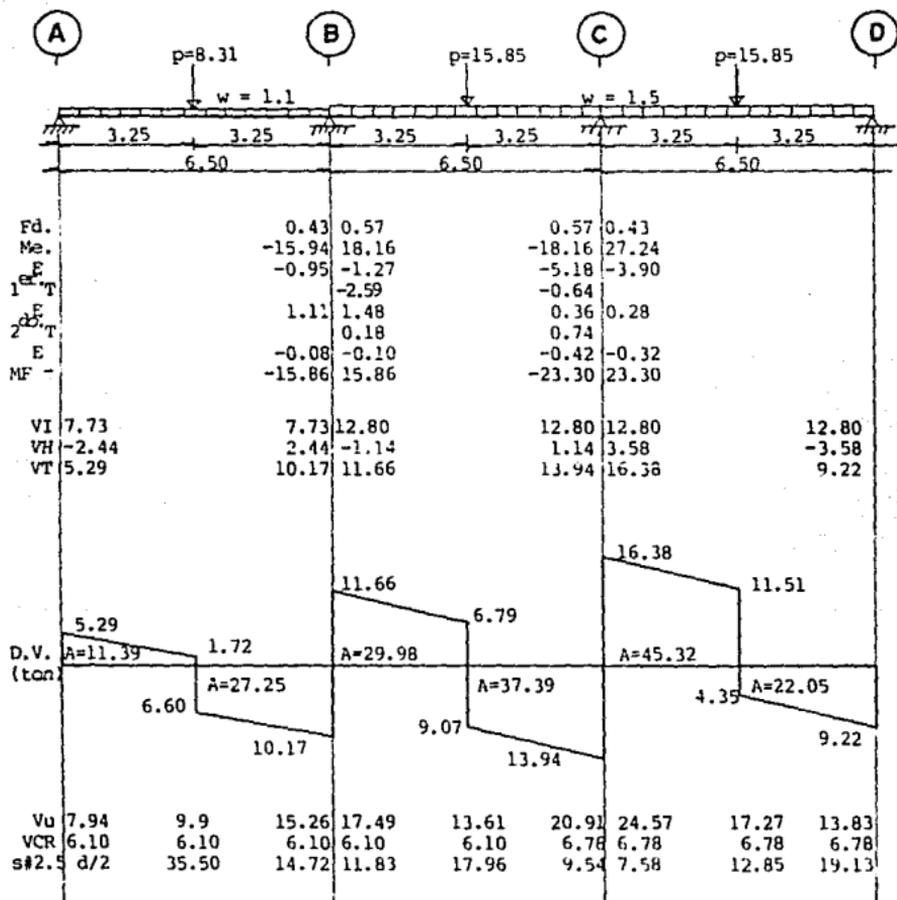


acot. en m.  
 p, en (ton.)  
 w, en (T/m.)  
 A, en (T-m.)

## VIGA EJE 4

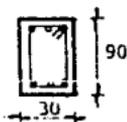
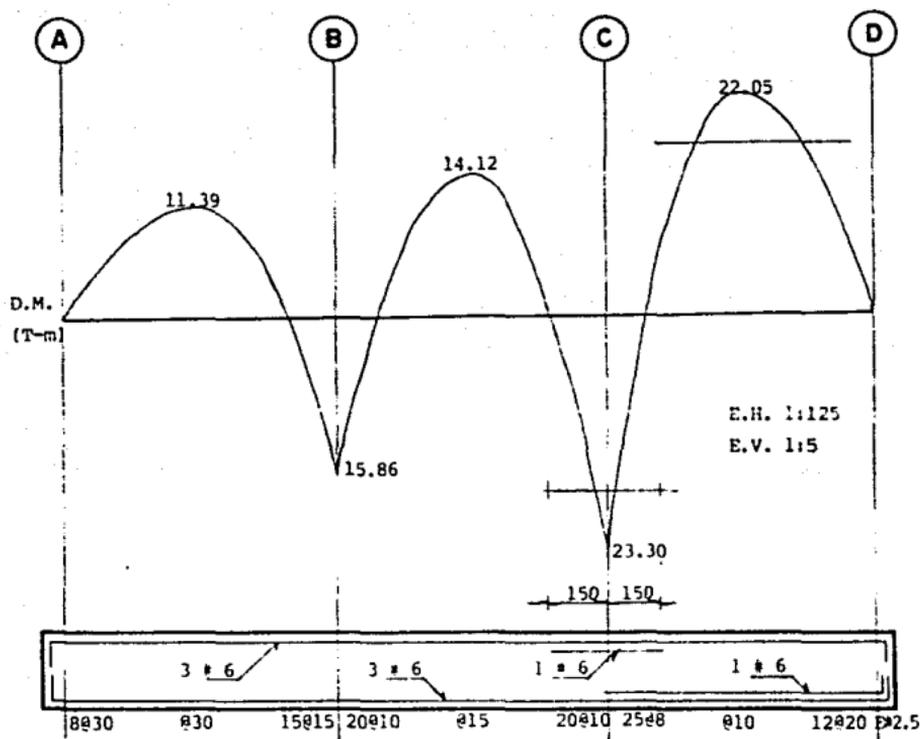


## VIGA EJE 5

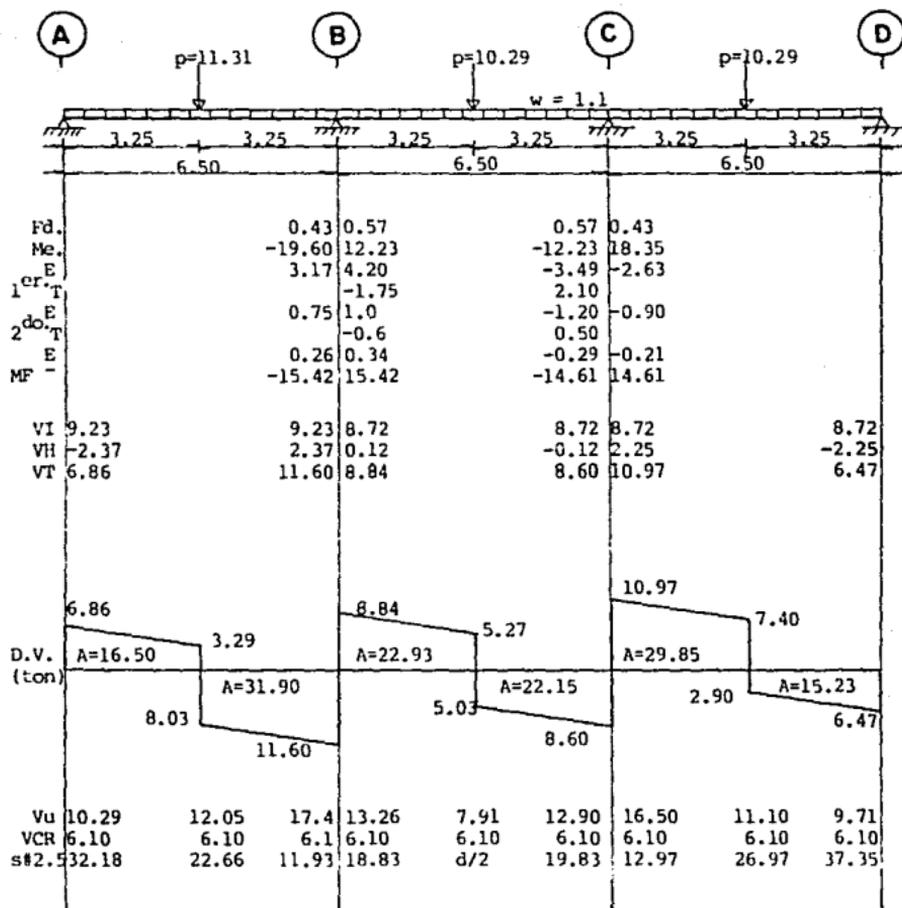


acot. en m.  
 p, en (ton).  
 w, en (T/m.)  
 A, en (T-m.)

## VIGA EJE 5



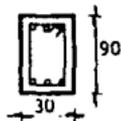
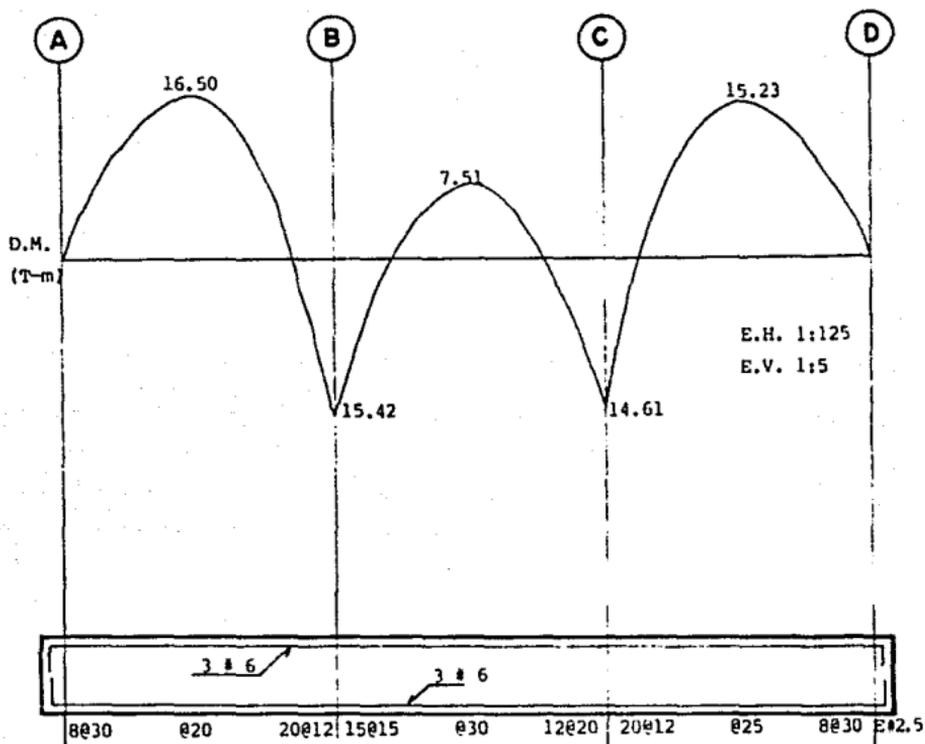
## VIGA EJE 6



acot. en m.  
 p, en (ton.)  
 w, en (T/m.)  
 A, en (T·m.)



VIGA EJE 6



## VI.- DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA.

## VI.1.- GENERALIDADES.

Según el R.C.D.F. en su artículo 182, donde especifica que toda estructura y cada una de sus partes deberán diseñarse para cumplir con los requisitos básicos siguientes:

I.- Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada, y.

II.- No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación.

Se considerará como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualesquiera de sus componentes incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

Se considerará como estado límite de servicio la ocurrencia de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la construcción pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

Teniendo esto como antecedente se procede a realizar el diseño de las trabes, de las columnas y de las losas de entrepiso.

## VI.2 DISEÑO DE TRABES.

## a).- Materiales a utilizar.

1.- El concreto será de clase 1, con peso volumétrico en estado fresco superior a  $2.2 \text{ T/m}^3$ , su resistencia a la compresión  $f'c$ , será igual a  $250 \text{ kg/cm}^2$ .

Para diseño se usará el valor nominal,  $f^*c = 0.8f'c$ .

El proporcionamiento de un concreto debe hacerse para una resistencia media,  $\bar{f}c$ , mayor que la especificada,  $f'c$ , dicha resistencia media es función del grado de control que se tenga al fabricar el concreto.

Su módulo de elasticidad será igual a  $14,000 \sqrt{f'c} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$ .

2.- El acero tendrá un esfuerzo de fluencia mínimo  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , debiendo ser corrugado y su módulo de elasticidad será igual a  $2 \times 10^6 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$ .

## b).- Factores de resistencia.

trabes	FR = 0.9 (flexión)	
	FR = 0.6 (cortante),	Q > 2
	si $h > 70 \text{ cm}$ .	$V_c = 0.7 VCR$
vigas	FR = 0.9 (flexión)	
	FR = 0.8 (cortante)	

## c).- Factores de carga.

condición de carga estática	C.M. + C. V. máx.;	$F_c = 1.5$
condición de carga por sismo	C.M. + C. V. máx. + C. sismo;	$F_c = 1.1$

## d).- Constantes de diseño.

$$f^*c = 0.8 f'c = 0.8 (250) = 200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f^*c = 0.85 f'c = 0.85 (200) = 170 \text{ kg/cm}^2.$$

## e).- Refuerzo mínimo y refuerzo máximo.

$$A_{smín.} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y} bd$$

$$A_{smáx.} = 0.75 \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] \frac{f^*c}{f_y} bd$$

donde. b=ancho de la sección.  
d=peralte efectivo de la sección.

f).- Resistencia de secciones rectangulares sin acero de compresión.

$$MR = FRbd^2f^*c \ q(1-0.5q).$$

donde.

$$FR = 0.9$$

b = ancho de la sección.

d = peralte efectivo de la sección.

$$f^*c = 0.85 \ f^*c$$

$$q = \frac{p \ f_y}{f^*c}$$

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

A<sub>s</sub> = área del acero en tensión.

g).- Resistencia de secciones rectangulares con acero de compresión.

$$MR = FR \left[ (A_s - A's) f_y (d - a/2) + A's \ f_y (d - d') \right]$$

donde.

$$a = \frac{(A_s - A's) \ f_y}{f^*c \ b}$$

A<sub>s</sub> = área del acero en tensión.

A's = área de acero en compresión.

d' = distancia entre el centroide del acero a compresión y la fibra extrema a compresión.

La ecuación anterior es válida sólo si el acero de compresión fluye cuando se alcanza la resistencia de la sección.

Esto se cumple si:

$$(p - p') \geq \left[ \frac{4800}{6000 - f_y} \right] \frac{d'}{d} \frac{f^*c}{f_y}$$

donde.

$$p' = \frac{A's}{bd}$$

h).- Resistencia al cortante de secciones rectangulares.

$$\text{si } p < 0.01 \quad VCR = FRbd(0.2 + 30p) \sqrt{f^*c'}$$

$$\text{si } p \geq 0.01 \quad VCR = 0.5 FRbd \sqrt{f^*c'}$$

Se requiere refuerzo por tensión diagonal si  $V_u > VCR$ .

$$\text{entonces, } s = \frac{FR Av fy d (\text{sen } \theta + \text{cos } \theta)}{V_u - VCR} \leq \frac{FR Av fy}{3.5 b}$$

donde.

$A_v$  = área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia  $s$ .

$\theta$  = ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza.

La separación  $s$ , no debe ser menor de 5 cm.

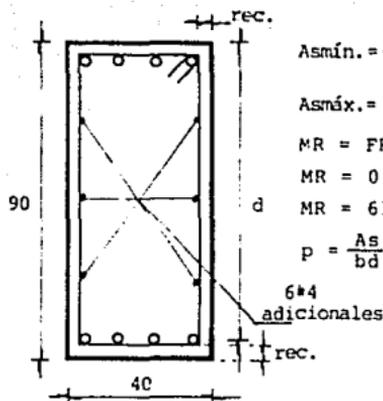
$$\text{si } VCR \leq V_u \leq 1.5 FR bd \sqrt{f^*c'}, \quad \text{entonces } s \leq 0.5 d$$

$$\text{si } V_u > 1.5 FR bd \sqrt{f^*c'}, \quad \text{entonces } s \leq 0.25 d$$

En ningún caso se permitirá que.

$$V_u > 2 FR bd \sqrt{f^*c'}$$

Momentos resistentes de una trabe de sección 40 x 90 cm.



$$As_{mín.} = \frac{0.7 \sqrt{250} (40)(85)}{4200} = 8.96 \text{ cm.}^2$$

$$As_{máx.} = 0.75 \left[ \frac{4900}{6000+4200} \right] \frac{170}{4200} (40)(85) = 48.57 \text{ cm.}^2$$

$$MR = FRbd^2 f'c q (1 - 0.5q)$$

$$MR = 0.9 (40) d^2 (170) q (1 - 0.5q)$$

$$MR = 6120 d^2 q (1 - 0.5q)$$

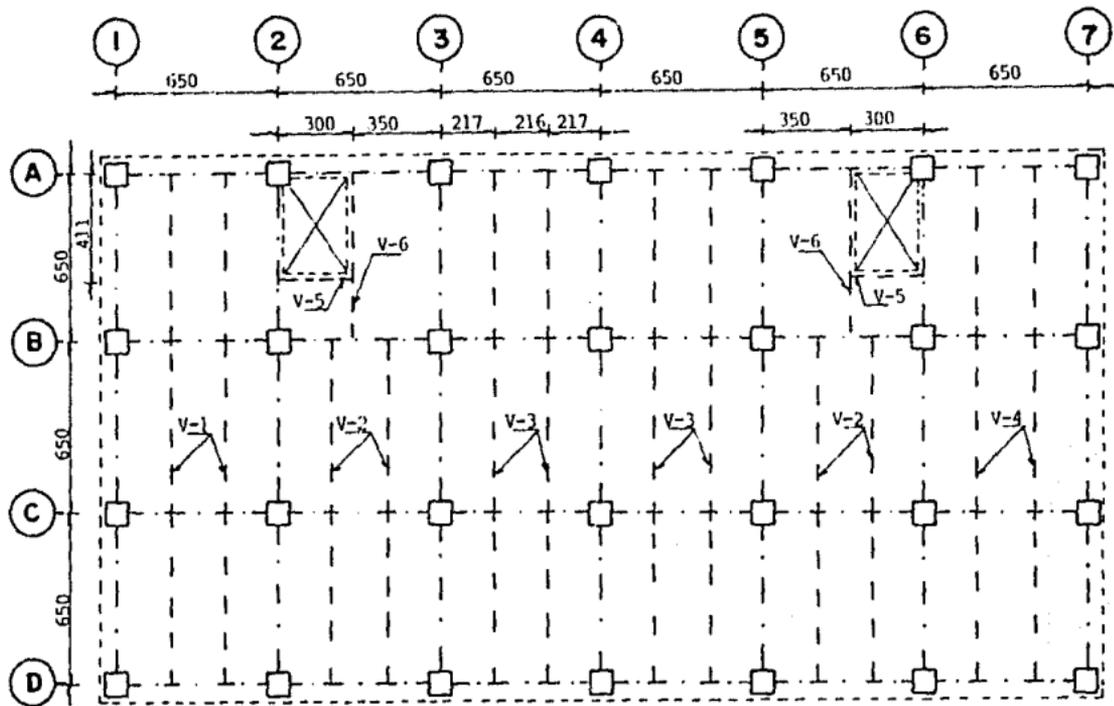
$$p = \frac{As}{bd}$$

$$q = p \frac{f_y}{f'c} = 24.706p$$

$$VCR = FRbd (.2 + 30p) \sqrt{f'c}$$

No. varillas	d (cm.)	As <sub>2</sub> (cm. <sup>2</sup> )	p	q	MR (T-m.)	MR/1.1 (T-m.)	MR/1.5 (T-m.)	VCR (ton.)
3 # 6	87	8.55	0.00246	0.0608	27.30	24.82	18.20	5.66
3 # 6 + 2 # 6	87	14.25	0.00409	0.1010	44.44	40.40	26.63	6.67
3 # 6 + 3 # 6	87	17.10	0.00491	0.1213	52.78	47.96	35.19	7.18
3 # 8	86	15.21	0.00442	0.1092	46.73	42.48	31.15	6.80
3 # 8 + 2 # 6	86	20.91	0.00608	0.1502	62.88	57.17	41.92	7.81
3 # 8 + 2 # 8	86	25.35	0.00737	0.1821	74.91	68.10	49.94	8.60
3 # 8 + 3 # 8	86	30.42	0.00884	0.2185	88.10	80.08	58.72	9.50
3 # 8 + 4 # 8	85	35.49	0.01044	0.2579	99.33	90.30	66.22	10.10
3 # 8	86	20.28	0.00590	0.1457	61.12	55.57	40.75	7.70
4 # 8 + 2 # 8	85	30.42	0.00895	0.2210	86.94	79.03	57.96	9.46
4 # 8 + 3 # 8	85	35.49	0.01044	0.2579	99.33	90.30	66.22	10.10
4 # 8 + 4 # 8	84	40.56	0.01207	0.2982	109.54	99.62	73.05	10.10
4 # 8 + 4 # 6	85	31.68	0.00922	0.2302	90.07	81.89	60.05	9.69
3 # 10	86	23.76	0.00690	0.1706	70.65	64.22	47.10	8.32
3 # 10 + 1 # 8	84	38.97	0.01160	0.2865	106.00	96.37	70.67	10.10
3 # 10 + 4 # 8	83	44.04	0.01327	0.3277	115.53	105.03	77.02	10.10
3 # 10 + 2 # 8	84	33.90	0.01010	0.2493	94.22	85.65	62.82	10.10
3 # 10 + 3 # 10	83	47.52	0.01431	0.3536	122.71	111.57	81.82	10.10
4 # 10	85	31.68	0.00932	0.2302	90.07	81.89	60.05	9.69
4 # 10 + 2 # 8	83	41.82	0.01260	0.3112	110.79	100.72	71.86	10.10
4 # 10 + 1 # 8	83	46.89	0.01412	0.3489	121.45	110.41	80.96	10.10
4 # 10 + 2 # 10	82	47.52	0.01420	0.3579	120.93	109.94	80.62	10.10

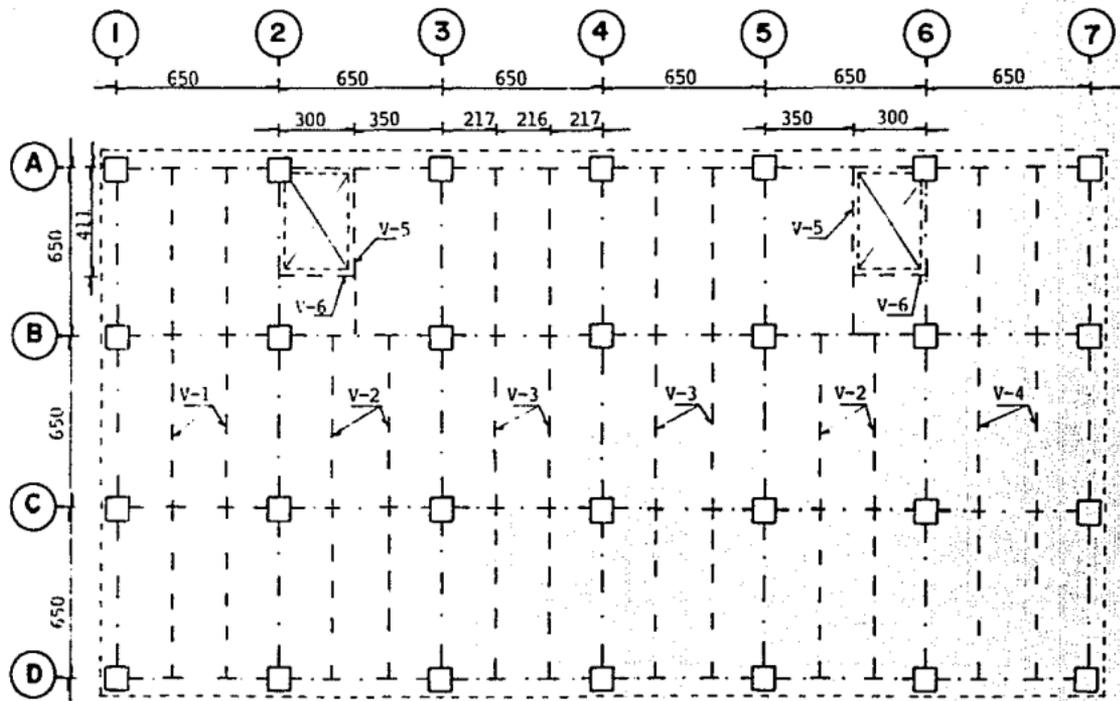
i).-UBICACION DE TRABES Y VIGAS.



NIVEL PLANTA BAJA.

acot. en cm.

UBICACION DE TRABES Y VIGAS.

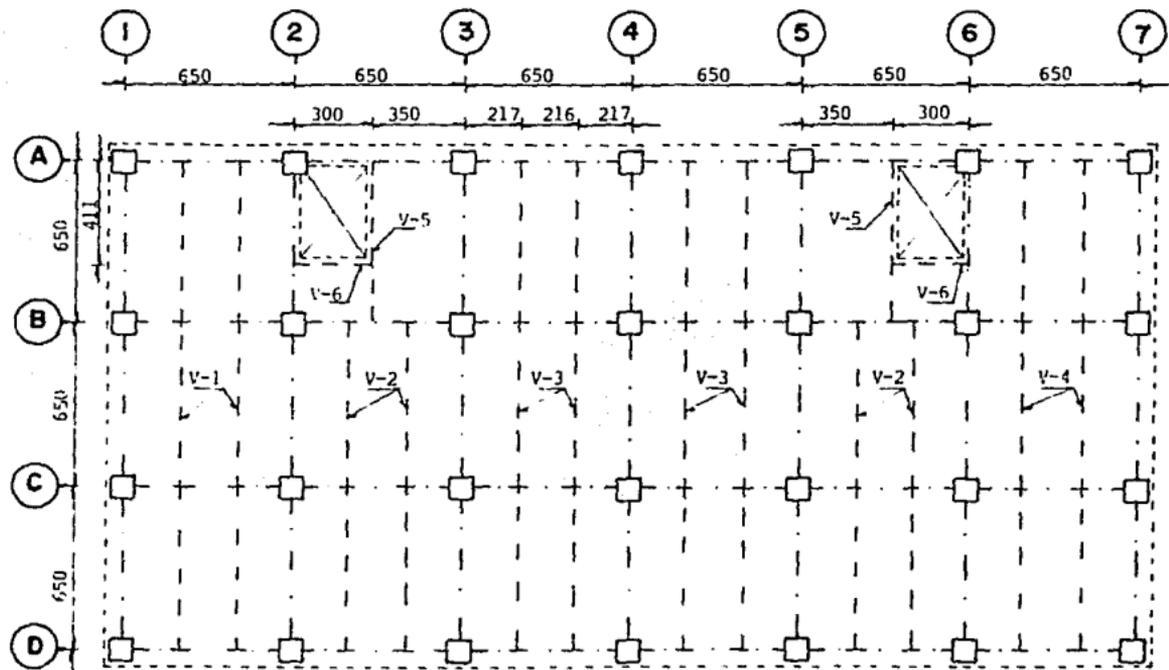


PLANTA NIVELES 1 Y 2

acot. en cm.



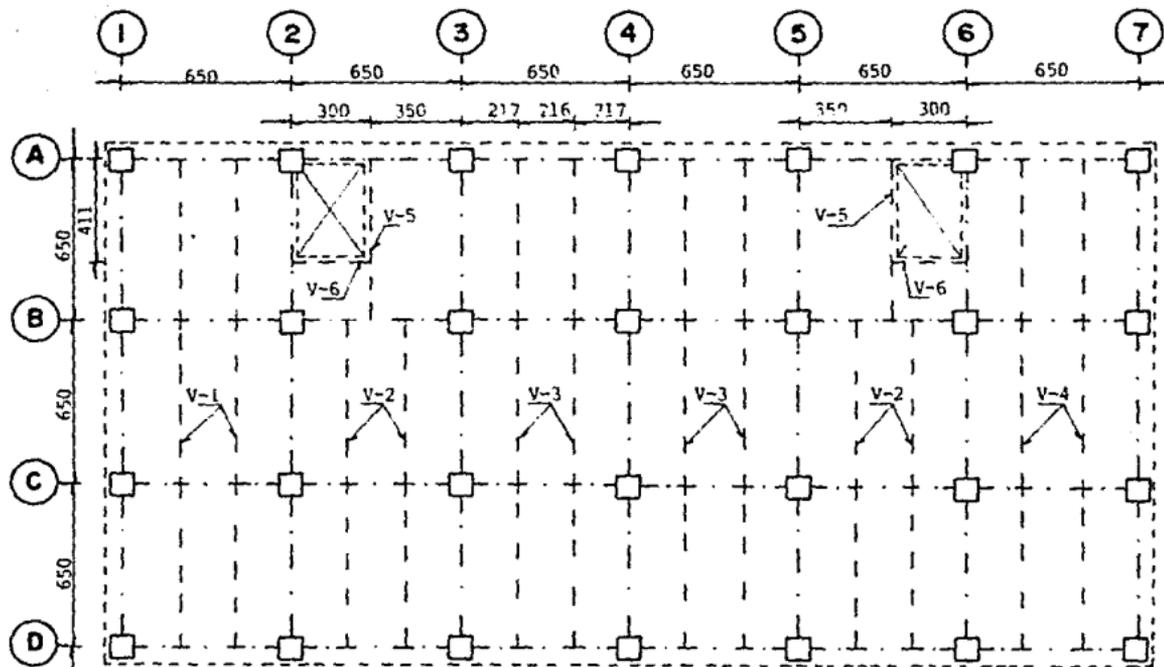
UBICACION DE TRABES Y VIGAS.



PLANTA NIVELES 1 Y 2

acot. en cm.

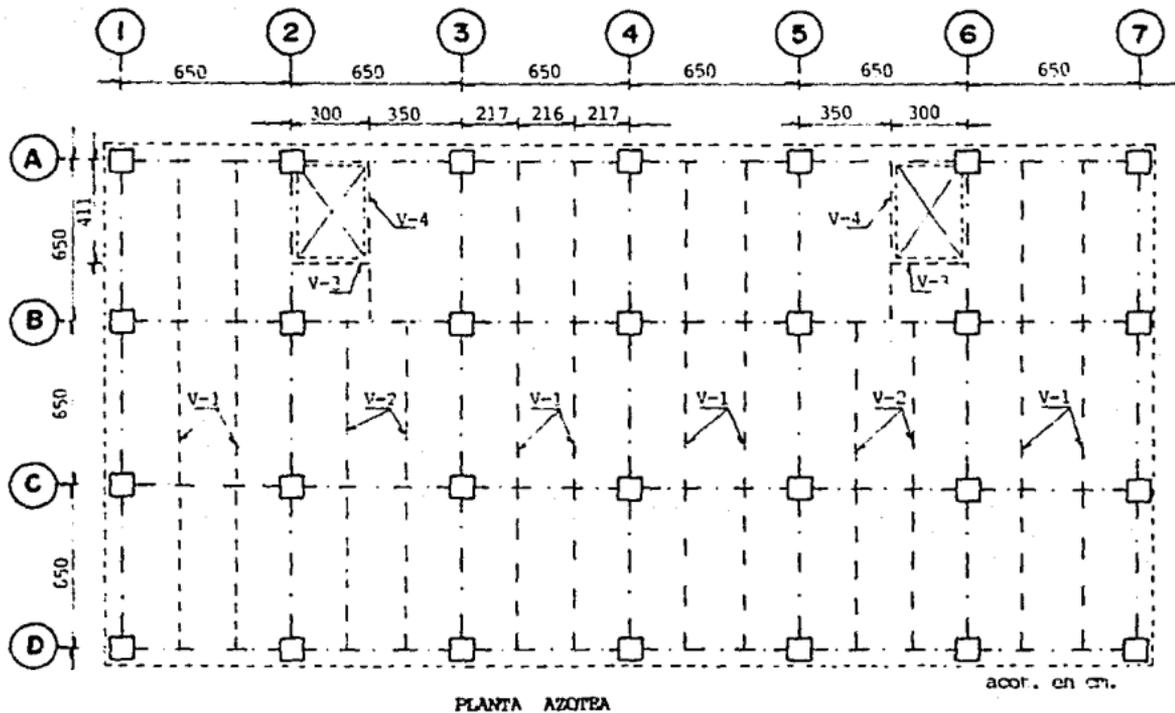
UBICACION DE TRABES Y VIGAS.



PLANTA NIVEL 3

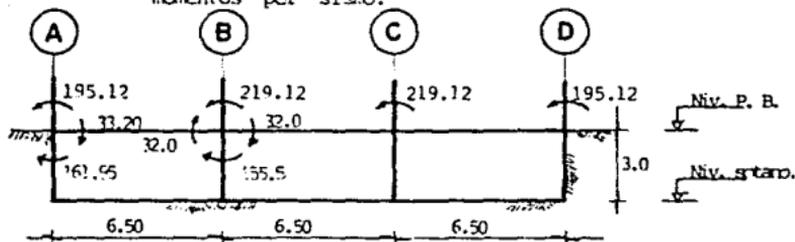
acot. en cm.

UBICACION DE TRABES Y VIGAS.



j).- Traves de nivel P.B. ANALISIS DE TRABES.

Marco ejes 2 y 6 nivel planta baja.  
momentos por sismo.



RIGIDEZES

$$\text{Traves} \quad I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.40(0.90)^3}{12} = 0.0243$$

$$\frac{4EI}{L} = \frac{4E(0.0243)}{6.50} = 0.015E$$

$$\text{Columnas} \quad I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.90(0.90)^3}{12} = 0.0547$$

$$\frac{4EI}{L} = \frac{4E(0.0547)}{3.0} = 0.073E$$

CENTRALES.

$$Fdt = \frac{0.015}{2(0.015) + 0.073} = 0.146$$

$$Fdc = \frac{0.073}{2(0.015) + 0.073} = 0.71$$

EXTREMAS.

$$Fdt = \frac{0.015}{0.015 + 0.073} = 0.17$$

$$Fdc = \frac{0.073}{0.015 + 0.073} = 0.83$$

Momentos en traves extremas.

$$195.12 (0.17) = 33.20 \text{ T-m.}$$

Momentos en Traves centrales.

$$219.12 (0.146) = 32.00 \text{ T-m.}$$

Marco ejes 2 / 6 nivel planta baja.  
Condición de carga vertical.

marcos para  
diseño. -

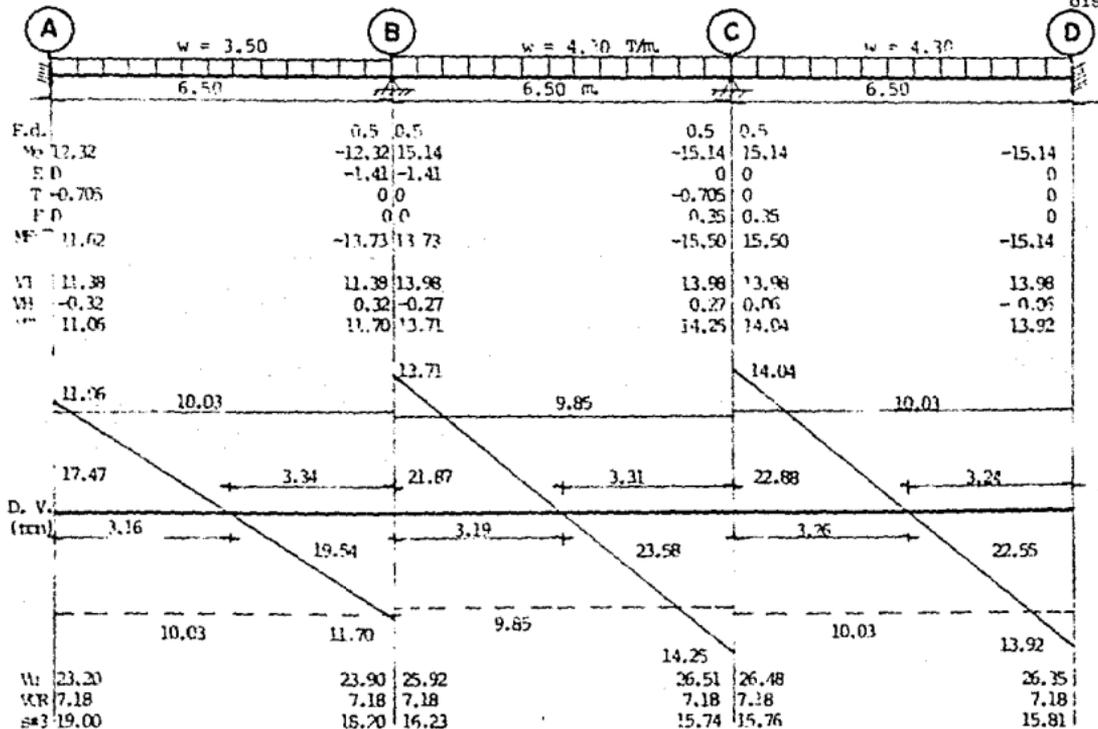
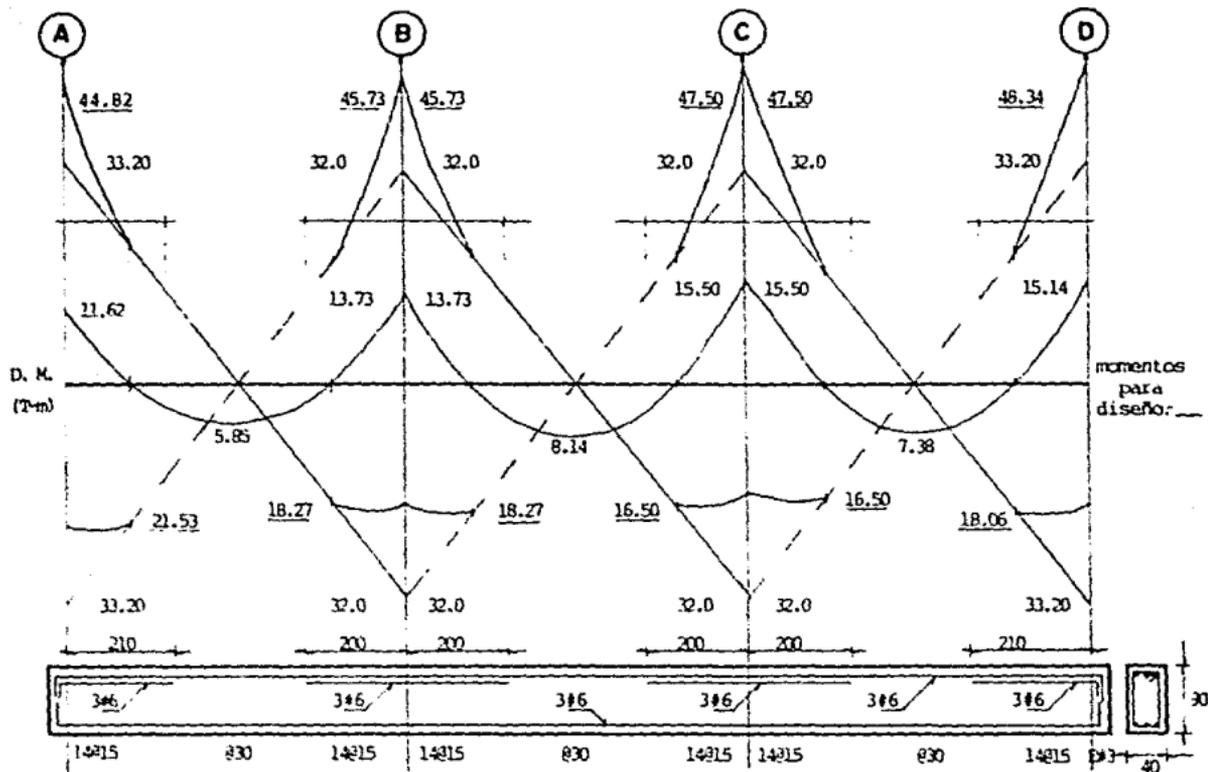
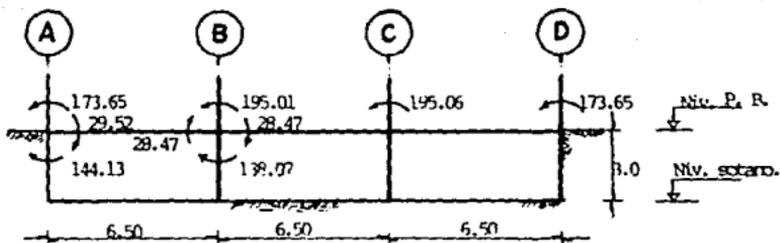


Diagrama de momentos flexionantes.  
Marco ejes 2 y 6 nivel planta baja.

marcos para  
diseño:—



Marco ejes 3, 4 y 5 nivel planta baja.  
momentos por sismo.

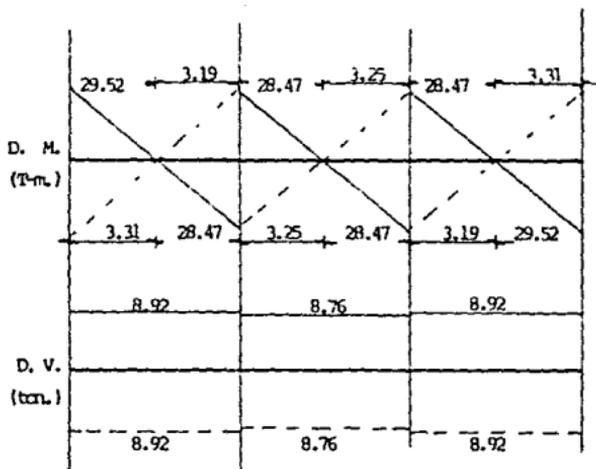


Momentos en traves extremas.

$$173.65 ( 0.17 ) = 29.52 \text{ T-m.}$$

Momentos en traves centrales.

$$195.01 ( 0.146 ) = 28.47 \text{ T-m.}$$



Marco ejes 3, 4 y 5 nivel planta baja.

marcos para  
para  
diseño.---

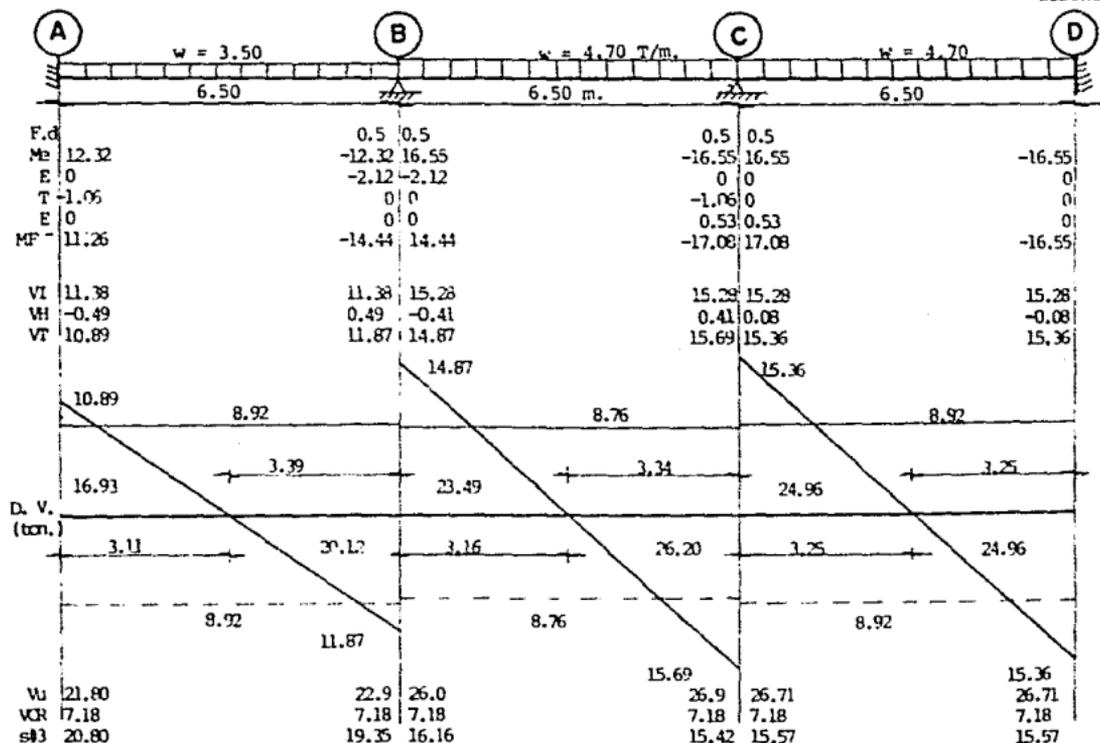
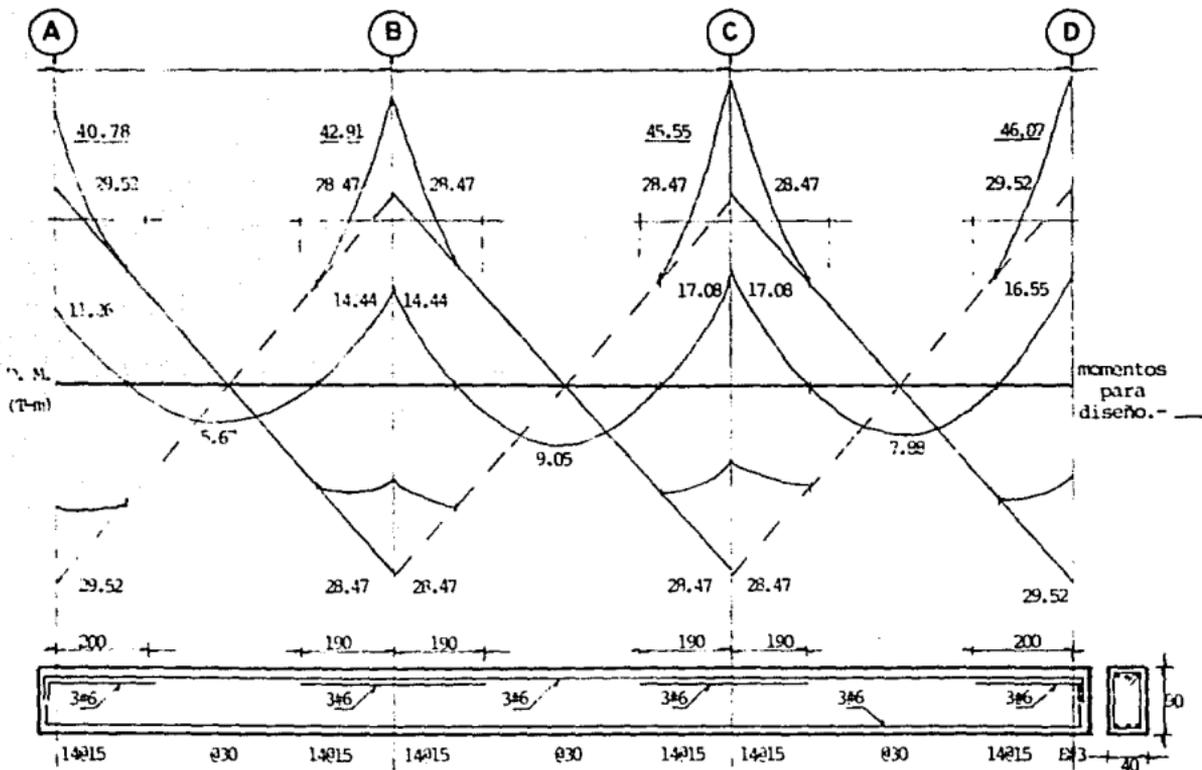


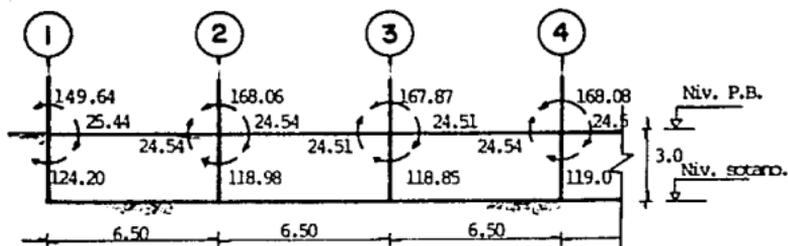


Diagrama de momentos flexionantes.  
 Marco ejes 3, 4 y 5 nivel planta baja.

marcos para  
 diseño.-



Marco Ejes B y C nivel planta baja.  
momentos por sismo.



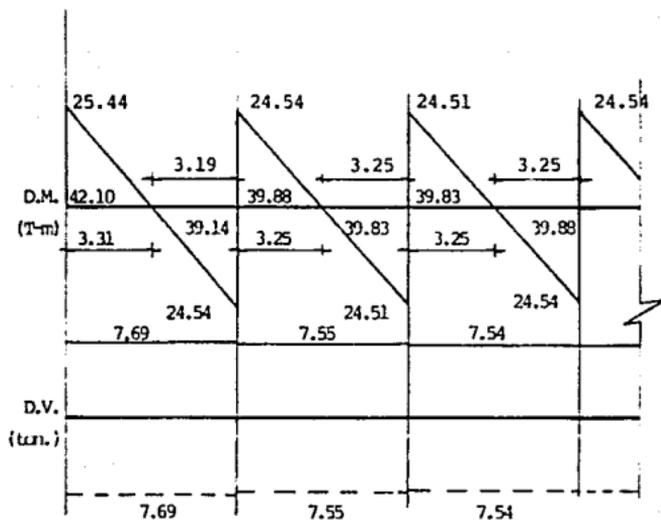
Momentos en traves.

eje 1  $M = 149.64 (0.17) = 25.44$  T-m.

eje 2  $M = 168.06 (0.146) = 24.54$  T-m.

eje 3  $M = 167.87 (0.146) = 24.51$  T-m.

eje 4  $M = 168.08 (0.146) = 24.54$  T-m.



Marco ejes B y C nivel planta baja  
condición de carga vertical.

marcos  
para  
diseño.-

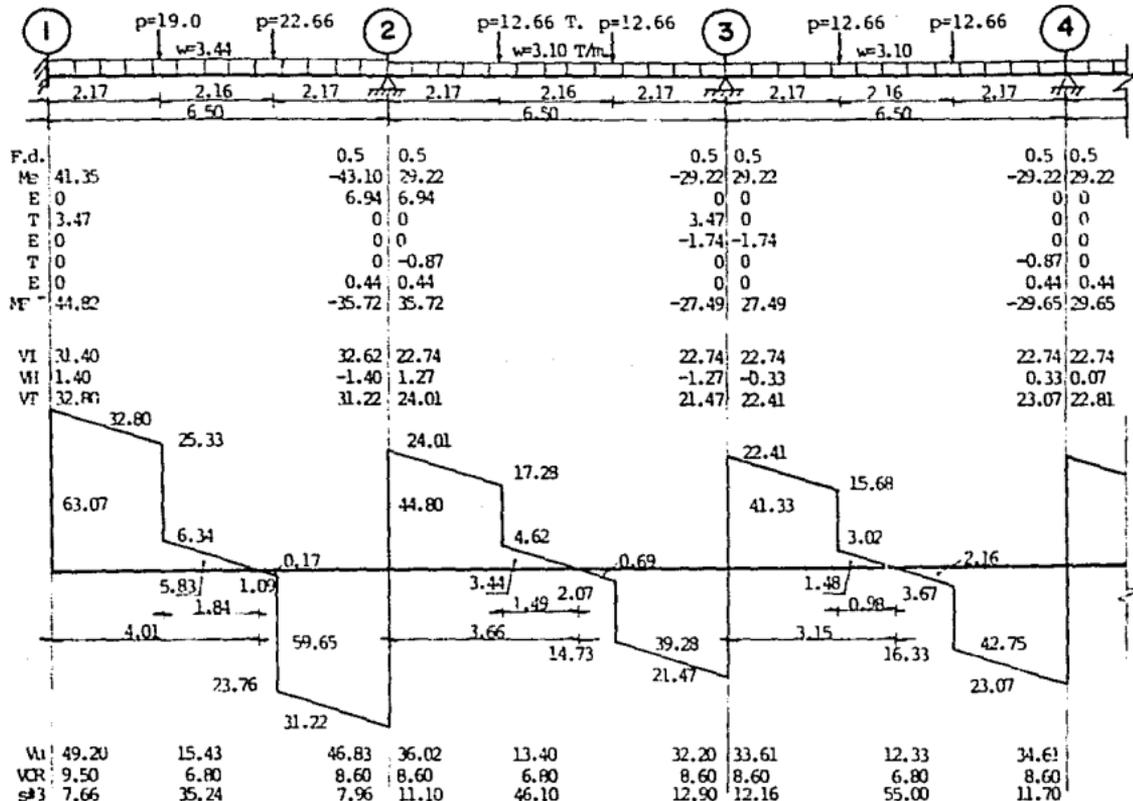
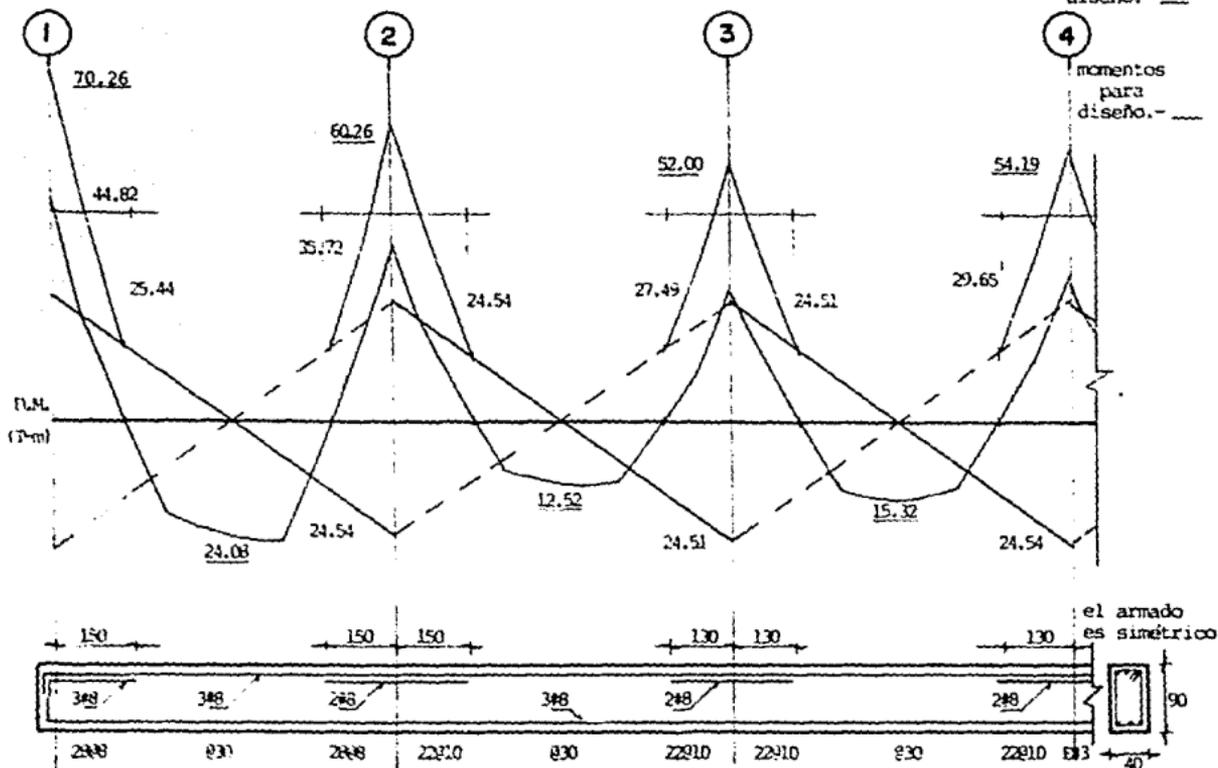


Diagrama de momentos flexionantes.  
Marco ejes B y C nivel planta baja.



k1.- Trabes de niveles lo., 2do., 3ero. y azotes.  
Marco ejes 1 y 7 niveles 1 y 2.

$$6\#10 \quad A_s = 47.52 \text{ cm}^2. \quad M_R = 120.93 \text{ T-m.}$$

ejes (A) y (D) momento negativo.

$$M_{\text{máx.}} = 145.0 \text{ T-m.}$$

$$M_u = 1.1(145.0) = 159.50 \text{ T-m.}$$

$$M_u > M_R.$$

$$159.50 > 120.93$$

En este caso tendremos que diseñar la sección como doblemente armada.

$$M_{R_2} = M_u - M_R$$

$$M_{R_2} = 159.50 - 120.93 = 38.57 \text{ T-m.}$$

$$A_s = A_{s\text{máx.}} = \frac{M_{R_2}}{F_R f_y (d-d')} = \frac{38.57 \times 10^5}{0.9(4200)(85-5)} = 12.75$$

$$A_s - A_{s\text{máx.}} = 12.75$$

$$A_s = 47.52 + 12.75 = 60.27 \text{ cm}^2.$$

$$\text{con vars. } \# 10 \quad N.\text{vars.} = \frac{60.27}{7.92} = 7.6 \approx 8 \text{ vars. } \#10$$

$$8\text{vars. } \#10 \quad A_s = 63.36 \text{ cm}^2$$

acero en compresión.

$$A'g = \frac{12.75}{0.75} = 17.0 \text{ cm}^2.$$

$$2\text{vars. } \#10 \quad A'g = 15.82 \text{ cm}^2$$

Cálculo del momento resistente total.

$$M_R = F_R [(A_s - A's) f_y (d-a/2) + A's f_y (d-d')]$$

$$M_R = 0.9 [(63.36 - 15.82) 4200(85-14.68) + 15.82 (4200)(85-5)] =$$

$$a = \left[ \frac{A_s - A's}{f_c c} \right] f_y = \left[ \frac{63.36 - 15.82}{170(40)} \right] 4200 = 29.36$$

$$M_R = 174.20 \text{ T-m.} > M_u.$$

Revisión si fluye el acero.

$$p - p' \geq \left[ \frac{4800}{6000 - f_y} \right] \left[ \frac{d'}{d} \right] \left[ \frac{f''c}{f_y} \right]$$

$$p = \frac{63.36}{40(85)} = 0.0186$$

$$p' = \frac{15.82}{40(85)} = 0.0046$$

$$0.0186 - 0.0046 \geq \left[ \frac{4800}{6000 - 4200} \right] \left[ \frac{5}{85} \right] \left[ \frac{170}{4200} \right]$$

0.014 > 0.00635  $\therefore$  el acero fluye en compresión.

Eje (B) y (C)

$$M_u = 1.1 (134.0) = 147.4 \text{ T-m.}$$

$$MR_2 = M_u - MR$$

$$MR_2 = 147.4 - 120.93 = 26.47 \text{ T-m.}$$

$$A_s = \frac{MR_2}{FR f_y (d - d')} = \frac{26.47 \times 10^5}{0.9(4200)(85 - 5)} = 8.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s - A_{s\text{máx.}} = 8.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 47.52 + 8.75 = 56.27 \text{ cm}^2$$

con vars. #10

$$N.\text{vars.} = \frac{56.27}{7.92} = 7.00 \text{ vars.}$$

7 vars. #10

$$A_s = 55.44 \text{ cm}^2$$

Acero en compresión.

$$A'g = \frac{8.75}{0.75} = 11.67$$

1 varilla #10  $A'g = 7.92 \text{ cm}^2$

Cálculo del momento resistente total.

$$MR = FR [(A_s - A'_s) f_y (d-a/2) + A'_s f_y (d-d')]$$

$$MR = 0.9 [(55.44 - 7.92)4200(85 - 14.68) + 7.92(4200)(85 - 5)] =$$

$$a = \left[ \frac{A_s - A'_s}{f_c b} \right] f_y = \left[ \frac{55.44 - 7.92}{170(40)} \right] 4200 = 29.35$$

$$MR = 150.27 \text{ T-m.} > Mu = 147.4 \text{ T-m.}$$

Revisión si fluye el acero.

$$p - p' \geq \left[ \frac{4800}{6000 - f_y} \right] \left[ \frac{d'}{d} \right] \left[ \frac{f_c}{f_y} \right]$$

$$p = \frac{55.44}{40(85)} = 0.01631$$

$$p' = \frac{7.92}{40(85)} = 0.00233$$

$$0.01631 - 0.00233 \geq \left[ \frac{4800}{6000 - 4200} \right] \left[ \frac{5}{85} \right] \left[ \frac{170}{4200} \right]$$

$$0.01398 > 0.00635$$

∴ el acero fluye en compresión.

Diagrama de cortantes.

Marco ejes 1 y 7 niveles 1 y 2.

marco y nivel  
para diseño.-

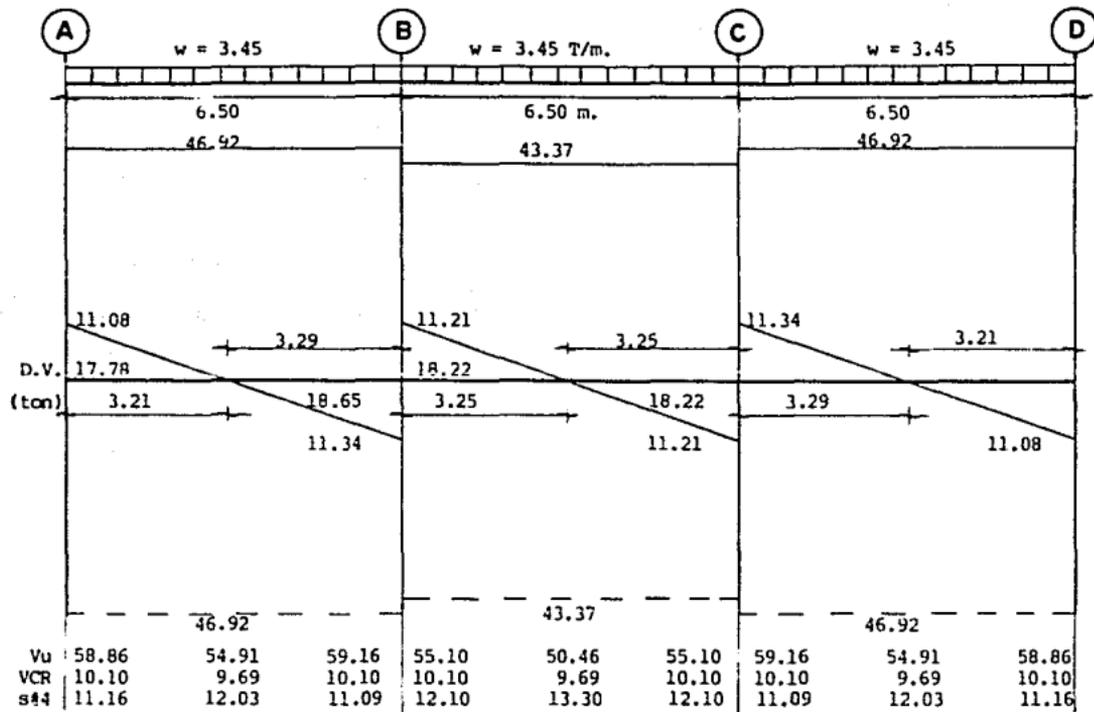




Diagrama de momentos flexionantes.  
Marco ejes 1 y 7 niveles 1 y 2.

marco y nivel  
para diseño.-

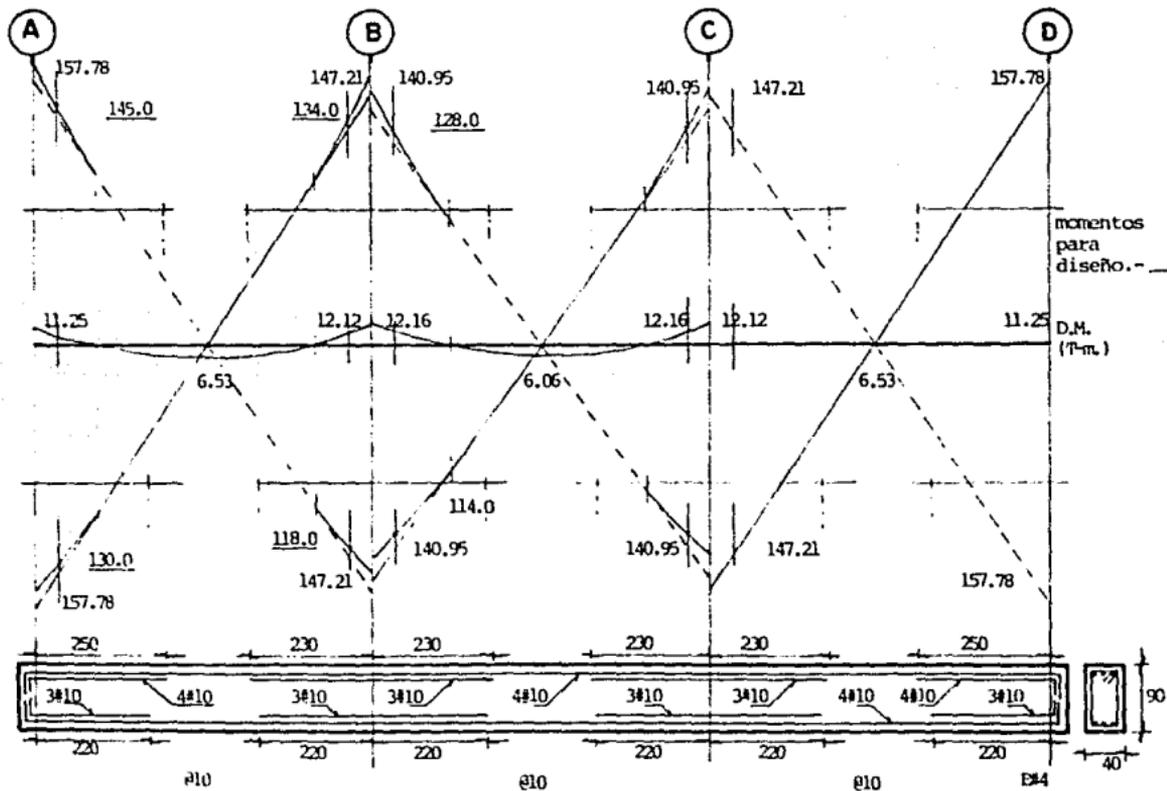


Diagrama de cortantes.  
Marco ejes 1 y 7 nivel 3.

marco  
para  
diseño.-

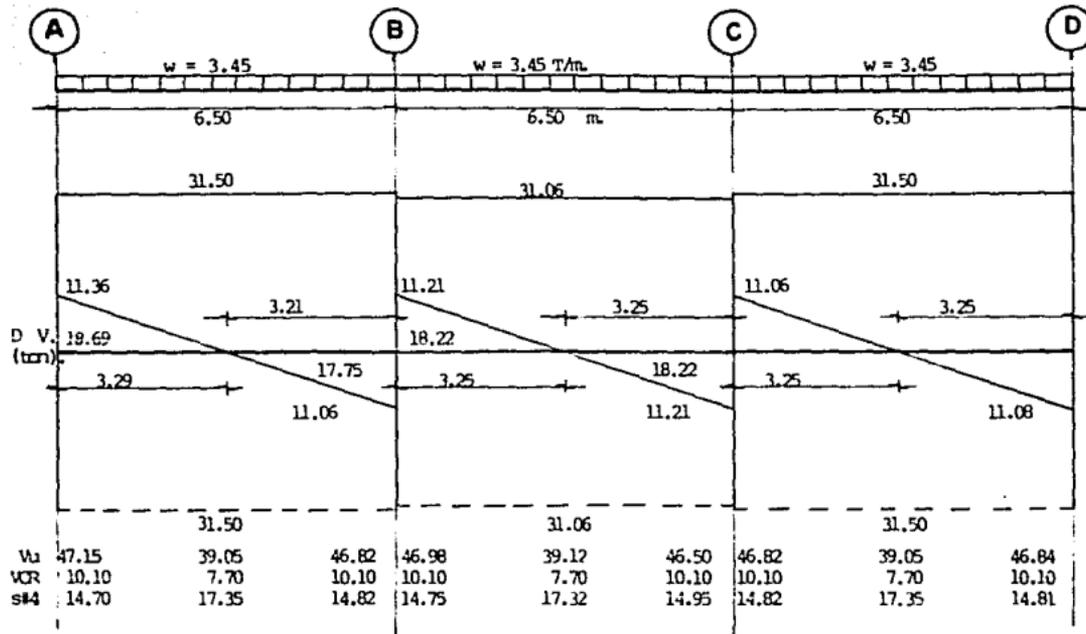


Diagrama de momentos flexionantes  
 Marco ejes 1 y 7 nivel 3.

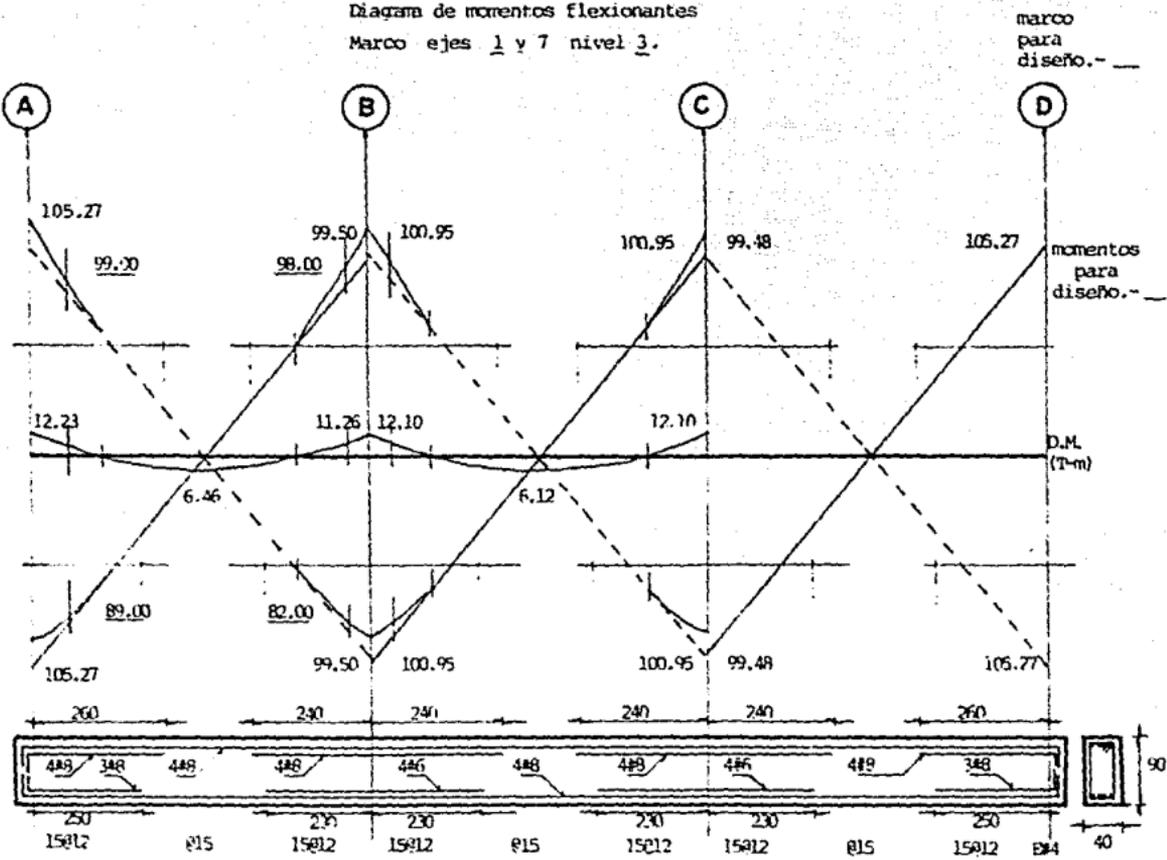


Diagrama de cortantes.  
Marco ejes 1 y 7 nivel azotea.

Max. S.  
para  
diseño.

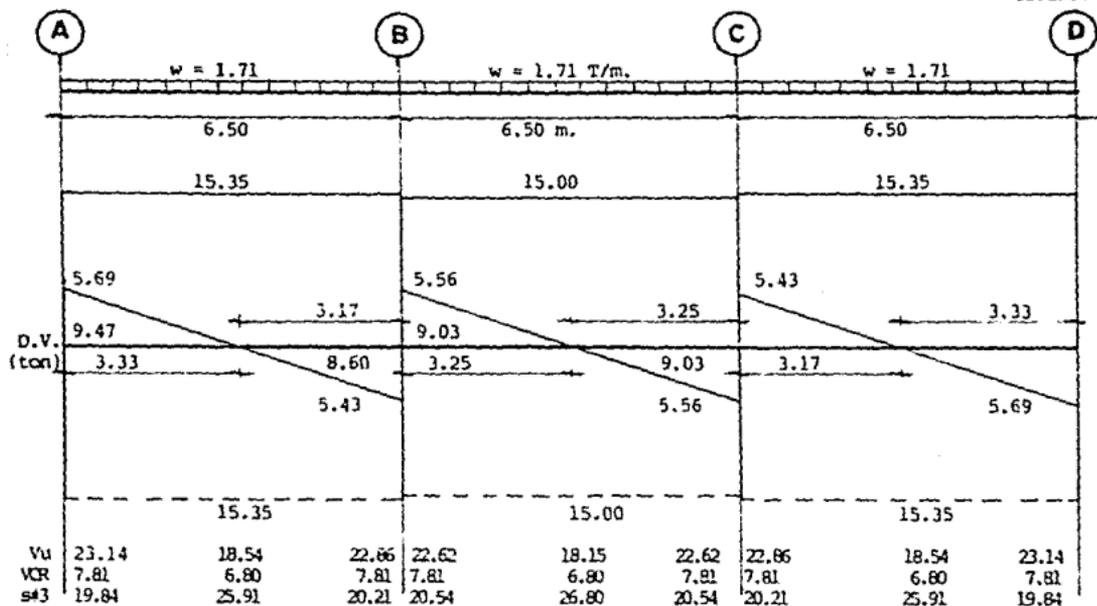


Diagrama de momentos flexionantes.  
Marco ejes 1 y 7 nivel azotea.

marco  
para  
diseño.-

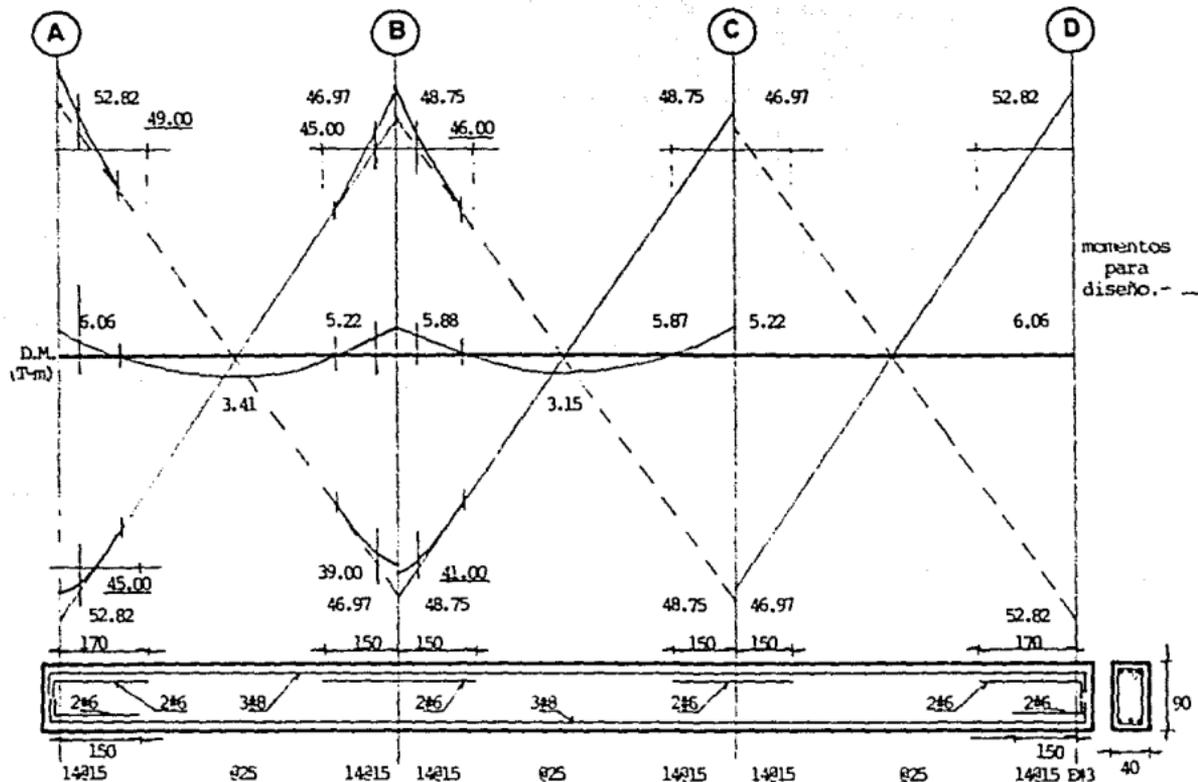


Diagrama de cortantes.  
 Marco ejes 2 y 6 niveles 1 y 2.

marco y nivel  
 para diseño.-

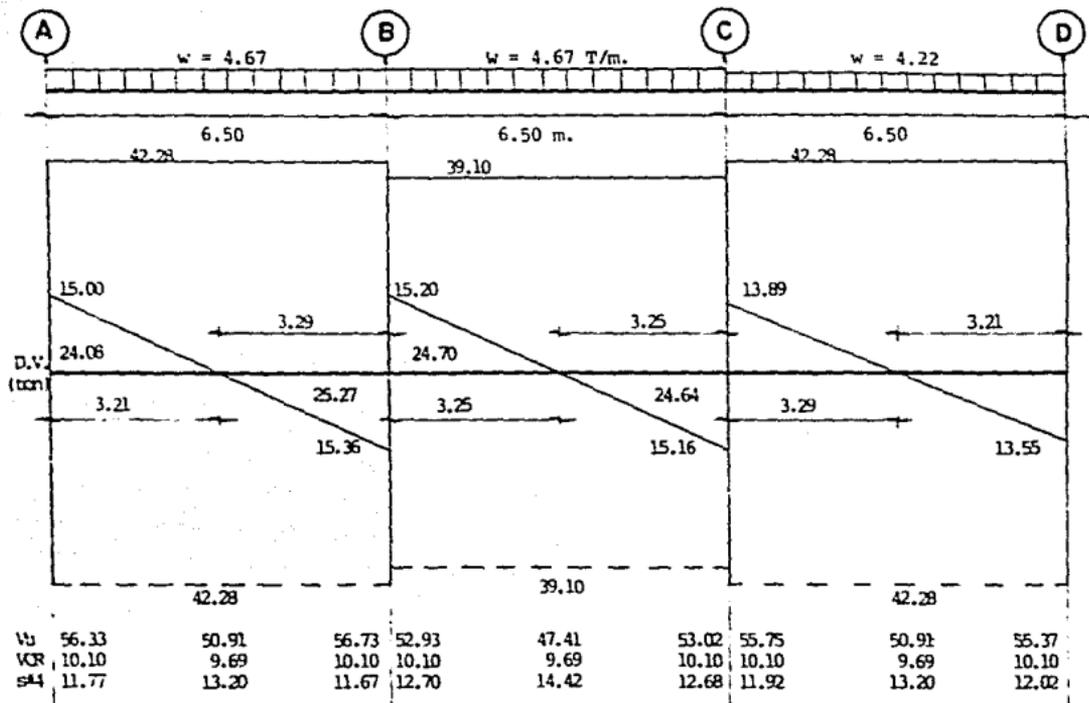


Diagrama de momentos flexionantes.  
Marco ejes 2 y 6 niveles 1 y 2.

marco y nivel  
para diseño.-

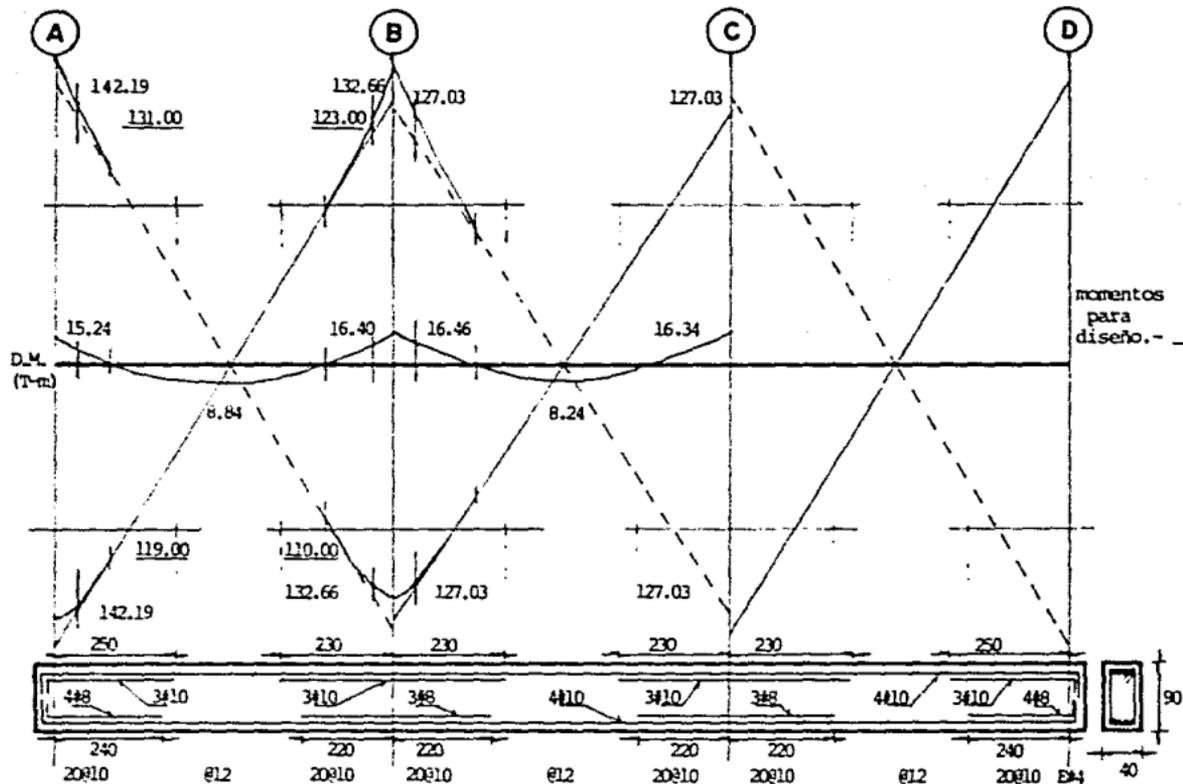


Diagrama de cortantes.  
Marco ejes 2 y 6 nivel 3.

marco  
para  
diseño.-

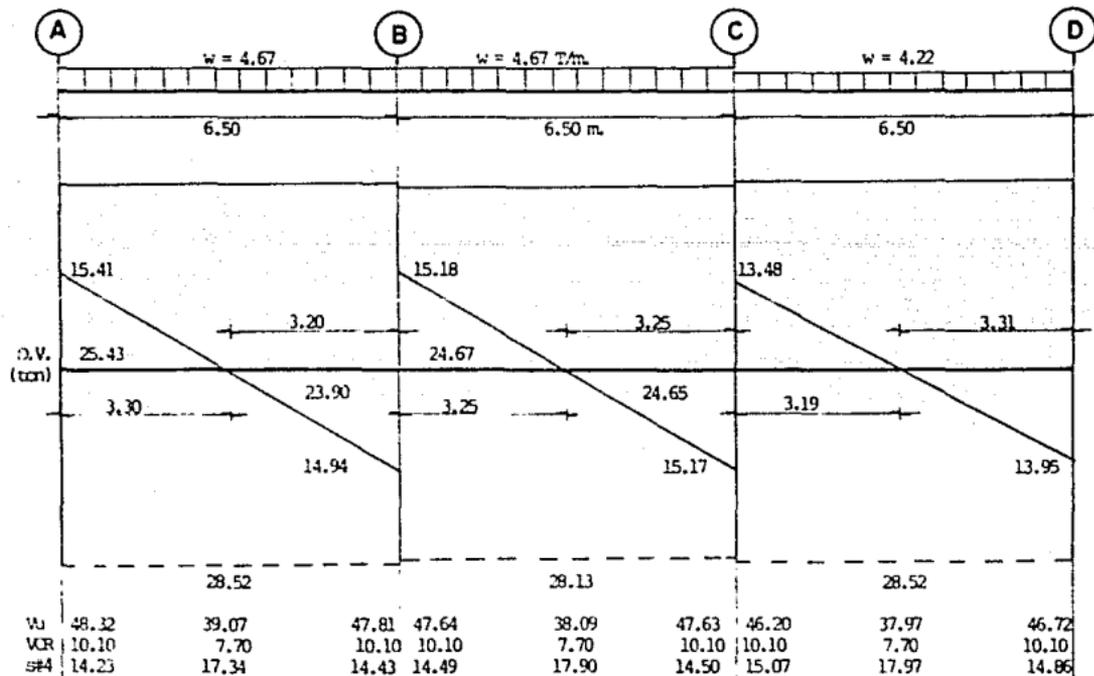




Diagrama de momentos flexionantes.  
 Marco ejes 2 y 6 nivel 3.

marco  
 para  
 diseña.-

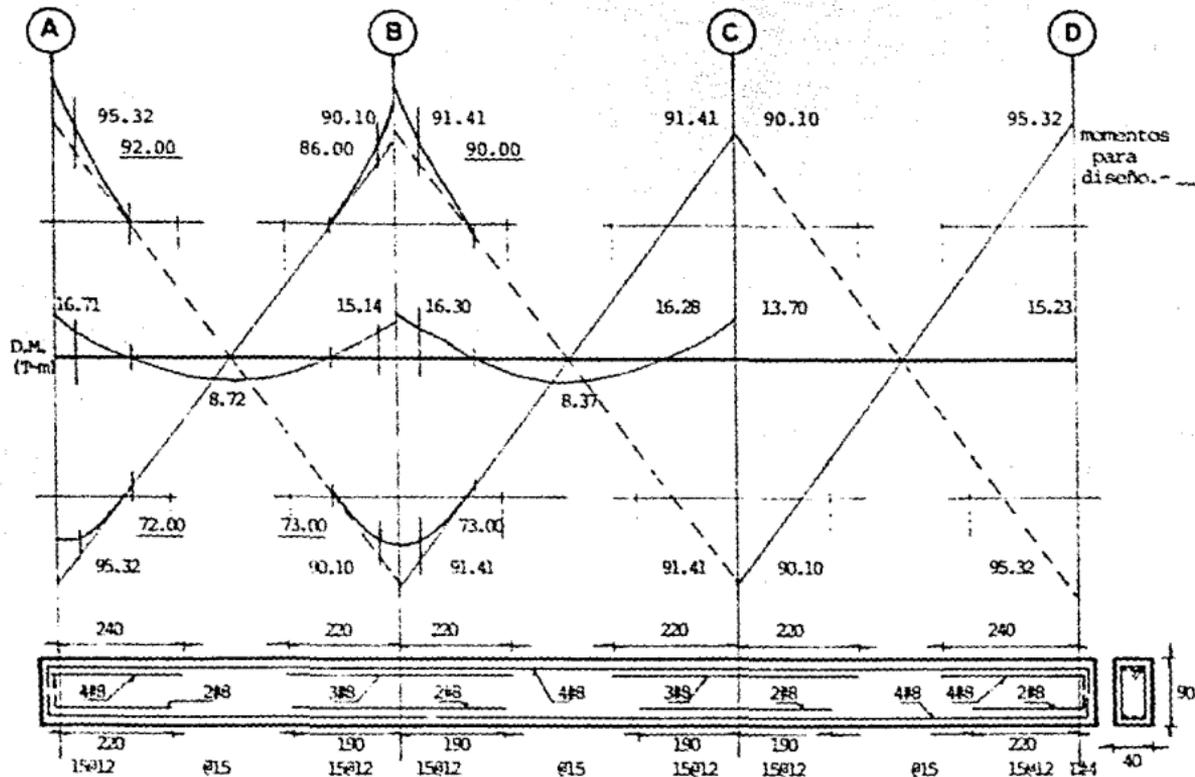


Diagrama de cortantes.  
Marco ejes 2 y 6 nivel azotea.

marco  
para  
diseño. -

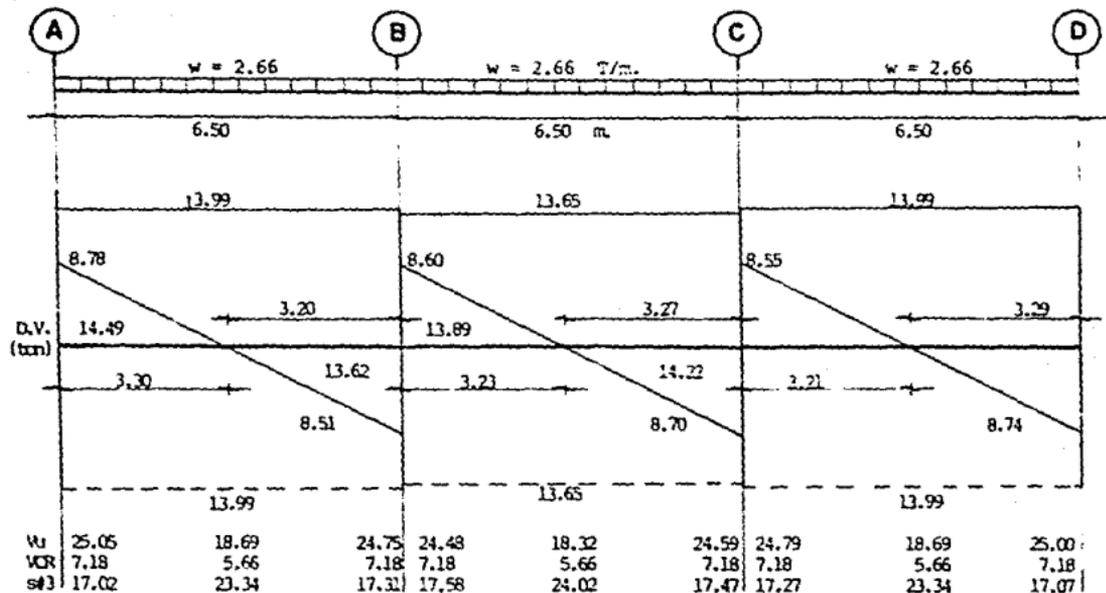
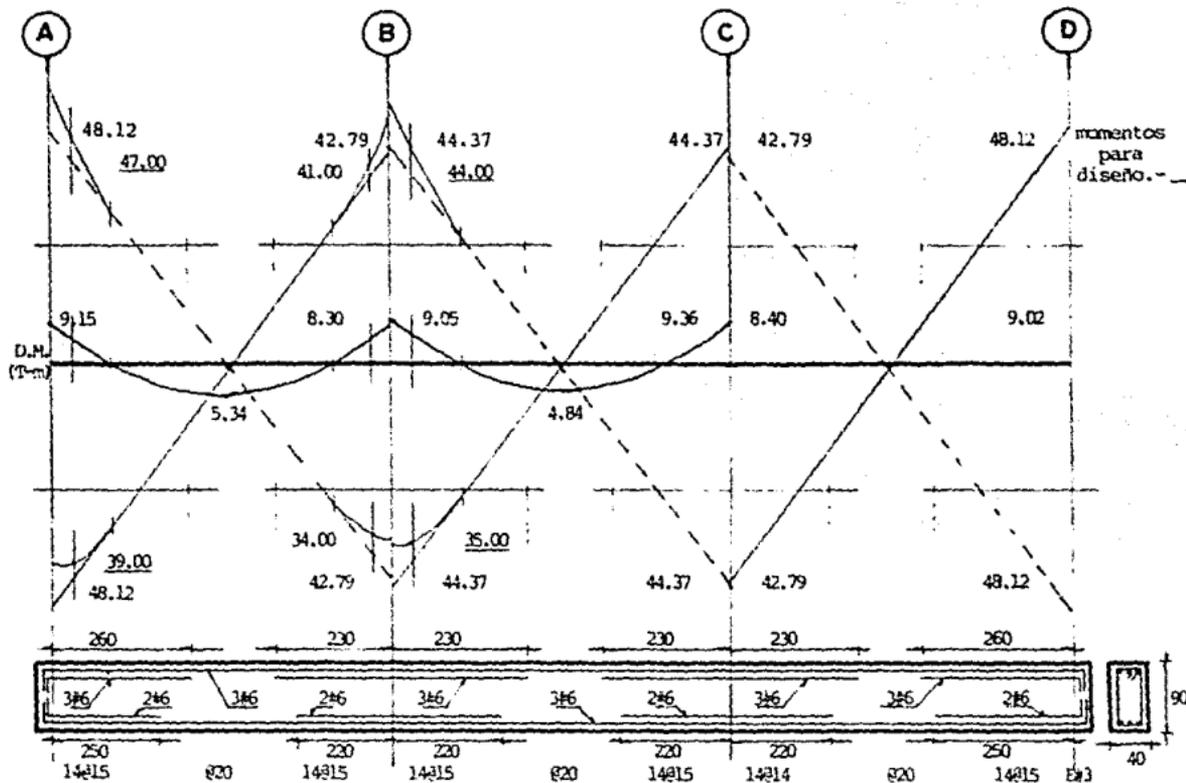


Diagrama de momentos flexionantes.

Marco ejes 2 y 6 nivel azotea.

marco para diseño.-



Marco ejes 3, 4 y 5 niveles 1 y 2.

$$M_u = 1.1 (126.00) = 138.60 \text{ T-m.}$$

$$MR_2 = M_u - MR$$

$$MR_2 = 138.60 - 120.93 = 17.67$$

$$\text{Astráx.} = \frac{MR_z}{FR f_y (d-d')} = \frac{17.67 \times 10^5}{0.9(4200)(85-5)} = 5.84 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 47.52 + 5.84 = 53.36 \text{ cm}^2.$$

$$6 \text{ vars. } \#10 \quad 47.52$$

$$2 \text{ vars. } \#8 \quad \frac{10.14}{57.66 \text{ cm}^2}.$$

acero en compresión.

$$A'g = \frac{5.84}{0.75} = 7.79 \text{ cm}^2.$$

$$2 \text{ vars. } \#8 \quad A'g = 10.14 \text{ cm}^2.$$

Cálculo del momento resistente total.

$$MR = FR [(A_s - A'_s) f_y (d - a/2) + A'_s f_y (d - d')]$$

$$MR = 0.9 [(57.66 - 10.14) 4200 (85 - 14.68) + 10.14(4200)(85 - 5)]$$

$$a = \left[ \frac{A_s - A'_s}{f'c b} \right] f_y = \left[ \frac{57.66 - 10.14}{170(40)} \right] 4200 = 29.35$$

$$MR = 157.00 \text{ T-m.} > M_u$$

Revisión si fluye el acero.

$$p - p' \geq \left[ \frac{4800}{6000 - f_y} \right] \left[ \frac{d'}{d} \right] \left[ \frac{f''c}{f_y} \right]$$

$$p = \frac{57.66}{40(85)} = 0.017$$

$$p' = \frac{10.14}{(40)85} = 0.003$$

$$0.017 - 0.003 \geq \left[ \frac{4800}{6000 - 4200} \right] \left[ \frac{5}{85} \right] \left[ \frac{170}{4200} \right]$$

0.014 > 0.0011            ∴ el acero fluye en compresión.

Diseño por cortante.

$$V_u = 1.1 (53.51) = 58.86 \text{ ton.}$$

$V_u > V_{CR}$     58.86 > 10.10    ∴ se requiere acero por tensión diagonal.

$$s = \frac{FR A_v f_v d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{FR A_v f_v}{3.5 b} = 45.72 \text{ cm.}$$

con estribos del #4                       $A_v = 2(1.27) = 2.54 \text{ cm}^2$ .

$$s = \frac{0.6 (2.54)(4200)(85)}{V_u - V_{CR}} = \frac{544.07 \times 10^3}{V_u - V_{CR}}$$

con estribos del #3                       $A_v = 2 (0.71) = 1.42 \text{ cm}^2$ .

$$s = \frac{0.6(1.42)(4200)(85)}{V_u - V_{CR}} = \frac{304.16 \times 10^3}{V_u - V_{CR}}$$

Diagrama de cortantes.

Marco ejes 3, 4 y 5 niveles 1 y 2.

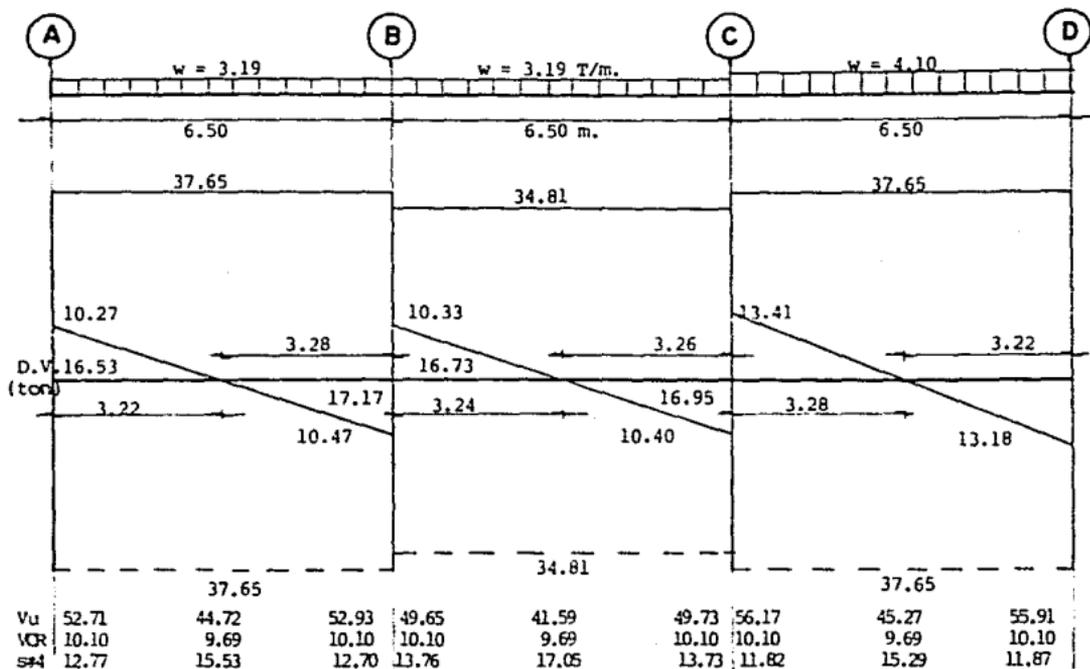


Diagrama de momentos flexionantes.  
 Marco ejes 3, 4 y 5 niveles 1 y 2.

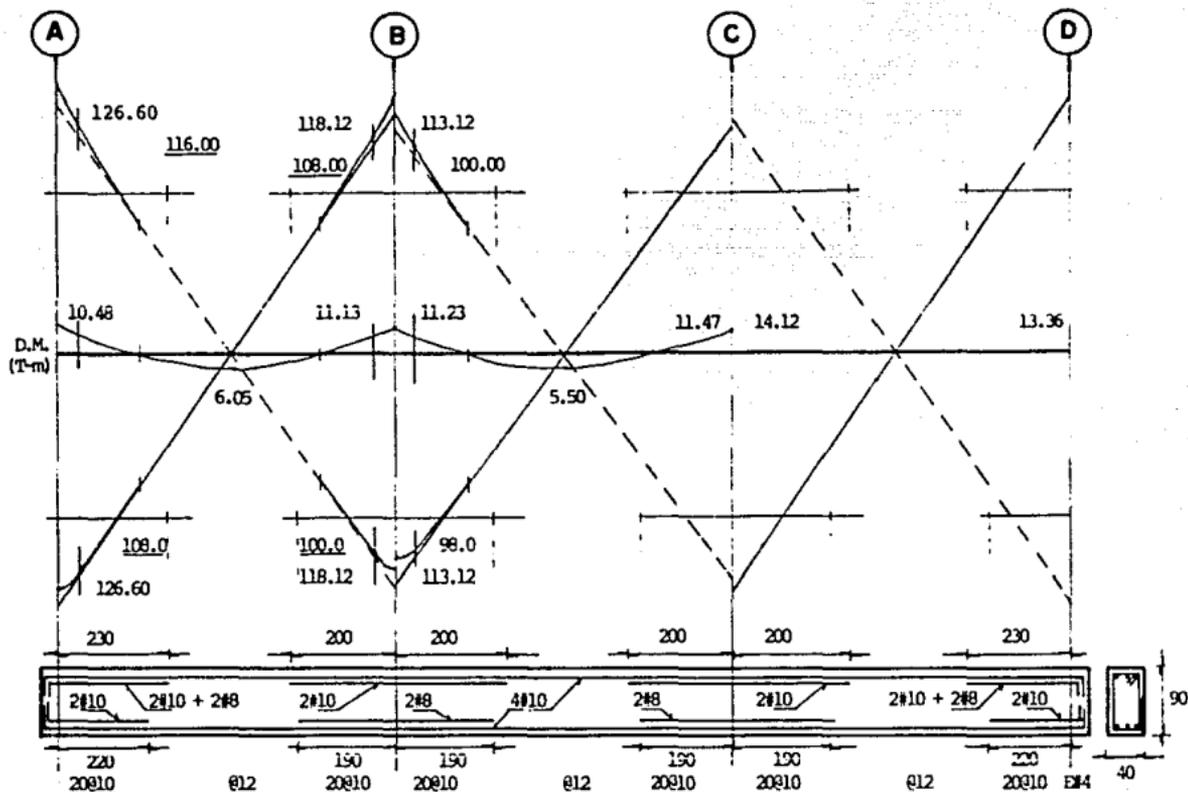


Diagrama de cortantes.

Marco ejes 3, 4 y 5 nivel 3.

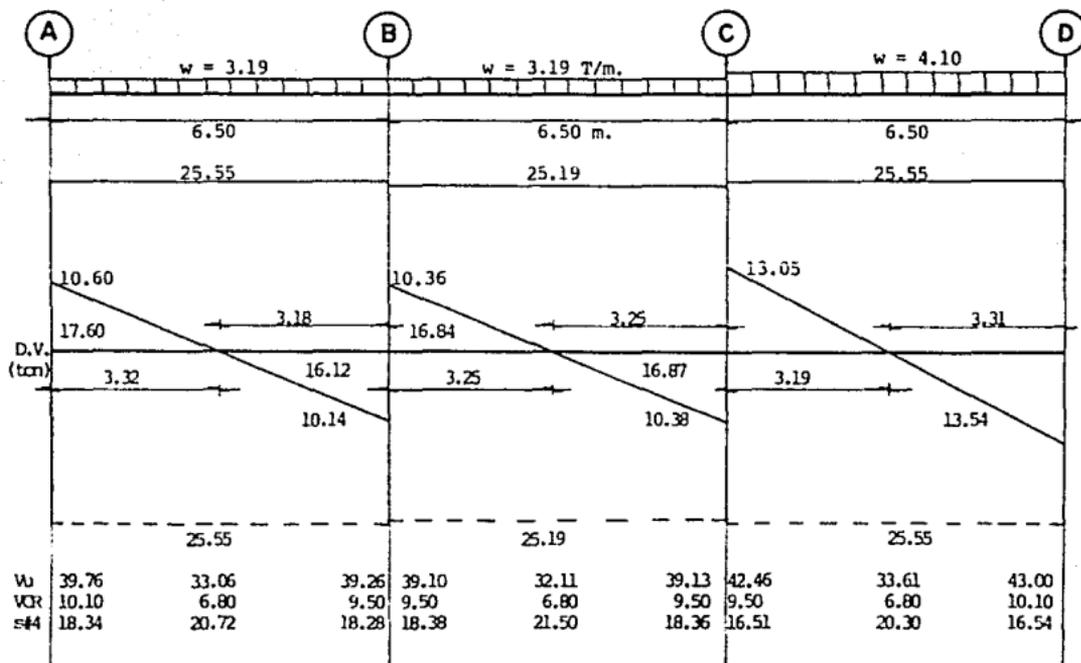




Diagrama de momentos flexionantes.

Marco ejes 3, 4 y 5 nivel 3.

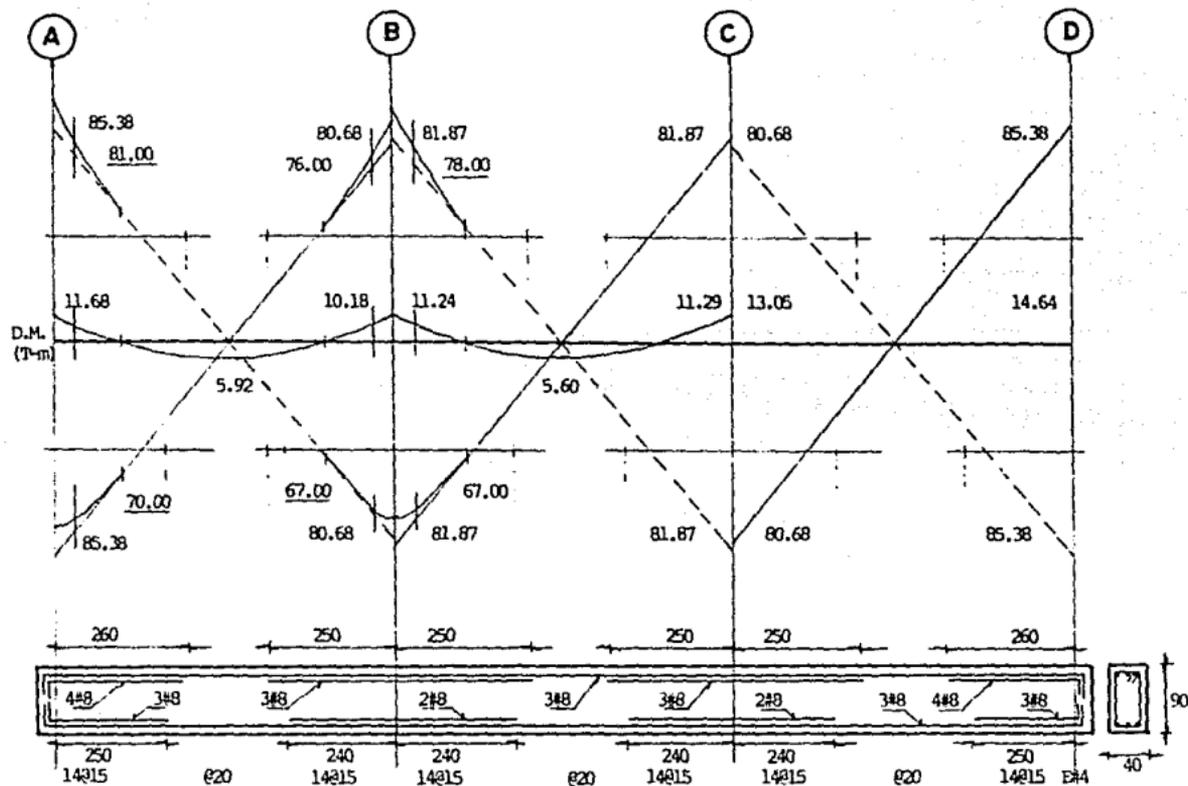


Diagrama de cortantes.  
Marco ejes 3, 4 y 5 nivel azotea.

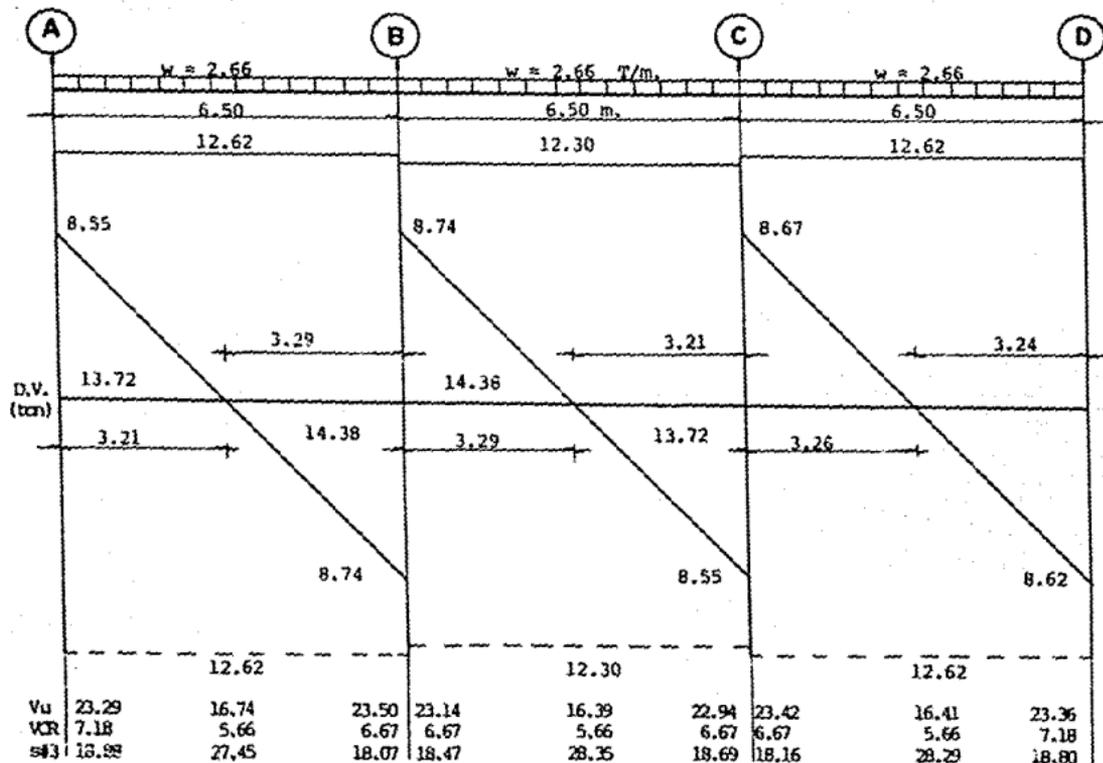


Diagrama de momentos flexionantes.  
 Marco ejes 3, 4 y 5 nivel azotea.

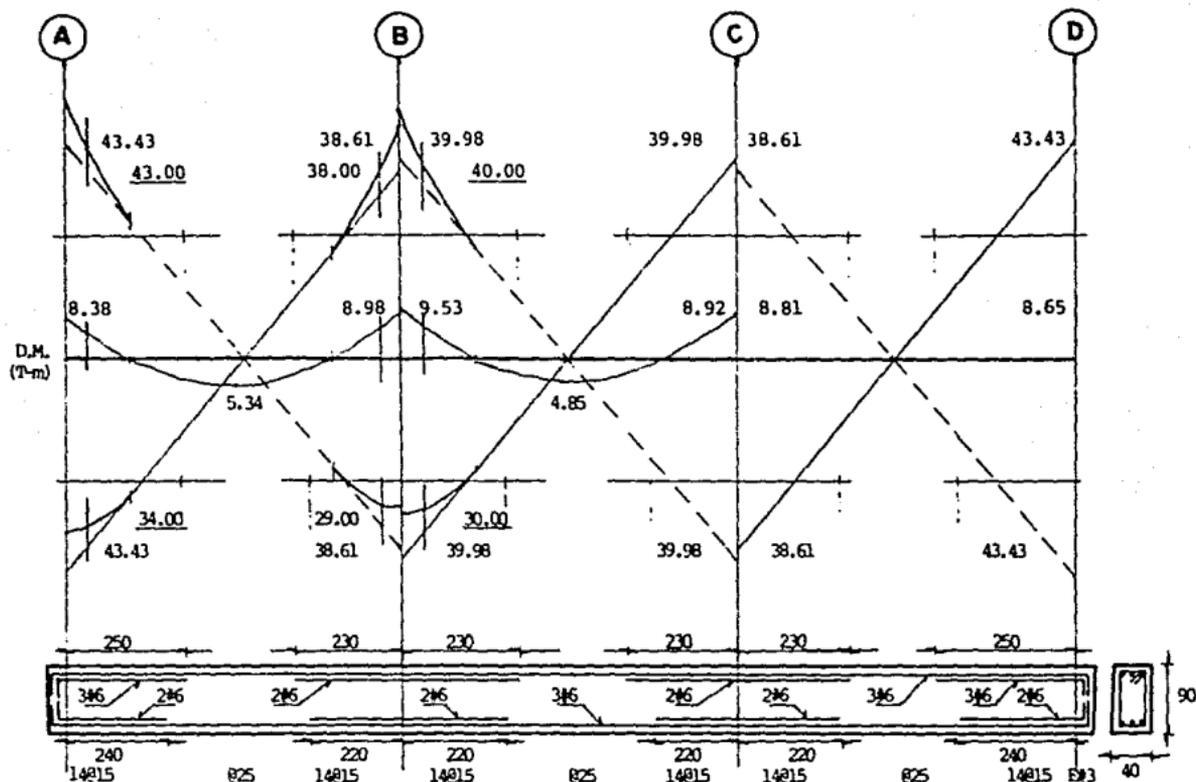


Diagrama de cortantes.

Marco ejes B y C niveles 1 y 2.

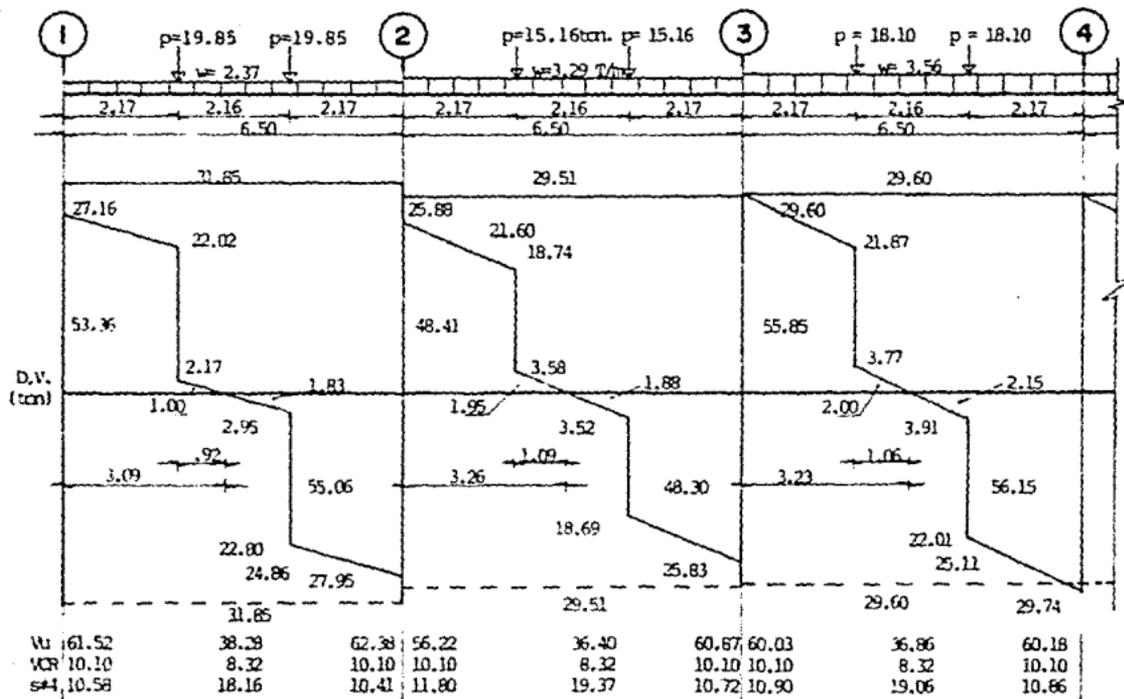


Diagrama de momentos flexionantes.

Marco ejes B y C niveles 1 y 2.

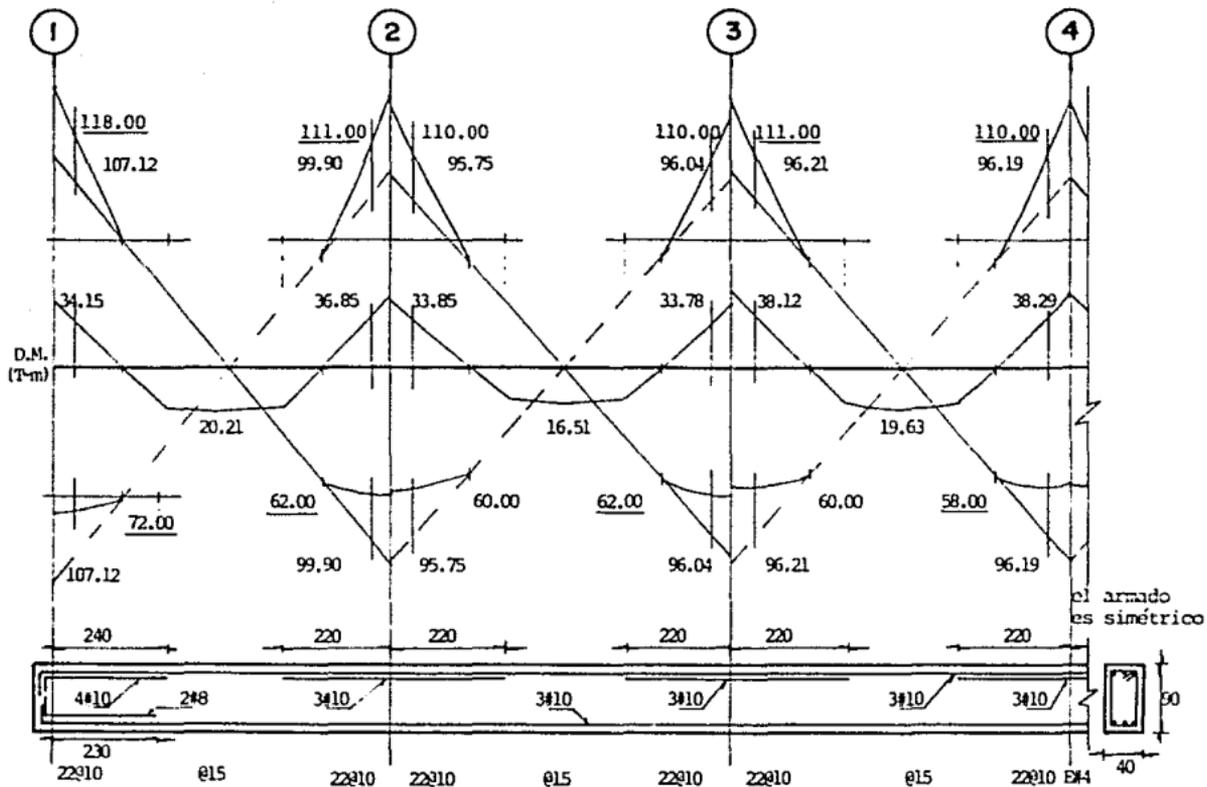


Diagrama de cortantes.

Marco ejes B y C nivel 3.

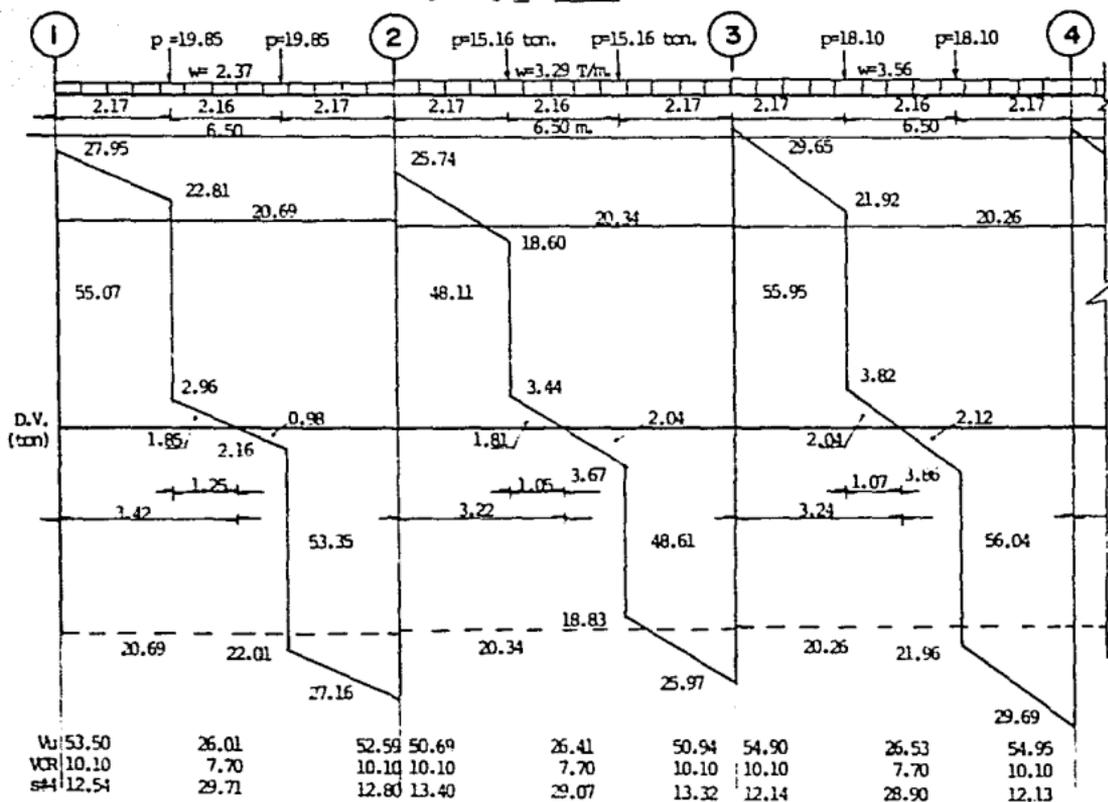


Diagrama de momentos flexionantes.  
 Marco ejes B y C nivel 3.

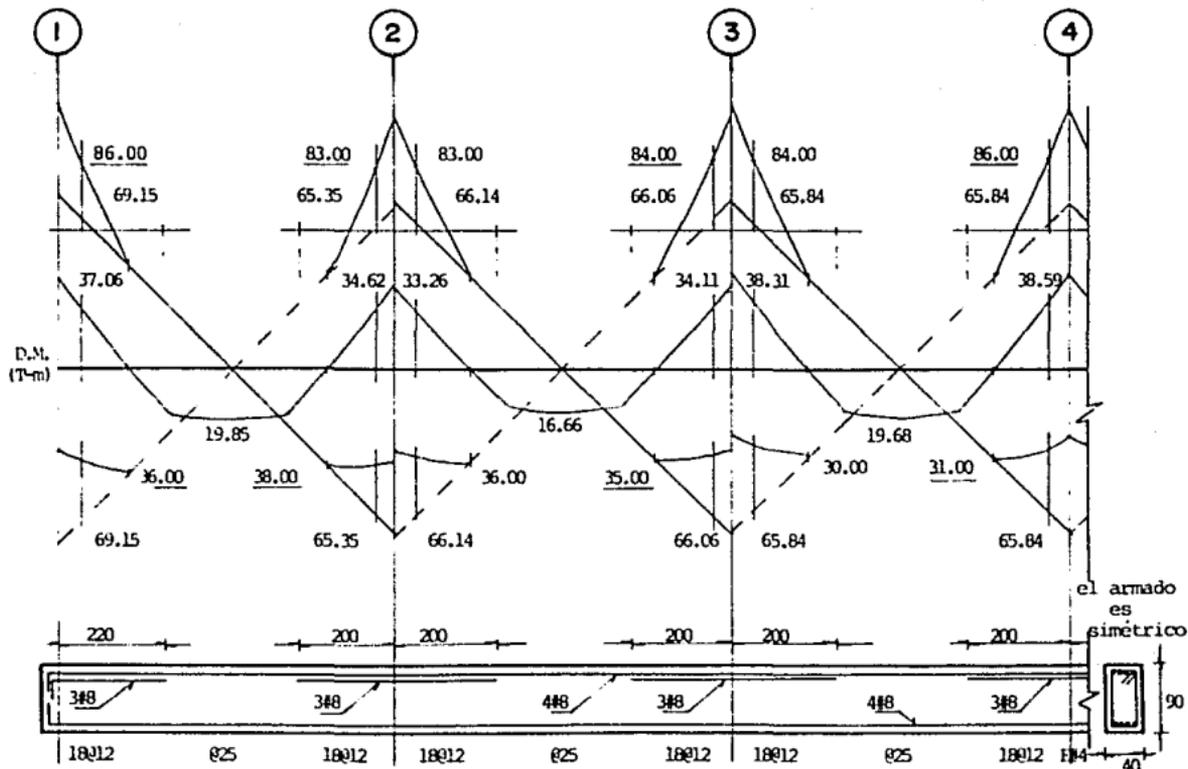


Diagrama de cortantes.  
Marco ejes B y C nivel azotea.

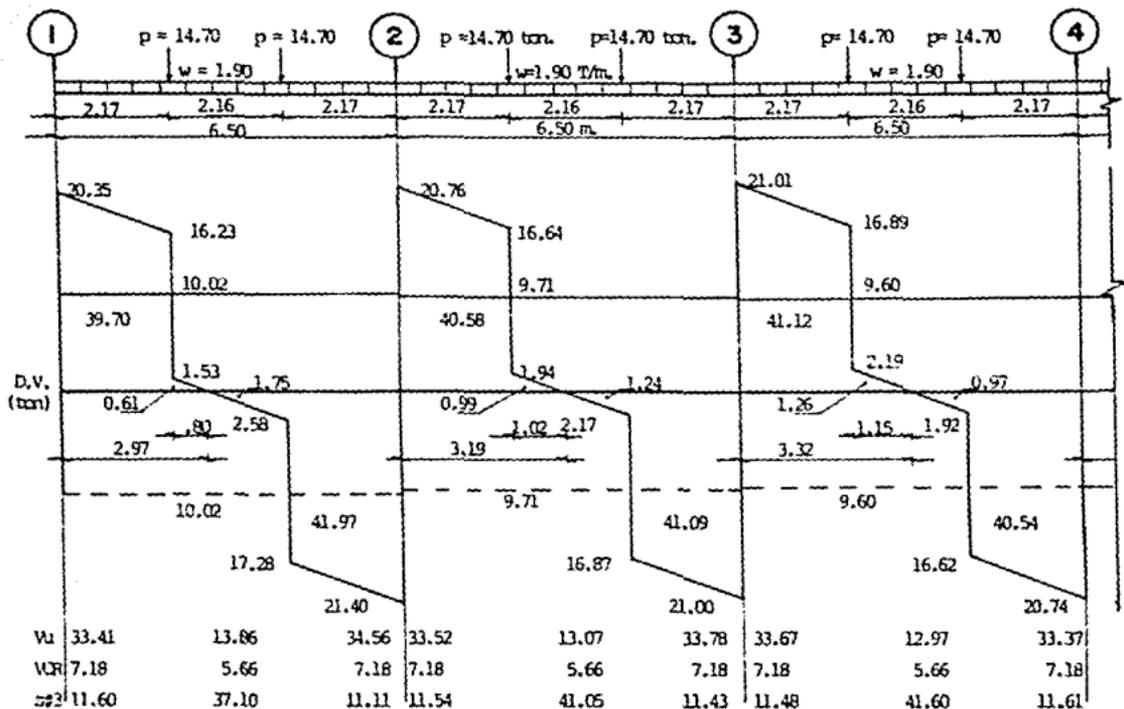






Diagrama de cortantes.

Marco ejes A y D niveles 1 y 2.

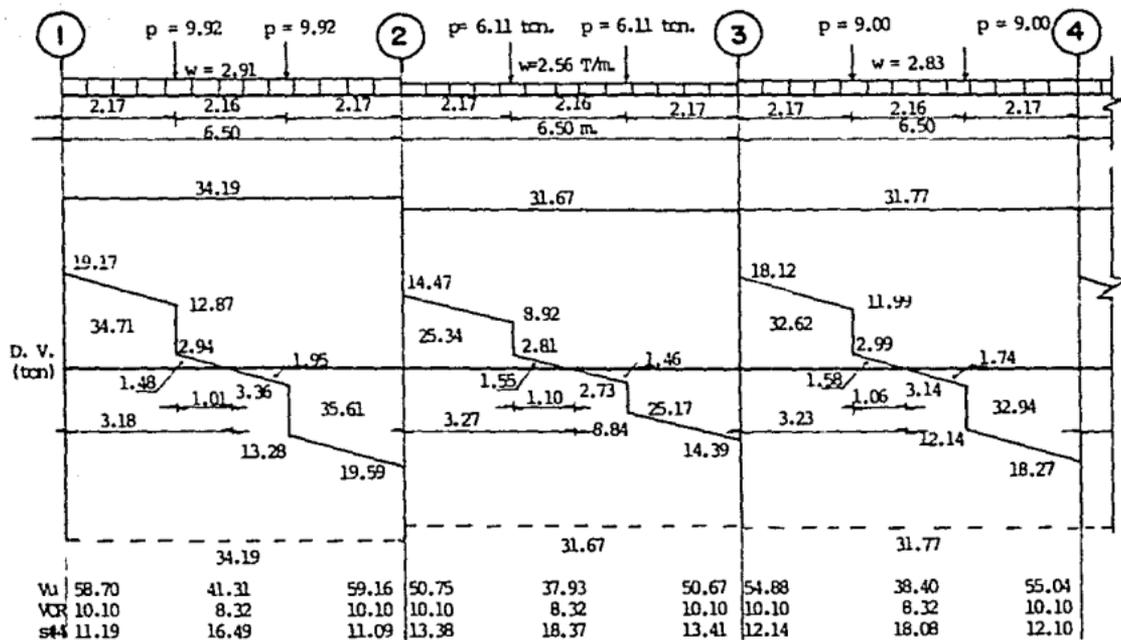




Diagrama de cortantes.  
Marco ejes A y D nivel 3.

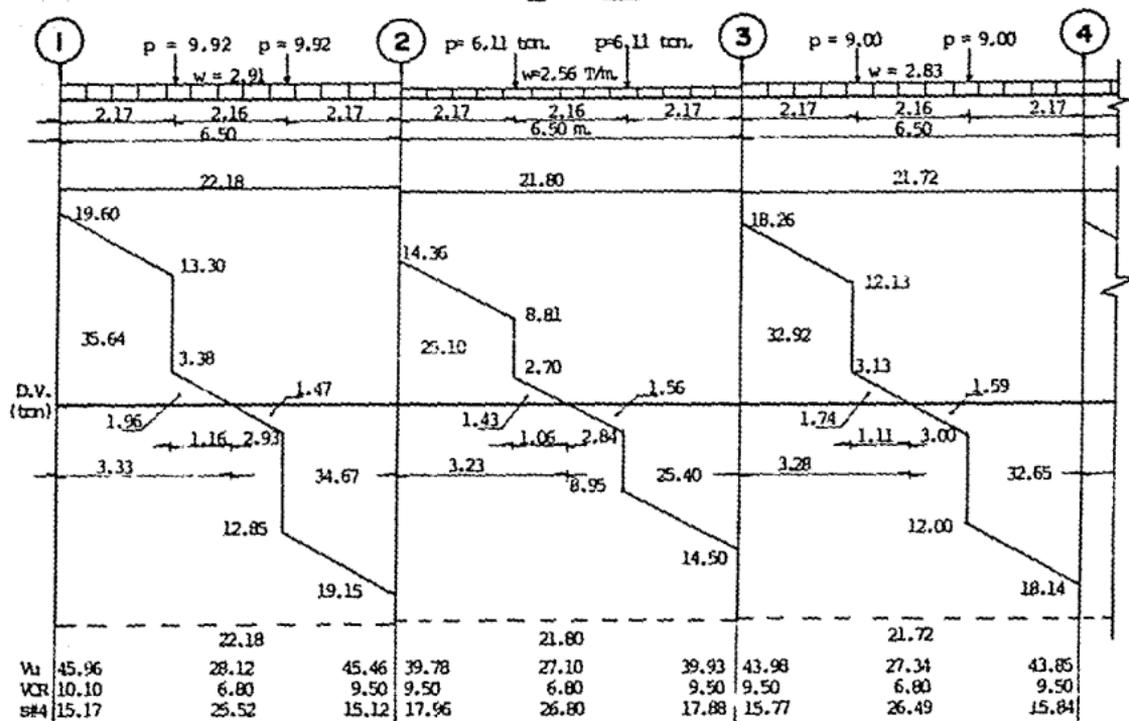


Diagrama de momentos flexionantes.  
 Marco ejes A y D nivel 3.

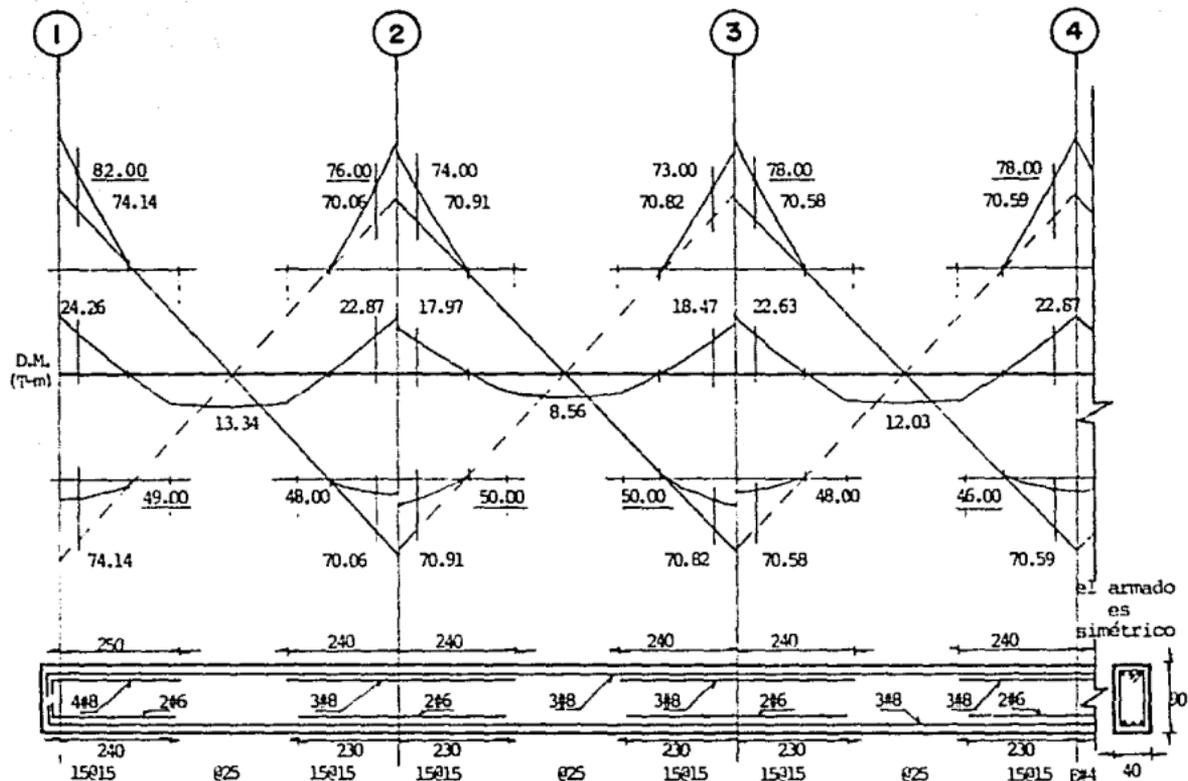


Diagrama de cortantes.

Marco ejes A y D nivel azotea.

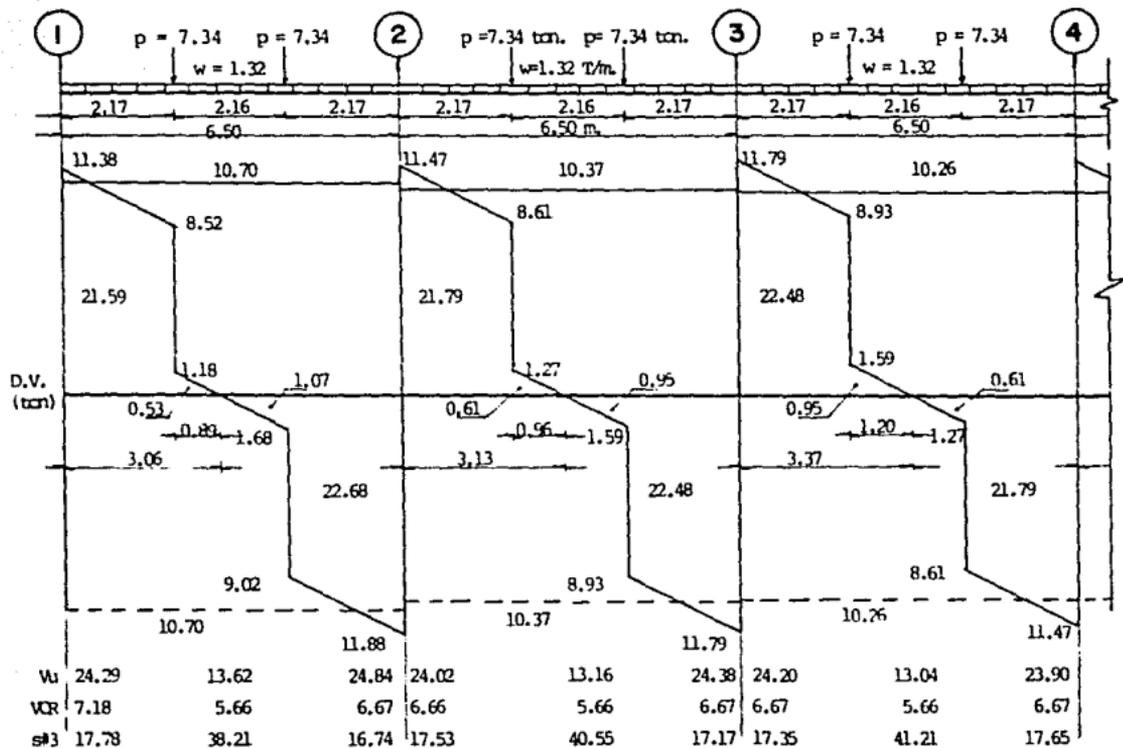
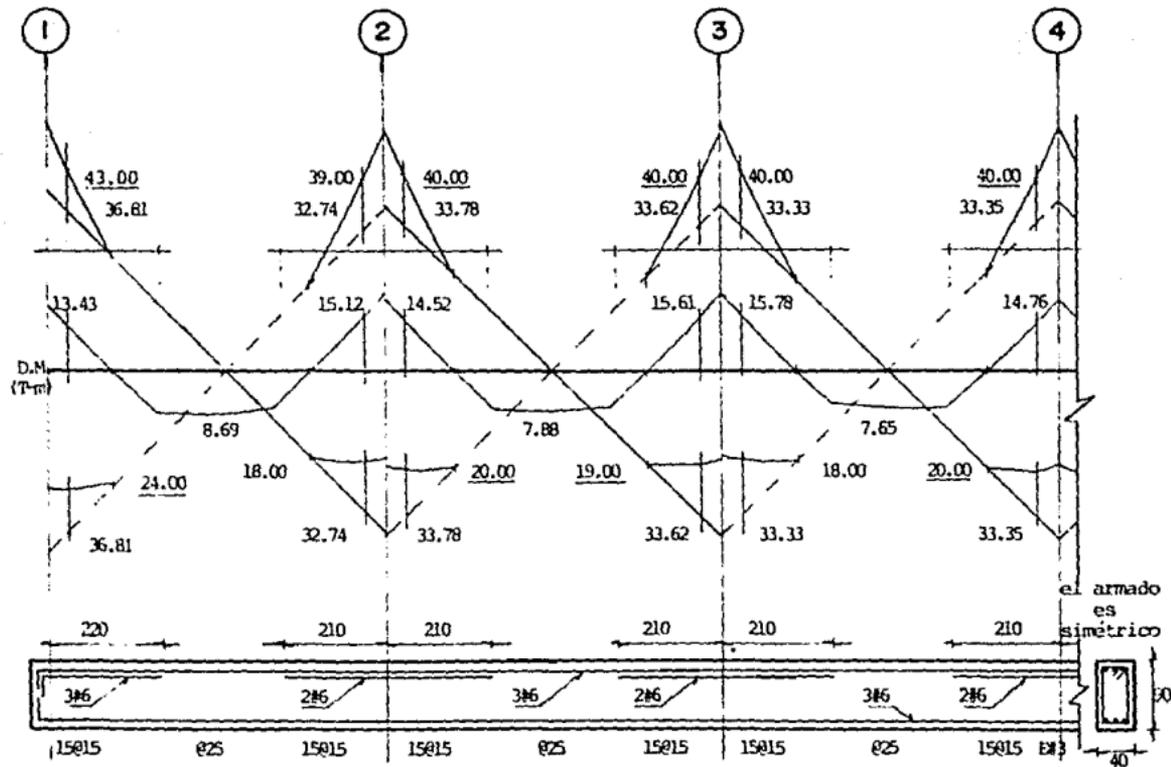
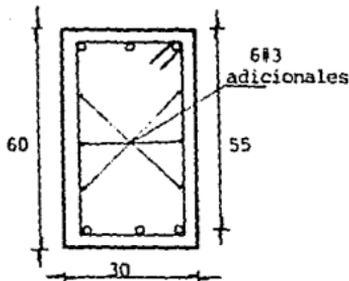


Diagrama de momentos flexionantes.  
Marco ejes A y D nivel azotea.



## 1).- Vigas.

Momentos resistentes de una viga de sección 30 x 60 cm.



materiales.

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

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

$$f^*c = 0.85 f'c = 170 \text{ kg/cm}^2.$$

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

diseño por flexión.

$$As_{mín.} = \frac{0.7 \sqrt{250} (30)(55)}{4200} = 4.35 \text{ cm}^2$$

$$As_{máx.} = 0.75 \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] \frac{170}{4200} (30)(55) = 23.57 \text{ cm}^2$$

$$MR = FR bd^2 f^*c q (1-0.5q)$$

$$MR = 0.9 (30)(55)^2 (170) q (1-0.5q)$$

$$MR = 138.85 \times 10^5 q (1-0.5q)$$

$$p = \frac{As}{bd}$$

$$q = \frac{fy}{f^*c} = 24.706 p$$

No. varillas	As	p	q	MR	MR/1.1	MR/1.5	VCR
2 # 6	5.70	0.00345	0.085	11.34	10.31	7.56	5.66
3 # 6	8.55	0.00518	0.128	16.64	15.12	11.09	6.63
3 # 6 + 2 # 5	12.51	0.00758	0.187	23.57	21.43	15.71	7.98
3 # 6 + 2 # 6	14.25	0.00864	0.213	26.46	24.06	17.64	8.57
2 # 6 + 1 # 5	7.68	0.00466	0.115	15.04	13.68	10.03	6.34

diseño por cortante.

$$VCR = FR bd (0.2+30p) \sqrt{f^*c}$$

$$VCR = 0.8 (30)(55)(0.2+30p) \sqrt{200}$$

$$VCR = 18.67 \times 10^3 (0.2+30p)$$

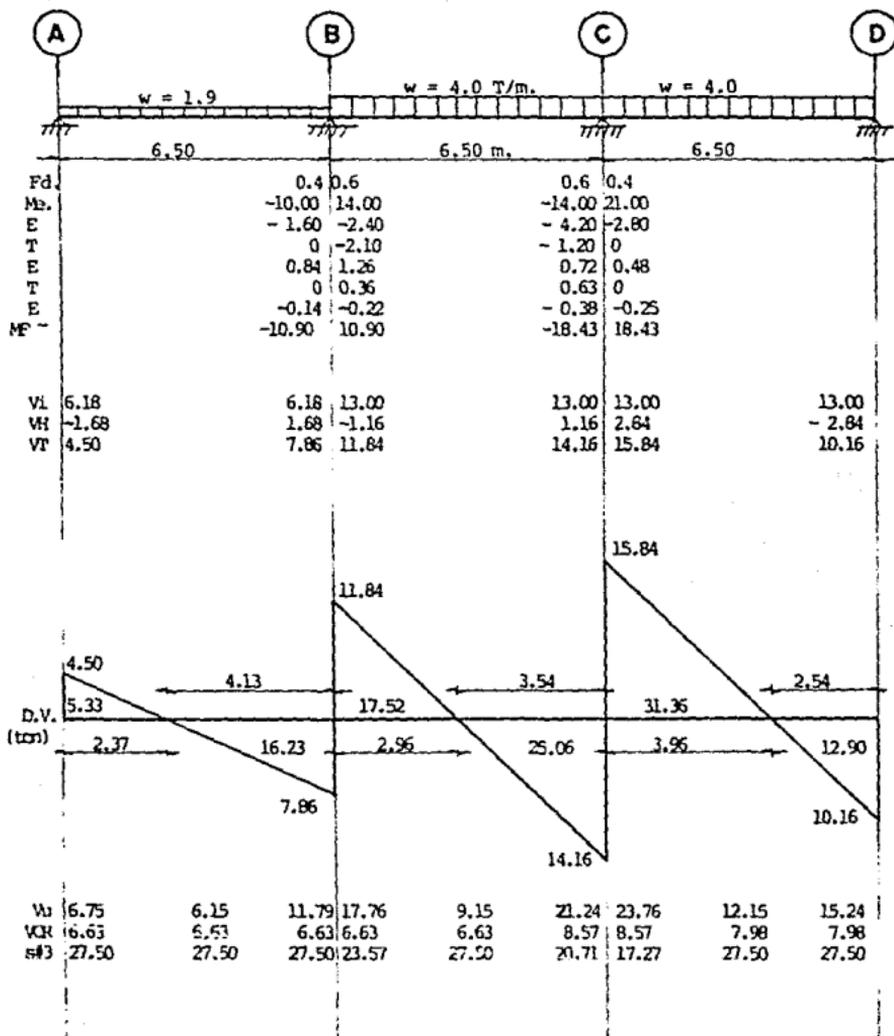
separación de estribos.

$$s = \frac{FR Av fy d}{Vu - VCR} \quad \text{con } E\#3 \quad as = 0.71 \text{ cm}^2$$

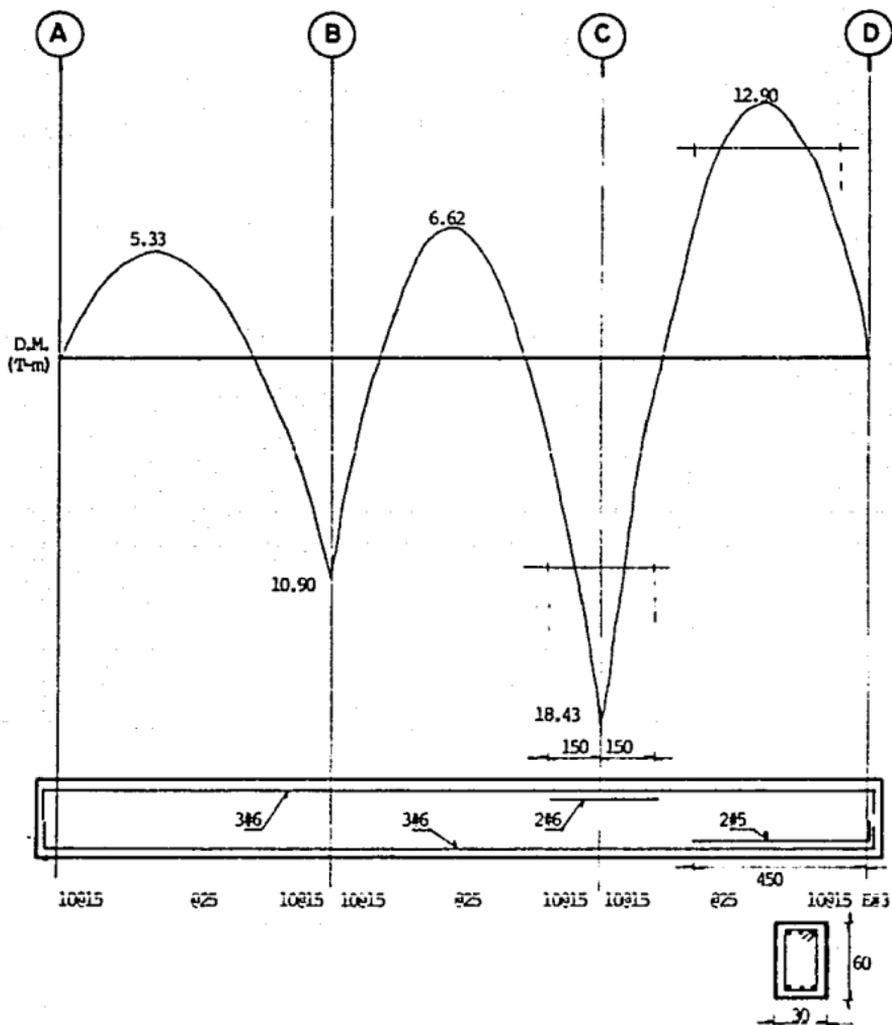
$$s = \frac{0.8 (1.42)(4200)(55)}{Vu - VCR} = \frac{262.42 \times 10^3}{Vu - VCR}$$



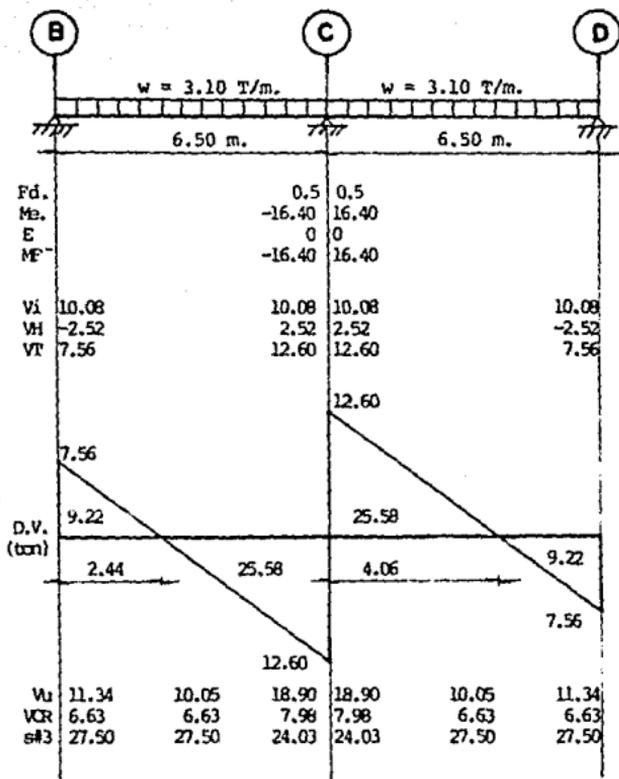
## Análisis de viga V-1 nivel planta baja.



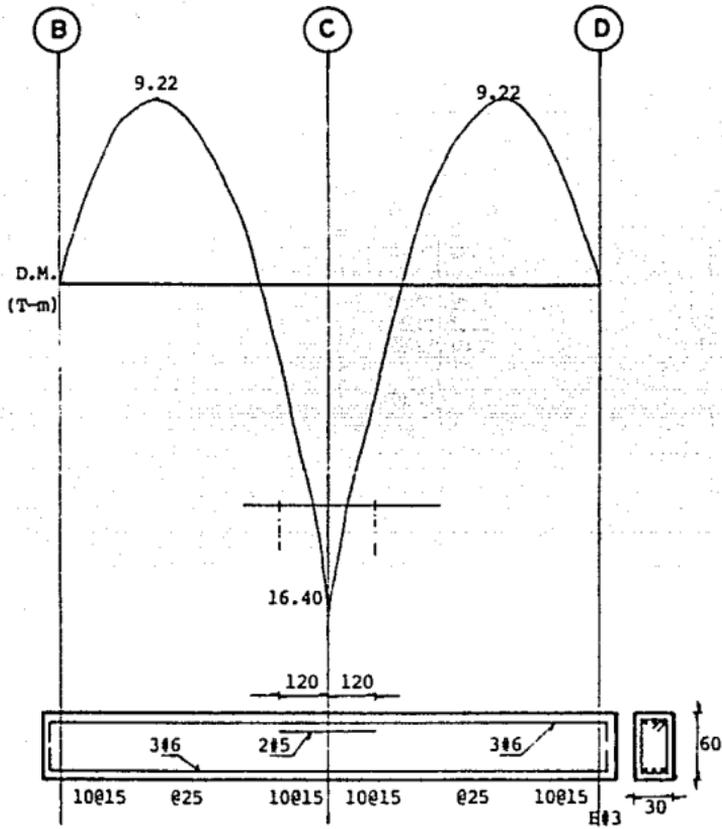
## Diseño de viga V-1 nivel planta baja.



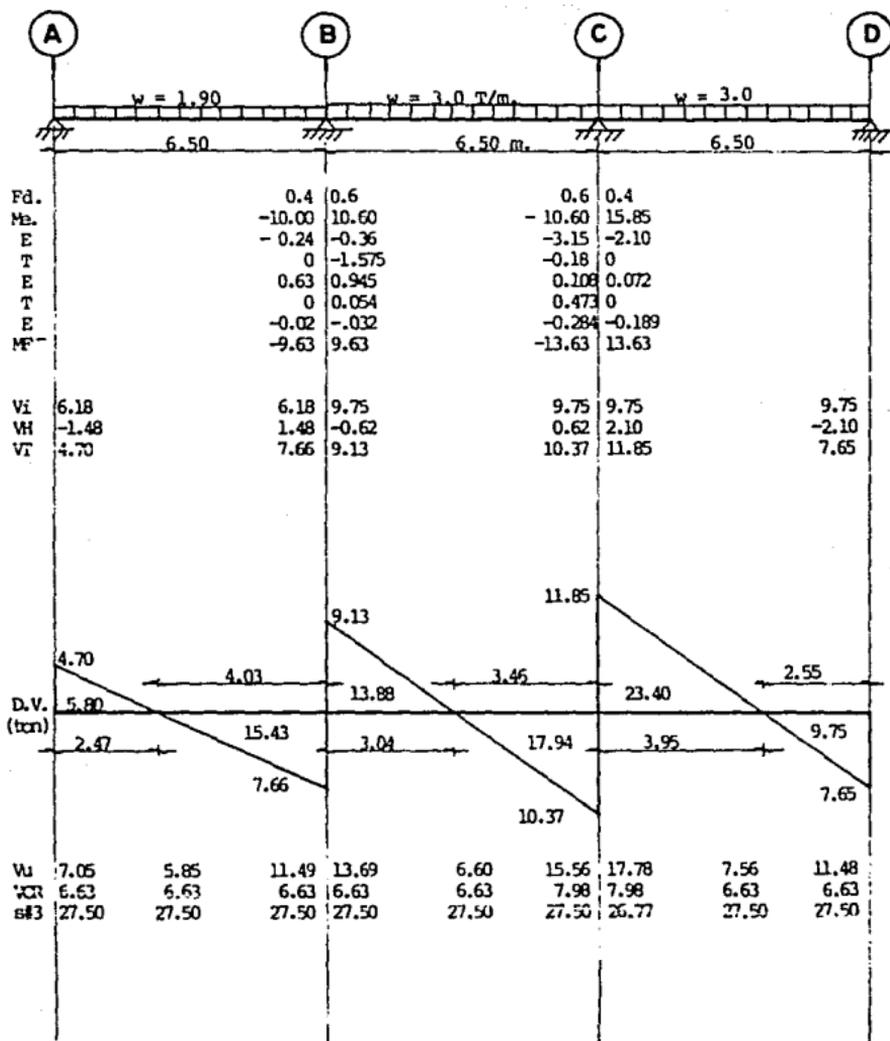
## Análisis de viga V-2 nivel planta baja.



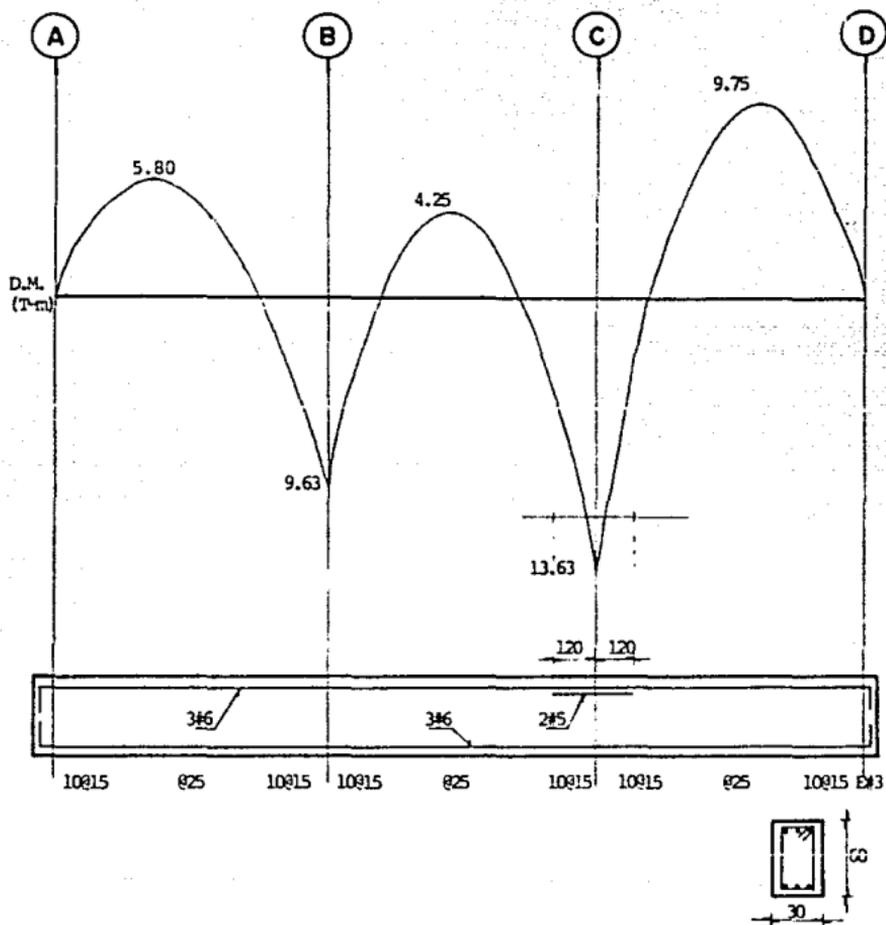
## Diseño de viga V-2 nivel planta baja.



## Análisis de viga V-3 nivel planta baja.

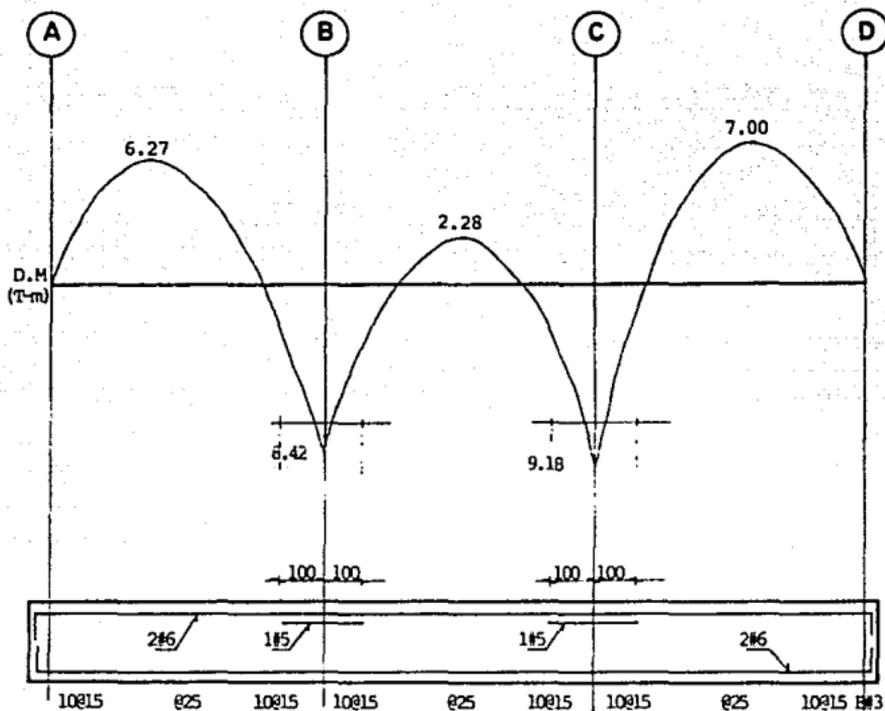


## Diseño de viga V-3 nivel planta baja.



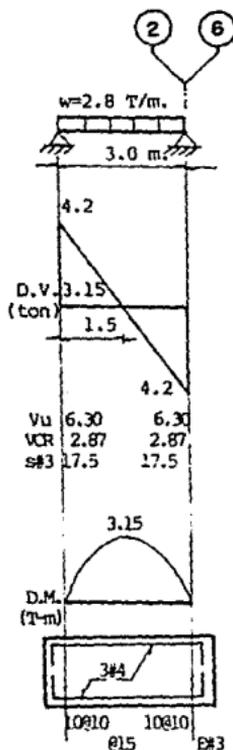


## Diseño de viga V-4 nivel planta baja.





Diseño de viga V-5 nivel planta baja.



$$A_{trib.} = 9.75 \text{ m}^2$$

$$w = 0.85 \text{ T/m}^2$$

$$MR = FR b d^2 f^* c q (1 - 0.5q)$$

No. vars.	As	MR/1.5	VCR
2 # 4	2.54	2.14	2.44
3 # 4	3.81	3.13	2.87
2 # 5	3.96	3.87	2.93

$$VCR = FR b d (0.2 + 30p) \sqrt{f^* c}$$

$$VCR = 0.8 (20) (35) (0.2 + 30p) \sqrt{200}$$

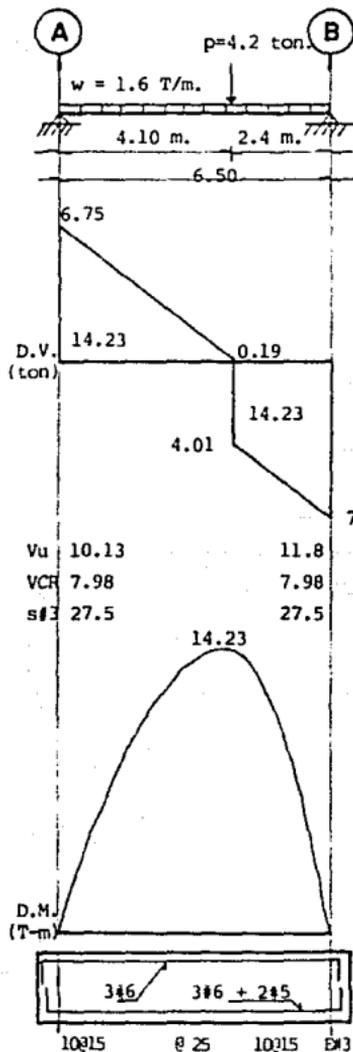
$$VCR = 7.92 \times 10^3 (0.2 + 30p)$$

separaciones de estribos.

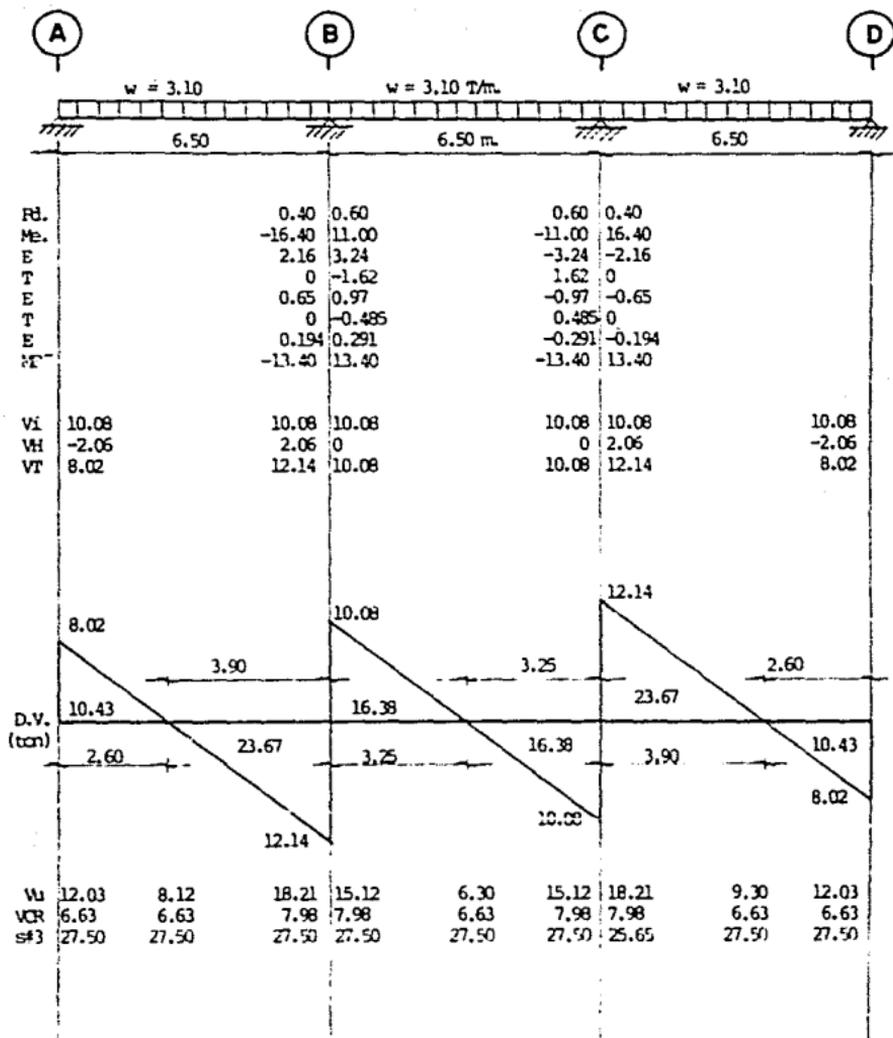
$$E\#3 \quad av = 2(0.71) = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{0.8(1.42)(4200)(35)}{Vu - VCR} = \frac{167 \times 10^3}{Vu - VCR}$$

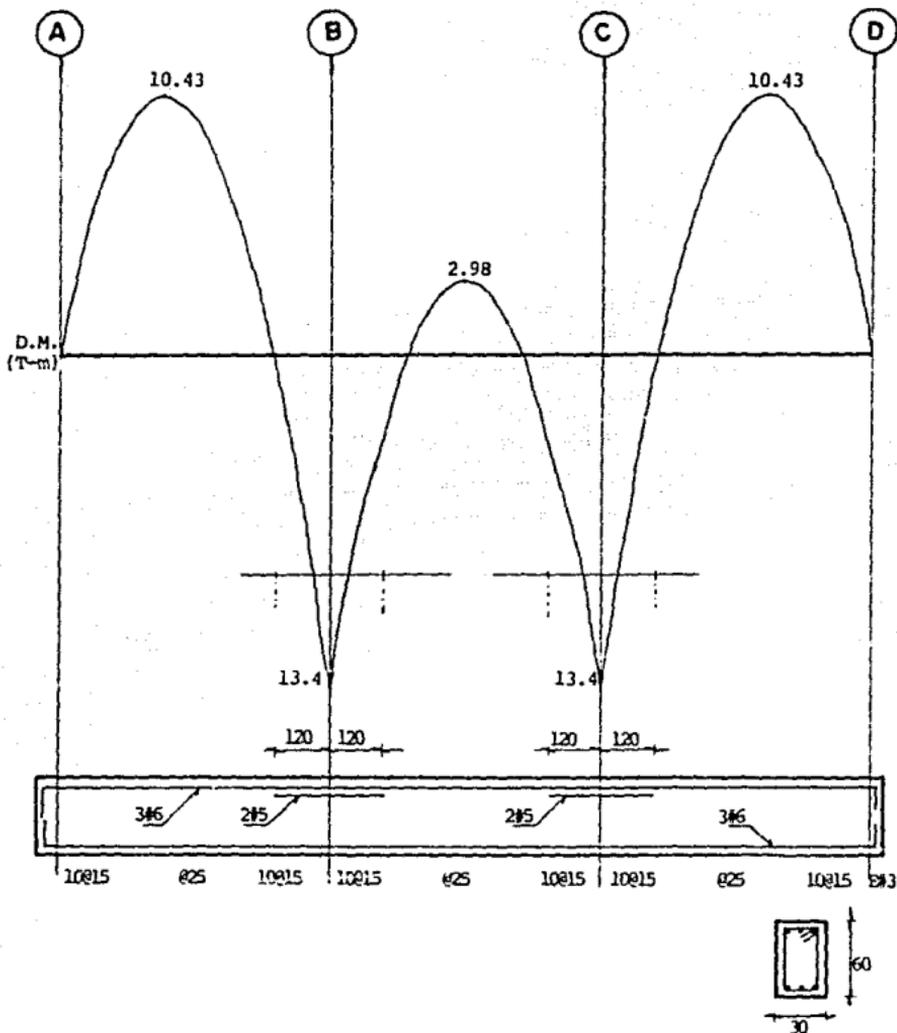
## Diseño de viga V-6 nivel planta baja.



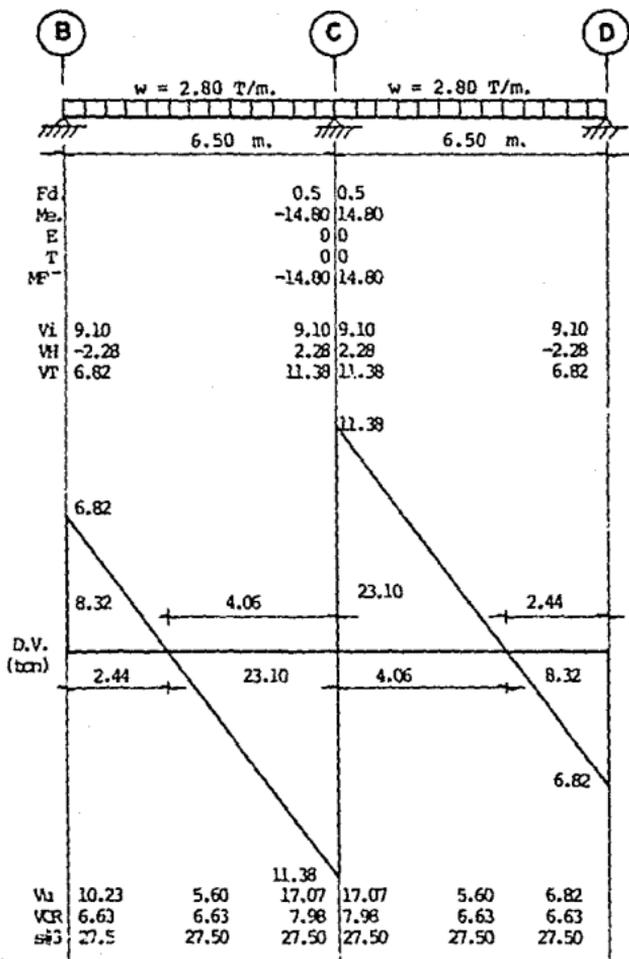
## Análisis de viga V-1 niveles 1, 2 y 3 (tipo).



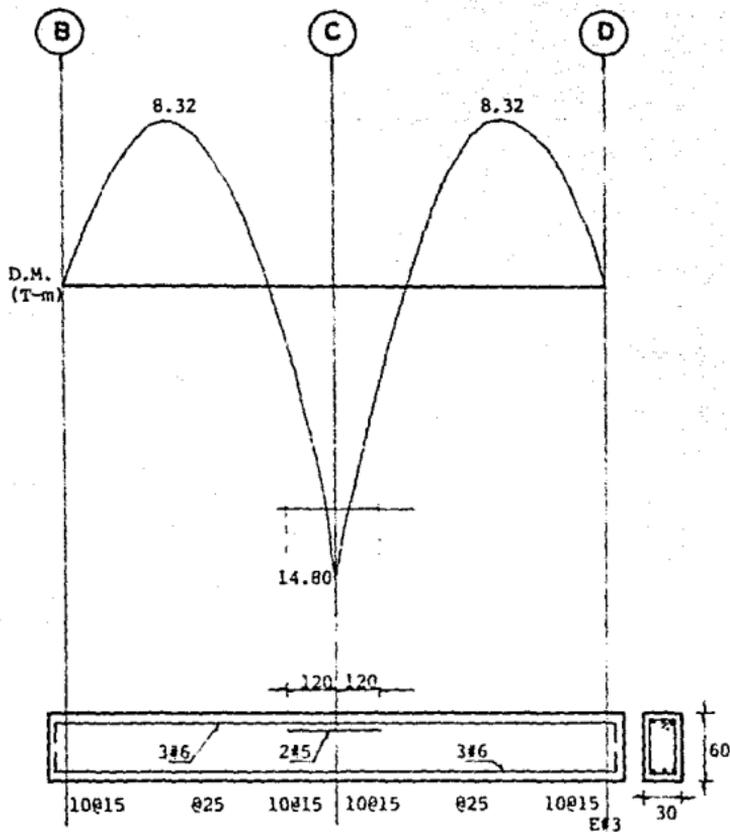
Diseño de viga V-1 niveles 1, 2 y 3 (tipo).



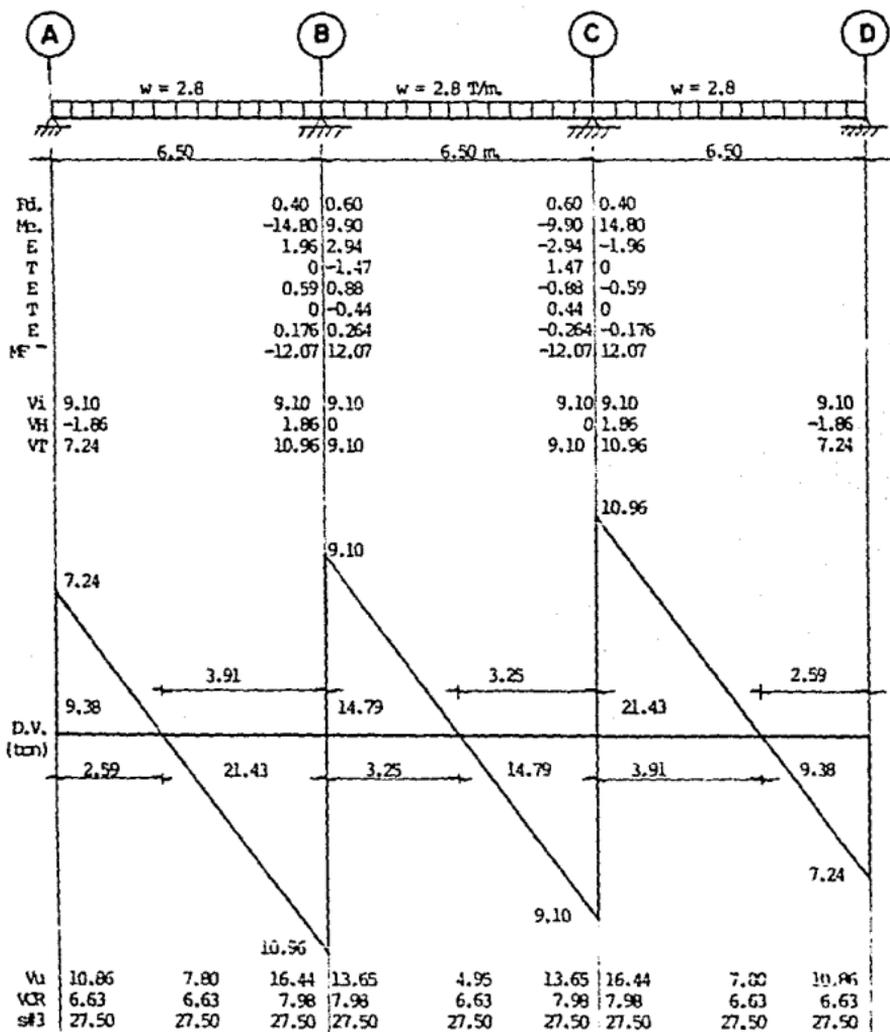
## Análisis de viga V-2 niveles 1, 2 y 3 (tipo).



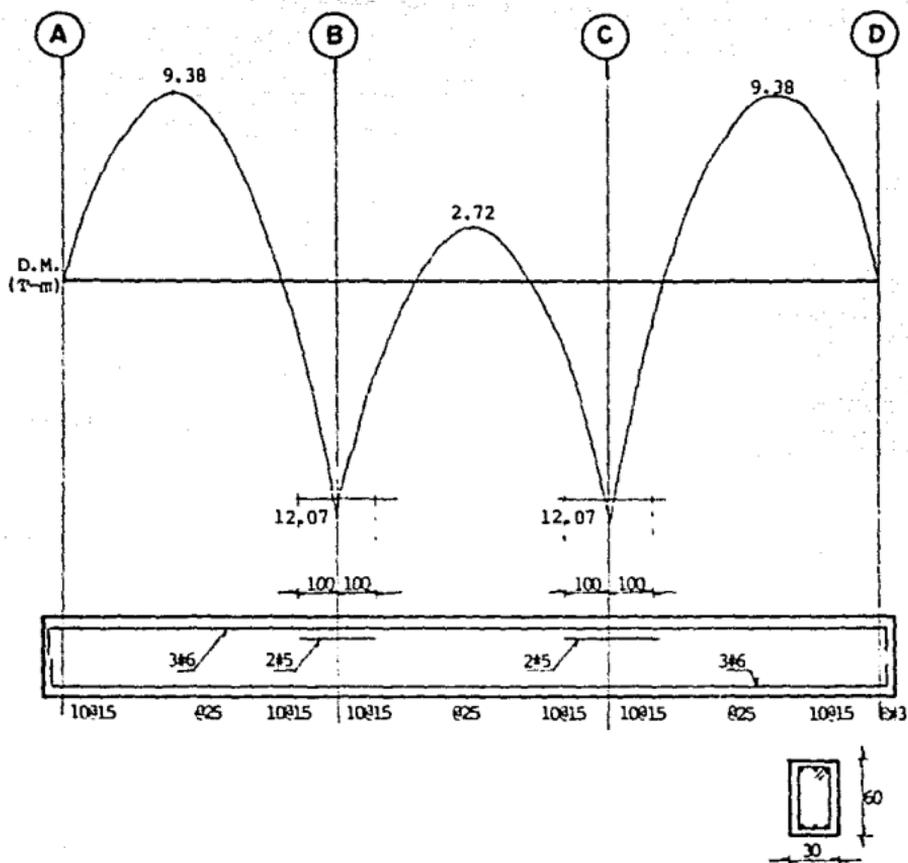
## Diseño de viga V-2 niveles 1, 2 y 3 (tipo).



## Análisis de viga V-3 niveles 1, 2 y 3 (tipo).



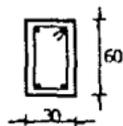
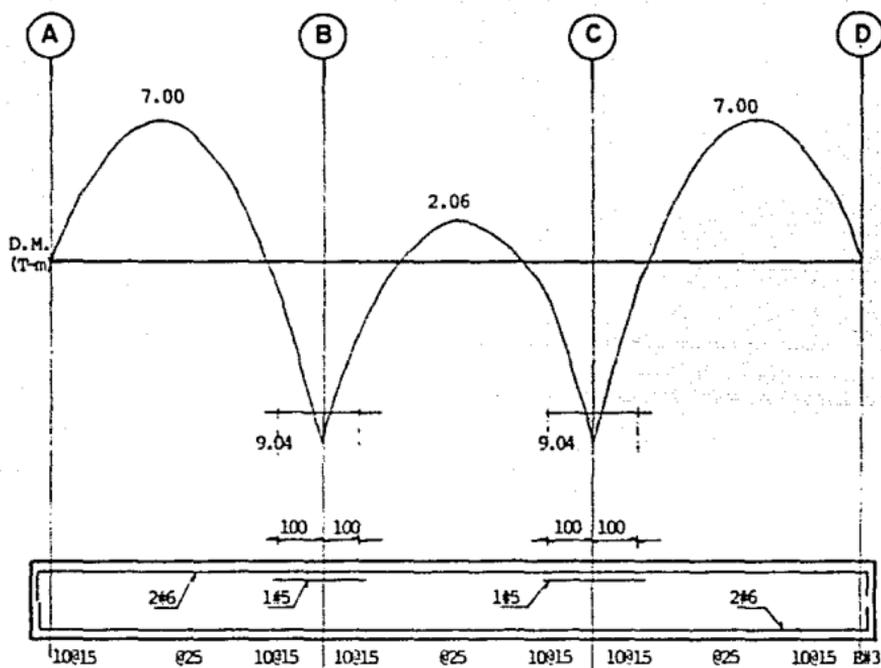
## Diseño de viga V-3 niveles 1,2 y 3 (tipo).





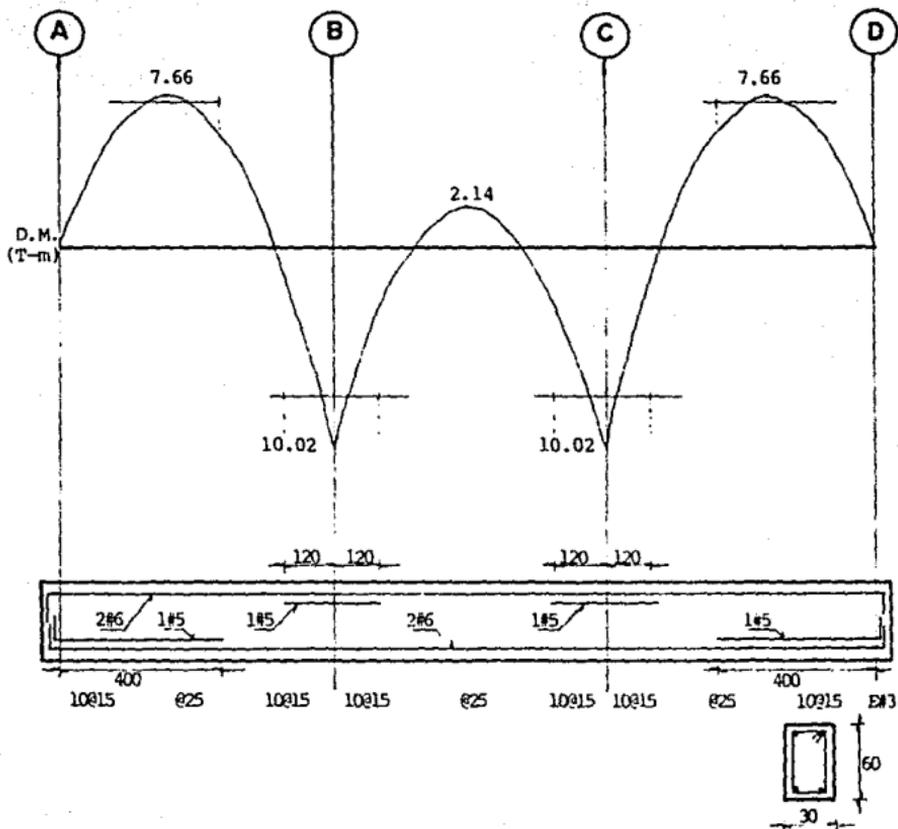


## Diseño de viga V-4 niveles 1, 2 y 3 (tipo)

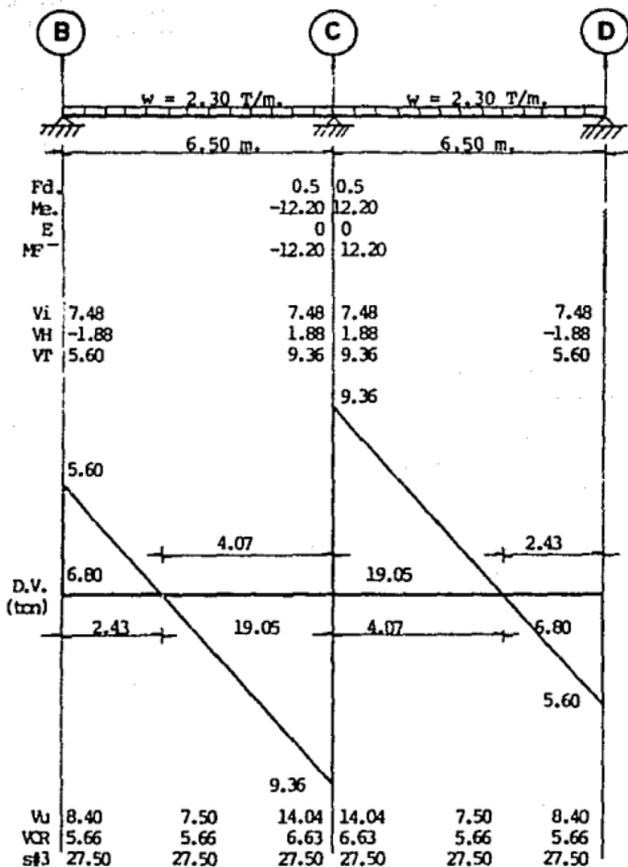




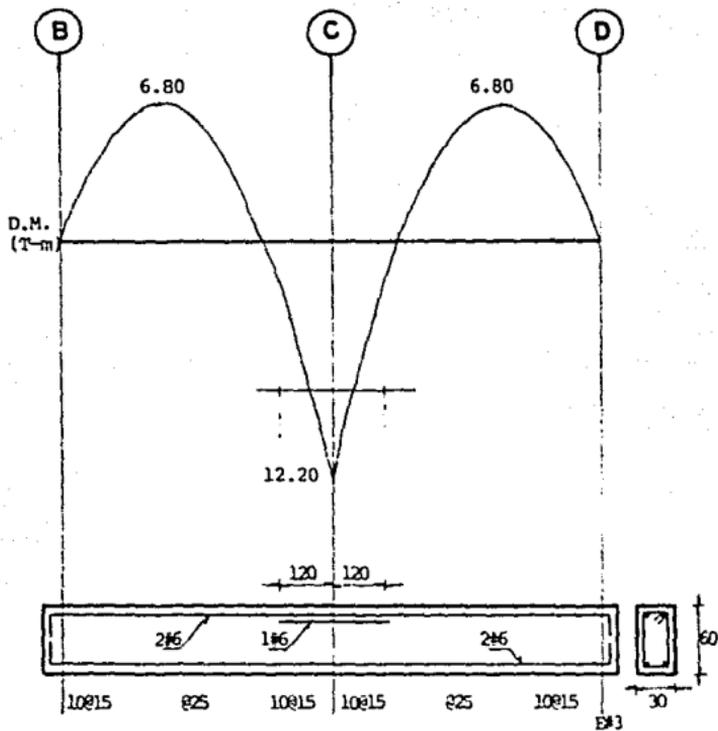
## Diseño de viga V-1 nivel azotea.



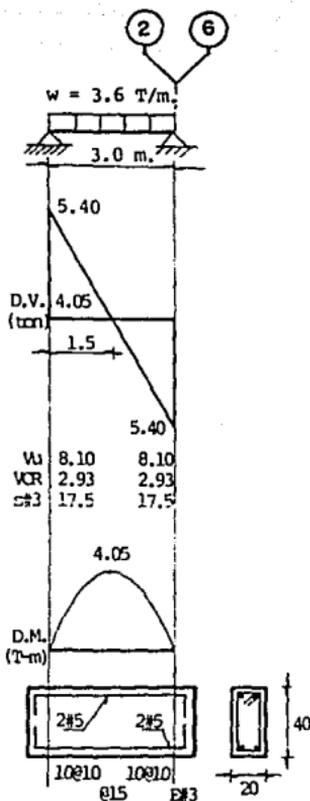
## Análisis de viga V-2 nivel azotea.



## Diseño de viga V-2 nivel azotea.



## Diseño de viga V-3 nivel azotea.

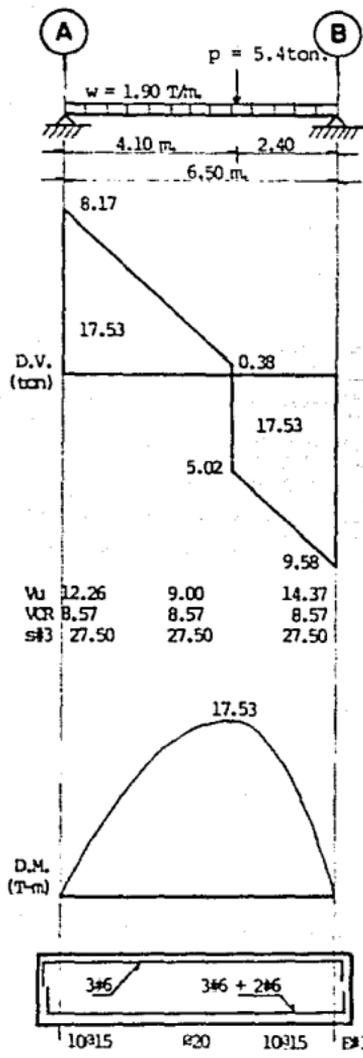


$$A_{trib.} = 9.75 \text{ m}^2$$

$$w = 1.06 \text{ T/m}^2$$

sección 20 x 40 cm.

## Diseño de viga V-4 nivel azotea.



$$A \text{ trib.} = 9.60 \text{ m}^2$$

$$w = 1.06 \text{ T/m}^2$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$1.9(6.5)(3.25) + 5.4(4.1) - R_{by} 6.5 = 0$$

$$R_{by} = 9.58 \text{ ton.}$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$-1.9(6.5) - 5.4 + 9.58 + R_{ay} = 0$$

$$R_{ay} = 8.17 \text{ ton.}$$





materiales.

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

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

secciones.

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 9.5 \text{ cm.}$$

$$h = 12.0 \text{ cm.}$$

momento negativo.

$$\frac{MR}{bd^2} = \frac{1.47 (1.5)(10)^5}{100(9.5)^2} = 24.43 \Rightarrow p = 0.007$$

de la Fig. V.6.

$$A_s = 0.007(100)(9.5) = 6.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{vars. } \#3 \quad a_s = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100(0.71)}{6.65} = 11 \text{ cm.}$$

$\therefore \#3 @ 12$

momento positivo.

$$\frac{MR}{bd^2} = \frac{0.37(1.5)(10)^5}{100(9.5)^2} = 6.15$$

de la Fig. V.6.

$$\Rightarrow p = 0.0026$$

$$A_s = 0.0026(100)(9.5) = 2.47 \text{ cm}^2$$

$$\text{vars. } \#3 \quad a_s = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{100(0.71)}{2.47} = 28.0 \text{ cm.}$$

$\therefore \#3 @ 24$

Revisión por cortante.

$$V_u = 2.8(1.5) = 4.2 \text{ ton.}$$

$$\text{con } s = 12 \text{ cm. } A_s = \frac{71}{12} = 5.92 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{5.92}{100(9.5)} = 0.0062$$

$$0.0062 < 0.01$$

$$VCR = FR b d (0.2 + 30p) \sqrt{f'c}$$

$$VCR = 0.8 (100)(9.5)(0.2 + 30(0.0062)) \sqrt{200}$$

$$VCR = 4.20 \text{ ton.}$$

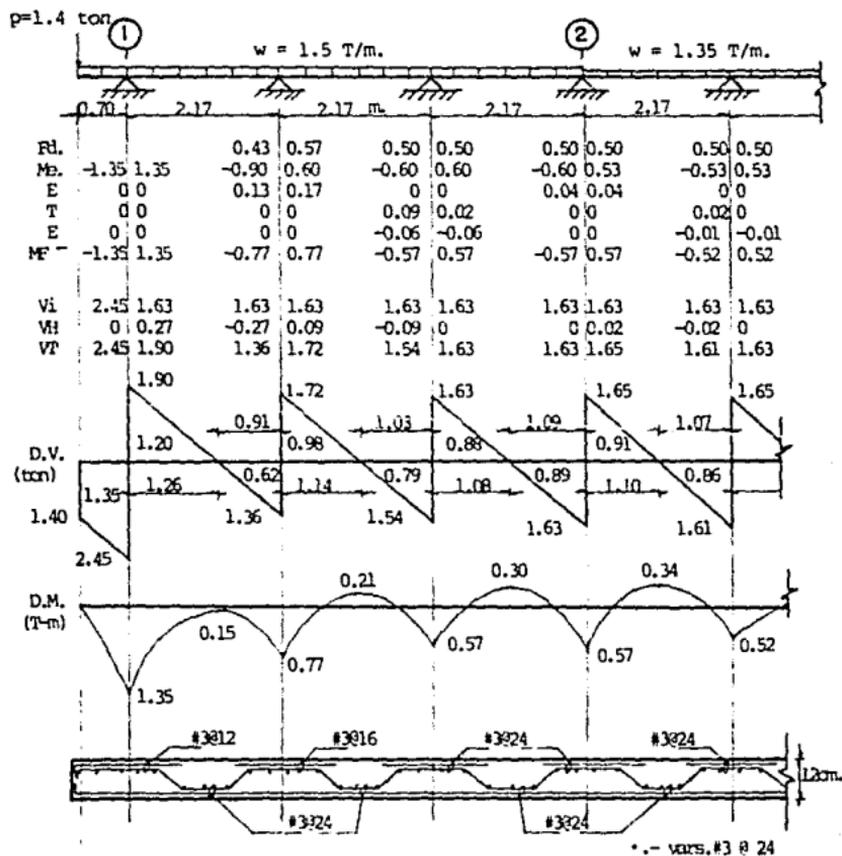
$$V_u < VCR$$

$$4.2 = 4.2$$

si consideramos el  $V_u$  al paño de apoyo será menor que el VCR, por lo que si pasa por cortante.

b).- Losas de nivel tipo.

considerando una viga de ancho unitario.



momento negativo.

$$\frac{MR}{bd^2} = \frac{1.35(1.5)(10)^5}{100(9.5)^2} = 22.45 \quad \text{de la Fig. V.6.} \Rightarrow p = 0.0065$$

$$As = 0.0065(100)(9.5) = 6.18 \text{ cm}^2$$

vars. #3  $as = 0.71 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{100 as}{As} = \frac{71}{6.18} = 11.5 \text{ cm.}$$

∴ #3 @ 12

$$\frac{MR}{bd^2} = \frac{0.77(1.5)(10)^5}{100(9.5)^2} = 12.80 \quad \text{de la Fig. V.6.} \Rightarrow p = 0.0036$$

$$As = 0.0036(100)(9.5) = 3.42 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{71}{3.42} = 20.8 \text{ cm.}$$

∴ #3 @ 16

momento positivo.

$$\frac{MR}{bd^2} = \frac{0.34(1.5)(10)^5}{100(9.5)^2} = 5.65 \quad \text{de la Fig. V.6.} \Rightarrow p = 0.0026$$

$$As = 0.0026(100)(9.5) = 2.47 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{71}{2.47} = 28.0 \text{ cm.}$$

∴ #3 @ 24

revisión por cortante.

$$Vu = 2.45(1.5) = 3.68 \text{ ton.}$$

con  $s = 12 \text{ cm.}$   $As = \frac{71}{12} = 5.92 \text{ cm}^2$   $p = \frac{5.92}{100(9.5)} = 0.0062$

$$0.0062 < 0.01$$

$$VCR = FR b d (0.2 + 30p) \sqrt{f'c}$$

$$VCR = 0.8(100)(9.5)(0.2 + 30(0.0062)) \sqrt{200}$$

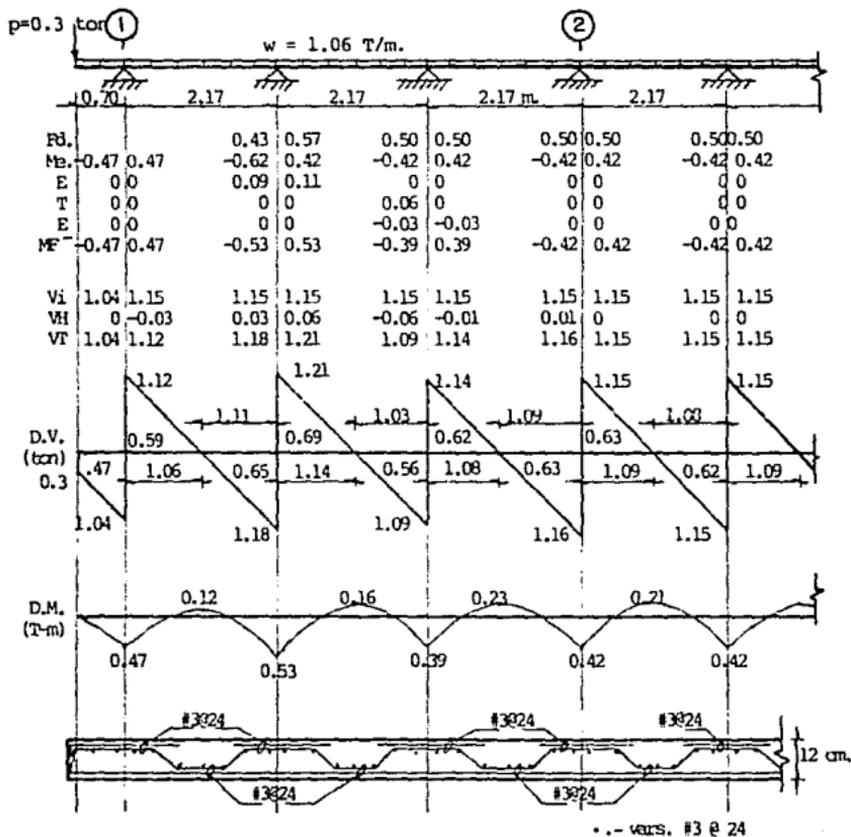
$$VCR = 4.2 \text{ ton.}$$

$$Vu < VCR$$

$$3.68 < 4.2$$

c).- Losa de nivel azotea.

considerando una viga de ancho unitario.



## VI.4.- DISEÑO DE COLUMNAS.

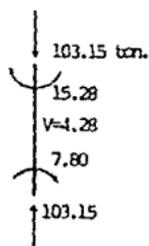
a).- Combinación de elementos mecánicos en columnas.

1er. tramo entre P. B. y 1er. nivel.

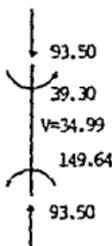
Columna 1-C

DIRECCION EN X.

Estático

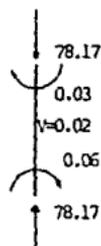


Sísmico

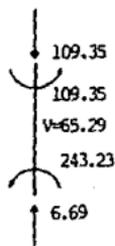


DIRECCION EN Y.

Estático



Sísmico



Carga vertical.

$$P = 103.15 + 78.17 + 42.0 = 223.32 \text{ ton.}$$

$$M_x = 15.28 \text{ T-m}$$

$$7.80$$

$$M_y = 0.03$$

$$0.06$$

sismo en x

$$P_x = 93.50$$

$$M_x = 39.30$$

$$149.64$$

sismo en y

$$P_y = 6.69$$

$$M_y = 109.35$$

$$243.23$$

$$M_{max,x} = M_{max,y} = (0.05)(0.9)(223.32) = 10.05 \text{ T-m.}$$

Combinaciones de carga.

condición 1.- C. Vertical.

$$P_u = 1.5(223.32) = 334.98$$

$$M_{ux} = 1.5(7.80) + 10.05 = 21.75$$

$$M_{uy} = 1.5(0.06) + 10.05 = 10.14$$

Condición 2.- sismo en x.

$$P_u = 1.1(223.32 + 93.50 + 0.3(6.69)) = 350.71 \text{ ton.}$$

$$M_{ux} = 1.1(7.80 + 149.64) + 10.05 = 183.23$$

$$M_{uy} = 1.1(0.06 + 0.3(243.23)) + 10.05 = 90.38$$

Condición 3.- sismo en y. ext. inf.

$$P_u = 1.1(223.32 + 6.69 + 0.3(93.50)) = 283.87 \text{ ton.}$$

$$M_{ux} = 1.1(7.80 + 0.3(149.64)) + 10.05 = 68.01$$

$$M_{uy} = 1.1(0.06 + 243.23) + 10.05 = 277.67$$

Condición 3.-sismo en y ext. sup.

$$P_u = 283.87 \text{ ton.}$$

$$M_{ux} = 1.1(15.28 + 0.3(39.30)) + 10.05 = 39.83$$

$$M_{uy} = 1.1(0.03 + 109.35) + 10.05 = 130.37$$

Columna 1 - D.

1er. tramo entre P.B. y 1er. nivel.

DIRECCION EN X.

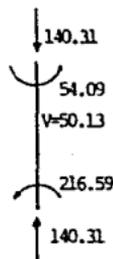
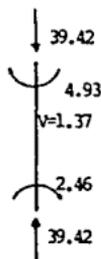
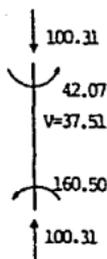
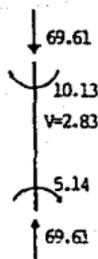
DIRECCION EN Y.

Estático

Sísmico

Estático

Sísmico



Carga vertical.

$$P = 69.61 + 39.42 + 42.0 = 151.03 \text{ ton.}$$

$$M_x = 10.13 \text{ T-m.}$$

$$5.14$$

$$M_y = 4.93$$

$$2.46$$

sismo en x

$$P_x = 100.31$$

$$M_x = 42.07$$

$$160.50$$

sismo en y

$$P_y = 140.31$$

$$M_y = 54.09$$

$$216.59$$

$$M_{acc.x} = M_{acc.y} = (0.05)(0.9)(151.03) = 6.80 \text{ T-m.}$$

Combinaciones de carga.

Condición 1.- C. vertical.

$$P_u = 1.5(151.03) = 226.55 \text{ ton.}$$

$$M_{ux} = 1.5(5.14) + 6.8 = 14.61$$

$$M_{uy} = 1.5(2.46) + 6.8 = 10.49$$

Condición 2.- sismo en x.

$$P_u = 1.1(151.03 + 100.31 + 0.3(140.31)) = 322.78$$

$$M_{ux} = 1.1(5.14 + 160.5) + 6.8 = 189.0$$

$$M_{uy} = 1.1(2.46 + 0.3(216.59)) + 6.8 = 80.98$$

Condición 3.- sismo en y, ext. inf.

$$P_u = 1.1(151.03 + 140.31 + 0.3(100.31)) = 353.58$$

$$M_{ux} = 1.1(5.14 + 0.3(160.5)) + 6.8 = 65.42$$

$$M_{uy} = 1.1(2.46 + 216.59) + 6.8 = 247.76$$

Condición 3.- sismo en y, ext. sup.

$$P_u = 353.58 \text{ ton.}$$

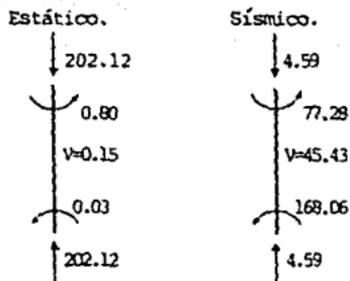
$$M_{ux} = 1.1(10.13 + 0.3(42.07)) + 6.8 = 31.83$$

$$M_{uy} = 1.1(4.93 + 54.09) + 6.8 = 71.72$$

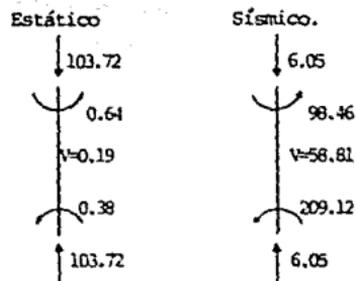
Columna 2 - C.

1er. tramo entre P.B. y 1er. nivel.

DIRECCION EN X.



DIRECCION EN Y.



Carga vertical.

$$P = 202.12 + 103.72 + 42.00 = 347.84 \text{ ton.}$$

$$M_x = 0.80$$

$$0.03$$

$$M_y = 0.64$$

$$0.38$$

sismo en x.

$$P = 4.59$$

$$M_x = 77.28$$

$$168.06$$

sismo en y.

$$P = 6.05$$

$$M_y = 98.46$$

$$209.12$$

$$M_{acc.x} = M_{acc.y} = (0.05)(0.9)(347.84) = 15.65 \text{ T-m.}$$

Combinaciones de carga.

Condición 1.- C. vertical.

$$P_u = 1.5(347.84) = 521.76 \text{ ton.}$$

$$M_{ux} = 1.5(0.03) + 15.65 = 15.70 \text{ T-m.}$$

$$M_{uy} = 1.5(0.38) + 15.65 = 16.22$$

Condición 2.- sismo en x.

$$P_u = 1.1(347.84 + 4.59 + 0.3(6.05)) = 389.70$$

$$M_{ux} = 1.1(0.03 + 77.28) + 15.65 = 100.69$$

$$M_{uy} = 1.1(0.38 + 0.3(209.12)) + 15.65 = 85.08$$

Condición 3.- sismo en y, ext. inf.

$$P_u = 1.1(347.84 + 6.05 + 0.3(4.59)) = 390.79$$

$$M_{ux} = 1.1(0.03 + 0.3(168.06)) + 15.65 = 71.14$$

$$M_{uy} = 1.1(0.38 + 209.12) + 15.65 = 246.10$$

Condición 3.- sismo en y, ext. sup.

$$P_u = 390.79$$

$$M_{ux} = 1.1(0.8 + 0.3(77.28)) + 15.65 = 42.03$$

$$M_{uy} = 1.1(0.64 + 98.46) + 15.65 = 124.66$$



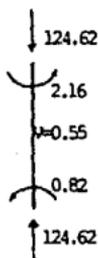
Columna 2 - D.

1er. tramo entre P. B. y 1er. nivel.

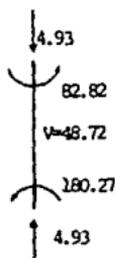
DIRECCION EN X.

DIRECCION EN Y.

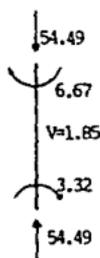
Estático.



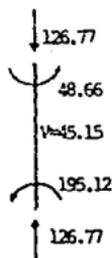
Sísmico.



Estático.



Sísmico.



Carga vertical.

$$P = 124.62 + 54.49 + 42.0 = 221.11 \text{ ton.}$$

$$M_x = 2.16 \\ 0.82$$

$$M_y = 6.67 \\ 3.32$$

sismo en x.

$$P = 4.93 \\ M_x = 82.82 \\ 180.27$$

sismo en y.

$$P = 126.77 \\ M_y = 48.66 \\ 195.12$$

$$M_{acc.x} = M_{acc.y} = 0.05(0.9)(221.11) = 9.95 \text{ T-m.}$$

Combinaciones de carga.

Condición 1.- C.vertical.

$$R_1 = 1.5(221.11) = 331.67 \text{ ton.} \\ M_{ux} = 1.5(0.82) + 9.95 = 11.18 \\ M_{uy} = 1.5(3.32) + 9.95 = 14.93$$

Condición 2.- sismo en x.

$$R_1 = 1.1(221.11 + 4.93 + 0.3(126.77)) = 290.48 \\ M_{ux} = 1.1(0.82 + 82.82) + 9.95 = 101.95 \\ M_{uy} = 1.1(3.32 + 0.3(195.12)) + 9.95 = 77.99$$

Condición 3.- sismo en y, ext. inf.

$$R_1 = 1.1(221.11 + 126.77 + 0.3(4.93)) = 384.29 \\ M_{ux} = 1.1(0.82 + 0.3(180.27)) + 9.95 = 70.34 \\ M_{uy} = 1.1(3.32 + 195.12) + 9.95 = 228.23$$

Condición 3.- sismo en y, ext. sup.

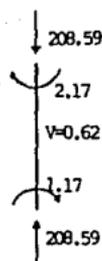
$$R_1 = 384.29 \\ M_{ux} = 1.1(2.16 + 0.3(82.82)) + 9.95 = 39.66 \\ M_{uy} = 1.1(6.67 + 48.66) + 9.95 = 70.81$$

Columna 3 - C.

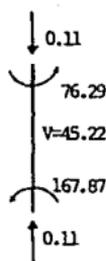
1er. tramo entre P. B. y 1er. nivel.

DIRECCION EN X.

Estático.



Sísmico.



Carga Vertical.

$$P = 208.59 + 88.0 + 42.0 = 338.59 \text{ tcn.}$$

$$M_x = 2.17 \text{ T-m.}$$

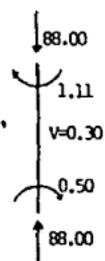
$$1.17$$

$$M_y = 1.11$$

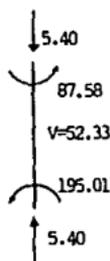
$$0.50$$

DIRECCION EN Y.

Estático.



Sísmico.



sismo en X.

$$P = 0.11$$

$$M_x = 76.29$$

$$167.87$$

Sismo en y.

$$P = 5.40$$

$$M_y = 87.58$$

$$195.01$$

$$M_{\text{acc.}x} = M_{\text{acc.}y} = (0.05)(0.9)(338.59) = 15.24 \text{ T-m.}$$

Combinaciones de carga.

Condición 1.- C. vertical.

$$P_u = 1.5(338.59) = 507.89 \text{ tcn.}$$

$$M_{ux} = 1.5(1.17) + 15.24 = 17.0 \text{ T-m.}$$

$$M_{uy} = 1.5(0.5) + 15.24 = 16.0$$

Condición 2.- sismo en x.

$$P_u = 1.1(338.59 + 0.11 + 0.3(5.40)) = 374.35$$

$$M_{ux} = 1.1(1.17 + 167.87) + 15.24 = 201.18$$

$$M_{uy} = 1.1(0.5 + 0.3(195.01)) + 15.24 = 80.14$$

Condición 3.- sismo en y, ext. inf.

$$P_u = 1.1(338.59 + 5.40 + 0.3(0.11)) = 378.42 \text{ tcn.}$$

$$M_{ux} = 1.1(1.17 + 0.3(167.87)) + 15.24 = 71.92$$

$$M_{uy} = 1.1(0.5 + 195.01) + 15.24 = 230.30$$

Condición 3.- sismo en y, ext. sup.

$$P_u = 378.42 \text{ tcn.}$$

$$M_{ux} = 1.1(2.17 + 0.3(76.29)) + 15.24 = 42.60$$

$$M_{uy} = 1.1(1.11 + 87.58) + 15.24 = 112.80$$

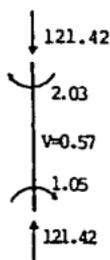
Columna 3 - D

1er. tramo entre P. B. y 1er. nivel.

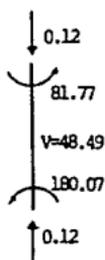
DIRECCION EN X.

DIRECCION EN Y.

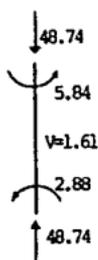
Estático.



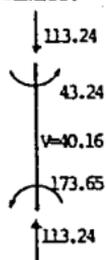
Sísmico.



Estático.



Sísmico.



Carga vertical.

$$P = 121.42 + 48.74 + 42.0 = 212.16 \text{ ton.}$$

$$M_x = 2.03 \quad T\cdot m.$$

$$1.05$$

$$M_y = 5.84$$

$$2.88$$

sismo en x.

$$P = 0.12 \text{ ton.}$$

$$M_x = 81.77$$

$$180.07$$

sismo en y.

$$P = 113.24$$

$$M_y = 43.24$$

$$173.65$$

$$M_{acc.x} = M_{acc.y} = (0.05)(0.9)(212.16) = 9.55 \text{ T}\cdot\text{m.}$$

Combinaciones de carga.

Condición 1.- C.vertical.

$$R_1 = 1.5 (212.16) = 318.24$$

$$M_{1x} = 1.5(1.05) + 9.55 = 11.13$$

$$M_{1y} = 1.5(2.88) + 9.55 = 13.67$$

Condición 2.- sismo en x.

$$R_1 = 1.1(212.16 + 0.12 + 0.3(113.24)) = 270.88$$

$$M_{2x} = 1.1(1.05 + 180.07) + 9.55 = 208.78$$

$$M_{2y} = 1.1(2.88 + 0.3(173.65)) + 9.55 = 70.02$$

Condición 3.- sismo en y, ext. inf.

$$R_1 = 1.1(212.16 + 113.24 + 0.3(0.12)) = 357.98 \text{ ton.}$$

$$M_{3x} = 1.1(1.05 + 0.3(180.07)) + 9.55 = 70.13$$

$$M_{3y} = 1.1(2.88 + 173.65) + 9.55 = 203.73$$

Condición 3.- sismo en y, ext. sup.

$$R_1 = 357.98 \text{ ton.}$$

$$M_{3x} = 1.1(2.03 + 0.3(81.77)) + 9.55 = 38.77$$

$$M_{3y} = 1.1(5.84 + 43.24) + 9.55 = 63.54$$

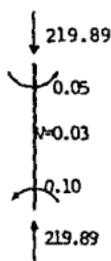
Columna 4 - C.

1er. tramo entre P.B. y 1er. nivel.

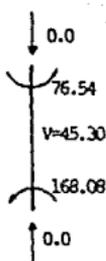
DIRECCION EN X.

DIRECCION EN Y.

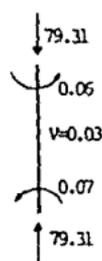
Estático.



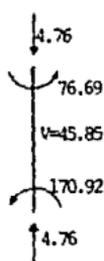
Sísmico.



Estático.



Sísmico.



Carga vertical.

$$P = 219.89 + 79.31 + 42.0 = 341.20 \text{ tcn.}$$

$$M_x = 0.05 \text{ T-m.}$$

$$0.10$$

$$M_y = 0.06$$

$$0.07$$

sismo en x.

$$P = 0.0$$

$$M_x = 76.54$$

$$168.08$$

sismo en y.

$$P = 4.76$$

$$M_y = 76.69$$

$$170.92$$

$$M_{acc.x} = M_{acc.y} = (0.05)(0.9)(341.20) = 15.35 \text{ T-m.}$$

Combinaciones de carga.

Condición 1.- C. vertical.

$$P_u = 1.5(341.20) = 511.80 \text{ tcn.}$$

$$M_{ux} = 1.5(0.1) + 15.35 = 15.50$$

$$M_{uy} = 1.5(0.07) + 15.35 = 15.50$$

Condición 2.- sismo en x.

$$P_u = 1.1(341.20 + 0.0 + 0.3(4.76)) = 376.89$$

$$M_{ux} = 1.1(0.10 + 168.08) + 15.35 = 200.35$$

$$M_{uy} = 1.1(0.07 + 0.3(170.92)) + 15.35 = 71.83$$

Condición 3.- sismo en y, ext. inf.

$$P_u = 1.1(341.20 + 4.76 + 0.3(0.0)) = 390.56$$

$$M_{ux} = 1.1(0.10 + 0.3(168.08)) + 15.35 = 70.93$$

$$M_{uy} = 1.1(0.07 + 170.92) + 15.35 = 203.44$$

Condición 3.- sismo en y, ext. sup.

$$P_u = 390.56 \text{ tcn.}$$

$$M_{ux} = 1.1(0.05 + 0.3(76.54)) + 15.35 = 40.66$$

$$M_{uy} = 1.1(0.06 + 76.69) + 15.35 = 99.78$$

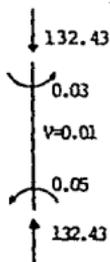
Columna 4 - D.

1er. tramo entre P. B. y 1er. nivel.

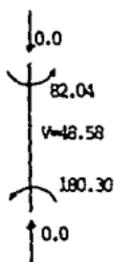
DIRECCION EN X.

DIRECCION EN Y.

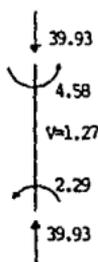
Estático.



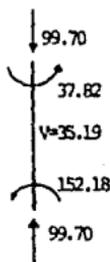
Sísmico.



Estático.



Sísmico.



Carga vertical.

$$P = 132.43 + 39.93 + 42.0 = 214.36 \text{ ton.}$$

$$M_x = 0.03 \text{ T-m}$$

$$0.05$$

$$M_y = 4.58$$

$$2.29$$

sismo en x.

$$P = 0.0$$

$$M_x = 82.04$$

$$180.30$$

sismo en y.

$$P = 99.70$$

$$M_y = 37.82$$

$$152.18$$

$$M_{acc.x} = M_{acc.y} = (0.05)(0.9)(214.36) = 9.65 \text{ T-m.}$$

Combinaciones de carga.

Condición 1.- C. vertical.

$$R_u = 1.5(214.36) = 321.54 \text{ ton.}$$

$$M_{ux} = 1.5(0.05) + 9.65 = 9.73$$

$$M_{uy} = 1.5(2.29) + 9.65 = 13.09$$

Condición 2.- sismo en x.

$$R_u = 1.1(214.36 + 0.0 + 0.3(99.70)) = 268.70$$

$$M_{ux} = 1.1(0.05 + 180.30) + 9.65 = 208.04$$

$$M_{uy} = 1.1(2.29 + 0.3(152.18)) + 9.65 = 62.39$$

Condición 3.- sismo en y, ext. inf.

$$R_u = 1.1(214.36 + 0.3(0.0) + 99.70) = 345.47 \text{ ton.}$$

$$M_{ux} = 1.1(0.05 + 0.3(180.30)) + 9.65 = 69.20$$

$$M_{uy} = 1.1(2.29 + 1.52) + 9.65 = 179.57$$

Condición 3.- sismo en y, ext. sup.

$$R_u = 345.47 \text{ ton.}$$

$$M_{ux} = 1.1(0.05 + 0.3(82.04)) + 9.65 = 36.76$$

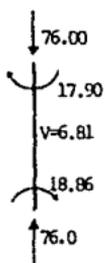
$$M_{uy} = 1.1(4.58 + 37.82) + 9.65 = 56.29$$

Columna 1 - C.

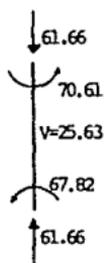
2do. tramo entre 1er. y 2do. nivel.

DIRECCION EN X.

Estático.



Sísmico.



Carga vertical.

$$P = 76.0 + 55.61 + 31.50 = 163.11 \text{ ton.}$$

$$M_x = 17.90 \text{ T-m.}$$

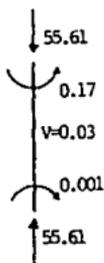
$$18.86$$

$$M_y = 0.17$$

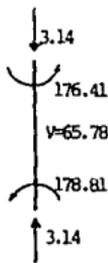
$$0.001$$

DIRECCION EN Y.

Estático.



Sísmico.



sismo en x.

$$P_x = 61.66$$

$$M_x = 70.61$$

$$67.82$$

sismo en y.

$$P_y = 3.14$$

$$M_y = 176.41$$

$$178.81$$

$$M_{acc,x} = M_{acc,y} = (0.05)(0.9)(163.11) = 7.34 \text{ T-m.}$$

Combinaciones de carga.

Condición 1.- C. vertical.

$$P_u = 1.5(163.11) = 244.67 \text{ ton.}$$

$$M_{ux} = 1.5(18.86+7.34) = 35.63 \text{ T-m.}$$

$$M_{uy} = 1.5(0.001+7.34) = 7.34$$

Condición 2.- sismo en x.

$$P_u = 1.1(163.11+61.66+0.3(3.14)) = 248.28$$

$$M_{ux} = 1.1(18.86+67.82)+7.34 = 102.69$$

$$M_{uy} = 1.1(0.001+0.3(178.81))+7.34 = 66.35$$

Condición 3.- sismo en y, ext. inf.

$$P_u = 1.1(163.11+3.14+0.3(61.66)) = 203.22$$

$$M_{ux} = 1.1(18.86+0.3(67.82))+7.34 = 50.47$$

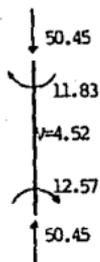
$$M_{uy} = 1.1(0.001+178.81)+7.34 = 204.03$$

Columna 1 - D.

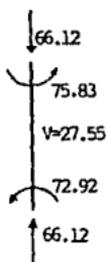
2do. tramo entre 1er. y 2do. nivel.

DIRECCION EN X.

Estático.

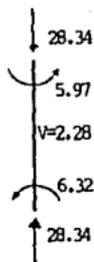


Sísmico.

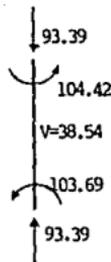


DIRECCION EN Y.

Estático.



Sísmico.



Carga vertical.

$$P = 50.45 + 28.34 + 31.50 = 110.29 \text{ ton.}$$

$$M_x = 11.83 \text{ T-m.}$$

$$12.57$$

$$M_y = 5.97$$

$$6.32$$

sismo en x.

$$P_x = 66.12$$

$$M_x = 75.83$$

$$72.92$$

sismo en y.

$$P_y = 93.39$$

$$M_y = 104.42$$

$$103.69$$

$$M_{acc.x} = M_{acc.y} = (0.05)(0.9)(110.29) = 4.96 \text{ T-m.}$$

Combinaciones de carga.

Condición 1.- C. vertical.

$$P_u = 1.5(110.29) = 165.44$$

$$M_{ux} = 1.5(12.57) + 4.96 = 23.82$$

$$M_{uy} = 1.5(6.32) + 4.96 = 14.44$$

Condición 2.- sismo en x.

$$P_u = 1.1(110.29 + 66.12 + 0.3(93.39)) = 224.87$$

$$M_{ux} = 1.1(12.57 + 72.92) + 4.96 = 99.00$$

$$M_{uy} = 1.1(6.32 + 0.3(103.69)) + 4.96 = 46.13$$

Condición 3.- sismo en y, ext. inf.

$$P_u = 1.1(110.29 + 93.39 + 0.3(66.12)) = 245.87$$

$$M_{ux} = 1.1(12.57 + 0.3(72.92)) + 4.96 = 42.85$$

$$M_{uy} = 1.1(6.32 + 103.69) + 4.96 = 125.97$$

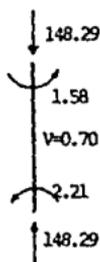
Columna 2 - C.

2do. tramo entre 1er. y 2do. nivel.

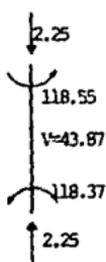
DIRECCION EN X.

DIRECCION EN Y.

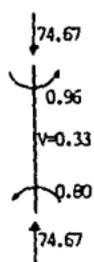
Estático.



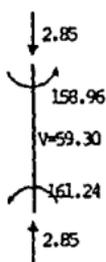
Sísmico.



Estático.



Sísmico.



Carga vertical

$$P = 148.29 + 74.67 + 31.50 = 254.46 \text{ ton.}$$

$$M_x = 1.58 \text{ T-m.}$$

$$2.21$$

$$M_y = 0.96$$

$$0.80$$

sismo en x.

$$P_x = 2.25 \text{ ton.}$$

$$M_x = 118.55$$

$$118.37$$

sismo en y.

$$P_y = 2.85$$

$$M_y = 158.96$$

$$161.24$$

$$M_{acc.x} = M_{acc.y} = 0.05(0.9)(254.46) = 11.45 \text{ T-m.}$$

Combinaciones de carga.

Condición 1.- C. vertical.

$$R_1 = 1.5(254.46) = 381.69 \text{ ton.}$$

$$M_x = 1.5(2.21) + 11.45 = 14.76 \text{ T-m.}$$

$$M_y = 1.5(0.8) + 11.45 = 12.65$$

Condición 2.- sismo en x.

$$R_1 = 1.1(254.46 + 2.25 + 0.3(2.85)) = 283.32$$

$$M_x = 1.1(2.21 + 118.37) + 11.45 = 144.09$$

$$M_y = 1.1(0.8 + 0.3(161.24)) + 11.45 = 65.54$$

Condición 3.- sismo en y, ext. inf.

$$R_1 = 1.1(254.46 + 0.3(2.25) + 2.85) = 283.78$$

$$M_x = 1.1(2.21 + 0.3(118.37)) + 11.45 = 52.24$$

$$M_y = 1.1(0.8 + 161.24) + 11.45 = 189.69$$



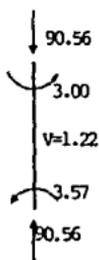
## Columna 2 - D

2do. tramo entre 1er. y 2do. nivel.

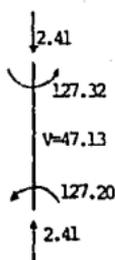
DIRECCION EN X.

DIRECCION EN Y.

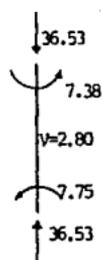
Estático.



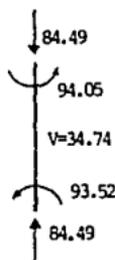
Sísmico.



Estático



Sísmico.



Carga vertical.

$$P = 90.56 + 36.53 + 31.50 = 158.60 \text{ ton.}$$

$$M_x = 3.0 \text{ T-m.}$$

$$3.57$$

$$M_y = 7.38$$

$$7.75$$

sismo en x.

$$P_x = 2.41$$

$$M_x = 127.32$$

$$127.20$$

sismo en y.

$$P_y = 84.49$$

$$M_y = 94.05$$

$$93.52$$

$$M_{acc,x} = M_{acc,y} = 0.05(0.9)(158.60) = 7.14 \text{ T-m.}$$

Combinaciones de carga.

Condición 1.- C. vertical

$$P_u = 1.5(158.60) = 237.90 \text{ ton.}$$

$$M_{ux} = 1.5(3.57) = 5.36$$

$$M_{uy} = 1.5(7.75) = 11.63$$

Condición 2.- sismo en x.

$$P_u = 1.1(158.60 + 2.41 + 0.3(84.49)) = 204.99$$

$$M_{ux} = 1.1(3.57 + 127.20) + 7.14 = 150.99$$

$$M_{uy} = 1.1(7.75 + 0.3(93.52)) + 7.14 = 46.53$$

Condición 3.- sismo en y, ext. inf.

$$P_u = 1.1(158.60 + 0.3(2.41) + 84.49) = 268.19$$

$$M_{ux} = 1.1(3.57 + 0.3(127.20)) + 7.14 = 53.04$$

$$M_{uy} = 1.1(7.75 + 93.52) + 7.14 = 118.54$$

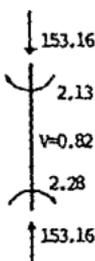
Columna 3 - C.

2do. tramo entre 1er. y 2do. nivel.

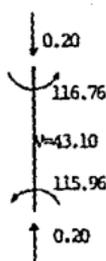
DIRECCION EN X.

DIRECCION EN Y.

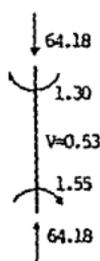
Estático.



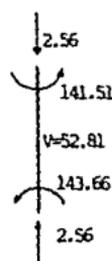
Sísmico.



Estático.



Sísmico.



Carga vertical.

$$P = 153.16 + 64.18 + 31.50 = 248.84 \text{ ton.}$$

$$M_x = 2.13 \text{ T-m.}$$

$$2.28$$

$$M_y = 1.30$$

$$1.55$$

sismo en x.

$$P_x = 0.20$$

$$M_x = 116.76$$

$$115.96$$

sismo en y.

$$P_y = 2.56$$

$$M_y = 141.51$$

$$143.66$$

$$M_{\text{max. x}} = M_{\text{max. y}} = 0.05(0.9)(248.84) = 11.20 \text{ T-m.}$$

Combinaciones de carga.

Condición 1.- C. vertical.

$$P_u = 1.5(248.84) = 373.26 \text{ ton.}$$

$$M_{ux} = 1.5(2.28) + 11.20 = 14.62 \text{ T-m.}$$

$$M_{uy} = 1.5(1.55) + 11.20 = 13.53$$

Condición 2.- sismo en x.

$$P_u = 1.1(248.84 + 0.2 + 0.3(2.56)) = 274.79$$

$$M_{ux} = 1.1(2.28 + 115.96) + 11.20 = 141.26$$

$$M_{uy} = 1.1(1.55 + 0.3(143.66)) + 11.20 = 60.31$$

Condición 3.- sismo en y, ext. inf.

$$P_u = 1.1(248.84 + 0.3(0.2) + 2.56) = 276.61 \text{ ton.}$$

$$M_{ux} = 1.1(2.28 + 0.3(115.96)) + 11.20 = 51.97 \text{ T-m.}$$

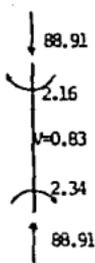
$$M_{uy} = 1.1(1.55 + 143.66) + 11.20 = 170.93 \text{ T-m.}$$

Columna 3 - D.

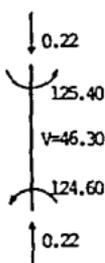
2do. tramo entre 1er. y 2do. nivel.

DIRECCION EN X.

Estático.

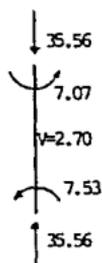


Sísmico.

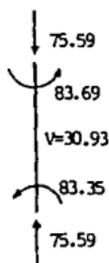


DIRECCION EN Y.

Estático.



Sísmico.



Carga vertical.

$$P = 88.91 + 35.56 + 31.50 = 155.97 \text{ ton.}$$

$$M_x = 2.16 \text{ T-m.}$$

$$2.34$$

$$M_y = 7.07 \text{ T-m.}$$

$$7.53$$

sismo en x.

$$P_x = 0.22 \text{ ton.}$$

$$M_x = 125.40$$

$$124.60$$

sismo en y.

$$P_y = 75.59$$

$$M_y = 83.69$$

$$83.35$$

$$M_{acc.x} = M_{acc.y} = 0.05(0.7)(155.97) = 7.02 \text{ T-m.}$$

Combinaciones de carga.

Condición 1.- C. vertical.

$$P_u = 1.5(155.97) = 233.96 \text{ ton.}$$

$$M_{ux} = 1.5(2.34) + 7.02 = 10.53 \text{ T-m.}$$

$$M_{uy} = 1.5(7.53) + 7.02 = 18.32$$

Condición 2.- sismo en x.

$$P_u = 1.1(155.97 + 0.22 + 0.3(75.59)) = 196.75$$

$$M_{ux} = 1.1(2.34 + 124.60) + 7.02 = 146.65$$

$$M_{uy} = 1.1(7.53 + 83.35) + 7.02 = 42.81$$

Condición 3.- sismo en y, ext. inf.

$$P_u = 1.1(155.97 + 0.3(0.22) + 75.59) = 254.79 \text{ ton.}$$

$$M_{ux} = 1.1(2.34 + 0.3(124.60)) + 7.02 = 50.71 \text{ T-m.}$$

$$M_{uy} = 1.1(7.53 + 83.35) + 7.02 = 106.99 \text{ T-m.}$$

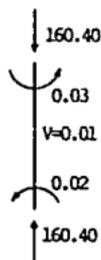
Columna 4 - C.

2do. tramo entre 1er. y 2do. nivel.

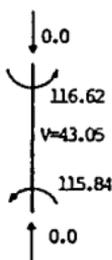
DIRECCION EN X.

DIRECCION EN Y.

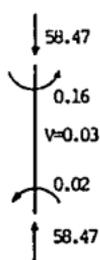
Estático.



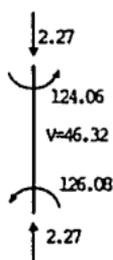
Sísmico.



Estático.



Sísmico.



Carga vertical.

$$P = 160.40 + 58.47 + 31.50 = 250.37 \text{ ton.}$$

$$M_x = 0.03 \text{ T-m}$$

$$0.02$$

$$M_y = 0.16$$

$$0.02$$

sísmo en x.

$$P_x = 0.0$$

$$M_x = 116.62$$

$$115.84$$

sísmo en y.

$$P_y = 2.27$$

$$M_y = 124.06$$

$$126.08$$

$$M_{acc.x} = M_{acc.y} = 0.05(0.9)(250.37) = 11.27 \text{ T-m.}$$

Combinaciones de carga.

Condición 1.- C. vertical.

$$P_u = 1.5(250.37) = 375.56 \text{ ton.}$$

$$M_x = 1.5(0.02) + 11.27 = 11.30 \text{ T-m.}$$

$$M_y = 1.5(0.02) + 11.27 = 11.30 \text{ T-m.}$$

Condición 2.- sísmo en x.

$$P_u = 1.1(250.37 + 0.0 + 0.3(2.27)) = 276.16$$

$$M_x = 1.1(0.02 + 115.84) + 11.27 = 138.72$$

$$M_y = 1.1(0.02 + 0.3(126.08)) + 11.27 = 52.90$$

Condición 3.- sísmo en y, ext. inf.

$$P_u = 1.1(250.37 + 0.3(0.0) + 2.27) = 277.90 \text{ ton.}$$

$$M_x = 1.1(0.02 + 0.3(115.84)) + 11.27 = 49.52 \text{ T-m.}$$

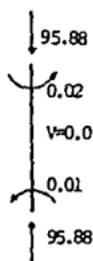
$$M_y = 1.1(0.02 + 126.08) + 11.27 = 149.98 \text{ T-m.}$$

Columna 4 - D.

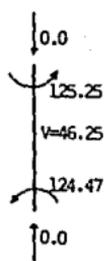
2do. tramo entre 1er. y 2do. nivel.

DIRECCION EN X.

Estático.

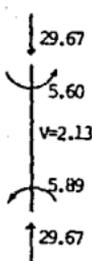


Sísmico.

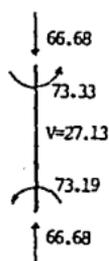


DIRECCION EN Y.

Estático.



Sísmico.



Carga vertical.

$$P = 95.88 + 29.67 + 31.50 = 157.05 \text{ ton.}$$

$$M_x = 0.02 \text{ T-m}$$

$$0.01$$

$$M_y = 5.60 \text{ T-m}$$

$$5.89$$

sismo en x.

$$P_x = 0.0$$

$$M_x = 125.25$$

$$124.47$$

sismo en y.

$$P_y = 66.68$$

$$M_y = 73.73$$

$$73.19$$

$$M_{acc.x} = M_{acc.y} = 0.05(0.9)(157.05) = 7.07 \text{ T-m.}$$

Combinaciones de carga.

Condición 1.- C. vertical.

$$P_u = 1.5(157.05) = 235.58 \text{ ton.}$$

$$M_{ux} = 1.5(0.01) + 7.07 = 7.09 \text{ T-m}$$

$$M_{uy} = 1.5(5.89) + 7.07 = 15.91 \text{ T-m}$$

Condición 2.- sismo en x.

$$P_u = 1.1(157.05 + 0.0 + 0.3(66.68)) = 194.76$$

$$M_{ux} = 1.1(0.01 + 124.47) + 7.07 = 144.00$$

$$M_{uy} = 1.1(5.89 + 0.3(73.19)) + 7.07 = 37.70$$

Condición 3.- sismo en y, ext. inf.

$$P_u = 1.1(157.05 + 0.3(0.0) + 66.68) = 246.32 \text{ ton.}$$

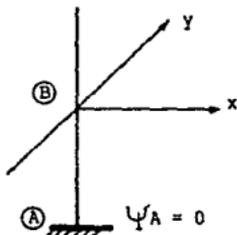
$$M_{ux} = 1.1(0.01 + 0.3(124.47)) + 7.07 = 48.16 \text{ T-m}$$

$$M_{uy} = 1.1(5.89 + 73.19) + 7.07 = 94.06 \text{ T-m}$$

b).- Consideración de efectos de esbeltez general.

1er. tramo entre P. B. y 1er. nivel.

Columna 1-C



Niv. 1o.



Niv. P.B.



columnas 90x90 cm.

trabes 40x90 cm.

1er. entrepiso

2do. entrepiso

Hc = 495.0 cm.

Hc = 540.0 cm.

L<sub>t</sub> = 650.0 cm.

L<sub>t</sub> = 650.0 cm.

columna.

$$I_x = I_y = \frac{90^4}{12} = 5467500.0 \text{ cm}^4$$

$$r_x = r_y = 0.3(90) = 27$$

trabes.

$$I_x = \frac{40(90)^3}{12} = 2430000.0 \text{ cm}^4$$

Rigideces  $K = \frac{I}{L}$

Columnas.

1er. entrepiso  $K_x = \frac{5467500}{495} = 11045.45$

2do. entrepiso  $K_x = \frac{5467500}{540} = 10125.0$

Trabes.

$$K_x = K_y = \frac{2430000}{650} = 3738.46$$

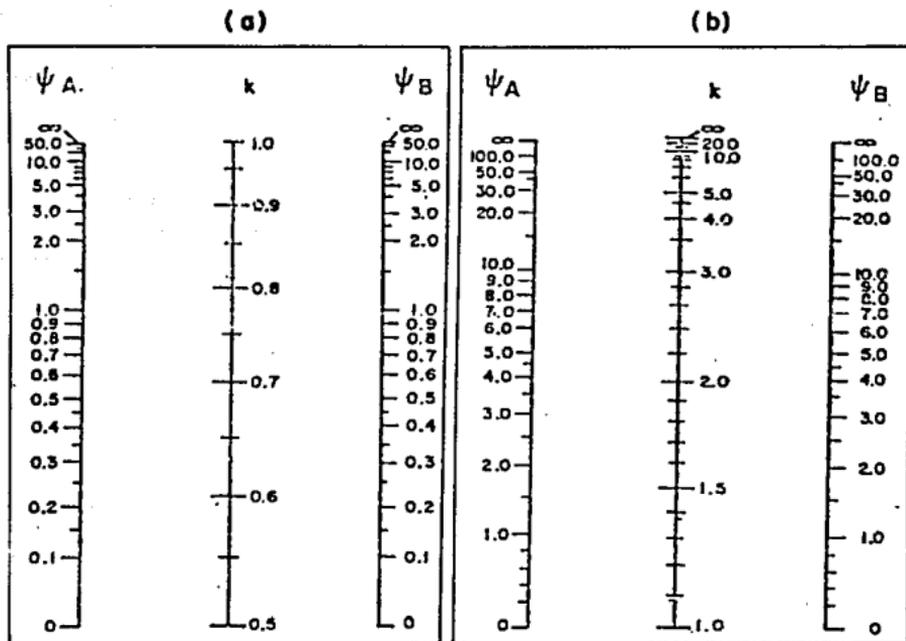
$$\Psi_{Bx} = \frac{\sum K_{cols.}}{\sum K_{trabes}} = \frac{11045.45 + 10125.0}{3738.46} = 5.66$$

$$\Psi_{By} = \frac{11045.45 + 10125.0}{2(3738.46)} = 2.83$$

Considerando que el extremo inferior no tiene desplazamiento.

$$\Psi_A = 0$$

Fig. VI.4. Nomogramas para determinar longitudes efectivas,  $H'$ , de miembros a flexocompresión.



(a).- Miembros con extremos restringidos lateralmente.

(b).- Miembros con extremos no restringidos lateralmente.

$\Psi$  = cociente de  $\Sigma(I/L)$  de las columnas, entre  $\Sigma(I/L)$  de los miembros de flexión que llegan a un extremo de una columna, en el plano considerado.

$H' = kH$ .

A y B son los extremos de la columna.

La columna forma parte de marcos sin restricción al desplazamiento lateral.

- Monograma para extremos no restringidos, Fig. VI.4.

$$\text{Dirección en } x; K_x = 1.5$$

$$\text{Dirección en } y; K_y = 1.34$$

$$H'_x = K_x H = 1.5(450) = 675.0$$

$$H'_y = K_y H = 1.34(450) = 603.0$$

$$\frac{H'_x}{r_x} = \frac{675}{27} = 25.00 > 22$$

$$\frac{H'_y}{r_y} = \frac{603}{27} = 22.33 > 22$$

Por lo tanto se deben considerar efectos de esbeltez.

Factor de amplificación.

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_c}} \geq 1.0$$

$$P_c = \frac{FR \pi^2 E I}{(H')^2}$$

$$EI = \frac{0.4 E_c I_g}{(1 + \mu)}$$

$$\mu = \frac{M. \text{máx. por carga muerta}}{M. \text{de diseño}}$$

Por ser mucho mayor el momento de diseño con respecto al M.máx. por carga muerta consideraremos  $\mu = 0$ .

Dirección en x.

$$E_c = 14000 \sqrt{f'_c} = 221359.44$$

$$I_g = \frac{90 \times 90^3}{12} = 5467500.0 \text{ cm}^4$$

$$\mu = 0.0$$

$$EI = \frac{0.4(221359.44)5467500}{1 + 0} = 4.841 \times 10^{11}$$

$$P_c = \frac{0.7 \pi^2 (4.841 \times 10^{11})}{(675)^2} = 7340.50 \text{ ton.}$$



Dirección en y.

$$P_c = \frac{0.7 \pi^2 (4.841 \times 10^{11})}{(603)^2} = 9198.10 \text{ ton.}$$

Columna 1-C.

$$\begin{aligned} H'x &= 675.0; & P_{cx} &= 7340.5 \text{ ton.} \\ H'y &= 603.0; & P_{cy} &= 9198.10 \text{ ton.} \end{aligned}$$

Columna 1-D.

$$\begin{aligned} H'x &= 675.0; & P_{cx} &= 7340.5 \text{ ton.} \\ H'y &= 675.0; & P_{cy} &= 7340.5 \text{ ton.} \end{aligned}$$

Columna 2-C.

$$\begin{aligned} H'x &= 603.0; & P_{cx} &= 9198.10 \text{ ton.} \\ H'y &= 603.0; & P_{cy} &= 9198.10 \text{ ton.} \end{aligned}$$

Columna 2-D.

$$\begin{aligned} H'x &= 603.0; & P_{cx} &= 9198.10 \text{ ton.} \\ H'y &= 675.0; & P_{cy} &= 7340.50 \text{ ton.} \end{aligned}$$

$$\Sigma P_{ux} = \Sigma P_{uy}$$

1 - C	4(283.87) =	1135.48
1 - D	4(353.58) =	1414.32
2 - C	4(390.79) =	1563.16
2 - D	4(384.29) =	1537.16
3 - C	4(378.42) =	1513.68
3 - D	4(357.98) =	1431.92
4 - C	2(380.56) =	761.12
4 - D	2(345.47) =	690.94
	$\Sigma P_{ux} = \Sigma P_{uy} =$	10047.78 ton.

 $\Sigma P_c$ 

Dirección x.

1 - C	4(7340.50) =	29362.0
2 - D	10(9198.10) =	91981.0
1 - D	4(7340.50) =	29362.0
2 - C	10(9198.10) =	91981.0
		<u>242686.0 ton.</u>

Dirección y.

4 (9198.10) =	36792.40
10 (7340.50) =	73405.00
4 (7340.50) =	29362.00
10 (9198.10) =	91981.00
	<u>231540.40 ton.</u>

$$F_{ax} = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_{uy}}{\Sigma P_{cx}}} =$$

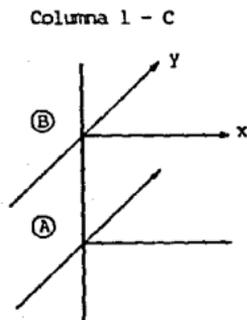
$$F_{ay} = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_{ux}}{\Sigma P_{cy}}} =$$

$$F_{ax} = \frac{1}{1 - \frac{10047.78}{242686.0}} = 1.043 > 1.0$$

$$F_{ay} = \frac{1}{1 - \frac{10047.78}{231540.4}} = 1.045 > 1.0$$

Consideración de efectos de esbeltez.

2do. tramo entre 1er. y 2do. nivel.



columnas 90x90 cm.

trabes 40x90 cm.

1er. entrepiso      2do. entrepiso

Hc = 495.0 cm.      Hc = 540.0 cm.

Lt = 650.0 cm.      Lt = 650.0 cm.

3er. entrepiso

Hc = 540.0 cm.

columnas.

$$I_x = I_y = \frac{90^4}{12} = 5467500.0 \text{ cm}^4$$

$$r_x = r_y = 0.3(90) = 27$$

trabes.

$$I_x = \frac{40(90^3)}{12} = 2430000.0 \text{ cm}^4$$

Rigideces       $K = \frac{I}{L}$

Columnas.

1er. entrepiso       $K_x = \frac{5467500}{495.0} = 11045.45$

2do. entrepiso       $K_x = \frac{5467500}{540.0} = 10125.0$

igual al 3er. entrepiso.

trabes.

$$K_x = K_y = \frac{2430000}{650} = 3738.46$$

$$\Psi_{Bx} = \frac{\sum Kcols.}{\sum Ktrabes} = \frac{2(10125)}{3738.46} = 5.42$$

$$\Psi_{By} = \frac{2(10125)}{2(3738.46)} = 2.71$$

$$\Psi_{Ax} = \frac{\sum Kcols.}{\sum Ktrabes} = \frac{11045.45 + 10125.0}{3738.46} = 5.66$$

$$\Psi_{Ay} = \frac{11045.45 + 10125.0}{2(3738.46)} = 2.83$$

La columna forma parte de marcos sin restricción al desplazamiento lateral.

- Nomograma para extremos no restringidos. Fig. VI.4.

Dirección x;  $K_x = 2.30$

Dirección y;  $K_y = 1.76$

$$H'_x = K_x H = 2.3(450) = 1035.0$$

$$H'_y = K_y H = 1.76(450) = 792.0$$

$$\frac{H'_x}{r_x} = \frac{1035}{27} = 38.33 > 22$$

$$\frac{H'_y}{r_y} = \frac{792}{27} = 29.33 > 22$$

Por lo tanto se deben considerar efectos de esbeltez.

factor de amplificación.

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_c}} \cong 1.0$$

$$P_c = \frac{FR \pi^2 EI}{(H')^2}$$

$$EI = \frac{0.4 E_c I_g}{(1 + \mu)}$$

$$\mu = \frac{M. \text{máx. por carga muerta}}{M. \text{de diseño}}$$

Por ser mucho mayor el momento de diseño con respecto al momento máximo por carga muerta consideraremos  $\mu = 0.0$

Dirección en x.

$$E_c = 14000 \sqrt{f'c} = 221359.44$$

$$I_g = \frac{90 \times 90^3}{12} = 5467500.0 \text{ cm}^4$$

$$\mu = 0$$

$$EI = \frac{0.4(221359.44)(5467500.0)}{1 + 0} = 4.841 \times 10^{11}$$

$$P_c = \frac{0.7 \pi^2 (4.841 \times 10^{11})}{(1035)^2} = 3122.14 \text{ ton.}$$

Dirección en y.

$$P_c = \frac{0.7 \pi^2 (4.841 \times 10^{11})}{(792)^2} = 5331.91 \text{ ton.}$$

Columna 1 - C

$$H'x = 1035.0; \quad P_{cx} = 3122.14 \text{ ton.}$$

$$H'y = 792.0; \quad P_{cy} = 5331.91 \text{ ton.}$$

Columna 2 - C

$$H'x = 792.0; \quad P_{cx} = 5331.91 \text{ ton.}$$

$$H'y = 792.0; \quad P_{cy} = 5331.91 \text{ ton.}$$

Columna 1 - D

$$H'x = 1035.0; \quad P_{cx} = 3122.14 \text{ ton.}$$

$$H'y = 1035.0; \quad P_{cy} = 3122.14 \text{ ton.}$$

Columna 2 - D

$$H'x = 792.0; \quad P_{cx} = 5331.91 \text{ ton.}$$

$$H'y = 1035.0; \quad P_{cy} = 3122.14 \text{ ton.}$$

 $\Sigma P_c$ 

Dirección x.

$$1 - C \quad 4(3122.14) = 12488.56$$

$$2 - D \quad 10(5331.91) = 53319.10$$

$$1 - D \quad 4(3122.14) = 12488.56$$

$$2 - C \quad 10(5331.91) = 53319.10$$

$$\Sigma P_{c_x} = 131615.32 \text{ ton.}$$

Dirección y.

$$4(5331.91) = 21327.64$$

$$10(3122.14) = 31221.40$$

$$4(3122.14) = 12488.56$$

$$10(5331.91) = 53319.10$$

$$\Sigma P_{c_y} = 118356.70 \text{ ton.}$$

$$\sum Pu_x = \sum Pu_y$$

1 - C	4(203.22)	= 812.88
1 - D	4(245.87)	= 983.48
2 - C	4(283.78)	= 1135.12
2 - D	4(268.19)	= 1072.76
3 - C	4(276.61)	= 1106.44
3 - D	4(254.79)	= 1019.16
4 - C	2(277.90)	= 555.80
4 - D	2(246.32)	= 492.64
		<hr/>

$$\sum Pu_x = \sum Pu_y = 7178.28 \text{ ton.}$$

$$F_{ax} = \frac{1}{1 - \frac{\sum Pu}{\sum P_c_x}}$$

$$F_{ay} = \frac{1}{1 - \frac{\sum Pu}{\sum P_c_y}}$$

$$F_{ax} = \frac{1}{1 - \frac{7178.28}{131615.32}} = 1.058 > 1.0$$

$$F_{ay} = \frac{1}{1 - \frac{7178.28}{118356.70}} = 1.065 > 1.0$$

c).- Revisión de esbeltez local.

suponiendo sus extremos restringidos lateralmente.

Se pueden despreciar sus efectos de esbeltez si:

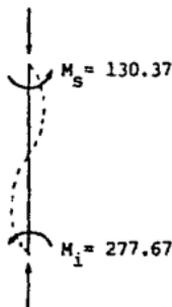
$$\frac{H'}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

excentricidad accidental  $e_a = 0.05h = 0.05(90) = 4.5 \text{ cm.} > 2 \text{ cm.}$

$$P = 283.87$$

$$e_s = \frac{130.37}{283.87} = 0.46 \text{ m.}$$

$$e_i = \frac{277.67}{283.87} = 0.98 \text{ m.}$$



$$ed_s = 46 - 4.5 = 50.5 \text{ cm.}$$

$$ed_i = 98 + 4.5 = 102.5 \text{ cm.}$$

$$M_1 = 283.87(0.505) = 143.35 \text{ T-m.}$$

$$M_2 = 283.87(1.025) = 290.97 \text{ T-m.}$$

$$34 - 12 \frac{M_1}{M_2} = 34 - 12 \left[ \frac{-143.35}{290.97} \right] = 39.91$$

$$\Psi_B = 2.83$$

$$\Psi_A = 0$$

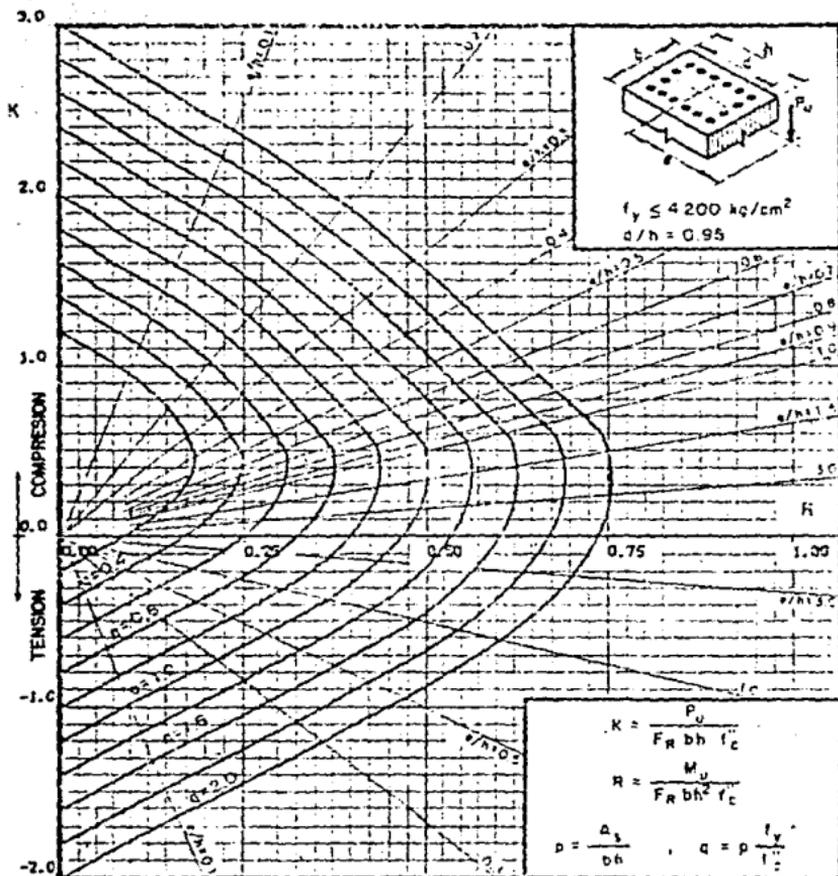
del nomograma para extremos restringidos. Fig. VI.4.

$$K = 0.66$$

$$H' = 0.66(450) = 297.0$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{297}{27} = 11.0 < 39.91$$

por lo tanto se pueden despreciar los efectos de esbeltez local.



$A_s$  = Área total de refuerzo

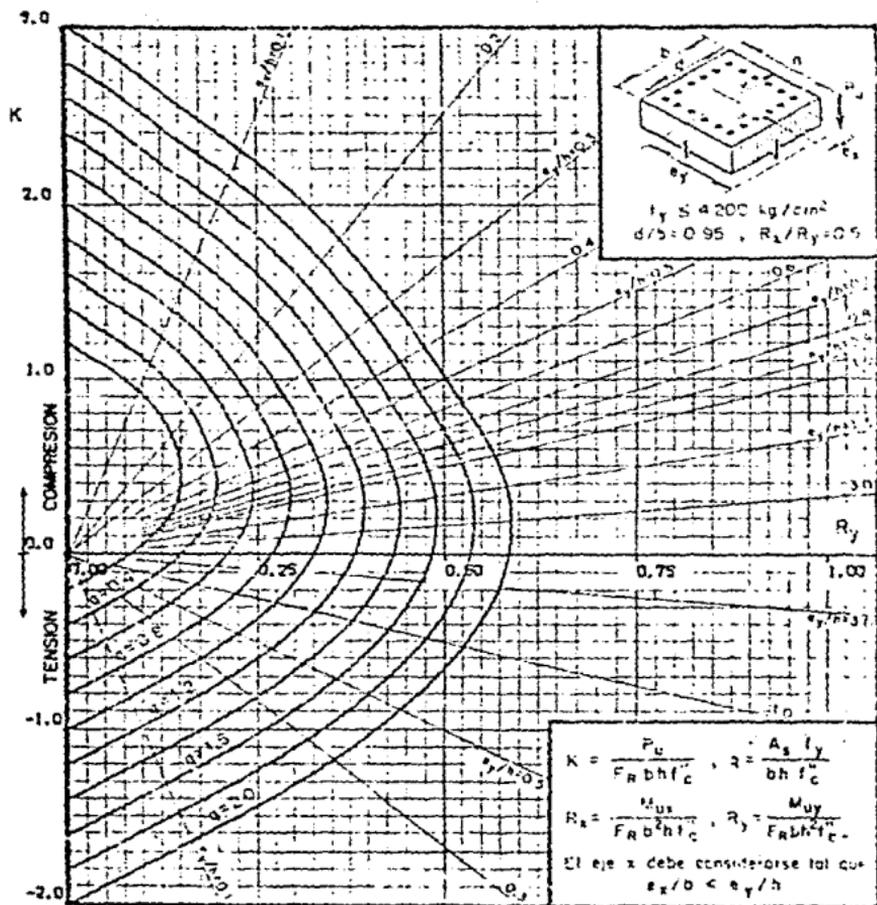
$f_c' = 0.85 f_c$ , si  $f_c' \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f_c' = (1.05 - \frac{f_c'}{1250}) f_c$ , si  $f_c' > 280 \text{ kg/cm}^2$

$F_R$  = Factor de reducción de resistencia

$P_u$  = Carga axial última

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

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



$A_s$  = Área total de refuerzo

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

$F_R$  = Factor de reducción de resistencia

$P_u$  = Carga axial última

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

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



d).- Diseño de columnas por flexión.

1er. tramo entre P. B. y 1er. nivel.

columna 1 - C

$$P_u = 283.87 \text{ ton.}$$

$$M_{ux} = 1.045(68.01) = 71.07 \text{ T-m.}$$

$$M_{uy} = 1.045(277.67) = 290.16 \text{ T-m.}$$

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

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

$$f^*c = (0.8)(0.85)(250) = 170 \text{ K/cm}^2$$

$$\frac{d}{b} = \frac{85}{90} = 0.94 \approx 0.95$$

$$K = \frac{P_u}{FR b h f^*c} = \frac{283.87 \times 10^3}{0.7(90)(90)(170)} = 0.295$$

$$R_x = \frac{M_{ux}}{FR b^2 h f^*c} = \frac{71.07 \times 10^5}{0.7(90)^2(90)(170)} = 0.082$$

$$R_y = \frac{M_{uy}}{FR b h^2 f^*c} = \frac{290.16 \times 10^5}{0.7(90)(90)^2(170)} = 0.335$$

$$\frac{R_x}{R_y} = \frac{0.082}{0.335} = 0.25$$

$d/b = 0.95$ , refuerzo uniformemente distribuido.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{R_x}{R_y} = 0 \\ K = 0.295 \\ R_y = 0.335 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{de la Fig. VI.5.} \\ \Rightarrow q = 0.74 \end{array}$$

interpolando

$$\frac{R_x}{R_y} = 0.25 \Rightarrow q = 0.87$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{R_x}{R_y} = 0.5 \\ K = 0.295 \\ R_y = 0.335 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{de la Fig. VI.6.} \\ \Rightarrow q = 1.0 \end{array}$$

$$p = q \frac{f^*c}{f_y} = 0.87 \left[ \frac{170}{4200} \right] = 0.0352$$

$$A_s = 0.0352(90)(90) = 285.24 \text{ cm}^2$$

$$24 \# 12 + 4 \# 10$$

$$A_s = 305.28 \text{ cm}^2$$

1er. tramo entre P. B. y 1er. nivel.

columna 1 - D.

$$P_u = 353.58 \text{ ton.}$$

$$M_{ux} = 1.045(65.42) = 68.36 \text{ T-m.}$$

$$M_{uy} = 1.045(247.76) = 258.91 \text{ T-m.}$$

$$\frac{d}{b} = \frac{85}{90} = 0.94 \approx 0.95$$

$$K = \frac{P_u}{FR b h f''c} = \frac{353.58 \times 10^3}{0.7(90)(90)(170)} = 0.37$$

$$R_x = \frac{M_{ux}}{FR b^2 h f''c} = \frac{68.36 \times 10^5}{0.7(90)^2(90)(170)} = 0.079$$

$$R_y = \frac{M_{uy}}{FR b h^2 f''c} = \frac{258.91 \times 10^5}{0.7(90)(90)^2(170)} = 0.30$$

$$\frac{R_x}{R_y} = \frac{0.079}{0.30} = 0.26$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{R_x}{R_y} = 0 \\ K = 0.37 \\ R_y = 0.3 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{de la Fig. VI.5.} \\ \Rightarrow q = 0.59 \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{R_x}{R_y} = 0.5 \\ K = 0.37 \\ R_y = 0.30 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{de la Fig. VI.6.} \\ \Rightarrow q = 0.81 \end{array}$$

interpolando

$$\frac{R_x}{R_y} = 0.26 \Rightarrow q = 0.71$$

$$p = 0.71 \left[ \frac{170}{4200} \right] = 0.0287$$

$$A_s = 0.0287(90)(90) = 232.80 \text{ cm}^2$$

$$20 \# 12 + 4 \# 10$$

$$A_s = 259.68 \text{ cm}^2$$

1er. tramo entre P.B. y 1er. nivel.

Columna 2 - C.

$$P_u = 390.79 \text{ ton.}$$

$$M_{ux} = 1.045(71.14) = 74.34 \text{ T-m.}$$

$$M_{uy} = 1.045(246.10) = 257.17 \text{ T-m.}$$

$$\frac{d}{b} \approx 0.95$$

$$K = \frac{390.79 \times 10^3}{0.7(90)^2(170)} = 0.405$$

$$R_x = \frac{74.34 \times 10^5}{0.7(90)^3(170)} = 0.086$$

$$R_y = \frac{257.17 \times 10^5}{0.7(90)^3(170)} = 0.30$$

$$\frac{R_x}{R_y} = \frac{0.086}{0.30} = 0.29$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{R_x}{R_y} = 0 \quad K = 0.405 \\ \quad \quad \quad R_y = 0.30 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{de la Fig. VI.5.} \\ \Rightarrow q = 0.59 \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{R_x}{R_y} = 0.5 \quad K = 0.405 \\ \quad \quad \quad R_y = 0.30 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{de la Fig. VI.6.} \\ \Rightarrow q = 0.82 \end{array}$$

interpolando

$$\frac{R_x}{R_y} = 0.29 \Rightarrow q = 0.72$$

$$p = 0.72 \left[ \frac{170}{4200} \right] = 0.0291$$

$$A_s = 0.0291(90)(90) = 236.06 \text{ cm}^2$$

$$20 \# 12 + 4 \# 10$$

$$A_s = 259.68 \text{ cm}^2$$

1er. tramo entre P. B. y 1er. nivel.

columna 2 - D.

$$P_u = 384.29 \text{ ton.}$$

$$M_{ux} = 1.045 (70.34) = 73.51 \text{ T-m.}$$

$$M_{uy} = 1.045(228.23) = 238.50 \text{ T-m.}$$

$$\frac{d}{b} \approx 0.95$$

$$K = \frac{384.29 \times 10^3}{0.7(90)^2 (170)} = 0.40$$

$$R_x = \frac{73.51 \times 10^5}{0.7(90)^3 (170)} = 0.085$$

$$R_y = \frac{238.50 \times 10^5}{0.7(90)^3 (170)} = 0.27$$

$$\frac{R_x}{R_y} = 0.31$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{R_x}{R_y} = 0 \\ K = 0.40 \\ R_y = 0.27 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{de la Fig. VI.5.} \\ \Rightarrow q = 0.54 \end{array}$$

$$\frac{R_x}{R_y} = 0.31 \quad \xrightarrow{\text{interpolando}} \quad \Rightarrow q = 0.70$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{R_x}{R_y} = 0.5 \\ K = 0.40 \\ R_y = 0.27 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{de la Fig. VI.6.} \\ \Rightarrow q = 0.80 \end{array}$$

$$P = 0.71 \left[ \frac{170}{4200} \right] = 0.0283$$

$$A_s = 0.0283(90)(90) = 229.50 \text{ cm.}^2$$

1er. tramo entre P. B. y 1er. nivel.

columna 3 - C.

$$P_u = 378.42 \text{ ton.}$$

$$M_{ux} = 1.045(71.92) = 75.16 \text{ T-m.}$$

$$M_{uy} = 1.045(230.30) = 240.66 \text{ T-m.}$$

$\frac{d}{b} \approx 0.95$  y refuerzo uniformemente distribuido

$$K = \frac{378.42 \times 10^3}{0.7(90)^2(170)} = 0.39$$

$$R_x = \frac{75.16 \times 10^5}{0.7(90)^3(170)} = 0.087$$

$$R_y = \frac{240.66 \times 10^5}{0.7(90)^3(170)} = 0.28$$

$$\frac{R_x}{R_y} = 0.31$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{R_x}{R_y} = 0 \\ R_y = 0.28 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{de la Fig. VI.5.} \\ \Rightarrow q = 0.56 \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{R_x}{R_y} = 0.5 \\ R_y = 0.28 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{de la Fig. VI.6.} \\ \Rightarrow q = 0.80 \end{array}$$

interpolando

$$\frac{R_x}{R_y} = 0.31 \Rightarrow q = 0.71$$

$$p = 0.71 \left[ \frac{170}{4200} \right] = 0.0287$$

$$A_s = 0.0287(90)(90) = 232.78 \text{ cm}^2$$

$$20 \# 12 + 4 \# 10$$

$$A_s = 259.68 \text{ cm}^2$$

1er. tramo entre P. B. y 1er. nivel.

columna 3 - D.

$$P_u = 357.98 \text{ ton.}$$

$$M_{ux} = 1.045(70.13) = 73.29 \text{ T-m.}$$

$$M_{uy} = 1.045(203.73) = 212.90 \text{ T-m.}$$

$$\frac{d}{b} \approx 0.95$$

$$K = \frac{357.98 \times 10^3}{0.7(90)^2 (170)} = 0.37$$

$$R_x = \frac{73.29 \times 10^5}{0.7(90)^3 (170)} = 0.085$$

$$R_y = \frac{212.90 \times 10^5}{0.7(90)^3 (170)} = 0.25$$

$$\frac{R_x}{R_y} = 0.34$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{R_x}{R_y} = 0 \\ K = 0.37 \\ R_y = 0.25 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{de la Fig. VI.5.} \\ \Rightarrow q = 0.40 \end{array}$$

interpolando

$$\frac{R_x}{R_y} = 0.34 \Rightarrow q = 0.56$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{R_x}{R_y} = 0.5 \\ K = 0.37 \\ R_y = 0.25 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{de la Fig. VI.6} \\ \Rightarrow q = 0.63 \end{array}$$

$$p = 0.56 \left[ \frac{170}{4200} \right] = 0.0227$$

$$A_s = 0.0227(90)(90) = 183.60 \text{ cm}^2$$

$$12 \# 12 + 8 \# 10$$

$$A_s = 200.16 \text{ cm}^2$$

ler. tramo entre P.B. y ler. nivel.

columna 4 - C.

$$P_u = 380.56 \text{ ton.}$$

$$M_{ux} = 1.045(70.93) = 74.12 \text{ T-m.}$$

$$M_{uy} = 1.045(203.44) = 212.59 \text{ T-m.}$$

$$\frac{d}{b} \approx 0.95$$

$$K = \frac{380.56 \times 10^3}{0.7(90)^2(170)} = 0.39$$

$$R_x = \frac{74.12 \times 10^5}{0.7(90)^2(170)} = 0.085$$

$$R_y = \frac{212.59 \times 10^5}{0.7(90)^2(170)} = 0.25$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \frac{R_x}{R_y} = 0 \\ K = 0.39 \\ R_y = 0.25 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{de la Fig. VI.5.} \\ \Rightarrow q = 0.40 \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{R_x}{R_y} = 0.5 \\ K = 0.39 \\ R_y = 0.25 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{de la Fig. VI.6.} \\ \Rightarrow q = 0.63 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{interpolando} \\ \frac{R_x}{R_y} = 0.35 \Rightarrow q = 0.56 \end{array}$$

$$p = 0.56 \left[ \frac{170}{4200} \right] = 0.0227$$

$$A_s = 0.0227 (90)(90) = 183.93 \text{ cm}^2$$

$$12 \# 12 + 8 \# 10$$

$$A_s = 200.16 \text{ cm}^2$$

1er. tramo entre P. B. y 1er. nivel.

columna 4 - D.

$$P_u = 345.47 \text{ ton.}$$

$$M_{ux} = 1.045(69.20) = 72.31 \text{ T-m.}$$

$$M_{uy} = 1.045(179.57) = 187.65 \text{ T-m.}$$

$$\frac{d}{b} \approx 0.95$$

$$K = \frac{345.47 \times 10^3}{0.7(90)^2 (170)} = 0.36$$

$$R_x = \frac{72.31 \times 10^5}{0.7(90)^3 (170)} = 0.083$$

$$R_y = \frac{187.65 \times 10^5}{0.7(90)^3 (170)} = 0.22$$

$$\frac{R_x}{R_y} = 0.39$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{R_x}{R_y} = 0 \\ K = 0.36 \\ R_y = 0.22 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{de la Fig. VI.5.} \\ \Rightarrow q = 0.33 \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{R_x}{R_y} = 0.5 \\ K = 0.36 \\ R_y = 0.22 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{de la Fig. VI.6.} \\ \Rightarrow q = 0.52 \end{array}$$

$$\frac{R_x}{R_y} = 0.39 \Rightarrow q = 0.48 \quad \text{interpolando}$$

$$p = 0.48 \left[ \frac{170}{4200} \right] = 0.019$$

$$A_s = 0.019(90)(90) = 157.40 \text{ cm}^2,$$

$$12 \# 12 + 8 \# 10$$

$$A_s = 200.16 \text{ cm}^2$$



2do. tramo entre 1er. y 2do. nivel.

columna 1 - C.

$$P_u = 203.22 \text{ ton.}$$

$$M_{ux} = 1.065(50.47) = 53.75 \text{ T-m.}$$

$$M_{uy} = 1.065(204.03) = 217.29 \text{ T-m.}$$

$$\frac{d}{b} = \frac{85}{90} = 0.94 \approx 0.95$$

$$K = \frac{P_u}{FR b h f'_c} = \frac{203.22 \times 10^3}{0.7(90)(90)(170)} = 0.21$$

$$R_x = \frac{M_{ux}}{FR b^2 h f'_c} = \frac{53.75 \times 10^5}{0.7(90)^2(90)(170)} = 0.062$$

$$R_y = \frac{M_{uy}}{FR b h^2 f'_c} = \frac{217.29 \times 10^5}{0.7(90)(90)^2(170)} = 0.25$$

$$\frac{R_x}{R_y} = 0.25 \quad \frac{d}{b} = 0.95 \text{ y refuerzo uniformemente distribuido.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{R_x}{R_y} = 0 \\ K = 0.21 \\ R_y = 0.25 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{de la Fig. VI.5.} \\ \Rightarrow q = 0.49 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{interpolando} \\ \frac{R_x}{R_y} = 0.25 \Rightarrow q = 0.57 \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{R_x}{R_y} = 0.5 \\ K = 0.21 \\ R_y = 0.25 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{de la Fig. VI.6.} \\ \Rightarrow q = 0.65 \end{array}$$

$$p = q \frac{f'_c}{f_y} = 0.57 \left[ \frac{170}{4200} \right] = 0.0231$$

$$A_s = 0.0231(90)(90) = 186.88 \text{ cm}^2$$

$$12 \# 12 + 8 \# 10$$

$$A_s = 200.16 \text{ cm}^2$$

2do. tramo entre 1er. y 2do. nivel.

columna 1 - D.

$$P_u = 245.87 \text{ ton.}$$

$$M_{ux} = 1.065(42.85) = 45.64 \text{ T-m.}$$

$$M_{uy} = 1.065(125.97) = 134.16 \text{ T-m.}$$

$$k = \frac{245.87 \times 10^3}{0.7(90)^2 (170)} = 0.255$$

$$R_x = \frac{45.64 \times 10^5}{0.7(90)^3 (170)} = 0.053$$

$$R_y = \frac{134.16 \times 10^5}{0.7(90)^3 (170)} = 0.155$$

$$\frac{R_x}{R_y} = 0.34$$

$\frac{d}{b} = 0.95$  y refuerzo uniformemente distribuido.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{R_x}{R_y} = 0 \quad K = 0.255 \\ R_y = 0.155 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{de la Fig. VI.5.} \\ \Rightarrow q = 0.20 \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{R_x}{R_y} = 0.5 \quad K = 0.255 \\ R_y = 0.155 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{de la Fig. VI.6.} \\ \Rightarrow q = 0.30 \end{array}$$

interpolando

$$\frac{R_x}{R_y} = 0.34 \Rightarrow q = 0.27$$

$$p = q \frac{f'_c}{f_y} = 0.27 \left[ \frac{170}{4200} \right] = 0.0109$$

$$A_s = (0.0109)(90)(90) = 88.52 \text{ cm}^2$$

12 # 12

$$A_s = 136.80 \text{ cm}^2$$

2do. tramo entre 1er. y 2do. nivel.

columna 2 - C.

$$F_u = 283.78 \text{ ton.}$$

$$M_{ux} = 1.065(52.94) = 56.38 \text{ T-m.}$$

$$M_{uy} = 1.065(189.69) = 202.02 \text{ T-m.}$$

$$K = \frac{283.78 \times 10^3}{0.7(90)^2(170)} = 0.29$$

$$R_x = \frac{56.38 \times 10^5}{0.7(90)^3(170)} = 0.065$$

$$R_y = \frac{202.02 \times 10^5}{0.7(90)^3(170)} = 0.23$$

$$\frac{R_x}{R_y} = 0.28 \quad \frac{d}{b} = 0.95 \text{ refuerzo uniformemente distribuido.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{R_x}{R_y} = 0 \quad K = 0.29 \\ R_y = 0.23 \end{array} \right\} \text{ de la Fig. VI.5.} \\ \Rightarrow q = 0.40$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{R_x}{R_y} = 0.5 \quad K = 0.29 \\ R_y = 0.23 \end{array} \right\} \text{ de la Fig. VI.6.} \\ \Rightarrow q = 0.60$$

$$\text{interpolando} \\ \frac{R_x}{R_y} = 0.28 \Rightarrow q = 0.51$$

$$p = q \left[ \frac{f^*c}{f_y} \right] = 0.51 \left[ \frac{170}{4200} \right] = 0.0206.$$

$$A_s = (0.0206)(90)(90) = 167.21 \text{ cm}^2$$

$$12 \# 12 + 8 \# 8$$

$$A_s = 177.36 \text{ cm}^2$$

2do. tramo entre 1er. y 2do. nivel.

columna 2 - D.

$$P_u = 268.19 \text{ ton.}$$

$$M_{ux} = 1.065(53.04) = 56.49 \text{ T-m.}$$

$$M_{uy} = 1.065(118.54) = 126.25 \text{ T-m.}$$

$$K = \frac{268.19 \times 10^3}{0.7(90)^2(170)} = 0.28$$

$$R_x = \frac{56.49 \times 10^5}{0.7(90)^3(170)} = 0.065$$

$$R_y = \frac{126.25 \times 10^5}{0.7(90)^3(170)} = 0.15$$

$$\frac{R_x}{R_y} = 0.43 \quad \frac{d}{b} = 0.95 \quad \text{y refuerzo uniformemente distribuido.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{R_x}{R_y} = 0 \\ K = 0.28 \\ R_y = 0.15 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{de la Fig. VI.5.} \\ \Rightarrow q = 0.20 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{interpolando} \\ \frac{R_x}{R_y} = 0.43 \Rightarrow q = 0.25 \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{R_x}{R_y} = 0.5 \\ K = 0.28 \\ R_y = 0.15 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{de la Fig. VI.6.} \\ \Rightarrow q = 0.26 \end{array}$$

$$p = q \left[ \frac{f^*c}{fy} \right] = 0.25 \left[ \frac{170}{4200} \right] = 0.0102$$

$$A_s = (0.0102)(90)(90) = 82.49 \text{ cm}^2$$

12 # 12

$$A_s = 136.80 \text{ cm}^2.$$

2do. tramo entre 1er. y 2do. nivel.

columna 3 - C.

$$P_u = 276.61 \text{ ton.}$$

$$M_{ux} = 1.065(51.97) = 55.35 \text{ T-m.}$$

$$M_{uy} = 1.065(170.93) = 182.04 \text{ T-m.}$$

$$K = \frac{276.61 \times 10^3}{0.7(90)^2(170)} = 0.29$$

$$R_x = \frac{55.35 \times 10^5}{0.7(90)^3(170)} = 0.064$$

$$R_y = \frac{182.04 \times 10^5}{0.7(90)^3(170)} = 0.21$$

$$\frac{R_x}{R_y} = 0.30 \quad \frac{d}{b} = 0.95 \quad \text{y refuerzo uniformemente distribuido.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{R_x}{R_y} = 0 \\ K = 0.29 \\ R_y = 0.21 \end{array} \right\} \text{ de la Fig. VI.5.} \\ \Rightarrow q = 0.34$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{R_x}{R_y} = 0.5 \\ K = 0.29 \\ R_y = 0.21 \end{array} \right\} \text{ de la Fig. VI.6.} \\ \Rightarrow q = 0.50$$

$$\text{interpolando} \\ \frac{R_x}{R_y} = 0.30 \Rightarrow q = 0.44$$

$$p = q \left[ \frac{f^*c}{f_y} \right] = 0.44 \left[ \frac{170}{4200} \right] = 0.0178$$

$$A_s = (0.0178)(90)(90) = 144.26 \text{ cm}^2$$

$$12 \# 12 + 8 \# 8$$

$$A_s = 177.36 \text{ cm}^2$$

2do. tramo entre 1er. y 2do. nivel.

columna 3 - D.

$$P_u = 254.79 \text{ ton.}$$

$$M_{ux} = 1.065(50.71) = 54.01 \text{ T-m.}$$

$$M_{uy} = 1.065(106.95) = 113.94 \text{ T-m.}$$

$$K = \frac{254.79 \times 10^3}{0.7(90)^2 (170)} = 0.26$$

$$R_x = \frac{54.01 \times 10^5}{0.7(90)^3 (170)} = 0.062$$

$$R_y = \frac{113.94 \times 10^5}{0.7(90)^3 (170)} = 0.13$$

$$\frac{R_x}{R_y} = 0.48, \quad \frac{d}{b} = 0.95 \quad \text{y con refuerzo uniformemente distribuido.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{R_x}{R_y} = 0 \\ K = 0.26 \end{array} \right\} \text{ de la Fig. VI.5.} \\ \Rightarrow q = 0.20$$

$$R_y = 0.13$$

$$\text{interpolando} \\ \frac{R_x}{R_y} = 0.48 \Rightarrow q = 0.22$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{R_x}{R_y} = 0.5 \\ K = 0.26 \end{array} \right\} \text{ de la Fig. VI.6.} \\ \Rightarrow q = 0.22$$

$$R_y = 0.13$$

$$p = q \left[ \frac{f'_c}{f_y} \right] = 0.22 \left[ \frac{170}{4200} \right] = 0.0089$$

$$A_s = (0.0089)(90)(90) = 72.13 \text{ cm}^2$$

$$p \text{ m\u00edn.} = 0.01$$

$$A_s = 0.01(90)(90) = 81.0 \text{ cm}^2.$$

12 # 12

$$A_s = 136.80 \text{ cm}^2.$$

2do. tramo entre 1er. y 2do. nivel.

columna 4 - C.

$$P_u = 277.90 \text{ ton.}$$

$$M_{ux} = 1.065(49.52) = 52.74 \text{ T-m.}$$

$$M_{uy} = 1.065(149.98) = 159.73 \text{ T-m.}$$

$$K = \frac{277.90 \times 10^3}{0.7(90)^2(170)} = 0.29$$

$$R_x = \frac{52.74 \times 10^5}{0.7(90)^2(170)} = 0.061$$

$$R_y = \frac{159.73 \times 10^5}{0.7(90)^2(170)} = 0.18$$

$$\frac{R_x}{R_y} = 0.34, \quad \frac{d}{b} = 0.95 \quad \text{y refuerzo uniformemente distribuido.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{R_x}{R_y} = 0 \\ K = 0.29 \\ R_y = 0.18 \end{array} \right\} \text{ de la Fig. VI.5.} \\ \Rightarrow q = 0.26$$

$$\frac{R_x}{R_y} = 0.34 \quad \text{interpolando} \Rightarrow q = 0.36$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{R_x}{R_y} = 0.5 \\ K = 0.29 \\ R_y = 0.18 \end{array} \right\} \text{ de la Fig. VI.6.} \\ \Rightarrow q = 0.40$$

$$p = q \left[ \frac{f'_c}{f_y} \right] = 0.36 \left[ \frac{170}{4200} \right] = 0.0146$$

$$A_s = (0.0146)(90)(90) = 118.03 \text{ cm}^2$$

12 # 12

$$A_s = 136.80 \text{ cm}^2$$

2do. tramo entre 1er. y 2do. nivel.

columna 4 - D.

$$P_u = 246.32 \text{ ton.}$$

$$M_{ux} = 1.065(48.16) = 51.29 \text{ T-m.}$$

$$M_{uy} = 1.065(94.06) = 100.17 \text{ T-m.}$$

$$K = \frac{246.32 \times 10^3}{0.7(90)^2(170)} = 0.26$$

$$R_x = \frac{51.29 \times 10^5}{0.7(90)^3(170)} = 0.06$$

$$R_y = \frac{100.17 \times 10^5}{0.7(90)^3(170)} = 0.116$$

$$\frac{R_x}{R_y} = 0.52, \quad \frac{d}{b} = 0.95 \text{ y refuerzo uniformemente distribuido.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{R_x}{R_y} = 0.5 \quad K = 0.26 \\ R_y = 0.116 \end{array} \right\} \text{ de la Fig. VI.6.} \\ \Rightarrow q = 0.20$$

$$\frac{R_x}{R_y} = 0.52 \Rightarrow q = 0.21$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{R_x}{R_y} = 1.0 \quad K = 0.26 \\ R_y = 0.116 \end{array} \right\} \Rightarrow q = 0.30$$

$$p = q \left[ \frac{f'_c}{f_y} \right] = 0.21 \left[ \frac{170}{4200} \right] = 0.0085$$

$$A_s = (0.0085)(90)(90) = 68.85 \text{ cm}^2$$

$$p \text{ mfn.} = 0.01$$

$$A_s = 0.01(90)(90) = 81.0 \text{ cm}^2$$

$$12 \# 12$$

$$A_s = 136.80 \text{ cm}^2$$



e).- Diseño de columnas por cortante.

1er. tramo entre P. B. y 1er. nivel.

columna 1 - C.

$$V_u = 1.1(65.29 + 0.02 + 0.3(34.99)) = 83.59 \text{ ton.}$$

$$P_u = 283.87 \text{ ton.}$$

$$A_{s_{\text{long.}}} = 305.28 \text{ cm}^2.$$

$$0.7 A_g f_c + 2000 A_s = 0.7(90)^2(200) + 2000(305.28) = 1744.60 \text{ ton.} > P_u$$

como  $1744.6 > 283.87 \text{ ton.}$

entonces.

$$1 + 0.007 \left[ \frac{P_u}{A_g} \right] = 1 + 0.007 \left[ \frac{283.87 \times 10^3}{(90)^2} \right] = 1.245$$

$$p = \frac{A_s}{b d} = \frac{305.28}{4(90)^2} = 0.0094 > 0.01$$

$$VCR = FR b d (0.2 + 30p) \sqrt{f_c} = 0.6(90)(85)(0.2 + 30(0.0094)) \sqrt{200} =$$

$$VCR = 31.29 \text{ ton.}$$

$$VCR = 1.245 (31.29) = 38.96 \text{ ton.}$$

$V_u > VCR$  por lo tanto necesita acero por cortante.

$$S = \frac{a_v f_v d FR}{V_u - VCR} ; \quad S = \frac{4(1.27)(4200)(85)(0.6)}{(83.59 - 38.96) \times 10^3} = 24.38 \approx 25$$

$$A_{sh} = 4(1.27) = 5.08 \text{ cm}^2$$

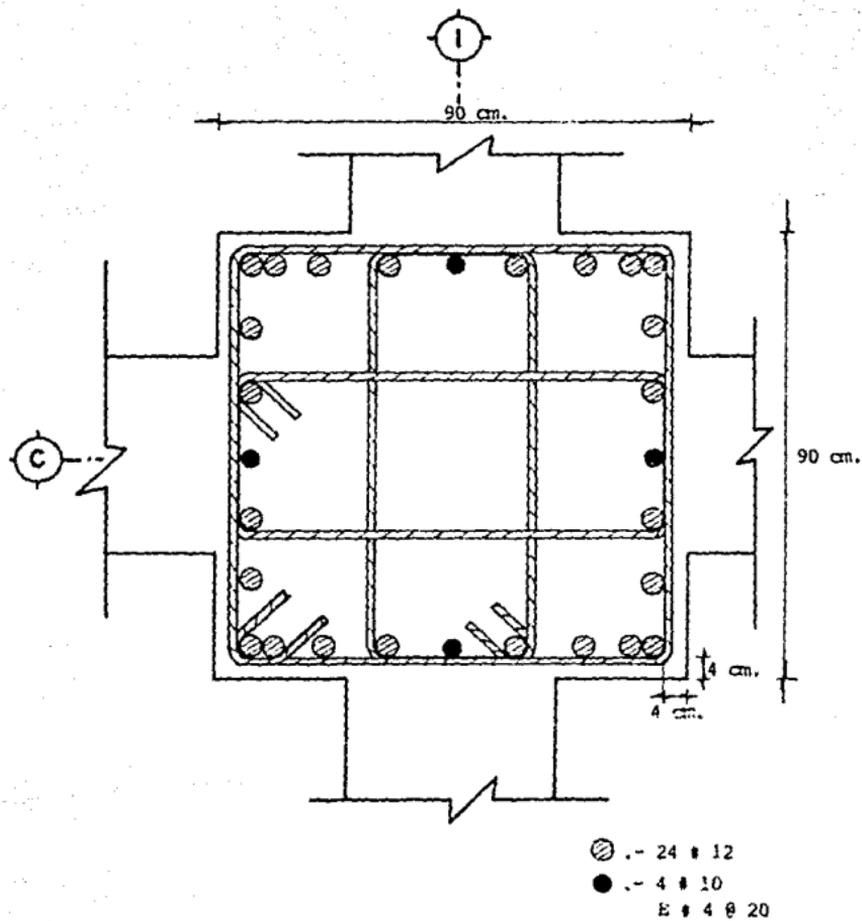
$$A_{sh} \geq 0.3 \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f_c}{f_y} shc ; \quad A_{sh} \geq 0.12 \left[ \frac{f_c}{f_y} \right] shc.$$

$$A_{sh} \geq 0.3 \left[ \frac{(90)^2}{(82)^2} - 1 \right] \frac{250}{4200} (10)(82) = 3.0 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} \geq 0.12 \left[ \frac{250}{4200} \right] (10)(82) = 5.86 \text{ cm}^2$$

Distribución del armado de una columna.

Columna 1 - C.



## CONCLUSIONES.

a).- Con respecto a la introducción.- Se puede observar que el hombre puede obtener provecho de los percances ocurridos debido a fuerzas naturales, no es recomendable esperar a que ocurran, sin embargo no podemos estar ajenos al comportamiento de la naturaleza ya que debido al sismo se pudieron notar una gran cantidad de fallas específicas de cada tipo de estructuración debiendo nosotros como estudiosos del tema tratar de que estos problemas de estructuración no se presenten en casos posteriores.

b).- Sobre el análisis por carga vertical.- Podemos en este caso mencionar la gran incertidumbre al considerar tanto las cargas muertas como las vivas, en esta ocasión influye mucho la carga viva, por esto debemos tener en cuenta la trayectoria en el transporte y colocación de los equipos que se van a utilizar, así como verificar la correcta ubicación de estos, tomando en cuenta su peso.

c).- sobre el análisis sísmico estático.- Debemos tener especial cuidado al realizar este análisis ya que esta estructura desde el punto de vista de servicios, es una de las más necesarias antes, durante y después de cualquier sismo. No consideramos la fuerza del viento pues aunque la estructura es cerrada y tiene una gran área expuesta a éste, es muy pesada para ésta condición de carga.

d).- Sobre el análisis sísmico dinámico.- Atendiendo al reglamento del D. F., no es absolutamente necesario realizar este análisis para este tipo de estructura, sólo lo aplicamos para obtener los valores un poco más exactos ya que en la realidad la estructura no se comporta estáticamente sino dinámicamente, siendo esto más notorio debido a la diferencia y posición de las cargas.

e).- Sobre el análisis y diseño de la cimentación.- Ante este caso el estructurista debe conocer el estudio de mecánica de suelos ya que la estructura de la cimentación así como la superestructura va a depender del comportamiento del suelo ante la aplicación de las cargas.

f).- Sobre el diseño de la superestructura.- debemos considerar sobre todo los esfuerzos por cortante ya que las fallas de ésta índole por concepto del sismo son las que más daños causaron a las edificaciones, teniendo en cuenta los detalles de uniones entre trabe - columna.

- 1.- "Reglamento de construcciones para el Distrito Federal".  
(Diario Oficial de la Federación, México, D.F. - 1987).
- 2.- Normas técnicas complementarias para diseño y construcción  
de estructuras de concreto. México, D.F. - 1987.
- 3.- Mecánica de suelos, tomo II.  
Juárez Badillo y Rico Rodríguez, México, D. F. - 1986.  
Edit. LIMUSA.
- 4.- Normas técnicas complementarias para diseño y construcción  
de cimentaciones, México, D. F. - 1987.
- 5.- Normas técnicas complementarias para diseño por sismo.  
México, D. F. - 1987.
- 6.- Apuntes de diseño estructural.  
Universidad Nacional Autónoma de México.
- 7.- Manual de diseño sísmico de edificios.  
Enrique Bazán y R. Meli Piralla, México, D. F. - 1985.
- 8.- Serie 100 kilómetros de metro, No. 1.  
Comisión de vialidad y transporte urbano.  
México, D.F. - 1986.