



Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

28
74

Estudio Comparativo entre dos Estructuras para un Edificio de Concreto Reforzado

T E S I S

Que para obtener el Título de

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A N:

**Victoriano Armando Gallegos Suárez
José Armando Ramírez Altamirano**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

	Pág.
Capítulo I. Introducción.	1
Capítulo II. Acciones.	9
Capítulo III. Estructuración.	30
Capítulo IV. Recomendaciones sobre estructuración.	51
Capítulo V. Análisis por carga vertical.	75
Capítulo VI. Análisis sísmico.	145
Capítulo VII. Dimensionamiento.	196
Capítulo VIII. Cimentaciones.	305
Capítulo IX. Detalles.	356
Capítulo X. Costos y conclusiones.	377

CAPITULO I

INTRODUCCION

En este trabajo se presentan dos diseños de un edificio - con las mismas características arquitectónicas pero con diferente estructuración.

El objeto de esto es conocer y evaluar el comportamiento de cada estructura así como su costo, teniéndose para esto, - una estructura formada por losas macizas y trabes de sección variable (acarteladas) y otra a base de un sistema de losa - plana reticular.

Se pretende dar una idea acerca de las características de estos sistemas ya que para edificios de múltiples niveles no son muy claras las ventajas que se tienen con el empleo de - losas reticulares, pues hasta la fecha se considera el tipo - más indicado de sistema de piso para estos edificios.

Al establecer una comparación entre estos dos sistemas de piso, podremos observar la diferencia en su comportamiento - como miembros a flexión y la influencia que representan en - el comportamiento general de la estructura ante diferentes - solicitaciones, estableciendo al final una serie de paráme- - tros tanto de carácter estructural, como económicos, ya que - la losa plana como miembro a flexión representa un peralte e - fectivo menor y un ancho generalmente grande mientras que - con el sistema de trabes acarteladas se tendrá un peralte e - fectivo mayor y un ancho pequeño.

Como parámetros estructurales se tendrá énfasis en el co- - nocimiento de las características dinámicas de cada una de - las estructuras, obteniéndose los modos de vibrar y los des- - plazamientos horizontales que se puedan tener ante efectos - sísmicos.

Así mismo se conocerá el volumen de los materiales emplead

dos para lograr dos estructuras con similares propiedades -
funcionales con el objeto de hacer una evaluación del costo
de cada edificio y tener forma de compararlos.

Descripción del trabajo.

En el capítulo II se hace referencia al origen de las acciones que se tomarán en cuenta para el diseño del edificio, presentando varios criterios que se tienen en diferentes reglamentos.

En los capítulos II y III se da una descripción de cada uno de los elementos que constituyen una estructura así como la manera más adecuada para combinarlos a fin de tener una solución segura y económica.

Una vez estructurado el edificio, en el capítulo V se muestran las propiedades geométricas de cada estructura así como las cargas verticales a las que están sometidas.

El edificio al estar en una zona sísmica como lo es la Ciudad de México deberá ser capaz de responder eficientemente a este tipo de solicitación accidental por lo que en el capítulo VI se presenta un resumen de los criterios a seguir para efectuar el análisis sísmico, así como los resultados para cada una de las estructuras.

En el capítulo VII se presenta el diseño del edificio para las dos estructuraciones describiendo brevemente los pasos seguidos para lograr esto.

Se presentan en el capítulo VIII diferentes tipos de cimentación empleados para distintos tipos de suelos y estructuras con el fin de que en nuestro caso se pueda dar una idea del tipo de cimentación más adecuada para el edificio analizado.

El capítulo IX se refiere a los detalles que deben ser tomados en cuenta para diseño, ya sea para miembros principales o secundarios (de carácter local), para lograr una seguridad en todos los elementos que integran la estructura.

Por último en el capítulo X se dan una serie de valores -

comparativos en cuanto a comportamiento estructural entre los dos tipos de sistemas, así como el volumen y costo de los materiales empleados.

El cálculo de la estructura de un edificio sigue siempre la misma rutina cualquiera que sea el procedimiento empleado en el análisis.

Lo que importa fundamentalmente es el proyecto estructural, en el cual se toman en cuenta los materiales que se pensó serían los más adecuados, se eligieron los tipos de techos, pisos, muros, así como las separaciones entre ejes de columnas y la colocación de éstas, el tipo de cimentación etc.

Ya una vez elegidos todos estos elementos se tienen datos iniciales para el cálculo, pues se pueden determinar cargas en techos y entrepisos, así como las cargas producidas por los diferentes muros.

A estas cargas se les designa con el nombre de cargas muertas permanentes; ahora bien, como se conoce el destino arquitectónico del local, se conocerán también los valores de las cargas vivas permanentes, las cuales se encuentran especificadas en los diferentes reglamentos.

Conociendo ya las cargas muertas y vivas permanentes, se pueden diseñar las losas que formarán los techos y los entrepisos.

A continuación es necesario determinar la intensidad de las cargas accidentales, las cuales pueden ser ocasionadas por viento, sismos o nieve.

En el caso de viento, su intensidad dependerá de la superficie expuesta y de la velocidad del mismo; para determinar su valor se deben aplicar las fórmulas que se dan en los reglamentos respectivos.

Para las fuerzas sísmicas se toma en cuenta el valor de las cargas verticales, el tipo de estructura de que se trata, las condiciones de terreno en que se construirá el edificio y la intensidad del sismo.

Ya una vez determinadas las fuerzas accidentales, se calcula el efecto que tanto éstas como las permanentes producen en los diferentes elementos estructurales, diseñando éstos - para el caso más desfavorable.

Se puede decir que el cálculo de un edificio se reduce a:

1. Determinación de cargas.
2. Cálculo de elementos mecánicos producidos por cargas permanentes.
3. Cálculo de elementos mecánicos producidos por cargas accidentales.
4. Diseño de losas de techos y pisos.
5. Diseño de traveses y columnas.
6. Diseño de cimentación.
7. Diseño de elementos especiales, tales como escaleras, trabes a torsión, muros de sostenimiento, etc. (Detalles).

Descripción general de la estructura.

Para efecto de comparar dos estructuras, se fijaron los siguientes puntos:

- a) La superficie es de 24 x 24 m y no existen colindancias.
- b) Las estructuras tendrán 20 niveles.
- c) Se descontó el cubo de la escalera.
- d) El tipo de terreno es de compresibilidad media (terreno - de transición).
- e) El material usado es concreto reforzado:

Estructura con trabes y losas:

Trabes principales y columnas $f_c^1 = 350 \text{ kg/cm}^2$.

Trabes secundarias y losas $f_c^1 = 250 \text{ kg/cm}^2$.

Estructura con losa reticular $f_c^1 = 350 \text{ kg/cm}^2$.

El muro de elevadores para ambas estructuras es de $f_c^1 = 350 \text{ kg/cm}^2$.

Cimentación (ambas) $f_c^1 = 250 \text{ kg/cm}^2$.

f) Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Las estructuras están constituidas por marcos rígidos.

Hipótesis para el análisis:

- a) La estructura se comporta elásticamente.
- b) La rigidez del sistema de piso en su propio plano es infinita, por lo que funciona como un diafragma rígido.
- c) En la planta del edificio, se definen ejes ortogonales.
- d) Existen tres grados de libertad por piso, dos traslacio--nes a lo largo de dos ejes ortogonales y una rotación al--rededor de un eje normal.
- e) Se desprecia la rigidez torsional de las trabes.
- f) Para cada marco es posible definir en forma independiente su rigidez lateral.

El análisis estructural fue realizado con ayuda de una mi--crocomputadora, usando el método de las rigideces.

Se presenta un programa de computadora, para el análisis - sísmico. Puesto que el interés de esta tesis no es la programación, el programa es muy sencillo y no está bien reducido.

CAPITULO II

ACCIONES

Podemos definir a una acción, como a todo agente cuyos efectos en una estructura puedan hacer que ésta alcance un estado límite, siendo éstas, de carácter externo o inherentes a la estructura y/o a su funcionamiento.

Aparentemente es una etapa sencilla dentro del proceso de diseño pero se tiene el inconveniente de la incertidumbre al lograr su determinación.

Para fines de diseño, las acciones se presentan usualmente por medio de sistemas de cargas o de deformaciones cuyos efectos sobre la estructura se supone equivalentes a los de las acciones reales.

En el diseño de una estructura deberá considerarse el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, debido a que el diseño es un proceso de optimización en la que intervienen una serie de variables aleatorias.

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

a) Acciones permanentes.

Son aquellas que obran en forma continua sobre la estructura, tanto su localización como magnitud no se modifican con el tiempo. Entre las acciones permanentes se puede considerar:

- Carga muerta.- Incluye el peso propio de la estructura y el de todos aquellos elementos que actúan de manera permanente sobre la misma. Como lo podrían ser los muros divisorios, fachadas, etc.
- Empuje estático de tierras y líquidos.

- Desplazamientos impuestos a la estructura. En si no son las deformaciones propias de la estructura originados por las acciones ya mencionadas, se refiere a los desplazamientos que se transmiten a la estructura y que por si mismos ya contribuyen a una acción de tipo permanente. Tal es el caso de los desplazamientos diferenciales impuestos a la estructura por hundimientos de distinta magnitud en el suelo o a preesfuerzo.

b) Acciones variables.

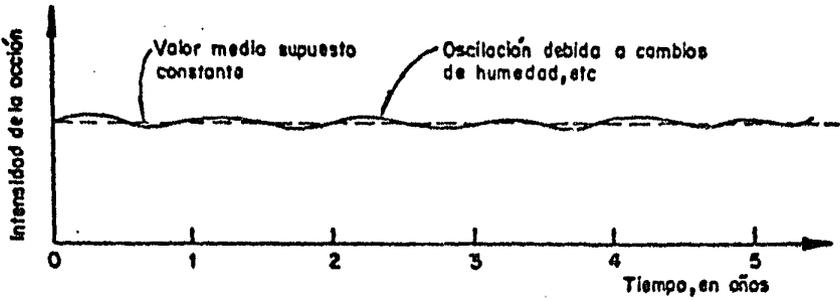
- Carga viva. Se debe principalmente, al peso de personas, mobiliario, etc. ya que siendo cargas gravitacionales, sus características pueden variar durante la utilización de la estructura.
- Efectos por cambios de temperatura o contracciones.
- Deformaciones impuestas y hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo.
- Efectos de operación de maquinaria y equipo. La operación de algunas máquinas o equipo origina acciones dinámicas como pueden ser vibraciones, impacto, frenaje y aceleración que merecen ser consideradas en algunos casos.

c) Acciones accidentales.

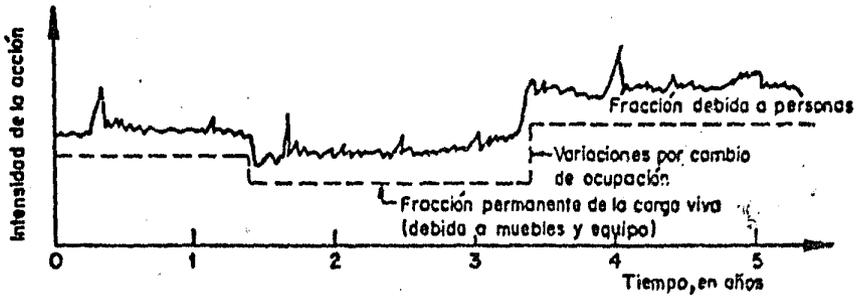
Las acciones accidentales se caracterizan porque se desconoce el momento en el que van a actuar en la estructura. La intensidad de estas acciones puede ser superior a cualquier valor conocido. Representan un accidente en la vida de las estructuras y su control queda fuera del proyectista.

Entre las principales acciones accidentales se pueden mencionar las siguientes:

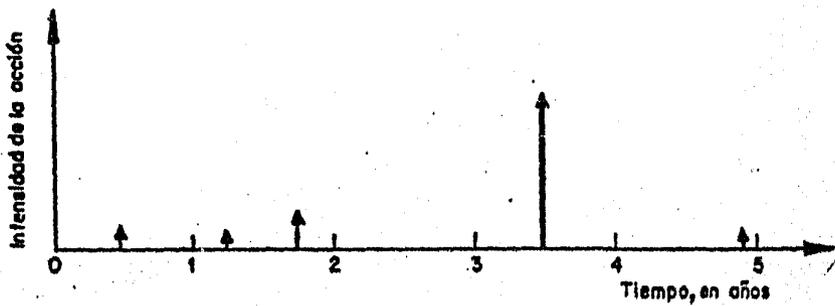
- Efectos por sismo. Son acciones dinámicas originadas por los sismos.



a) Carga permanente (carga muerta)



b) Carga variable (carga viva)



c) Carga accidental (sismo)

- Efectos por viento. Son acciones estáticas o dinámicas que representan los efectos del viento sobre las estructuras.
- Cargas de montaje.
- Otras acciones accidentales, como nieve, explosiones, incendios y otros agentes que pueden ocurrir en casos extraordinarios.

Valores de Diseño.

Valores Nominales.

El valor nominal de una acción es un valor de su intensidad que tiene asociada una probabilidad pequeña y prefijada de ser excedida en un intervalo de tiempo determinado; excepto -- cuando los efectos de una acción son favorables a la estabilidad de la estructura, en cuyo caso el valor nominal de la acción será una intensidad con una probabilidad pequeña y prefijada de NO ser alcanzada.

En general los reglamentos y códigos establecen como valores nominales a intensidades de acciones que tienen una probabilidad de no ser alcanzada del 1 al 10 por ciento. El reglamento del Distrito Federal y Estatales de México establecen el 2 por ciento, mientras que las especificaciones para cargas del Instituto Nacional Americano de Estándares (ANSI) fijan valores nominales con 5 por ciento de probabilidad de ser excedidos o no alcanzados.

Para las acciones variables pueden considerarse tres posibles valores nominales:

- a) Valor nominal de la intensidad máxima.
- b) Valor nominal de la intensidad media.
- c) Valor nominal de la intensidad instantánea.

Para determinar el valor nominal de una acción deberá tomarse en cuenta la incertidumbre de la intensidad de la misma y la que se deba a la idealización del sistema de carga.

Valores de Diseño.

El valor de diseño de una acción es el producto de su valor nominal por su factor de carga que depende de la clasificación de la acción y de la combinación de carga en la cual se considere.

Combinaciones de Diseño y Factores de Carga.

La revisión de la seguridad de una estructura, se logrará considerando defecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad NO despreciable de ocurrir simultáneamente y registrará en el diseño la combinación que produzca los efectos más desfavorables. Para este fin las combinaciones de acciones de diseño, en general, se especifican en reglamentos y códigos.

A continuación se describirán algunos criterios adoptados con más frecuencia.

REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL Y ESTATALES

En estos reglamentos se consideran dos categorías de combinaciones:

I) Combinaciones que incluyen acciones permanentes y variables.

Se consideran 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 media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.

Para este tipo de combinación deberán revisarse todos los posibles estados límite, tanto de falla como de servicio.

En este tipo de combinación entre la de carga muerta más - carga viva, en cuyo caso se empleará la intensidad máxima de la carga viva considerándola uniformemente repartida sobre toda el área. Cuando se tomen en cuenta distribuciones más desfavora- - bles de la carga viva, deberán utilizarse los valores de la intensidad instantánea.

II) Combinaciones que incluyen acciones permanentes, varia- - bles y accidentales.

En cada combinación se consideran todas las acciones perma- - nentes, las variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental.

En ambos tipos de combinación todas las acciones se debe- - rán tomar con sus intensidades nominales y multiplicar sus efec- - tos por los factores de carga apropiados de acuerdo a lo si- - guiente:

1) Para combinaciones que consideren exclusivamente accio- - nes permanentes y variables se tomará un factor de carga $F_c=1.4$ excepto en estructuras que soporten pisos en los cuales pueda - haber normalmente aglomeración de personas, tales como centros de reunión, escuelas, locales de espectáculos y templos o de - construcciones que contengan equipo sumamente valioso, por ejem- - plo museos, en cuyo caso se tomará $F_c=1.5$

2) Para combinaciones que, además de las acciones permanen- - tes y variables, incluyan una acción accidental, se tomará -- $F_c=1.1$, excepto para algunos casos de sismo y viento, en los - que explícitamente se indique un factor distinto.

3) Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favora- - ble a la resistencia o estabilidad de la estructura, se tomará $F_c=0.9$ además, el valor mínimo probable se considerará como va- - lor nominal de la intensidad de la acción.

4) Para diseño por esfuerzos admisibles y la revisión de - estados límite de servicio, se tomará en todos los casos $F_c=1.0$

5) Cuando se incluyan efectos de deformaciones impuestas, las combinaciones de diseño serán las siguientes:

- a) $1.4(C_m+C_v)+C_n+C_t+C_c+C_f$
- b) $1.1(C_m+C'v)+C_n+0.7C_t+C_f+C_c$
- c) $1.1(C_m+C_v)+C_n+0.5C_t+C_c+C_f$

donde:

C_m = carga muerta.

C_v = carga viva uniforme para diseño por carga gravitacional.

$C'v$ = carga viva con distribución más desfavorable.

$C''v$ = carga viva para diseño sísmico.

C_s = acción debida a sismo o a viento.

C_n = acción debida a hundimientos diferenciales.

C_t = acción debida a cambios de temperatura.

C_f = acción debida a construcción por fraguado (concreto).

C_c = acción debida a deformaciones durante el proceso constructivo.

NORMA ANSI (INSTITUTO NACIONAL AMERICANO DE ESTANDARES)

La revisión de la seguridad deberá hacerse por esfuerzos - admisibles. La condición más desfavorable puede presentarse -- cuando una o varias de las acciones en la combinación sean nu-- las.

- a) C_m
- b) C_m+C_v
- c) $C_m+(C_w \text{ ó } C_s)$
- d) C_m+C_t
- e) $C_m+C_v+(C_w \text{ ó } C_s)$
- f) $C_m+C_v+C_t$
- g) $C_m+(C_w \text{ ó } C_s)+C_t$
- h) $C_m+C_v+(C_w \text{ ó } C_s)+C_x$

donde:

C_m = carga muerta.

C_v = carga viva.

C_w = acción debida a viento.

C_s = acción debida a sismo.

C_x = cargas, fuerzas y efectos debidos a contracción o a expansión por cambios de temperatura o de humedad, - flujo plástico, movimientos debidos a asentamientos - diferenciales, o cualquier combinación de estos efectos.

Los efectos totales de las acciones combinados pueden multiplicarse por el siguiente factor reductivo:

- 1) Combinaciones a) a d): 1.0 (No se admite reducción)
- 2) Combinaciones e) f) y g): 0.75
- 3) Combinación h) " 0.66

Si se utilizan estos factores de reducción, NO es permisible incrementar los valores de esfuerzos admisibles.

Las estipulaciones de este inciso pueden emplearse para el diseño de estructuras de acero siguiendo las normas del Instituto Americano de Construcción en Acero.

REGLAMENTO DEL INSTITUTO AMERICANO DEL CONCRETO (ACI)

Las combinaciones de diseño para las cuales deberá revisarse la seguridad de la estructura son las siguientes:

a) $1.4C_m + 1.7 C_v$

b) Si se incluyen los efectos de viento o de sismo, deben investigarse las siguientes combinaciones para determinar la más desfavorable:

$0.75(1.4C_m + 1.7C_v + 1.7C_a)$, y

$0.9C_m + 1.3C_a$

donde:

C_m = carga muerta.

C_v = carga viva (deberá comprobarse la condición más crítica para los casos en que C_v tenga su valor total, o esté completamente ausente).

C_a = C_w (carga de viento) o $1.1C_s$ (carga de sismo)

c) Si se incluye el empuje lateral de tierra C_c , o de líquidos C_e

$$1.4C_m + 1.7C_v + (1.7C_e \text{ ó } 1.4C_e)$$

Pero cuando la carga muerta, o viva, reduzca el efecto de S_e ó S :

$$0.9 + 1.7C_v + (1.7C_e \text{ ó } 1.4C_e)$$

d) Si se consideran los efectos estructurales de asentamientos diferenciales, flujo plástico del concreto, contracción o cambios de temperatura:

$$9.75(1.4C_m + 1.7C_v + 1.4C_x)$$

donde C_x es el efecto más desfavorable de la combinación de las acciones antes dichas.

EVALUACION DE ACCIONES PERMANENTES

Esta acción incluye el peso propio de los elementos, estructurales o no, que actuarán de manera permanente en la construcción. Tal es el caso del peso propio de trabes, muros, pisos, etc. Se considera el peso de todos los materiales que intervienen en la construcción. Comprendiendo tanto el peso de la estructura en si, como todos los acabados, tales como firmes, recubrimientos, plafones, muros, etc.

Hay que tomar en cuenta que se pueden tener variaciones muy importantes con respecto a las cargas de diseño, debido fundamentalmente a variaciones en las dimensiones y por lo tanto en los volúmenes de materiales, o bien debido a modificaciones del proyecto que se traducen en la aplicación de cargas no consideradas en el proyecto inicial. En estos casos la cimentación puede ser el elemento estructural más afectado de una construcción.

En la evaluación de valores nominales de cargas muertas podrán utilizarse los pesos unitarios proporcionados en la Tabla II.1. Para cada material, sea seco o saturado, se dan dos pesos unitarios. El valor mínimo se empleará cuando, para la estabilidad de la estructura, sea más desfavorable considerar una carga muerta menor, como en el caso de flotación, lastre y succión producida por el viento. En cualquier otro caso se empleará el valor máximo.

Para losas de concreto de peso normal coladas en el lugar, el peso muerto calculado se incrementará en 20 Kg/m^2 . Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloque una capa de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa también se incrementará en 20 Kg/m^2 ; de manera que en las losas coladas en el lugar que lleven una capa de mortero, el incremento total será de 40 Kg/m^2 .

MATERIAL		Peso volumétrico en ton/m ³	
		Máximo	Mínimo
I. Piedras Naturales			
Arenisca (chilucas y canteras)	secas	2.45	1.75
	saturadas	2.50	2.00
Casaltos (piedra braza)	secos	2.60	2.35
	saturados	2.65	2.45
Granito		3.20	2.40
Mármol		2.60	2.55
Riolita	seca	2.50	2.00
	saturada	2.55	2.05
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
Caliza	seca	2.80	2.40
	saturada	2.85	2.45
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
Caliche	seco	1.50	1.20
	saturado	2.10	1.70
III Piedras Artificiales, concretos y morteros			
Concreto simple con agregados de peso normal		2.20	2.00
Concreto reforzado		2.40	2.20
Mortero de cal y arena		1.50	1.40
Mortero de cemento y arena		2.10	1.95
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
Mosaicos de pasta		35	25
Granito o terrazo de 20 x 20		45	35
	30 x 30	55	45
	40 x 40	65	55
Loseta esfáltica o vinílica		10	5

EVALUACION DE ACCIONES VARIABLES CARGAS VIVAS

Cargas vivas, son aquellas cargas gravitacionales que a diferencia de las cargas muertas, no tienen el carácter de ser permanentes. Estas cargas son esencialmente variables, como el peso de personas, los muebles, equipo, maquinaria, mercancías, etc.

Es imposible considerar una carga determinada en un lugar dado, como a la vez será antieconómico y poco factible considerar todas las posibles condiciones de carga. Debido al carácter aleatorio de este tipo de carga, se han tomado soluciones probabilísticas para definir una carga uniforme que equivalen a la esperanza de cargas, concentradas o repartidas aplicables en la estructura.

REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL Y ESTATALES

Se consideran tres valores nominales de carga viva, los cuales están dados por unidad de área en función del destino del piso o cubierta en cuestión, como se indica en la Tabla II.2, donde A representa el área tributaria, en metros cuadrados, correspondiente al elemento que se diseña.

La carga viva unitaria máxima W_m se emplea en el diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos, como los que ocurren en suelos muy permeables (arenas y gravas) o en los no saturados; así como en el diseño ante cargas gravitacionales de los cimientos que se apoyen en los materiales.

La carga viva unitaria reducida W_a , deberá emplearse en los diseños por sismo y por viento, así también cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área.

La carga viva unitaria sostenida W , se empleará en el cálculo de asentamientos en materiales poco permeables (limos y arcillas) saturados; así como en el diseño ante cargas gravitacionales de los cimientos que en ellos se apoyan, cuando el diseño está regido por efecto de asentamientos diferenciales.

Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para estabilidad de la estructura, como en el caso de problemas de flotación y volteo, su intensidad se considerará nula sobre toda el área, a menos que se justifique un valor mínimo probable.

Durante el proceso de construcción deberán tomarse en cuenta las cargas vivas transitorias que puedan producirse estas incluirán el peso de los materiales almacenados temporalmente, el de los vehículos y equipo, el del colado de plantas superiores apoyadas en la planta que se analiza y el personal necesario, - no siendo éste último peso menor al de la carga viva que se especifica para cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de

Destino del piso o cubierta	w kg/m ²	w_s kg/m ²	w_n kg/m ²	CONSERVACIONES
I. Habitación (casas-habitación, apartamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, ig. terminados de escuelas, cuartos, círculos, - correccionales, hospitales y salones), - oficinas, despachos y laboratorios.	70	80	$170 + 420A^*$ †	Por lo menos en una estancia o sala-comedor de las que contribuyen a la carga de una el p.e. columna u otro elemento estructural de una casa-habitación, edificio de apartamentos u otro similar, debe considerarse para diseño estructural $w_n = 250$ kg/m ² , y en los demás según corresponde al área tributaria en cuestión.
II. Comunicación para personas (pasillos, escalas, pas., rampas, vestíbulos, y pasajes de acceso libre al público).	40	150	$150 + 200A^*$ †	
Cuando sirven a no más de 200 m ² de área habitable	40	150	$150 + 200A^*$ †	
Cuando sirven a un área habitable superior a 200 m ² e inferior a 400 m ²	40	150	$150 + 400A^*$ †	
Cuando sirven a 400 m ² o más de área habitable a un lugar de reunión	40	150	$150 + 620A^*$ †	
III. Estadios y lugares de reunión sin asientos - individuales	40	350	450	
IV. Otros lugares de reunión (templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, bibliotecas, aulas, salas de juego y similares)	40	250	300	Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de tabique ni de otros muros de masa cuantitativa, ni de carniceros en salas de espectáculos, archedos, vigas, cajas fuertes, libreros - sumamente pesados ni el de otros objetos - no sueltos. Cuando se prevén tales cargas, deberán diseñarse elementos estructurales destinados a ellas, especificarse en los planos estructurales y, mediante placas metálicas colocadas en lugares fácilmente visibles de la construcción, señalarse su ubicación y carga nominal.
V. Comercios, fábricas y bodegas				Acordando al destino del piso se fijará - la carga unitaria nominal w_n , que corresponde a un área tributaria menor de 20 m ² , la que deberá especificarse en los planos estructurales y en placas metálicas colocadas en lugares fácilmente visibles de la construcción. La carga w_n será mayor de - 250 kg/m ² en todos los casos. Cuando se - prevén cargas concentradas importantes se debe proceder como se especifica en II.
Área tributaria hasta de 20 m ²	$0.8 w_n$	$0.9 w_n$	w_n	
Área tributaria mayor de 20 m ²	$0.7 w_n$	$0.8 w_n$	$0.9 w_n$	
VI. Tanques y cisternas	$0.7 w_n$	$0.8 w_n$	w_n	w_n = presión en el fondo del tanque o cisterna, correspondiente al tirante máximo - posible.
VII. Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de $\frac{1}{11}$	15	70	100	Las cargas vivas en estas cubiertas y azoteas pueden disminuirse si mediante llenados adecuados se asegura que el nivel - mínimo que puede alcanzar el agua de lluvia - en caso de que se tapen las bajadas no produce una carga viva superior a la permitida, salvo en ningún caso este valor será menor que el correspondiente al especificado para cubiertas y azoteas con pendiente - mayor de cinco y menor de 20 por ciento. Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por limacos y mucositas. Estas deben prev verse por separado y especificarse en los planos estructurales. En el diseño de perfiles de cubiertas, azoteas y balcones para escaleras, rampas, - pasillos y balcones, se supondrá una carga viva horizontal no menor de 100 kg/e actúan de al nivel y en la dirección más desfavorable.
VIII. Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de $\frac{1}{11}$ y menor de 20%	5	20	60	Adicionalmente los elementos de las cubiertas deberán resistirse con una carga concentrada de 150 kg en la posición más crítica, si ésta resulta más desfavorable que la - carga uniforme especificada.
IX. Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 20%	5	20	30	Además, en el fondo de las valles de techos inclinados se considerará una carga, debido al granizo, de 30 kg por cada metro cuadrado de proyección horizontal del techo - que destaque hacia el valle. (véase también observación anterior).
X. Volados en vía pública (arcos, balcones y similares)	15	70	100	
XI. Garajes y estacionamientos (para automóviles - exclusivamente)	40	100	150	No se una concentración de 1.5 ton en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trata.
XII. Andenes y ciébra para concreto	15	70	100	No se una concentración de 100 kg en el lugar más desfavorable.

NORMAS DEL INSTITUTO NACIONAL AMERICANO DE ESTANDARES

Los valores de cargas vivas que deberán considerarse en el diseño de estructuras serán los valores máximos probables de producirse durante la vida útil de la estructura, pero en ningún caso se considerarán menores que los estipulados en la Tabla II.3.

Los pisos deberán diseñarse para soportar la carga viva de la tabla anterior, uniformemente distribuida, o la carga concentrada de la Tabla II.4, la que de lugar a efectos más desfavorables. A menos que se indique lo contrario, la carga concentrada se considerará aplicada sobre un área de 0.25 m^2 y su localización será tal que produzca las máximas condiciones de esfuerzo en los miembros estructurales.

EVALUACION DE ACCIONES ACCIDENTALES EFECTOS SISMICOS:

Existen grandes incertidumbres, tanto en las estimaciones de las características de movimientos sísmicos, como en el comportamiento y capacidad de los elementos estructurales entre ellos, que hacen que no sea posible establecer, dentro de límites racionales y económicos, criterios de diseño que garanticen la ausencia de daños en una estructura entre la acción de cualquier temblor, por lo que se tendrá en un diseño sísmico el fin de minimizar daños y preservar la vida humana, aun en los casos más severos, todo esto mediante las recomendaciones para diseño se pretenderá que las estructuras:

- a) Resistan temblores pequeños 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.

Como casos especiales, las estructuras esenciales para la

OCUPACION O USO	CARGA VIVA	OCUPACION O USO	CARGA VIVA
Salas y otros sitios de reunión		Edificio de oficinas	
- con asientos fijos	295	- oficinas	245
- con asientos móviles	490	- áreas públicas	490
- plataformas y rampas	490	- corredores niveles superiores	390
Balcones (exteriores)		-(archivos y cuartos de computadora requieren mayores cargas)	
- en casas-habitación solamente y con área menor de 10 m ²	295	Reclusorios	
Boliches, albercas y áreas de recreación similares	370	- celdas	195
Corredores		- corredores	490
- en el primer nivel	490	Construcciones residenciales multifamiliares	
- en otros niveles, la misma carga que el área habitable a que sirven, excepto cuando se indique		- apartamentos privados	195
Salones de baile	490	- salas públicas	490
Comedores y restaurantes	490	- corredores	390
Garages		Casas-habitación	
- automóviles de pasajeros	245	- primer nivel	195
- autobuses y trailers, veáanse las especificaciones de AASHTO		- segundo nivel	145
Gimnasios	490	Hoteles	
Hospitales		- cuartos de huéspedes	195
- laboratorios y quirófanos	295	- salones públicos	490
- dormitorios y cuartos privados	195	- corredores a salones públicos	490
- corredores niveles superiores	390	- otros corredores	390
Bibliotecas		Escaleras y salidas	490
- salones de lectura	295	Bodegas	
- librerías (libros y estantería, 1050 kg/m ³ pero no menos de:	730	- materiales ligeros	610
- corredores niveles superiores	390	- materiales pesados	1220
Fábricas		Tiendas menudeo	
- manufactura ligera	610	- primer nivel	490
Marquesinas	365	- otros niveles	365
		mayoreo	610
		Teatros	
		- pasillos, corredores y vestíbulo	490
		- niveles superiores	295
		- escenario	730
		Patios y terrazas para peatones	490

P I S O	C A R G A (kg)
Sistemas de piso aligerados (en un área de 6.5 cm ²)	90
Pisos de oficina	910
Pasillos	3650
Escalones (en un área de 25 cm ² en el centro del escalón)	135
Estacionamientos Para automóviles exclusiva-- mente (en un área de 130 cm ²)	910
En estructuras elevadoras sin plataforma (por rueda)	680
Para camiones o autobuses (en un área de 130 cm ²)	Máxima carga de eje
Cubos de luz y nervaduras de - tragaluces	90

seguridad y bienestar públicos en casos de emergencia, como hospitales, estaciones de bomberos, etc., deberán diseñarse con el criterio de que permanezcan funcionando durante y después de un sismo.

Con este objeto se establecerá el siguiente procedimiento para diseño por sismo:

- Establecer la seguridad requerida:

La seguridad requerida se establece mediante un análisis 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 esto las estructuras se clasifican según su uso o destino en los reglamentos para considerar los parámetros de diseño correspondientes.

- Definir las características propias de la estructura:

La respuesta ante sismo y por tanto los criterios para análisis dependen considerablemente de las características de la estructura para resistir fuerzas laterales y su capacidad para disipar energía mediante deformaciones. En el Reglamento del Distrito Federal, se presentan clasificaciones de construcción de acuerdo a su estructuración y también para tomar en cuenta su ductilidad.

- 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 obtendrá de estudios de riesgo sísmico en la localidad. Estos estudios analizan las sismicidades local y regional y dan como resultado distribuciones de probabilidad de la aceleración y velocidad máximas del -

terreno; es decir, relaciones entre valores máximos de estos variables y su probabilidad de ocurrencia o período de recurrencia.

La intensidad sísmica para estructuras convencionales puede determinarse con base a una regionalización sísmica.

- Determinar las características del terreno de cimentación:

Los movimientos sísmicos que se registran en un sitio son función, entre otras, de las características del terreno. Esto debe reflejarse en la sollicitación que se elija para diseño. - Existe para esto, una clasificación de suelos para fines de diseño sísmico.

- Estimar la sollicitación sísmica en la base de la estructura:

Se pueden tomar las siguientes alternativas:

- a) Fuerzas horizontales estáticas equivalentes.
- b) Historias de aceleraciones de sismos reales.
- c) Historias 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. Generalmente el coeficiente sísmico se presenta como espectro de diseño.

En el caso de que la sollicitación sísmica en la base se estipule como historias de aceleraciones, ya sea de movimientos - reales o simulados, deberán emplearse por lo menos cuatro movimientos representativos, independientes entre si.

- Proponer criterios de análisis y diseño.

- Evaluar fuerzas y desplazamientos sísmicos:

Las fuerzas y desplazamientos para diseño se obtienen mediante el análisis sísmico. Existen varias alternativas para realizarlo.

- a) Análisis estático simplificado.
 - b) Análisis estático.
 - c) Análisis dinámico.
 - d) Análisis dinámico paso a paso.
- Obtención de elementos mecánicos debidos a sismo.
 - Dimensionar y detallar elementos estructurales.
 - Revisar estados límite de servicio.

EFECTOS DEL VIENTO

Esencialmente el viento es aire en movimiento y al igual que cualquier otro fluido, produce distintas presiones sobre los objetos que se le interponen.

Cuando un sólido está colocado en la corriente de un fluido, las partículas de este último desvían su camino y pasan rozando la superficie del sólido. Si la velocidad es muy pequeña, las trayectorias de las partículas envuelven prácticamente al sólido. Al aumentar la velocidad del aire, sus partículas envuelven al sólido en la cara del barlovento, mientras que en la zona del sotavento las partículas se separan violentamente, creando una serie de alteraciones que se traducen en cambios de velocidad y por lo tanto de presión respecto al tiempo.

Todas las fuerzas debidas al viento son dinámicas por ser producidas por fluidas en movimiento.

En determinadas circunstancias, un cuerpo sumergido en un fluido con velocidad constante experimenta fuerzas que se podrían llamar estáticas. En realidad siempre se tendrán variaciones en la velocidad del fluido o bien se presentan determinadas características locales o geométricas de la estructura que producen variaciones en el tiempo de presiones ejercidas sobre el sólido. Estas variaciones pueden ser tanto en la magnitud como en la ley de distribución de fuerzas. En algunos casos bastará con representar la acción del viento como una fuerza estática de determinadas características. En otros, esto no será suficiente y habrá que tomar en cuenta, además, los efectos dinámicos producidos en el sólido, por una fuerza que será dada en función del tiempo.

En algunas formas estructurales se podrán predecir los efectos dinámicos del viento, pero en otras será necesario realizar pruebas experimentales con modelos físicos en tunel de viento.

CAPITULO III.

E.S.T.R.U.C.T.U.R.A.C.I.O.N.

ELEMENTOS ESTRUCTURALES:

Son aquéllos que en alguna forma contribuyen al buen funcionamiento de toda estructura.

La elección de los diferentes elementos depende de ciertos factores, entre los que se cuentan los esfuerzos a los que estarán sometidos, las características de las sollicitaciones, la geometría de la estructura, etc.

Deben elegirse los elementos de manera que al combinarse entre sí, puedan hacer que la estructura funcione de manera eficiente.

A continuación se describen algunos de estos y recomendaciones para su mejor aprovechamiento.

COLUMNAS:

Las columnas son elementos estructurales que sirven para -- transmitir las cargas al cimiento.

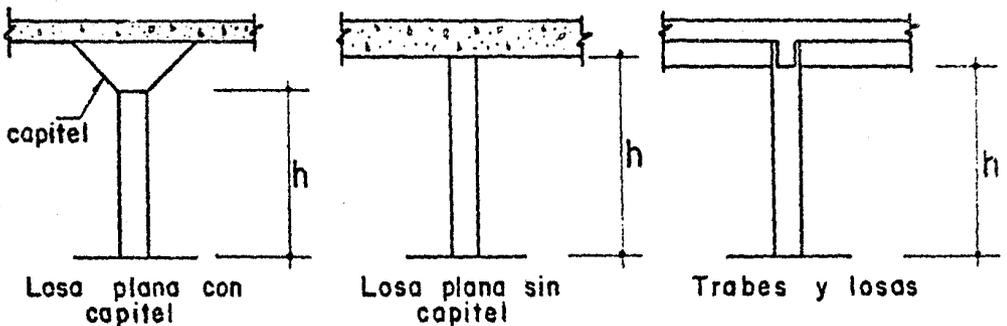
Las formas, armados y especificaciones de las columnas están en razón directa al tipo de esfuerzos a que estén expuestas.

En las columnas la sollicitación predominante es una fuerza de compresión. Pueden adoptar distintas formas según las características del proyecto. Generalmente son de sección rectangular o circular y de eje vertical.

Aparte de recibir las cargas verticales o gravitacionales, presentan un importante papel en el funcionamiento de la estructura, ya que son las que van a resistir las acciones accidentales, contribuyendo a la rigidez del edificio.

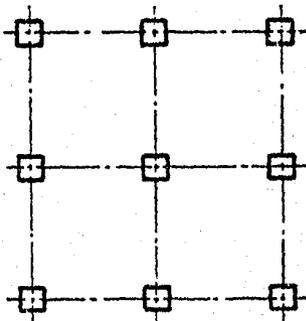
A medida que aumenta la altura de una columna, disminuye la carga admisible debido a la tendencia al pandeo de las columnas largas. Por lo tanto, la altura de una columna es un factor importante en el diseño.

La figura indica la altura que debe usarse en el diseño, para diferentes soluciones:

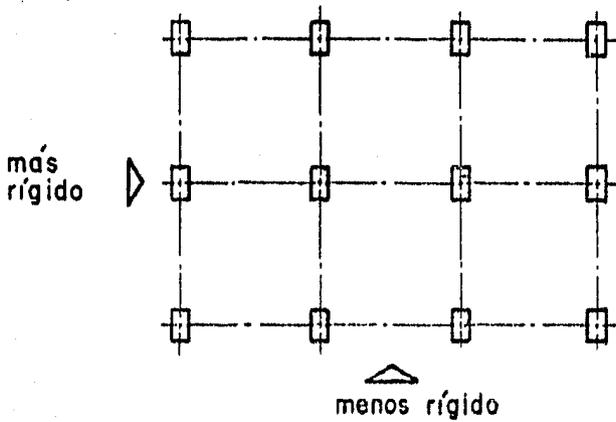


RECOMENDACIONES PARA LA COLOCACION DE COLUMNAS.

Columnas Cuadradas- Se usan cuando la rigidez lateral del edificio es semejante.

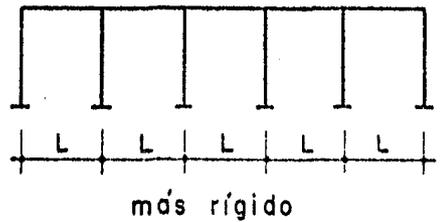
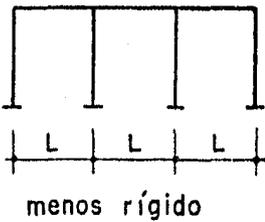


Columnas Rectangulares- en el dibujo se puede observar la colocación correcta de estas columnas.

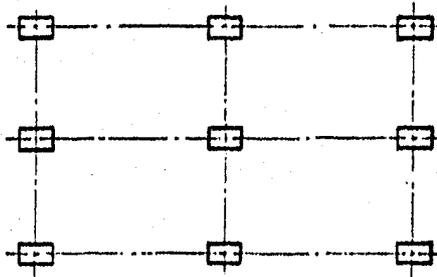


Nota:

Un marco es más rígido cuando presente mayor número de nudos interiores.



Otro caso en la colocación de las columnas rectangulares es:



Este caso se presenta cuando las traveses son demasiado largas lo que implica que disminuya la rigidez.

TRABES:

Son elementos estructurales que están sometidos fundamentalmente a esfuerzos de flexión.

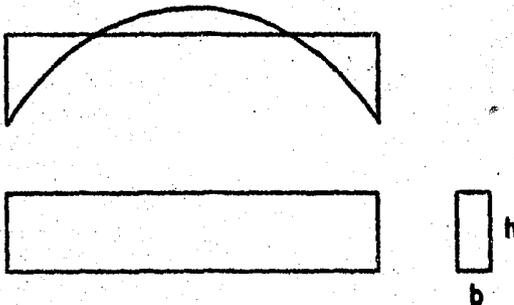
Su resistencia depende además del material, del momento de inercia de la sección transversal, por esto cuanto mayor sea el peralte, mayor será su momento y por consiguiente su comportamiento será mejor.

En ocasiones se presentan problemas de pandeo, producido por determinado tipo de solicitaciones.

Variables que intervienen en el diseño de vigas:

- La carga; que depende del destino de la construcción.
- El claro de la viga; puede variar dentro de ciertos límites durante la estructuración.
- Material; se tienen materiales como madera, acero y concreto reforzado, cuya solución depende de la solución estructural.
- La forma y dimensiones de la sección.

Al mantener constante la sección a lo largo de la viga, se obtiene un miembro poco económico, ya que los elementos mecánicos varían con respecto a la sección.



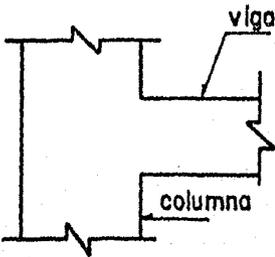
Una solución a este problema, consiste en diseñar vigas cuyo peralte sea variable, por ejemplo, las vigas acarteladas podrán desarrollar un momento mayor en los apoyos que en el centro del claro. Este tipo de vigas es útil cuando no se dispone de espacio en la estructura para la construcción de una viga de sección constante.



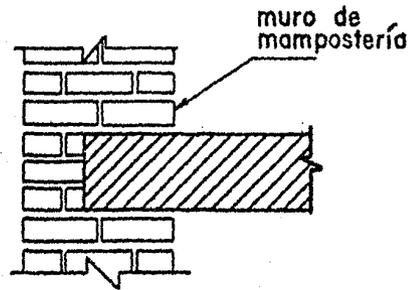
Apoyos:

El tipo de apoyo, es importante en el diseño de los miembros a flexión.

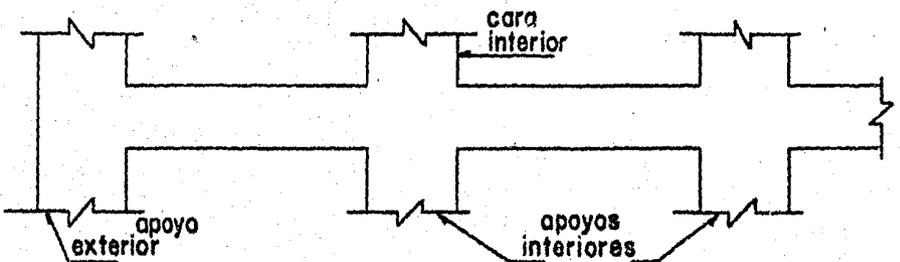
Al proyectar un apoyo, se tendrá la seguridad de que los materiales sean capaces de desarrollar las fuerzas supuestas en el análisis.



VIGA EMPOTRADA



APOYO SIMPLE DE VIGA



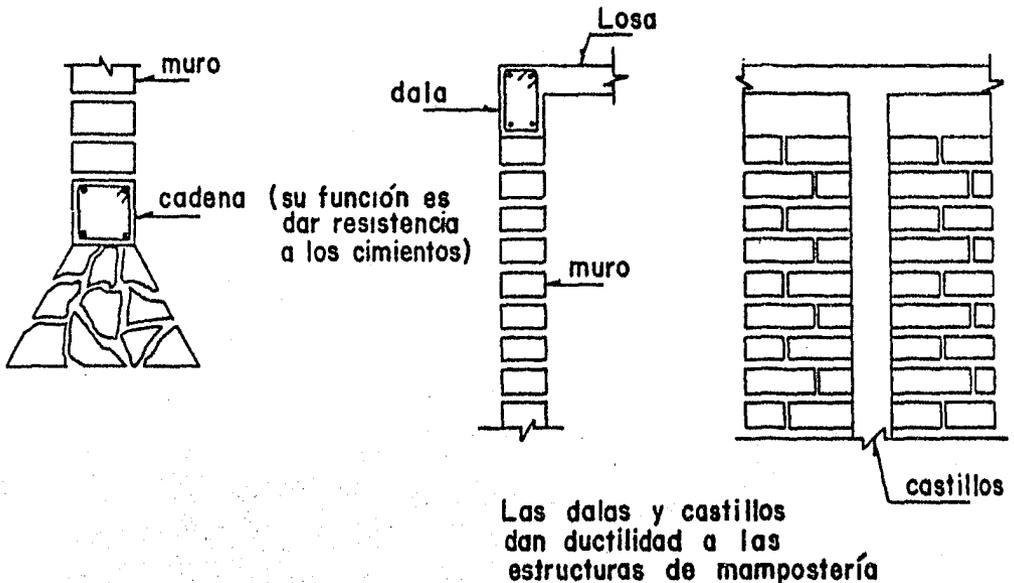
MUROS:

Es un caso particular de columnas.

El tipo de sollicitación más frecuente en un muro, es la carga vertical uniformemente distribuida.

Siempre es conveniente que las cargas verticales, se repartan sobre el muro por medio de una trabe rígida, (en muros de mampostería) para evitar concentraciones de esfuerzos y agrietamiento.

En el caso de muros de mampostería es recomendable confinar los muros con una estructura de concreto, que puede estar formada por un conjunto de castillos o columnas y por cadenas, dadas o trabes, lo que aumenta su ductilidad.

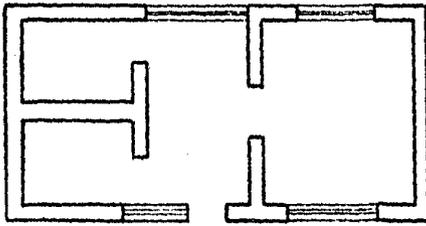


Se tienen tres tipos de estructuras a base de muros:

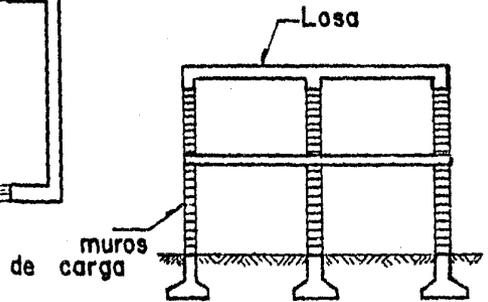
1. Estructuración a base de muros de carga como únicos elementos resistentes a cargas tanto verticales como horizontales.

En este tipo de estructuración los muros se comportan como columnas, transmitiendo todo el sistema de carga a la cimentación y suelo.

Esta estructuración se utiliza en edificios de habitación de poca altura, donde los muros se utilizan como divisores interiores.

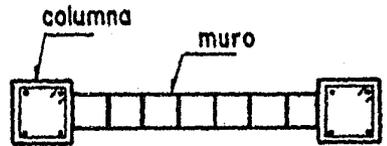
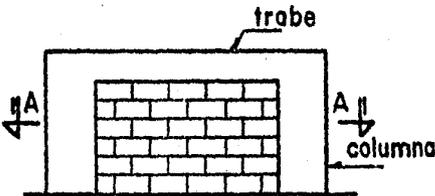


PLANTA



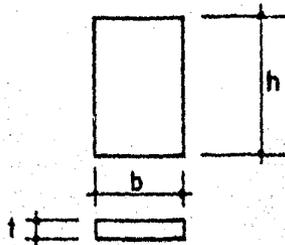
ELEVACION

2. Los muros que actúan como diafragmas confinados por marcos de concreto o acero.



CORTE A-A

3. Muros de cortante aislados de la estructura formada por los marcos, estos muros son de concreto reforzado y se usan en edificios altos, salvo en ocasiones en las que el proyecto arquitectónico lo especifique.



SISTEMAS DE PISO:

Es la combinación de elementos estructurales con el fin de lograr una superficie horizontal de apoyo capaz de resistir las distintas solicitaciones en ella aplicadas.

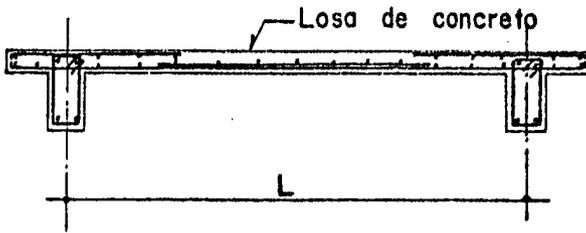
Existen diferentes sistemas de piso entre los que se puede citar:

- a) Sistemas de piso a base de bóvedas.- Mediante el empleo de perfiles de acero combinados con elementos de tabique o ladrillo, se puede obtener un piso a base de bóvedas. Sobre estos elementos se aplica un relleno y un firme de cemento.
A este tipo de sistema se le conoce como vigueta y bovedilla.

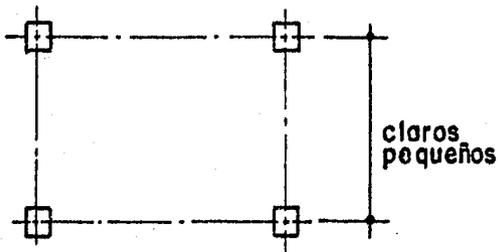


- b) Sistemas a base de traveses y losas de concreto.- Este tipo de sistemas tiene mayor facilidad de ejecución y una mayor capacidad de resistencia.

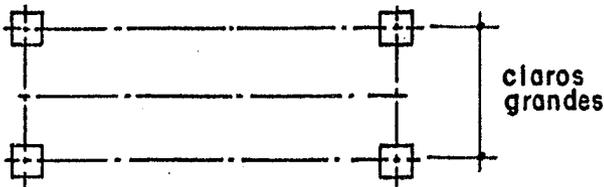
Se mejora la rigidez de la losa al permitir la continuidad sobre las traveses, incorporando a éstas el espesor de la losa.



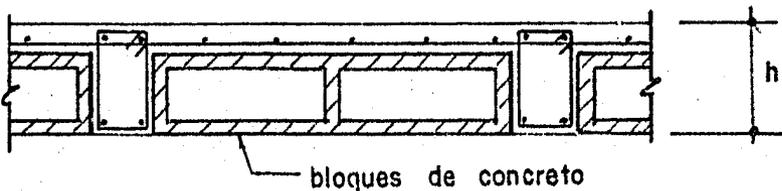
Losas apoyadas en traves principales.



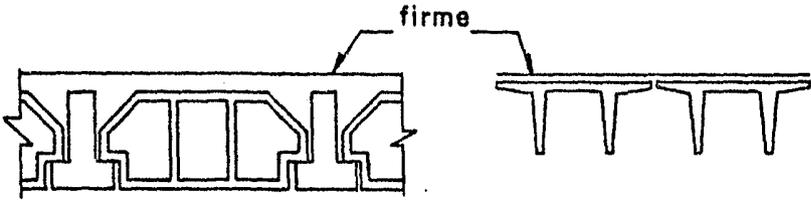
Losas apoyadas en traves secundarias, apoyadas éstas en traves principales.



- c) Sistema formado por losas planas.- Tiene la ventaja de ofrecer una superficie plana en su parte inferior, es fácil de cimbrar y se le puede dar un acabado económico, reduce la altura de la estructura de la que forma parte.



d) Sistemas de piso con elementos prefabricados:



Vigas T invertidas con bovedillas.

Losas TT

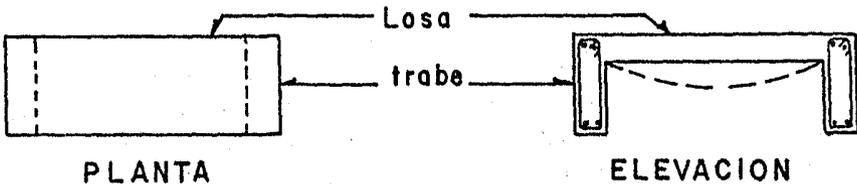
LOSAS:

Las losas son elementos estructurales cuyas dimensiones en planta son relativamente grandes en comparación con su peralte. Las acciones principales sobre las losas son cargas normales a su plano, aunque en ocasiones actúan también fuerzas contenidas en el plano de la losa.

Las losas de concreto pueden ser macizas, planas y reticulares o aligeradas. Trataremos primero las macizas.

Losas Macizas:

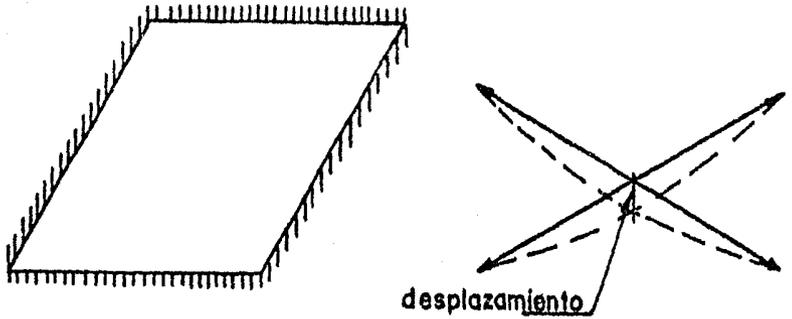
Principalmente trabajan a flexión en una o dos direcciones, según las condiciones de apoyo. Una losa sobre dos apoyos, se comporta de manera semejante a una viga libremente apoyada:



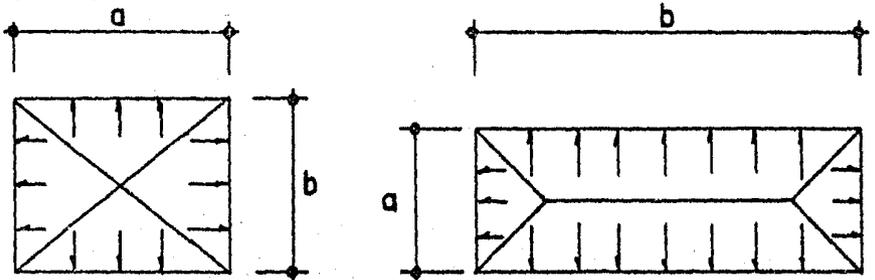
PLANTA

ELEVACION

En cambio una losa apoyada en sus cuatro lados, está sometida a flexión de dos direcciones y cualquier sistema de fuerzas que se aplique se transmitirá a cada uno de los dos apoyos. Así el trabajo de la losa es semejante al de dos traveses normales entre sí y que descansan en cuatro apoyos.



Al escoger la estructuración, conviene recordar que el comportamiento de las losas se mejora notablemente si éstas son prácticamente cuadradas. Por ello, para que una losa sea eficiente realmente trabaje de manera semejante en los dos sentidos, es conveniente que los claros sean de magnitud semejante. Para relaciones de claro largo a claro corto mayores de dos, la losa funciona como apoyada en un solo sentido, transmitiendo prácticamente toda la carga según el sentido corto.

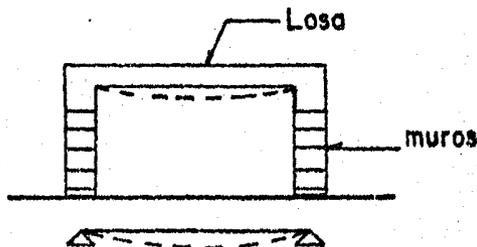


Losas en dos direcciones $a \approx b$

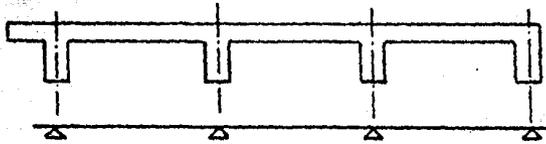
Losas en una dirección $b > 2a$

Según el tipo de apoyo las losas macizas pueden ser:

1. Losas sin continuidad en los apoyos.- Esto ocurre en las losas soportadas en vigas de acero o muros de mampostería.



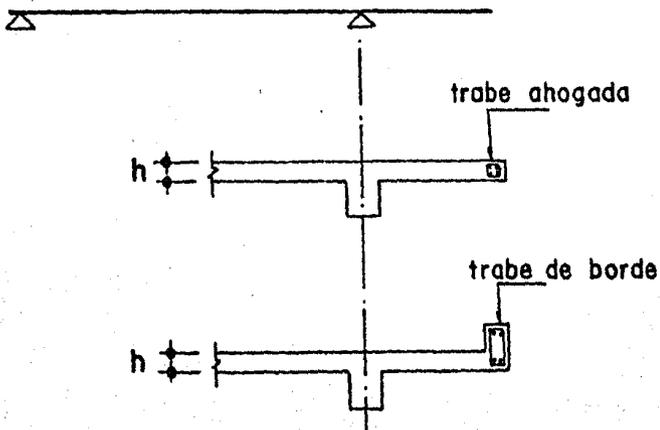
2. Losas coladas monolíticamente con las vigas de concreto, con lo que se obtiene continuidad en los apoyos.



3. Losas apoyadas sobre el terreno; como los pavimentos de concreto.

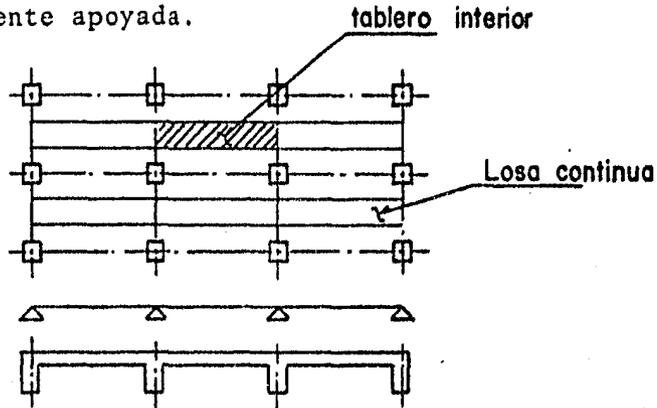


4. Losas en voladizo: Debido a que las losas son muy flexibles, este tipo de losas es aún más, por esto, para evitar deformaciones excesivas es conveniente rigidizar los bordes libres por medio de alguna trabe de borde.

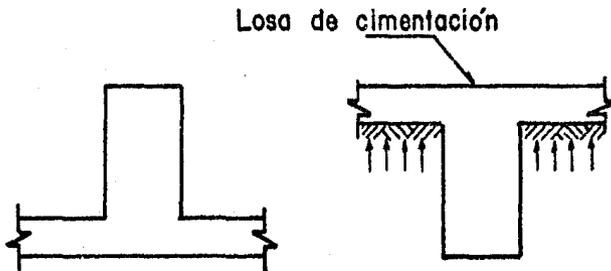


5. Losas continuas: Aquéllas que se apoyan de manera continua sobre varios apoyos intermedios. En estos apoyos la losa tendrá capacidad para transmitir momento flexionante y fuerza cortante.

Este tipo de losa podrá ser apoyada en un sentido o perimetralmente apoyada.

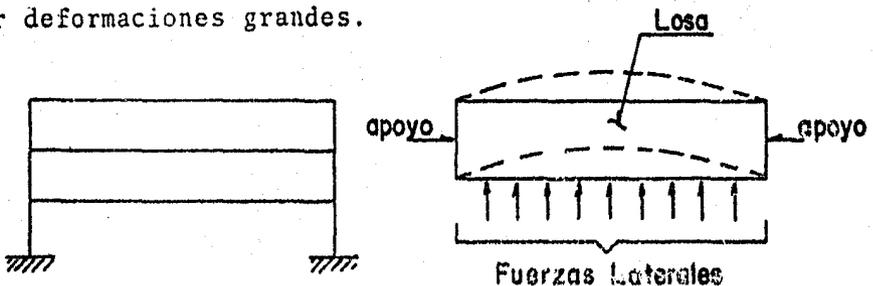


6. Losas invertidas: Este tipo de losas se presenta en las losas de cimentación, o en ocasiones en azoteas.



NOTA:

La losa debe tener cierta rigidez en su plano para evitar deformaciones grandes.



Recomendaciones sobre el peralte de losas macizas.

$h < 12$ cm. Cuando no se cumpla, se recomienda usar trabes secundarias.

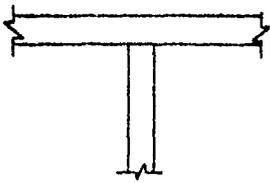
LOSAS PLANAS:

Son las que se apoyan directamente sobre columnas, estas losas pueden ser de peralte constante conocidas como placas o bien aligeradas.

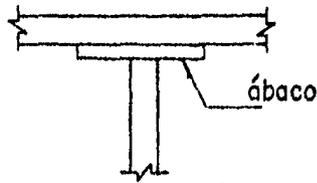
El aligeramiento se logra incorporando bloques huecos o tubos de cartón, formando huecos con bloques recuperables de plástico u otros materiales, éste tipo de losa también es conocida como losa reticular.

Las losas nervadas o reticulares se elaboran a base de un sistema de entramado de trabes cruzadas que forman una retícula, dejando huecos intermedios que pueden ser ocupados permanentemente por bloques huecos de mortero, o bien colocarse a manera de cimbra para el colado de las trabes, casetones de plástico, que una vez fraguado el concreto deben retirarse y lavarse para usos posteriores.

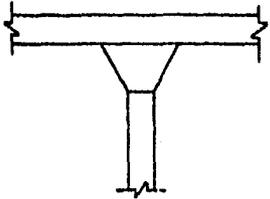
En las losas planas es muy importante el esfuerzo cortante que se desarrolla en las zonas donde existen fuertes concentraciones de fuerzas, como en el caso de las columnas. Es por esto que es necesario el engruesamiento de la sección, con el fin de resistir el esfuerzo cortante que se desarrolla. Este engruesamiento repercute en las columnas, de ahí que se tengan diversas variantes.



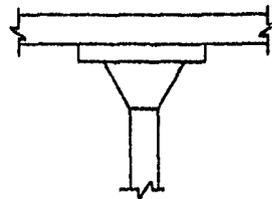
Columnas sin ampliación



Columnas con ábaco



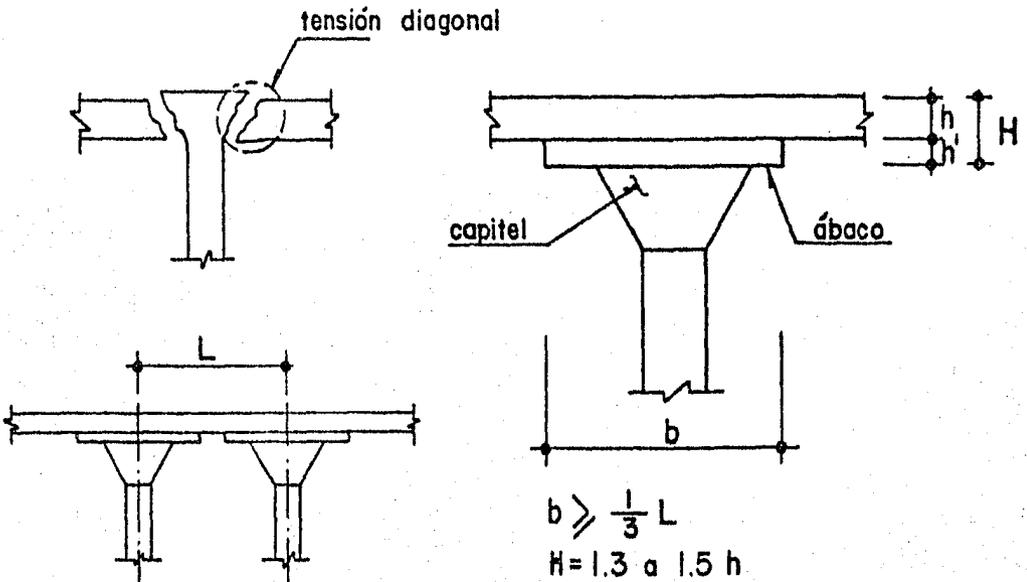
Columnas con capitel



Columnas con ábaco y capitel

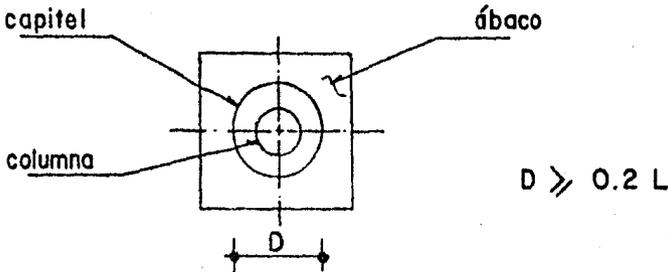
Al aumentar la sección en las zonas críticas, se reducen los esfuerzos de compresión en los apoyos, así como el momento flexionante y el esfuerzo cortante en esos mismos puntos.

El engruesamiento de la losa, llamado ábaco, para que sea efectivo requiere una longitud igual a $1/3$ de la longitud del claro en el sentido paralelo. Su espesor debe ser tal que el peralte total de la losa en esta zona sea de 1.3 a 1.5 veces el peralte h de la losa.



Por capitel se designa el tronco de cono, con inclinación de 45° que se forma en la parte superior de la columna, también puede ser un tronco de pirámide invertida.

El diámetro efectivo del capitel no deberá ser menor de $0.2 L$, donde L es la longitud del claro en losas cuadradas o el promedio de la longitud de los lados en losas rectangulares.



Recomendación para el peralte de losas planas aligeradas:

$$25 < h < 45 \text{ cm.}$$

Las construcciones con losas planas tienen muchas ventajas entre las que se pueden citar:

1. El entrepiso total requiere menor espesor y por lo tanto se reduce la altura de la estructura.
2. La construcción requiere encofrados más sencillos.
3. Son más fáciles de iluminar debido a la ausencia de vigas.
4. Hay mayor facilidad para instalar sistemas de rocío, refrigeración y otros tipos de tuberías, debido a que no hay vigas.

Estas losas no son tan rígidas como otros tipos, debido a la flexibilidad de las uniones losas y columnas, es por esto que el uso de ábacos y capiteles no solamente reduce la magnitud de los esfuerzos en la losa, sino que ayuda a aumentar la rigidez de la estructura.

SISTEMAS ESTRUCTURALES:

Dentro de un proyecto definido, la estructuración tratará de lograr la combinación de elementos más económica y adecuada, con objeto de lograr que la construcción sea lo más segura y eficiente posible.

La elección apropiada de la solución estructural es más importante en zonas sísmicas, puesto que el sistema estructural debe limitar los desplazamientos laterales.

La optimización, que es meta del diseño sísmico, puede expresarse en términos de varios objetivos directos. El diseño sísmico trata de proporcionar niveles adecuados de seguridad con respecto al colapso, así como con respecto a daños a construcciones vecinas, busca también proteger a las construcciones contra daños materiales excesivos bajo la acción de temblores de intensidad moderada, asegurar la facilidad de los trabajos de reparación, reconstrucción o refuerzo en caso de daños y proporcionar protección contra la acumulación de daño estructural durante series de temblores.

Para resistir las fuerzas laterales provocadas por los sismos, se dispone básicamente de sistemas estructurales a base de marcos rígidos constituidos por trabes y columnas unidos adecuadamente, sistemas estructurales a base de muros y sistemas estructurales formados por combinaciones de muros y marcos rígidos.

SISTEMAS A BASE DE MARCOS RIGIDOS:

Son bastante empleados en la construcción de edificios de uso general, en los que se desconoce la distribución de los espacios durante la etapa de cálculo y se desea dar amplia liber-

tad de uso. Se conocen también como estructuras esqueléticas y se construyen principalmente de concreto reforzado o de acero estructural.

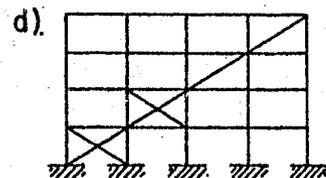
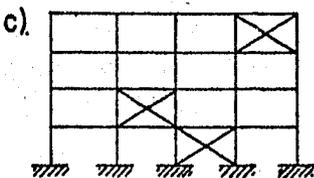
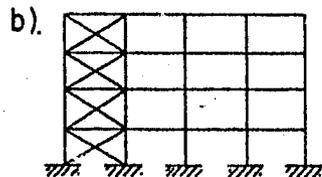
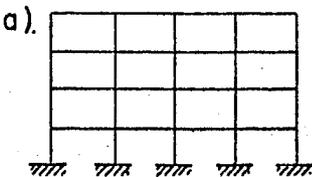
Este tipo de estructura puede desarrollar una buena ductilidad bajo la acción de los efectos sísmicos.

Las deformaciones laterales de este tipo de estructuras son mayores, en general, que las de sistemas a base de muros y deben dejarse las holguras constructivas necesarias para que esas deformaciones puedan tener lugar, previendo las conexiones adecuadas de instalaciones, fachadas, muros divisorios, etc.

Una dependencia menos obvia de la solución óptima, con respecto a las intensidades de diseño se refiere a la concentración de rigidez.

Diferentes soluciones de marcos con o sin contravientos:

- a) Cuando no se diseña por sismo o cuando se diseña para temblores muy intensos.
- b) Para sismos moderados.
- c) y d) Para sismos moderados y fuertes.

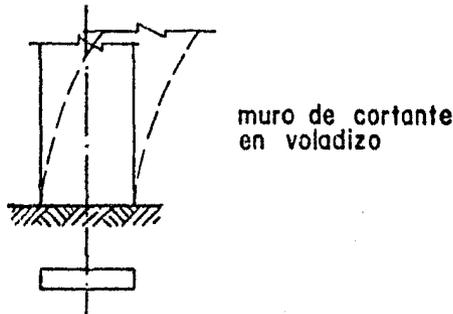


SISTEMAS A BASE DE MUROS:

En las construcciones en zonas sísmicas, es ventajoso el empleo de muros para resistir fuerzas laterales, en vista de la gran rigidez de estos elementos para cargas contenidas en sus planos.

La ductilidad que pueden alcanzar estos sistemas, es variable, pero en general, es menor que la que se alcanza con otros sistemas.

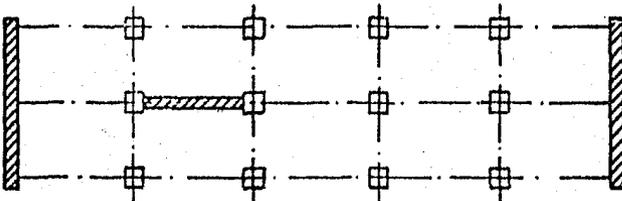
Estos muros se han denominado muros de cortante, debido a que con frecuencia gran parte de la carga lateral de un edificio y la fuerza cortante horizontal se transfieren a estos elementos estructurales.



En ocasiones se usan grupos de muros unidos entre sí y para formar tubos verticales, que pueden comportarse de manera muy eficiente para resistir los efectos sísmicos, con ductilidad adecuada.

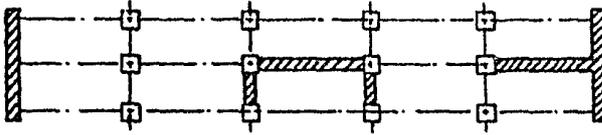
Disposiciones diferentes de los muros de cortante:

a) Para sismos de intensidad media y edificios de poca altura.



Si es pequeña la relación de altura a la menor dimensión - de la base o la intensidad de diseño es baja.

b) Para sismos intensos o edificios moderadamente altos.

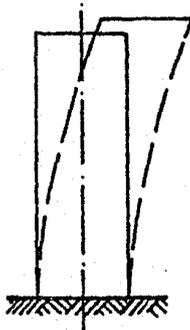


SISTEMAS ESTRUCTURALES A BASE DE MARCOS Y MUROS:

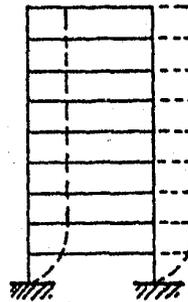
Es muy frecuente la combinación a base de muros y marcos, - en edificios de gran altura, esta combinación puede ser eficiente.

Los muros en voladizo, transmiten la misma carga a determinada altura, lo que hace que el muro de cortante sufra distorsiones flexionantes y que tome una pendiente constante por arriba del nivel de carga. Las secciones originalmente horizontales en cada piso se inclinan. El marco presenta desplazamiento de traslación y tiende a hacerse vertical por arriba del nivel de la carga.

Cuando se desprecian los acortamientos de columnas, los - pisos permanecen horizontales. Debido a la incompatibilidad de las deformaciones, un muro de cortante puede oponerse a un marco - rígido en los pisos superiores. Sólo en los pisos inferiores - las dos estructuras se asisten mutuamente para transmitir la carga.



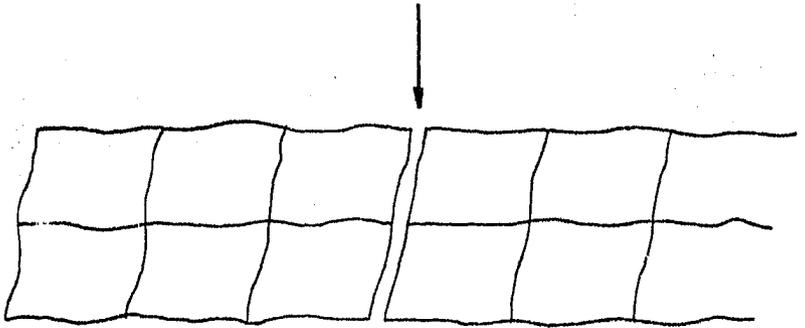
Muro



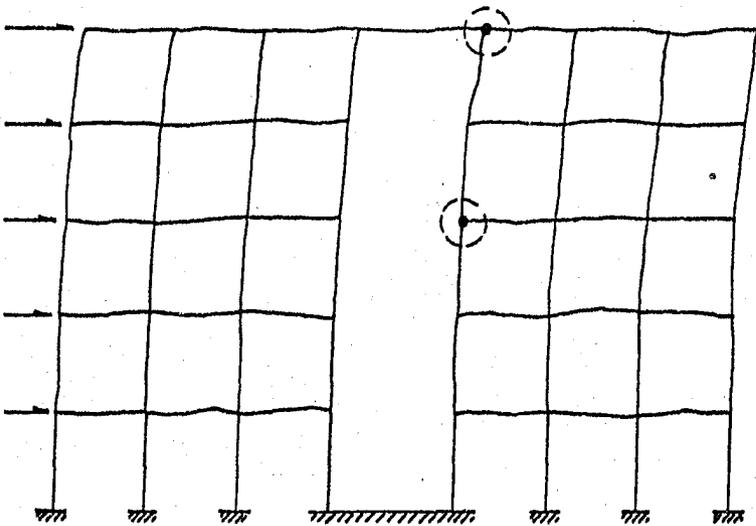
Marco

Al desplazarse lateralmente un sistema marco-muro, se producen deformaciones en las traveses, ligadas al muro tanto las que están en su plano como las perpendiculares.

Estas deformaciones a su vez afectan al resto de la estructura.



PLANTA



ELEVACION

CAPITULO IV.

RECOMENDACION SOBRE ESTRUCTURACION.

El tipo de estructuración que se haya elegido es fundamental para el buen funcionamiento de un edificio. Pero no sólo esta elección se hace y ya, sino que se deben tener en cuenta ciertos detalles, algunos de los cuales al no considerarse pueden afectar seriamente el comportamiento estructural.

En este capítulo, daremos algunos detalles para la solución estructural y recomendaciones para el predimensionamiento de los elementos estructurales.

Toda estructura debe ser, siempre que sea posible:

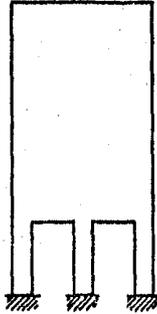
1. Simple.
2. Simétrica.
3. No ser demasiado alargada en planta o elevación.
4. Tener uniformidad y distribución continua de esfuerzos.
5. Tener miembros horizontales en los que se formen articulaciones, antes que en los miembros verticales.
6. Tener sus esfuerzos en relación con las propiedades del subsuelo.

Esta última condición no se ha respetado en muchas ocasiones. En general, se sabe que una estructura flexible se comporta mejor cuando está desplantada en un suelo rígido y una rígida cuando lo está en suelo blando.

Lo importante es que haya bastante diferencia de ser posible entre los períodos dominantes propios del terreno y de la estructura.

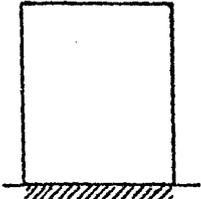
MUROS DE CORTANTE.

El repentino cambio de una sección de muro a columnas reduce drásticamente la resistencia a flexión de la estructura de voladizo en la crítica sección de la base.

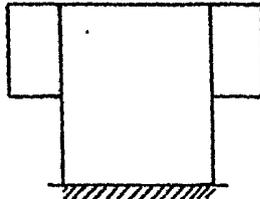


Las columnas del muro de la figura podrían llevar a una falla del edificio al que forman parte en la presencia de un sismo.

Por lo general, las estructuras irracionales de muros de corte no se pueden resolver mediante análisis estructural normal, por lo que se deben evitar, sustituyéndolas por alguna solución mejor.

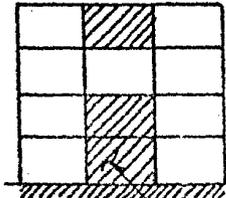


CORRECTO



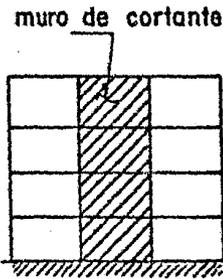
INCORRECTO

Evitar voladizos.



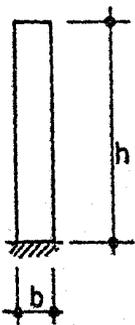
muro de cortante

Evitar cambios de rigidez con la altura. Presenta problemas de análisis y detallado.

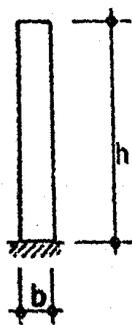


muro de cortante

COMENTARIOS SOBRE ELEVACIONES.



$$h < 4b$$

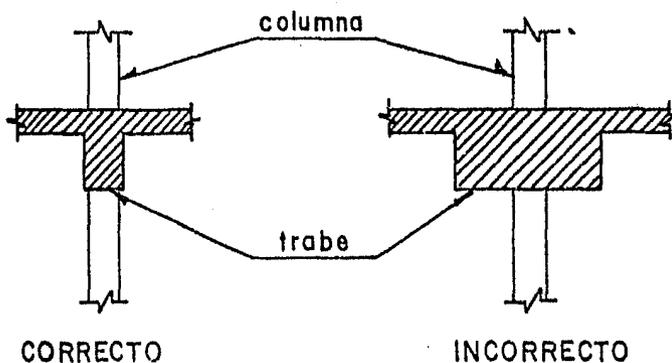


$$h > 4b$$

Edificios muy altos presentan problemas de desplazamientos muy grandes.

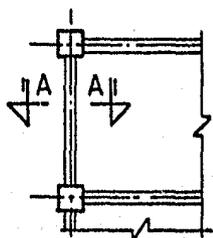
Estas reglas pueden romperse solamente con análisis dinámico y detalles cuidadosos.

Regla simple para anchos de vigas y columnas en edificios sísmicos de concreto reforzado.

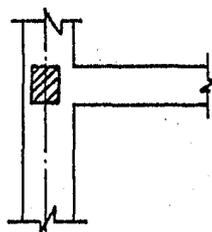


El ancho de las vigas no debe exceder mucho el apoyo de la columna. Presenta problemas de continuidad.

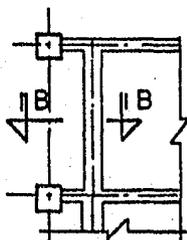
Las trabes que van a resistir fuerzas horizontales deben apoyar siempre sobre las columnas. Debe evitarse que se salgan del eje.



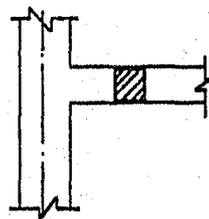
colocación correcta de trabes



CORTE A-A

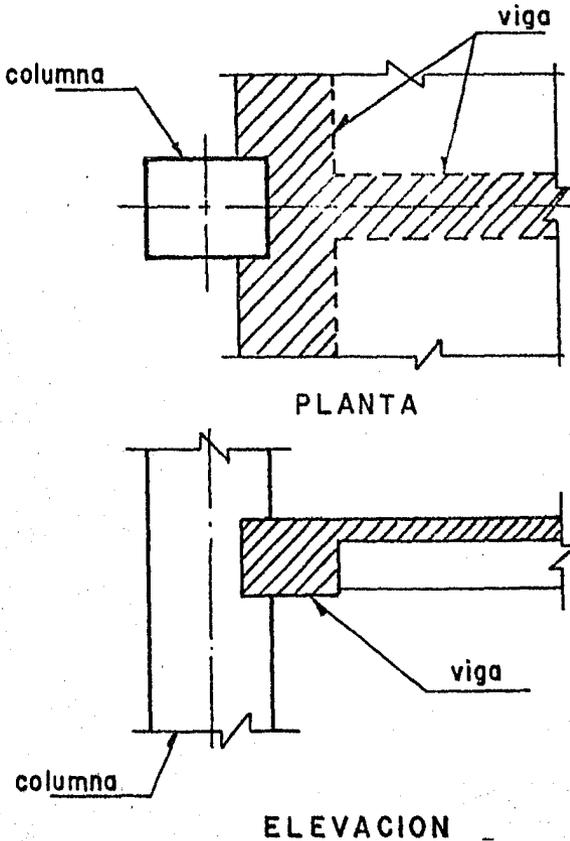


trabe fuera de eje



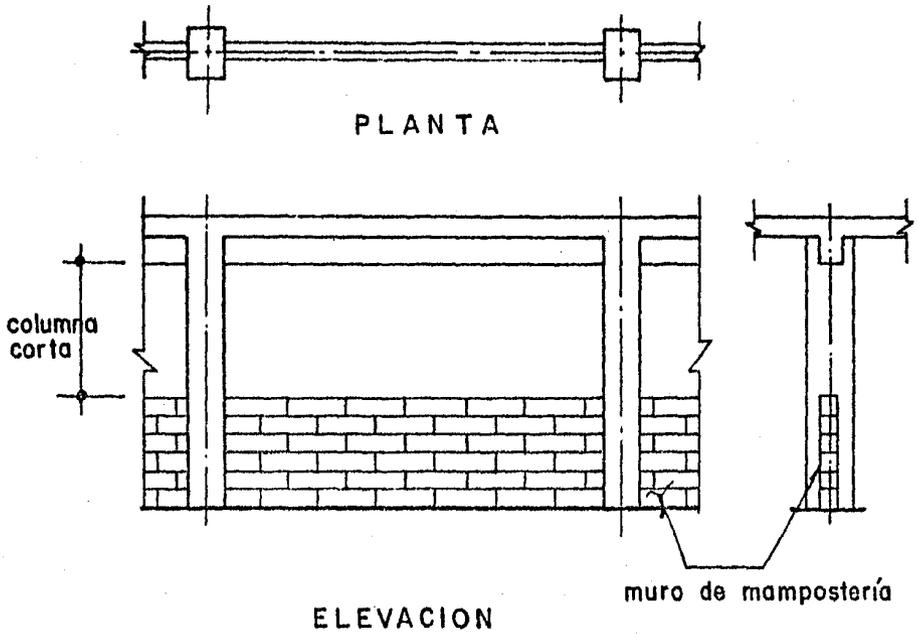
CORTE B-B

En la arquitectura moderna se emplean varios detalles estructurales para los que no se han encontrado criterios satisfactorios de diseño. Entre ellos se encuentra el uso de conexiones excéntricas entre vigas y columnas. Esta unión origina fallas locales, durante los sismos, al no considerar la excentricidad se producen diseños muy defectuosos.

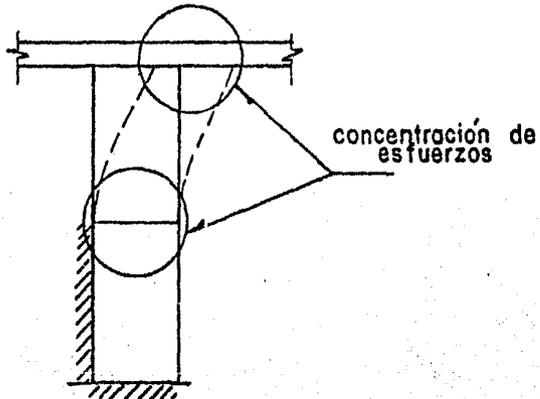


COLUMNAS CORTAS.

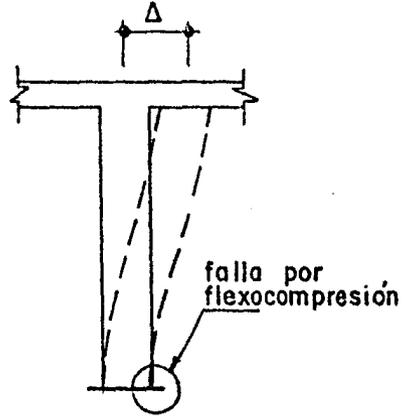
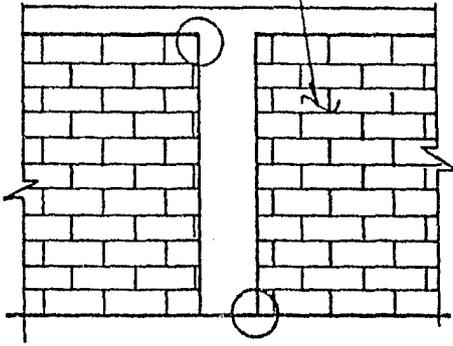
Cuando se tienen muros interrumpidos cerca de la losa superior (para ventanería) se presentan las columnas cortas.



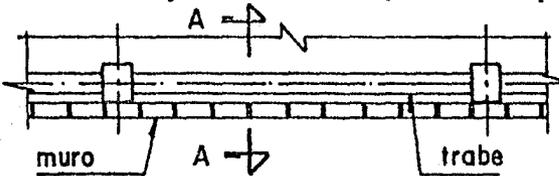
Parte de la columna se encuentra restringida lateralmente, - lo que implica que al presentarse un movimiento sísmico, la columna no restringida falle, debido a que tiene fuerzas mayores que para las que se diseñó produciéndose una falla por cortante.



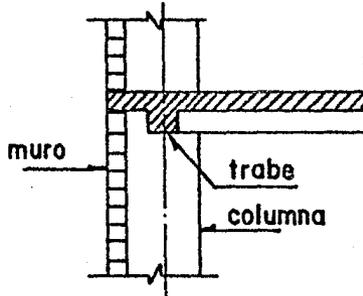
El muro evita que la columna falle por compresión.
Falla por cortante en una zona menor.



Para evitar las fallas por columnas cortas se deben pasar los muros fuera del eje de columnas, o sea a paños de éstas.

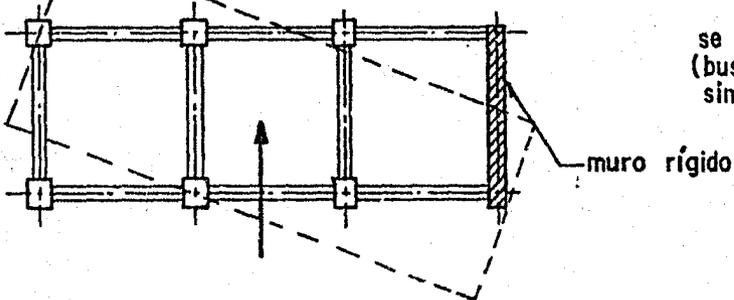


PLANTA



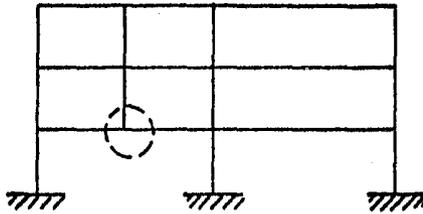
CORTE A-A

Mientras más uniforme sea la estructuración, se tendrá mejor comportamiento.

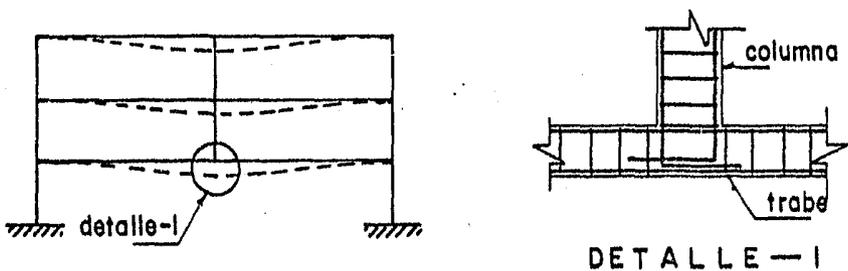


se debe
(buscar
simétrica)

Evitar las columnas que nacen en niveles superiores.

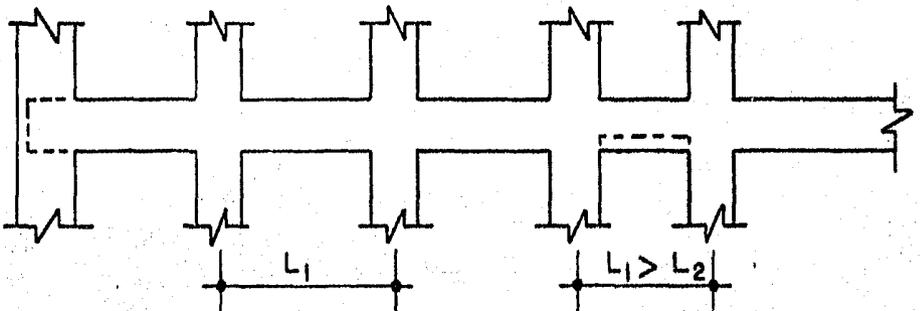


Las traveses sobre las que apoyan las columnas deberán soportar a éstas.

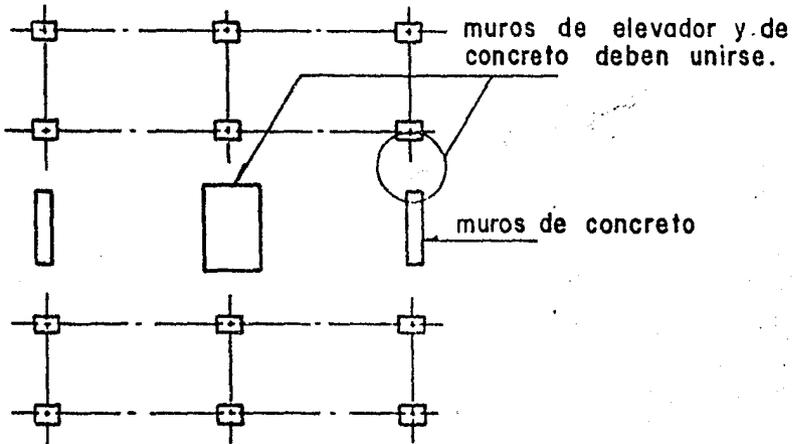


Claro que este problema puede resolverse con la ayuda de los métodos matriciales de análisis estructural.

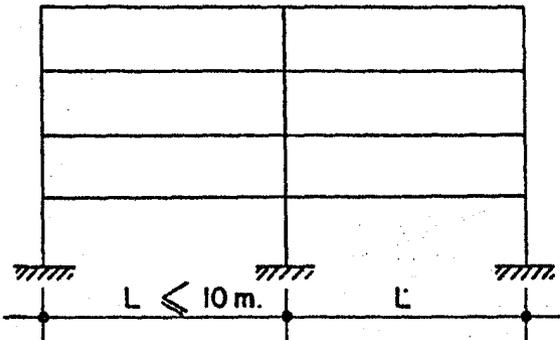
Cuando se tenga una viga continua con claros grandes y un claro pequeño intermedio, el peralte de éste deberá reducirse para evitar concentraciones de esfuerzos.



Siempre que se tengan muros de concreto en una estructura, -deberán usarse para resistir fuerzas sísmicas y no desligarlos -de las estructura porque se desperdicia su capacidad de resistencia a cortante. En ocasiones resulta mas conveniente desligarlos.

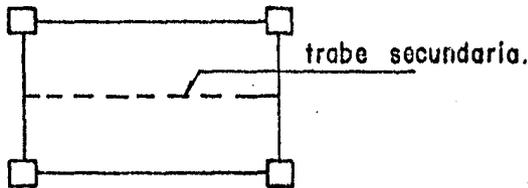


Los claros de columnas (crujías) como máximo tendrán una longitud de 10 mts.



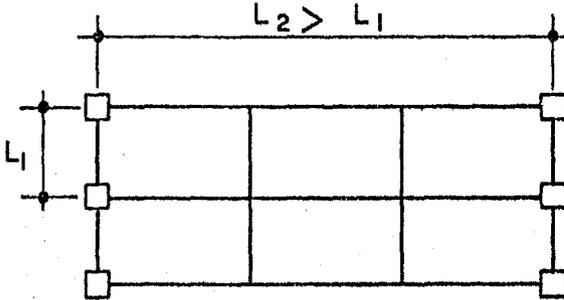
En el caso de tener sistemas de piso formados por traveses y losas, la separación entre traveses debe ser tal que evite que la losa sufra deformaciones y además debe hacer que ésta se comporte como un diafragma rígido.

Esta separación puede obtenerse usando las fórmulas para calcular el peralte dadas por el R.D.F. (más adelante se indicará cómo), si el tablero es muy grande el peralte también será grande, lo que implicará la reducción del tablero mediante trabes intermedias, que se conocen como trabes secundarias.



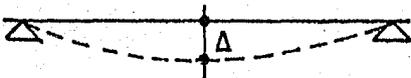
Las trabes secundarias que se tengan para disminuir el peralte de losa, se colocarán de tal manera que sus descargas no produzcan deformaciones excesivas a los miembros, esto es, se apoyarán sobre aquéllos que deformen menos, o sea sobre los claros cortos.

Si colocamos las trabes en el sentido corto, las trabes largas se llevarán la mayoría de la carga del piso.

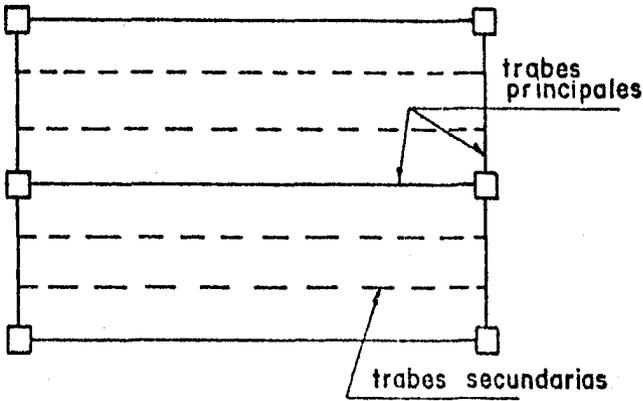


Esto ocasionará que dichas trabes se deformen bastante, simplemente por tener un claro grande, se deformarán más.

Una trabe de longitud grande se deformará más que una que tenga longitud corta.

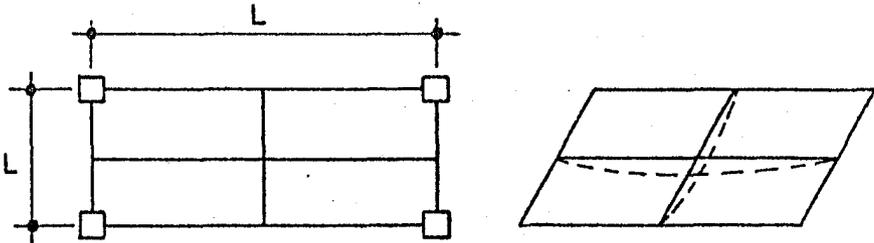


Colocación correcta de traves secundarias.



Hay que tomar en cuenta que en ocasiones se tendrá la necesidad de apoyar las traves en claro largo, cuando se presente ésto, será necesario que este elemento se revise por flecha, o bien deberá tener una escuadría que garantice su buen comportamiento.

Debe evitarse que las traves secundarias se crucen, puesto que no se sabrá que trave apoya sobre quién.



Se podrá hacer lo anterior sólo que se haga un análisis riguroso del sistema de piso (Retícula plana).

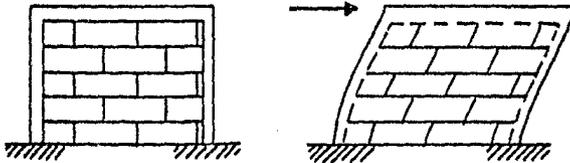
ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.

Los elementos no estructurales son aquéllos que no van a resistir fuerzas laterales. Por ésto se deben proteger, aislándolos parcialmente, tomando en cuenta la magnitud de las deformaciones estructurales para las que se desea diseñar y a la deformabilidad de los elementos entre sí.

Se deben dar holguras entre las estructuras y los elementos que no forman parte de ella.

Existen varias soluciones que permiten el deslizamiento relativo entre un borde y la losa más próxima.

Cuando se tengan muros divisorios y se tenga una estructura a base de marcos, los muros deberán colocarse de tal manera, que no sufran daño alguno, por el desplazamiento horizontal en un sismo.



En el capítulo IX se da una alternativa para desligar los muros de la estructura.

Los principales problemas son causados por la unión inadecuada de estos elementos a la estructura, provocando que, al deformarse ésta, se recargue con mayor o menor intensidad que en aquéllos, que al no estar diseñados para resistir los efectos del sismo, pueden sufrir daños considerables.

Es frecuente que la estructura también resienta daños importantes, pues no está diseñada para tomar los esfuerzos que le

transmiten los muros, que debido a su elevada rigidez impiden la deformación de la estructura si no hay holguras constructivas adecuadas.

Resulta pues importante definir claramente en los planos constructivos cuales son los elementos que forman parte integrante de la estructura y cuales son no estructurales, indicando la forma en que deben colocarse, las holguras constructivas que deben dejarse, incluyendo los acabados y otras precauciones que se juzguen pertinentes.

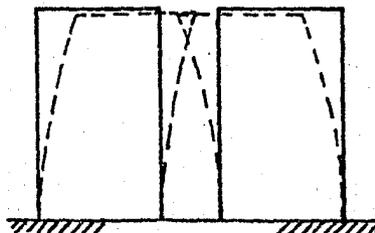
El estructurista no puede lograr que una forma estructural (ineficiente) pobre, se comporte satisfactoriamente en un temblor.

CHOQUE CONTRA ESTRUCTURAS.

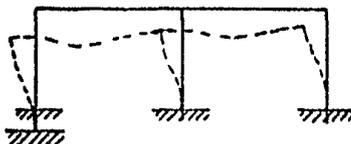
Cuando se produce golpeteo entre dos estructuras entre losas y áreas no cubiertas por revestimientos caros pueden tener consecuencias de poca importancia. Pero cuando por ejemplo una losa de una estructura golpea a columnas de otra se tienen resultados graves.

El choque entre edificios puede tener consecuencias legales entre sus propietarios.

Por lo anterior, para evitar esto, se debe dejar espacio entre el edificio que se diseña y las colindancias, suficientemente anchas como para que sea poco probable el choque.

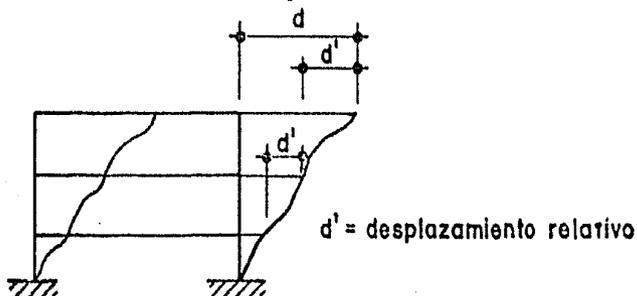


El estructurista debe considerar la posibilidad de inclinación del edificio debido a asentamientos diferenciales de la estructura, así como de los edificios adyacentes.



LIMITACIONES IMPUESTAS POR DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS.

Se entiende por desplazamiento relativo, el desplazamiento de entrepiso que será igual al desplazamiento total del piso superior menos el desplazamiento total del piso inferior.



El objeto principal de evitar desplazamientos grandes, es limitar el daño a los elementos no estructurales como muros, aplanchados, revestimientos, vidrios de las ventanas e instalaciones.

En el caso de tener desplazamientos excesivos, puede modificarse el diseño, (eligiendo una estructura más rígida) o bien cambiando los detalles de las conexiones con los elementos no estructurales.

Cuando se tienen muros divisorios, resulta sencillo colocarlos en planos que no contienen columnas.

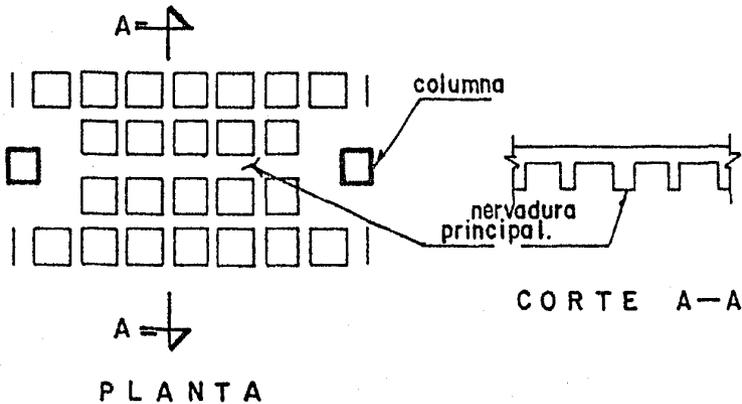
La protección de los vidrios de las ventanas con respecto a las deformaciones laterales de la estructura a veces se ha logrado montando los marcos de las ventanas sobre resortes que los ligan contra los marcos de la estructura.

LOSA RETICULAR.

Colocación de Casetones.

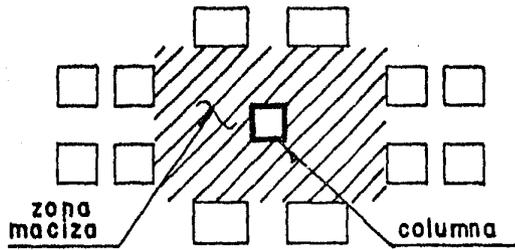
Por lo menos debe haber seis hileras de casetones en el claro más corto.

La nervadura del eje y las dos adyacentes deben ser más anchas, esto es para darle mayor rigidez a los marcos.



Se debe tomar en cuenta que cuando la losa es aligerada con bloques de poliestireno es menos rígida que si tuviera bloques de mortero.

Es necesario que alrededor de las columnas exista una zona maciza, por lo que se deben quitar por lo menos cuatro casetones.



COLOCACION DE COLUMNAS.

La sección de columnas se puede reducir a medida que se aumentan los niveles, para ahorrar el consumo de material.

La forma correcta de reducir las columnas se indican en la fig. a) en la fig. b) se tiene una colocación muy empleada pero poco recomendable.

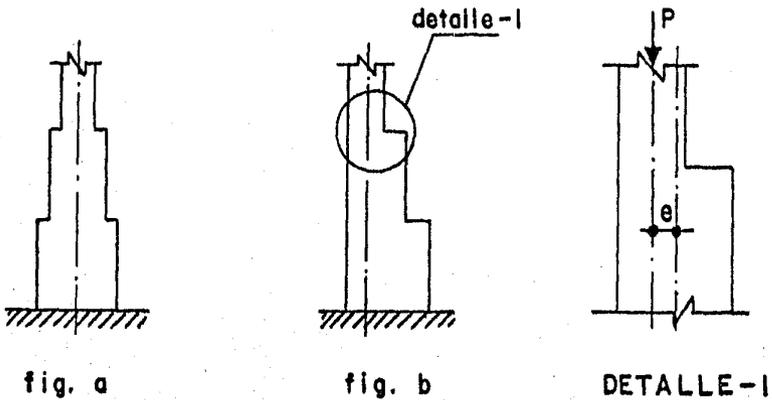


fig. a

fig. b

DETALLE-1

PREDIMENSIONAMIENTO

Para poder calcular las estructuras es indispensable conocer en forma aproximada las dimensiones de los elementos que forman el sistema estructural.

A continuación se presentan procedimientos para predimensionar algunos elementos.

PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR EL PERALTE DE LOSA (LOSA ALIGERADA CON BLOQUES DE MORTERO)

- 1.- Suponer espesor de losa $h=25$ a 45 cm.
- 2.- Calcular el p. propio con el 70% de lo que pesaría si fuera maciza.

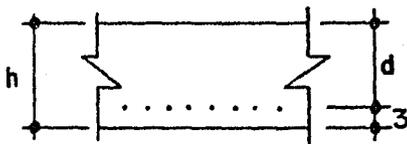
$$W=0.7 h \times 2.4 \quad (\text{ton/m}^2)$$

- 3.- Calcular la carga total $W=W_v + W_m$

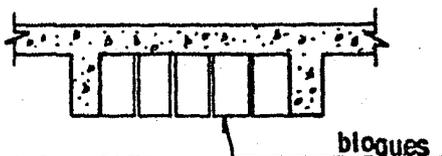
W_v = carga viva

W_m = carga muerta

- 4.- Calcular d
- 5.- Obtenido d calcular $h=d + 3$ cm.



- 6.- Calcular nuevamente el peso propio conociendo la distribución de casetones.



OBTENCION DEL PESO PROPIO

- 1.- Calcular el volumen de un tablero como si fuera macizo.
- 2.- Restar el volumen de casetones, queda el volumen de concreto.

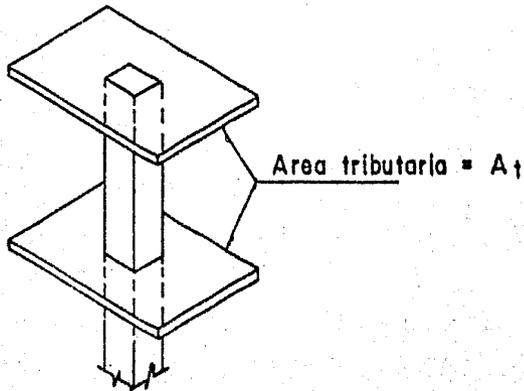
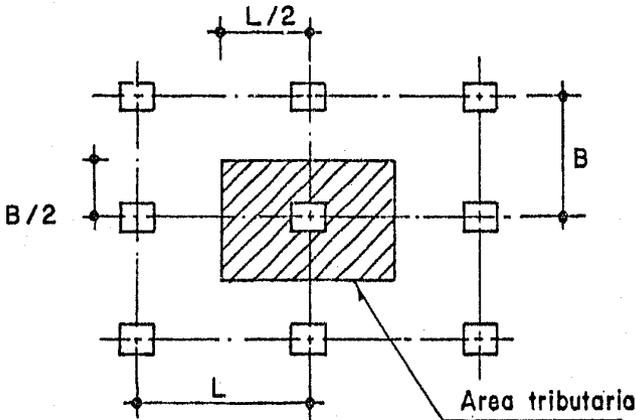
- 3.- Vol. de concreto X 2400 Kg/m³= peso del concreto.
- 4.- Sumar peso de los casetones, (en caso de ser de mortero).
- 5.- Dividir entre el área de tablero.

PREDIMENSIONAMIENTO DE LAS COLUMNAS

Las columnas son los elementos que van a resistir principalmente las fuerzas horizontales, de ahí que al proponer su sección ésta debe ser la mejor posible.

En seguida tenemos una secuencia para proponer su sección:-

- 1.- Se calcula el área tributaria correspondiente a la columna a analizar.



2.- Con el valor de la carga multiplicada por el área obtenemos la descarga por piso (en toneladas).

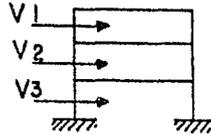
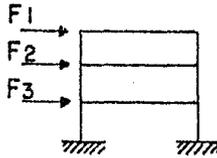
$$W' = A_T \cdot W$$

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

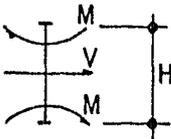
$$A_T = m^2 \quad (\text{área tributaria})$$

$$W = \text{descarga en toneladas}$$

3.- Se hace un análisis estático, con el fin de obtener cortantes aproximados.



4.- Con los cortantes obtenidos, se calculan los momentos aproximados en cada entrepiso.



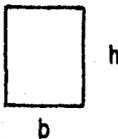
$$V = \frac{M_1 + M_2}{H}$$

$$M_1 = M_2$$

$$M = \frac{VH}{2}$$

5.- Para dimensionar la columna, se toma la descarga acumulada - (obtenida en (2)), y el momento correspondiente al entrepiso, cuya columna se quiere conocer.

Para la sección de columna se recomienda.



$$\frac{h}{b} = 1.5$$

NOTA:

Este procedimiento no es el único, algunos en base a la experiencia proponen las secciones.

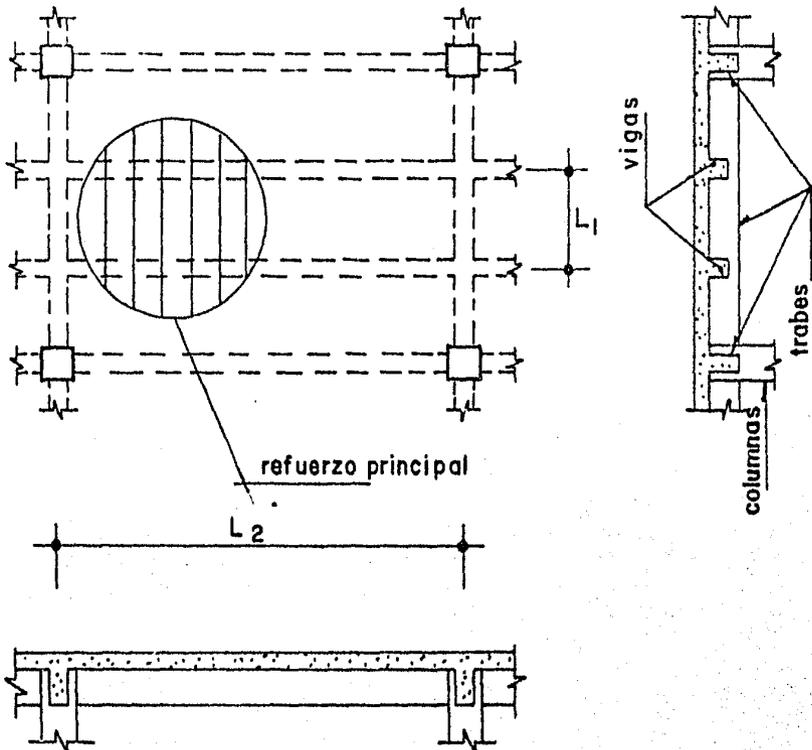
$$A = \frac{P}{\sigma \cdot 0.15 \cdot 0.20 \cdot f'c}$$

P (carga de servicio en Kg.)

PERALTE DE VIGAS Y LOSAS

Las vigas y losas de concreto reforzado deben tener peralte de magnitud suficiente para evitar deformaciones excesivas.

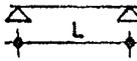
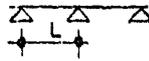
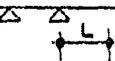
El tipo de piso de concreto reforzado más comúnmente usado es el que consiste de una losa maciza apoyada sobre dos vigas paralelas, las cuales descansan sobre traveses y éstos a su vez sobre columnas. Estas losas, como se había mencionado, trabajarán en una dirección cuando la relación de claro largo a corto sea mayor de 2, y se conocen como losas en una dirección (de viga); su espesor es uniforme.



El refuerzo principal de estas losas va en una sola dirección, de viga a viga.

La deflexión de los miembros que trabajan en una dirección no necesita calcularse si el espesor total del miembro cumple con el mínimo especificado en la tabla (del ACI 318-77)

TABLA N° 1.

MIEMBROS	ESPESOR MINIMO h			
	SIMPLEMENTE APOYADA	UN EXTREMO CONTINUO	AMBOS EXTREMOS CONTINUOS.	VOLADIZO
				
Losas macizas en una dirección	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas o losas nervadas en una dirección.	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Según el R.D.F. 77 podrá omitirse el cálculo de deflexiones si el peralte efectivo se calcula como:

$$d_1 = \frac{\text{Perímetro del tablero}}{3.00} \quad \text{para} \quad \begin{matrix} f_s \leq 2000 \text{ kg/cm}^2 \\ w \leq 380 \text{ kg/m}^2 \end{matrix}$$


Para este cálculo la longitud de lados discontinuos se incrementará 50%, si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella, y 25% cuando lo sean.

En losas alargadas no es necesario tomar un peralte mayor que el que corresponde a un tablero $a_2=2a_1$ donde a_2 es el claro largo y a_1 es el lado corto.

El peralte efectivo será

$$d = 0.034 \sqrt[4]{fsw} d_1 \quad \text{para} \quad \begin{array}{l} f_s > 2000 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{y } w > 380 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

$$\text{dónde } f_s = 0.6 f_y$$

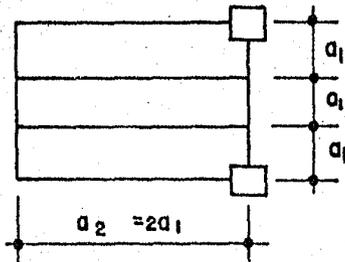
$$w = \text{carga en condiciones de servicio (kg/m}^2\text{)}$$

El peralte de la losa será $h=d+r$ donde r es el recubrimiento (2 cm.) se recomienda que el peralte de losa sea $10 < h < 12$ cm. y cuando el tablero nos de un peralte mayor se recomienda poner traveses secundarias.

Se puede ver que la separación de las traveses depende de la carga.

A continuación se presenta una tabla que nos da la separación de traveses secundarias en función de la carga total para acero $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$. y considerando un tablero de lado corto a_1 y lado largo $a_2=2a_1$ para peralte total de losa de 10 y 12 cm.

a_1 = lado corto = separación entre traveses



W (kg/m ²)	h=10 cm. a ₁ (cm)	h=12 cm. a ₁ (cm)
400	370	464
500	350	439
600	335	419
700	323	403
800	312	390
900	303	379
1000	295	369
1100	288	360
1200	282	352
1300	276	345
1400	271	339
1500	266	333

Para otro tipo de tablero aplicando las fórmulas anteriores:

$$h = 0.034 \sqrt[4]{fs W} \times \frac{2(a_2 + a_1)}{300} + 2$$

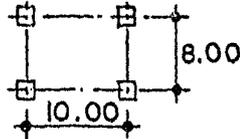
despejando $a_2 + a_1$

$$(a_2 + a_1) = \frac{(h - 2) \times 300}{2 \times 0.034 \sqrt[4]{fs W}}$$

De donde la separación de traveses para cualquier tablero es:

$$a_1 = \frac{(h - 2) \times 150}{0.034 \sqrt[4]{fs W}} - a_2$$

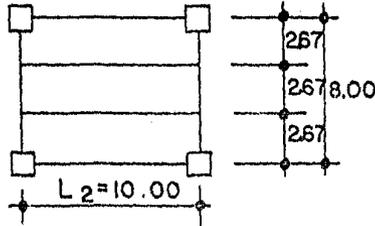
Para el caso de $a_2 = 2a_1$, se obtiene la tabla anterior. Generalmente al poner traveses secundarios los tableros que se originan son tableros alargados con $a_2 = 2a_1$. Sea el siguiente tablero:



$W=800 \text{ kg/m}^2$

Para localizar las traves secundarias de la tabla.

Para $h=10 \text{ cm}$. se tiene $a_1 = 312 \text{ cm}$. podemos poner 2 traves para losa de 10 cm . localizadas a $L/3$ lo que nos da una separación menor que 312 cm . se puede ver que los tableros formados son alargados con $L_2 > 2a_1$



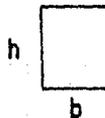
En ocasiones se tendrán tableros menores en los que se puede sacar su peralte de losa aplicando la fórmula.

Vigas

Para proponer la sección de las vigas podemos usar la tabla dada por el ACI. (tabla 1) o también podemos proponer escuadrías mayores para estar más del lado de la seguridad. O si se quiere ser muy preciso se puede diseñar la trabe, de acuerdo a lo que va a resistir claro que esto se puede hacer sólo con las traves secundarias, a menos que se haga un análisis aproximado para las principales.

Una vez propuesto el peralte (h) se elige el ancho de la trabe en base a los siguientes límites

$$1.5 \ll h/b \ll 6$$



Se recomiendan los siguientes

$$2.5 \ll \frac{h}{b} \ll 3$$

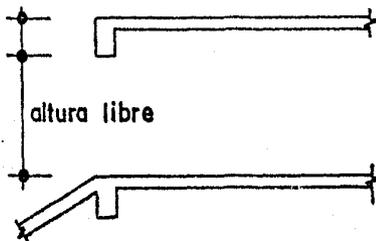
CAPITULO V.

ANALISIS POR CARGA VERTICAL

Idealización:

Una vez que se ha definido el tipo de estructuración y supuesto escuadrías de los elementos que la componen, el siguiente paso a seguir es la idealización. En esta etapa, que es muy importante, se debe tener buena imaginación para poder visualizar la estructura y así darse cuenta de qué elementos van a resistir las fuerzas laterales y cuales no.

En la idealización se deben formar los elementos estructurales (marcos, muros) y ver las restricciones arquitectónicas y la manera de salvarlas, como ejemplo podemos citar la trabe de un estacionamiento en la que el peralte estará restringido debido a que debe haber una altura libre mínima para la circulación de vehículos.



Otros detalles como este, pueden pasarse por alto y al darnos cuenta de esto habrá que hacer modificaciones, que en ocasiones serán mínimas.

Es en esta etapa en la que el ingeniero estructurista puede confirmar si la forma de estructurar fué la más conveniente.

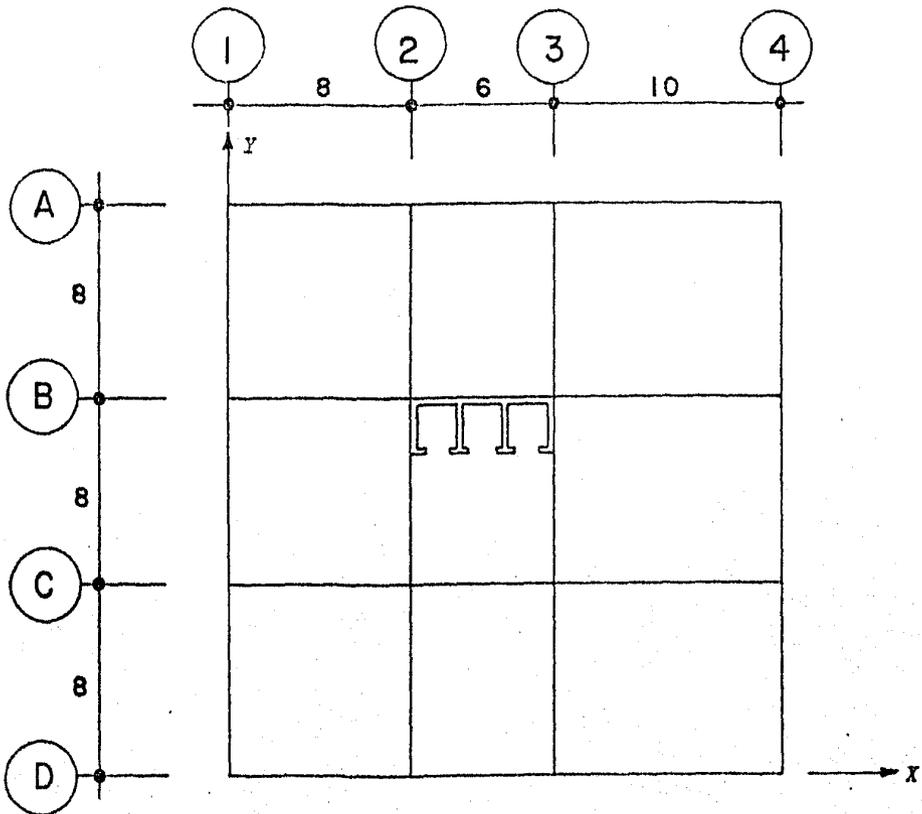
En la idealización ya deben conocerse la separación entre ejes de columnas, alturas de entrepiso, tipos de techos, pisos, muros etc.

Una vez elegidos todos estos elementos pueden determinarse las cargas que van a actuar en la estructura y la forma en que va a distribuirse.

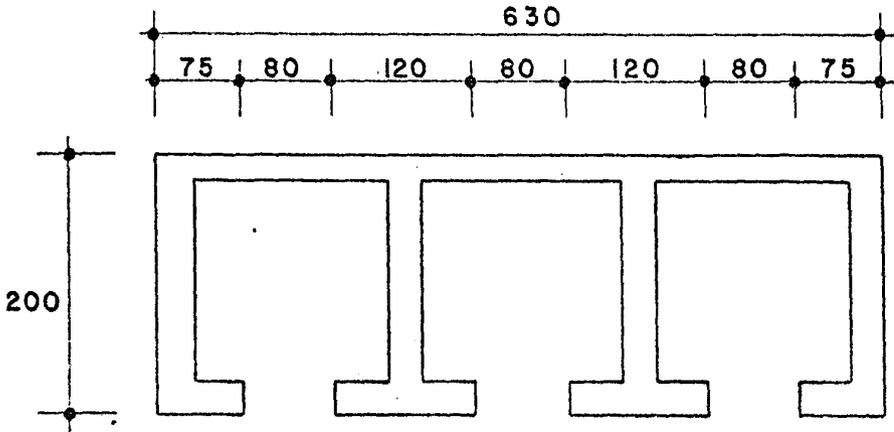
El siguiente paso a seguir es el análisis de cargas.

A continuación se presenta la planta de un edificio de 20 niveles que diseñaremos con dos tipos de estructuración, la primera con traveses acartelados y la segunda con losa reticular.

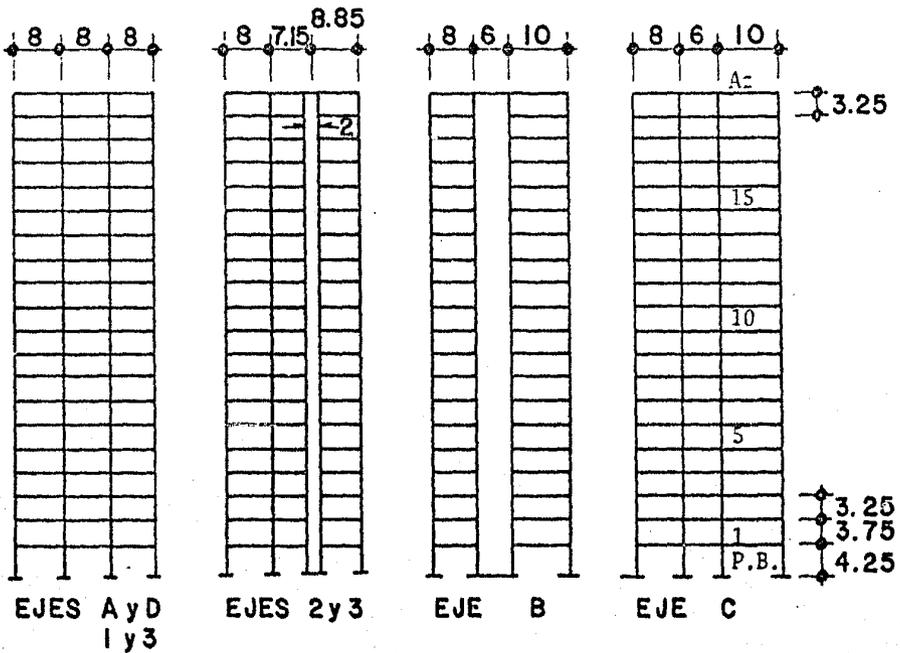
El objeto de estos diseños es comparar las estructuras y observar su comportamiento para que en base a esto podamos elegir la mejor de ellas.



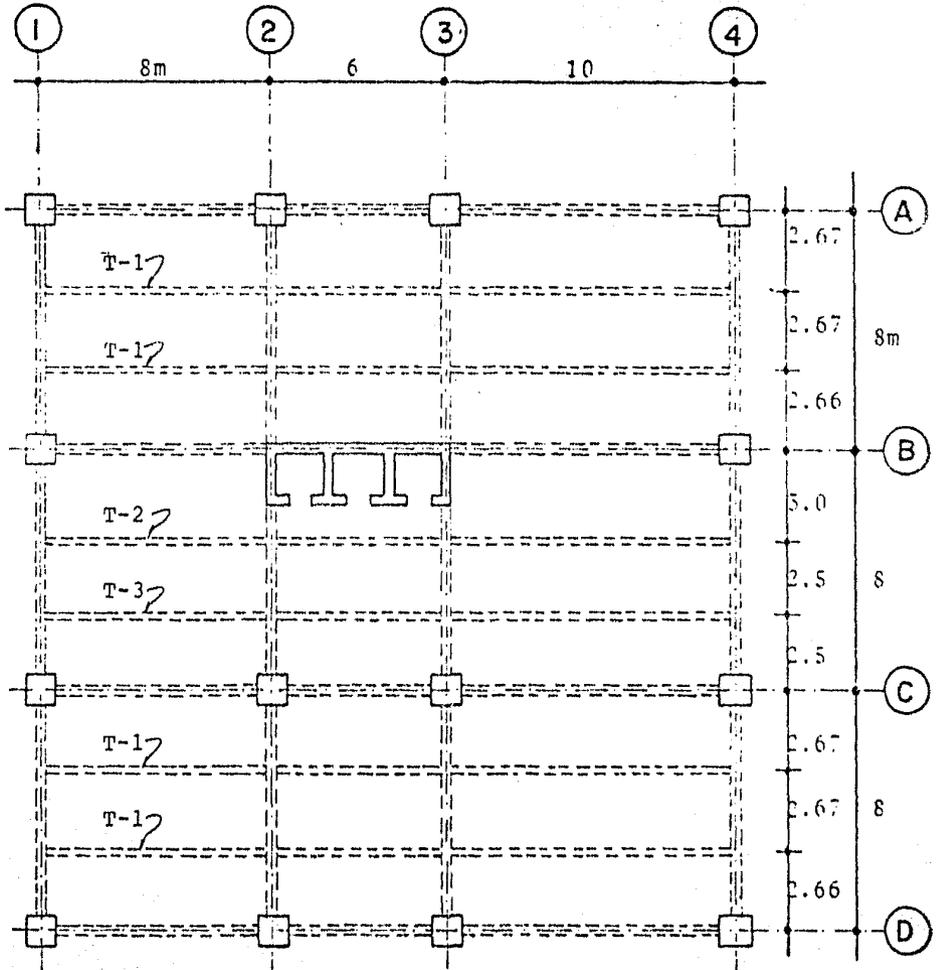
Sección del muro de elevadores $t = 30$ cm.



Las siguientes figuras muestran los marcos que forman la estructura (etapa de idealización).



ESTRUCTURACION PROPUESTA PARA EL SISTEMA DE
TRABES ACARTELADAS Y LOSAS.



Losa de 10 cm de espesor.

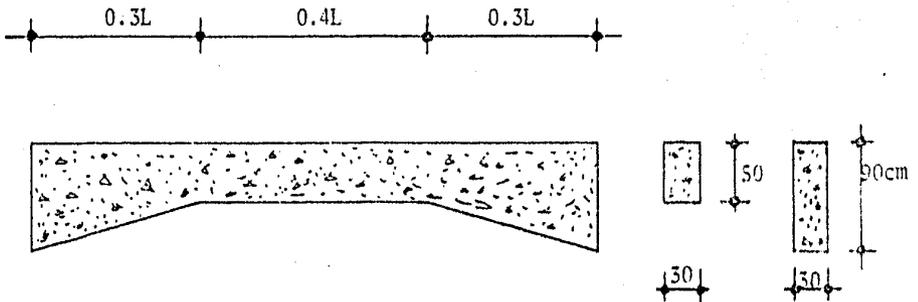
SECCION DE COLUMNAS.

P.B. a Niv.9	105 X 105 cms.	
Niv.10 a Niv.14	95 X 95 cms.	Estructura con traves y losas.
Niv.15 a Azotea	85 X 85 cms.	

P.B. a Niv.9	120 X 120 cms.	
Niv.10 a Niv.14	100 X 100 cms.	Estructura con losa reticular.
Niv.15 a Azotea	90 X 90 cms.	

PERALTE DE LOSA RETICULAR $h = 45$ cms.

SECCION DE TRABES PRINCIPALES, (Estructura con traves acarteladas).



TRABES SECUNDARIAS DE 25 X 50 cms.

ESTRUCTURA CON TRABES ACARTELADAS

ANALISIS DE CARGAS

Estructuración con trabes acarteladas.

Nivel = Azotea.

Suponemos la losa de 10 cm.

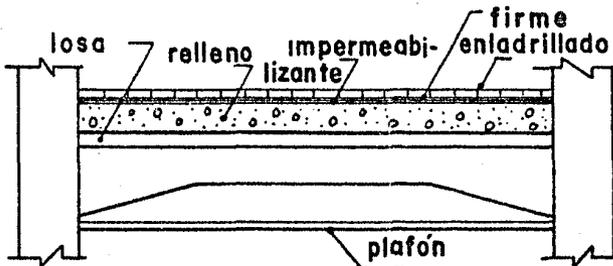
Peso propio de losa 0.10 X 2400 =		240 Kg/m ²
Peso adicional		20 Kg/m ²
Relleno de tezontle de 15 cm. promedio		
Firme de 3 cm.	0.15 X 1500 =	225 Kg/m ²
	0.03 X 2100 =	63 Kg/m ²
Peso adicional		20 Kg/m ²
Impermeabilizante		20 Kg/m ²
Enladrillado	0.03 X 1800 =	54 Kg/m ²
Plafond		50 Kg/m ²

Total: carga muerta 692 Kg/m²

Cargas vivas:	Carga vertical	100 Kg/m ²
	Sismo	70 Kg/m ²

Carga total:

Carga vertical = 692 + 100 =		792 Kg/m ²
Sismo = 692 + 70 =		762 Kg/m ²



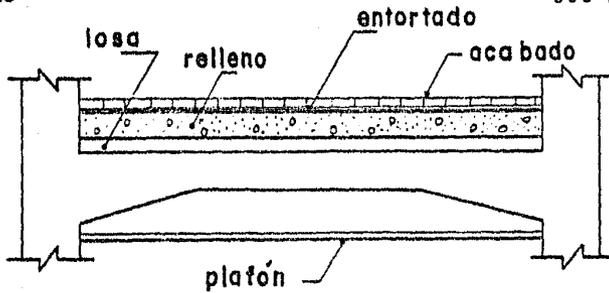
NOTA: las cargas vivas fueron tomadas del R. D. F.

Nivel: Entrepiso

Suponemos la losa de 10 cm.

Peso propio de losa		240 Kg/m ²
Peso adicional		20 Kg/m ²
Entortado	0.03 X 2100 =	63 Kg/m ²
Peso adicional		20 Kg/m ²
Acabado		55 Kg/m ²

Densidad de muros		70 Kg/m ²
Plafond		50 Kg/m ²
	Carga muerta =	518 Kg/m ²
Cargas vivas:	Carga vertical	240 Kg/m ²
	Sismo	90 Kg/m ²
Carga total:		
	Carga vertical =	758 Kg/m ²
	Sismo =	608 Kg/m ²



Nota: La carga viva de 240 Kg/m² se obtuvo por áreas tributarias y se tomó la más desfavorable para todos los tableros.

Revisión del peralte

Peralte mínimo

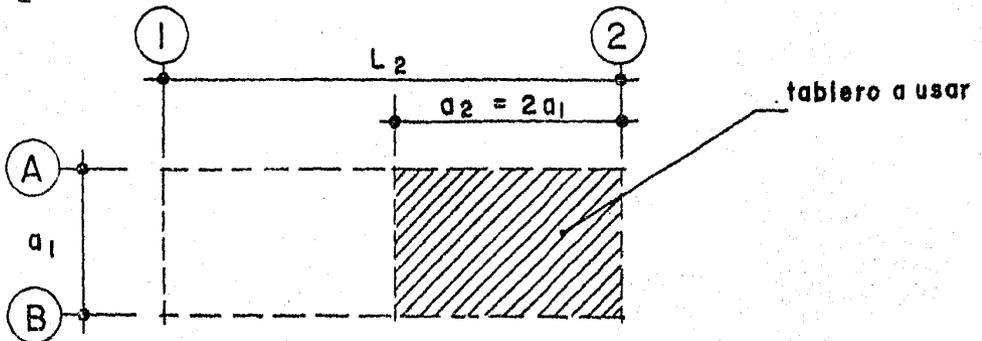
$$d = \frac{\text{Perímetro del tablero}}{300}$$

(Según R.D.F.)

Nota: En losas alargadas no es necesario tomar un peralte mayor que el que corresponde a un tablero con $a_2 = 2a_1$ (R.D.F.-401).

a_2 = Lado largo

a_1 = Lado corto



Para calcular el peralte de la losa entre los ejes 1 - 2 y A - B en vez de usar la longitud total L_2 se usará una longitud menor, para formar un tablero como el que se muestra en la figura anterior.

La fórmula antes mencionada es aplicable cuando:

$$f_s \leq 2000 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{y} \quad W \leq 380 \text{ Kg/m}^2$$

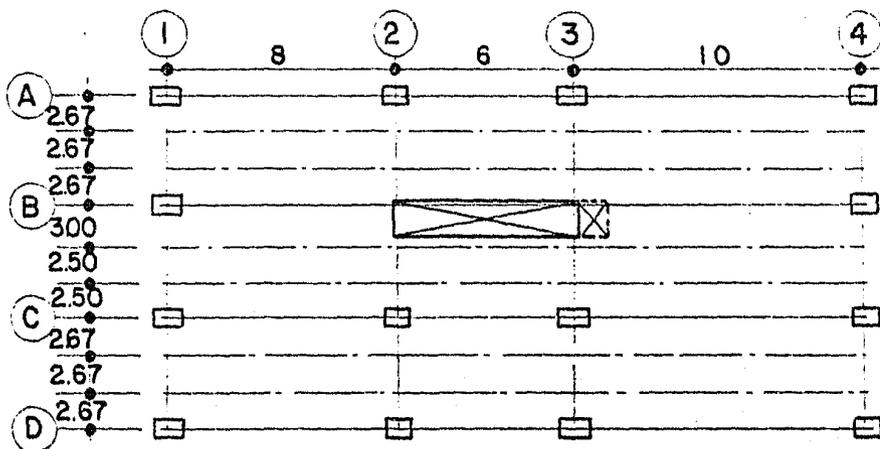
Para otras combinaciones de f_s y W , el peralte efectivo mínimo se obtendrá multiplicando el valor de la fórmula anterior por el coeficiente:

$$c = 0.034 \sqrt[4]{f_s W}$$

donde: f_s = esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en Kg/cm^2 , (puede suponerse igual a $0.6f_y$).

W = carga en condiciones de servicio en Kg/m^2 .

ESTRUCTURACION PROPUESTA PARA EL SISTEMA DE TRABES Y LOSAS.



CALCULO DEL PERALTE.

Se ha supuesto un peralte de losa de 10cm. y se ha hecho el análisis de cargas.

Revisaremos ahora si el peralte es correcto.

Tablero de 267 X 1000 cm.

Se trata de un tablero alargado, por lo tanto:

$$a_2 = 2a_1$$

$$a_1 = 267 \text{ cm.}$$

$$a_2 = 534 \text{ cm.}$$

$$d = \frac{(267 + 534) \times 2}{300}$$

$$d = 5.34 \text{ cm.}$$

$$W = 792 \text{ Kg/m}^2 \quad (\text{AZOTEA})$$

$$c = 0.034 \sqrt[4]{0.6 \times 4200 \times 792}$$

$$c = 1.28$$

$$d = 5.34 \times 1.28 = 6.84 \text{ cm.}$$

recubrimiento = 2 cm.

Peralte total $h = 6.84 + 2 = 8.84$ cm, menor que el supuesto - por lo que se usará $h=10$ cm. en azotea. Para el entrepiso se usará el mismo peralte puesto que la carga en este es menor que la de la azotea.

Estructura Reticular.

Para hacer el análisis de cargas, necesitamos conocer el peralte de la losa.

Suponemos losa de 45 cm. de peralte, esto lo hacemos porque es un edificio alto y necesita tener bastante rigidez.

Seguiremos la secuencia dada en el capítulo anterior, en Pre-dimensionamiento (obtención del peso propio).

Se tomará el tablero más desfavorable, que es el de 6 X 8 mts. (tiene menos casetones).

1.- Volumen del tablero.

$$V = \text{Area} \times h = 6 \times 8 \times 0.45 = 21.6 \text{ m}^3$$

2.- Volumen de casetones

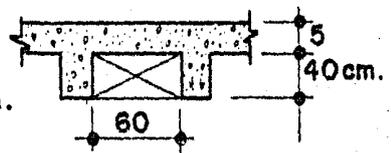
Número de casetones = 58 de 60 x 60 cm.

$$V = 0.6 \times 0.6 \times 0.4 \times 58 = 8.352 \text{ m}^3$$

3.- Volumen de concreto = volumen del tablero - volumen de casetones.

$$V = 21.6 - 8.352 = 13.248 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso } W = V \times \gamma_c = 13.248 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 31795.2 \text{ Kg.}$$



$$4.- w = \frac{W}{\text{Area}} = \frac{31795.2}{6 \times 8} = 662.4 \text{ Kg/m}^2$$

Por lo tanto; peso propio = 662 Kg/m²

A continuación se presenta el análisis de cargas con el peralte supuesto (h=45 cm.)

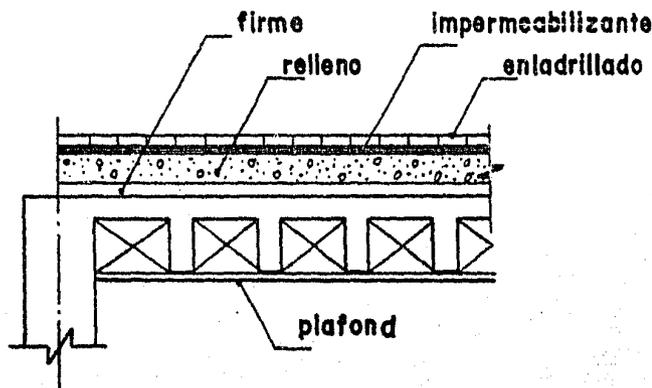
Nivel: Azotea.

Peso propio de losa		662	Kg/m ²
Peso adicional		20	Kg/m ²
Relleno de tezontle	0.15 x 1500 =	225	Kg/m ²
Firme	0.03 x 2100 =	63	Kg/m ²
Peso adicional		20	Kg/m ²
Impermeabilizante		20	Kg/m ²
Enladrillado	0.03 x 1800 =	54	Kg/m ²
Plafond		50	Kg/m ²
		<hr/>	
	CARGA MUERTA=	1114	Kg/m ²
CARGAS VIVAS:	Carga vertical	100	Kg/m ²
	Sismo	70	Kg/m ²

Carga total:

Carga vertical = 1214 Kg/m²

Sismo = 1184 Kg/m²



Nivel: Entrepiso		
Peso propio de losa	662	Kg/m ²
Peso adicional	20	Kg/m ²
Entortado 0.03 x 2100 =	63	Kg/m ²
Peso adicional	20	Kg/m ²
Acabado	55	Kg/m ²
Densidad de muros	70	Kg/m ²
Plafond	50	Kg/m ²
	<hr/>	
CARGA MUERTA =	940	Kg/m ²
Cargas vivas:	Carga vertical	200 Kg/m ²
	Sismo	90 Kg/m ²

Carga total:

Carga vertical = 1140 Kg/m²

Sismo = 1030 Kg/m²

REVISION DEL PERALTE DE LOSA.

Según el reglamento del D.F. puede omitirse el cálculo de de flexiones si el peralte efectivo es:

$$d = kL (1 - 2c/3L)$$

donde:

L = longitud del tablero (claro mayor)

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

k = coeficiente cuyo valor es:

Losas con
ábacos

$$k = 0.0006 \sqrt[4]{f_s W} \geq 0.02$$

Losas sin
ábacos

$$k = 0.00075 \sqrt[4]{f_s W} \geq 0.025$$

donde:

f_s = esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, puede suponerse f_s = 0.6 f_y, en Kg/cm².

W = carga en condiciones de servicio, en Kg/cm².

Los valores obtenidos de "d" deberán aumentarse 20 por ciento en tableros exteriores y en losas aligeradas.

Continuación del proyecto.

Se tomará el tablero de 8 x 10 mts. por ser el más grande.

Carga de servicio (entrepiso):

$$W = 1140 \text{ Kg/m}^2$$

Esfuerzo en el acero:

$$f_s = 0.6 \times 4200 = 2520 \text{ Kg/cm}^2$$

Aplicando la fórmula para losas sin ábacos:

$$K = 0.00075 \sqrt[4]{2520 \times 1140}$$

$$K = 0.0309$$

Peralte $d = 0.0309 \times 1000 (1 - \frac{2}{3} \times 0.1)$

$$d = 28.84 \text{ cm.}$$

Por ser tablero exterior y ser losa aligerada el valor de "d" se aumentará:

$$d = 28.84 \times 1.2 \times 1.2 = 41.53 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, el peralte total será:

$$h = d + 3$$

$$h = 41.53 + 3 = 44.53 \text{ cm.}$$

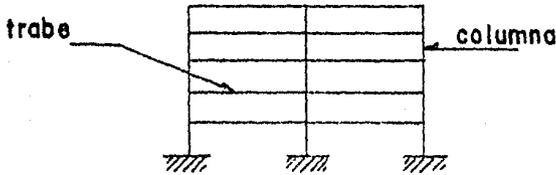
aproximadamente $h = 45 \text{ cm.}$ por lo que el análisis de cargas realizado es correcto.

Para hacer la estimación del peralte, el cociente $\frac{c}{l}$ puede tomarse igual a 0.1, esto se hace porque generalmente no se conocen las dimensiones de las columnas y para poder estimarlas es necesario conocer el peso de la losa.

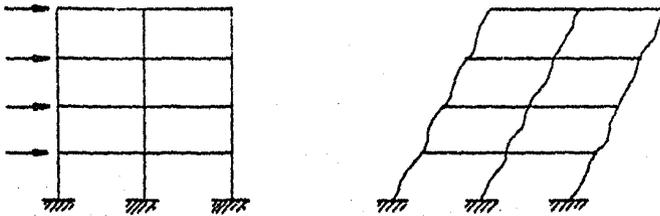
Los sistemas de piso en cada nivel, deben soportar las cargas estáticas o móviles.

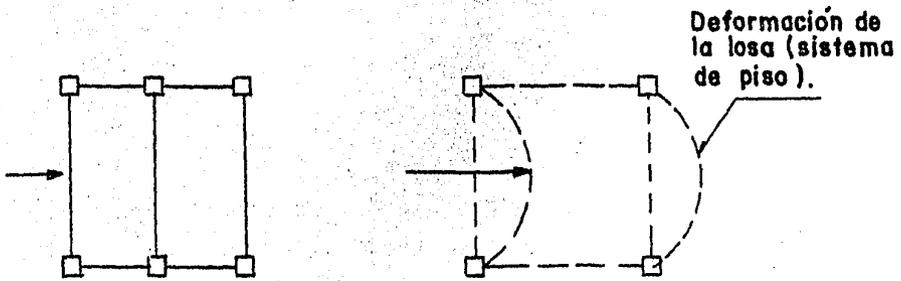
Los elementos estructurales que forman parte del sistema de piso, pueden tener doble función, una transmitir las fuerzas verticales y la otra resistir las acciones horizontales, debido a viento o sismo que se presenten.

Estos elementos estructurales, llamados trabes, al ligarse a las columnas, dan rigidez a los marcos y se diseñarán de acuerdo a los resultados que se obtengan de hacer el análisis estructural.



Una vez elegido el sistema de piso, debe considerarse que éste, ante la acción de fuerzas horizontales, se comporta como diafragma completamente rígido en relación con la estructura formada por el conjunto de marcos.





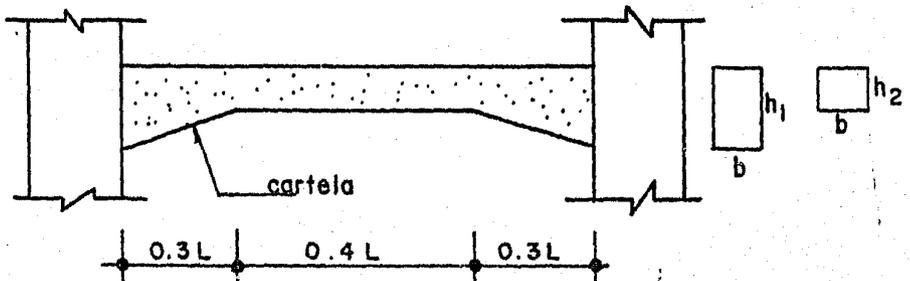
Si este diafragma no tiene ninguna rigidez, cada marco se comportará de manera independiente.

Lo que se debe buscar es que la estructura se comporte como un conjunto, por lo que son los sistemas de piso los elementos encargados de transmitir en forma uniforme las fuerzas horizontales producidas por sismo o viento. En otras palabras, el sistema de piso debe tener cierta rigidez en su plano.

Una vez hecha la idealización se calcularán las propiedades geométricas de cada marco para poder realizar el análisis estructural.

OBTENCIÓN DE LOS MOMENTOS DE INERCIA PARA TRABES ACARTELADAS.

Para miembros acartelados se usa la inercia correspondiente a la sección menor, no se puede usar la mayor, porque esto implicaría que la trabe fuera de sección constante.

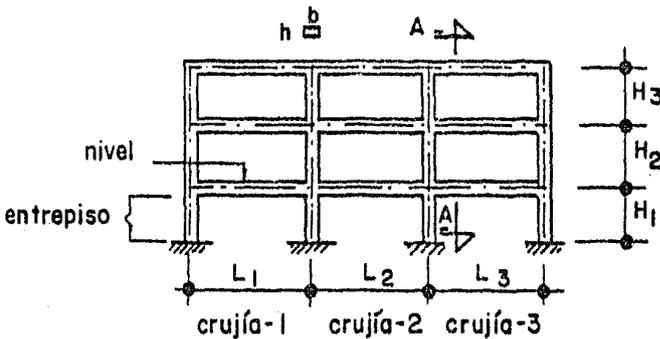


Para el caso de nuestro edificio las cartelas se colocarán como se muestra en la figura.

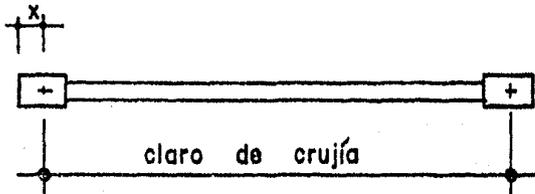
$$I_{\min} = \frac{b h^3}{12}$$

ALTURAS DE ENTREPISO.

Un dato importante para el análisis estructural lo constituye las alturas de entrepiso que junto con los claros de crujiás definen en el espacio de dos dimensiones al marco a analizar.



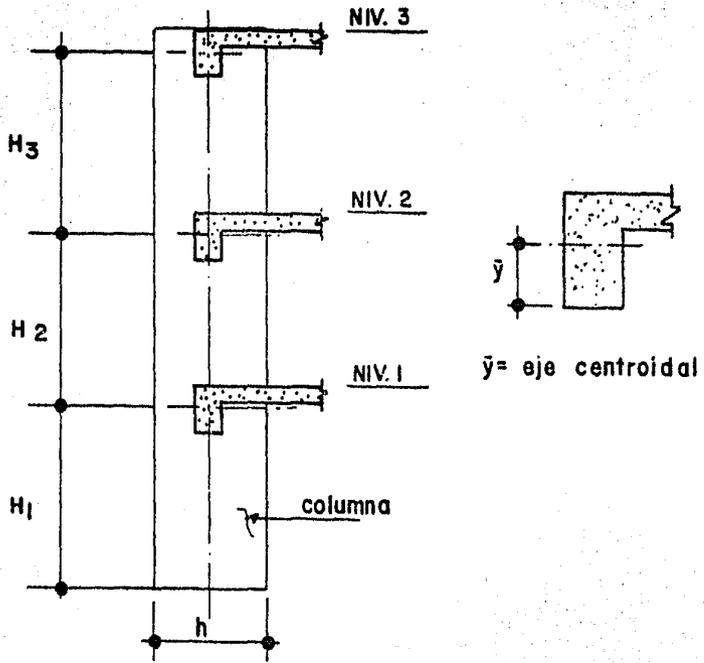
Para obtener los claros de las crujiás basta con tomar la longitud a ejes de columnas.



x = distancia al centroide

Para obtener las alturas de los entrepisos de un edificio, se obtiene la distancia al centroide de las trabes de los niveles correspondientes al entrepiso considerado.

Las alturas de entrepiso las consideraremos que van a ejes de trabes.

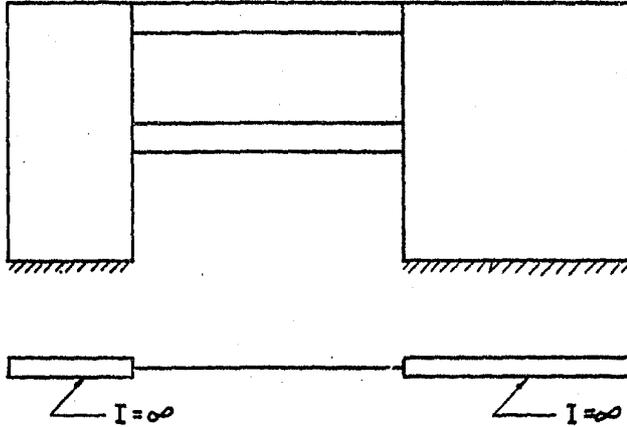


CORTE A-A

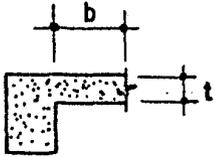
NOTA:

En el análisis de estructuras, la rigidez, factor de transporte y los coeficientes de los momentos de empotramiento son necesarios para miembros que tienen una inercia infinita en uno o ambos extremos.

(caso de Marco - Muro].



Fórmulas para valuar el ancho del patín de losa que trabaja a compresión.



b será el menor de los siguientes valores.

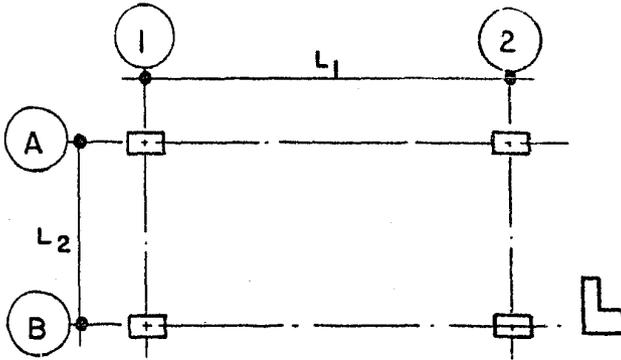
$$b \leq L_1 / 12$$

L_1 = claro de la viga.

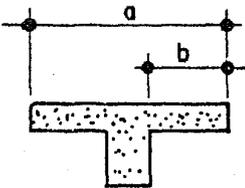
$$b \leq 6t$$

$$b \leq L_2 / 2$$

L_2 = distancia libre a la siguiente viga.



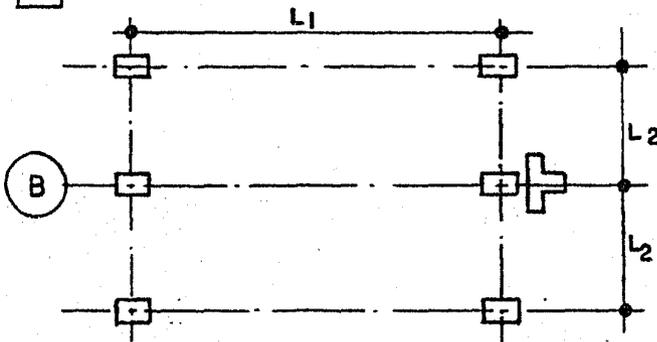
Ejemplo para el eje B



$$a \leq L_1 / 4$$

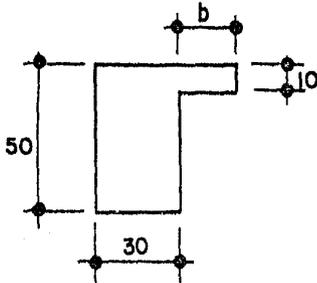
$$b \leq 8t$$

$$b \leq L_2 / 2$$



Secciones para la primera estructuración; (trabes acarteladas).

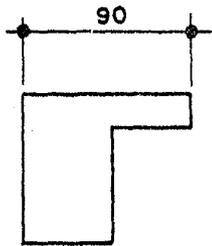
Marco 1-4



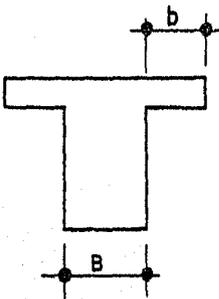
$$b = \frac{L_1}{12} = \frac{800}{12} = 66.67 \text{ cm.}$$

$$b = 6t = 6 \times 10 = 60 \text{ cm, (Rige)}$$

$$b = \frac{L_2}{2} = \frac{1000}{2} = 500 \text{ cm.}$$



Marco ejes 2 y 3

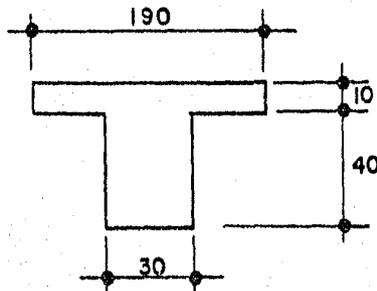


$$a = \frac{L_1}{4} = \frac{800}{4} = 200 \text{ cm.}$$

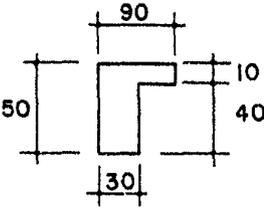
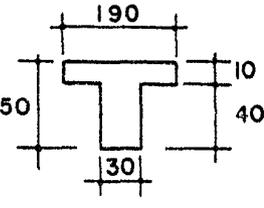
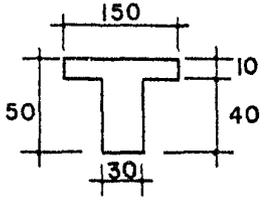
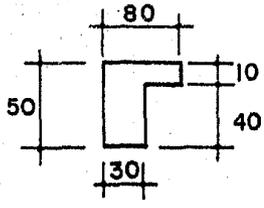
$$b = 8t = 80 \text{ cm.}$$

$$b = \frac{L_2}{2} = \frac{600}{2} = 300$$

$$a = 2b + B = 2 \times 80 + 30 = 190 \text{ cm (Rige)}$$



En la tabla se muestran las secciones de cada marco y sus propiedades geométricas.

SECCION	MARCO EJE	CRUJIA	$I (m^4)$
	1 y 4 A y D	TODAS 1 y 3	0.004889
	2 y 3 B C	1 y 3 TODAS 1 y 3	0.006355
	2 y 3 C	2 2	0.005892
	A y D	2	0.004667

ESTRUCTURA RETICULAR.

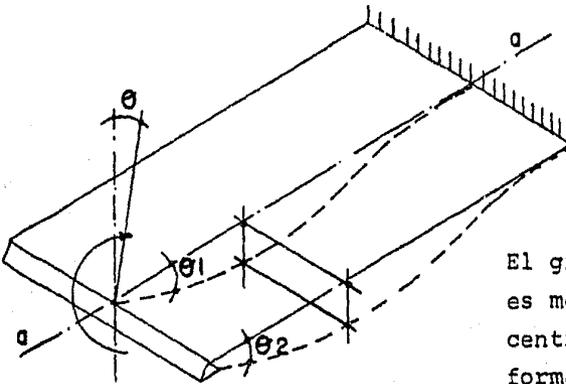
ANCHO EQUIVALENTE.

Para valuar el momento de inercia de las losas planas se - considerará un ancho equivalente, a cada lado del eje de columnas.

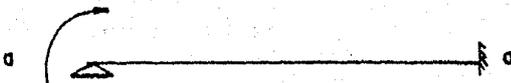
Para una viga de $EI = \text{constante}$:

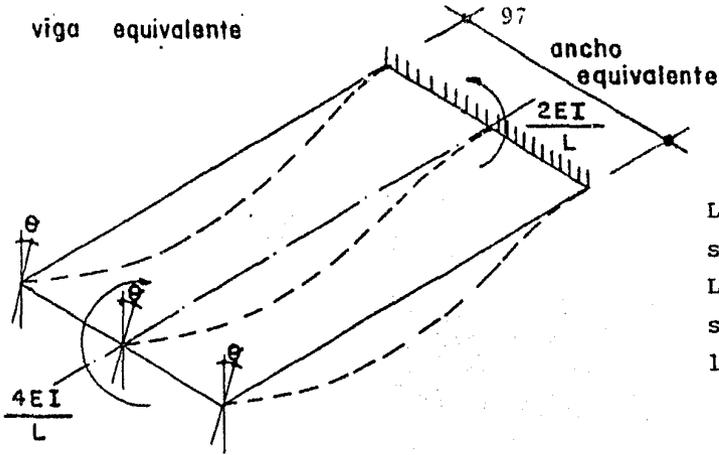


El ancho equivalente se define como áquel ancho necesario para que la parte de losa plana considerada, se comporte de manera semejante a una viga con $EI = \text{constante}$, o sea que los coeficientes de rigidez de la losa se asemejen a los de la viga.



El giro en los extremos es menor que en la parte central (a,a). (por la de formación por torsión).





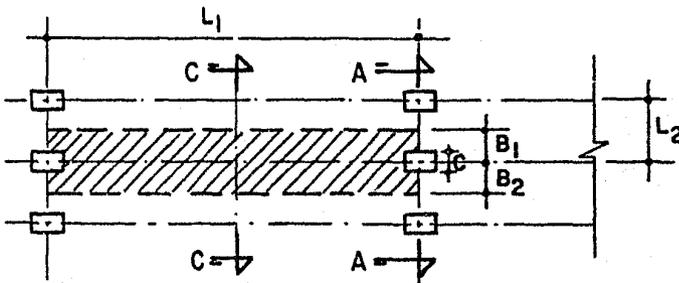
Las deformaciones θ deben ser iguales.
La rigidez de la losa debe ser igual a la viga equivalente.

El ancho equivalente se valorará con la expresión dada por el RDF:

$$B = \frac{0.5 L_2}{1 + 1.67 L_2 / L_1} + 0.3 \leq 0.5 L_2$$

El ancho equivalente de la losa no debe tomarse mayor que $c + 3h$, siendo c el ancho de la columna y h el peralte total de la losa, (véase Diseño Sísmico de Edificios, Estructuras de Concreto, Roberto Meli, Centro de Educación Continua, DEFFI).

Por lo anterior la rigidez ante cargas laterales del sistema losa-plana-columna suele ser bastante reducida y resulta difícil cumplir con las limitaciones de deflexiones laterales admisibles.



En la fórmula anterior:

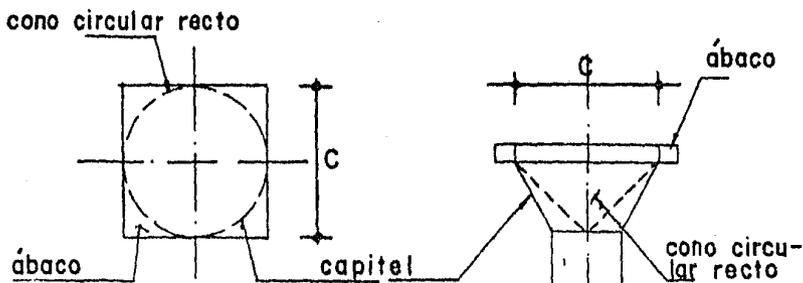
B = ancho equivalente.

L_2 = claro del tablero considerado en la dirección en que se considera el ancho equivalente.

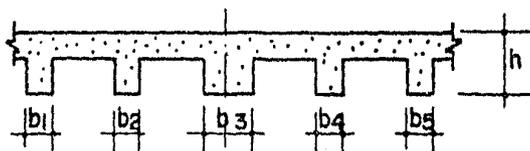
L_1 = claro en la dirección del marco a analizar.

c = dimensión de la columna en la dirección de L_2 (si no hay capitel).

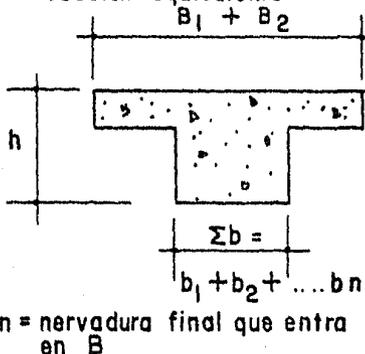
Si hay capitel, diámetro de la intersección, con la losa o ábaco, del mayor cono circular recto que pueda inscribirse en el capitel.



Haciendo un corte A-A

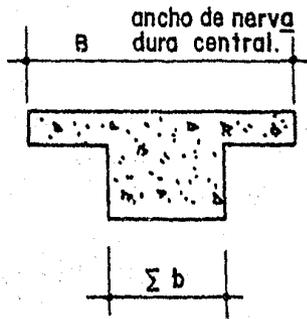
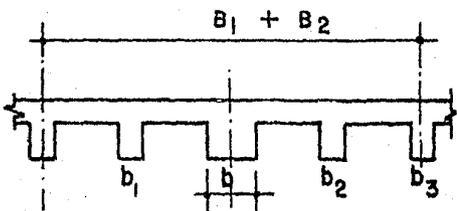


sección equivalente

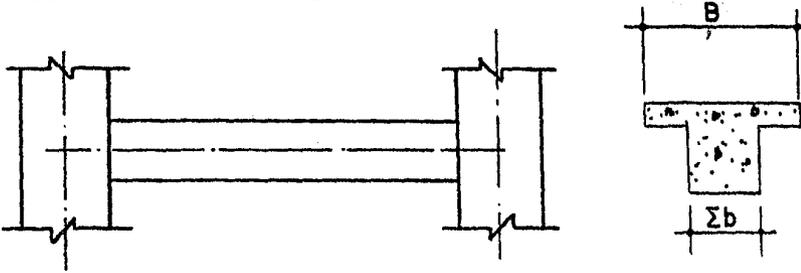


Para obtener los momentos de inercia se toma la sección de losa y nervaduras que están dentro del ancho equivalente. Se puede considerar como una sección T.

Corte c-c:



Sección de trabe a analizar



Para obtener la inercia de la viga equivalente, podemos usar el promedio de las inercias obtenidas en los cortes A-A (zona maciza) y c-c (zona central).

ANÁLISIS ESTRUCTURAL POR CARGA VERTICAL

El objeto del análisis estructural es la determinación de las cargas actuantes, de las reacciones, esfuerzos cortantes y momentos de flexión y torsión.

El diseño se refiere al dimensionamiento y cálculo de las armaduras (acero) que deben tener los elementos estructurales para resistir las fuerzas actuantes.

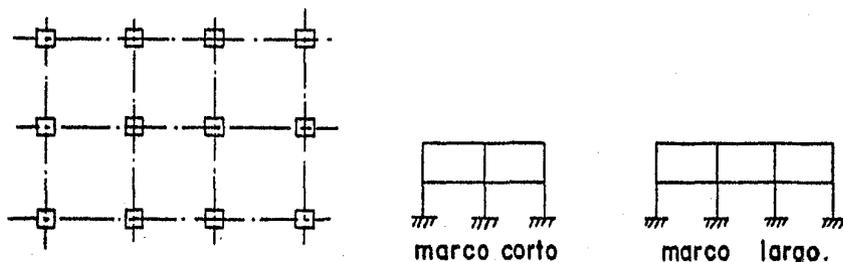
Existen métodos que dan soluciones exactas, como son:

- a) Método de Cross (método de distribución de momentos).
- b) Método de las rigideces (desplazamientos).
- c) Método de las flexibilidades (fuerzas).

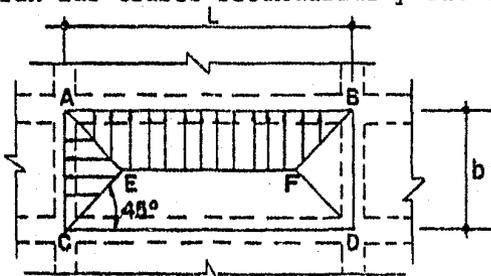
Estos métodos se usan generalmente para el análisis de estructuras.

En muchos casos se usan métodos aproximados para edificios de poca altura y en ocasiones sirven para suponer escuadrias.

Para realizar el análisis se supone que la estructura se divide en marcos ortogonales.



Para realizar el análisis estructural se deben conocer los pesos (ton/m^2) que deberán soportar las losas, con éstos se cargarán las traveses secundarias y las traveses principales.



La viga AB soporta la carga ABEF.

La viga AC soporta la carga AEC.

La carga deberá distribuirse en forma uniforme

$$w = \frac{W A_t}{L}$$

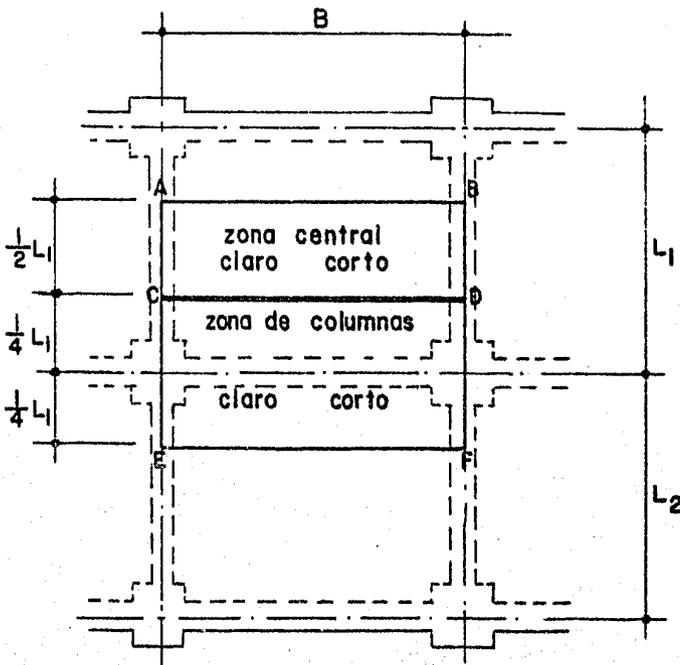
donde: W = carga en ton/m²

A_t = área tributaria

L = longitud de la trabe.

w = carga en ton/m.

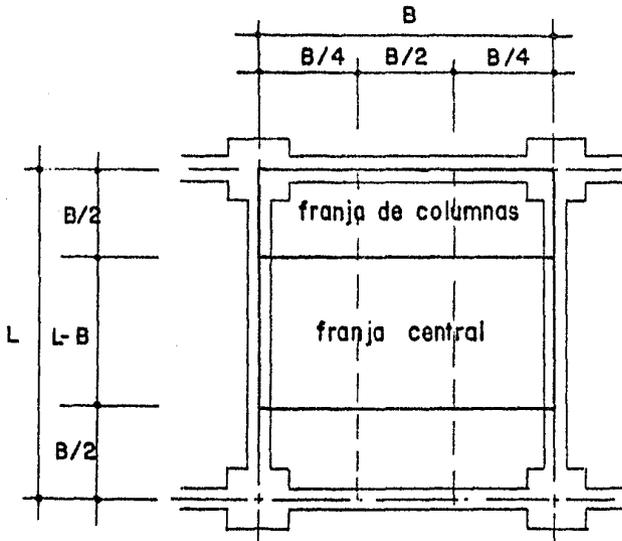
Franjas extremas y franja central



SEGUN R.D.F.

Para relaciones de claro corto a largo mayores de 0.5, las franjas tendrán un ancho igual a la mitad del claro perpendicular a ellas y cada franja extrema igual a la cuarta parte del mismo.

Para relaciones $B/L \leq 0.5$, la franja central perpendicular al lado largo tendrá un ancho igual a $L-B$ y cada franja extrema igual a $B/2$.

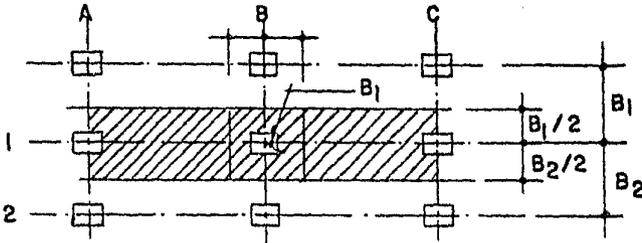


Hay que tomar en cuenta que los momentos máximos no se producen cuando la estructura está totalmente cargada.

La carga muerta actúa en todos los claros pero la carga viva no.

ESTRUCTURA RETICULAR

Los marcos se cargarán tomando un ancho tributario para cada eje (marco).



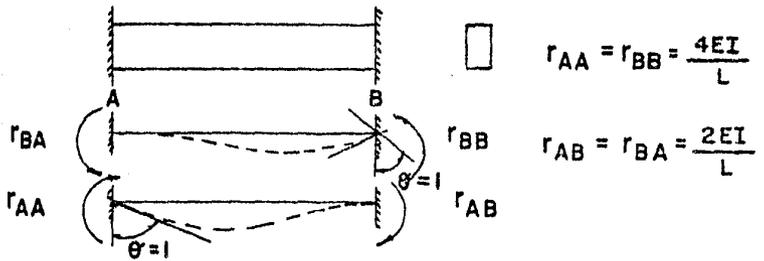
Cada marco tomará un ancho de losa equivalente a la mitad entre el marco a cargar y el marco siguiente. Como puede verse todos los marcos tendrán cargas uniformes. Para obtener la carga en cualquier columna se tomará el valor correspondiente al promedio de las reacciones dadas por los marcos que llegan a la columna, por ejemplo la columna B_1 , tendrá las reacciones dadas por los marcos B y 1, este resultado puede checarse con el obtenido con el área tributaria de la columna.

Siempre en el análisis estructural se deben tener dos combinaciones de cargas, una para diseño por carga vertical y otra para diseño sísmico. En el primero se utiliza una carga viva total y en el segundo una carga que llamaremos carga viva reducida. (véase título IV del R.D.F.).

Para el análisis estructural necesitamos como datos, las propiedades geométricas de cada marco, y el tipo de cargas a las que va a estar sometido cada uno de ellos.

Las propiedades geométricas (área e inercia) fueron determinadas anteriormente, sólo que hace falta hacer algunas consideraciones.

Para el caso de trabes acarteladas, los coeficientes de rigidez varían, no son iguales a los de una trabe de sección constante.

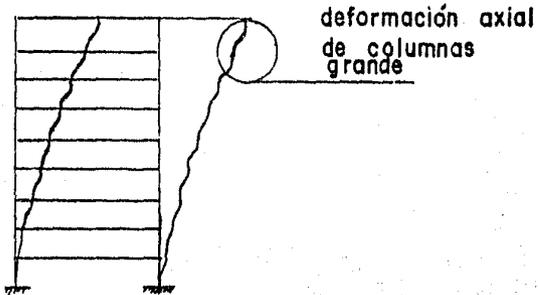


Tenemos que la matriz de barra considerando sólo flexión - es:

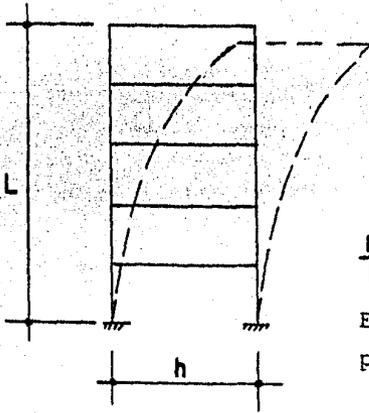
r_{AA}	$-r_{AB}$
$-r_{BA}$	r_{BB}

NOTA:

Para edificios altos se puede usar la matriz de barra considerando sólo flexión, pero para edificios altos la deformación axial de las barras es importante.



Es por esto que en edificios altos es muy importante que - el análisis se realice considerando deformación axial y deformación por cortante.

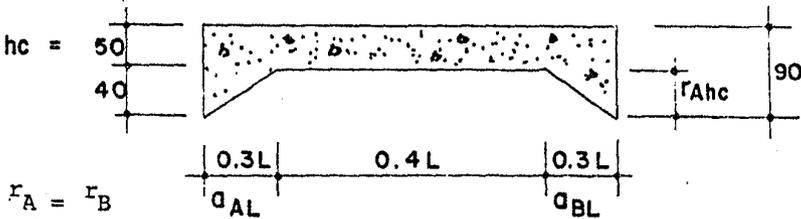


$$\frac{L}{h} \cong 3$$

el alargamiento de columnas es importante.

Esta regla es empírica, no siempre es aplicable.

Los coeficientes de rigidez se pueden obtener de las tablas de P.C.A. (Portland Cement Association, Handbook of Frame Constants).



$$r_A = r_B$$

$$r_{Ahc} = 40$$

$$r_A = \frac{40}{50} = 0.8$$

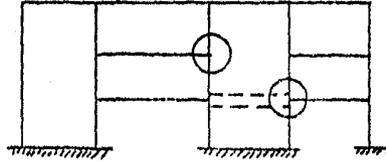
Interpolando para $r_A = r_B = 0.6$ y $r_A = r_B = 1.0$ obtenemos:

Para $r_A = r_B = 0.8$

$$r_{AA} = 9.445 EI/L = r_{BB}$$

$$r_{AB} = r_{BA} = 6.425 EI/L$$

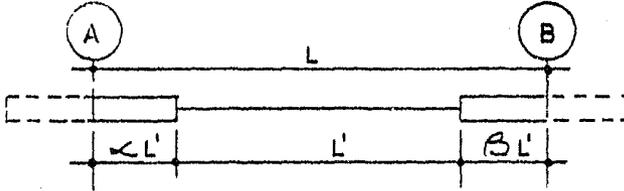
En el caso de tener estructuras a base de combinaciones de marcos y muros, el análisis estructural es más complicado, porque se debe tomar en cuenta la rigidez que da el muro a las traveses.



Este tipo de estructuras puede idealizarse como se indica en la figura.



Hipótesis de la columna ancha.

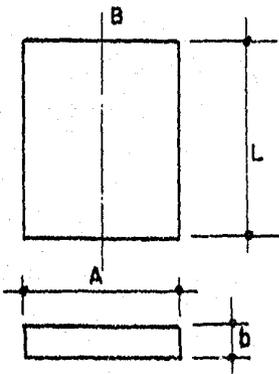


$$r_{AA} = \frac{4EI}{L'} \quad [1 + 3\alpha + 3\alpha^2]$$

$$r_{BB} = \frac{4EI}{L'} \quad [1 + 3\beta + 3\beta^2]$$

$$r_{AB} = r_{BA} = \frac{2EI}{L} \quad [1 + 3\alpha + 3\beta + 6\alpha\beta]$$

MUROS



$$r_{AA} = \frac{4EI}{L} \frac{(1+c)}{(1+4c)} = r_{BB}$$

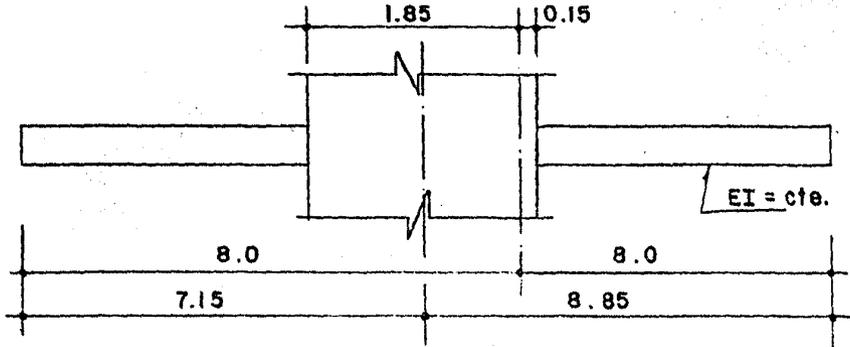
$$r_{AB} = r_{BA} = \frac{2EI}{L} \frac{(1-2c)}{(1+4c)}$$

$$\text{dónde } c = 6(1+\nu) \frac{I}{A_c L^2}$$

A_c = área de cortante que para secciones rectangulares se considera:

$$A_c = \frac{A}{1.2}$$

Coefficientes de rigidez en los marcos 2 y 3 para $EI = \text{cte.}$
(Estructura reticular).



$$\alpha = 0, \quad \beta = \frac{1}{6.15} = 0.1626$$

$$r_{AA} = \frac{4EI}{L}$$

$$r_{BB} = \frac{4EI}{L} [1 + 3\beta + 3\beta^2]$$

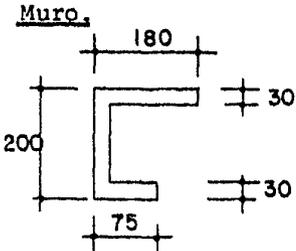
$$r_{BB} = 6.2685 \frac{EI}{L}$$

En función de L

$$r_{AA} = 4 \times \frac{7.15}{6.15} = 4.6504 \frac{EI}{L}$$

$$r_{BB} = 6.2685 \times \frac{7.15}{6.15} = 7.2878 \frac{EI}{L}$$

CLARO (m)	r_{AA}	r_{BB}	r_{AB}	
7.15	4.6504	7.2878	3.46	EI/L
8.85	6.45	4.51	3.12	EI/L



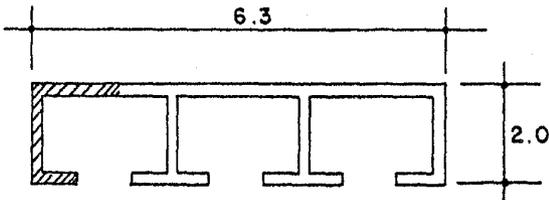
$$A = 1.185 \text{ M}^2$$

$$I = 0.56655 \text{ M}^4$$

$$c = \frac{6 \times (1 + 0.2) \times 0.56655}{(1.185/1.2)L^2}$$

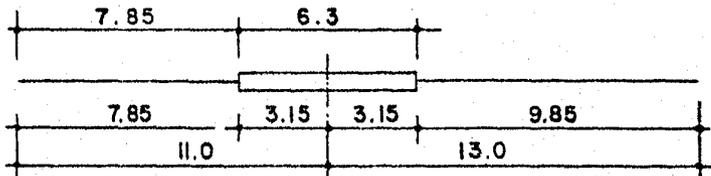
L	r _{AA}	r _{BB}	r _{AB}	
4.25	2.567	2.567	0.567	EI/L
3.75	2.379	2.379	0.379	EI/L
3.25	2.17	2.17	0.17	EI/L

NOTA:

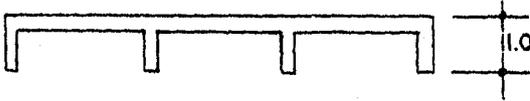


La porción considerada para el análisis del marco se tomó - como $6t = 180 \text{ cm}$. No se puede tomar todo el muro. Algunos consideran 1.0 metro, la mitad del muro, etc.

Eje B.
vigas.



Claro (m)	r_{AA}	r_{BB}	r_{AB}	
11.0	5.605	15.061	6.1765	EI/L
13.0	11.964	5.279	5.172	EI/L

Muro

$$A = 2.73 \text{ m}^2$$

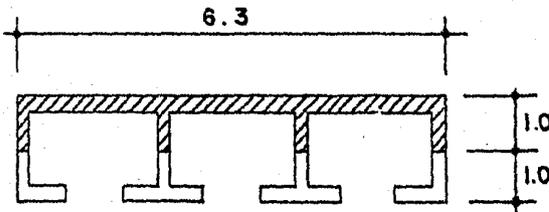
$$I = 10.4575 \text{ m}^4$$

$$c = 6(1.2) \times \frac{10.4575}{(2.73/1.2) L^2}$$

L	$r_{AA} = r_{BB}$	r_{AB}	
4.25	1.3602	-0.6398	EI/L
3.75	1.2881	-0.7119	EI/L
3.25	1.2217	-0.7783	EI/L

NOTA:

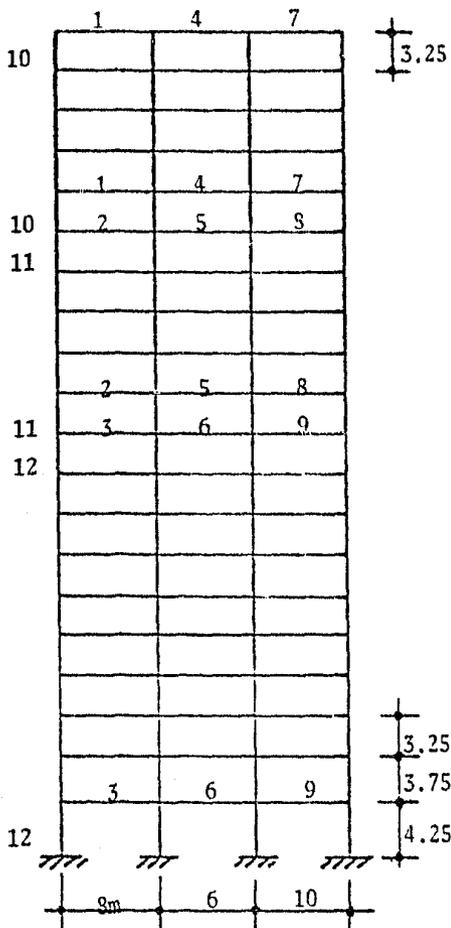
En este caso se tomó la mitad del muro.



PROPIEDADES GEOMETRICAS DE MARCOS
(ESTRUCTURA RETICULAR)

MARCOS EJES A y D

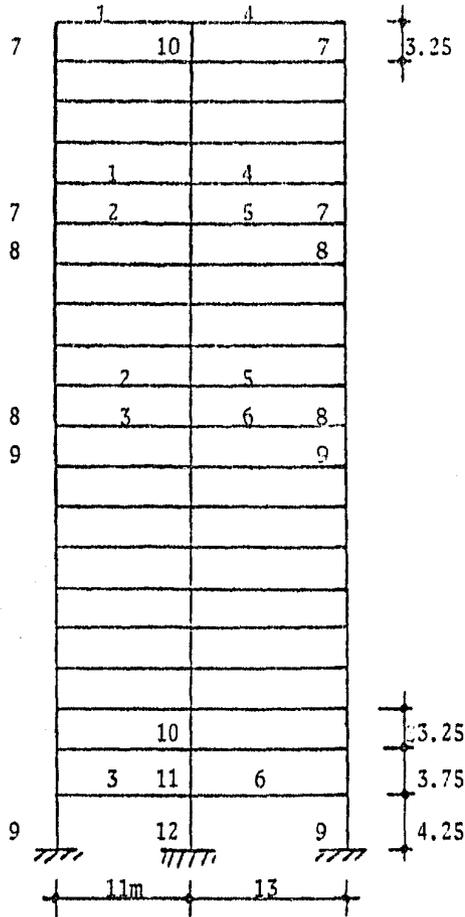
111



Elemento	Inercia(m ⁴)	r _{AA}	r _{BB}	r _{AB}
1	0.01194	4 EI/L	4 EI/L	2 EI/L
2	0.01218	"	"	"
3	0.01259	"	"	"
4	0.01057	"	"	"
5	0.01071	"	"	"
6	0.01098	"	"	"
7	0.01274	"	"	"
8	0.01283	"	"	"
9	0.01293	"	"	"
10	0.05468	"	"	"
11	0.08333	"	"	"
12	0.1728	"	"	"

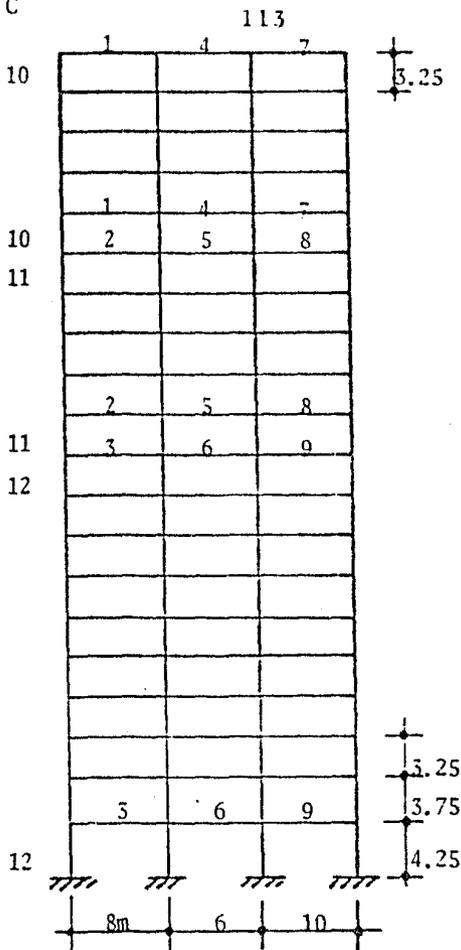
MARCO EJE B

1.1.2

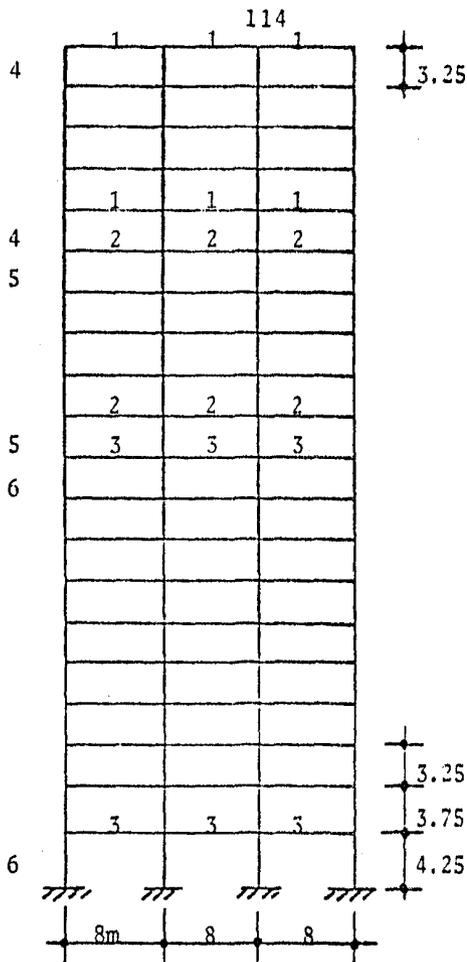


Elemento	Inercia(m ⁴)	r _{AA}	r _{BB}	r _{AB}
1	0.01973	5.605 EI/L	15.158 EI/L	6.208 EI/L
2	0.02020	"	"	"
3	0.02102	"	"	"
4	0.01691	11.964	5.279	5.172
5	0.01699	"	"	"
6	0.01714	"	"	"
7	0.05468	4	4	2
8	0.08333	"	"	"
9	0.1728	"	"	"
10	10.45748	1.2217	1.2217	- 0.7783
11	10.45748	1.2881	1.2881	- 0.7119
12	10.45748	1.3602	1.3602	- 0.6398

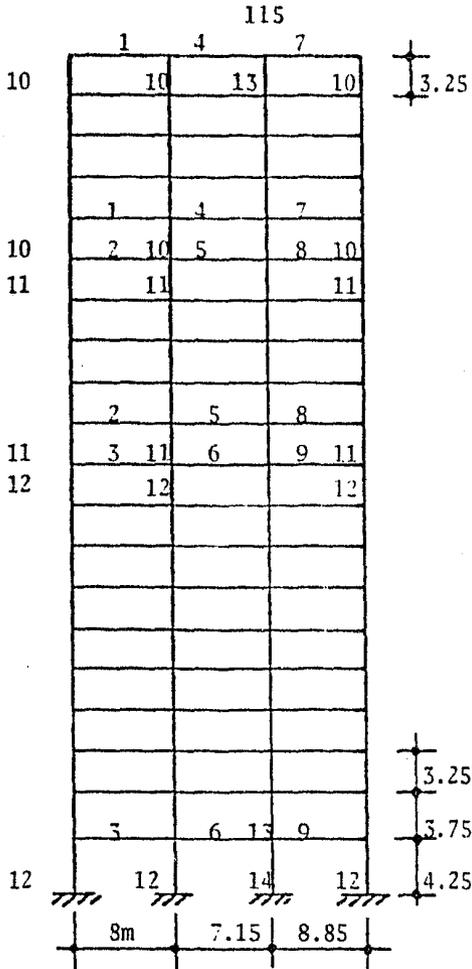
MARCO EJE C



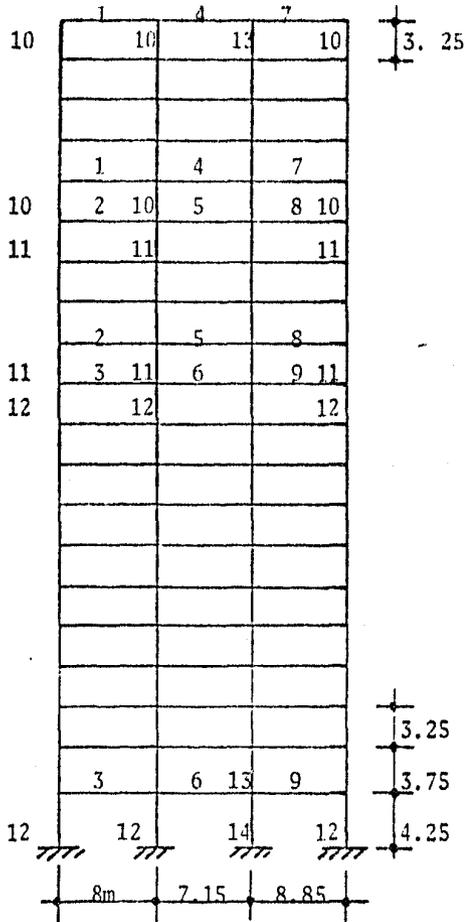
Elemento	Inercia(m ⁴)	r _{AA}	r _{BB}	r _{AB}
1	0.01973	4 EI/L	4 EI/L	2 EI/L
2	0.02020	"	"	"
3	0.02102	"	"	"
4	0.01645	"	"	"
5	0.01672	"	"	"
6	0.01726	"	"	"
7	0.02142	"	"	"
8	0.02152	"	"	"
9	0.02172	"	"	"
10	0.05468	"	"	"
11	0.08333	"	"	"
12	0.1728	"	"	"



Elemento	Inercia(m ⁴)	r _{AA}	r _{BB}	r _{AB}
1	0.01194	4 EI/L	4 EI/L	2 EI/L
2	0.01218	"	"	"
3	0.01259	"	"	"
4	0.05468	"	"	"
5	0.08335	"	"	"
6	0.1728	"	"	"

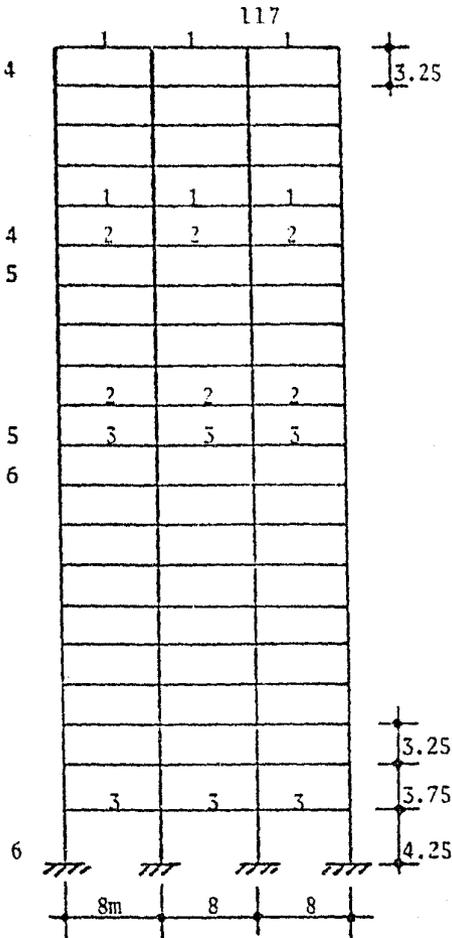


Elemento	Inercia(m ⁴)	r _{AA}	r _{BB}	r _{AB}
1	0.01900	4 EI/L	4 EI/L	2 EI/L
2	0.01957	"	"	"
3	0.02005	"	"	"
4	0.01806	4.65	7.29	3.46
5	0.01843	"	"	"
6	0.01911	"	"	"
7	0.01900	6.45	4.51	3.12
8	0.01937	"	"	"
9	0.02005	"	"	"
10	0.05468	4	4	2
11	0.08533	"	"	"
12	0.1728	"	"	"
13	0.56655	2.17	2.17	0.17
14	0.56655	2.567	2.567	0.567



Elemento	Inercia(m ⁴)	r _{AA}	r _{BB}	r _{AB}
1	0.01951	4 EI/L	4 EI/L	2 EI/L
2	0.01970	"	"	"
3	0.02007	"	"	"
4	0.01416	4.65	7.29	3.46
5	0.01441	"	"	"
6	0.01429	"	"	"
7	0.01951	6.45	4.51	3.12
8	0.01970	"	"	"
9	0.2007	"	"	"
10	0.05468	4	4	2
11	0.08353	"	"	"
12	0.0178	"	"	"
13	0.56655	2.17	2.17	0.17
14	0.56655	2.567	2.567	0.567

MARCO EJE 4



Elemento	Inercia (m ⁴)	r _{AA}	r _{BB}	r _{AB}
1	0.01245	4 EI/L	4 EI/L	2 EI/L
2	0.01250	"	"	"
3	0.01260	"	"	"
4	0.05468	"	"	"
5	0.08333	"	"	"
6	0.1728	"	"	"

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE MARCOS
(ESTRUCTURA CON TRABES Y LOSAS)

Para la estructura a base de traves acarteladas, los coeficientes de rigidez tomando en cuenta los elementos infinitamente rígidos se obtienen de la siguiente manera:

Anteriormente se obtuvieron los coeficientes de rigidez para la trabe acartelada

$$r'_{AA} = r'_{BB} = 9.445 EI/L$$

$$r'_{AB} = 6.425 EI/L$$

Considerando efectos de flexión y cortante:

$$r_{AA} = \frac{r'_{AA}}{L'} \left[\frac{1 + c + 3\alpha + 3\alpha^2}{1 + 4c} \right]$$

$$r_{BB} = \frac{r'_{BB}}{L'} \left[\frac{1 + c + 3\beta + 3\beta^2}{1 + 4c} \right]$$

$$r_{AB} = \frac{r'_{AB}}{L'} \left[\frac{1 - 2c + 3\alpha + 3\beta + 6\alpha\beta}{1 + 4c} \right]$$

para nuestro caso $c = 0$

y para sección constante $r'_{AA} = r'_{BB} = 4 EI/L$ y $r'_{AB} = 2 EI/L$, obteniéndose se las fórmulas dadas anteriormente.

En función de L (distancia a ejes)

$$r_{AA} = r'_{AA} \frac{L}{L'(1+4c)} (1 + c + 3\alpha + 3\alpha^2)$$

$$r_{BB} = r'_{BB} \frac{L}{L'(1+4c)} (1 + c + 3\beta + 3\beta^2)$$

$$r_{AB} = r'_{AB} \frac{L}{L'(1+4c)} (1 - 2c + 3\alpha + 3\beta + 6\alpha\beta)$$

Para los marcos 2 y 3:

Cruja 1 (se utilizarán los resultados obtenidos para la es tructura reticular).

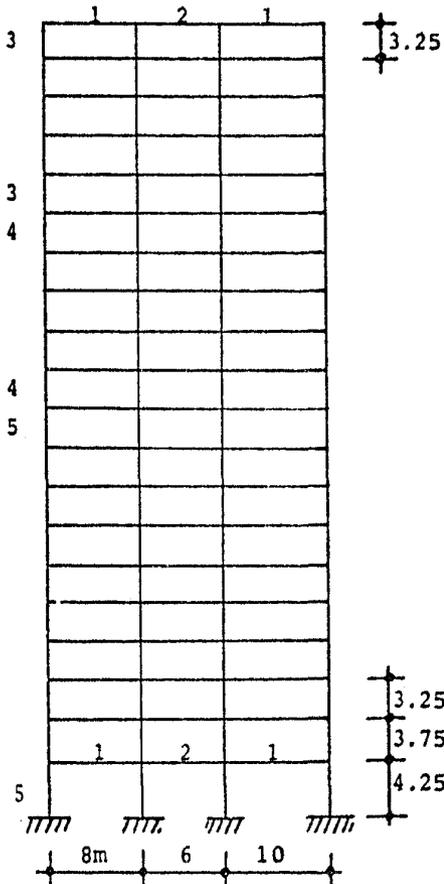
$$r_{BB} = \frac{9.445 EI}{L} \times \frac{7.15}{6.15} (1 + 3 \times 0.1626 + 3(0.1626)^2)$$

$$= 17.208 EI/L$$

$$r_{AA} = \frac{9.445 EI}{L} \times \frac{7.15}{6.15} (1 + 0 + 0) = 10.9808 EI/L$$

$$r_{AB} = 11.115 EI/L$$

En las figuras siguientes se muestran los coeficientes obtenidos de la manera descrita. (Sólo para las trabes acarteladas).

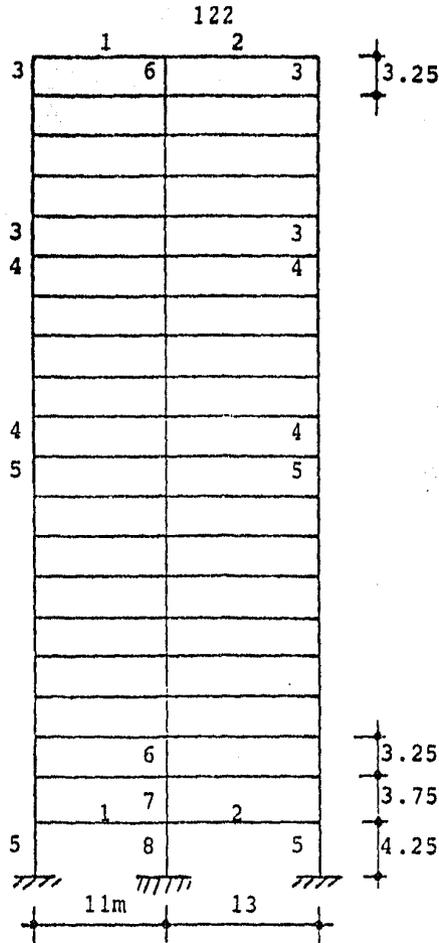


NOTA:

La sección de las columnas es la misma para todo el entrepiso.

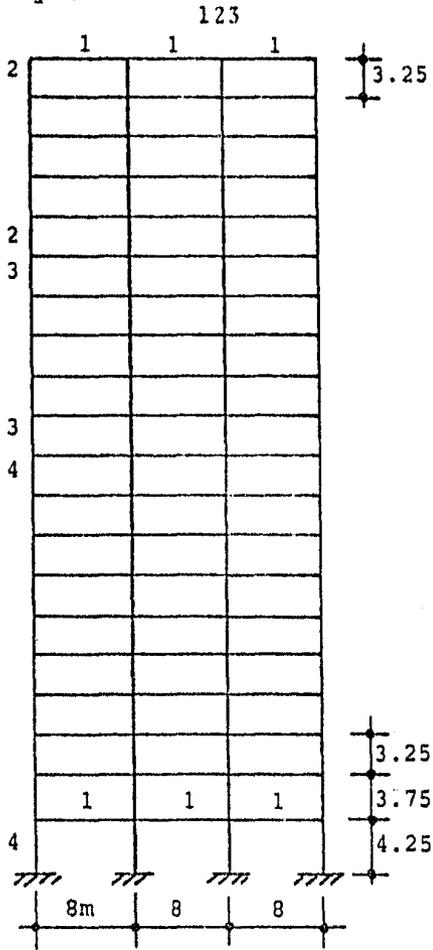
Elemento	Area (m ²)	Inercia (m ⁴)	r _{AA}	r _{BB}	r _{AB}
1	0.21	0.004889	9.445 EI/L	9.445 EI/L	6.425 EI/L
2	0.20	0.004667	"	"	"
3	0.7225	0.043501	4	4	2
4	0.9025	0.067876	"	"	"
5	1.1025	0.101292	"	"	"
Para el eje C sólo cambia la inercia de los elementos 1 y 2					
1	0.31	0.006355	9.445	9.445	6.425
2	0.27	0.005892	"	"	"

MARCO EJE B



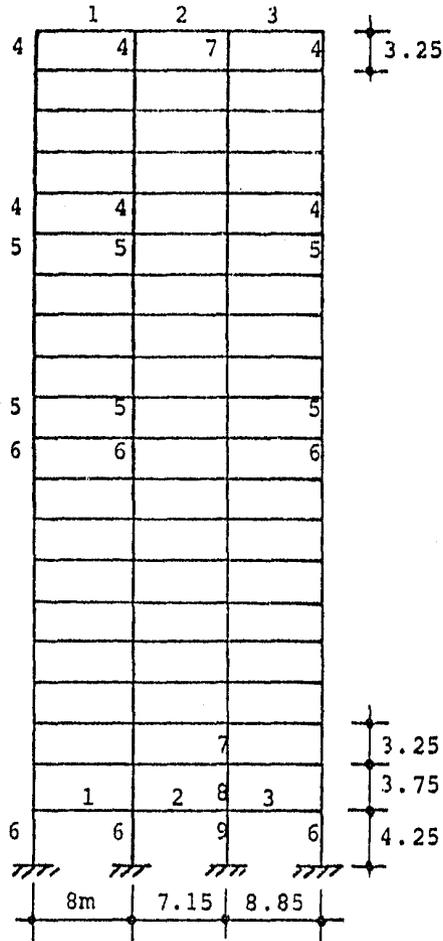
Elemento	Area	Inercia (m ⁴)	r _{AA}	r _{BB}	r _{AB}
1	0.31	0.006355	13.235EI/L	35.563EI/L	19.842EI/L
2	0.31	0.006355	28.25	12.465	16.615
3	0.7225	0.043501	4	4	2
4	0.9025	0.067876	4	4	2
5	1.1025	0.101292	4	4	2
6	2.73	10.4575	1.2217	1.2217	-0.7783
7	2.73	10.4575	1.2881	1.2881	-0.7119
8	2.73	10.4575	1.3602	1.3602	-0.6398

MARCOS EJES 1 y 4



NOTA:
La sección de las columnas es la misma para todo el entrepiso.

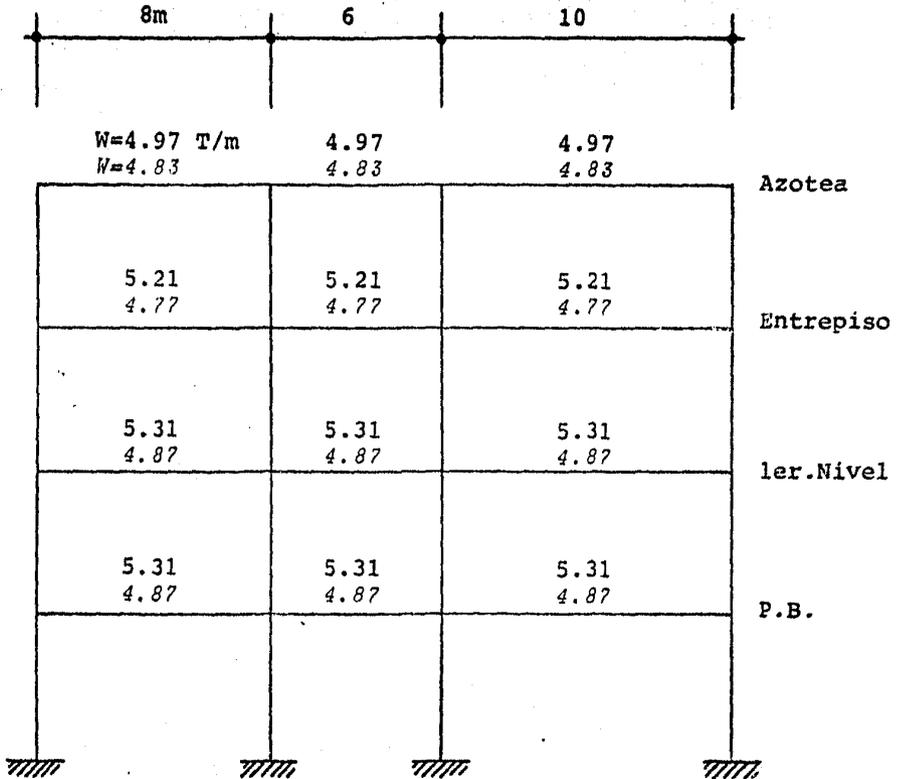
Elemento	Area	Inercia (m ⁴)	r _{AA}	r _{BB}	r _{AB}
1	0.21	0.004889	9.445EI/L	9.445EI/L	6.425EI/L
2	0.7225	0.043501	4	4	2
3	0.9025	0.067876	4	4	2
4	1.1025	0.101292	4	4	2



Elemento	Area	Inercia (m ⁴)	r _{AA}	r _{BB}	r _{AB}
1	0.31	0.006355	9.445EI/L	9.445EI/L	6.425EI/L
2	0.27	0.005892	10.9808	17.208	11.1153
3	0.31	0.006355	15.2301	10.6492	10.023
4	0.7225	0.043501	4	4	2
5	0.9025	0.067876	4	4	2
6	1.1025	0.101292	4	4	2
7	1.185	0.56655	2.17	2.17	0.17
8	1.185	0.56655	2.379	2.379	0.379
9	1.185	0.56655	2.567	2.567	0.567

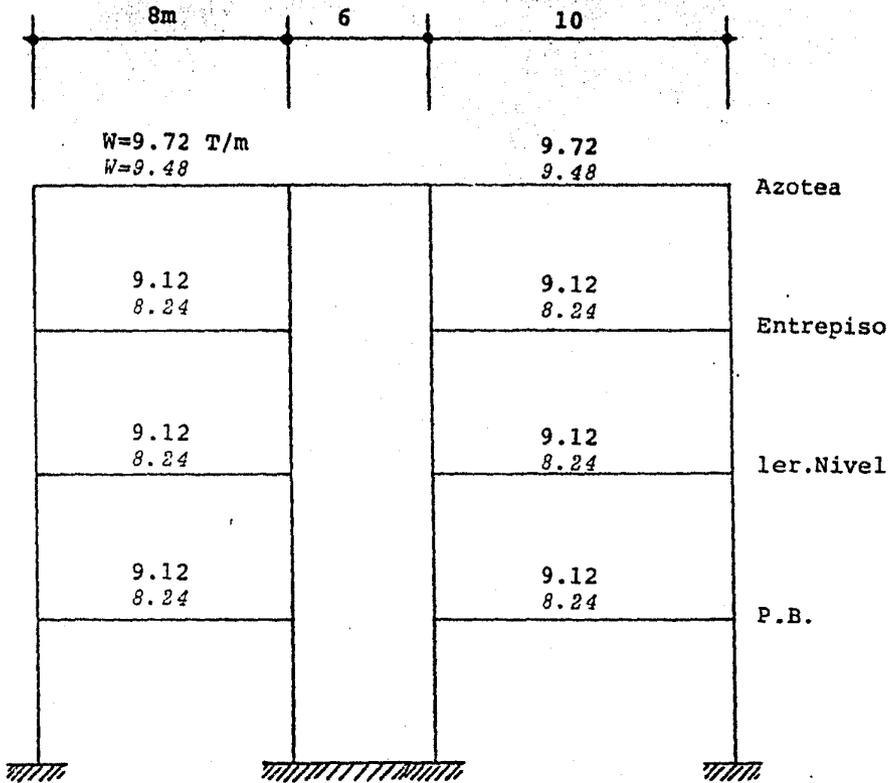
CARGAS EN MARCOS (ESTRUCTURA RETICULAR).

MARCO EJES A Y D



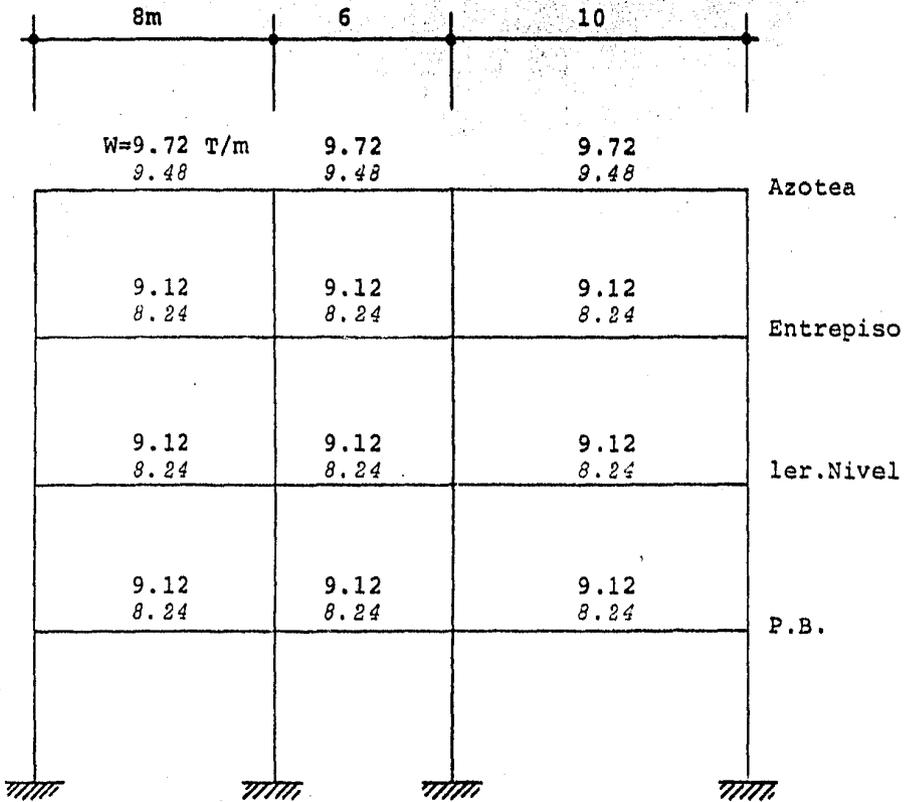
W =CARGA TOTAL.
 W =CARGA REDUCIDA
 (sismo).

MARCO EJE B



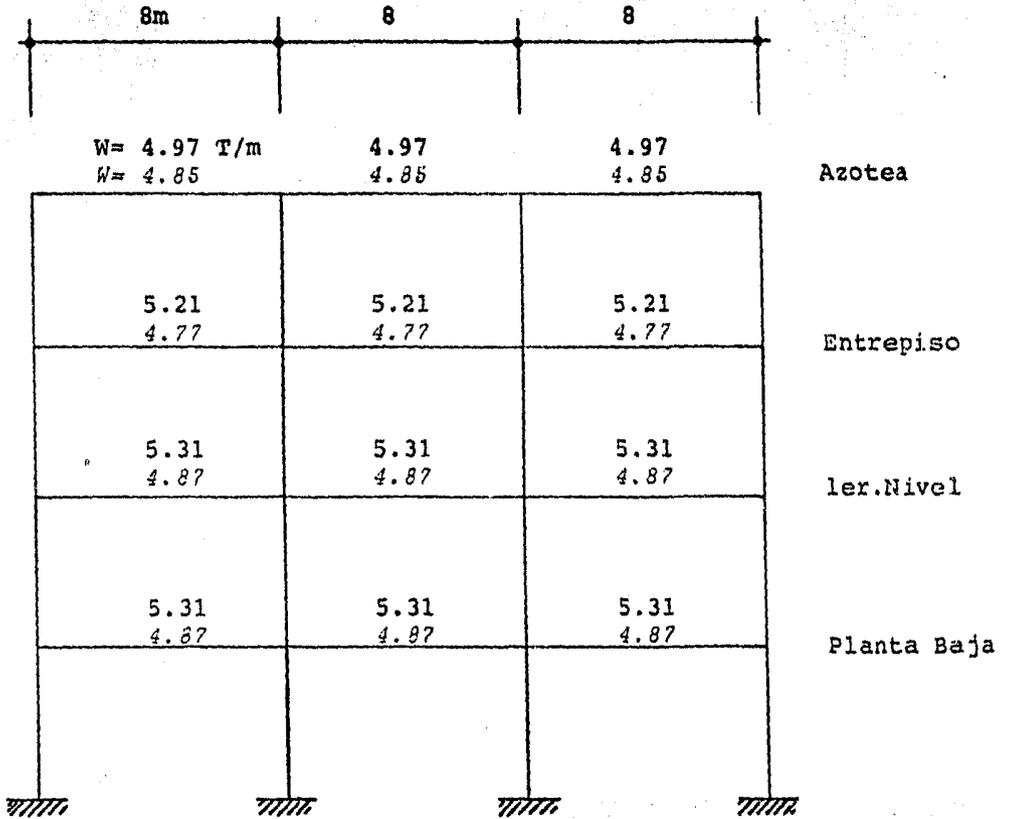
W=CARGA TOTAL.
 W=CARGA REDUCIDA
 (sismo).

MARCO EJE C



W=CARGA TOTAL.
 W=CARGA REDUCIDA
 (si amo).

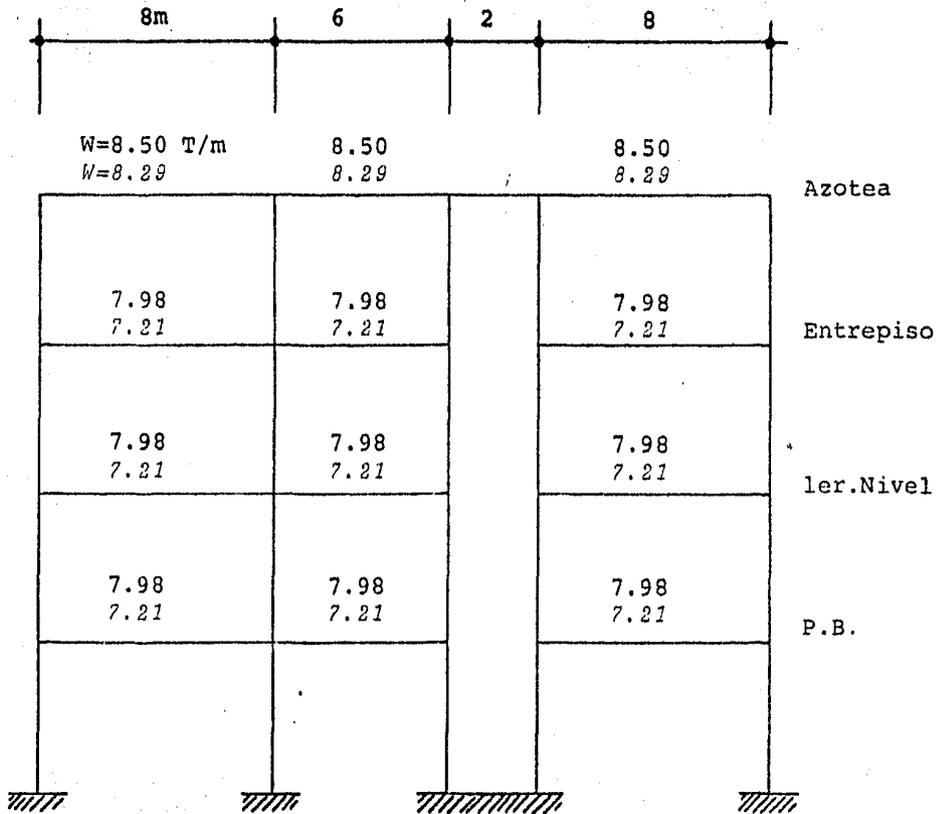
MARCO EJE 1



W= CARGA TOTAL.

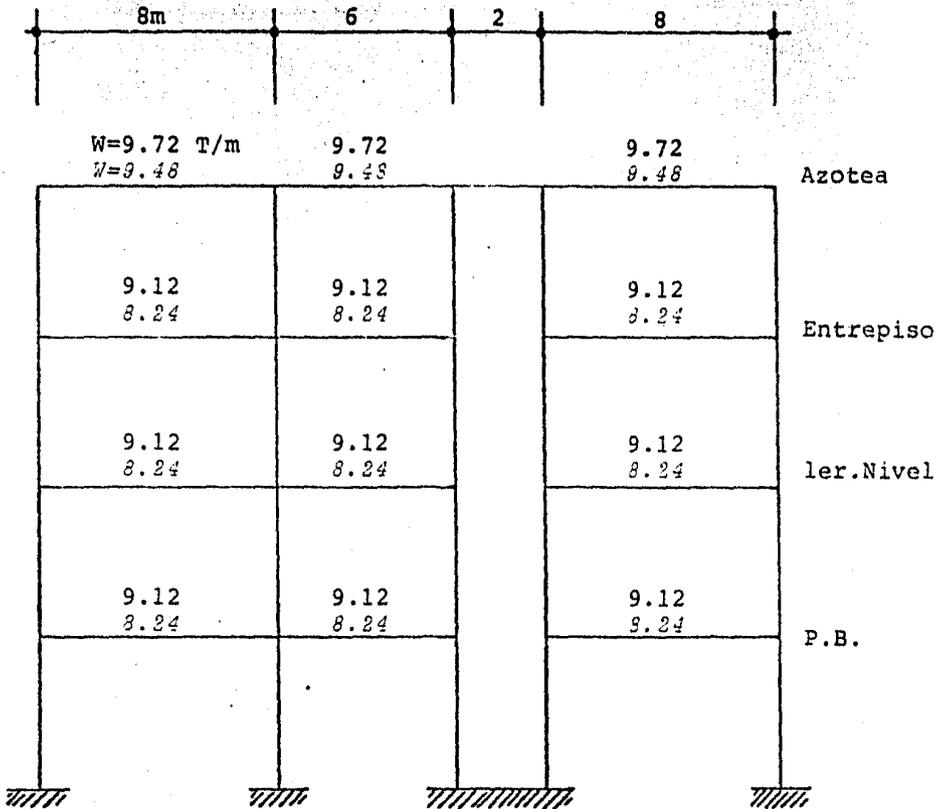
W= CARGA REDUCIDA
(sismo).

MARCO EJE 2



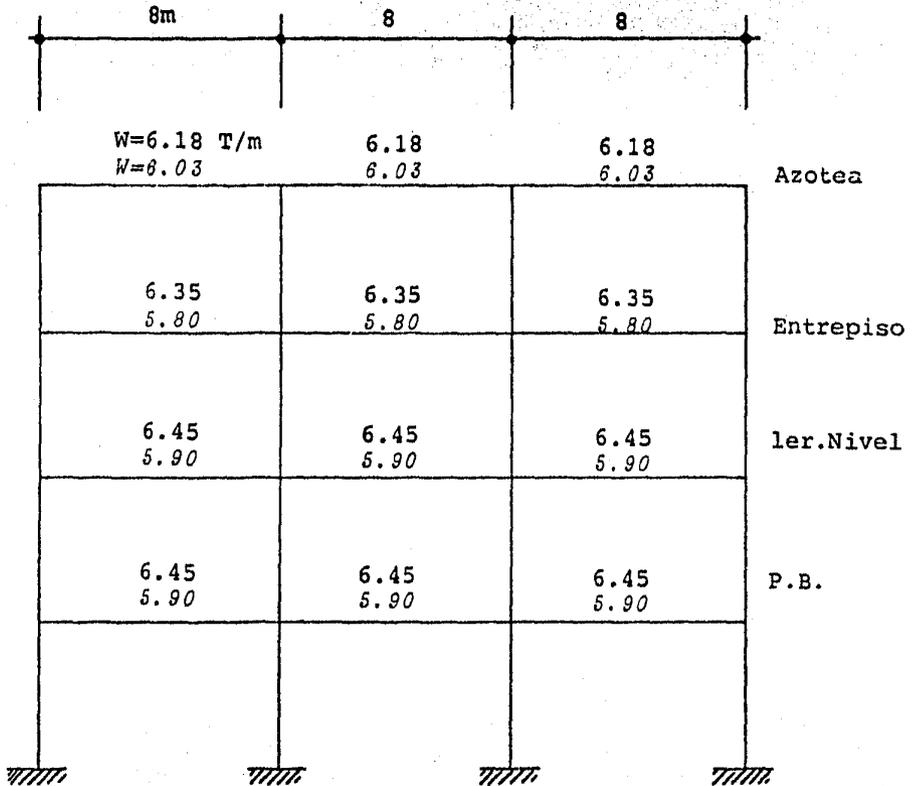
W=CARGA TOTAL.
W=CARGA REDUCIDA
(sismo).

MARCO EJE 3



W=CARGA TOTAL.
 W=CARGA REDUCIDA
 (sismo).

MARCO EJE 4



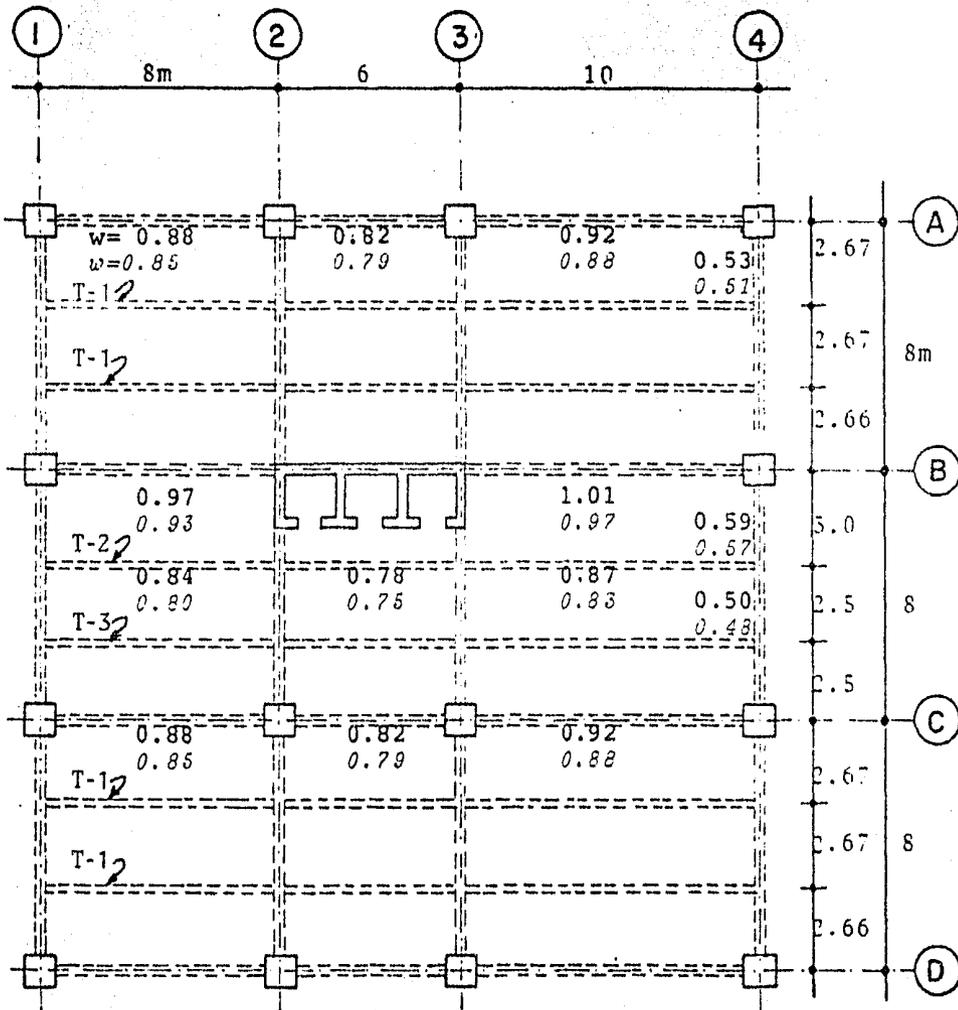
W= CARGA TOTAL.
 W= CARGA REDUCIDA
 (sismo)

CARGAS EN MARCOS (ESTRUCTURA CON TRABES ACARTELADAS) .

CARGAS EN TRABES DEBIDO A LA LOSA.

AZOTEA. $W_{cvt} = 0.792 \text{ T/m}^2$

$W_{cvr} = 0.762 \text{ T/m}^2$

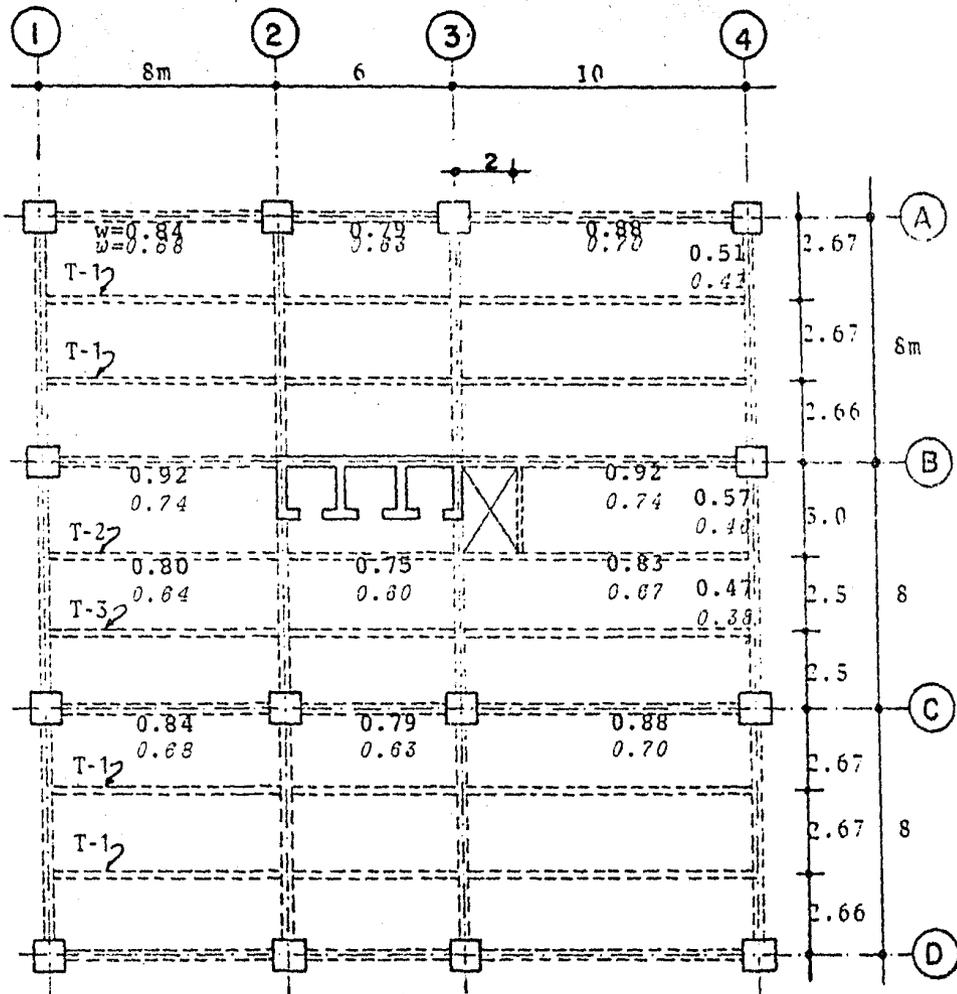


CARGAS EN TRABES DEBIDO A LA LOSA.

ENTREPISO.

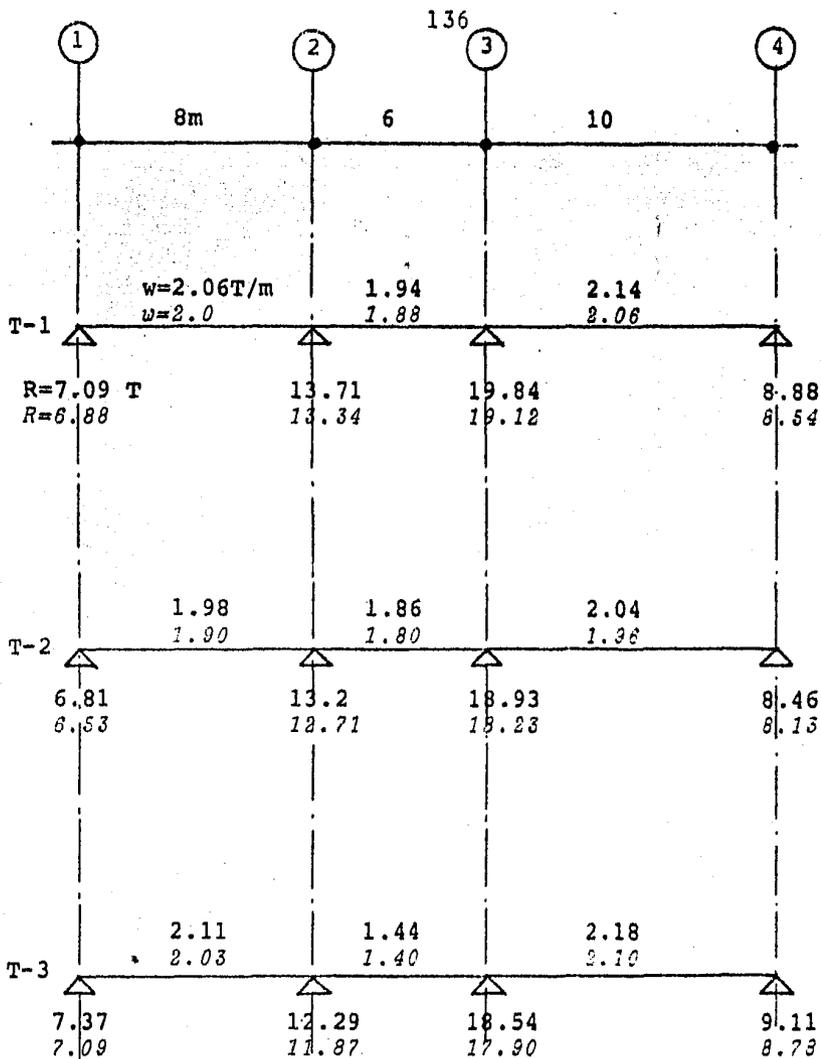
$$W_{cvt} = 0.758 \text{ T/m}^2 \text{ (carga viva total)}$$

$$W_{cvr} = 0.608 \text{ T/m}^2 \text{ (carga viva reducida)}$$



w = descarga en T/m debido a W_{cvt} .

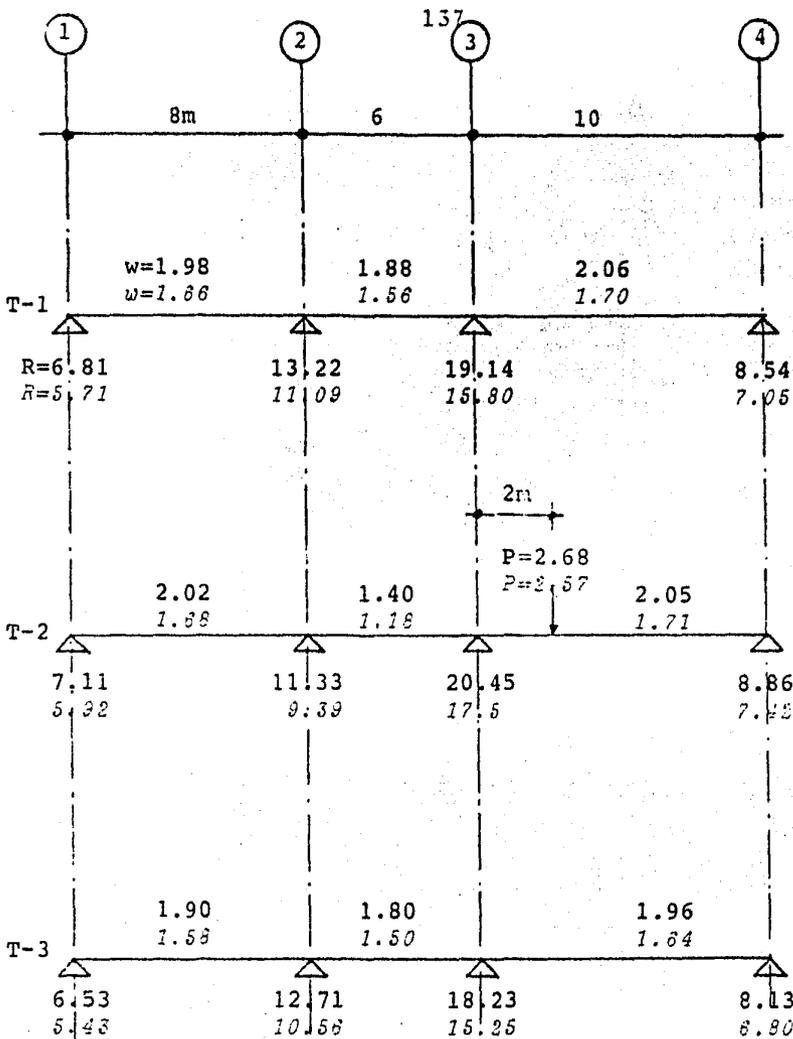
w = descarga en T/m debido a W_{cvr} .



w = Carga total (ton/m)
 R = reacción debido a la carga total (en ton).
 w = Carga reducida (ton/m)
 R = reacción debido a la carga reducida (en ton).

TRABES SECUNDARIAS EN AZOTEA.

(sección de traves 25 X 50 cm.)

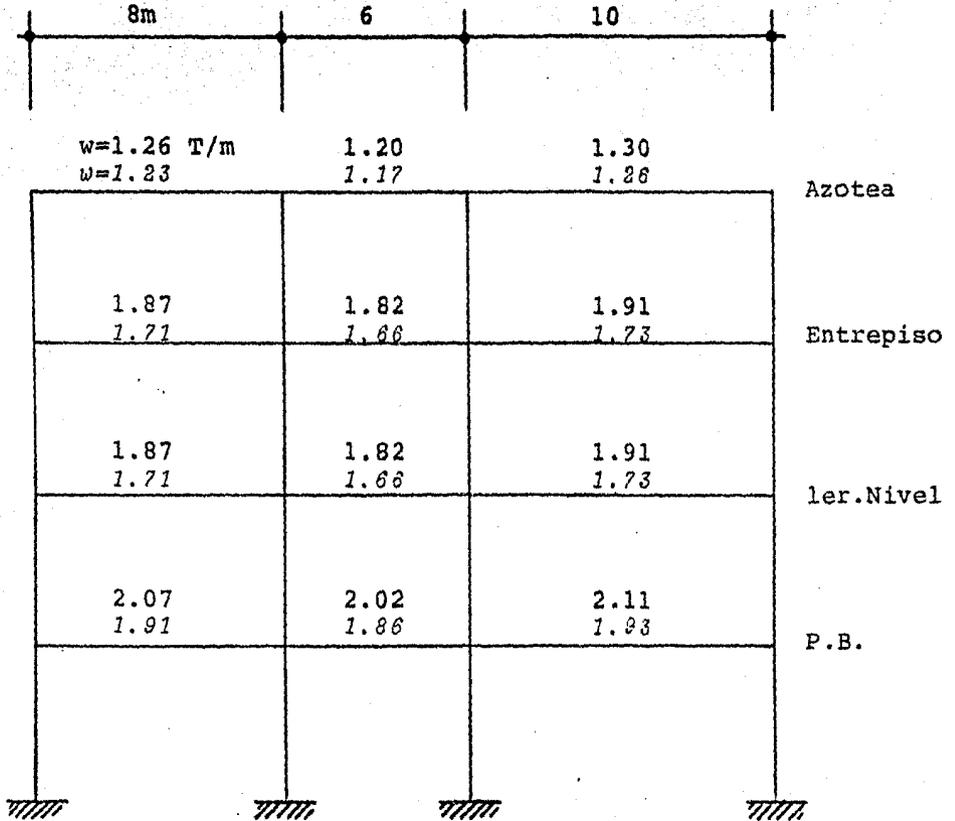


w =Carga total (ton/m)
 P =Carga total (ton)
 R =Reacción debido a la carga total (en ton).
 w =Carga reducida (ton/m)
 P =Carga reducida (ton)
 R =Reacción debido a la carga reducida (ton).

TRABES SECUNDARIAS EN ENTREPISO

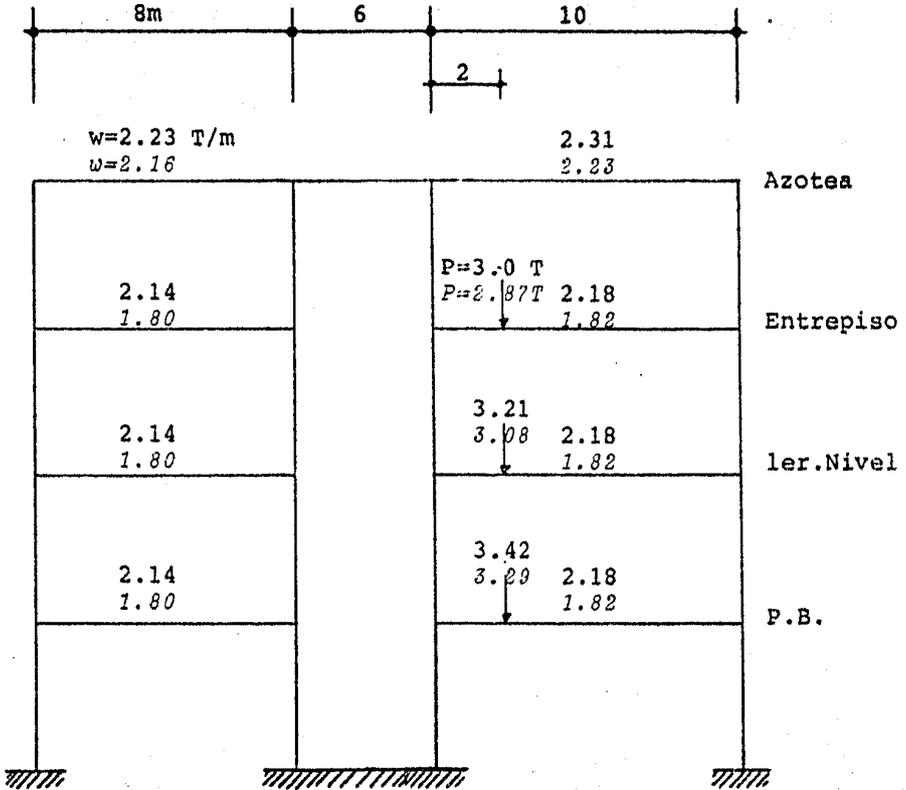
(sección de traves 25 X 50 cm.)

MARCO EJE A y D



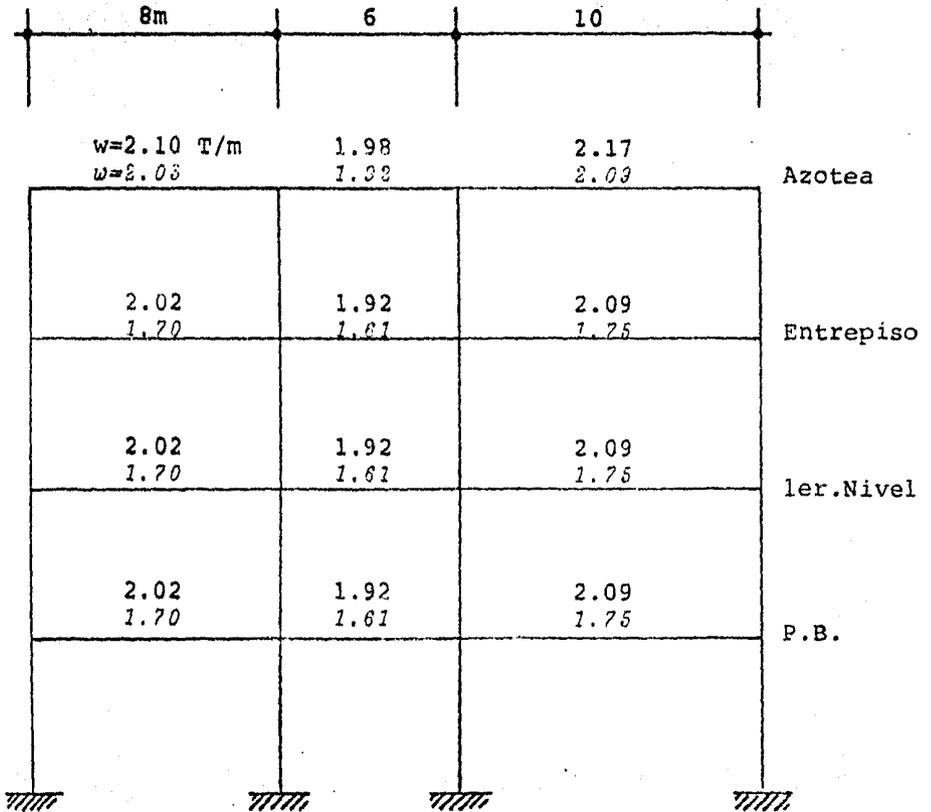
w=CARGA TOTAL.
w=CARGA REDUCIDA
(sismo)

MARCO EJE B



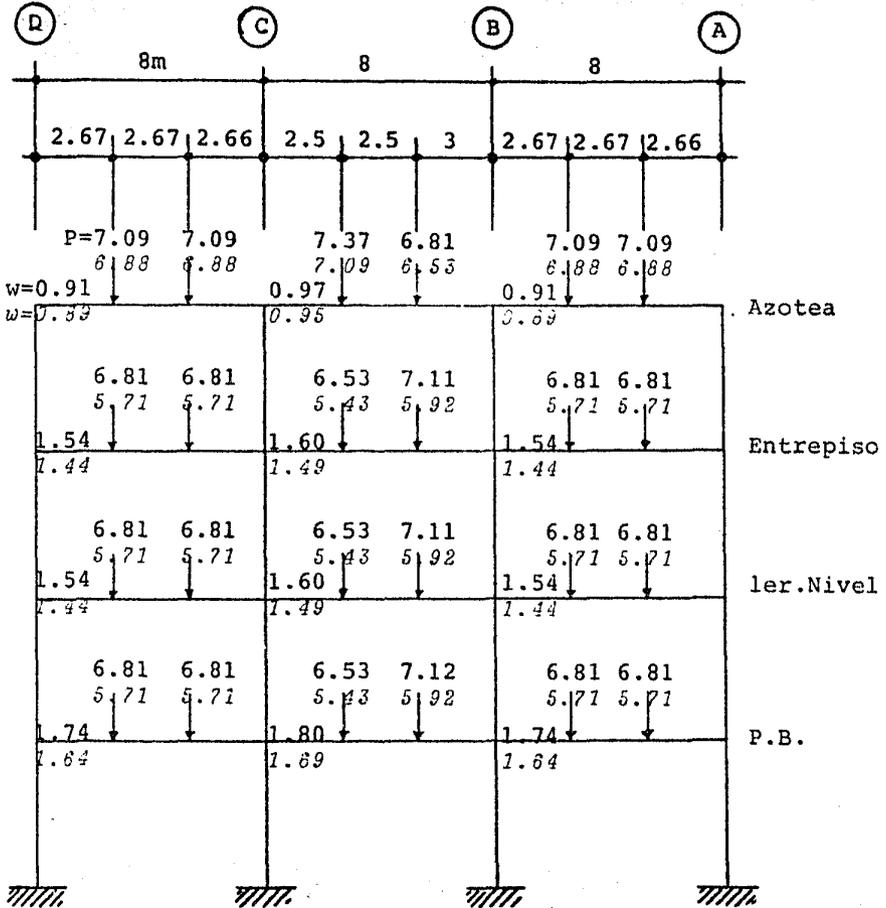
w =CARGA TOTAL (Ton/m)
 w =Carga reducida(T/m)
 P =Carga total (ton)
 P =carga reducida (ton)

MARCO EJE C



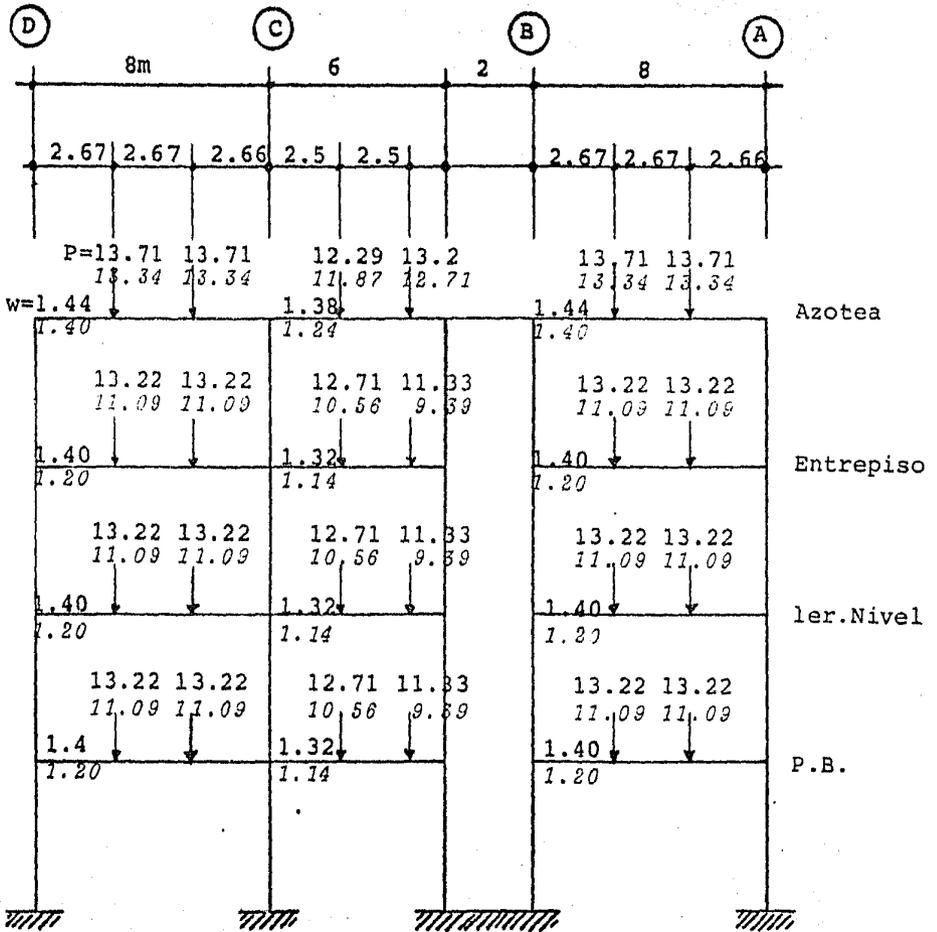
W=CARGA TOTAL.
 w=CARGA REDUCIDA
 (sismo).

MARCO EJE 1



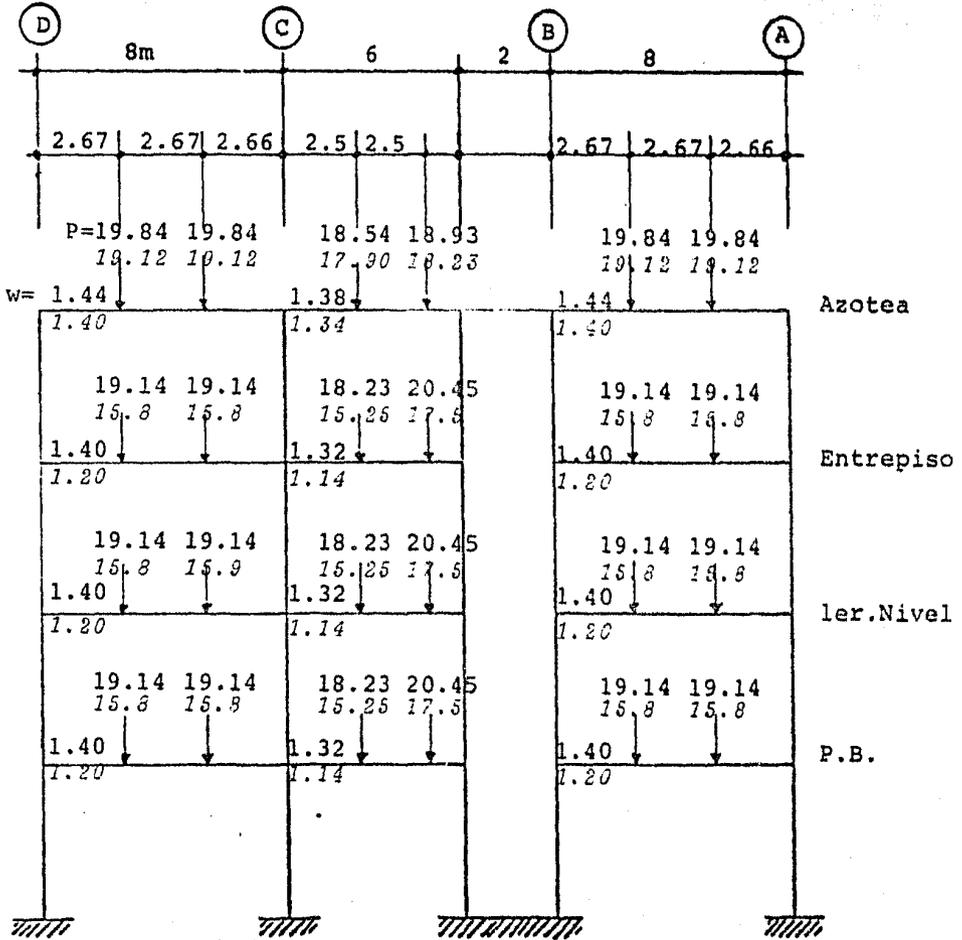
w = Carga total (ton/m)
 P = Carga total (ton)
 w = carga reducida (t/m)
 P = carga reducida (ton)

MARCO EJE 2



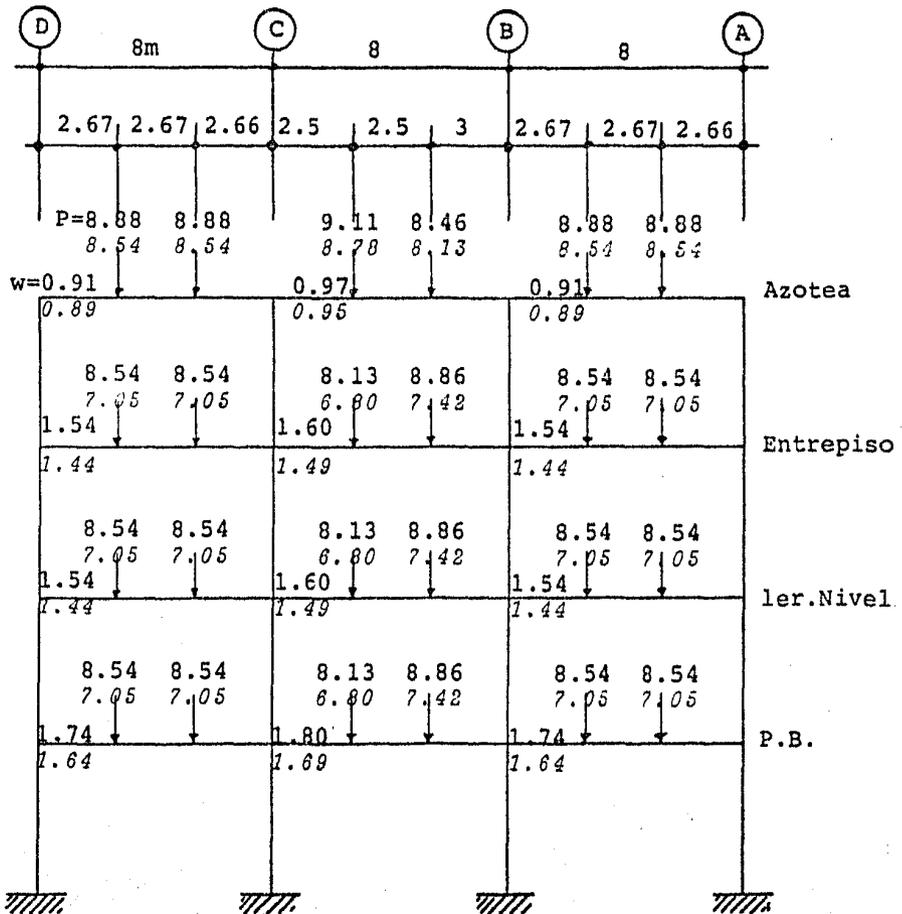
w = Carga distribuida (ton/m).
 P = Carga total (ton).
 w = Carga reducida (ton/m).
 P = Carga reducida (ton).

MARCO EJE 3



W=Carga total (ton/m)
 P=Carga total (ton)
 w=Carga reducida (ton/m)
 P=Carga reducida (ton)

MARCO EJE 4



w=Carga total (ton/m)
 P=Carga en ton.
 w=Carga reducida (ton/m)
 P=carga reducida en ton.

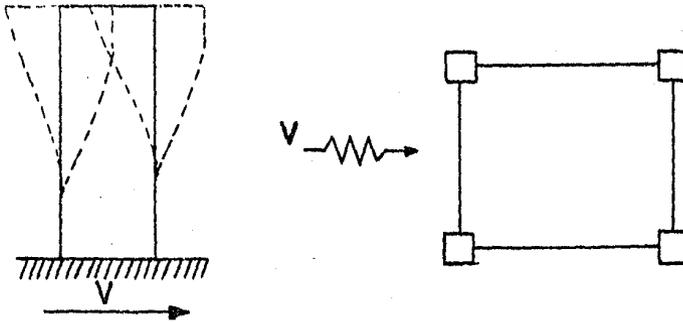
CAPITULO VI

ANALISIS SISMICO.

Las fuerzas debidas al viento, temblores o empujes de tierra, deben ser tomadas en cuenta para el diseño de cualquier edificio.

En la mayoría de edificios en la ciudad de México se toman en cuenta los sismos, para el diseño de la estructura.

La resistencia a los sismos la deben tomar los sistemas estructurales elegidos al diseñar los edificios.

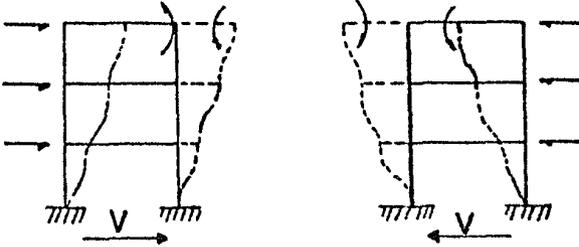


En el caso de tener marcos, éstos deben resistir las fuerzas sísmicas de tal manera que permitan el buen comportamiento de la estructura.

Los elementos estructurales que resisten los sismos son las columnas o muros. Estos deben ser capaces de resistir tanto la carga vertical como los efectos sísmicos, por esto entre más grande sean de sección, más resistentes serán, se debe buscar la sección más conveniente.

Por lo anterior, el buen comportamiento a efectos sísmicos, estará en función de la rigidez de la estructura.

Durante un sismo ocurren movimientos del terreno en todas - direcciones. Por lo que los marcos sujetos a movimientos sísmi--cos sufren inversiones de carga.



Debido a que no se pueden predecir las características de - los movimientos del terreno con exactitud, resulta imposible evaluar el comportamiento completo de un marco de concreto reforzado y pisos múltiples sujeto a movimientos sísmicos.

El objeto del diseño sísmico es principalmente minimizar daños. Mediante las recomendaciones de diseño se pretende que la - mayoría de las estructuras:

- Resistan temblores ligeros sin daño alguno. (Estructuras han fallado por estos temblores, debido principalmente a - detalles estructurales, que son mal interpretados en obra).
- Resistan temblores moderados con daño estructural insignificante. (Para éstos, en las estructuras se presentan fallas, pero de elementos no estructurales generalmente, como muros, inclusive la zona de escaleras).
- No colapsen ante la acción de sismos severos. Con ésto se pretende la seguridad de los usuarios de los edificios.

Procedimiento de Diseño Sísmico.

El diseño por sismo de una estructura puede efectuarse si---guiendo el procedimiento que a continuación se describe.*

*Manual de Diseño de Obra Civil CFE. Diseño por Sismo.

1. Establecer la seguridad requerida.

La seguridad requerida se establece mediante un análisis económico de diferentes alternativas de diseño, en las que se considera costo inicial, el costo y las consecuencias de una falla eventual y la relación entre ambos.

Para estructuras normales basta clasificarlas de acuerdo a su destino, y considerar los parámetros de diseño correspondientes. (Para esta clasificación, consultar el Reglamento D.F. 77).

2. Definir las características propias de la estructura.

La respuesta ante sismo, y por tanto los criterios de análisis dependen de las características de la estructura para resistir fuerzas laterales y de su capacidad de disipar energía mediante deformaciones.

Se debe clasificar la estructura de acuerdo a su estructuración y en función de su ductilidad.

3. Estimar la intensidad sísmica.

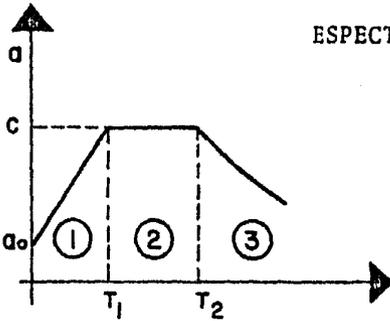
Para fines de diseño, la intensidad sísmica en un lugar corresponde a la aceleración y velocidad máxima esperada en el terreno firme de este lugar.

La intensidad sísmica así definida se obtiene de estudios de riesgo sísmico en la localidad. Esta intensidad puede determinarse para estructuras convencionales con base a la regionalización sísmica.

Regionalización Sísmica de la Estructura.



ESPECTROS DE DISEÑO



$$\textcircled{1} \quad 0 < T < T_1 : \quad a = a_0 + \frac{c - a_0}{T_1} T$$

$$\textcircled{2} \quad T_1 \leq T \leq T_2 : \quad a = c$$

$$\textcircled{3} \quad T > T_2 : \quad a = c \left(\frac{T_2}{T} \right)^r$$

donde :

- a : ordenada espectral
- a₀ : ordenada espectral para T=0
- c : coeficientes sísmico básico
- r : exponente adimensional
- T : período natural de la estructura o uno de sus modos, en segundos
- T₁ T₂ : períodos naturales que definen la forma del espectro, en segundos

ZONA SISMICA DE LA REPUBLICA	TIPO DE SUELO	c	a ₀	T ₁	T ₂	r
A	I	0.08	0.03	0.30	0.8	1/2
	II	0.12	0.045	0.55	2.0	2/3
	III	0.16	0.06	0.75	3.3	1
B	I	0.16	0.03	0.30	0.8	1/2
	II	0.20	0.045	0.50	2.0	2/3
	III	0.24	0.06	0.80	3.3	1
C	I	0.24	0.05	0.25	0.67	1/2
	II	0.30	0.08	0.45	1.6	2/3
	III	0.36	0.10	0.60	2.9	1
D	I	0.48	0.09	0.15	0.55	1/2
	II	0.56	0.14	0.30	1.4	2/3
	III	0.64	0.18	0.45	2.7	1

NOTA:

Las ordenadas espectrales que se obtienen son para estructuras del grupo B. Estas deberán multiplicarse por 1.3 en el caso de estructuras del grupo A.

Regionalización Sísmica de la Estructura.

Para fines de diseño sísmico, la República Mexicana se considera dividida en cuatro zonas, siendo la A la de menor intensidad sísmica y la D la de mayor.

4. Determinar las características del terreno de cimentación.

Los movimientos sísmicos que se registren en un sitio son -- función, entre otras, de las características del terreno. Esto - debe reflejarse en la sollicitación que se elija para diseño.

Influencia del suelo.

Si una onda de esfuerzos se propaga de un medio de módulo de elasticidad alto hacia otro de módulo de elasticidad bajo, los - desplazamientos y aceleraciones se amplifican. Observaciones rea - lizadas durante movimientos sísmicos han indicado una mayor inten - sidad de los sismos en terrenos blandos que en terrenos firmes. - En el caso de suelos blandos, además de los problemas causados - por vibraciones excesivas, intervienen otros parámetros que no -- son importantes en el caso de un suelo rocoso. Por ejemplo, - en suelos compresibles pueden ocurrir hundimientos o in - clinaciones excesivas causadas por el momento de volteo.

Para un mismo temblor, una estructura en suelo blando vibra de manera distinta en un suelo rocoso.

5. Sollicitación Sísmica en la base.

Esta sollicitación está dada por una o varias fuerzas cortantes horizontales. La magnitud de estas fuerzas se obtendrá multi - plicando el peso de la estructura por un coeficiente sísmico que es función de:

- a) La importancia de la estructura.
- b) La intensidad sísmica en el sitio de la construcción
- c) Características del terreno de cimentación.
- d) Características de resistencia y ductilidad de la estructura.
- e) Período de vibración de la estructura, o del modo considerado

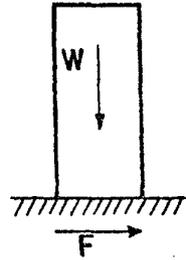
El coeficiente sísmico se define como el factor que multipli - cado por el peso total de la estructura da la fuerza horizontal - en la base debido a la acción de un sismo.

$$F = c W$$

F = cortante horizontal

c = coeficiente sísmico

W = peso de la estructura (tons, kgs).



FACTOR DE DUCTILIDAD.

Por ductilidad de una estructura se entiende la capacidad que tiene de sufrir deformaciones por encima del límite elástico sin llegar a la falla. Esta se puede presentar por la aparición de grietas de tamaño grande, destrucción de elementos de albañilería o la destrucción parcial o total de algún elemento estructural.

El factor de ductilidad se define como la relación entre la deformación máxima que sufre la estructura sin llegar a la falla, y la deformación correspondiente al límite de fluencia. Depende del tipo de carga que se aplique al elemento estructural y de la deformación que se utilice para definirlo.

En el caso de estructuras típicas de edificios urbanos, se define en función de las deformaciones producidas por fuerzas transversales entre dos pisos consecutivos.

El aprovechamiento de la ductilidad de las estructuras es un concepto esencial de la Ingeniería Sísmica.

Se debe buscar siempre el diseñar estructuras dúctiles, ya que tienen una mayor capacidad de energía, pero hay que tomar en cuenta que las deformaciones excesivas pueden producir la falla de elementos no estructurales y por lo tanto modificar las condiciones originales de rigidez de la estructura. En el caso de edificios colindantes, hay que considerar las deformaciones de las estructuras con el fin de evitar el impacto entre ellas, ante la presencia de un sismo.

El diseño de estructuras, no se realiza todavía sobre la base de absorción de energía, considerando la ductilidad de la estructura, pero tanto en el análisis estático como en el dinámico se aplican coeficientes en los que están implícitos la ductilidad estructural. Estos coeficientes están dados en el Reglamento del D.F.

Los valores del coeficiente de ductilidad Q se hacen depender de la estructura, del tipo de ésta, de los materiales que la constituyen y de algunos detalles de diseño y construcción, tales como las proporciones de las secciones transversales de vigas y columnas de acero, los porcentajes de acero longitudinal y transversal, y las longitudes de anclaje en miembros de concreto reforzado, etc. Todos los conceptos mencionados, influyen en la ductilidad local y global de la estructura, pues determinan el mecanismo de falla dominante en diversas secciones.

Reducción por Ductilidad.

Las fuerzas sísmicas para análisis y los espectros para análisis dinámico modal se obtendrán, dividiendo respectivamente los coeficientes sísmicos o las ordenadas de los espectros de diseño sísmico entre el factor Q' :

Este factor es función del factor de ductilidad Q .

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

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

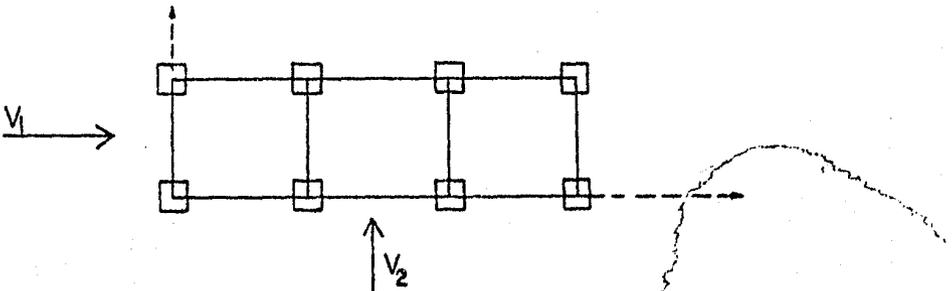
Las deformaciones se calcularán multiplicando por Q las obtenidas del análisis sísmico. (véase RDF-406. pág.5)

6. Definir criterios de análisis y diseño.
(véase RDF - 400)
7. Evaluar varias alternativas para realizar el análisis sísmico.
 - a) Análisis estático simplificado.
 - b) Análisis estático.
 - c) Análisis dinámico modal.
 - d) Análisis dinámico paso a paso.

De estos análisis se obtienen fuerzas y desplazamientos.-
(véase RDF-400).
8. Obtener elementos mecánicos debidos a sismo.
9. Dimensionar y detallar elementos estructurales.
10. Revisar estados límites de servicio.

CRITERIOS DE ANALISIS.

Toda estructura que debe diseñarse por sismo, se analizará bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno.



El análisis de los efectos debidos a cada componente del movimiento del terreno deberá satisfacer los requisitos dados por el RDF (véase Manual de Diseño por Sismo, RDF-406).

ELECCION DEL TIPO DE ANALISIS.

- a) El análisis estático simplificado es aplicable a estructuras del tipo I que cumplen con los requisitos dados por el RDF.
 b) Análisis estático.

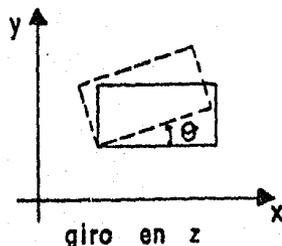
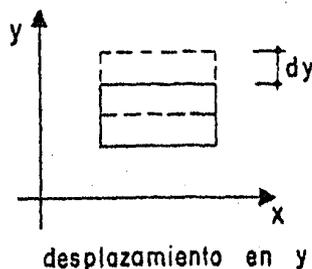
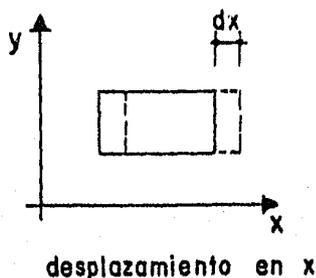
Las estructuras con altura menor de 60 m. podrán analizarse de acuerdo al método estático, o con los dinámicos indicados en c) y d).

c) y d) Estos métodos de análisis se usarán para estructuras con altura superior a 60 m.

Las estructuras que diseñaremos serán analizadas por el método que se describe a continuación.

ANALISIS DINAMICO ESPECTRAL.

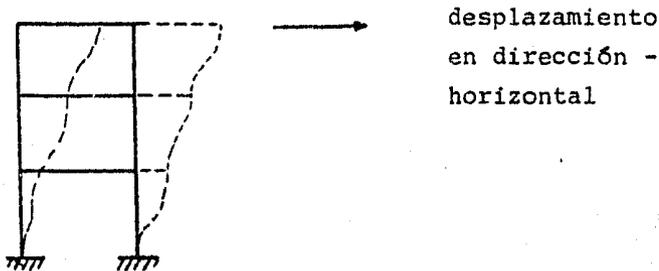
El número de grados de libertad de la estructura es el número de datos que es necesario fijar para definir una configuración cualquiera del sistema. Cada masa tiene tres grados de libertad que corresponden a dos desplazamientos en las direcciones X, Y y un desplazamiento angular alrededor del eje Z.



Al despreciar los giros por torsión, el número de grados de libertad se reduce a un desplazamiento lineal por cada una de las masas.

El análisis dinámico espectral es de aplicación general cuando se quiere determinar la respuesta lineal de estructuras de varios grados de libertad; se basa en el hecho de que la respuesta total es la superposición de las respuestas de los diferentes modos naturales de vibración.

Se puede considerar el análisis con un sólo grado de libertad, suponiendo que el movimiento de la estructura ocurre en un sólo plano.



Los efectos que produce el movimiento horizontal del terreno en dirección perpendicular a la dirección que se está analizando, la componente vertical del terreno y la torsión en la construcción, se pueden considerar en la misma forma que para el análisis estático.

Existen varios métodos para calcular los períodos naturales de vibración de la estructura. El método que se utilice deberá estar basado en los principios básicos de la dinámica estructural.

Los desplazamientos de una estructura producidos por un sismo obedecen la ecuación de movimiento:

$$M \ddot{D} + C \dot{D} + K D = P \quad (\text{para "n" modos}) \quad (6-1)$$

Donde:

P = excitación externa.

$P = \ddot{d}_s M J$ = excitación sísmica.

$D = \phi q(t)$ = vector de desplazamientos.

$\dot{D} = \phi \dot{q}(t)$ = vector de velocidades.

$\ddot{D} = \phi \ddot{q}(t)$ = vector de aceleraciones.

Para el caso de 1 modo:

$$M \phi \ddot{q} + C \phi \dot{q} + K \phi q = \ddot{d}_s M J \quad (6-2)$$

J = vector unitario ($n \times 1$).

De la ecuación anterior, premultiplicando por ϕ^T

$$\phi^T M \phi \ddot{q} + \phi^T C \phi \dot{q} + \phi^T K \phi q = \phi^T M J \ddot{d}_s \quad (6-3)$$

Donde:

$$m^* = \phi^T M \phi \quad (6-4)$$

$$c^* = \phi^T C \phi \quad (6-5)$$

$$k^* = \phi^T K \phi \quad (6-6)$$

$$\mathcal{L}_i = \phi^T M J = \text{factor de participación del modo } i.$$

Al excitar un edificio cada modo responde como un sistema independiente. La respuesta total del edificio será la combinación de las respuestas independientes de cada uno de los modos, multiplicados por un factor, que se le nombra coeficiente de participación.

$$m^* \ddot{q} + c^* \dot{q} + k^* q = \mathcal{L}_i \ddot{d}_s \quad (6-7)$$

Resolviendo el sistema, obtenemos:

$$D_i = \phi_i q_i(t) \quad (6-8)$$

D_i = vector de desplazamientos máximos.

$$q_i(t) = \frac{L_i}{m_i^* w_i} S_{vi} = \frac{L_i}{m_i^* (w_i)^2} S_a \quad (6-9)$$

Vector de Fuerzas restauradoras (igual a fuerzas de Inercia):

$$F_{ri}(t) \Big]_{\text{máx}} = [K] D_i(t) \Big]_{\text{máx}} = F_{Ii}(t) \Big]_{\text{máx}} \quad (6-10)$$

F_r = fuerza restauradora.

F_I = fuerza inercia

$$F_{Ii} = F_{ri} = \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ F_n \end{Bmatrix}$$

S_a = aceleración espectral = $a \cdot g$

g = aceleración de la gravedad = 980 cm/s^2

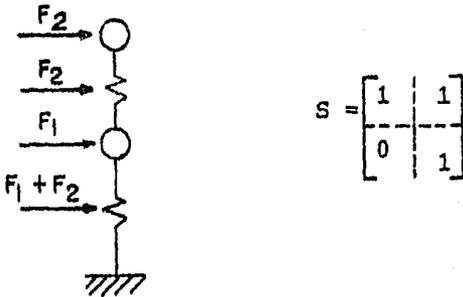
a = ordenada espectral (ver espectro de diseño).

Vector de Fuerzas cortantes.

$$\checkmark_i(t) \Big]_{\text{máx}} = S F_{ri}(t) \Big]_{\text{máx}} \quad (6.11)$$

donde: S = matriz de suma. (Es una matriz triangular superior cuyos elementos son la unidad).

Para el caso de dos masas:



$$S = \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Momento de Volteo.

$$\mu_i(t) \Big]_{\text{máx}} = H \checkmark_i(t) \Big]_{\text{máx}} \quad (6.12)$$

donde: H = matriz de alturas. (Matriz triangular superior).

Para el caso de dos masas:

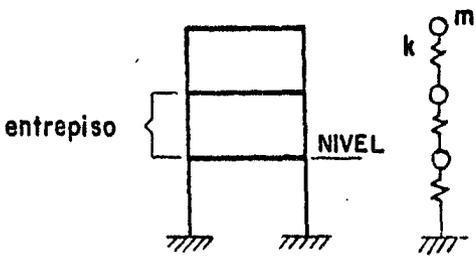
$$H = \begin{bmatrix} h_1 & h_2 \\ 0 & h_2 \end{bmatrix}$$

ANÁLISIS DINAMICO MODAL ESPECTRAL.

Se realiza como se indica a continuación:

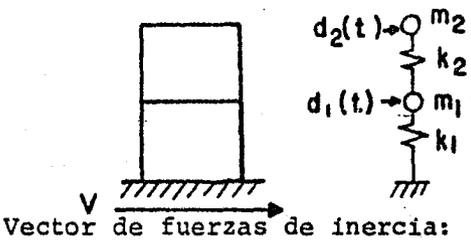
- 1) La estructura se idealiza como un sistema de masas concentradas en los niveles de piso, unidas por resortes de comportamiento elástico lineal, que representan a las rigideces de entrepiso. Se considera que cada masa tiene un só

lo grado de libertad, el correspondiente al desplazamiento lateral en la dirección que se analiza.



- 2). Se calculan las frecuencias y los modos naturales de vibración de la estructura.
- 3). Se calculan, los factores de participación de cada modo, el vector de desplazamientos máximo $\{D_i\}$, y el vector de fuerzas cortantes $\{V\}$ para cada modo.
- 4). Las respuestas máximas obtenidas se combinan, entre sí, - obteniéndose el vector de fuerzas cortantes de diseño.

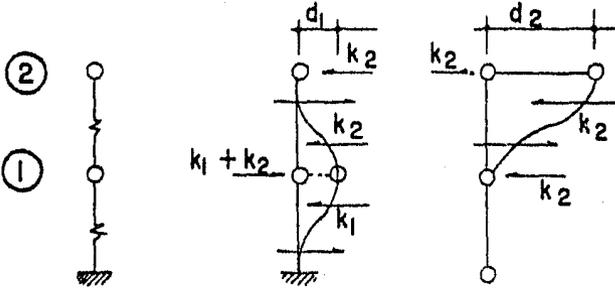
Sistemas de Varios Grados de Libertad.



$F_i = M\ddot{D}$; $M =$ matriz de masas (en ton.cm/seg²)

$$\begin{bmatrix} f_{i1} \\ f_{i2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{d}_1 \\ \ddot{d}_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_1 \cdot \ddot{d}_1 \\ m_2 \cdot \ddot{d}_2 \end{bmatrix}$$

Vector de fuerzas restauradoras:



$F_r = K D$; $K =$ matriz de rigidez

$$\begin{bmatrix} f_{r1} \\ f_{r2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} (k_1 + k_2)d_1 - k_2d_2 \\ -k_1d_1 + k_2d_2 \end{bmatrix}$$

Para que exista equilibrio:

$$F_r + F_i = 0 \quad (6.13)$$

$$\text{por lo que } M \ddot{D} + K D = 0 \quad (6-14)$$

Resolviendo:

$$D(t) = \phi q(t)$$

$$\begin{bmatrix} d_1(t) \\ d_2(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \end{bmatrix} q(t)$$

Si $q(t) = \text{sen } \omega t$

$$D(t) = \phi \text{ sen } \omega t$$

$$\dot{D}(t) = \phi \omega \text{cos } \omega t$$

$$\ddot{D}(t) = \phi \omega^2 (-\text{sen } \omega t)$$

Sustituyendo en (6.14)

$$M \ddot{\phi} (-w^2 \text{sen } wt) + k \phi \text{sen } wt = 0$$

dividiendo entre $\text{sen } wt$

$$\begin{aligned} -w^2 M \phi + k \phi &= 0 \\ [k - w^2 M] \phi &= 0 \end{aligned}$$

donde ϕ representa los modos de vibrar. Para que halla una solución:

$$\boxed{\det |k - w^2 M| = 0} \quad (6.14.1)$$

Comentarios sobre el Análisis Modal.

Para el estudio del movimiento del sistema, debido a la acción de las fuerzas externas, se aplicará el principio de D'alambert a cada piso de la estructura. Aplicándolo con respecto a fuerzas y momentos para cada una de las direcciones de referencia, se obtendrán ecuaciones de la forma:

$$M \ddot{d} + C \dot{d} + K d = P \quad (6.15)$$

Existen métodos para la solución de estos sistemas, pero son muy laboriosos. Para la mayor parte de los edificios es suficiente con un método simplificado en el cual el problema es resuelto omitiendo el amortiguamiento, y este se toma en cuenta después en forma aproximada en los espectros de diseño. La falta de información precisa en amortiguamiento no-

justifica un tratamiento más refinado. Por lo tanto, se despreciará el segundo término del lado izquierdo de la ecuación anterior, quedando:

$$M \ddot{d} + k d = P \quad (6.16)$$

Para el caso de sismos no hay fuerza externa aplicada a la masa, por lo que:

$$P = 0$$

y se tiene el caso de vibración libre:

$$M \ddot{d} + K d = 0 \quad (6.17)$$

Se dice que una estructura vibra en uno de sus modos naturales cuando sus desplazamientos libres (dependientes del tiempo) pueden ser definidos por la ecuación:

$$d(t) = \phi q(t) \quad (6.18)$$

donde ϕ es la configuración del modo, la cual no varía con el tiempo, y q es una función escalar del tiempo. El sistema oscila en uno de sus modos naturales si todas las masas describen un movimiento sincronizado y la configuración del movimiento no depende del tiempo a pesar de que su magnitud varía con t , de acuerdo con lo prescrito con la n -ésima función q .

De la ec. (6.17), obtenemos:

$$\left[K - w^2 M \right] \phi = 0 \quad (6.19)$$

esta ecuación admite soluciones no-triviales solamente cuando su determinante vale cero o sea:

$$\det \left| K - w^2 M \right| = 0$$

Esta es una ecuación de N-ésimo grado en w^2 (si el sistema tiene N grados de libertad), llamada "ecuación característica del sistema". Su solución da N raíces positivas, y las raíces cuadradas de estos productos dan las frecuencias naturales correspondientes.

En algunos sistemas es posible tener una o más raíces igual a cero. Sin embargo, este no puede ser el caso de las estructuras a las que se hace referencia, ya que por lo menos una masa debe estar conectada al terreno por un elemento de resorte, y una frecuencia natural igual a cero implicaría un giro del cuerpo rígido sin ninguna restricción.

El primer modo natural o fundamental corresponde a la frecuencia circular w_1 más pequeña, y por consiguiente al valor máximo del período. Se caracteriza porque la configuración del modo no presenta ningún punto de inflexión. Al pasar al segundo y tercer modos de vibrar, el período decrece y el número de puntos de inflexión aumenta a uno y dos respectivamente.

Las raíces características w_i^2 son también conocidas como "valores críticos".

Se puede mostrar que los modos naturales son ortogonales entre sí, ya que con M o K como matrices principales. La ortogonalidad implica que:

$$\phi_i^T M \phi_j \begin{cases} = 0 & \text{para } i = j \\ \neq 0 & \text{para } i \neq j \end{cases} \quad (6.20)$$

de igual manera:

$$\phi_i^T K \phi_j \begin{cases} = 0 & \text{para } i = j \\ \neq 0 & \text{para } i \neq j \end{cases} \quad (6.21)$$

La ortogonalidad puede ser interpretada como la condición - para que las fuerzas de inercia asociadas con el i-ésimo modo natural no ejecuten trabajo cuando sean desplazadas a través de la configuración del j-ésimo modo natural si $i \neq j$. De aquí el término ortogonalidad, ya que el juego de fuerzas de inercia F_i se pueden referir como un vector de n-ésima dimensión perpendicular a ϕ .

METODO DE NEWMARK. Para calcular modos de vibrar.

Ecuación dinámica:

$$M \ddot{D} + K D = 0$$

Ecuación característica:

$$[K - w^2 M] \phi = 0$$

Cálculo del primer modo.

1. Se supone ϕ (modo), para la masa uno se considerará la unidad.
2. Se calcula la fuerza de inercia de la masa i .

$$\frac{f_{Ii}}{w^2} = [M] \cdot \phi$$

3. Calcular $v; \frac{v}{w^2}$

4. Calcular incrementos de desplazamientos $(\Delta d/w^2)$

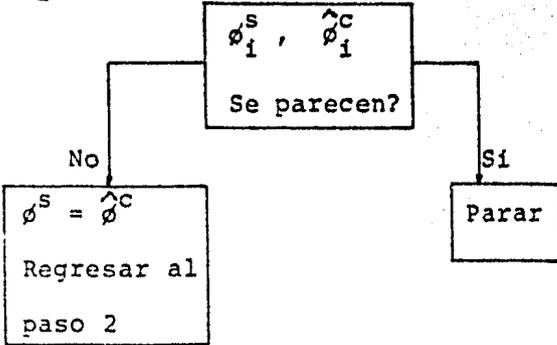
$$\Delta d = v/k \quad k = \text{rigidez de entrepiso (ton/cm)}$$

5. Calcular $\frac{1}{w^2} \phi^c$

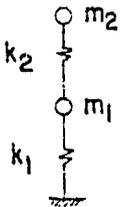
6. Normalizar $\hat{\phi}_i^c = \phi_i^c / \phi_1^c$

7. Comparar $\forall_i \phi_i^S \neq \hat{\phi}_i^C$

ϕ_i^S = modo supuesto.



A continuación calcularemos el primer modo para un edificio de dos niveles idealizado en la figura, con el fin de aclarar el procedimiento.



$$m_1 = m_2 = m$$

$$k_1 = k_2 = k$$

La tabla siguiente indica la secuela de cálculo.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Nivel	Entre-piso	Masa	Rigidéz	ϕ_1^S	f_i/w^2	V_i/w^2	$\Delta d/w^2$	ϕ^C/w^2	$\hat{\phi}_i^C$
2		m		2	2m		2m/k	5m/k	5/3
	2		k			2m		3m/k	
1		m		1	1m		3m/k		3/3
	1		k			3m		0	

Columna 6 = col.3 x col.5

Columna 7 = valores acumulados de la columna 6 del nivel (i) al nivel 1.

Columna 8 = columna 7/ col.4

Columna 9 = valores acumulados desde el nivel 1 al nivel i - de la columna 8.

Columna 10 = valores de la columna 9 divididos entre el valor del nivel 1, de la misma columna.

La columna 10 representa al modo calculado, este se compara con el supuesto (col.5), si no son iguales, como en este caso se continúa el cálculo a partir de la columna 5, hasta que el valor de esta columna sea igual al de la columna 10.

Se puede lograr la aproximación que uno desee, haciendo tantas interacciones como sean necesarias.

El primer modo será:

$$\phi_1 = \begin{Bmatrix} 1.618 \\ \text{---} \\ 1 \end{Bmatrix}$$

Cálculo de los modos siguientes.

$$\phi_r^T M \bar{\phi}_s = C_r \phi_r^T M \phi_r \quad (6-22)$$

donde $\bar{\phi}_s$ = estimación del modo s

despejando C_r

$$C_r = \frac{\phi_r^T M \bar{\phi}_s}{\phi_r^T M \phi_r} ; \quad \begin{array}{l} s = \text{modo supuesto} \\ r = \text{modo conocido} \end{array} \quad (6.23)$$

Para calcular el modo se usa la misma tabla descrita anteriormente, con algunas modificaciones.

1. Se supone el modo $\bar{\phi}_2$ (para la masa del primer nivel se supone 1).

2. Se calcula C_1

$r = 1$

$$s = 2 \quad C_1 = \frac{\phi_1^T m \bar{\phi}_2}{\phi_1^T m \phi_1}$$

$\phi_2 =$ modo supuesto.

3. Se multiplica $C_1 \phi_1$

se calcula $\bar{\phi}_2 - C_1 \phi_1$

4. Con el valor anterior se empieza el cálculo sustituyendo los valores obtenidos ($\bar{\phi}_2 - C_1 \phi_1$) por la columna 5 de la tabla anterior.

Tabla para el cálculo del segundo modo:

1 Nivel	2 Entrepiso	3 Masa	4 Rigidez	5 $\bar{\phi}_2$	6 $C_1 \phi_1$	7 $(\bar{\phi}_2 - C_1 \phi_1)$	8 f_1/w^2
9 V_i/w^2	10 $\Delta d/w^2$	11 ϕ^c/w^2	12 $\Delta c/\phi_i$				

Modo tres

1. Se supone el modo $\bar{\phi}_3$.

2. Se calcula C_1 y C_2 .

$$C_1 = \frac{\phi_1^T m \bar{\phi}_3}{\phi_1^T m \phi_1}$$

$$C_2 = \frac{\phi_2^T m \bar{\phi}_3}{\phi_2^T m \phi_2}$$

3. Se calcula $C_1\phi_1$ y $C_2\phi_2$.

4. Se calcula $\bar{\phi}_3 = C_1\phi_1 + C_2\phi_2$

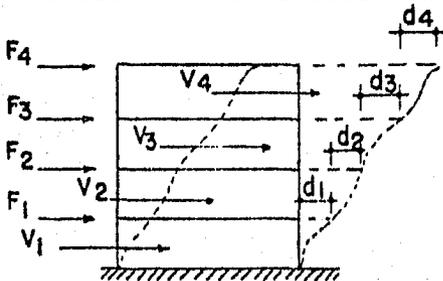
5. Se empieza el cálculo a partir de la columna 5 de la tabla para el primer modo.

Para los modos siguientes, se hace lo mismo, para el modo n -se tendrán $(n-1)$ coeficientes C_r ; $C_1, C_2 \dots C_{n-1}$.

El reglamento del DF permite considerar en el análisis modal todos los modos naturales de vibración con período mayor o igual que 0.4 seg, pero en ningún caso podrán considerarse menos de tres modos.

RIGIDEZ DE ENTREPISO.

Es la relación entre la fuerza cortante resistida por un marco, o muro en un entrepiso y el desplazamiento horizontal relativo entre los dos niveles consecutivos.

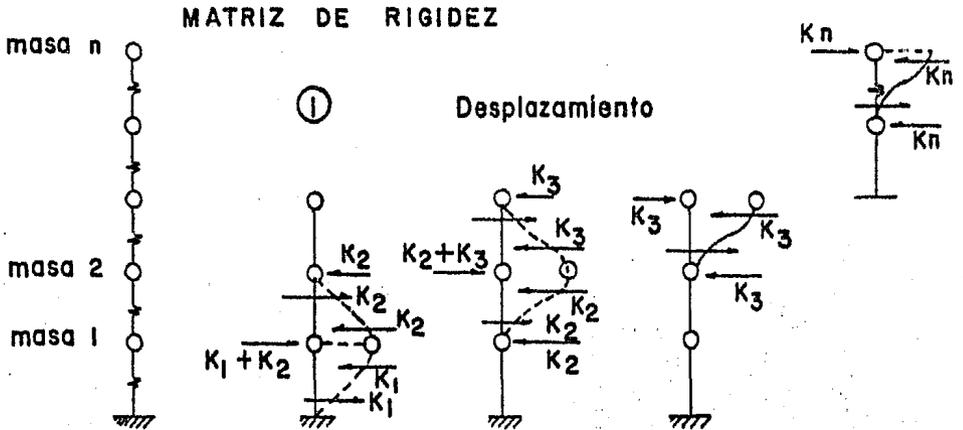


$$R_i = \frac{V_i}{d_i}$$

$$R_i = \frac{V_i}{d_i}$$

La rigidez así definida no es independiente de las cargas. - Por lo que para calcularla lo más exacta posible debe conocerse tal sistema con anterioridad, cosa que en general no es posible.

En marcos ordinarios de edificios el empleo de cargas que no son estrictamente proporcionales al definitivo de análisis - introduce errores de poca importancia, y usualmente las rigideces calculadas a partir de hipótesis simplificadoras sobre la forma del sistema de fuerzas laterales son satisfactorias.



La matriz de rigidez estará formada por las rigideces de cada entrepiso, agrupándose de la siguiente manera:

$$[K] = \begin{bmatrix} (k_1 + k_2) & -k_2 & 0 \\ -k_2 & (k_2 + k_3) & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix}$$

Para el caso de tres masas.

Para el caso de n masas:

	1	2	3	4	.	.	$n-1$	n
1	(K_1+K_2)	$-K_2$	0	0	0	0	0	0
2	$-K_2$	(K_2+K_3)	$-K_3$.	.	.	0	0
3	0	$-K_3$	K_3+K_4		.	.	.	0
[K]= 4	0	0				.	.	0
.	0	0	0				.	0
.	0	0	0	.			$-K_{n-1}$	0
$n-1$	0	0	0	.	.	$-K_{n-1}$	$(K_{n-1}+K_n)$	$-K_n$
n	0	0	0	0	0	0	$-K_n$	K_n

De la ecuación:

$$[K - w^2 M] \phi = 0$$

$$\phi = \begin{Bmatrix} \phi_{i1} \\ \phi_{i2} \\ \vdots \\ \phi_{in} \end{Bmatrix} \quad i = 1, 2, 3, \dots, n \text{ (número de modo)}$$

$\phi_{i1} = 1$

Al suponer el valor ϕ_{i1} tenemos:

$$[(k_1 + k_2) - w^2 m_1] \phi_{i1} - k_2 \phi_{i2} = 0$$

Obtenida a partir de la ecuación anterior. De aquí se puede obtener la frecuencia (w) . Despejando w^2 :

despejando:

$$k_1 + k_2 - w^2 m_1 - k_2 \phi_{i2} = 0$$

$$\therefore \boxed{w^2 = \frac{k_1 + k_2 - k_2 \phi_{i2}}{m_1}} \quad (6.24)$$

Comentarios sobre el Sistema Estructural a base de Losa Plana. El análisis sísmico, una vez definidas la viga equivalente -- (véase capítulo V), se realiza como un marco y los momentos obtenidos por el marco se distribuyen entre las franjas de columna y central con los mismos coeficientes que para los momentos debidos a cargas verticales.

Resulta conveniente que el momento debido a sismo sea absorvido por la franja de columna exclusivamente y de preferencia por las nervaduras que llegan directamente a la columna.

El problema principal en este sistema es la transmisión del momento de desequilibrio de columnas a viga. El momento debido a sismo se transmite a la losa por una combinación de flexión y cortante.

El modo de falla es local y no se permite la formación de una articulación plástica sino que da lugar a una falla local que es muy frágil a menos que se proporcione refuerzo por cortante.

En caso de emplear este sistema para resistir fuerzas sísmicas, las reducciones por ductilidad que deban considerarse son muy inferiores a las que son admisibles para marcos. Los ensayes realizados de estos sistemas ante cargas laterales alternadas indican que no es recomendable emplear un factor de ducti-

lidad superior a 2.

Respecto a la eficiencia para resistir efectos sísmicos, se tienen limitaciones que se refieren a su escasa rigidez ante cargas laterales y especialmente, a la poca ductilidad que puede lograrse con este sistema, ya que es difícil evitar que la falla sea regida por cortante en la zona de conexión viga-columna.

Cuando se use este sistema se requiere que las fuerzas sísmicas sean tomadas íntegramente por muros de rigidez u otros sistemas. No obstante es muy importante que el sistema losa-columna deba resistir una porción importante de las fuerzas sísmicas.

Una vez calculado el valor de la frecuencia w , se calcula el período T .

$$T = \frac{2 \pi}{w}$$

con este valor se obtiene del espectro para diseño sísmico- (véase RDF.406) la ordenada de aceleración espectral:

Sa. Se aplican las ecuaciones (6.9) a (6.12), obteniéndose - las fuerzas cortantes y momentos de volteo.

Las respuestas modales R_i (donde R_i puede ser fuerza cortante, deformación, momento de volteo, etc.) se combinarán de -- acuerdo con la expresión:

$$R = \left(\sum R_i^2 \right)^{1/2}$$

Salvo en los casos en que en el cálculo de los modos de vibración se hayan tomado en cuenta los grados de libertad correspondientes a torsión. (Veáse RDF.-406. pág.19).

A continuación se presenta el programa para calcular cortantes sísmicos, basándose en lo descrito anteriormente.

Este programa calcula sólo tres modos de vibración, y en base a estos calcula las fuerzas cortantes.

NOTA:

El programa no es el más eficiente, es más existen métodos mejores para resolver el problema, como el método de Jacobi o el método de iteración inversa.

```

10 REM "ANALISIS"
20 INPUT "NUMERO DE NIVELES";N
30 DIM W(N),K(N),KK(N),J(N),X(N),Y(N),L(N),G(N),H(N)
35 DIM B(N),A(N),D(N),P(N),AA(N),DD(N),RR(N),CC(N)
37 DIM GG(N),HH(N),BB(N),LL(6),M(6),O(6),T(6),S(6)
38 DIM TT(6),R(N),F(N),FF(N)
40 FOR I=N TO 1 STEP-1
45 PRINT "Wi",I,"K":I, "KY":I: INPUT W(I),K(I),KK(I):PRINT
47 NEXT I
50 NEXT I
60 INPUT "APROXIMACION";Q
61 INPUT "ZONA SISMICA";Z
62 INPUT "FACTOR DE DUCTILIDAD";QQ
64 FOR I=1 TO N:W(I)=W(I)/980:NEXT I
65 CLS:PRINT "CALCULO DEL PRIMER MODO"
70 FOR I=N TO 1 STEP-1
80 J(I)=I
90 NEXT I
100 FOR I=N TO 1 STEP-1
110 X(I)=W(I)*J(I)
120 NEXT I
130 Y(N)=X(N)
140 FOR I=(N-1) TO 1 STEP-1
150 Y(I)=Y(I+1)+X(I)
160 NEXT I
170 FOR I=N TO 1 STEP-1
180 L(I)=Y(I)/K(I)
190 NEXT I
200 M=G(0)
210 M=0
220 FOR I=1 TO N
230 G(I)=G(I-1)+L(I)
240 NEXT I
250 R=G(1)
260 FOR I=1 TO N
270 B(I)=G(I)/R
280 NEXT I
290 FOR I=1 TO N
300 H(I)=J(I)-B(I)
310 NEXT I
320 FOR I=N TO 1 STEP-1
330 IF ABS(H(I))<=Q THEN 390
340 GOTO 350
350 FOR I=1 TO N
360 J(I)=B(I)
370 NEXT I
380 GOTO 100
390 NEXT I
400 PRINT "CALCULO DEL SEGUNDO MODO"
410 FOR I=1 TO N
420 A(I)=B(I)
430 NEXT I
440 FOR I=1 TO N
450 D(I)=W(I)*A(I)
460 NEXT I
470 SUM=0
480 FOR I=1 TO N
490 SUM =SUM +D(I)*A(I)
500 NEXT I
510 E=SUM

```

```
520 REM"MOD0 SUPUESTO 2"
530 FOR I=N TO 1 STEP-1
540 J(I)=I
550 NEXT I
560 SUM=0
570 FOR I=1 TO N
580 SUM=SUM+D(I)*J(I)
590 NEXT I
600 F=SUM
610 O=F/E
620 FOR I=N TO 1 STEP-1
630 P(I)=J(I)-O*A(I)
640 NEXT I
650 FOR I=1 TO N
660 J(I)=P(I)
670 NEXT I
680 FOR I=N TO 1 STEP-1
690 X(I)=W(I)*J(I)
700 NEXT I
710 Y(N)=X(N)
720 FOR I=(N-1) TO 1 STEP-1
730 Y(I)=Y(I+1)+X(I)
740 NEXT I
750 FOR I=N TO 1 STEP-1
760 L(I)=Y(I)/K(I)
770 NEXT I
780 H=G(0)
790 M=0
800 FOR I=1 TO N
810 G(I)=G(I-1)+L(I)
820 NEXT I
830 R=G(1)
840 FOR I=1 TO N
850 B(I)=G(I)/R
860 NEXT I
870 FOR I=1 TO N
880 H(I)=J(I)-B(I)
890 NEXT I
900 FOR I=N TO 1 STEP-1
910 IF ABS(H(I))<=W THEN 970
920 GOTO 930
930 FOR I=1 TO N
940 J(I)=B(I)
950 NEXT I
960 GOTO 520
970 NEXT I
980 FOR I=1 TO N
990 AA(I)=B(I)
1000 NEXT I
1010 PRINT "CALCULO DEL TERCER MODO"
1020 REM "MOD0 SUPUESTO 3"
1030 FOR I=N TO 1 STEP-1
1040 J(I)=I
1050 NEXT I
1060 FOR I=1 TO N
1070 DD(I)=W(I)*AA(I)
1080 NEXT I
1090 SUM=0
1100 FOR I=1 TO N
1110 SUM= SUM+DD(I)*AA(I)
```

```
1120 NEXT I
1130 EE=SUM
1140 SUM=0
1150 FOR I=1 TO N
1160 SUM=SUM+DD(I)*J(I)
1170 NEXT I
1180 FF=SUM
1190 SUM=0
1200 FOR I=1 TO N
1210 SUM=SUM+D(I)*J(I)
1220 NEXT I
1230 F=SUM
1240 O=F/E
1250 OO=FF/EE
1260 FOR I=N TO 1 STEP-1
1270 P(I)=J(I)-O*A(I)-OO*AA(I)
1280 NEXT I
1290 FOR I=1 TO N
1300 J(I)=P(I)
1310 NEXT I
1320 FOR I=N TO 1 STEP-1
1330 X(I)=W(I)*J(I)
1340 NEXT I
1350 Y(N)=X(N)
1360 FOR I=(N-1) TO 1 STEP-1
1370 Y(I)=Y(I+1)+X(I)
1380 NEXT I
1390 FOR I=N TO 1 STEP-1
1400 L(I)=Y(I)/K(I)
1410 NEXT I
1420 M=G(0)
1430 M=0
1440 FOR I=1 TO N
1450 G(I)=G(I-1)+H(I)
1460 NEXT I
1470 R=G(1)
1480 FOR I=1 TO N
1490 B(I)=G(I)/R
1500 NEXT I
1510 FOR I=1 TO N
1520 H(I)=J(I)-B(I)
1530 NEXT I
1540 FOR I=N TO 1 STEP-1
1550 IF ABS(H(I))<=Q THEN 1610
1560 GOTO 1570
1570 FOR I=1 TO N
1580 J(I)=B(I)
1590 NEXT I
1600 GOTO 1140
1610 NEXT I
1620 FOR I=1 TO N
1630 BB(I)=B(I)
1640 NEXT I
1650 GOTO 1760
1660 FOR I=1 TO N
1670 RR(I)=K(I)
1680 NEXT I
1690 FOR I=1 TO N
1700 CC(I)=A(I)
1710 GG(I)=AA(I)
```

```
1705 HH(I)=BB(I)
1710 NEXT I
1720 FOR I=1 TO N
1730 K(I)=KK(I)
1740 NEXT I
1750 GOTO 65
1760 IF CC(1)<>0 THEN 1780
1770 GOTO 1660
1780 LPRINT "ANALISIS DINAMICO MODAL"
1781 LPRINT "ZONA SISMICA": LPRINT Z
1785 LPRINT "NIVEL", "MASA", "RIGIDEZ X", "MODO 1X", "MODO 2X", "MODO 3X"
1790 FOR I=N TO 1 STEP-1
1800 LPRINT I, W(I), RR(I), CC(I), GG(I), HH(I)
1810 NEXT I
1815 LPRINT
1816 LPRINT
1820 LPRINT "NIVEL", "MASA", "RIGIDEZ Y", "MODO 1Y", "MODO 2Y", "MODO 3Y"
1830 FOR I=N TO 1 STEP-1
1840 LPRINT I, W(I), K(I), A(I), AA(I), BB(I)
1850 NEXT I
1855 LPRINT
1856 LPRINT
1880 FOR I=1 TO N
1890 P(I)=CC(I)
1900 NEXT I
1920 GOSUB 2320
1930 LL(1)=SUM
1940 GOSUB 2390
1950 M(1)=SUM
1960 FOR I=1 TO N
1970 P(I)=GG(I)
1980 NEXT I
1990 GOSUB 2320
2000 LL(2)=SUM
2010 GOSUB 2390
2020 M(2)=SUM
2030 FOR I=1 TO N
2040 P(I)=HH(I)
2050 NEXT I
2070 GOSUB 2320
2080 LL(3)=SUM
2090 GOSUB 2390
2100 M(3)=SUM
2110 FOR I=1 TO N
2120 P(I)=A(I)
2130 NEXT I
2140 GOSUB 2320
2150 LL(4)=SUM
2160 GOSUB 2390
2170 M(4)=SUM
2180 FOR I=1 TO N
2190 P(I)=AA(I)
2200 NEXT I
2210 GOSUB 2320
2220 LL(5)=SUM
2230 GOSUB 2390
2240 M(5)=SUM
2250 FOR I=1 TO N
2260 P(I)=BB(I)
2270 NEXT I
```

```

2290 GOSUB 2210
2290 LL(6)=SUM
2300 GOSUB 2390
2310 M(6)=SUM
2315 GOTO 2440
2320 FOR I=1 TO N
2330 D(I)=F(I)+W(I)
2340 NEXT I
2350 SUM=0
2360 FOR I=1 TO N
2370 SUM=SUM+D(I)
2375 NEXT I
2390 RETURN
2390 SUM=0
2400 FOR I=1 TO N
2410 SUM =SUM+D(I)+F(I)
2420 NEXT I
2430 RETURN
2440 X=CC(2):GOSUB 2500
2450 O(1)=R
2460 X=GG(2):GOSUB 2500
2470 O(2)=R
2480 X=HH(2):GOSUB 2500
2490 O(3)=R
2495 GOTO 2560
2500 R=(RR(1)+RR(2)-FF(2))/X
2550 RETURN
2560 X=AA(2):GOSUB 2630
2570 O(4)=F
2580 X=BB(2):GOSUB 2630
2590 O(5)=F
2600 X=BB(2):GOSUB 2630
2610 O(6)=F
2620 GOTO 2680
2630 R=(W(1)+W(2)-L(2)*X)/W(1)
2640 RETURN
2650 FOR I=1 TO 6
2660 T(I)=S.28319/SGF(O(I))
2670 NEXT I
2680 REM "ZONA SISMICA"
2690 IF Z=1 THEN 2730
2700 IF Z=2 THEN 2740
2710 IF Z=3 THEN 2760
2720 P1=0.3:P2=0.8:B=0.03:C=0.16:E=0.5
2730 GOTO 2780
2740 P1=0.5:P2=2:B=0.045:C=0.2:E=2/3
2750 GOTO 2780
2760 P1=0.8:P2=3.3:B=0.06:C=0.24:E=1
2770 GOTO 2780
2780 FOR I=1 TO 6
2790 T(I)=T(I)
2800 GOSUB 2940
2810 S(I)=D*980
2820 NEXT I
2830 GOTO 2910
2840 IF T(I)<P1 THEN 2870
2850 IF T(I)<P2 THEN 2880
2860 IF T(I)>P2 THEN 2890
2870 D=B+(C-B)*T(I)/P1:GOTO 2900
2880 D=C:GOTO 2900

```

```

2890 D=C*(P2/T(1))+E
2900 RETURN
2910 FOR I=1 TO 6
2920 IF T(I)<P1 THEN 2940
2930 TT(I)=QQ
2935 NEXT I
2937 GOTO 2960
2940 TT(I)=1+(QQ-1)*T(I)/P1
2950 NEXT I
2960 FOR I=1 TO 6
2970 Q(I)=LL(I)*S(I)/(M(I)*O(I))
2980 NEXT I
2990 LPRINT "MOD0", "L", "M", "w2", "T", "S", "Q", "q"
2995 LPRINT
3000 FOR I=1 TO 6
3010 LPRINT I, LL(I), M(I), O(I), T(I), S(I), TT(I), Q(I):NEXT I
3020 LPRINT
3030 FOR I=1 TO N
3031 P(I)=CC(I)*Q(1)
3032 D(I)=GG(I)*Q(2)
3033 B(I)=HH(I)*Q(3)
3034 H(I)=A(I)*Q(4)
3035 G(I)=AA(I)*Q(5)
3036 Y(I)=BB(I)*Q(6)
3037 NEXT I
3040 FOR I=2 TO N:R(I)=-RR(I):NEXT I
3041 LPRINT "NIVEL", "D1", "D2", "D3", "D4", "D5", "D6"
3042 LPRINT
3043 FOR I=N TO 1 STEP-1:LPRINT I, P(I), D(I), B(I), H(I), G(I), Y(I):NEXT I
3050 X(N)=RR(N)
3060 FOR I=1 TO (N-1):X(I)=RR(I)+RR(I+1):NEXT I
3070 FOR I=1 TO N:J(I)=P(I):NEXT I:GOSUB 3200
3080 FOR I=1 TO N:P(I)=F(I):NEXT I
3090 FOR I=1 TO N:J(I)=D(I):NEXT I:GOSUB 3200
3100 FOR I=1 TO N:D(I)=F(I):NEXT I
3110 FOR I=1 TO N:J(I)=B(I):NEXT I:GOSUB 3200
3120 FOR I=1 TO N:B(I)=F(I):NEXT I
3124 FOR I=2 TO N:K(I)=-K(I):NEXT I
3126 X(N)=K(N)
3128 FOR I=1 TO (N-1):X(I)=K(I)+K(I+1):NEXT I
3130 FOR I=1 TO N:J(I)=H(I):NEXT I:GOSUB 3200
3140 FOR I=1 TO N:H(I)=F(I):NEXT I
3150 FOR I=1 TO N:J(I)=G(I):NEXT I:GOSUB 3200
3160 FOR I=1 TO N:G(I)=F(I):NEXT I
3170 FOR I=1 TO N:J(I)=Y(I):NEXT I:GOSUB 3200
3180 FOR I=1 TO N:Y(I)=F(I):NEXT I
3190 GOTO 3235
3200 F(I)=X(I)*J(I)+R(2)*J(2)
3210 F(N)=X(N)*J(N)+R(N)*J(N-1)
3220 FOR I=2 TO (N-1):F(I)=J(I-1)*R(I)+X(I)*J(I)+J(I+1)*R(I+1):NEXT I
3230 RETURN
3234 LPRINT
3235 LPRINT "NIVEL", "F1", "F2", "F3", "F4", "F5", "F6"
3236 LPRINT
3237 FOR I=N TO 1 STEP-1:LPRINT I, P(I), D(I), B(I), H(I), G(I), Y(I):NEXT I
3238 LPRINT
3239 LPRINT
3240 CC(N)=P(N)/TT(1)
3250 FOR I=(N-1) TO 1 STEP-1:CC(I)=CC(I+1)+P(I)/TT(1):NEXT I
3260 GG(N)=D(N)/TT(2)

```

```
3270 FOR I=(N-1) TO 1 STEP-1:GG(I)=GG(I+1)+D(I)/TT(2):NEXT I
3280 HH(N)=B(N)/TT(3)
3290 FOR I=(N-1) TO 1 STEP-1:HH(I)=HH(I+1)+B(I)/TT(3):NEXT I
3300 A(N)=H(N)/TT(4)
3310 FOR I=(N-1) TO 1 STEP-1:A(I)=A(I+1)+H(I)/TT(4):NEXT I
3320 AA(N)=G(N)/TT(5)
3330 FOR I=(N-1) TO 1 STEP-1:AA(I)=AA(I+1)+G(I)/TT(5):NEXT I
3340 B(N)=Y(N)/TT(6)
3350 FOR I=(N-1) TO 1 STEP-1:B(I)=B(I+1)+Y(I)/TT(6):NEXT I
3354 LPRINT "NIVEL","V1","V2","V3","V4","V5","V6"
3357 LPRINT
3358 FOR I=N TO 1 STEP-1:LPRINT I,CC(I),GG(I),HH(I),A(I),AA(I),B(I):NEXT I
3360 FOR I=N TO 1 STEP-1:F(I)=SQR(CC(I)+2+GG(I)+2+HH(I)+2):NEXT I
3370 FOR I=N TO 1 STEP-1:FF(I)=SQR(A(I)+2+AA(I)+2+B(I)+2):NEXT I
3375 LPRINT
3376 LPRINT
3380 LPRINT "NIVEL","CORTANTE X","CORTANTE Y"
3385 LPRINT
3390 FOR I=N TO 1 STEP-1:LPRINT I,F(I),FF(I):NEXT I
3400 END
```

ANALISIS SISMICO DE ESTRUCTURA CON TRABES Y LOSAS.

RIGIDECES DE MARCOS (ton/cm).

NIVEL	A-D	C	B	Rx
20	99.54	121.48	127.17	467.73
19	88.62	107.83	145.65	430.72
18	85.21	104.31	145.83	420.56
17	84.25	103.75	146.28	418.53
16	84.19	104.12	147.21	419.71
15	86.61	103.31	149.20	431.13
14	87.27	108.85	151.36	434.75
13	87.77	109.53	154.45	439.52
12	88.36	110.36	158.39	445.47
11	89.09	111.45	163.26	452.89
10	91.34	114.93	169.91	467.52
9	92.10	116.01	177.76	477.97
8	93.00	117.20	188.22	491.42
7	94.12	118.63	201.98	508.85
6	95.64	120.42	220.72	532.42
5	97.63	122.93	247.36	565.55
4	101.83	126.96	287.62	618.24
3	109.32	134.52	354.84	708.00
2	112.09	134.46	434.00	842.64
1	206.48	239.23	898.45	1550.64

NIVEL	1-4	2-3	Ry
20	101.70	126.37	456.14
19	90.30	118.39	417.38
18	86.81	114.80	403.22
17	85.81	112.88	397.38
16	85.74	111.94	395.36
15	88.34	112.96	402.60
14	88.69	112.99	403.36
13	89.11	113.39	405.00
12	89.61	113.98	407.18
11	90.19	114.68	409.74
10	92.35	116.55	417.80
9	93.01	117.62	421.26
8	93.82	119.18	426.00
7	94.83	121.26	432.18
6	96.22	124.26	440.96
5	98.40	128.92	454.64
4	102.22	136.74	477.92
3	109.69	151.24	521.86
2	112.50	161.83	548.66
1	207.50	307.35	1029.70

NOTA:

Las rigideces fueron obtenidas aplicando los cortantes debidos a toda la carga, para esto se realizó un análisis-estático.

ZONA SISMICA

NIVEL	MASA	RIGIDEZ X	MODO 1X	MODO 2X	MODO 3X
20	.610225	467.73	38.6614	-12.3939	7.04694
19	.635102	430.72	38.3992	-11.7082	5.9885
18	.635102	420.56	37.8203	-10.2314	3.82254
17	.635102	418.53	36.9306	-8.06381	.939692
16	.635102	419.71	35.7453	-5.36676	-2.1213
15	.646327	431.13	34.2822	-2.33292	-4.80414
14	.658163	434.75	32.5907	.768877	-6.58677
13	.658163	439.52	30.657	3.79548	-7.20656
12	.658163	445.47	28.5056	6.54822	-6.57723
11	.658163	452.89	26.1641	8.85391	-4.83761
10	.670929	467.52	23.6633	10.5762	-2.31711
9	.683663	477.97	21.0643	11.6009	.50733
8	.683663	491.42	18.3656	11.8996	3.18648
7	.683663	508.85	15.6079	11.488	5.28195
6	.683663	532.42	12.8357	10.4361	6.48865
5	.683663	565.55	10.1005	8.86238	6.68274
4	.683663	618.24	7.46217	6.92658	5.93543
3	.683663	708	5.00577	4.83093	4.4962
2	.704469	842.64	2.83567	2.80315	2.7396
1	.736459	1550.64	1	1	1

NIVEL	MASA	RIGIDEZ Y	MODO 1Y	MODO 2Y	MODO 3Y
20	.610225	456.14	29.6991	-9.67051	5.52773
19	.635102	417.38	29.5283	-9.20003	4.79084
18	.635102	403.22	29.1484	-8.17676	3.25911
17	.635102	397.38	28.5579	-6.64919	1.16207
16	.635102	395.36	27.7625	-4.71271	-1.15085
15	.646327	402.6	26.7713	-2.49103	-3.29130
14	.658163	403.36	25.6132	-.163865	-4.86689
13	.658163	405	24.2776	2.16863	-5.64811
12	.658163	407.18	22.7778	4.36352	-5.51154
11	.658163	409.74	21.1277	6.29016	-4.48798
10	.670929	417.8	19.3421	7.83731	-2.75247
9	.683663	421.26	17.4573	8.89693	-1.609999
8	.683663	426	15.4663	9.42275	1.61352
7	.683663	432.18	13.3907	9.39279	3.55427
6	.683663	440.96	11.2538	8.82291	4.98781
5	.683663	454.64	9.08434	7.76692	5.47474
4	.683663	477.92	6.92147	6.31797	5.28504
3	.683663	521.86	4.82139	4.61093	4.20655
2	.704469	548.86	2.87098	2.82794	2.743
1	.736459	1029.7	1	1	1

MODO	L	M	w2	T	S	Q	a
1	298.365	8817.45	5.19702	2.75615	158.273	4	1.03052
2	36.5659	937.344	42.4062	.964862	196	4	.180303
3	13.4694	320.345	115.124	.585595	196	4	.0715845
4	239.526	5500.93	4.2988	3.03044	148.573	4	1.5049
5	28.3146	600.165	36.3662	1.04191	196	4	.254271
6	10.3337	207.868	99.6447	.629438	196	4	.0977843

184

NIVEL	D1	D2	D3	D4	D5	D6
20	39.8414	-2.23465	.504452	44.6942	-2.45894	.540525
19	39.5713	-2.11102	.428684	44.4371	-2.33931	.468469
18	38.9747	-1.84476	.273635	43.8655	-2.07912	.31869
17	38.0578	-1.45393	.0672674	42.9769	-1.6907	.113632
16	36.8363	-.967645	-.151852	41.7798	-1.19831	-.112535
15	35.3286	-.420633	-.343902	40.2882	-.633397	-.321845
14	33.5855	.138631	-.47151	38.5453	-.0416663	-.475905
13	31.5927	.684330	-.515878	36.5354	.551421	-.552296
12	29.3757	1.18066	-.470829	34.2783	1.10952	-.538942
11	26.9627	1.59639	-.346298	31.7951	1.59941	-.438854
10	24.3856	1.90692	-.165869	29.1079	1.9928	-.269148
9	21.7073	2.09160	.0363169	26.2716	2.26223	-.0596483
8	18.9261	2.14553	.228102	23.2753	2.39594	.157777
7	16.0843	2.07133	.378105	20.1517	2.38832	.347552
6	13.2275	1.88166	.464487	16.9358	2.24341	.479829
5	10.4088	1.59792	.47030	13.671	1.97491	.535344
4	7.68994	1.24888	.424885	10.4161	1.60648	.500972
3	5.15857	.871033	.321858	7.25572	1.17243	.411334
2	2.92223	.505418	.196113	4.32055	.719064	.268223
1	1.03052	.180303	.0715045	1.5049	.254271	.0977843

184

NIVEL	F1	F2	F3	F4	F5	F6
20	126.354	-57.8276	35.4389	117.244	-54.5679	32.8675
19	130.611	-56.8552	31.3438	121.324	-54.0295	29.6674
18	120.65	-49.6043	20.0071	119.766	-40.0201	20.1605
17	125.615	-39.1581	4.91825	117.34	-39.0491	7.19127
16	121.585	-26.0612	-11.103	114.872	-27.6766	-7.12191
15	118.673	-11.5288	-25.5893	111.938	-14.8876	-20.7200
14	114.882	3.86943	-39.727	109.062	-9.99707	-31.2115
13	108.063	19.1005	-39.0886	103.372	13.1985	-36.2214
12	100.48	32.9531	-35.6752	96.9863	26.5565	-35.3055
11	92.2285	44.5563	-26.2393	89.9609	38.2821	-20.7014
10	85.0313	54.2554	-12.8118	83.9531	48.623	-17.9930
9	77.1289	60.642	2.85844	77.2129	56.2446	-4.06342
8	67.2471	62.2033	17.9531	68.4053	59.5685	10.7484
7	57.1504	60.0518	29.7593	59.2266	59.3793	23.6766
6	46.9905	54.5527	36.558	49.7734	55.7764	32.6877
5	36.9844	46.3267	37.6516	40.1797	49.101	36.4696
4	27.3232	36.2075	33.441	30.6128	39.9407	34.673
3	18.3286	25.2529	25.3322	21.3292	29.1492	28.0216
2	10.6992	15.0989	15.905	13.0845	18.4216	18.0283
1	3.94434	5.63098	6.06921	4.7644	6.80994	7.17583

NIVEL	V1	V2	V3	V4	V5	V6
20	31.5884	-14.4569	8.85973	29.311	-13.642	8.21607
19	64.2412	-28.6707	16.6957	59.6421	-27.1494	15.6287
18	96.4038	-41.0918	21.6975	89.5835	-39.1544	20.6700
17	127.808	-50.8813	22.927	118.918	-48.9167	22.4687
16	158.204	-57.3966	20.1513	147.437	-55.0358	20.6802
15	187.872	-60.2788	13.754	175.421	-59.5577	15.5061
14	216.593	-59.3115	4.8222	202.686	-59.807	7.70327
13	243.608	-54.5364	-4.94996	228.529	-56.5073	-1.35209
12	268.729	-46.2981	-13.8608	252.776	-49.8682	-10.1885
11	291.786	-35.159	-20.4286	275.266	-40.2977	-17.3838
10	313.043	-21.5952	-23.6315	296.254	-20.142	-21.8823
9	332.326	-6.43466	-22.9169	315.558	-14.8888	-22.8981
8	349.137	9.11617	-18.4206	332.659	.811306	-20.211

7	363.425	24.1291	-10.9888	347.466	15.6561	-14.2919
6	375.175	37.7673	-1.84931	359.909	29.6002	-6.11996
5	384.421	49.349	7.56358	369.954	41.8755	2.99745
4	391.252	58.4008	15.9238	377.607	51.8607	11.6657
3	395.834	64.7141	22.2569	382.938	59.148	18.6711
2	398.509	68.4888	26.2331	386.21	63.7534	23.3702
1	399.495	69.8965	27.7504	387.401	65.4559	25.1721

NIVEL	CORTANTE X	CORTANTE Y
20	35.8514	33.358
19	72.3028	67.3686
18	107.019	99.9277
17	139.461	130.535
16	169.496	159.007
15	197.784	185.903
14	224.618	211.466
13	249.687	235.416
12	273.04	257.849
11	294.605	278.743
10	314.676	298.391
9	333.177	316.701
8	349.742	333.273
7	364.391	348.112
6	377.075	361.176
5	387.649	372.328
4	395.907	381.33
3	401.706	387.929
2	405.201	392.134
1	406.512	393.697

CORTANTES SISMICOS (ton).

NIVEL	A	B	C	D
20	8.33	11.03	9.31	8.71
19	16.23	23.91	18.36	17.49
18	23.71	36.40	27.14	25.82
17	30.86	48.06	35.58	33.70
16	37.59	58.95	43.55	41.10
15	44.39	68.34	51.64	48.20
14	50.49	78.43	58.80	54.97
13	56.00	88.31	65.42	61.23
12	60.95	97.94	71.48	67.00
11	65.29	107.30	76.98	72.23
10	69.36	115.71	82.39	77.00
9	72.33	125.33	86.60	81.22
8	74.35	135.30	89.90	84.79
7	75.35	145.68	92.24	87.66
6	75.25	156.89	93.54	89.87
5	73.70	169.37	93.69	91.19
4	71.01	182.95	92.15	92.08
3	66.54	198.64	88.96	92.04
2	60.20	217.12	83.60	91.31
1	55.92	229.23	78.88	90.98

NIVEL	1	2	3	4
20	9.29	9.90	9.79	9.41
19	17.68	21.04	20.81	17.91
18	26.15	31.39	31.05	26.49
17	34.35	41.03	40.58	34.80
16	42.14	49.98	49.44	42.69
15	49.99	58.10	57.46	50.62
14	57.15	66.20	65.47	57.88
13	63.81	73.83	73.03	64.62
12	69.99	80.96	80.07	70.88
11	75.68	87.52	86.56	76.63
10	81.25	93.31	92.28	82.27
9	85.99	98.96	97.88	87.08
8	90.06	104.12	102.98	91.19
7	93.41	108.71	107.53	94.59
6	96.05	112.89	111.67	97.27
5	97.87	166.66	115.41	99.12
4	98.69	120.08	118.81	99.97
3	98.39	123.32	122.03	99.69
2	96.91	126.57	125.26	98.22
1	95.65	128.52	127.19	96.98

NOTA : La distribución de cortantes fue hecha de acuerdo con el RDF-77.

ANALISIS SISMICO DE ESTRUCTURA CON LOSA RETICULAR.

RIGIDECES DE MARCOS (ton/cm).

NIVEL	A-D	B	C	Rx
20	97.66	152.90	144.68	492.90
19	87.56	156.40	128.21	459.67
18	83.78	159.91	123.30	450.77
17	82.45	160.89	122.03	447.82
16	82.26	160.53	122.55	447.60
15	84.16	163.19	127.44	458.95
14	84.47	165.82	128.44	463.20
13	84.89	169.28	129.65	468.71
12	85.55	173.75	131.23	476.08
11	86.70	179.13	133.63	486.16
10	89.73	186.97	140.32	506.75
9	90.62	195.21	141.78	518.23
8	91.75	206.59	143.36	533.45
7	93.35	221.35	145.34	553.39
6	95.73	241.41	148.05	580.92
5	99.49	269.85	152.13	620.96
4	105.84	312.77	158.96	683.41
3	117.68	384.48	171.83	791.67
2	127.77	467.12	178.16	900.82
1	253.05	964.92	332.82	1803.84

NIVEL	1	2	3	4	Ry
20	98.89	287.29	172.59	102.47	661.24
19	88.77	295.95	159.26	91.71	635.69
18	85.07	290.81	153.89	87.87	617.64
17	83.98	285.70	151.96	86.51	608.15
16	84.17	220.11	151.83	86.22	542.33
15	86.44	189.82	154.50	88.21	518.97
14	86.90	180.15	155.39	88.52	510.96
13	87.49	175.32	156.73	88.91	508.95
12	88.36	174.34	158.51	89.44	510.65
11	89.82	175.25	160.85	90.23	516.15
10	93.19	180.33	166.07	93.02	532.61
9	94.22	181.99	167.94	93.80	537.95
8	95.44	184.33	170.27	94.88	544.92
7	97.11	187.26	173.10	96.43	553.90
6	99.57	191.34	177.01	98.76	566.68
5	103.42	197.53	182.97	102.51	586.43
4	109.93	207.90	193.06	108.92	619.81
3	122.08	226.93	212.42	120.93	682.36
2	132.36	236.91	227.20	131.08	727.55
1	261.75	444.24	433.97	259.18	1399.14

ANALISIS DINAMICO MODAL

ZONA SISNICA

NIVEL	MASA	RIGIDEZ X	MODO 1X	MODO 2X	MODO 3X
20	.768898	482.9	41.7426	-13.2565	7.57513
19	.720755	459.67	41.422	-12.4385	6.29904
18	.720755	450.77	40.7585	-10.79	3.06411
17	.720755	447.82	39.7611	-8.42643	.713892
16	.720755	447.6	39.4421	-5.51086	-2.53116
15	.731347	458.95	36.9177	-2.24286	-5.42898
14	.741929	463.2	34.9448	1.0057	-7.27214
13	.741929	468.71	32.6132	4.31493	-7.84052
12	.741929	471.85	30.4511	7.23603	-7.06159
11	.741929	486.16	27.6919	9.65586	-5.18702
10	.766439	506.75	25.1763	11.4618	-2.35095
9	.790959	518.23	22.3836	12.4991	1.67717
8	.790959	533.45	19.4845	12.7589	3.5265
7	.790959	553.39	16.5259	12.2628	5.72993
6	.790959	580.92	13.5577	11.0914	6.98594
5	.790959	628	10.572	9.3762	7.12569
4	.790959	683.41	7.84225	7.30292	6.2916
3	.790959	751.67	5.25516	5.08296	4.74739
2	.806204	900.82	2.99787	2.9657	2.96214
1	.836694	1003.84	1	1	1

NIVEL	MASA	RIGIDEZ Y	MODO 1Y	MODO 2Y	MODO 3Y
20	.768898	611.24	31.1216	-9.33252	5.29604
19	.720755	635.69	30.9462	-8.69209	4.53821
18	.720755	617.64	30.5939	-7.99555	3.22557
17	.720755	603.15	30.3532	-6.69584	1.39239
16	.720755	592.73	29.2417	-5.04646	-1.01517
15	.731347	518.97	28.3495	-2.91023	-2.03302
14	.741929	510.96	27.1185	-1.52403	-4.69221
13	.741929	508.45	25.6777	1.92944	-5.75479
12	.741929	510.65	24.0483	4.19728	-5.84243
11	.741929	516.15	22.2567	6.37157	-4.93810
10	.766439	532.61	20.3291	6.07219	-3.21632
9	.790959	537.45	18.3194	9.22255	-1.59676
8	.790959	544.62	16.1991	9.9066	1.35354
7	.790959	553.9	13.992	9.7798	3.45451
6	.790959	566.68	11.7239	9.17948	4.94553
5	.790959	586.43	9.42768	8.66128	5.5975
4	.790959	628.61	7.14718	6.82925	5.34575
3	.790959	683.36	4.85571	4.73388	4.31137
2	.806204	727.55	2.91751	2.87525	2.76855
1	.836694	1399.14	1	1	1

NO	L	H	ML	T	S	Q	
1	366.413	11651.6	6.92312	2.83170	155.442	2	.99292
2	45.6034	1239.52	39.5546	.997035	176	2	.002706
3	16.704	427.132	107.766	.684633	196	2	.070977
4	258.791	5991.54	1.84492	2.65455	154.615	2	1.31818
5	35.760	712.312	41.5063	.975267	176	2	.2212
6	11.937	244.481	112.721	.581573	196	2	.0823568

LEVEL	01	02	03	04	05	06	161
20	41.447	-2.41674	.93765	41.8578	-2.06435	.456423	
19	41.1287	-2.26762	.447087	40.7998	-1.96471	.377188	
18	40.4699	-1.96797	.274263	40.5203	-1.76661	.265654	
17	39.4796	1.57619	.8506699	39.6213	-1.48112	.114675	
16	38.1696	1.00466	-.103233	38.8577	-1.21697	-.054599	
15	36.557	-1.408655	-.385233	37.3674	-.845577	-.235797	
14	34.6972	.19793	-.516155	35.7472	-.115931	-.306449	
13	32.5938	.786636	-.958477	31.658	.429004	-.473997	
12	30.2355	1.31917	-.501236	31.7061	.959645	-.481175	
11	27.5945	1.76214	-.362451	29.3234	1.11371	-.106751	
10	24.7981	2.06935	-.156033	26.7275	1.76557	-.204862	
9	22.2251	2.27564	.046827	24.1463	2.24027	-.088913	
8	19.3466	2.52601	.2593	21.3231	2.18739	1.11499	
7	16.4029	2.27558	.406693	18.444	2.16329	.204509	
6	13.4617	2.02203	.494578	15.4543	2.03254	.437308	
5	10.5639	1.70977	.55576	12.4874	1.78315	.688978	
4	7.78672	1.33136	.446557	9.4217	1.44427	.460269	
3	5.21895	.926653	.353955	6.51883	1.04713	.355094	
2	2.77664	.548664	.205985	3.84582	.636026	.227687	
1	.99292	.182206	.070977	1.31818	.2212	.0823568	

NIVEL	F1	F2	F3	F4	F5	F6
20	135.589	-77.5823	44.6435	17.382	-68.8834	37.1154
19	142.732	-81.7430	34.7993	12.447	-58.7769	31.7326
18	149.140	-85.8603	21.347	140.632	-52.7103	22.3472
17	148.082	-43.796	3.94322	133.354	-44.3093	9.66719
16	135.438	-28.6423	-14.2594	135.659	-33.3946	-4.58797
15	131.621	-11.8283	-39.4327	132.414	-19.5769	-20.1291
14	126.732	5.80331	-41.3545	129.494	-3.56998	-33.4635
13	117.803	23.0955	-44.5866	121.668	13.2113	-41.3469
12	110.433	38.7139	-40.1593	113.949	29.2753	-41.67
11	101.153	51.7135	-29.0419	105.456	43.5044	-35.2235
10	94.3213	63.3482	-13.0127	97.5076	56.883	-23.6774
9	86.943	71.2911	4.18583	92.5391	66.9314	-7.65455
8	79.323	72.7713	21.3793	81.8291	71.1731	13.2727
7	63.6945	69.9434	34.7379	70.6777	71.0205	26.2656
6	52.4199	63.262	42.2527	59.2236	66.6627	37.6833
5	41.1353	53.4904	43.1992	47.623	58.5409	42.5587
4	30.3213	41.6534	38.1426	36.183	47.4132	40.6467
3	20.3213	28.9915	28.7806	24.961	34.3775	32.7233
2	11.0149	17.2415	17.9332	15.822	21.2931	21.6139
1	4.09009	6.03345	6.41299	5.34331	7.35182	3.34316

19

NIVEL	V1	V2	V3	V4	V5	V6
20	76.3443	-76.7512	21.3217	76.4102	-32.9412	19.3842
19	151.41	-69.0796	39.721	147.635	-62.3297	35.4505
18	223.212	-97.1157	50.3945	218.051	-88.7848	46.6252
17	293.253	-119.014	52.3664	287.228	-110.939	51.4489
16	360.972	-133.335	49.2367	354.757	-127.637	49.1554
15	426.782	-139.249	30.0204	420.764	-137.435	39.0708
14	490.148	-136.345	9.34312	485.211	-139.22	22.3576
13	549.649	-124.802	-12.9502	544.015	-132.615	1.8351
12	604.867	-105.445	-33.0298	603.02	-117.977	-18.9999
11	655.444	-79.5882	-47.5507	655.743	-96.2247	-36.6127
10	702.605	-47.9141	-54.4561	705.302	-67.8232	-48.4613
9	745.876	-12.2465	-52.4036	751.771	-24.3329	-52.2888
8	783.543	24.1177	-41.7139	792.686	1.2536	-47.1424
7	815.49	59.0393	-24.5451	828.024	36.7639	-34.009
6	841.7	90.7203	-3.21877	857.636	70.0752	-15.2071
5	862.267	117.465	18.3808	881.448	99.3657	6.07222
4	877.428	138.292	37.4521	899.499	123.073	26.3956
3	887.589	152.758	51.8425	911.99	140.262	42.7872
2	893.476	161.489	60.8091	919.501	150.904	53.5941
1	895.541	164.425	64.0156	922.173	154.744	57.6157

NIVEL	CORTANTE X	CORTANTE Y
20	89.4563	85.4921
19	171.097	164.127
18	248.585	240.006
17	320.786	312.176
16	387.46	380.21
15	449.927	444.053
14	508.844	505.284
13	563.789	561.921
12	614.877	614.746
11	661.968	663.70
10	706.339	710.409
9	747.816	754.369
8	785.023	794.087
7	817.99	829.537
6	846.581	860.60
5	870.406	887.352
4	889.649	909.064
3	902.133	927.701
2	907.953	932.341
1	912.759	936.84

CORTANTES SISMICOS (ton).

NIVEL	A	B	C	D
20	20.59	28.54	27.06	20.63
19	37.56	59.70	49.31	37.82
18	53.31	90.65	70.59	53.78
17	68.49	119.10	91.29	69.11
16	83.29	144.65	111.58	84.07
15	97.46	167.83	132.35	98.31
14	116.20	196.89	150.30	111.20
13	121.74	215.58	166.87	122.90
12	132.09	238.26	181.98	133.41
11	141.41	259.50	195.86	142.89
10	150.32	277.92	211.02	151.89
9	156.96	300.31	220.94	158.76
8	161.53	323.59	231.05	163.65
7	164.27	347.28	231.84	166.72
6	164.94	371.94	232.41	167.75
5	163.42	397.91	229.17	166.59
4	159.54	425.50	221.51	163.04
3	153.22	455.14	208.86	156.96
2	144.92	486.61	190.88	148.71
1	142.13	501.37	177.84	145.86

NIVEL	1	2	3	4
20	15.06	39.75	23.97	15.93
19	26.61	81.38	44.16	28.23
18	38.25	120.06	64.00	40.57
17	49.77	155.49	83.31	52.66
16	69.45	164.23	113.68	72.82
15	89.07	174.37	141.26	91.70
14	102.62	191.46	164.05	106.53
13	115.76	208.56	185.02	119.80
12	127.43	226.00	203.85	131.33
11	138.16	242.45	220.82	141.31
10	148.27	258.27	236.09	150.71
9	157.22	273.43	250.50	159.39
8	165.01	287.05	263.25	167.07
7	171.95	298.74	274.24	173.89
6	178.06	308.41	283.31	179.84
5	183.37	315.84	290.50	185.06
4	187.94	320.74	295.73	189.58
3	192.07	322.30	299.48	193.62
2	196.91	318.20	302.69	198.31
1	202.86	311.12	301.22	204.12

CAPITULO VII

DIMENSIONAMIENTO

El dimensionamiento consiste en un problema de revisión de las secciones propuestas en el análisis. En esta revisión se calcula el refuerzo necesario para que el elemento pueda resistir los elementos mecánicos obtenidos del análisis estructural.

Un buen dimensionamiento no sólo consiste en calcular el refuerzo, sino en garantizar el comportamiento de cada elemento a diseñar, esto es; se deben revisar las deflexiones y el agrietamiento bajo cargas de servicio cuidando que no sean excesivos y que estén dentro de los límites aceptables.

El control del agrietamiento también es muy importante para fines de apariencia y durabilidad ya que un elemento demasiado agrietado causa desconfianza, no obstante que resista las cargas de servicio.

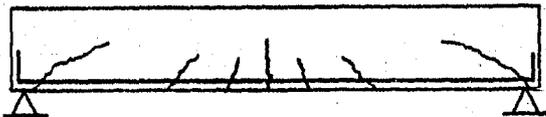
Comportamiento de elementos a flexión.

Las vigas son elementos estructurales que transmiten cargas externas que provocan momentos flexionantes y fuerzas cortantes en su longitud.

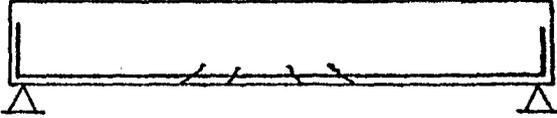
Según el tipo de falla pueden ser;

vigas subreforzadas. - (falla a tensión).

- Tienen un comportamiento dúctil.
- Se deforman bastante antes de fallar.
- fluye el acero y se produce aplastamiento.



Vigas sobrerreforzadas: (falla a compresión). Son aquéllas - en las cuales antes de que el acero fluya, se aplasta el concreto en compresión, produciéndose una falla frágil.



El reglamento exige que las secciones sean subreforzadas.

Falla balanceada:

Cuando al mismo tiempo fluye el acero y el concreto alcanza la deformación a compresión.

cuando $p < p_b$, ocurre una falla a tensión

cuando $p > p_b$, ocurre una falla a compresión

ACERO EN COMPRESION

Aumenta la ductilidad.

Restringe las deformaciones diferidas (flujo plástico).

En las vigas subreforzadas aumenta ligeramente el momento resistente y en las sobrerreforzadas provoca que el acero a tensión empiece a fluir.

En toda viga se debe suministrar un refuerzo mínimo por flexión, cuya finalidad es obligar que el momento resistente de la viga agrietada sea mayor que el momento de agrietamiento; para evitar que cuando el concreto se agriete la viga falle.

Según el R.D.F.-77 este refuerzo es:

$$p_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c}}{f_y} \quad (7.1)$$

$$A_s = p_{\min} b d$$

Según ACI:

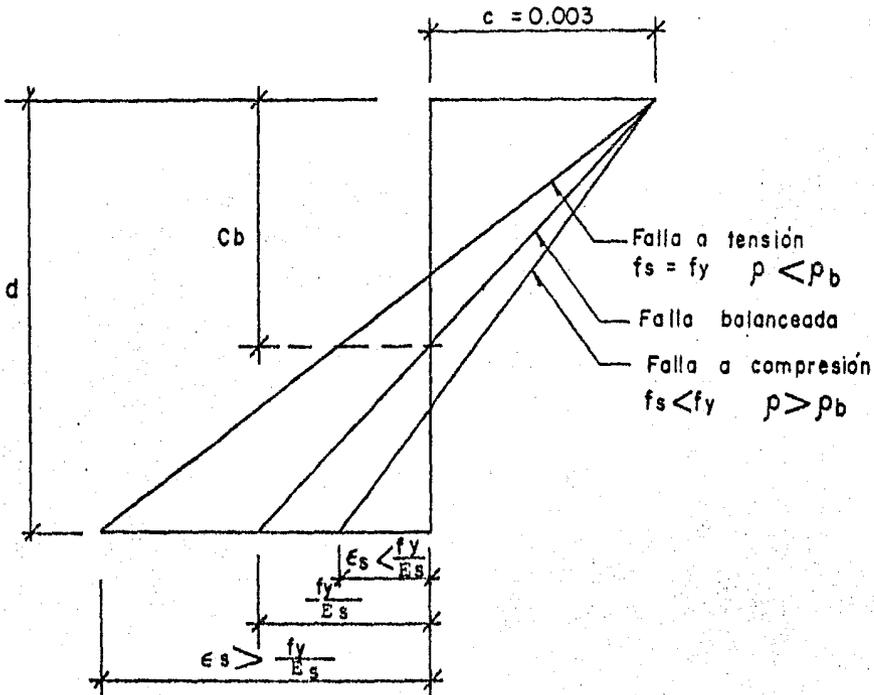
$$p_{\min} = \frac{14}{f_y} \quad (7.2)$$

Hipótesis para calcular resistencia a flexión.

1. Las secciones planas permanecen planas antes y después de la flexión.
2. Se puede aceptar que el concreto no toma tensiones.
3. Existe adherencia perfecta entre el acero y el concreto.
4. La resistencia se alcanza cuando la deformación unitaria del concreto en la fibra extrema a compresión llega a 0.003.
5. Se conoce la distribución de esfuerzos de compresión en el concreto cuando se alcanza la resistencia.
6. Se conoce la gráfica esfuerzo-deformación unitaria del acero.

NOTA:

El concreto en tensión resiste más o menos el 10 % de lo que resiste en compresión.



ANALISIS DE SECCIONES SIMPLEMENTE REFORZADAS

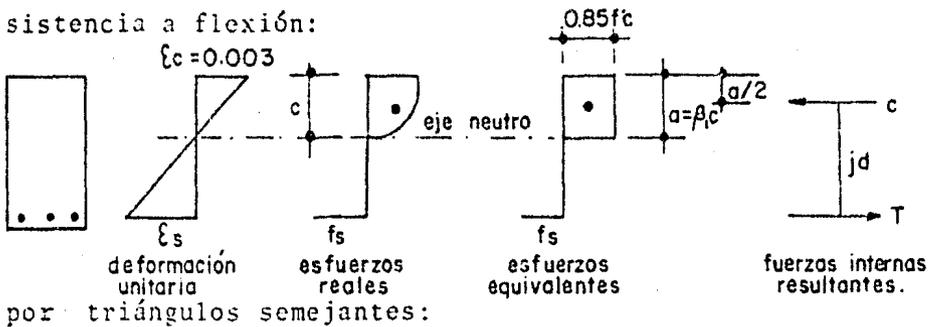
Las fallas a compresión son peligrosas en la práctica, debido a ser frágiles. Por lo que debe tratarse de lograr fallas a tensión, para esto se recomienda que el área de acero a tensión no exceda de cierto porcentaje de la falla balanceada.

Según el ACI

$$P \leq 0.75 P_b \quad (7.3)$$

Determinación de P_b

Sección de concreto simplemente reforzada cuando se alcanza la resistencia a flexión:



por triángulos semejantes:

$$\epsilon = f_y / E_s$$

$$\frac{f_y / E_s}{d - c} = \frac{0.003}{c}$$

c = profundidad del eje neutro para la falla balanceada

Despejando c :

$$c = \frac{0.003 E_s d}{0.003 E_s + f_y}$$

El peralte del bloque de esfuerzos es :

$$a = \beta_1 c$$

200

entonces:

$$a = \frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_y} \beta_1 d$$

Por equilibrio $C = T$

$$0.85 f'_c a d = A_s f_y = P_b b d f_y$$

donde

$$P_b = \frac{A_s}{bd}$$

despejando P_b

$$P_b = \frac{0.85 f'_c a}{f_y}$$

por lo tanto

$$P_b = \frac{0.85 f'_c \beta_1}{f_y} \frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_y}$$

pero $E_s = 2 \times 10^6$ Kg/cm², por lo tanto la ec. para el reglamento ACI es:

$$P_b = \frac{0.85 f'_c \beta_1}{f_y} \frac{6000}{6000 + f_y} \quad (7.4)$$

En la ecuación anterior el valor de β_1 se obtiene como se indica a continuación:

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{para } f'_c \leq 280 \text{ Kg/cm}^2 \quad (7.5)$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left[\frac{f'_c - 280}{70} \right] \quad \text{para } f'_c > 280 \text{ Kg/cm}^2 \text{ y } f'_c < 560 \text{ " } \quad (7.6)$$

$$\beta_1 = 0.65 \quad \text{para } f'_c \geq 560 \text{ Kg/cm}^2 \quad (7.7)$$

Para el reglamento del D.F.

$$P_b = \frac{f'_c}{f_y} \frac{4800}{6000 + f_y} \quad (7.8)$$

en que:

$$f^*c = 0.85 f_c^* \quad \text{para } f^*c \leq 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad (7.9)$$

$$f^*c = 0.8 f_c^* \quad (7.10)$$

$$f^*c = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}\right) f_c^* \leq 0.85 f_c^* \quad \text{para } f_c^* > 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad (7.11)$$

REFUERZO MAXIMO.

El reglamento del Distrito Federal limita el porcentaje de refuerzo con el fin de asegurar que el acero a tensión fluya y que la falla no sea frágil, de la siguiente manera:

Para elementos que no resistan fuerzas sísmicas:

$$p = p_b \quad (7.12)$$

Para elementos que deben resistir fuerzas sísmicas.

$$P = 0.75 P_b \quad (7.13)$$

Según el reglamento ACI

$$P = 0.75 p_b \quad (7.14)$$

DISEÑO DE SECCIONES SIMPLEMENTE REFORZADAS

$$M_u = T j d = C j d$$

$$C = T$$

$$0.85 f_c^* a b = A_s f_y \quad \therefore a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c^* b}$$

$$M_u = A_s f_y (d - 0.5a)$$

$$= A_s f_y \left(d - 0.59 \frac{A_s f_y}{f_c^* b}\right)$$

$$= p b d^2 f_y \left(1 - 0.59 p \frac{f_y}{f_c^*}\right)$$

$$w = p \frac{f_y}{f_c^*} \quad : \quad p = \frac{A_s}{b d}$$

Por lo tanto según ACI:

$$\boxed{\mu = \phi b d^2 f'c w (1 - 0.59w)} \quad (7.15)$$

ϕ = factor de reducción = 0.9 para flexión

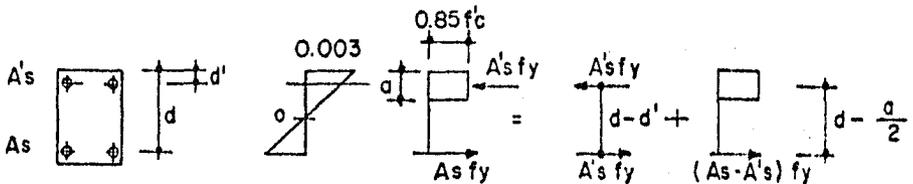
Fórmula para calcular M_R según del D.F.

$$\boxed{\mu = F_R b d^2 f'c q(1 - 0.5 q)} \quad (7.16)$$

$$q = p \frac{f_y}{f'c} \quad ; \quad p = \frac{A_s}{bd}$$

F_R = factor de reducción de resistencia = 0.9

VIGAS DOBLEMENTE REFORZADAS.



Momento resistente:

$$\mu = \phi (M_1 + M_2)$$

$$M_1 = A's \quad f_y \quad (d - d')$$

$$M_2 = (A_s - A's) \quad f_y \quad (d - a/2)$$

$$\mu = \phi \left[(A_s - A's) \quad f_y \quad (d - a/2) + A's \quad f_y \quad (d - d') \right] \quad (7.17)$$

Por equilibrio $C = T$

$$0.85 \quad f'c \quad ab + A's \quad f_y = A_s \quad f_y$$

despejando a "a"

$$a = \frac{(A_s - A's) \quad f_y}{0.85 \quad f'c b} \quad (7.18)$$

Para que el acero a compresión este cediendo se debe tener:

$$\frac{(A_s - A'_s) f_y}{0.85 f'_c b} \geq \frac{0.003 E_s}{0.003 E_s - f_y} \beta d' \quad (7.19)$$

o bien:

$$p - p' \geq \frac{0.85 f'_c \beta d'}{f_y d} \frac{6000}{6000 - f_y} \quad (7.20)$$

$$p' = \frac{A'_s}{bd}$$

Según el Reglamento del Distrito Federal

Se usa la misma expresión dada por el ACI, ec. 7.17

donde:

$$a = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{b f'_c} \quad (7.21)$$

para que A's fluya:

$$p - p' \geq \frac{f'_c d'}{f_y d} \frac{4800}{6000 - f_y} \quad (7.22)$$

DISEÑO DE SECCIONES DOBLEMENTE REFORZADAS

Procedimiento:

1. Calcular el momento resistente de la viga balanceada (M_R)

$$\text{ACI} \quad \bar{p}_{\max} = 0.75 \bar{p}_b$$

$$\bar{w}_{\max} = \bar{p}_{\max} \frac{f_y}{f'_c} \quad ; \text{ usar la ec. (7.15)}$$

RDF

$$\bar{p}_{\max} = \bar{p}_b \quad (\text{sin sismo})$$

$$\bar{p}_{\max} = 0.75 \bar{p}_b \quad (\text{con sismo}) ; \text{ usar la ec. (7.16)}$$

2. Si $M_R > M_u$ no se requiere acero a compresión ($A's$) y la viga se diseñará como simplemente reforzada.
3. Si $M_R < M_u$, se necesita $A's$

$$A's = \frac{(M_u - M_R)}{\phi f_y (d - d')}$$

$$A's = A_s - A_{s_{max}}$$

$$\phi = F_R = 0.9$$

4. Calcular:

$$A_s = A_{s_b} + A's$$

$$A_{s_b} = \rho_{max} b d$$

5. Comprobar que el acero $A's$ fluya. (Ecs. 7.20 ó 7.22)

NOTA:

Para el ACI el porcentaje a tensión se limita a:

$$\rho = 0.75 \rho_b + \rho'$$

donde

$$\rho' = \frac{A's}{b d}$$

Para el R.D.F. (caso de elementos sujetos a fuerza sísmica)

$$A_s = 0.75 (A_{s_b} + A's)$$

$$A_s = A_{s_{max}} + 0.75 A's$$

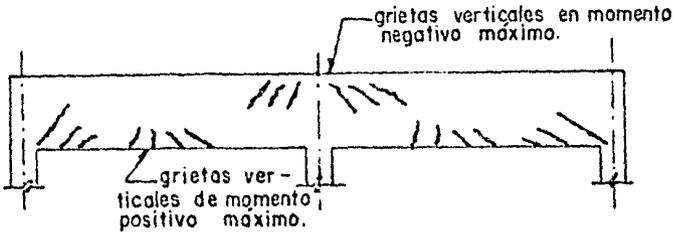
$$A's = \frac{A_s - A_{s_{max}}}{0.75} \quad \therefore \quad \rho' = \frac{A's}{b d}$$

$$\rho = 0.75 (\rho_b + \rho')$$

FUERZA CORTANTE EN VIGAS.

En una viga sometida a flexión, existen esfuerzos inclinados de tensión.

Al reforzar una viga solamente con acero longitudinal, dichos esfuerzos inclinados o diagonales tienden a producir grietas, estas son verticales en el centro del claro y se van inclinando cada vez más conforme se acercan a los apoyos.



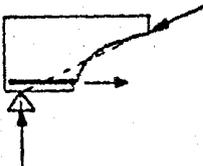
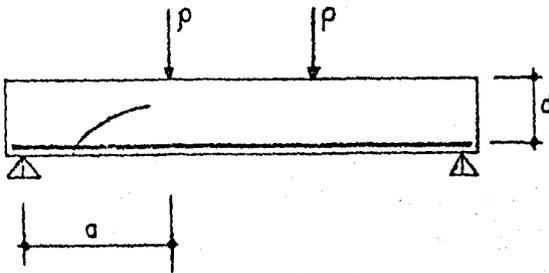
El agrietamiento es provocado por la tensión.

Los esfuerzos que provocan estas grietas se conocen con el nombre de tensión diagonal y para evitar la falla se agregan varillas de refuerzo adicionales.

Comportamiento de elementos sin refuerzo para fuerza cortante.

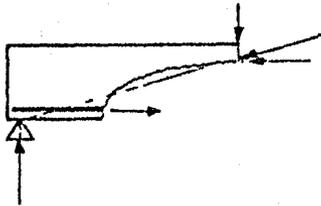
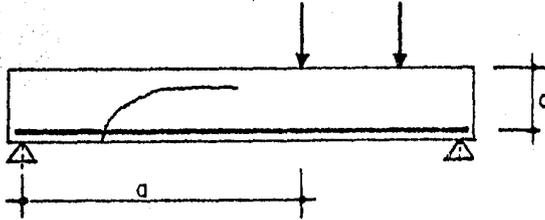
CASO 1

$$1.0 < \frac{a}{d} < 2.5$$



$$\frac{a}{d} \rightarrow 2.5$$

La grieta se desarrolla inmediatamente



Como esta fuerza está casi horizontal, la componente vertical debe ser igual a la reacción cosa que implica una fuerza muy grande, que como no se tiene se presenta la falla que se conoce como: falla por tensión diagonal.

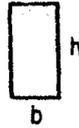
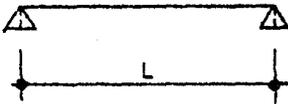
COMPORTAMIENTO DE VIGAS CON ESTRIBOS.

La teoría para el cálculo de los estribos verticales que resisten la tensión diagonal se basa en la suposición de que los estribos resisten la componente vertical de dicha tensión, mientras que el refuerzo longitudinal resiste la componente horizontal.

En el diseño de una viga de concreto reforzado se determina primeramente el peralte efectivo y después el área de acero longitudinal requerida de tensión, a continuación se determina si se necesita o no colocar refuerzo transversal.

El concreto es capaz de resistir una cantidad de cortante, por lo que debe determinarse este valor, que nos indicará si se requiere o no el refuerzo en el alma.

DISEÑO POR CORTANTE (R.D.F.)

Cálculo de la contribución del concreto; V_{cr} .Para vigas con $L/h \geq 5$

$$\text{Si } p < 0.01 \quad V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30p) \sqrt{f'_C} \quad (7.23)$$

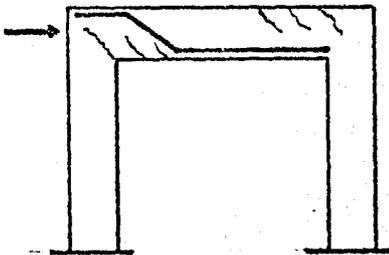
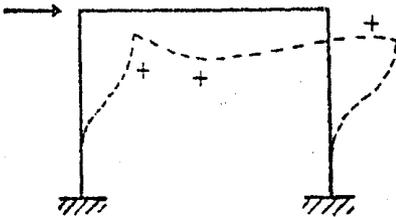
$$\text{Si } p \geq 0.01 \quad V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f'_C} \quad (7.24)$$

COLOCACION DE ESTRIBOS.

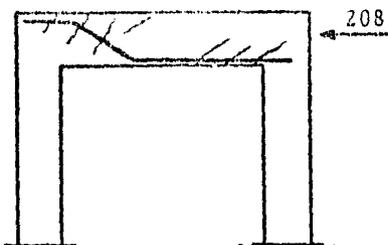
El refuerzo en el alma se suministra por lo general con estribos verticales. En ocasiones se usan varillas inclinadas, que se colocan en ángulo recto con la dirección de las grietas causadas por la tensión diagonal.

Inconveniente de los estribos inclinados.

En el caso de inversión de sismo.



En este caso el estribo no ayuda a evitar la grieta - por lo que esta se desarrolla.



Para este caso el estribo ayuda a que la grieta no se desarrolle.

-Para estribos no se usará acero con esfuerzo de fluencia mayor de 4200 kg/cm² (R.D.F.)

-El diámetro mínimo de estribos será de 6.3 mm. (Nº 2)

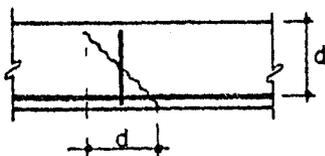
En vigas de marcos que deban resistir sismo y en cuyo diseño se toma un factor de ductilidad $Q \geq 2$ debe suministrarse un refuerzo mínimo:

Cuando $V_u \leq V_{cR}$

Se deben usar estribos de diámetro ≥ 6.3 mm. a una separación.-

$$s = \frac{d}{2} \quad (7.25)$$

Estribo a $d/2$ que corta la grieta (a 45°).



d = peralte efectivo

$$\#E \geq 6.3 \text{ mm}$$

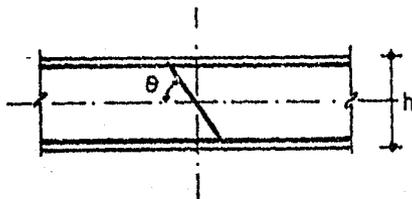
Cuando $V_u > V_{cR}$ se requerirá refuerzo por tensión diagonal la separación S se calculará con:

$$s = \frac{F_R A_V f_y d (\operatorname{sen} \theta + \operatorname{cose} \theta)}{V_u - V_{cR}} \leq \frac{F_R A_V f_y}{3.5 b} \quad (7.26)$$

F_R = Factor de reducción = 0.8

A_V = área transversal del refuerzo dos ramas (en cm²).

θ = ángulo que forma el refuerzo con el eje de la pieza, no debe ser menor de 45°



f_y = esfuerzo de fluencia (en Kg/cm²)

V_u = cortante último en la sección considerada (en Kg)

V_{cR} = cortante que toma el concreto (en Kg)

S , b y d en cm.

Para el caso de estribos verticales $\theta = 90^\circ$

$$S = \frac{F_R A V f_y d}{V_u - V_{cR}} \leq \frac{F_R A V f_y}{3.5 b} \quad (7.27)$$

Si $V_{cR} < V_u \leq 1.5 F_R b d \sqrt{f'_c}$

La separación de estribos será:

$$s \leq 0.5 d \quad (7.28)$$

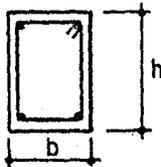
Si $V_u > 1.5 F_R b d \sqrt{f'_c}$

La separación es: $s \leq 0.25 d \quad (7.29)$

Debe verificarse que:

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

En caso contrario deberá aumentarse el peralte.



Dimensionamiento de estribos de una viga.

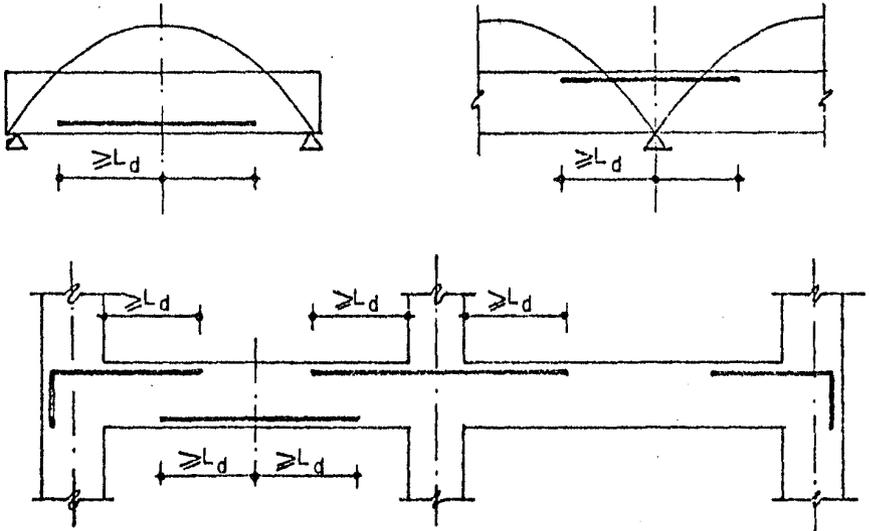
$h < 50$ cm.	Usar estribos de 5/16 (N ^o 2.5)
$80 < h < 90$ cm.	Usar estribos de 3/8" (N ^o 3)
$h > 90$	Usar estribos 1/2" (N ^o 4)

DESARROLLO Y ANCLAJE DEL ACERO DE REFUERZO.

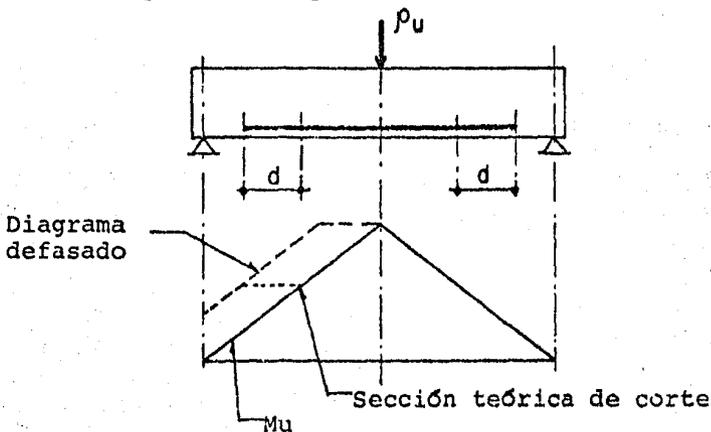
La longitud de desarrollo o el anclaje son necesarios en ambos lados de un punto de esfuerzo máximo en cada sección del miembro de concreto reforzado.

La fuerza de tensión se valuará con el máximo momento flexionante que obra en la zona comprendida a un peralte efectivo (d) de la sección.

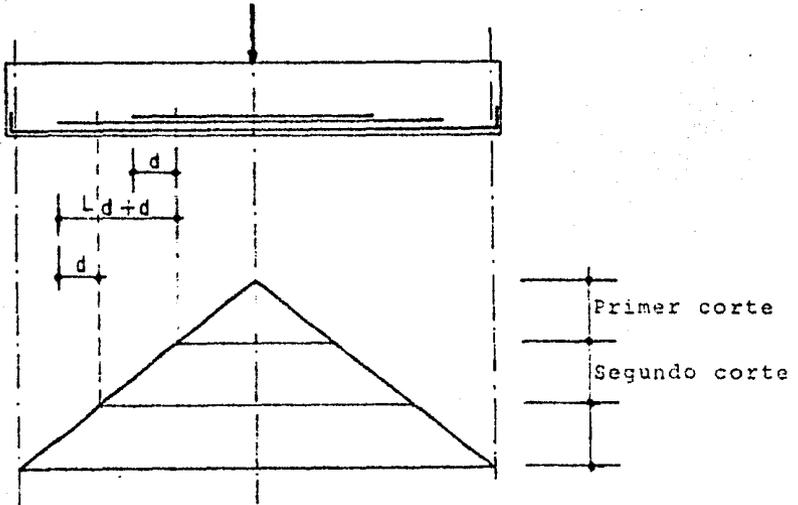
- 1.- A cada lado de toda sección de M_{\max} , la longitud de cada barra es mayor o igual a L_d (longitud de desarrollo).



- 2.- Las barras que dejen de ser necesarias por flexión se cortan o se doblan a una distancia no menor que un peralte efectivo más allá del punto teórico donde de acuerdo con el diagrama de momentos ya no se requieren.



- 3.- En las secciones donde, según el diagrama de momentos flexionantes, teóricamente ya no se requiere el refuerzo que se corta o se dobla, la longitud de cada barra que continúa es mayor o igual a $L_d + d$.

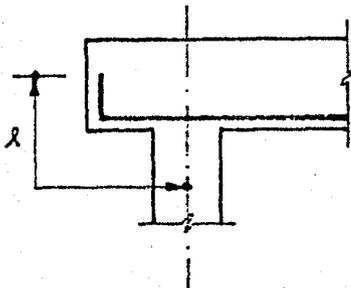


- 4.- Cada barra para momento positivo que llega a un extremo libremente apoyado se prolonga más allá del centro del apoyo, incluyendo porciones dobladas, una longitud no menor que:

$$\lambda = (L_d - 0.25L) \geq 0.5h \quad (7.30)$$

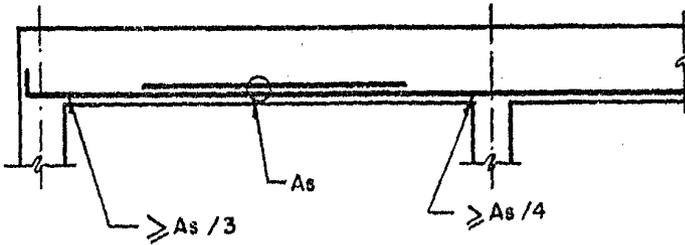
L = claro del elemento

h = peralte total

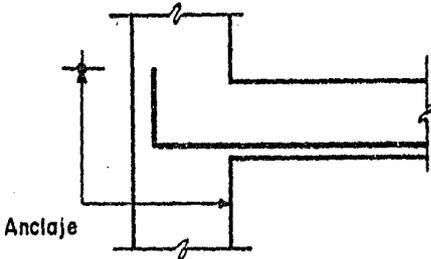


REQUISITOS COMPLEMENTARIOS DE ANCLAJE:

En extremos libremente apoyados se prolongará, sin doblar, -- hasta dentro del apoyo, cuando menos la tercera parte del refuerzo de tensión para momento positivo máximo. En extremos continuos se prolongará la cuarta parte.



Cuando el elemento resista fuerzas laterales accidentales:

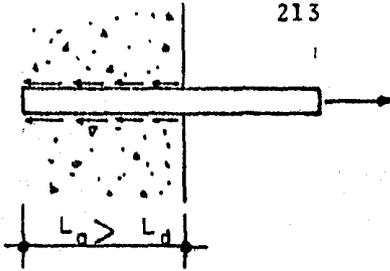


El refuerzo se debe anclar para que pueda fluir en el paño de la columna.

Esto se hace debido a que los momentos que se tienen pueden - invertirse durante un sismo.

LONGITUD DE DESARROLLO:

Es la longitud que debe anclarse una barra de tensión de manera que desarrolle su esfuerzo de fluencia.



L_a = longitud de anclaje-

La longitud de desarrollo se obtiene multiplicando la longitud básica dada por la ecuación (7.31), por los coeficientes dados por la tabla. (R.D.F.)

$$L_{db} = 0.06 \frac{a_s f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.005 d_b f_y \quad (7.31)$$

Donde:

L_{db} = longitud de desarrollo básica.

d_b = diámetro de la barra en cm.

a_s = área transversal de la barra en cm^2 .

f_y = esfuerzo de fluencia del acero Kg/cm^2 .

f'_c = resistencia del concreto, Kg/cm^2 .

TABLA: coeficientes para obtener L_d .

Barras horizontales o inclinadas con más de 30 cm bajo ellas.	1.4
En concreto ligero	1.33
$f_y > 4200 \text{ Kg/cm}^2$	2- $\frac{4200}{f_y}$
Barras torcidas en frío de diámetro mayor o igual que 19.1 mm.	1.2

NOTA:

$L_d \geq 30 \text{ cm}$.

Paquetes de barras.

Tres barras $L'_d = 1.2 L_d$ 8

Cuatro barras $L'_d = 1.33 L_d$ 8

L_d = longitud de desarrollo para una barra -

Para dos barras no se modifica L'_d .

BARRAS A COMPRESION:

La longitud de desarrollo debe ser por lo menos el 60% de la que se necesitaría a tensión.

$$L'_d \geq 0.6 L_d \quad (7.32)$$

Se debe cumplir: $L'_d \geq 20$ cm.

DISEÑO DE LOSAS.

Sistemas de piso:

En general para edificios de concreto reforzado existen cuatro tipos de sistemas de piso:

- 1.- Sistema de losas macizas con vigas, en una dirección.
- 2.- Sistema de losas macizas con vigas, en dos direcciones.
- 3.- Pisos de losas nervadas, (Losa reticular).
- 4.- Losas planas (macizas, peralte constante).

LOSAS EN UNA DIRECCION:

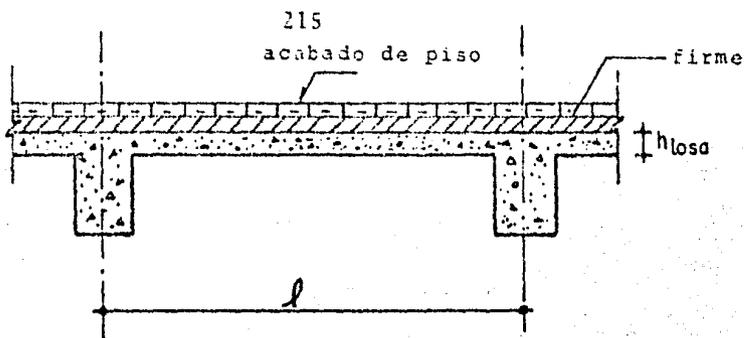
Cargas vivas.

En el diseño de un piso deben tomarse en consideración tanto las cargas vivas como las muertas; las primeras están controladas por el tipo de utilización del edificio y por los reglamentos de construcción.

El reglamento del D.F. de cargas vivas para diseñar por fuerzas gravitacionales, (W_m), estas deben usarse para diseñar los elementos que no van a resistir sismo, como las trabes secundarias y las losas.

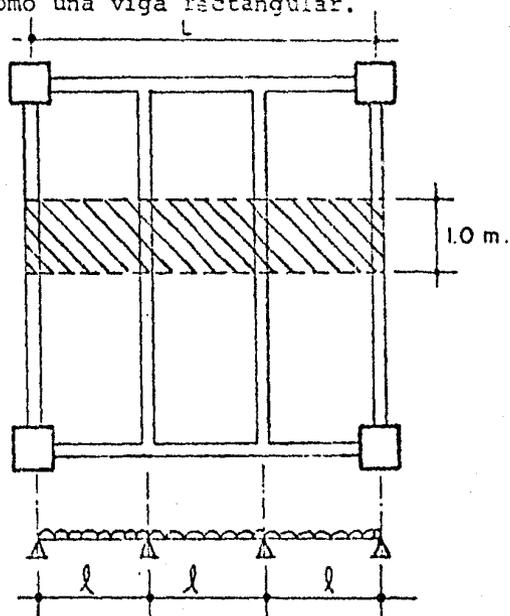
Cargas muertas.

Están constituidas por los elementos que forman el sistema, o sea el peso real de los materiales de construcción. El espesor de la losa estructural debe estimarse para tomar en cuenta su peso.



DISEÑO DE LOSAS MACIZAS EN UNA DIRECCION.

Se lleva a cabo suponiendo una franja de un metro de ancho, y se diseña como una viga rectangular.



Antes de seguir con los cálculos debe suponerse un peralte para la losa, para nuestro caso ya ha sido elegido en la estructuración de 10 cm.

En general el peralte depende de la longitud del claro y de la magnitud de la carga aplicada, una regla aproximada para estimarlo es tomar alrededor de 3 cm. de peralte por cada metro de claro con un mínimo de 8 cm.

Para nuestro edificio

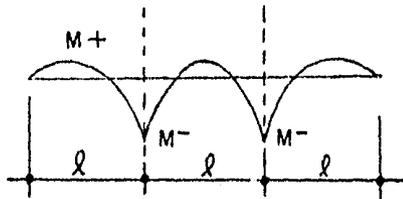
$$L = 8 \text{ mts.}$$

$$q = \frac{800}{3} = 267$$

$$h = 3 \text{ cm.} \times 2.67 = \underline{8.01 \text{ cm.}}$$

Generalmente se usan espesores de losa de 10 a 12 cm.

Una vez obtenido el peralte, se calculan los elementos mecánicos de la viga.



DISEÑO POR EL R.D.F.

$$M_R = F_R b d^2 f''c q (1 - 0.5 q)$$

donde $b = 100 \text{ cm.}$

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_R}{F_R b d^2 f''c}} \quad (7.33)$$

$$\rho = q \frac{f''c}{f_y}$$

$$\frac{A_s}{\text{mt.}} = \rho d$$

área de acero por un metro de ancho.

La separación de varillas es:

$$s = \frac{a_s}{A_s/\text{mt.}} \quad (\text{cm.}) \quad (7.34)$$

Donde $a_s =$ área de las varillas a utilizar.

Para refuerzo positivo $d = h - r$

Para refuerzo negativo $d = h - r - 2$

$r =$ recubrimiento

Refuerzo por contracción y temperatura.

Las losas de piso y de techo con refuerzo en una sola dirección deben reforzarse también para resistir los esfuerzos de contracción y de cambios de temperatura, colocando varillas en una dirección perpendicular a las varillas principales de tensión.

REFUERZO POR CAMBIOS VOLUMETRICOS (R.D.F.)

$$a_{s_m} = \frac{450 x_1}{f_y (X_1 + 100)} \quad S = \frac{a_s}{a_{s_m}} \text{ área de varilla} \quad (7.35)$$

$$a_{s_m} = \text{cm}^2/\text{cm.}$$

x_1 = dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo (cm.) para el caso de losas $x = h$.

POR SIMPLICIDAD:

$p = 0.002$ para elementos estructurales protegidos de la intemperie.

$p = 0.004$ expuestos a la intemperie.

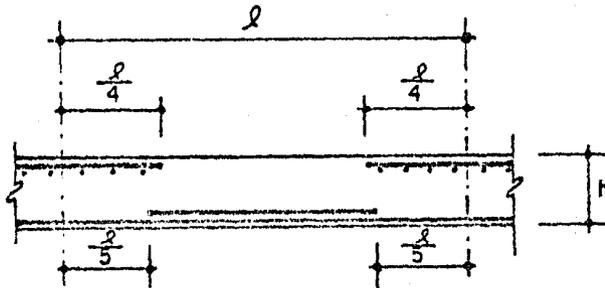
$$A_s = p \cdot d$$

$$m_t$$

La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de:

$$S = 50 \text{ cm } \delta$$

$$S = 3.5 x_1$$



Revisión por fuerza cortante de losas (R.D.F.)

Se supondrá que la sección crítica se encuentra a un peralte efectivo del paño.

Fuerza cortante que actúa en un ancho unitario

$$V_u = \frac{(a_1/2 - d) W_u}{\left[1 + \left(\frac{a_1}{a_2} \right)^6 \right]} \quad (7.36)$$

RESISTENCIA DE LA LOSA:

$$V_{CR} = 0.5 FR bd \sqrt{f \cdot c} \quad (7.37)$$

$$V_{CR} > V_u$$

Diseño de la losa del edificio estudiado.

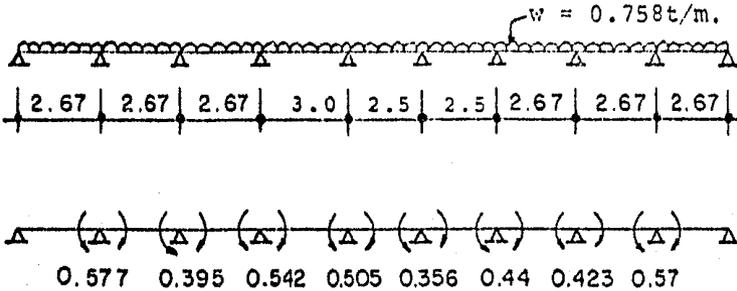
Se puede observar que las losas trabajan en una dirección, por lo que se diseñarán como se explicó anteriormente.

Losa de entrepiso

(Diseño por R.D.F.)

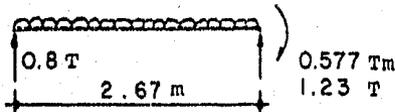
W = 758 Kg/m² (con C.V. total)

Por un metro de ancho w = 758 Kg/m.



Diseño para momento máximo

Se puede observar que el mayor momento negativo se encuentra en la primera crujía.



$$M = 0.8x - 0.75 \frac{x^2}{2}$$

$$M^+ = 0.422 \text{ T}\cdot\text{m}$$

$$M^- = 0.577 \text{ T}\cdot\text{m}$$

Diseño para momento negativo.

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2; f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_u = 1.4 \times 0.577 = 0.808 \text{ T}\cdot\text{m}$$

$$b = 100 \text{ cm (ancho en un metro)}$$

$$d^- = 10 - r - 2 = 6 \text{ cm}$$

$$r = \text{recubrimiento} = 2 \text{ cm.}$$

De la fórmula (7.53)

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times .808 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 6^2 \times 170}}$$

$$q = 0.1594$$

$$p = 0.1594 \times \frac{170}{4200} = 0.0065 \text{ (rige)}$$

Acero mínimo por flexión:

$$P_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} = 0.0026 < p$$

Separación de varillas.

Usando varillas del # 2.5, $a_s = 0.49 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{0.49}{0.0065 \times 6} = 12.6 \text{ cm} \quad S = \# 2.5 @ 12 \text{ cm}$$

Con varillas del # 3, $a_s = 0.71 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{0.71}{0.0065 \times 6} = 18 \text{ cm} \quad S = \# 3 @ 18 \text{ cm}$$

Momento positivo.

$$M_u = 1.4 \times 0.422 = 0.591 \text{ T}\cdot\text{m}$$

$$d^+ = 10 - r = 8 \text{ cm.}$$

De la fórmula (7.33)

$$q = 0.06261$$

$$p = 0.00345 \text{ pmin.}$$

SEPARACION DE VARILLAS

Con Vrs # 2.5

$$s = \frac{0.49}{0.00345 \times 8} = 17.7 \text{ cm.} \quad s = \# 2.5 \text{ e } 15$$

Con Vrs # 3

$$s = \frac{0.71}{0.00345 \times 8} = 25.7 \text{ cm.} \quad s = \# 3 \text{ e } 25$$

Refuerzo mínimo

De la fórmula (7.35);

$$x_1 = 10 \text{ cm.}$$

$$a_{s_m} = \frac{450 \times 10}{4200 (10 + 100)} = 0.00974$$

con Vrs # 2.5

$$s = \frac{0.49}{0.00974} = 50 \text{ cm.}$$

Usando $p = 0.002$

$$s = \frac{0.49}{0.002 \times 8} = 30.6$$

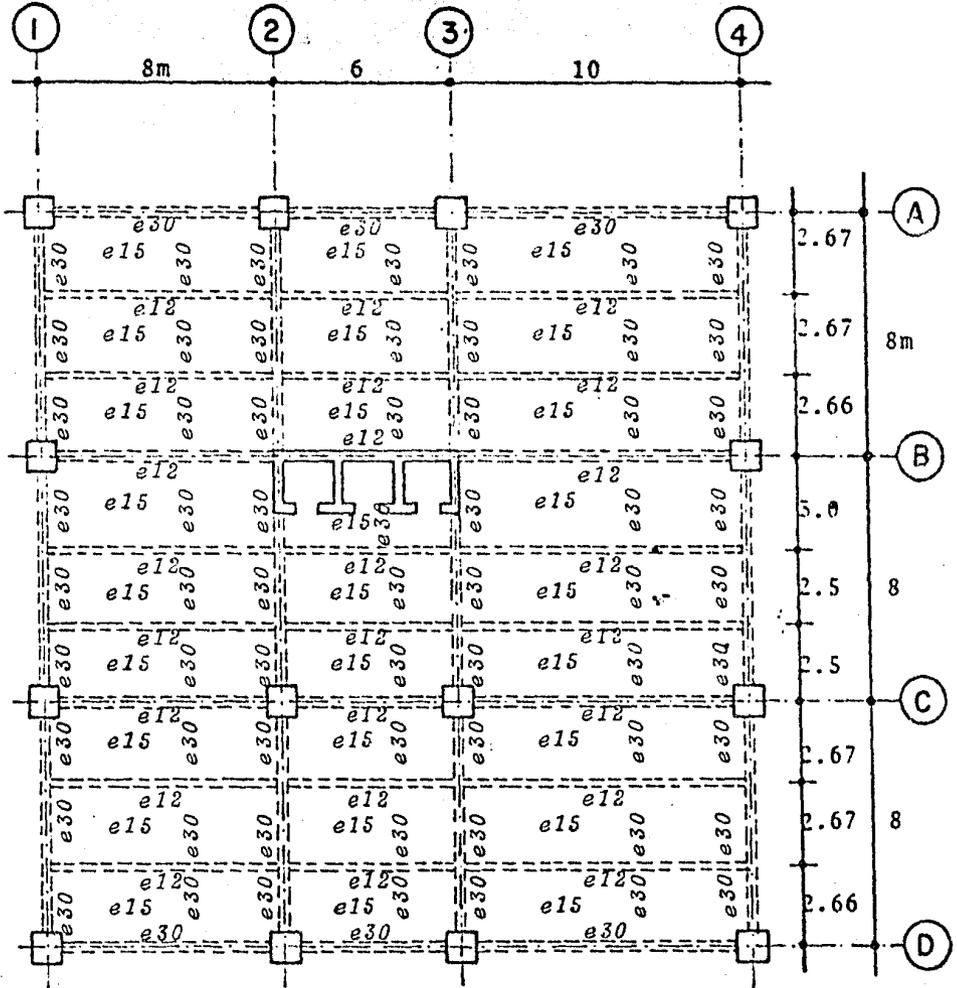
Separación máxima

$$3.5 h = 35 \text{ cm.}$$

6

$$50 \text{ cm.} \quad \text{Rige } s = \# 2.5 \text{ e } 30 \text{ cm.}$$

ARMADO DE LOSA



DATOS $h=10\text{cm}$

DE

LOSA Vars#2.5

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

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

DISEÑO DE LOSAS EN DOS DIRECCIONES.

Cuando un tablero de piso es cuadrado o casi cuadrado y sus cuatro apoyos descansan sobre vigas, se usan dos juegos de refuerzo, colocados en ángulo recto uno con respecto al otro.

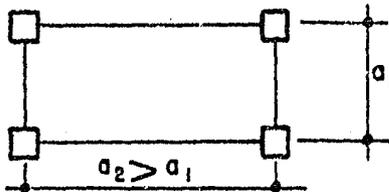
La magnitud de la carga transmitida en cada dirección depende no solamente de las longitudes relativas de los lados de la losa, sino también de las condiciones de apoyo de continuidad que se presenten en los cuatro lados.

Cuando el claro largo L es mayor que el doble del claro corto casi no se aplica carga en la dirección mayor, por lo que la losa se convierte entonces en una losa en una dirección, cuyo claro es B .

El reglamento del D.F. presenta un método para el cálculo de este tipo de losas.

Los momentos se calculan por medio de la fórmula:

$$M = Kwu a_1^2$$



Donde a_1 es el lado corto del tablero considerado y K un coeficiente que está dado por la tabla siguiente (Reproducida del R.D.F.).

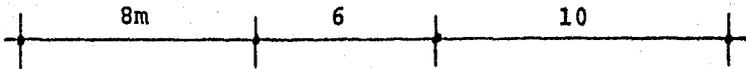
Debe distribuirse el momento de desequilibrio entre el borde común de dos tableros, que para el caso de ser monolíticos se distribuirá $2/3$ de ese momento y la totalidad si no son monolíticos.

Para la distribución se considera la rigidez del tablero proporcional a d^3/a .

ELEMENTOS MECANICOS PARA DISEÑO DE TRABES.

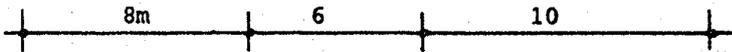
EJE A

							Nivel 20
M	12.67		6.54		14.73		
V	7.31		5.08		8.18		
MS	5.66	5.62	1.97	1.93	6.63	6.66	
M	13.70		7.0		15.65		16-19
V	7.77		5.45		8.62		
MS	19.46	19.23	18.75	18.77	17.69	17.87	
M	13.39		6.90		16.15		11-15
V	7.68		5.43		8.71		
MS	34.27	33.98	37.54	37.59	29.28	29.52	
M	12.82		6.74		16.93		6-10
V	7.54		5.38		8.86		
MS	39.22	39.0	45.33	45.37	32.67	32.85	
M	8.13		4.31		12.37		1-5
V	4.98		3.51		6.24		
MS	38.4	38.18	44.73	44.77	31.85	32.03	



EJE B

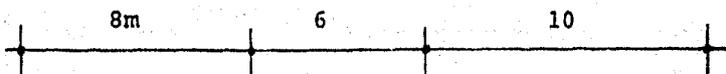
				Nivel	
M	11.06	18.51	26.29	19.71	20
V	7.96	9.32	11.66	10.64	
MS	29.76	50.63	43.71	27.93	
M	9.91	14.39	24.09	18.15	16-19
V	6.79	7.61	11.61	9.46	
MS	38.97	55.7	53.71	34.66	
M	10.47	13.47	23.25	18.73	11-15
V	6.93	7.47	11.50	9.57	
MS	52.23	87.85	67.57	43.71	
M	10.85	12.85	22.87	19.00	6-10
V	7.02	7.38	11.44	9.62	
MS	56.54	95.35	71.07	46.05	
M	11.11	12.39	23.71	18.96	1-5
V	7.08	7.32	11.82	9.67	
MS	52.88	88.75	65.08	42.21	



Los elementos mecánicos están referidos al eje del marco.

EJE C

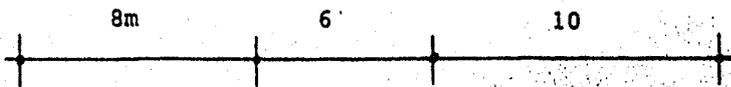
							Nivel
M	14.65		7.6		18.0		20
V	8.6		5.84		9.95		
MS	5.69	5.69	0.44	1.13	7.57	7.58	
M	13.24		6.63		14.40		16-19
V	7.4		5.50		8.14		
MS	29.04	21.72	20.2	20.22	20.76	21.01	
M	12.89		6.5		14.97		11-15
V	7.3		5.03		8.24		
MS	40.44	40.01	42.51	42.57	35.15	35.5	
M	12.27		6.3		15.88		6-10
V	7.14		4.97		8.41		
MS	49.09	48.74	54.77	54.83	41.26	41.55	
M	11.11		5.91		17.26		1-5
V	6.85		4.82		8.70		
MS	49.04	48.69	55.19	55.25	40.98	41.26	



EJE D

Nivel

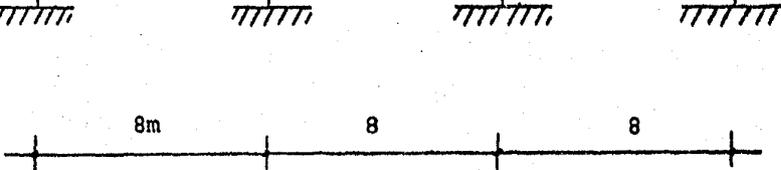
							20
M	12.67		6.54		14.73		
V	7.31		5.08		8.18		
MS	6.1	6.06	1.89	1.84	7.25	7.28	
							16-19
M	13.70		7.0		15.65		
V	7.77		5.45		8.62		
MS	21.27	21.03	20.3	20.33	19.42	19.62	
							11-15
M	13.39		6.9		16.15		
V	7.68		5.43		8.71		
MS	38.0	37.69	41.47	41.53	32.53	31.79	
							6-10
M	12.82		6.74		16.93		
V	7.54		5.38		8.86		
MS	46.8	46.53	54.2	54.23	38.94	39.15	
							1-5
M	8.13		4.31		12.37		
V	4.98		3.51		6.24		
MS	47.2	46.93	55.15	55.2	39.07	39.29	



EJE 1

Niveles

M	24.95		21.29		14.92		Azotea
V	11.64		11.01		9.14		
MS	4.18	3.98	7.17	7.17	3.98	4.18	
M	27.24		22.01		15.30		16 a 19
V	12.94		11.77		9.96		
MS	19.7	19.43	22.5	22.5	19.43	19.7	
M	26.34		22.11		16.24		11 a 15
V	12.70		11.79		10.18		
MS	38.15	37.83	40.55	40.55	37.83	38.15	
M	24.66		22.23		17.90		6 a 10
V	12.27		11.81		10.59		
MS	48.84	48.6	50.55	50.55	48.6	48.84	
M	22.98		23.77		22.18		1 a 5
V	12.34		12.67		12.14		
MS	49.55	49.46	50.96	50.96	49.46	49.55	

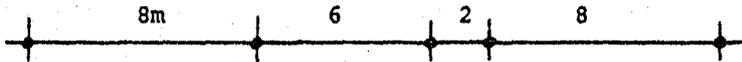


M y V son los momentos y cortantes izquierdos debidos a carga vertical en Ton·m y Ton respectivamente. (Se usó la carga viva reducida).

MS momentos sísmicos en ton·m

EJE 2

M	41.96		20.63		32.41*		40.73 **
V	20.26		13.48		18.0		19.88
MS	8.64	8.43	7.34	9.85	11.87	9.53	
M	37.62		17.79		23.90		37.27
V	17.50		11.52		14.38		17.40
MS	20.55	20.25	24.4	31.7	28.71	23.4	
M	36.66		18.55		24.24		37.11
V	17.24		11.77		14.44		17.34
MS	36.14	35.77	47.47	61.23	51.17	41.56	
M	34.99		18.15		26.55		35.29
V	16.80		11.64		14.90		16.88
MS	45.44	45.13	62.34	80.13	64.34	52.73	
M	31.89		17.28		30.88		31.70
V	16.05		11.36		15.80		15.98
MS	45.83	45.51	63.38	81.45	65.02	53.29	



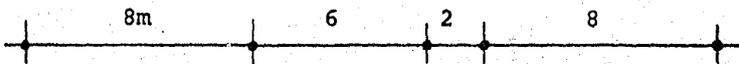
* Los momentos en esta crujía están dados al eje del muro, para diseñar se usará el momento en el paño del muro. El cortante permanece igual.

MS momentos sísmicos en ton·m. Estos momentos están dados al eje del marco.

** Momentos y cortantes en el extremo derecho de la trabe (sólo para la crujía 3).

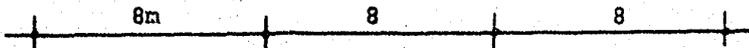
EJE 3

M	56.24		30.02		41.1		55.71
V	26.59		18.64		23.07		26.37
MS	8.58	8.38	7.3	9.81	11.8	9.48	
M	50.39		26.43		29.64		50.76
V	22.91		16.48		18.21		22.99
MS	20.37	20.07	24.19	31.43	28.47	23.19	
M	49.06		27.30		30.41		50.29
V	22.54		16.76		18.35		22.85
MS	35.8	35.43	47.01	60.68	50.69	41.44	
M	46.73		26.34		34.12		47.36
V	21.94		16.45		19.10		22.10
MS	45.0	44.69	61.74	79.35	63.72	52.22	
M	42.28		24.14		40.68		41.92
V	20.85		15.74		20.46		20.74
MS	45.39	45.08	62.77	80.67	64.39	52.78	



EJE 4

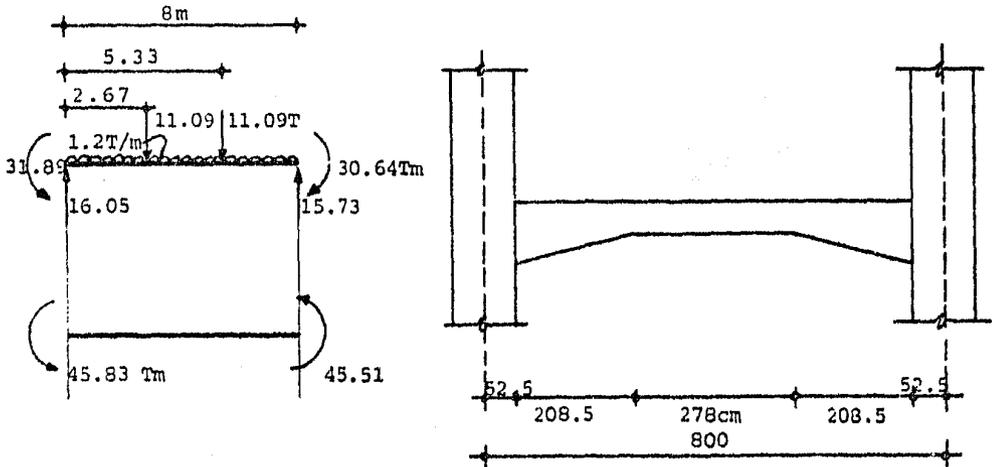
							Nivel
M	28.95		24.96		17.8		20
V	13.43		12.64		10.65		
MS	4.23	4.04	7.26	7.26	4.04	4.23	
M	30.8		25.15		17.39		16-19
V	14.46		13.24		11.10		
MS	19.95	19.68	22.79	22.79	19.68	19.95	
M	29.78		25.28		18.44		11-15
V	14.19		13.26		11.35		
MS	38.63	38.31	41.06	41.06	38.31	38.63	
M	27.89		25.42		20.3		6-10
V	13.71		13.29		11.81		
MS	49.47	49.22	51.19	51.19	49.22	49.47	
M	25.87		27.08		25.0		1-5
V	13.69		14.18		13.47		
MS	50.18	49.92	51.62	51.62	49.92	50.18	
	//////	//////	//////	//////	//////	//////	



TRABES.

Las trabes se diseñarán bajo la condición más desfavorable de cargas.

Diseño de trabe del Eje 2 crujía 1. Niv.1



En vigas continuas monolíticas con sus apoyos puede usarse el momento en el paño del apoyo (véase RDF-401.pág.59).

Momentos en el paño:

$$M_{cv} = - 23.63 \text{ T m}$$

$$M_s = 39.83 \text{ T m}$$

Se observa que la condición que va a regir es la que incluye el sismo.

$$(M_{cv} + M_s) \times 1.1 = M_1 = 17.82 \text{ T.m}$$

$$(M_{cv} - M_s) \times 1.1 = M_2 = -69.81 \text{ T.m}$$

Sección en el paño 30 x 90 cm.

Materiales:

$$\text{Concreto } f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad f''_c = 231.28 \text{ kg/cm}^2.$$

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

Momento resistente de la viga si sólo tuviera acero a tensión:

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q_{\text{máx}} (1 - 0.5 q_{\text{máx}})$$

$$p_{\text{máx}} = 0.75 p_b \quad (\text{por ser una viga principal que debe resistir sismo})$$

(veáse Sección 2.1.2b del RDF)

$$q_{\text{máx}} = p_{\text{máx}} \frac{f_y}{f_c''}$$

$$p_b = \frac{f_c''}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} \quad ; \text{sustituyendo en la ec. anterior:}$$

$$q_{\text{máx}} = 0.75 \times \frac{4800}{f_y + 6000} = 0.35294$$

$$M_R = 0.9 \times 30 \times (85)^2 \times 231.28 \times 0.35294 (1 - 0.5 \times 0.35294)$$

$$M_R = 131.14 \text{ T m} > M_u \quad \therefore \quad \text{Se diseñará la viga como simplemente armada.}$$

De la ecuación

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u \times 10^5}{F_R b d^2 f_c''}}$$

$$p = q f_c'' / f_y \quad ; \quad A_s = p b d$$

En la tabla siguiente se muestra el cálculo de las áreas de acero.

x	h (cm)	M _{cv}	M _s	M _u ⁺	M _u ⁻	A _s ⁺	A _s ⁻	A _s min
0.525	90	-23.63	39.83	17.82	-69.81	5.66	23.73	7.95
1.0	80.9	-16.44	34.42	19.78	-55.95	7.1	21.31	7.1
2.0	61.7	- 2.19	22.99	22.88	-27.7	11.36	13.97	5.3
2.67	50	6.69	15.35	24.24	-9.53	15.96	5.83	4.21
3.0	50	7.2	11.58	20.66	-4.82	13.34	2.89	4.21
4.13	50	7.97	1.32	10.22	7.32	6.27	4.44	4.21
5.0	50	7.52	11.24	20.64	-4.09	13.33	2.44	4.21
5.33	50	7.11	15.03	24.35	-8.71	16.05	5.31	4.21
6.0	61.7	- 1.55	22.68	23.24	-22.65	11.56	13.39	5.3
7.0	80.9	-15.48	34.10	20.48	-54.54	7.35	20.72	7.1
7.475	90	-22.55	39.53	18.68	-68.29	5.94	23.17	7.95

$$M_u^+ = (M_{cv} + M_s) \times 1.1$$

$$M_u^- = (M_{cv} - M_s) \times 1.1$$

M en T m

A_s en cm²

$$A_{s \text{ min}} = 0.7 \frac{\sqrt{f_c} A}{f_y} b d$$

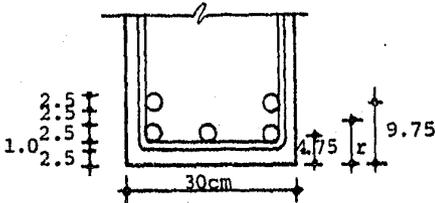
Para todas las secciones b = 30 cm.

CORTE DE BARRAS Y ANCLAJE.

Para la primera sección, con 5 varas # 8:

$$A_s = 25.35 \text{ cm}^2$$

Momento resistente para refuerzo negativo de una varilla del # 8



$$r = 6.75 \text{ cm}$$

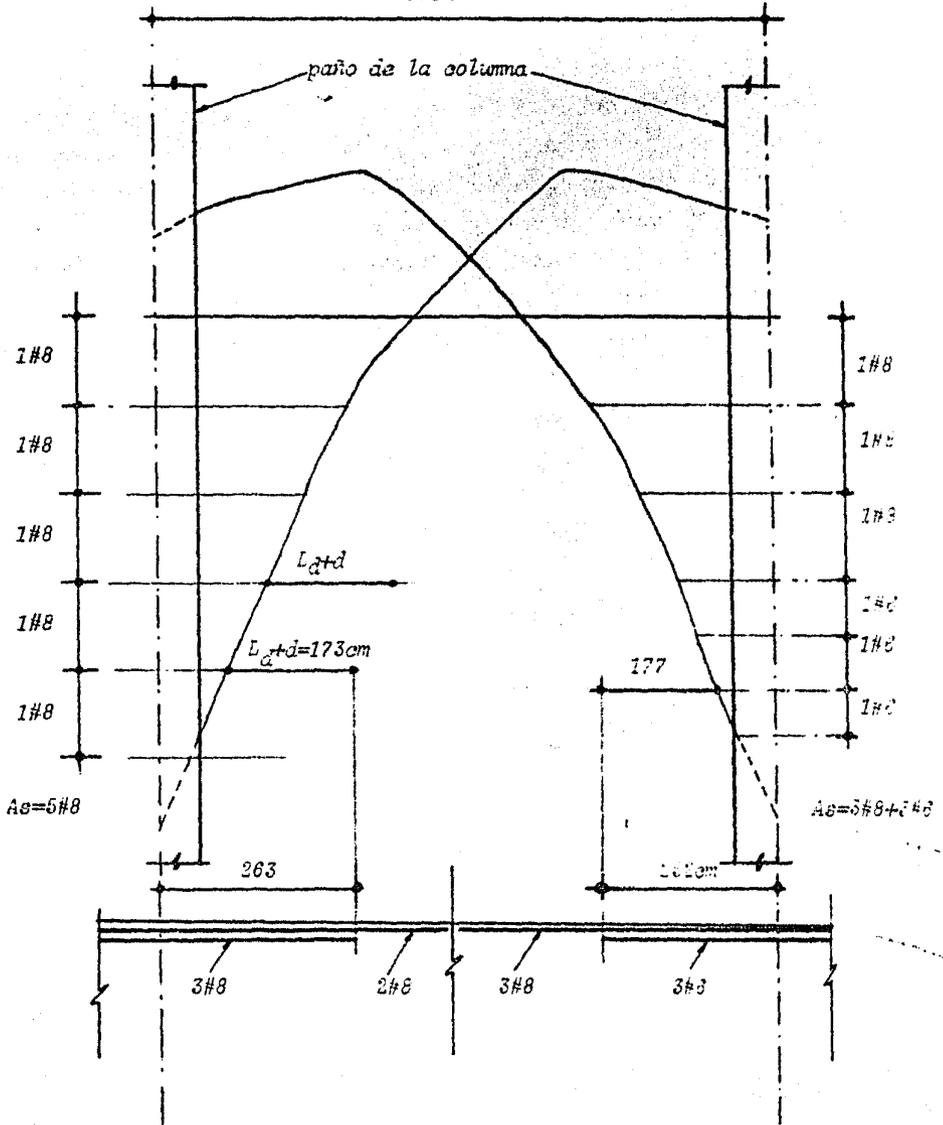
$$d = 90 - 6.75 = 83.25 \text{ cm}$$

$$q = 0.1843$$

$$M_R = 0.9 \times 30 \times (83.25)^2 \times 231.28 \times 0.1843 (1 - 0.5 \times 0.1843)$$

$$M_R = 72.41 \text{ T m}$$

$$m_{R \#8} = \frac{a_s}{A_s} M_R = \frac{5.07}{25.35} \times 72.41 = 14.48 \text{ T m}$$



Kilogramos de acero :

tomando sólo la mitad del claro 4m

para 5#8 $L = 2 \times 4m + 3 \times 2.63 = 15.89m$ peso = $15.89 \times 3.973kg/m = 63.13 Kg$

para 3#8+3#6

#8 $L = 3 \times 4 = 12m$ peso = $12 \times 3.973 = 47.68 kg$

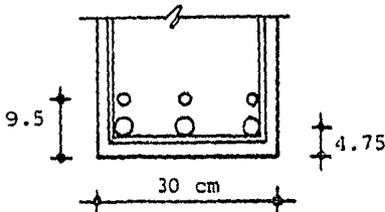
#6 $L = 3 \times 2.52 = 7.56m$ p = $7.56 \times 2.235 = 16.9 kg$
64.58 kg

Se puede observar que los kilos de acero son semejantes, por lo que cualquiera de las dos opciones puede usarse.

Del diagrama se puede observar que no se puede cortar varias-varillas, debido a que las longitudes de desarrollo son grandes lo que implica que al cortar se prolonguen una distancia- $L_d + d$, lo que origina que se traslapen entre sí, siendo más-conveniente prolongar las varillas. Para el lecho inferior -se correrán todas las varillas, para el superior se harán al-gunos cortes de barras. Debe tomarse en cuenta que la trabe-es de sección variable lo que implica que en cada sección el-peralte será menor hacia el centro del claro por lo que se -tendrá menor brazo de palanca y mayor cantidad de acero. Se-muestran las cantidades necesarias en las secciones indicadas.

Probando ahora con varillas del # 6 y # 8

$$A_s = 3 \# 8 + 3 \# 6 \quad ; \quad A_s = 23.76 \text{ cm}^2$$



distancia al centroide de las varillas:

$$r = 6.46 \text{ cm}$$

$$\text{peralte efectivo } d = 90 - 6.46 = 83.54 \text{ cm}$$

$$q = 0.1722$$

$$\text{Momento resistente } M_R = 68.58 \text{ T.m}$$

Momento resistente de varillas:

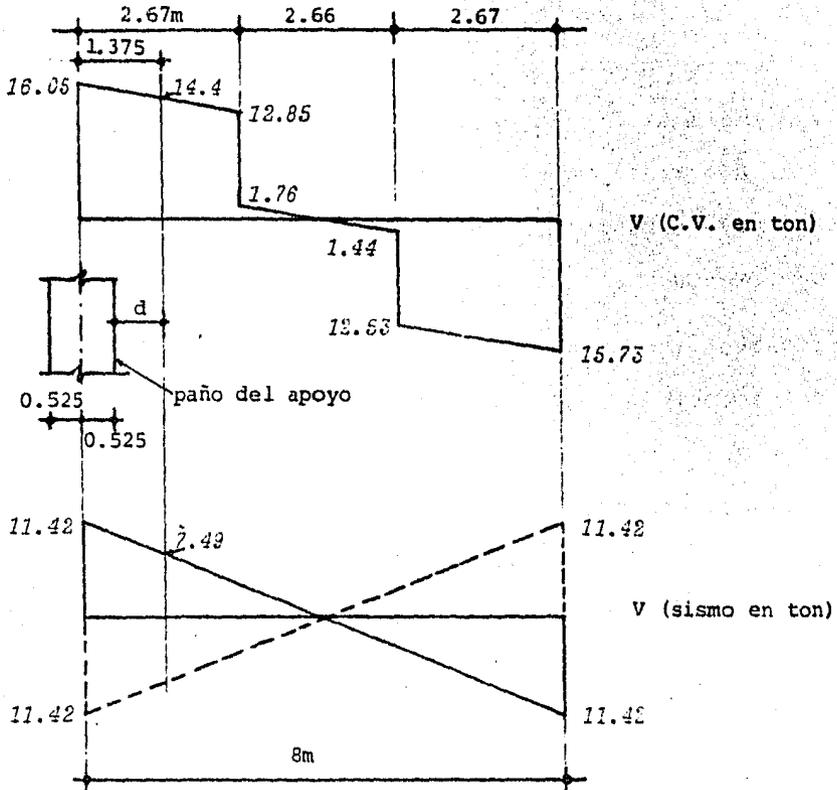
$$\# 8 \quad m_R = \frac{5.07}{23.76} \times 68.58 = 14.63 \text{ T.m}$$

$$\# 6 \quad m_R = \frac{2.85}{23.76} \times 68.58 = 8.23 \text{ T.m}$$

VEASE FIGURA ANTERIOR.

DISEÑO POR CORTANTE.

Diagramas de fuerza Cortante:



Las secciones situadas a menos de una distancia d del paño del apoyo pueden dimensionarse para la misma fuerza cortante de diseño que actúa a la distancia d (véase R.D.F.-401 pág.30).

Cortantes a un peralte d del paño de la columna:

$$d = 85 \text{ cm}$$

$$V_u = (14.4 + 7.49) \times 1.1 = 24.08 \text{ Ton.}$$

Cortante que toma el concreto:

porcentaje de acero a tensión

$$p = \frac{3 \times 5.07}{30 \times 50} = 0.0101 > 0.01$$

$$\therefore V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

(d en la sección considerada corresponde al valor del peralte $h = 70$; $d = 65$ cm)

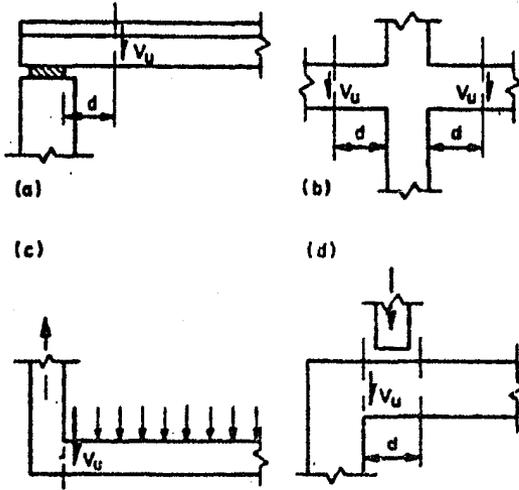
La resistencia al cortante cerca de las cargas concentradas o de reacciones aumenta si al miembro se le introduce compresión. De acuerdo con esto, el reglamento (tanto el ACI como el RDF), permite el diseño para una fuerza cortante máxima factorizada afectada por el factor de carga V_u a una distancia d del apoyo para miembros reforzados y a una distancia $h/2$ para miembros presforzados.

Las condiciones típicas de apoyo donde se puede utilizar la fuerza de cortante V_u a una distancia d del apoyo, incluyen:-

- 1) Miembros apoyados en soportes en la base del miembro, tales como los que se muestran en la fig.a) y:
- 2) Miembros enmarcados monolíticamente con otro miembro, como se muestra en la figura b).

Las condiciones de apoyo en las cuales no se debe aplicar esta disposición incluyen:

- 1) Miembros enmarcados por un miembro de apoyo en tensión, tales como los que se muestran en la fig.c). La sección crítica para el cortante debe tomarse en el paño del apoyo. En este caso, también debe investigarse el cortante dentro de la conexión y proporcionarse refuerzo especial en las esquinas.
- 2) Miembros cargados de tal manera que el cortante en las secciones entre el apoyo y una distancia d , difiere radicalmente del cortante a una distancia d . Esto se presenta comunmente en ménsulas y en vigas en las cuales se localiza una carga concentrada cerca del apoyo, tal como se muestra en la fig.d). En este caso debe utilizarse el cortante en el paño del apoyo.



Condiciones típicas de apoyo para la localización de la fuerza cortante afectada por el factor de carga V_u .

$$f_c^* = 0.8 \times 350 = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{CR} = 0.5 \times 0.8 \times 30 \times 65 \sqrt{280} \quad ; \quad V_{CR} = 13052 \text{ kg}$$

Separación de estribos

con E#3 (dos ramas)

$$a_s = 0.71 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{en dos ramas } a_s = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0.8 \times 1.42 \times 4200 \times 65}{24080 - 13052} = 28.1 \text{ cm}$$

$$2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} = 65 \ 259.5 \text{ Kg}$$

$$1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} = 39155 \text{ kg} > V_u > V_{CR} \quad \therefore \quad S_{\text{máx}} = 0.5d$$

$$S_{\text{máx}} = 0.5 \times 65 = 32.5 \text{ cm}$$

\therefore Usar S = E # 3@25 cm

Puesto que la trabe es de sección variable, dimensionaremos -
para una sección más pequeña.

Para X = 2.0 m

$$V = 16.05 - 1.2 \times 2 = 13.65 \text{ Ton (carga vertical)}$$

$$V = 5.71 \text{ T (sismo)}$$

$$V_u = (13.65 + 5.71) \times 1.1 = 21.3 \text{ Ton}$$

Sección 30x60 cm

$$V_{CR} = 0.5 \times 0.8 \times 30 \times 55 \sqrt{280}$$

$$= 11 \ 044 \text{ kg}$$

Separación de estribos:

$$S = \frac{0.8 \times 1.42 \times 4200 \times 55}{21300 - 11044} = 25.5 \quad \therefore \text{Usar E\#3 @ 25 cm}$$

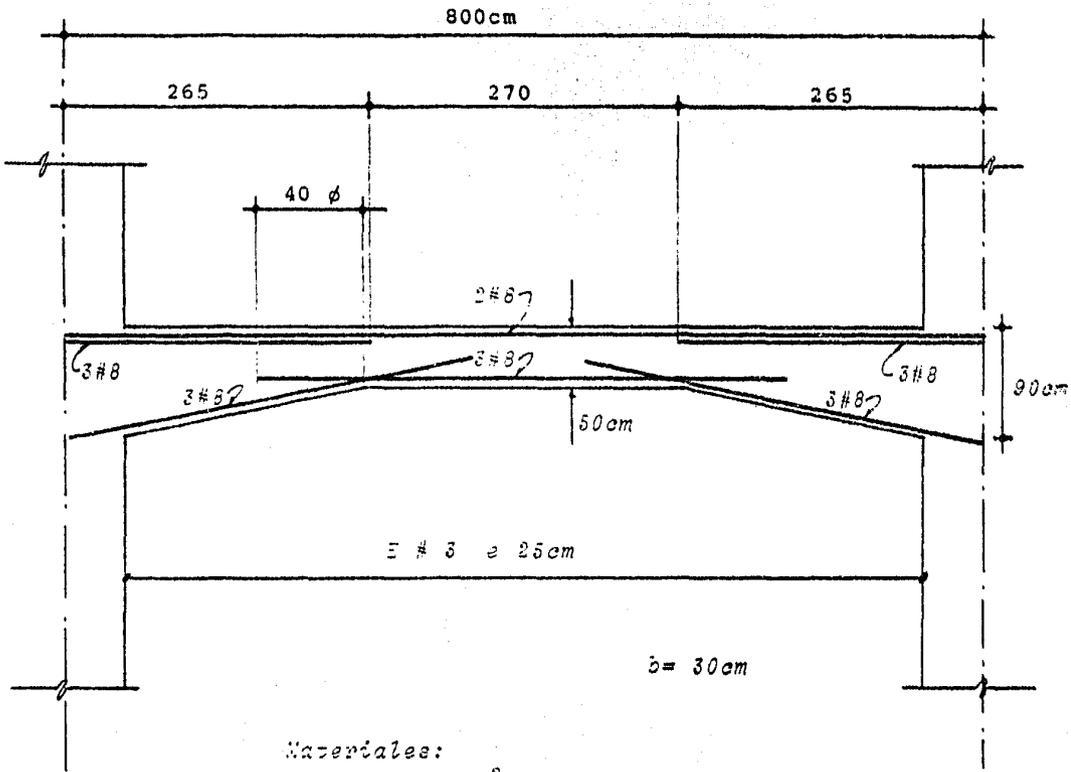
Para X = 2.67m

Sección 30x50 cm

$$V_u = (12.85 + 3.8) \times 1.1 = 18.32 \text{ Ton.}$$

$$V_{CR} = 0.5 \times 0.8 \times 30 \times 45 \sqrt{280} = 9\,036 \text{ kg}$$

Sustituyendo valores S = 23.1 cm \therefore S = E #3 22 cm.



Materiales:

$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4500 \text{ kg/cm}^2$

(para todos los niveles)

CORTANTE (Reglamento ACI-318-77).

11.1.1 El diseño de secciones transversales sujetas al cortante debe estar basado en

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

donde V_u es la fuerza cortante afectada por el factor de carga en la sección sujeta a consideración y V_n es la resistencia nominal al cortante calculada por

$$V_n = V_c + V_s$$

V_c = resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s = resistencia nominal al cortante proporcionada por medio del refuerzo para cortante.

11.1.3.1 Para miembros no presforzados, las secciones localizadas a una distancia menor que d , desde el paño del apoyo se pueden diseñar para el mismo cortante V_u que el calculado a la distancia d . (Siempre que la reacción, en la dirección del cortante aplicado, introduzca compresión en las zonas extremas del miembro).

11.3 Resistencia al cortante proporcionada por el concreto.

11.3.1.1 Para miembros sujetos únicamente a cortante y flexión.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

Si se hace un cálculo más detallado:

11.3.2.1 Para miembros sujetos únicamente a cortante y flexión.

$$V_c = (0.5 \sqrt{f'_c} + 175 p_w \frac{V_u d}{M_u}) b_w d, \leq 0.93 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$\frac{V_u d}{M_u} < 1$$

V_u, M_u - fuerzas internas de diseño (afectadas por el factor de carga), en la sección considerada.

11.5.2 La resistencia a la fluencia de diseño del refuerzo - por cortante no debe exceder de $4\ 200\ \text{kg/cm}^2$.

Limitar la resistencia a la fluencia de diseño en el refuerzo para cortante a $4\ 200\ \text{kg/cm}^2$ proporciona un control en el ancho de grieta diagonal. El refuerzo de alta resistencia - también puede resultar quebradizo cerca de los dobleces agudos.

11.5.4 Límites de separación para el refuerzo por cortante.-

11.5.4.1 La separación del refuerzo por cortante colocado -- perpendicularmente al eje del mismo no deberá ser mayor de $d/2$ en miembros de concreto reforzado.

11.5.4.3 Cuando V_s sobrepase a $1.1\sqrt{f'_c} b_w d$ la separación descrita en 11.5.4.1 debe reducirse a la mitad.

$$V_s > 1.1\sqrt{f'_c} b_w d \quad \therefore \quad s = d/4$$

11.5.5.1 Debe colocarse un área mínima de refuerzo por cortante en todo miembro de concreto reforzado sujeto a flexión (presforzado y no presforzado) cuando:

$$V_u > \frac{1}{2} \phi \cdot V_c$$

excepto en vigas cuyo peralte total no exceda de $25\ \text{cm}$. $2\ 1/2$ veces el espesor del patín, o $1/2$ del ancho del alma, el que sea mayor.

11.5.6 Diseño por refuerzo por cortante.

11.5.6.1 Se necesita refuerzo por cortante cuando:

$$V_u > \phi \cdot V_c$$

la resistencia al cortante V_s debe calcularse de acuerdo con la siguiente sección:

11.5.6.2 Cuando se utiliza refuerzo perpendicular al eje del miembro,

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

donde A_v es el área de refuerzo por cortante a una distancia S . (Área del estribo en dos ramas, cm^2).

$$V_s = V_u - \phi V_c$$

La separación de estribos será:

$$S = \frac{\phi A_v f_y d}{V_u - \phi V_c} ; S \text{ en cm.}$$

11.5.6.8 La resistencia al cortante V_s debe cumplir con:

$$V_s \leq 2.1 \sqrt{f'_c} b_w d$$

Un estribo puede soportar efectivamente una varilla longitudinal que está cruzada por una grieta cortante de flexión próxima a un estribo.

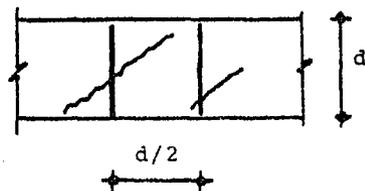
Limita la abertura de las grietas diagonales dentro del rango elástico. Proporciona confinamiento, cuando los estribos están espaciados suficientemente cerca.

Los estribos pueden desarrollar su resistencia sólo si están anclados adecuadamente. Una grieta puede cruzar un estribo - en cualquier punto a lo largo de su longitud. Ya que la grieta puede estar muy próxima al borde a tensión o compresión del miembro, un estribo debe poder desarrollar su resistencia de manera en toda su longitud. Consecuentemente es importante que los estribos se doblen alrededor de fuertes varillas longitudinales y que se extiendan más allá de ellas, en una longitud adecuada de desarrollo.

Según R.D.F. Sección 3.1.3

Los estribos deben rematar en una esquina con dobleces de 135° o más, seguidos de tramos rectos de no menos de 10 diámetros de largo; o con dobleces de 90° seguidos de tramos rectos de no menos de 20 diámetros de largo. En cada esquina de estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal. Los radios de doblé cumplirán con los requisitos de 3.8.

El reglamento del ACI limita la separación de estribos a $d/2$ para asegurar que cada grieta potencial esté cruzada efectivamente por estribos. Cuando puedan formarse articulaciones plásticas, la separación de estribos no debe ser mayor que $d/4$.



Cuando cede el acero de flexión, es inevitable que también aumenten las grietas diagonales, que son una continuación de las grietas de flexión. En estas áreas debe ignorarse la contribución del concreto a la resistencia a cortante V_c y proporcionar refuerzo en el alma para todo el cortante (es decir $V_s = V_u$), este refuerzo se calculará de acuerdo a la sección 11.5.6.2 del ACI ó sección 2.1.5.b del RDF).

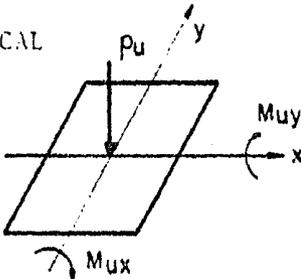
Cuando se esperan inversiones de momentos, tales como bajo cargas sísmicas, se deben espaciar estrechamente los estribos cerrados. Estos estribos proporcionan confinamiento al concreto comprimido y soporte lateral a las varillas de compresión en las regiones donde se desarrolla la resistencia a flexión. El refuerzo diagonal en el alma es efectivo solamente en una dirección; en consecuencia, no debe utilizarse cuando pueda invertirse la carga, a menos que se proporcione en ambas direcciones.

DISEÑO DE COLUMNAS:

Del análisis estructural realizado, bajo diferentes condiciones de carga, se obtienen los siguientes elementos mecánicos para columnas.

El reglamento del D.F. recomienda que se diseñe sumando vectorialmente los efectos producidos por las cargas gravitacionales, los de una componente del movimiento del terreno y el 30 % de los efectos producidos por la otra componente. Para el diseño se supondrá la condición más desfavorable de las siguientes:

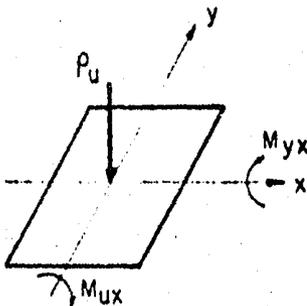
CARGA VERTICAL



Factor de carga

$$F_c = 1.4$$

CARGA VERTICAL MAS SISMO EN LA DIRECCION X-X



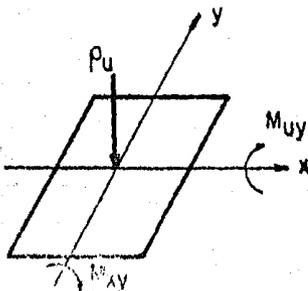
$$P_u = (P_{cv} + P_{sx}) \text{ F.C.}$$

$$M_{ux} = (M_x + M_{sx}) \text{ F.C.}$$

$$M_{yx} = (M_y + 0.3 M_{sy}) \text{ F.C.}$$

$$F.c = 1.1$$

CARGA VERTICAL MAS SISMO EN LA DIRECCION Y-Y



$$P_u = (P_{cv} + P_{sy}) \text{ F.C.}$$

$$M_{uy} = (M_y + M_{sy}) \text{ F.C.}$$

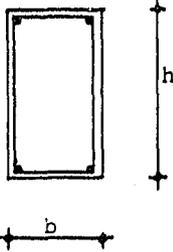
$$M_{xy} = (M_x + 0.3 M_{sx}) \text{ F.C.}$$

$$F.c = 1.1$$

COLUMNAS.

Refuerzo mínimo y máximo.

La relación entre el área de refuerzo vertical y el área total de la sección no será menor que $20/f_y$ (kg/cm^2), ni mayor que 0.08. El número mínimo de barras será de seis en columnas circulares y de cuatro en rectangulares.



$$\frac{20}{f_y} \leq \frac{A_s}{bh} \leq 0.08 \quad (\text{RDF})$$

$$p = A_s/bh$$

El ACI dá los siguientes límites de p:

$$0.01 < p < 0.08$$

Se recomienda usar valores de p con los siguientes límites:

$$0.01 < p < 0.04$$

El límite superior se dá porque cuando se tiene demasiado acero se presentan problemas al colar el concreto.

Elementos Mecánicos debidos a Carga Vertical. Nivel 11.

Columna	Py	My	Px	Mx	Pcv
1-A	128.53	12.90	77.19	6.63	269.09
1-B	212.66	2.57	69.57	5.17	345.60
1-C	216.33	2.71	75.14	6.38	354.84
1-D	127.95	12.79	77.19	6.63	268.51
2-A	176.81	18.12	121.04	1.45	361.22
2-B	303.36	4.09	-	-	395.79
2-C	263.72	3.62	114.95	1.20	442.04
2-D	177.61	17.73	121.04	1.45	362.02
3-A	233.59	24.51	136.63	5.06	433.59
3-B	423.59	3.96	-	-	523.02
3-C	354.93	3.09	130.31	4.82	548.61
3-D	232.5	23.76	136.63	5.06	432.50
4-A	144.11	14.60	96.13	9.86	303.61
4-B	238.62	2.98	96.23	9.07	398.22
4-C	243.19	3.14	95.09	9.63	401.65
4-D	143.39	14.46	96.13	9.86	302.89

Px, Py en Tons.

Mx, My en T.m

Pcv - descarga por carga vertical, en tons.

Pcv = Px + Py + p.p. ; p.p. = peso propio

p.p. columnas = 63.37 tons.

p.p. muro = 92.43

Elementos Mecánicos debidos a Sismo.

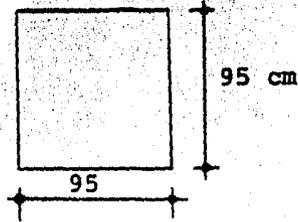
Columna	Py	My	Px	Mx
1-A	65.37	35.25	65.93	29.32
1-B	9.22	57.91	128.97	35.54
1-C	9.22	57.93	75.45	33.53
1-D	65.37	33.25	72.27	33.42
2-A	78.66	32.95	21.66	53.19
2-B	28.44	128.96	-	-
2-C	38.48	58.45	20.51	60.64
2-D	60.62	29.58	22.98	59.85
3-A	77.97	32.63	39.68	59.19
3-B	28.19	127.65	-	-
3-C	38.15	57.88	39.26	57.50
3-D	68.01	29.29	42.53	56.55
4-A	66.20	33.66	47.91	26.20
4-B	9.34	58.63	90.95	30.03
4-C	9.33	58.65	56.72	30.30
4-D	66.21	33.66	52.72	29.97

Diseño de la columna 3C con flexocompresión en dos direcciones.

Se diseñará la columna 3C del nivel 11.

Datos:

Sección



Materiales:

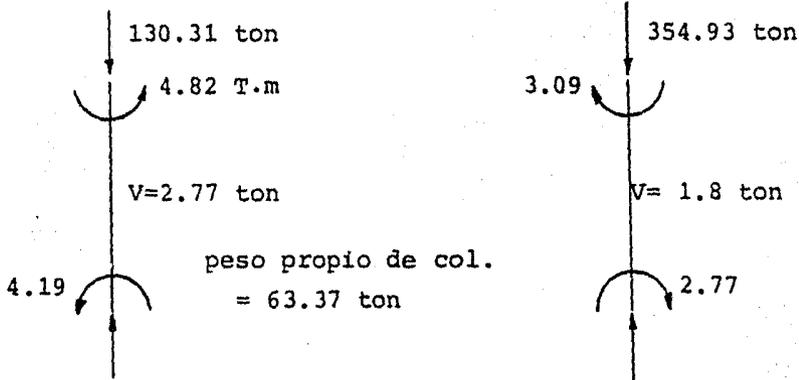
$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2 ; f_c = 0.8 f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_c = 231.28 \text{ kg/cm}^2$$

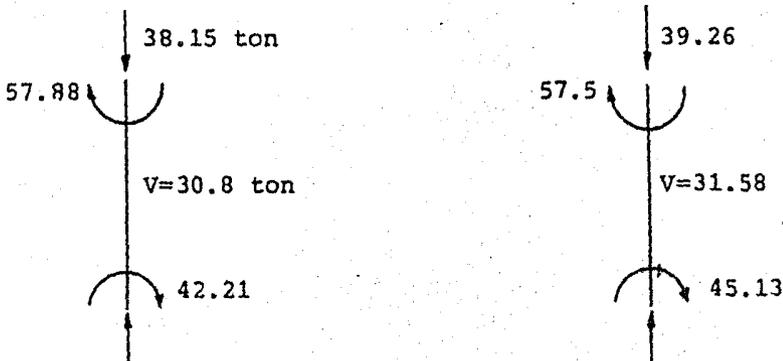
$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Elementos Mecánicos:

Carga Vertical (C.V.R.)



Sismo



Fuerzas internas de diseño:

1.- Carga Vertical.

$$P_{cv} = 130.31 + 354.93 + 63.67 = 548.61$$

$$P_u = 548.61 \times 1.4 = 768.05 \text{ Ton.}$$

$$M_{ux} = 4.82 \times 1.4 = 6.75 \text{ T. m}$$

$$M_{uy} = 3.09 \times 1.4 = 4.33 \text{ T.m}$$

2.- Carga Vertical + Sismo (X-X)

$$P_u = (548.61 + 39.26 + 0.3 \times 38.15) \times 1.1 = 659.25 \text{ Ton.}$$

$$M_{ux} = (4.82 + 57.5) \times 1.1 + 659.25 \times 0.05 \times 0.95 = 99.87 \text{ T.m}$$

$$M_{uy} = (3.09 + 0.3 \times 57.88) \times 1.1 + 659.25 \times 0.05 \times 0.95 = 53.81 \text{ T.m}$$

$$P_u = 659.25 \text{ Ton.}$$

$$M_{ux} = 99.87 \text{ T.m}$$

$$M_{uy} = 53.81 \text{ T.m}$$

3.- Carga Vertical + Sismo (Y-Y)

$$P_u = (548.61 + 39.26 \times 0.3 + 38.15) \times 1.1 = 658.39 \text{ Ton.}$$

$$M_{ux} = (4.82 + 0.3 \times 57.5) \times 1.1 + 31.27 = 55.55 \text{ T.m}$$

$$M_{uy} = (3.09 + 57.88) \times 1.1 + 31.27 = 98.34 \text{ T.m}$$

$$658.39 \times 0.05 \times 0.95 = 31.27$$

$$P_u = 658.39 \text{ Ton.}$$

$$M_{ux} = 55.55 \text{ T.m}$$

$$M_{uy} = 98.34 \text{ T.m}$$

Obtención de cargas críticas (Pcr). Dirección X-X

Altura de entrepiso: $H = 325 - 90 = 235$ cm.

Columna			K	Pcr
DyA-1	36.07	28.95	5.1	2966.5
DyA-2	15.87	12.74	3.5	6298.7
DyA-3	17.4	13.96	3.6	5953.7
DyA-4	45.09	36.18	5.6	2966.5
B-1	27.75	22.27	4.5	3810.4
B-2	34.69	27.84	5	3086.4
C-1	27.27	22.27	4.5	3010.4
C-2	12.41	9.96	3.1	8029.1
C-3	13.63	10.94	3.25	7305.1
C-4	34.69	27.84	5	3086.4

Pcr = 65498.6 Ton.

Dirección Y-Y

Columna			K	Pcr
1y4-A	36.07	28.95	5	3086.4
1y4-B	18.04	14.47	3.6	5953.7
1y4-C	18.04	14.47	3.6	5953.7
1y4-D	36.07	28.95	5	3086.4
2y3-A	36.07	29.0	5.1	2966.5
2y3-B	106.31	106.31	9.0	7951.2*
2y3-C	15.87	12.74	3.5	6298.7
2y3-D	36.07	28.95	5.1	2966.5

Pcr = 76526..2 Ton.

*Inercia utilizada $I = 0.56655 \times 10^8 \text{ cm}^4$.Inercia de columnas; $I = (95)^4 / 12 = 6787552.08 \text{ cm}^4$

Efectos de Esbeltez. Dir. X-X

a) Esbeltez del conjunto.

Se pueden despreciar los efectos de esbeltez si $\frac{H'}{r} < 22$, siendo H' la longitud efectiva de pandeo.

$$H' = K H$$

donde:

H = longitud libre o sin soporte. En el caso de losas planas es la distancia libre entre el piso y la parte baja del capitel, el ábaco, o la losa, cualquiera que sea el menor. - En las construcciones a base de vigas y losas, la longitud sin apoyo es la distancia libre entre el piso y la parte inferior de la viga de mayor peralte que llegue a la columna, en la dirección considerada, en el siguiente nivel de piso.

H' = longitud efectiva de pandeo, depende del grado de rotación y translación que resisten los extremos de la columna como resultado de sus condiciones de apoyo.

K = coeficiente que se determina como sigue:

$$K = \frac{\text{rigideces de columnas}}{\text{rigideces de trabes}}$$

Si el valor del denominador es más pequeño que el valor del numerador, en una junta, quiere decir que las trabes ofrecen poca resistencia a la rotación de la junta y la columna se comportará entonces como si estuviese articulada en ese punto.

De la tabla anterior:

$$K = 3.25 \quad (\text{véase R.D.F. 401-pág. 131})$$

$$H = 235 \text{ cm.}$$

$$H' = 3.25 \times 235 = 763.75 \text{ cm.}$$

Relación de esbeltez $KH/r = H'/r$

r = radio de giro, para concreto reforzado se puede considerar igual a $0.3h$, donde h es la dimensión de la columna en la dirección considerada.

$$r = 0.3 \times 95 = 28.5 \text{ cm.}$$

$\frac{H'}{r} = \frac{763.75}{28.5} = 28.8 > 22 \therefore$ deben considerarse los efectos de esbeltez.

FACTOR DE AMPLIFICACION.

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{P_{cr}}} > 1.0$$

P_{cr} = cargas críticas, obtenidas como sigue:

$$P_{cr} = \frac{F_R \pi^2 EI}{(H')^2}$$

$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + u}$; $u = \frac{\text{momento último por carga muerta}}{\text{momento último total}}$

En la siguiente tabla se muestran los elementos mecánicos últimos.

Columna	P_u	M_{2x}	M_y	P_u	M_x	M_{2y}
1-A	390.09	58.07	43.69	389.66	35.48	69.27
1-B	525.07	69.72	46.88	432.86	37.98	87.09
1-C	476.36	66.53	44.73	425.36	38.29	86.91
1-D	396.43	62.89	43.87	391.12	36.9	69.22
2-A	447.13	81.34	52.04	491.02	42.47	79.50
2-B	-	-	-	466.65	-	-
2-C	521.49	92.79	48.04	535.34	46.76	93.71
2-D	446.14	88.62	50.46	481.29	44.21	74.90
3-A	546.33	96.63	63.68	575.81	52.45	90.20
3-B	-	-	-	606.33	-	-
3-C	659.25	99.87	53.81	658.39	55.55	98.34
3-D	544.98	93.66	61.69	564.60	51.05	85.17
4-A	408.52	59.07	46.57	422.60	39.57	73.16
4-B	541.17	68.72	48.33	478.33	42.61	90.49
4-C	507.29	68.02	46.90	470.80	42.95	90.33
4-D	413.02	63.43	46.63	423.41	40.85	73.04

6823.27 Tons.

7813.57 Tons.

Los momentos están en T.m
Las cargas en Tons.

Sustituyendo valores:

Dirección X-X

$$F_{ax} = \frac{1}{1 - \frac{6823.27}{65498.6}} ; F_{ax} = 1.12$$

Dirección Y-Y

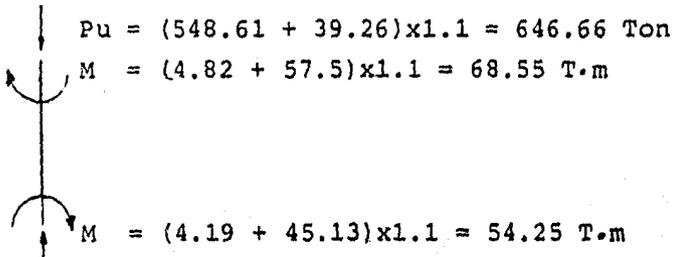
$$F_{ay} = \frac{1}{1 - \frac{7813.57}{76526.2}} ; F_{ay} = 1.11$$

b) Esbeltez considerando la columna aislada y suponiendo sus extremos restringidos lateralmente.

Se pueden despreciar si:

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

excentricidad accidental $e_a = 0.05 h = 0.05 \times 95 = 4.75 > 2 \text{ cm}$.



excentricidad en nudo inferior:

$$e = M/P ; e_i = \frac{54.25}{646.66} = 0.084 \text{ m}$$

excentricidad en nudo superior:

$$e_s = \frac{68.55}{646.66} = 0.106 \text{ m}$$

Las excentricidades de diseño se calculan considerando además de las debidas a los momentos de diseño, las excentricidades-accidentales.

excentricidades de diseño:

$$e_{ds} = 0.106 + 0.0475 = 0.1535 \text{ m}$$

$$e_{di} = 0.0475 + 0.084 = 0.1315 \text{ m}$$

Cálculo de M_1 y M_2 , considerando que $M = P \cdot e$

$$M_1 = 646.66 \times 0.1315 = 85.04 \text{ T.m}$$

$$M_2 = 646.66 \times 0.1535 = 99.26$$

$$34 - 12 M_1/M_2 = 34 - 12 \left(-\frac{85.04}{99.26} \right) = 44.28$$

Por presentarse curvatura doble, el cociente M_1/M_2 es negativo, (Según 1.3.2 b). Debe buscarse el valor mínimo del cociente M_1/M_2 .

$$\text{Para } \varphi_A = 13.63$$

$$\varphi_B = 10.94$$

De la figura 1.1 a (véase R.D.F. 401-pág.131)

$$K = 0.96$$

$$H' = 0.96 \times 235 = 225.6 \text{ cm}$$

$$225.6$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{225.6}{28.5} = 7.92 < 44.28 \quad \therefore \quad F_a = 1.0$$

Para la dirección Y-Y no se hará esta revisión, dado que no rige. (véase R.D.F. 401-pág.260, comentario 8).

DIMENSIONAMIENTO

Diseño en Dirección X-X

Se considera la flexocompresión principal en esta dirección.-

$$P_u = 659.25 \text{ Ton}$$

$$M_{ux} = F_{ax} M_{2x} = 1.12 \times 99.87 = 111.854 \text{ T.m}$$

$$M_{uy} = F_{ay} M_y = 1.11 \times 53.81 = 59.73 \text{ T.m}$$

Parámetros adimensionales.

La columna se diseñará usando las gráficas para diseñar columnas de concreto reforzado del R.D.F.-428.

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f_c} = \frac{659250}{0.75 \times 95 \times 95 \times 231.28} = 0.421$$

Suponemos que la columna falla en compresión, lo que implica $F_R = 0.75$

$$\frac{R_x}{R_y} = \frac{M_{uy}}{M_{ux}} = \frac{59.73}{111.854} = 0.53$$

$$R_x = \frac{M_{ux}}{F_R b h^2 f_c} = \frac{111.854 \times 10^5}{0.75 \times 95 \times (95)^2 \times 231.28} = 0.075$$

$$\text{Suponiendo } \frac{d}{D} = 0.95$$

usando el diagrama 43 del RDF-428, con los datos anteriores -

$$K = 0.421$$

$$R_x/R_y = 0.5$$

$$R_x = 0.075$$

Se observa que $q = 0.2$ lo cual implica usar P_{min}

$$\therefore A = 0.01 \times 95 \times 95 = 90.25 \text{ cm}^2$$

Diseño en Dirección Y-Y

$$P_u = 658.39 \text{ Ton}$$

$$M_{ux} = 1.12 \times 55.55 = 62.22 \text{ T.m}$$

$$M_{uy} = 1.11 \times 98.34 = 109.16 \text{ T.m}$$

Se observa que las fuerzas de diseño son muy parecidas a las de la dirección X-X, por lo que para esta dirección (Y-Y) no se revisará.

Revisión de la columna usando el:

METODO APROXIMADO DEL RDF-76

Se revisará con la expresión:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{RO}}} \quad (\text{ec. 2.14 de las normas, RDF})$$

Tanteo 1

$$p = 0.01 ; A = 90.25 \text{ cm}^2$$

$$P_{RO} = F_R (A_c f_c'' + A_s f_y) = 0.75 (95 \times 95 \times 231.28 + 90.25 \times 4200) \times 10^{-3}$$

$$P_{RO} = 1849.7 \text{ Ton}$$

Cálculo de P_{Rx} y P_{Ry}

Suponiendo acero distribuido en la periferia con $d/b = 0.95$

$$q = \frac{f''}{f_c''} = 0.01 \times 4200/231.28 = 0.18$$

$$e_x = \frac{111.854}{659.25} = 0.17$$

$$\frac{e_x}{h_x} = \frac{0.17}{0.95} = 0.179$$

$$e_y = \frac{59.73}{659.25} = 0.09$$

$$\frac{e_y}{h_y} = \frac{0.09}{0.95} = 0.095$$

De la fig. B del RDF-401

$$\text{con } \frac{e_x}{h_x} = 0.179 \quad ; \quad K = 0.78$$

$$P_{Rx} = K F_{Rb} h_x^2 = 0.78 \times 0.75 \times 95 \times 95 \times 231.28 \times 10^{-3}$$

$$P_{Rx} = 1221.09 \text{ Ton.}$$

$$\text{con } \frac{e_y}{h_y} = 0.095 \quad ; \quad K = 0.94$$

$$P_{Ry} = 1841.7 \text{ Ton.}$$

Sustituyendo:

$$P_R = \left(\frac{1}{1221.09} + \frac{1}{1841.7} - \frac{1}{1849.7} \right)^{-1}$$

$$P_R = 1217.6 > P_u = 659.25 \text{ T.} \quad \therefore \text{ La sección es correcta, requiriendo armado mínimo.}$$

Revisión por cortante

$$V_{u_x} = (2.77 + 30.8) \times 1.1 = 36.93 \text{ Ton.}$$

Cortante que toma el concreto

$$V_{cR} = 0.5 F_R \quad bh \sqrt{f_c^*} \quad P \geq 0.01$$

$$V_{cR} = 0.5 \times 0.8 \times 95 \times 95 \sqrt{280} = 60\,406.8 \text{ Kg} \quad V_u$$

∴ Necesita estribos por especificación

Los estribos deben distribuirse de modo que todas las varillas de esquina e intermedias tengan soporte lateral, proporcionado por la esquina de uno de ellos. Cuando existan más de cuatro varillas verticales, deben suministrarse estribos adicionales-

para mantener firmemente a todas ellas en su posición. El -
refuerzo de las columnas de estribos debe protegerse con un -
recubrimiento de concreto, cuyo espesor no debe ser menor de -
4 cm.

Separación máxima:

Según el RDF

$$S = \begin{cases} \frac{850}{\sqrt{fy}} db = \frac{850}{\sqrt{4200}} \times 2.54 = 33.3 \text{ cm} \quad \therefore \text{rige} - \\ 48 d_e = 48 \times 0.95 = 45, \text{ con Estribos } \# 3 \text{ (db= } - \\ 0.95 \text{ cm)} \\ b = 95 \text{ cm} \end{cases}$$

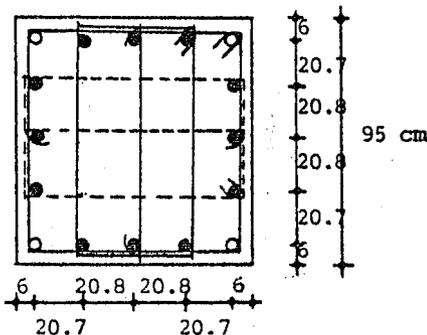
En las expresiones anteriores:

d_b = diámetro de la barra más delgada del refuerzo vertical.-

d_e = diámetro del estribo.

\therefore Se usará $S = E \# 3 @ 30 \text{ cm}$

CROQUIS DE ARMADO



$$4 \# 10 + 12 \# 8 ; As = 92.52 \text{ cm}^2$$

$$5E \# 3 @ 30$$

Este armado se usará para todo el nivel, debido a que la co-
lumna diseñada es la que presenta mayores fuerzas internas.

DISEÑO DE COLUMNAS DEL ENTREPISO 1

Sección 105 X 105 cm (en todo el entrepiso).

Materiales:

$$f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ "}$$

Elementos mecánicos debidos a carga vertical:

Columna	Py	My	Px	Mx	Pcv
1-A	252.23	9.18	150.31	3.13	555.94
1-B	436.5	0.47	139.86	4.8	729.76
1-C	444.58	0.79	146.13	4.76	744.11
1-D	250.89	9.63	150.31	3.13	554.60
2-A	344.40	13.08	241.10	0.90	738.90
2-B	605.46	4.48	-	-	-
2-C	530.58	5.68	229.43	1.68	913.41
2-D	344.61	12.68	241.10	0.90	739.11
3-A	452.74	17.57	273.65	3.11	879.79
3-B	852.98	6.00	-	-	-
3-C	712.53	7.20	261.96	4.82	1127.89
3-D	450.41	16.52	273.65	3.11	877.46
4-A	282.21	10.30	187.86	4.28	623.47
4-B	488.78	0.64	192.52	7.47	834.70
4-C	498.85	1.05	185.57	6.95	837.82
4-D	280.57	10.85	187.86	4.28	621.83

$$P_{cv} = P_x + P_y + p.p.$$

$$p.p. = 153.4 \text{ ton.}$$

Elementos mecánicos debidos a sismo:

Columna	Py	My	Px	Mx
1-A	203.31	157.53	178.56	102.37
1-B	14.00	164.85	279.86	70.69
1-C	14.00	164.84	219.15	125.31
1-D	203.31	157.49	210.72	156.20
2-A	226.89	136.01	83.38	108.33
2-B	103.74	642.79	-	-
2-C	135.04	143.92	92.09	133.87
2-D	195.59	135.11	99.74	165.02
3-A	224.78	134.76	138.56	107.48
3-B	102.78	636.86	-	-
3-C	133.78	142.60	157.35	132.62
3-D	193.78	133.87	165.20	163.69
4-A	205.92	159.68	123.37	101.56
4-B	14.18	167.10	188.47	69.14
4-C	14.18	167.09	153.89	124.09
4-D	205.92	159.64	145.26	154.79

Elementos mecánicos para diseño (rige sismo).

Columna	Pux	Mux	Muy	Puy	Mux	Muy
1-A	875.04	161.99	108.02	894.10	84.17	230.32
1-B	1115.20	141.59	113.47	910.49	76.41	229.65
1-C	1064.21	198.95	111.14	906.24	94.17	229.78
1-D	908.94	222.98	110.28	903.24	102.41	231.25
2-A	979.38	171.57	110.69	1089.88	93.96	221.22
2-C	1150.61	209.51	114.15	1183.68	108.17	226.70
2-D	987.28	234.34	110.37	1061.08	111.15	218.28
3-A	1194.36	184.35	126.50	1260.75	105.08	233.75
3-C	1457.91	227.72	131.52	1439.76	124.65	240.37
3-D	1210.87	247.05	125.92	1232.88	122.16	230.16
4-A	889.48	163.12	110.72	953.04	88.26	237.01
4-B	1130.17	143.60	115.13	995.96	83.32	236.80
4-C	1095.56	201.66	113.81	987.98	100.46	236.82
4-D	911.75	222.84	112.48	958.46	106.11	237.86

Fax= 1

Fay= 1

Diseño: Flexocompresión principal en y.

Columna	K	Ry	Rx/Ry
1-A	0.47	0.11	0.37
1-B	0.48	0.11	0.33
1-C	0.47	0.11	0.41
1-D	0.47	0.12	0.44
2-A	0.57	0.11	0.42
2-C	0.62	0.11	0.48
2-D	0.55	0.11	0.51
3-A	0.66	0.12	0.45
3-C	0.75	0.12	0.52
3-D	0.64	0.11	0.53
4-A	0.50	0.12	0.37
4-B	0.52	0.12	0.35
4-C	0.52	0.12	0.42
4-D	0.50	0.12	0.45

De la figura 41 del manual
428 de las NTC:

con $d/b = 0.95$

se observa que $q < 0.2$

lo que implica usar $p = 0.01$

$A_s = 105 \times 105 \times 0.01 = 110.3 \text{ cm}^2$

Flexocompresión principal en x.

Obsérvese que los momentos Mux son menores que los momentos en la dirección y; Muy. Por lo que rige el porcentaje mínimo de r_e fuerza.

En la tabla anterior:

$$K = \frac{P_u}{F_R bh f_c''} ; \quad R_y = \frac{M_u}{F_R bh^2 f_c''} ; \quad F_R = 0.75 \text{ por ser falla a compresión.}$$

Diseño de columnas del entrepiso 6.

Sección 105x105 cm (en todo el entrepiso).

Materiales:

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200$$

Elementos Mecánicos debidos a carga Vertical.

Columna	Py	My	Px	Mx	Pcv
1-A	191.27	12.41	115.21	6.62	417.91
1-B	321.99	1.73	104.54	5.62	532.96
1-C	327.67	1.94	111.21	6.34	545.31
1-D	190.32	12.27	115.21	6.62	411.96
2-A	262.43	17.60	182.47	2.17	551.33
2-B	451.93	5.4	-	-	590.58
2-C	396.28	4.92	171.88	1.96	674.59
2-D	262.63	17.39	182.47	2.17	551.53
3-A	346.0	23.56	206.35	5.67	658.78
3-B	634.	5.69	-	-	772.65
3-C	533.04	5.11	195.28	5.46	834.75
3-D	343.61	23.24	206.35	5.67	656.39
4-A	214.25	14.05	143.68	10.10	464.36
4-B	360.93	2.03	144.31	9.7	611.67
4-C	368.02	2.29	140.92	9.8	615.37
4-D	213.07	13.88	143.68	10.10	463.18

$$P_{cv} = P_x + P_y + p.p.$$

$$p.p. \text{ columnas} = 106.43 \text{ tons.}$$

$$p.p. \text{ muro} = 138.65$$

Elementos mecánicos debidos a Sismo .

Columna	Py	My	Px	Mx
1-A	135.08	33.36	127.42	31.07
1-B	12.71	64.5	216.33	42.95
1-C	12.71	64.48	150.32	34.30
1-D	135.08	33.36	143.05	32.55
2-A	154.68	35.28	53.75	59.95
2-B	65.53	103.14	-	-
2-C	86.26	69.24	55.55	69.63
2-D	133.96	30.75	59.89	67.54
3-A	153.26	34.95	91.67	55.87
3-B	64.93	102.20	-	-

Columna	Py	My	Px	Mx
3-C	85.47	68.58	97.84	64.75
3-D	132.72	30.47	102.36	62.60
4-A	136.80	33.80	87.50	26.94
4-B	12.87	65.34	148.13	36.02
4-C	12.87	65.32	108.03	29.38
4-D	136.80	33.80	100.58	27.52

Elementos mecánicos para diseño (rige sismo).

Columna	Pux	Mux	Muy	Puy	Mux	Muy
1-A	638.94	85.75	63.44	644.84	60.13	91.78
1-B	828.41	113.40	72.68	671.63	65.08	117.84
1-C	769.39	99.57	69.55	663.43	62.15	117.60
1-D	655.09	90.65	64.20	648.95	60.95	91.84
2-A	716.63	123.97	74.81	794.35	74.73	108.86
2-C	831.62	143.22	78.39	855.27	81.95	137.86
2-D	716.77	133.74	72.93	773.80	76.40	102.0
3-A	876.07	133.02	90.95	923.5	85.6	123.0
3-C	1054.05	155.11	91.11	1044.53	96.19	148.13
3-D	878.42	141.82	89.10	901.80	86.86	116.01
4-A	654.39	87.87	66.45	690.81	65.84	96.90
4-B	840.03	110.44	74.01	735.88	71.59	122.89
4-C	800.0	99.57	72.02	726.71	68.6	122.65
4-D	665.28	89.28	66.87	693.17	66.20	96.84

$$F_x = 1.17$$

$$F_y = 1.09$$

En la tabla:

$$P_{ux} = (P_{cv} + P_{sx} + 0.3P_{sy}) \times 1.1$$

$$M_{ux} = (M_x + M_{sx}) \times 1.1 + P_{ux} \times 0.05h$$

$$M_{uy} = (M_y + 0.3M_{sy}) \times 1.1 + P_{ux} \times 0.05b$$

$$P_{uy} = (P_{cv} + 0.3P_{sx} + P_{sy}) \times 1.1$$

$$M_{ux} = (M_x + 0.3M_{sx}) \times 1.1 + P_{ux} \times 0.05h$$

$$M_{uy} = (M_y + M_{sy}) \times 1.1 + P_{ux} \times 0.05b$$

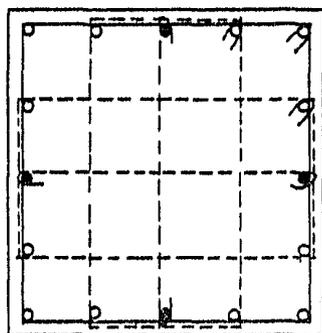
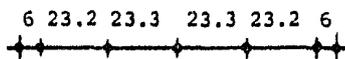
Flexocompresión en X

Flexocompresión en Y

Con los datos de la tabla se diseñaron las columnas.

NOTA:

Para el entrepiso 16 se usará el porcentaje mínimo de refuerzo dado que la sección es casi igual a la del entrepiso anterior y las fuerzas de diseño son menores.

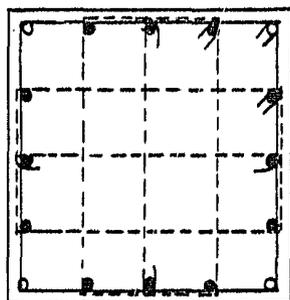
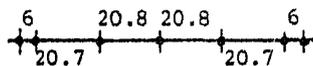


Materiales:

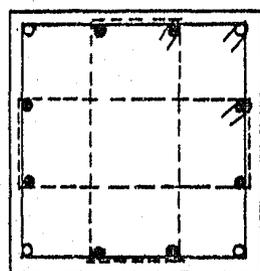
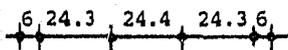
$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

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

105 cm 12 # 10 + 4 # 8
5 E # 3 @ 30 cm



95 cm 4 # 10 + 12 # 8
5 E # 3 @ 30 cm



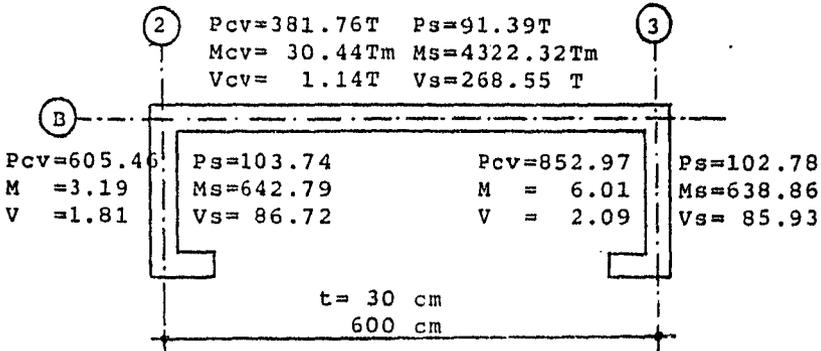
85 cm 4 # 10 + 8 # 8
3 E # 3 @ 30 cm

○ Vars # 10

● Vars # 8

Diseño del muro de elevadores.

Fuerzas internas.



Peso propio.

$$\text{Eje B pp} = 0.3 \times 6.3 \times 66.5 \times 2.4 = 301.64 \text{ ton}$$

Ejes 2 y 3

$$\text{pp} = 0.3 \times 2 \times 66.5 \times 2.4 = 95.76 \text{ ton.}$$

Fuerzas Internas últimas (Condición de carga CV + Sismo).

Eje B

$$P_u = (91.39 + 301.64 + 381.76) \times 1.1 = 852.27 \text{ Ton}$$

$$M_u = (30.44 + 4322.32) \times 1.1 = 4788.04 \text{ t.m}$$

$$V_u = (1.14 + 268.55) \times 1.1 = 296.66 \text{ ton.}$$

Eje 2

$$P_u = (103.74 + 95.76 + 605.46) \times 1.1 = 885.46 \text{ ton}$$

$$M_u = (3.19 + 642.79) \times 1.1 = 710.58 \text{ T. m}$$

$$V_u = (1.81 + 86.72) \times 1.1 = 97.38 \text{ Ton}$$

Eje 3

$$P_u = 1156.66 \text{ ton}$$

$$M_u = 707.16 \text{ T.m}$$

$$V_u = 96.82 \text{ T.m}$$

Diseño considerando flexocompresión en una dirección y como -
columna.

Eje B

Fuerzas de diseño:

$$P_u = 852.27 \text{ ton}$$

$$M_u = 4788.04 \text{ T.m}$$

Parámetros para usar las gráficas del RDF.

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f_c''} = \frac{852\ 270}{0.85 \times 30 \times 630 \times 231.28} = 0.229$$

$$R = \frac{M_u}{F_R b h^2 f_c''} = \frac{4788.04 \times 10^5}{0.85 \times 30 \times (630)^2 \times 231.28} = 0.205$$

$$f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}\right) \cdot f_c^* = 231.28 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c^* = 0.8 \times 350 = 280 \text{ kg/cm}^2$$

De la fig.4 del RDF-401 (pág.180)

con los datos anteriores y suponiendo el acero concentrado en
las esquinas:

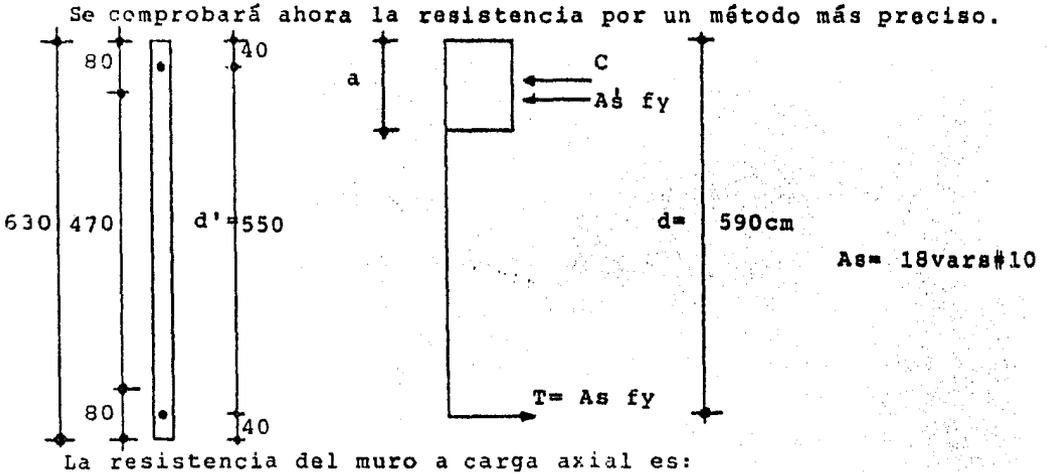
$$q = 0.28$$

$$p = q \frac{f_c''}{f_y} = 0.28 \times \frac{231.28}{4200}$$

$$p = 0.0154 ; A_s = p b h = 0.0154 \times 30 \times 630 = 291.41 \text{ cm}^2$$

Usar 37 Vars # 10, la mitad en cada esquina.

Se comprobará ahora la resistencia por un método más preciso.



$$P_u = F_R [a t f'_c + A_s f_y - A_s f_y]$$

Se supone $F_R = 0.85$ por considerar que el muro fallará en tensión y porque en los extremos se colocará refuerzo de confinamiento.

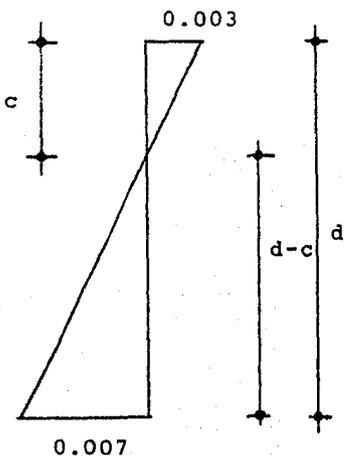
Como $A_s = A'_s$

$$P_u = F_R a t f'_c$$

de donde:

$$a = \frac{P_u}{F_R t f'_c} = \frac{852\,270}{0.85 \times 30 \times 231.28} = 144.5 \text{ cm}$$

Revisión de que el acero fluya:



$$c = \frac{a}{0.8} = 180.6$$

Del diagrama de deformaciones se observa que la falla es por tensión porque la deformación del extremo correspondiente es $0.007 > 0.002 (f_y/E)$.

Tomando momentos con respecto al centro de la sección se tiene:

$$M_R = F_R \left[A_s f_y d' + a t f'_c \left(\frac{L - a}{2} \right) \right]$$

$$M_R = 0.85 \left[142.56 \times 4200 \times 550 + 144.5 \times 30 \times 231.28 \times \left(\frac{630 - 144.5}{2} \right) \right]$$

$M_R = 4867.9 \approx Mu = 4788.0 \text{ Tm}$ por lo que el área de acero es correcto.

Revisión del porcentaje de refuerzo en cada extremo.

$$p = \frac{142.56}{30 \times 80} = 0.059 \approx 0.6 \text{ que es el máximo.}$$

Cuantía total de refuerzo:

$$\frac{A_s + A'_s}{A_{\text{muro}}} = \frac{2 \times 142.56}{30 \times 630} = 0.0151 > 0.0075 \text{ * por tanto se necesita refuerzo especial por confinamiento en los extremos.}$$

$$p' = 0.45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_y} \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y}$$

$$p' = 0.45 \left[\frac{30 \times 80}{25 \times 75} - 1 \right] \times \frac{350}{4200} = 0.126 \frac{f'_c}{f_y}$$

$$p' = 0.0105$$

En columnas con estribos:

$$p' = \frac{A_s}{0.75 l_h s_h}$$

$$\text{Con E \# 4 } l_h = 30 - 2 \times 4.0 = 22 \text{ cm}$$

$$s_h = \frac{1.27}{0.75 \times 22 \times 0.0105} = 7.3 \text{ cm}$$

∴ Usar E # 4 @ 6 cm

* véase: Manual de Diseño Sísmico de Edificios, RDF.

EJE 2

$$P_u = 885.46 \text{ ton}$$

$$M_u = 710.58 \text{ T.m}$$

Sección 30x200 cm

$$K = \frac{885.460}{0.85 \times 30 \times 200 \times 231.28} = 0.75$$

$$R = \frac{710.58 \times 10^5}{0.85 \times 30 \times (200)^2 \times 231.28} = 0.3$$

$$d/b = 0.9$$

De la fig.5 del RDF-401(pág. 181)

$$q = 0.62 ; p = 0.03414$$

$$A_s = 0.03414 \times 30 \times 200 = 205 \text{ cm}^2$$

Con varillas del # 10 $A_s = 26 \text{ Vars} \# 10$

Eje 3

Sección 30x200 cm

$$K = 0.98; R = 0.3$$

De la fig.5 $q = 0.8 ; A_s = 264.3 \text{ cm}^2$

$$A_s = 34 \text{ Vars} \# 10$$

Para los muros intermedios usaremos el acero mínimo

Sección 30x200 cm

$$A_s = 0.01 \times 30 \times 200 = 60 \text{ cm}^2$$

Usar $A_s = 12 \text{ Vars} \# 8$ (la mitad en cada esquina).

Diseño por Cortante.

Eje B

$V_u = 296.66 \text{ ton}$

Porcentaje de refuerzo $p = 0.0154 > 0.01$

$$\therefore V_{cR} = 0.5 F_R b t \sqrt{f_c^*}$$

$$f_c^* = 0.8 \times 350 = 280 \text{ kg/cm}^2$$

peralte efectivo $d = 630 - 40 = 590 \text{ cm}$

$$V_{cR} = 0.5 \times 0.8 \times 30 \times 590 \sqrt{280}$$

$$V_{cR} = 118 \ 471 \text{ kg}$$

Cuantía de refuerzo horizontal:

$$p_h = \frac{V_u - V_{cR}}{F_R f_y d t}$$

$$p_h = \frac{(296.66 - 118.47) \times 10^3}{0.8 \times 4200 \times 590 \times 30} = 0.003$$

$$p_h = \frac{A_{vh}}{s_h t}$$

A_{vh} = área de acero horizontal (en dos ramas, cm^2)

s_h = separación de refuerzo.

$$s_h = \frac{A_{vh}}{p_h t}$$

t = espesor del muro

$$s_h = \frac{2 \times 0.71}{0.003 \times 30} = 15.78 \text{ cm} \quad (\text{con estribos del \#3})$$

$$\therefore s_h = E \ \#3 @ 15 \text{ cm}$$

Refuerzo Vertical, p_v

$$p_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (p_h - 0.0025) \leq p_h \quad (\text{ec. 2.26 del RDF-401})$$

H = altura del muro = 4.25 m

L = longitud del muro = 6.3 m

$$p_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{4.25}{6.3} \right) (0.003 - 0.0025)$$

$$p_v = 0.00296$$

$$p_v = \frac{A_{vv}}{S_v t} \quad \begin{array}{l} A_{vv} = \text{área del refuerzo vertical (2 ramas).} \\ S_v = \text{separación del refuerzo en cm.} \end{array}$$

$$S_v = \frac{A_{vv}}{p_v t} = \frac{2 \times 0.71}{0.00296 \times 30} = 15.99 \text{ cm} \quad (\text{con E\#3})$$

$$\therefore S_v = E \#3 @ 15 \text{ cm.}$$

Refuerzo por cambios volumétricos (según RDF.-401)

$$a_{s_m} = \frac{450 x_1}{f_y (x_1 + 100)} \quad ; \quad x_1 = \text{distancia perpendicular al refuerzo}$$

$$a_{s_m} = \frac{450 \times 30}{4200 (30 + 100)} = 0.02473 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Con Vars # 3 $a_s = 0.71 \text{ cm}^2$ (una sola rama)

$$S = \frac{a_s}{a_{s_m}} = \frac{0.71}{0.02473} = 28 \quad S = E\#3 \text{ e } 25 \text{ cm (no rige)}$$

Eje 2

Refuerzo por Cortante

$$V_u = 97.38 \text{ ton}$$

$$p = 0.034 > 0.01 \quad \therefore V_{CR} = 0.5 \times 0.8 \times 30 \times 170 \times \sqrt{280}$$

$$V_{CR} = 34\,135.7 \text{ kg}$$

$$d = 200 - 30 = 170 \text{ cm}$$

Refuerzo horizontal:

$$P_h = \frac{(97.38 - 34.14) \times 10^3}{0.8 \times 4200 \times 170 \times 30} = 0.00369$$

$$S_h = \frac{2 \times 0.71}{0.00369 \times 30} = 12.8 \text{ cm} \quad \therefore S = E \# 3 @ 10 \text{ cm.}$$

Refuerzo vertical:

$$P_v = 0.0025 + 0.5 (2.5 - 4.25/2) (0.00369 - 0.0025)$$

$$P_v = 0.00272$$

$$S_v = \frac{2 \times 0.71}{0.00272 \times 30} = 17 \text{ cm} \quad \therefore S = E \# 3 @ 15 \text{ cm}$$

Eje 3

$V_u = 96.82 \text{ ton} \approx V_u = 97.38$ (cortante del eje 2, por lo que el refuerzo será el mismo)

Muro del Nivel 6

Elementos mecánicos:

Eje B.	Eje 2	Eje 3
Pcv= 285.3 T	Pcv=451.93 T	Pcv=634.0 T
Mcv= 23.65 Tm	Mcv= 5.4 Tm	Mcv= 5.23 Tm
Vcv= 2.52 T	Vcv= 3.11 T	Vcv= 3.06 T
Ps = 68.2 T	Ps = 65.53 T	Ps = 64.93 T
Ms=1014.9 Tm	Ms =103.14 Tm	Ms =102.2 Tm
Vs =160.58 T	Vs = 60.66 T	Vs = 60.06 T

Peso propio

$$H = 48.75\text{m} \quad (\text{altura del muro})$$

$$\text{Eje B} \quad p_p = 221.13 \text{ ton}$$

$$\text{Ejes 2 y 3 pp} = 70.2 \text{ ton}$$

Fuerzas internas de diseño.

Eje B.

$$P_u = (285.3 + 221.13 + 68.2) \times 1.1 = 632.09 \text{ ton.}$$

$$M_u = 1142.4 \text{ ton.m}$$

$$V_u = 179.41 \text{ ton}$$

Eje 2

$$P_u = 646.43 \text{ ton}$$

$$M_u = 119.4 \text{ T m}$$

$$V_u = 70.15 \text{ ton}$$

Eje 3

$$P_u = 846.04 \text{ ton}$$

$$M_u = 118.17 \text{ T m}$$

$$V_u = 63.12 \text{ ton}$$

Diseño:

Eje B

$$\text{Sección } 30 \times 630 \text{ cm} \quad P_u = 632.09 \text{ ton}$$

$$M_u = 1142.4 \text{ T.m}$$

$$K = 0.17 \quad ; \quad R = 0.05 \quad ; \quad \text{De la fig.4 del R.D.F.401 :}$$

$$P_{\min} = 0.01$$

$$A_s = 0.01 \times 30 \times 630 = 189 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 24 \text{ Vars } \#10$$

Eje 2

Sección 30 x 200 cm

$$P_u = 646.43 \text{ ton}$$

$$M_u = 119.4 \text{ T}\cdot\text{m}$$

$K = 0.55$; $R = 0.05$; de la fig 5 (RDF)

$$P_{\min} = 0.01$$

$$A_s = 0.01 \times 30 \times 200 = 60 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 12 \text{ Vars } \# 8$$

Eje 3

Sección 30x200 cm

$$P_u = 846.04 \text{ ton}$$

$$M_u = 118.17 \text{ T}\cdot\text{m}$$

$K = 0.72$; $R = 0.05$; de la fig.5

$$P_{\min} = 0.01$$

$$A_s = 0.01 \times 30 \times 200 = 60 \text{ cm}^2 ; \quad A_s = 12 \text{ Vars } \# 8$$

Diseño por Cortante.

Eje B

$$V_u = 179.41 \text{ Ton}$$

$$V_{CR} = 118.47$$

$$\text{Con E } \#3 ; \quad S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0.8 \times 1.42 \times 4200 \times 590}{179410 - 118470} = 46 \text{ cm}$$

∴ Rige refuerzo por temperatura

$$S = E \# 3 @ 25 \text{ cm}$$

Ejes 2 y 3

Diseñaremos ambos ejes para $V_u = 70.15 \text{ ton}$

$$V_{CR} = 34135.7 \text{ kg}$$

$$S = \frac{0.8 \times 4200 \times 1.42 \times 170}{70150 - 34135.7} = 22.5 \text{ cm} \quad \therefore \underline{S = E \# 3 @ 20 \text{ cm}}$$

Refuerzo vertical

porcentaje de refuerzo horizontal

$$P_h = \frac{70150 - 34135.7}{0.8 \times 4200 \times 170 \times 30} = 0.0021$$

$$P_v = 0.0025 - 0.5(2.5 - 3.25/2) (0.0021 - 0.0025)$$

$$P_v = 0.00233 > P_h = 0.0021 \quad \therefore P_v = P_h$$

∴ Usar $S = E \# 3 @ 20 \text{ cm}$ en ambas direcciones.

ELEMENTOS MECANICOS PARA DISEÑO
DE LOSAS RETICULARES

EJES A y D

							Nivel
							20
M	29.54		15.88		33.86		
V	20.49		14.80		23.16		
MS	17.08	16.73	10.73	10.61	18.9	19.19	
							16-19
M	29.96		15.65		33.40		
V	20.28		14.68		22.68		
MS	53.83	53.02	53.01	53.06	50.25	50.95	
							11-15
M	29.12		15.36		34.71		
V	20.05		14.6		22.90		
MS	94.90	93.82	100.17	100.84	83.40	84.30	
							6-10
M	28.0		15.01		36.44		
V	19.4		14.52		23.21		
MS	109.30	108.8	119.74	118.64	92.33	92.83	
							1-5
M	26.30		14.76		39.76		
V	19.60		14.60		24.22		
MS	54.09	53.68	60.55	60.62	44.91	45.25	



EJE B

					Nivel 20
M	37.47			88.62	
V	35.46			48.81	
MS	107.42	125.17		130.93	76.81
M	40.18			72.51	16-19
V	32.45			41.75	
MS	159.31	166.36		157.35	94.38
M	44.22			69.29	11-15
V	33.13			41.33	
MS	162.61	296.09		196.03	119.09
M	44.87			68.33	6-10
V	33.24			41.18	
MS	179.62	323.83		197.71	121.12
M	43.24			69.60	1-5
V	32.84			41.35	
MS	73.67	128.68		75.75	48.00



EJE C

Nivel
20

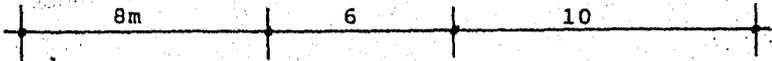
M	58.89		31.62		62.23	
V	40.57		28.98		44.78	
MS	18.19	17.74	9.33	8.86	24.45	24.79
M	55.60		22.98		52.11	
V	36.06		25.65		38.14	
MS	71.65	70.0	65.93	65.90	70.77	72.22
M	53.56		27.33		55.41	
V	35.50		25.46		38.72	
MS	131.16	128.89	129.71	129.88	119.13	121.07
M	50.79		26.51		59.82	
V	34.73		25.24		39.51	
MS	157.17	155.84	161.23	161.41	135.52	136.62
M	44.87		25.16		66.50	
V	33.29		24.73		40.89	
MS	83.50	82.50	87.37	87.54	70.08	70.91

16-19

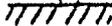
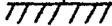
11-15

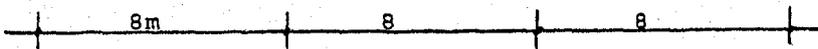
6-10

1-5



EJE 1

							Nivel 20
M	32.62		25.57		18.08		
V	21.22		19.40		17.58		
MS	9.66	9.13	14.91	14.91	9.12	9.66	
M	33.32		25.32		17.18		16-19
V	21.10		19.08		17.06		
MS	40.21	39.72	45.38	45.38	39.72	40.41	
M	31.89		25.37		18.72		11-15
V	20.72		19.08		17.43		
MS	87.40	86.42	91.35	91.55	86.42	87.40	
M	29.94		25.42		20.81		6-10
V	20.22		19.08		17.93		
MS	111.25	110.68	114.52	114.52	110.68	111.25	
M	26.68		25.96		25.06		1-5
V	19.68		19.48		19.27		
MS	66.30	65.84	66.43	66.43	65.84	66.30	
							



EJE 2

Nivel

20

16-19

11-15

6-10

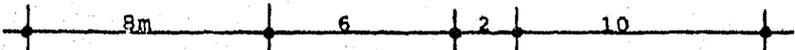
1-5

M	34.74		18.96			20.60	
V	37.32		23.16			28.76	
MS	32.36	6.51	22.0	30.40		28.76	22.06
M	70.29		17.65			11.83	
V	38.63		20.54			23.57	
MS	360.78	217.44	51.96	79.51		77.12	60.53
M	46.78		28.80			18.49	
V	31.03		23.95			24.88	
MS	116.87	114.11	160.43	215.80		179.25	143.42
M	44.75		27.72			23.89	
V	30.46		23.43			25.93	
MS	152.85	151.22	208.75	276.22		238.18	173.54
M	39.38		23.21			35.35	
V	29.15		22.08			28.27	
MS	96.38	94.94	129.62	169.44		133.10	108.61



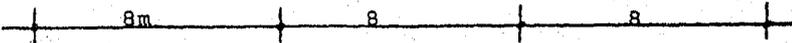
EJE 3

							20
M	62.36		30.31			31.32	
V	41.44		28.99			34.35	
MS	18.91	17.93	17.59	25.25	25.53	19.61	
							16-19
M	59.49		27.76			21.06	
V	37.03		25.71			28.47	
MS	63.63	57.32	60.88	83.18	83.70	65.87	
							11-15
M	56.55		30.69			21.21	
V	36.23		26.66			28.45	
MS	120.01	117.32	127.88	172.32	172.40	136.83	
							6-10
M	52.76		29.56			27.45	
V	35.22		26.28			29.65	
MS	155.08	153.76	168.78	224.04	219.21	175.58	
							1-5
M	45.32		26.11			40.44	
V	33.43		25.12			32.32	
MS	94.24	93.78	100.45	130.94	128.30	105.08	



EJE 4

							Nivel
M	40.58		31.77		22.39		20
V	26.39		24.12		21.84		
MS	10.0	9.42	15.59	15.59	9.42	10.0	
							16-19
M	40.87		30.76		20.49		
V	25.76		23.20		20.65		
MS	42.87	42.10	48.13	48.13	42.10	42.87	
							11-15
M	38.95		30.84		22.57		
V	25.24		23.20		21.15		
MS	90.92	89.88	95.03	95.03	89.88	90.92	
							6-10
M	36.39		30.90		25.31		
V	24.58		23.20		21.82		
MS	112.92	112.34	116.27	116.27	112.34	112.92	
							1-5
M	32.33		31.46		30.37		
V	23.85		23.60		23.36		
MS	67.12	66.65	67.27	67.27	66.65	67.12	



DISEÑO DE LOSA RETICULAR

Diseño por flexión de la losa del nivel 1:

Ejes A y D

Se distribuirán los momentos entre las nervaduras de las franjas central y de columna proporcionalmente a su ancho.

Constantes:

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{como } f^*c > 250 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow f''c = \left(1.05 - \frac{280}{1250}\right) 280 = 231 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{\min} = \frac{0.7 f'c}{F_y} = \frac{0.7 \cdot 350}{4200} = 0.00312$$

Crujía 1 de los ejes A y D

Momento negativo $-Mu = 88.43 \text{ T-m}$

que se distribuirá de la siguiente manera

franja de columna $Mu = 0.75 \times 88.43 = 66.32 \text{ T-m}$

franja central $Mu = 0.25 \times 88.43 = 22.11 \text{ T-m}$

Momento positivo $+Mu = 18.39 \text{ T-m}$

que se distribuirá de la siguiente manera

franja de columna $Mu = 0.6 \times 18.39 = 11.03 \text{ T-m}$

franja central $Mu = 0.4 \times 18.39 = 7.36 \text{ T-m}$

El área de acero se determinará con la fórmula (7.16):

$$Mu = F_r b d^2 f''c q (1 - 0.5q)$$

Donde b se tomará como la suma de los anchos de las nervaduras de la franja correspondiente y d será el peralte efectivo de la losa (43 cm).

Con estas consideraciones se hicieron las siguientes tablas en las que las áreas de acero obtenidas se colocarán en el lecho correspondiente, según el signo del momento.

Se muestra el cálculo para los ejes A y D, B y 3.

<u>E J E S A y D</u>						<u>A N C H O</u>		<u>A. DE ACERO (cm²)</u>	
CRUJIA	Mu	0.75Mu	0.25Mu	0.60Mu	0.40Mu	Franja columna	Franja central	Franja columna	Franja central
1	Izq. - 88.43	- 66.32	- 22.11			250	3x14=42	42.32	14.69
	Med. 18.39			11.03	7.36	85	42	11.65	4.64
	Der. - 86.93	- 65.20	- 21.73			250	42	41.57	14.41
2	Izq. - 82.84	- 62.13	- 20.77			250	42	39.55	13.73
	Med. 10.00			6.00	4.00	85	42	3.73	2.48
	Der. - 82.95	- 62.21	- 20.74			250	42	40.01	13.95
3	Izq. - 93.14	- 69.89	- 23.29			250	42	44.69	15.55
	Med. 29.11			17.47	11.64	85	42	11.09	7.94
	Der. - 94.23	- 70.67	- 23.53			250	42	45.21	15.55

<u>E J E B</u>									
1	Izq. -128.60	- 96.45	- 32.15			400	6x14=84	61.33	20.88
	Med. 30.88			18.53	12.35	130	84	11.62	7.75
	Der. -190.48	-142.86	- 47.62			400	84	92.41	31.85
2	Izq. -158.89	-119.17	- 39.72			400	84	76.40	26.16
	Med. 48.15			28.84	19.29	130	84	18.32	12.25
	Der. -127.17	- 95.38	- 31.79			400	84	60.62	20.63

<u>E J E 3</u>									
1	Izq. -154.18	-115.64	- 38.55			400	68	74.04	25.78
	Med. 31.29			18.77	12.52	132	68	11.77	7.90
	Der. -149.16	-111.87	- 37.29			400	68	71.53	24.86
2	Izq. -139.22	-104.42	- 39.80			400	68	66.59	26.70
	Med. 17.37			10.42	6.95	132	68	6.84	4.73
	Der. -169.48	-127.11	- 42.37			400	68	81.73	28.61
3	Izq. -185.61	-139.21	- 46.40			400	68	89.92	31.66
	Med. 31.70			19.02	12.68	132	68	11.93	8.00
	Der. -166.32	-124.74	- 41.58			400	68	83.51	28.02

Refuerzo mínimo por flexión en nervaduras:

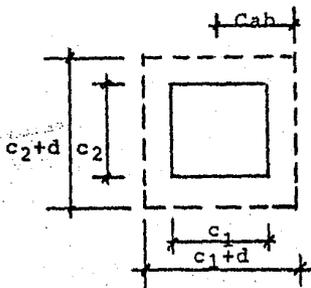
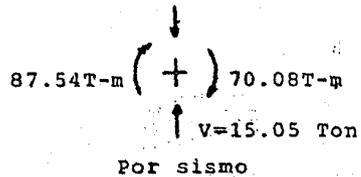
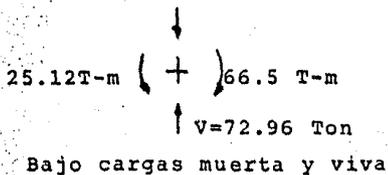
Con $P_{min} = 0.00312$

ANCHO	$A_{s_{min}} = P_{min} \times b \times 43$	vars
40	5.36	2#6
38	5.09	2#6
31	4.17	2#6
30	4.02	2#5
16	2.15	2#4
14	1.88	2#4
12	1.61	2#4

Refuerzo por cortante

Revisión alrededor de la columna c-3 por tensión diagonal
en dirección x-x

Fuerzas internas en condiciones de servicio



$$Cab + \frac{c+d}{2} = \frac{120+43}{2} = 81.5 \text{ cm}$$

$$Ac = 2d(2c+2d) = 2 \times 43(2 \times 120 + 2 \times 43) = 28036 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1+0.67 \times 1} = 0.4$$

$$J_c = \frac{d(c+d)^3}{6} + \frac{(c+d)d^3}{6} + \frac{d(c+d)(c+d)^2}{2}$$

$$J_c = \frac{43(163)^3}{6} + \frac{(163)(43)^3}{6} + \frac{43(163)(163)^2}{2}$$

$$J_c = 126\ 308\ 020.8\ \text{cm}^4$$

Revisión bajo CM+CV

$$V_u = 72.96 \times 1.4 = 102.14\ \text{Ton}$$

$$M_u = 41.38 \times 1.4 = 57.93\ \text{Ton-m}$$

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{M_u \cdot c}{J_c}$$

$$v_u = \frac{102140}{2836} + \frac{0.4(57.93 \times 10^5)(81.5)}{126308020.8}$$

$$v_u = 3.64 + 1.49$$

$$v_u = 5.14\ \text{Kg/cm}^2$$

$$v_{\text{per}} = Fr \sqrt{f'c} = 0.8 \cdot 280 = 13.39\ \text{kg/cm}^2 > v_u\ (\text{CM+CV})$$

Revisión bajo CM+CV+CA

$$V_u = (72.96 + 15.05) \times 1.1 = 96.81\ \text{Ton}$$

$$M_u = (41.38 + 157.62) \times 1.1 = 218.90\ \text{T-m}$$

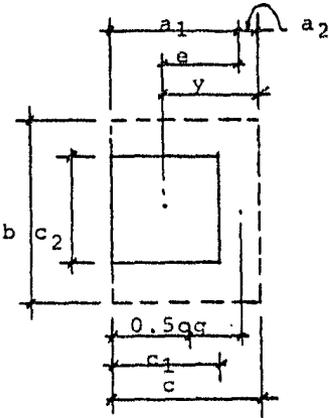
$$v_u = \frac{96810}{28036} + \frac{0.4(218.9 \times 10^5)(81.5)}{126308020.8}$$

$$v_u = 3.45 + 5.65$$

$$v_u = 9.10\ \text{Kg/cm}^2 < v_{\text{per}}$$

Luego, no requiere refuerzo por resistencia.

Revisión alrededor de la columna C-4 (de borde) por tensión diagonal en dirección x-x



FUERZAS INTERNAS
EN CONDICIONES DE SERVICIO

Bajo
CM+CV

69.65 T-m
↑ V = 45.60 T

Por
sismo

70.91 T-m
↑ V = 14.4 T

$$A_c = (2c+b)d = (2 \times 141.5 + 163) \times 43 = 19178 \text{ cm}^2$$

$$g = \frac{bc}{2(2c+b)} = \frac{141.5 \times 163}{2(2 \times 141.5 + 163)} = 25.82 \text{ cm}$$

$$y = c - c_1 / 2 = 141.5 - 120 / 2 = 81.50 \text{ cm}$$

$$a_2 = c / 2 - g = 141.5 / 2 - 25.86 = 44.89 \text{ cm}$$

$$e = y - c / 2 + g = 81.5 - 141.5 / 2 + 25.86 = 36.61 \text{ cm}$$

$$J_c = \frac{dc^3}{6} + \frac{cd^3}{6} + 2cdg^2 + bd(c/2 - g)^2$$

$$J_c = \frac{43(141.5)^3}{6} + \frac{141.5(43)^3}{6} + 2 \times 141.5 \times 43 \times (25.86)^2 + 163 \times 43 (141.5 / 2 - 25.86)^2$$

$$J_c = 44\,441\,083 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.671} = 0.4$$

Revisión bajo CM+CV

$$V_u = 45.60 \times 1.4 = 63.84 \text{ Ton}$$

$$M_u = 97.51 \times 1.4 = 136.51 \text{ T-m}$$

$$v_u = \frac{Vu}{Ac} + \frac{Mu}{Jc}$$

$$v_u = \frac{63840}{19178} + \frac{0.4 \times 97.51 \times 10^5 \times 44.89}{44.4 \times 10^6}$$

$$v_u = 3.33 + 3.94 = 7.27 \text{ Kg/cm}^2 < v_{pe}$$

Revisión bajo CM+CV+CA

$$Mu = (69.65 + 70.91) \times 1.1 = 154.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Vu = 59.70 \times 1.1 = 65.67 \text{ kg/cm}^2$$

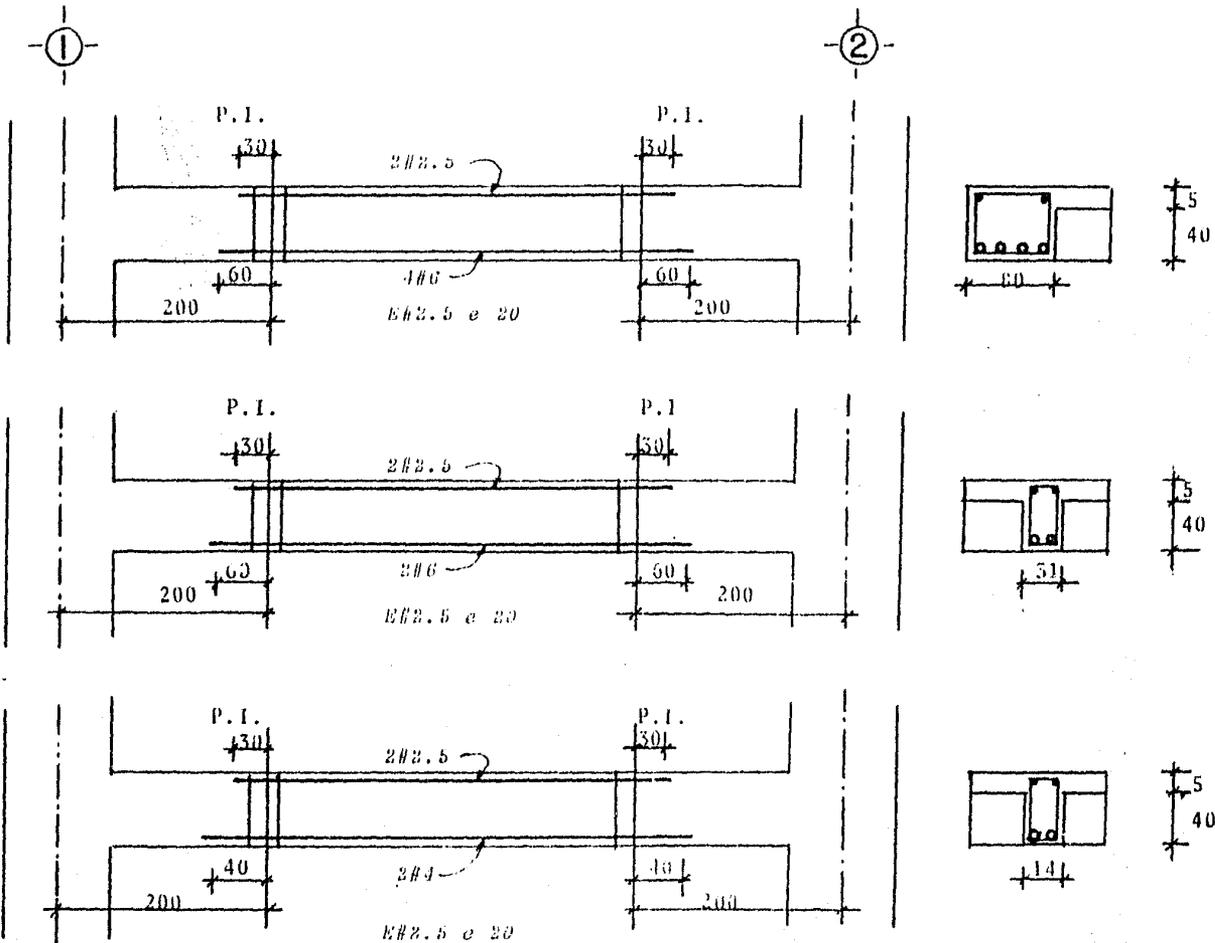
$$v_u = \frac{65670}{19178} + \frac{0.4 \times 154.62 \times 10^5 \times 44.89}{44.4 \times 10^6}$$

$$v_u = 3.42 + 6.25 = 9.67 \text{ Kg/cm}^2 < v_{per}$$

Luego, no se requiere refuerzo.

Refuerzo transversal mínimo:

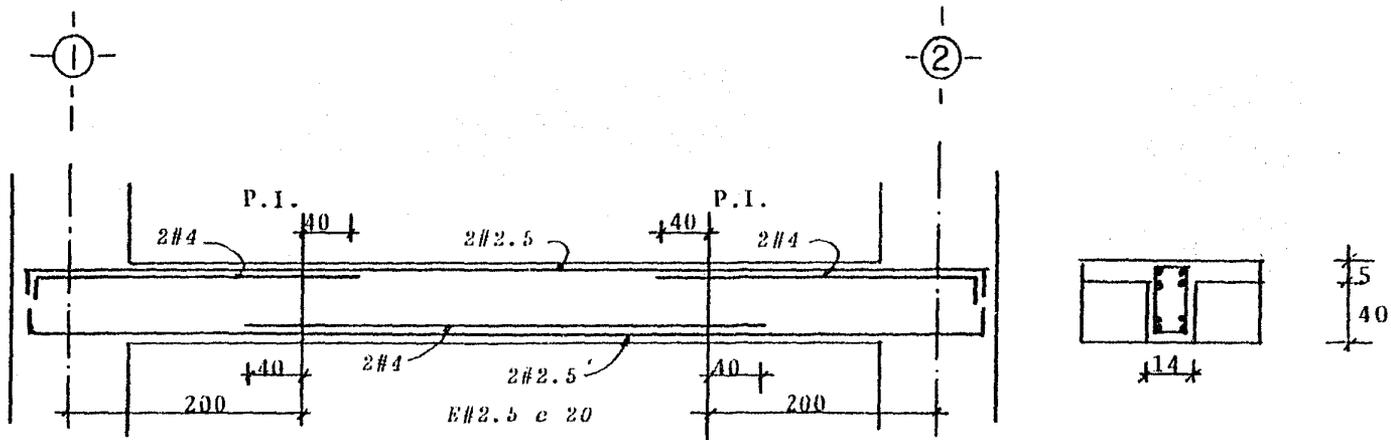
Usando vars #2.5 en cuatro ramas espaciadas a $d/2$ hasta un cuarto del claro correspondiente.



295

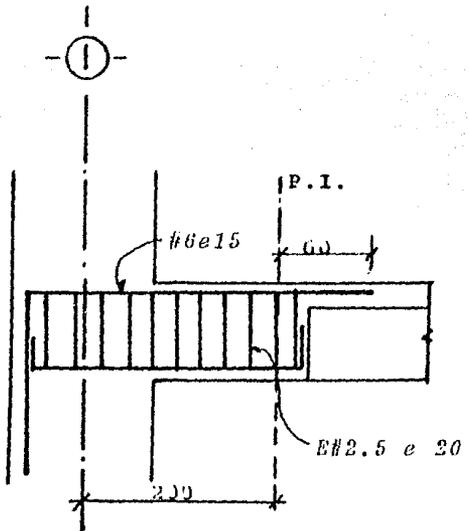
REFUERZO EN NERVADURAS DE FRANJA DE COLUMNA
EJE A ENTRE 1 y 2

P.I. = punto de inflexión



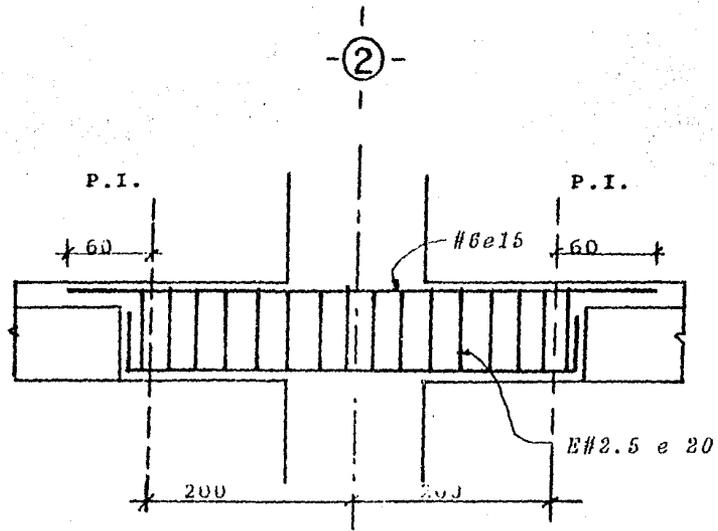
P.I. = punto de inflexión

REFUERZO EN NERVADURAS DE FRANJA CENTRAL
 EJE A ENTRE 1 y 2



P.I. = punto de inflexión

COLUMNA EXTREMA



COLUMNA INTERIOR

REFUERZO EN LA ZONA MACIZA DE LA CRUJIA 1 DEL MARCO EJE A

DISEÑO DE COLUMNAS DE LA ESTRUCTURA RETICULAR

Columnas del entrepiso 1.

$f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

Sección de 120x120 (en todo el entrepiso)

Elementos mecánicos para diseño:

Columna	Pux	Mux	Muy	Puy	Mux	Muy
A-1	1201.40	474.29	232.62	1188.83	200.49	580.09
A-2	1311.44	493.09	265.27	1660.41	210.06	609.52
A-3	1524.85	505.99	269.53	1773.81	224.29	604.04
A-4	1180.31	476.90	240.51	1262.90	204.53	591.92
B-1	1773.49	413.76	233.76	1237.07	211.82	591.50
B-4	1618.64	404.90	240.65	1315.65	206.83	602.45
C-1	1605.00	507.13	231.73	1205.17	231.51	589.59
C-2	1643.04	525.49	268.72	1696.64	236.23	631.15
C-3	1058.51	545.75	274.06	1870.06	258.24	622.35
C-4	1621.52	515.58	241.98	1335.58	241.54	603.88
D-1	1201.40	474.29	232.62	1188.82	200.49	580.09
D-2	1318.47	493.09	265.27	1629.41	210.06	609.52
D-3	1490.47	505.99	269.23	1678.11	224.29	604.04
D-4	1180.04	476.90	240.51	1262.63	204.53	591.92

Fax= 1.08

Fay= 1.08

Columnas del entrepiso 6

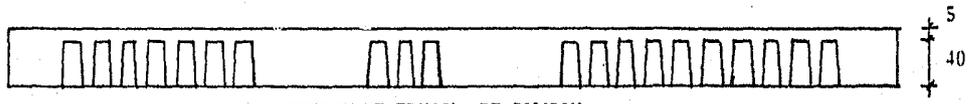
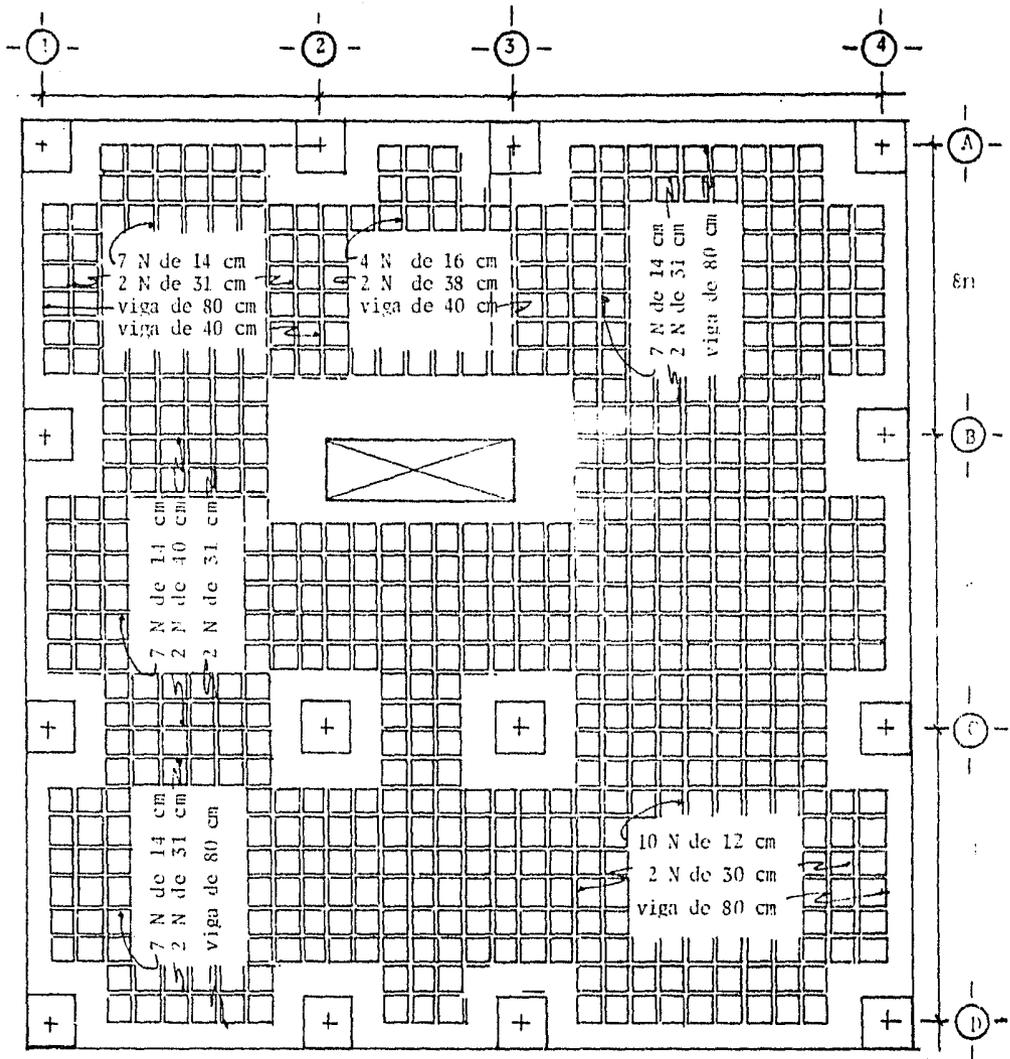
Sección de 120x120

Elementos mecánicos para diseño:

Columna	Pux	Mux	Muy	Puy	Mux	Muy
A-1	864.36	252.82	153.24	841.77	154.45	237.79
A-2	943.19	349.85	226.57	1178.89	176.46	356.17
A-3	1093.76	363.27	241.40	1258.57	200.24	370.20
A-4	856.91	250.36	165.95	900.93	162.57	251.22
B-1	1324.90	386.77	169.61	915.56	237.04	331.16
B-4	1212.75	344.85	177.65	975.71	231.79	341.13
C-1	1162.27	340.05	166.25	883.76	216.27	327.77
C-2	1165.33	448.82	236.20	1165.01	224.06	488.44
C-3	1405.89	477.50	245.64	1348.74	265.68	474.26
C-4	1189.03	347.26	178.73	985.85	236.62	342.28
D-1	864.36	252.82	153.24	841.76	154.45	237.79
D-2	961.96	351.71	222.07	1245.67	178.31	333.79
D-3	1069.70	360.89	224.96	1193.68	197.86	339.86
D-4	856.90	250.36	165.91	900.91	162.57	251.10

Fax= 1.65

Fay= 1.75



DISTRIBUCION DE NERVADURAS

Columnas del entrepiso 11.

Sección 100x100cm

Elementos mecánicos para diseño.

Columna	Pux	Mux	Muy	Puy	Mux	Muy
A-1	501.11	143.53	77.81	481.09	79.33	141.39
A-2	564.78	197.27	111.91	681.48	86.33	193.48
A-3	646.26	205.87	119.71	729.28	100.00	200.21
A-4	514.36	144.81	86.25	526.64	85.90	152.27
B-1	814.47	197.45	85.46	579.00	115.35	191.08
B-4	774.30	180.38	91.48	630.06	119.12	201.37
C-1	691.90	194.93	84.05	555.67	113.80	189.74
C-2	719.33	249.90	106.99	737.39	108.70	249.79
C-3	853.07	269.95	108.47	838.00	133.68	239.97
C-4	736.61	206.42	91.59	631.02	130.44	201.45
D-1	501.10	142.57	77.80	481.08	78.37	141.35
D-2	600.55	199.51	109.63	734.54	88.56	179.06
D-3	635.03	205.17	111.19	698.84	99.30	184.28
D-4	514.34	144.81	86.30	526.62	85.90	152.44

Fax=1.25

Fay=1.24

Columnas del entrepiso 16.

Sección 90x90 cm

Elementos mecánicos de diseño.

Columna	Pux	Mux	Muy	Puy	Mux	Muy
A-1	205.84	87.96	45.70	192.21	45.95	84.03
A-2	255.27	108.00	69.79	286.34	92.85	117.98
A-3	277.80	116.74	69.75	304.06	53.00	113.95
A-4	223.09	93.44	52.13	220.33	52.82	92.22
B-1	368.43	147.54	43.37	275.51	73.87	101.58
B-4	371.32	121.16	47.40	308.84	76.28	108.53
C-1	298.42	116.13	42.68	262.40	68.23	100.84
C-2	356.58	128.43	92.30	447.24	52.04	220.51
C-3	384.89	145.87	48.74	386.78	69.52	115.81
C-4	336.25	133.47	47.28	305.71	85.67	108.24
D-1	205.85	87.96	45.68	195.23	45.95	83.95
D-2	300.31	110.64	135.03	435.88	45.49	297.70
D-3	275.10	116.62	67.10	297.19	52.88	107.80
D-4	223.10	93.44	52.13	220.35	52.82	92.23

Fax=1.10

Fay=1.10

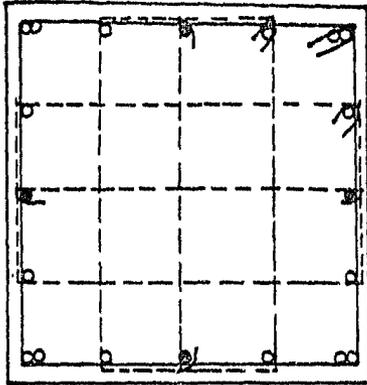
En las tablas anteriores.

Pux= carga última en dirección x (flexocompresión principal en esta dirección), en tons.

Puy= carga última en dirección y (flexocompresión principal en y), en tons.

Mux, Muy = momentos últimos, considerando flexocompresión en x (para Pux), o en y (para Puy), en Ton-m.

ARMADO DE COLUMNAS PARA LA ESTRUCTURA RETICULAR.

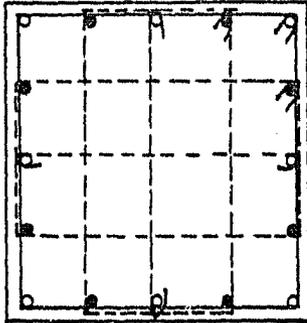
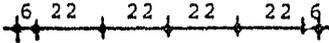


Materialles:

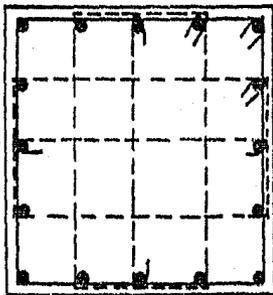
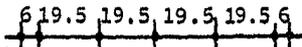
$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

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

120 cm 16 # 10 + 4 # 8
5 E # 3 e 30 cm



100 cm 8 # 10 + 3 # 8
5 E # 3 e 30 cm



90 cm 16 # 8
5 E # 3 e 30 cm

○ Vars # 10

● Vars # 8

ELEMENTOS MECANICOS PARA DISEÑO DE MUROS

Muro del nivel 1 ESTRUCTURA RETICULAR

Elementos mecánicos:

Eje B		Eje 2		Eje 3	
Pcv =	1500.41	Pcv =	925.72	Pcv =	1062.67 T
Mcv =	39.37	Mcv =	1.13	Mcv =	1.99 Tm
Vcv =	3.52	Vcv =	2.15	Vcv =	2.29 T
Ps =	241.78	Ps =	226.17	Ps =	106.42 T
Ms =	7262.51	Ms =	940.63	Ms =	917.90 Tm
Vs =	437.63	Vs =	139.65	Vs =	137.90 T

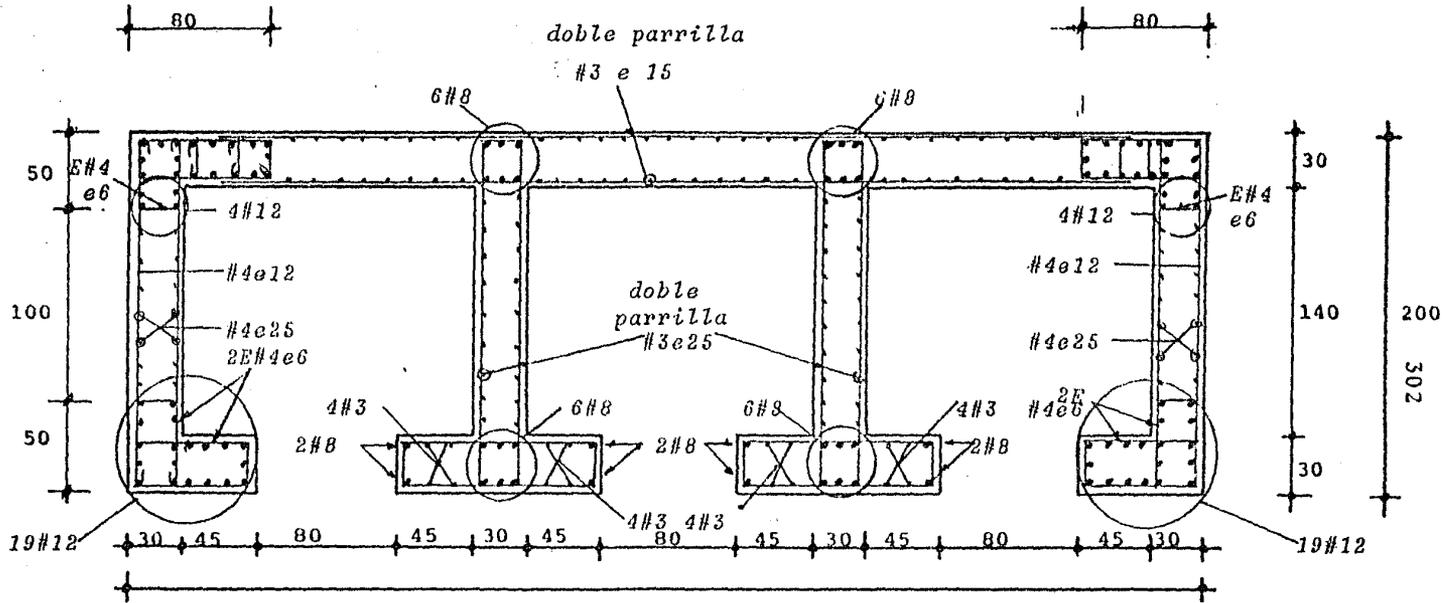
Muro del nivel 6

Eje B		Eje 2		Eje 3	
Pcv =	1129.74	Pcv =	686.61	Pcv =	787.96 T
Mcv =	47.83	Mcv =	4.50	Mcv =	5.04 Tm
Vcv =	7.35	Vcv =	3.06	Vcv =	2.99 T
Ps =	178.29	Ps =	143.90	Ps =	69.86 T
Ms =	1766.21	Ms =	214.71	Ms =	191.90 Tm
Vs =	293.19	Vs =	131.63	Vs =	115.70 T

Muro del nivel 11

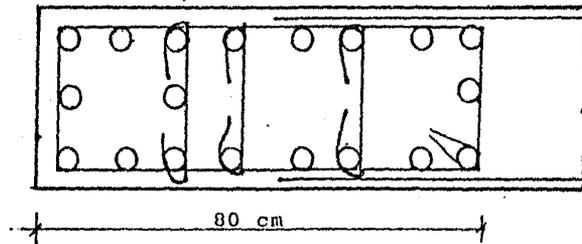
Eje B		Eje 2		Eje 3	
Pcv =	761.07	Pcv =	463.25	Pcv =	529.33 T
Mcv =	31.15	Mcv =	4.23	Mcv =	2.43 Tm
Vcv =	6.56	Vcv =	1.98	Vcv =	1.22 T
Ps =	94.18	Ps =	62.21	Ps =	31.44 T
Ms =	703.38	Ms =	236.80	Ms =	209.50 Tm
Vs =	194.24	Vs =	114.94	Vs =	101.32 T

ARMADO DE MURO DE ELEVADORES DE NIV. CIMENTACION A NIV. 6



Armado de los
extremos del
muro eje B

80



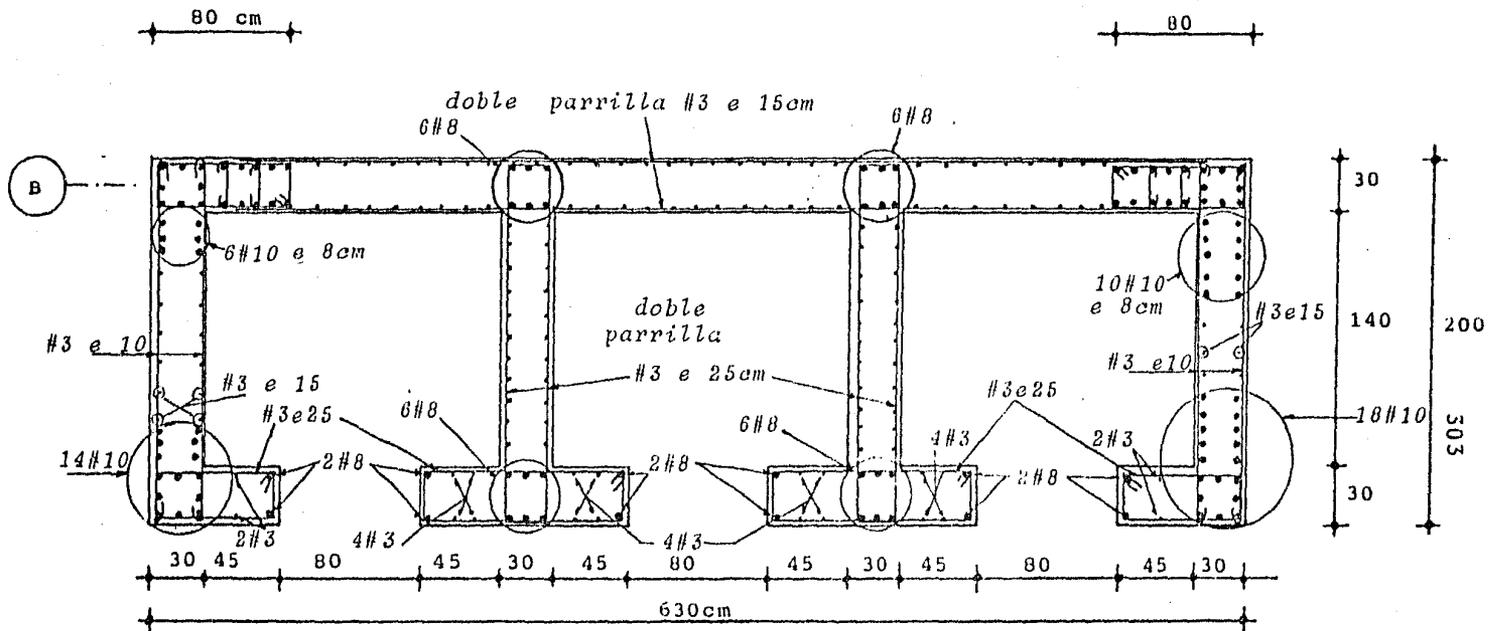
19#12
4E#4e6

Materiales:

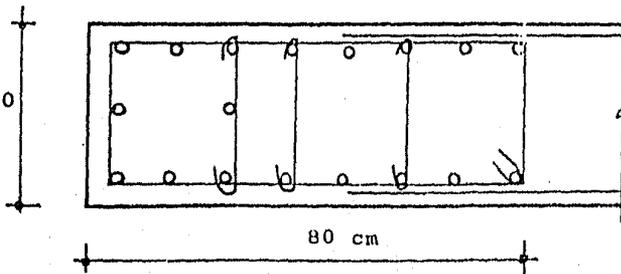
$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$

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

ARMADO DE MURO DE ELEVADORES DE NIV. 6 A NIV.11



Armado de los extremos del muro del eje B

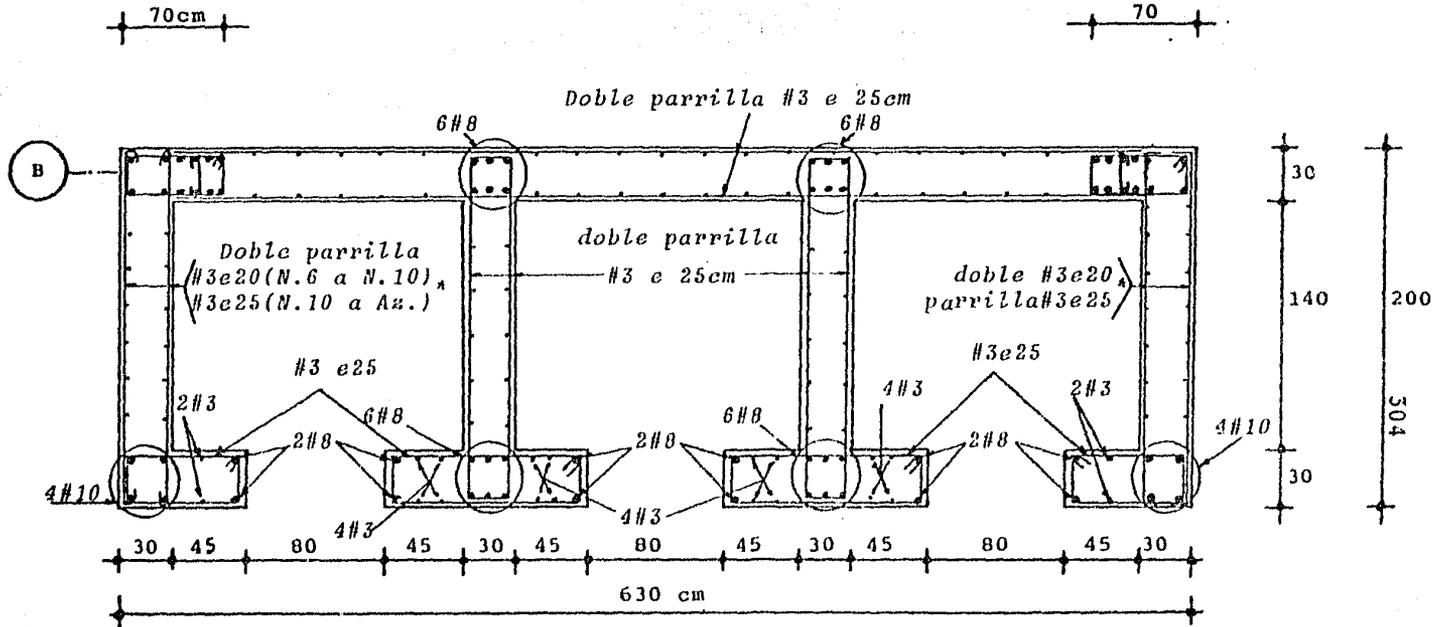


18 varas #10
4E #4 e 6cm

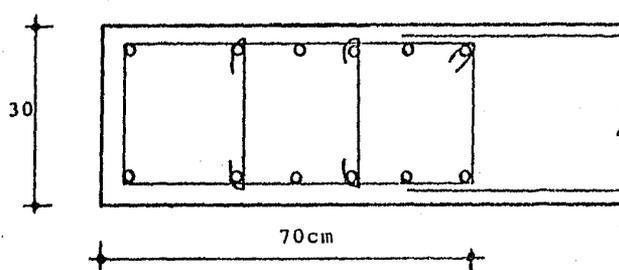
Materiales:

$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

ARMADO DE MURO DE ELEVADORES DE NIV. 11 A NIV. AZOTEA



Armado de los extremos del muro del eje B



Materiales:

12 vars # 10 $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

3 E # 4 e 6 cm $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CAPITULO VIII

CIMENTACIONES

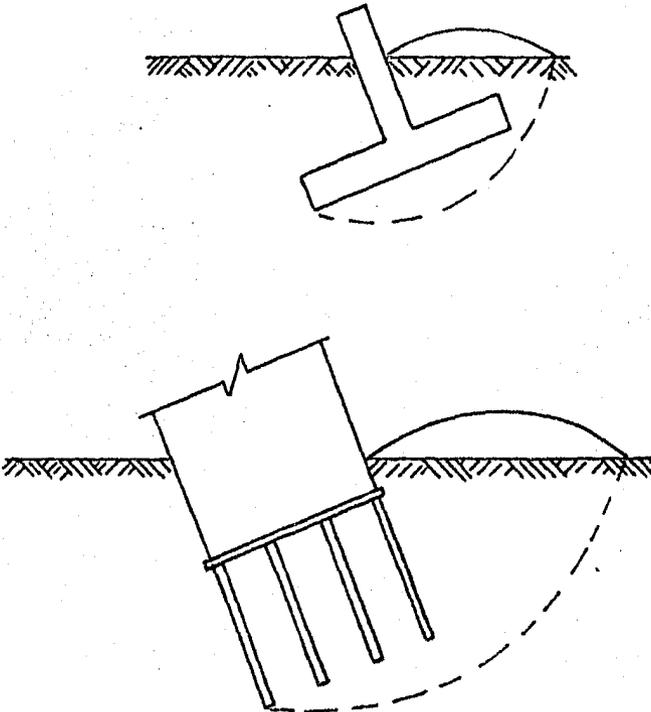
Una cimentación es la parte de la estructura que le proporciona apoyo a la misma y a sus cargas.

Incluye el suelo o roca y a las partes de la estructura que sirven para transmitir las cargas.

Todas las obras de ingeniería civil se desplantan sobre o - bajo la superficie del terreno y requieren de una cimentación -- apropiada que proporcione seguridad y buen comportamiento a cos-- tos razonables.

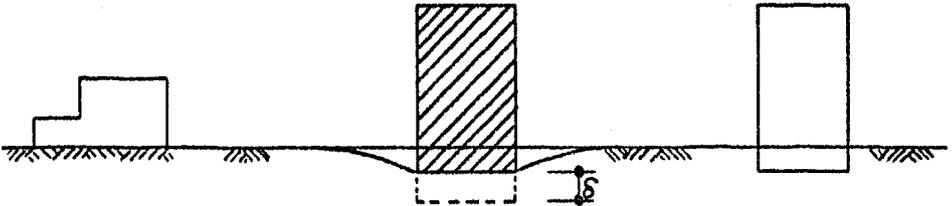
Para que una cimentación sea adecuada para una estructura de be cumplir con los siguientes requisitos:

- 1.- Soportar la estructura sin una falla por cortante.



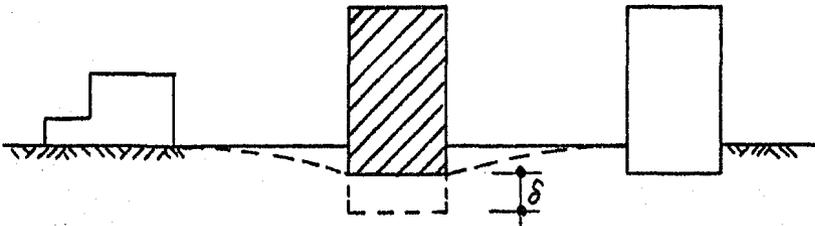
2.- Los asentamientos totales y diferenciales bajo las cargas de trabajo deberán ser tolerables (no deben exceder los límites permisibles), para la estructura propia y para las estructuras adyacentes.

a) Asentamiento total

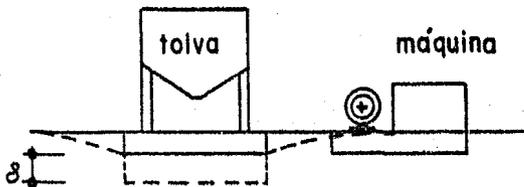


δ = asentamiento total

permisible si es tolerable para la estructura propia.

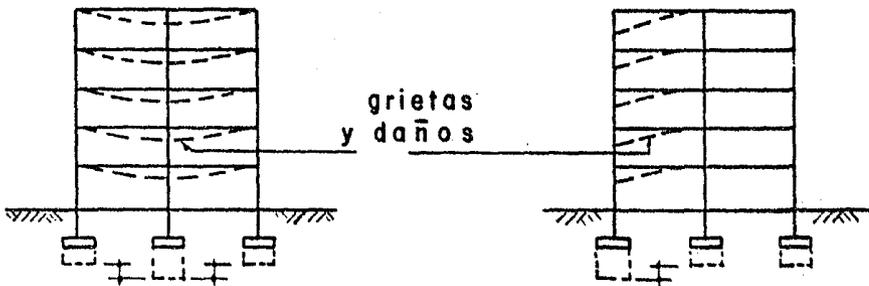
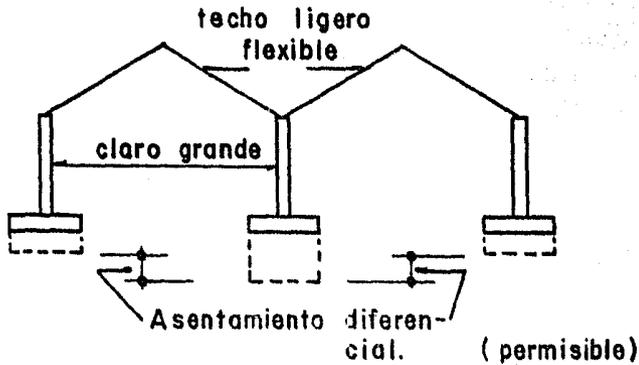


No permisible aún si es permisible para la estructura propia.



No permisible por la presencia de máquina

b) Asentamiento diferencial



Asentamiento diferencial.- no permisible por la presencia de grietas y daños.

3.- Deberá localizarse y protegerse adecuadamente contra probables agentes externos que puedan comprometer su comportamiento, y por lo tanto de la estructura que sostiene.

Estos requisitos son independientes uno del otro, pero los tres deben satisfacerse, es decir, que si sólo dos de ellos se cumplen la cimentación resultará inadecuada.

Es frecuente que para una estructura existan varias alternativas de cimentación igualmente seguras, entre las que debe elegirse la más apropiada al caso. Esta será la que además de cumplir con los requisitos básicos de seguridad, mencionados anteriormente, sea la más económica y de fácil realización.

Capacidad de carga contra falla por cortante:

La presión actual aplicada sobre el suelo por la cimentación, debe tener un factor de seguridad, normalmente de 3, (F.s = 3), -- con respecto a la capacidad de carga última del suelo.

Los análisis deben hacerse considerando la condición de carga estática y su combinación con cargas accidentales, la omisión de esto puede conducir a fallas.

La capacidad de carga del suelo depende de:

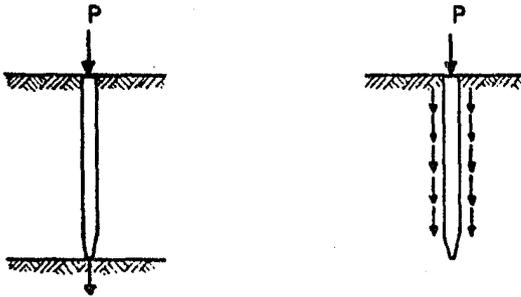
- a) Los parámetros de resistencia al corte del suelo, cohesión y -- ángulo de fricción interno.
- b) Confinamiento del suelo a nivel de desplante de la cimentación, es decir la presión efectiva.
- c) En el caso de cimentación superficial las dimensiones de la zapata o losa corrida.

Cimentaciones Profundas.

Cuando las capas del subsuelo cercanas a la superficie son muy compresibles formadas por arcilla muy blanda, suelos orgánicos y turba o limo y arena en estado suelto, se utilizan cimientos profundos, que transmiten parte o todo el peso del edificio a estratos profundos resistentes o menos compresibles que los superiores.

Pilotes

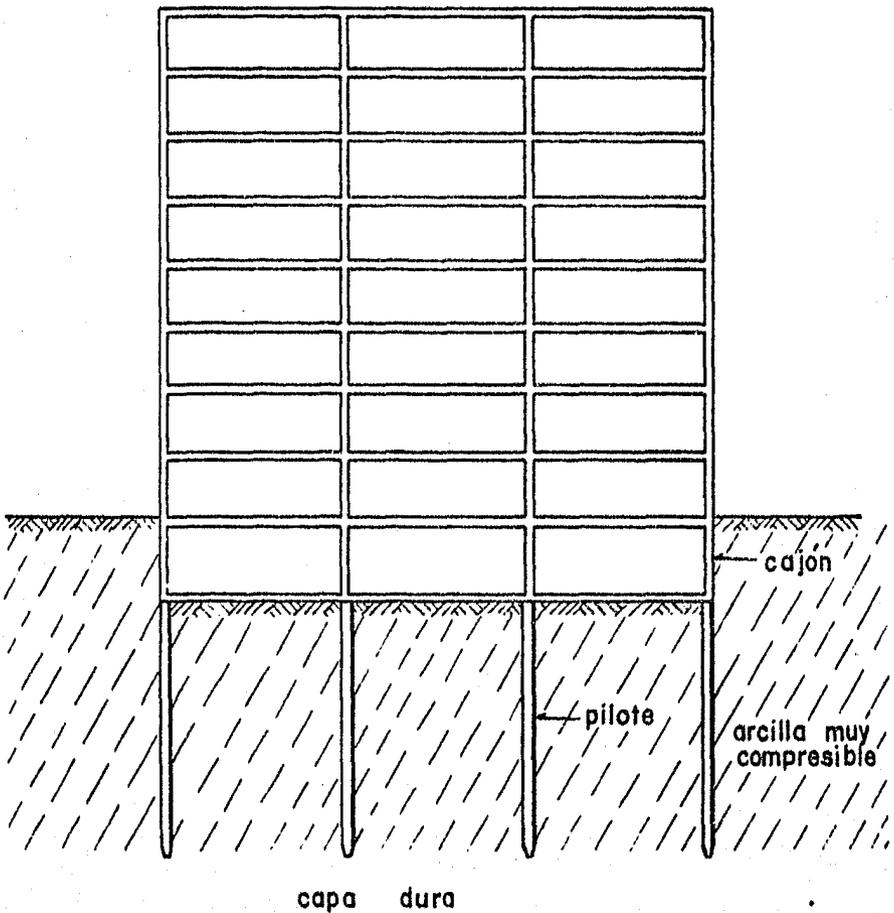
Son miembros estructurales con dimensiones pequeñas en su sección transversal comparadas con su longitud y que transmiten su carga al terreno resistente a través de su punta y/o por fricción en su superficie



Pilotes de adherencia o fricción; transmiten al subsuelo la carga, a través de la superficie lateral, siendo la carga transmitida en la punta sólo una fracción pequeña de la total generalmente despreciable. Cuando la fuerza resistente del terreno se debe a la cohesión (arcilla), se les denomina pilotes de adherencia. Si la fuerza resistente se debe a la fricción entre pilote y suelo granular se les llama pilotes de fricción.

En la ciudad de México donde el subsuelo es muy compresible, los pilotes de adherencia o fricción se utilizan junto con un cajón (compensa parte del edificio). La parte no compensada es transmitida a los pilotes para evitar asentamientos intolerables.

Esta solución tiene como ventajas: a) reducir la profundidad de excavación y por lo tanto, el costo y facilidad de construcción que es el caso de una cimentación totalmente compensada; b) que el edificio se hunda con la misma velocidad que la superficie del terreno.

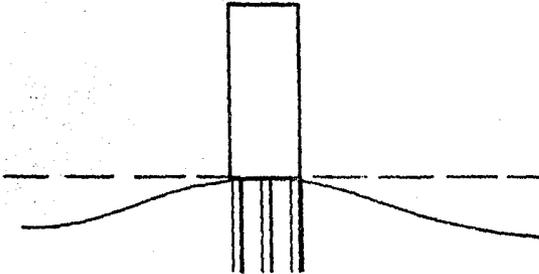


Pilotes de punta.

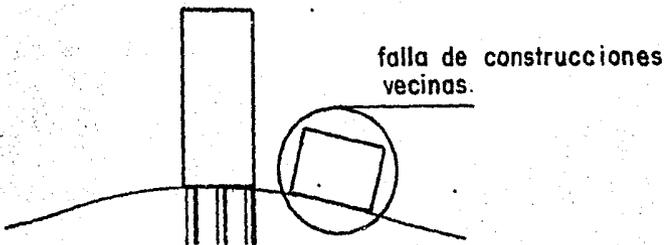
Transmiten todo o la mayor parte del peso del edificio por la base a la roca o estrato de suelo muy resistente.

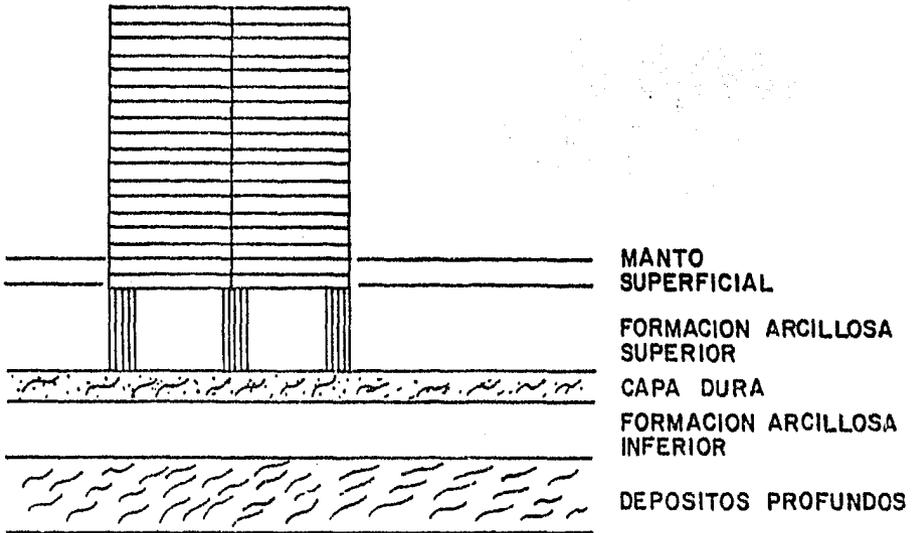
Presentan los siguientes inconvenientes.

- a). El hundimiento regional, que hace que con el tiempo el edificio emerja



- b). Causan daños a las construcciones vecinas cuando estas están cimentadas por superficie y aún sobre pilotes de adherencia.



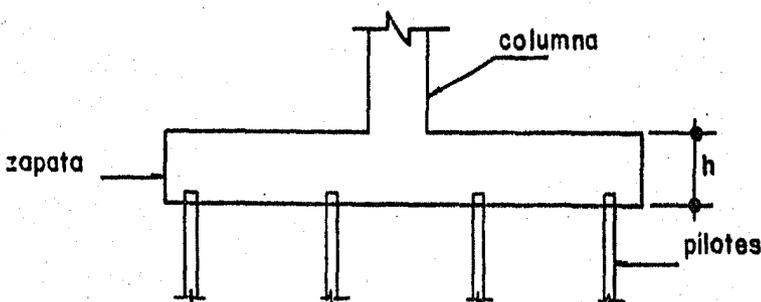


EDIFICIO CON PILOTES DE PUNTA LOCALIZADO EN LA ZONA CENTRICA DE LA CIUDAD DE MEXICO

En el diseño de pilotes de punta se debe tomar en cuenta el efecto de fricción negativa en zonas con hundimientos regionales - producidos por la consolidación de la arcilla del estrato de apoyo.

Se usan cuando la estratigrafía del subsuelo consiste de: - a) un estrato de alta a muy alta compresibilidad, que le subyace suelo competente (como un depósito profundo), b) Un estrato de espesor limitado (pero suficiente para apoyar pilotes de punta), que le subyace depósito de compresibilidad media o baja.

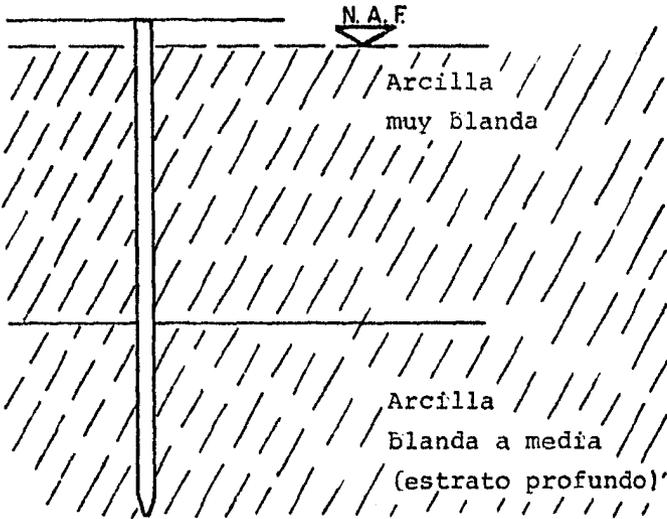
Para el primer caso (depósito profundo), cada columna puede tener una zapata que apoyará sobre los pilotes.



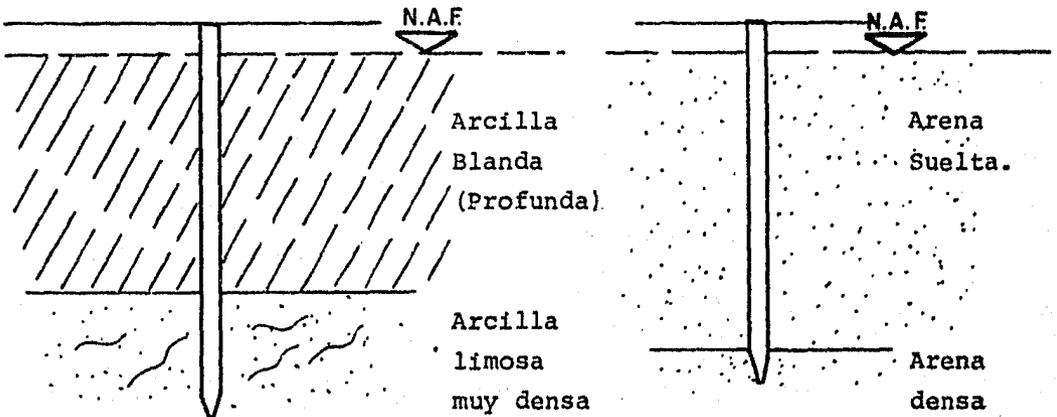
En el segundo caso, (b), por la presencia del estrato del suelo compresible, los pilotes deben distribuirse bajo una losa de cimentación, para reducir asentamientos diferenciales. Se deben re-
visar el asentamiento total y diferencial, estos últimos pueden re-
ducirse rigidizando la losa.

Uso de pilotes:

Pilotes de fricción:



Pilotes de punta:



Pilotes mixtos.

Aquéllos en los que el trabajo de adherencia o fricción es tan importante como el de punta.

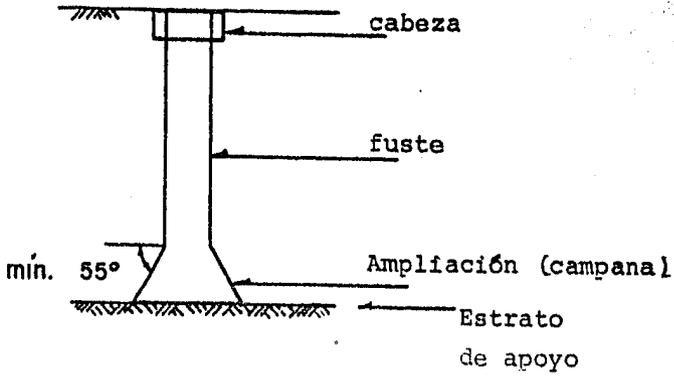
Pilas

Son elementos de dimensiones mayores que las de los pilotes, por lo tanto tienen una capacidad de carga más alta. Se construyen excavando un agujero en el suelo y rellenándolo de concreto. Existen varios métodos de excavación, incluyendo el uso previo de un cilindro que forma después la pared exterior de la pila. Las condiciones del subsuelo y los procedimientos constructivos son factores determinantes para decidir su uso.

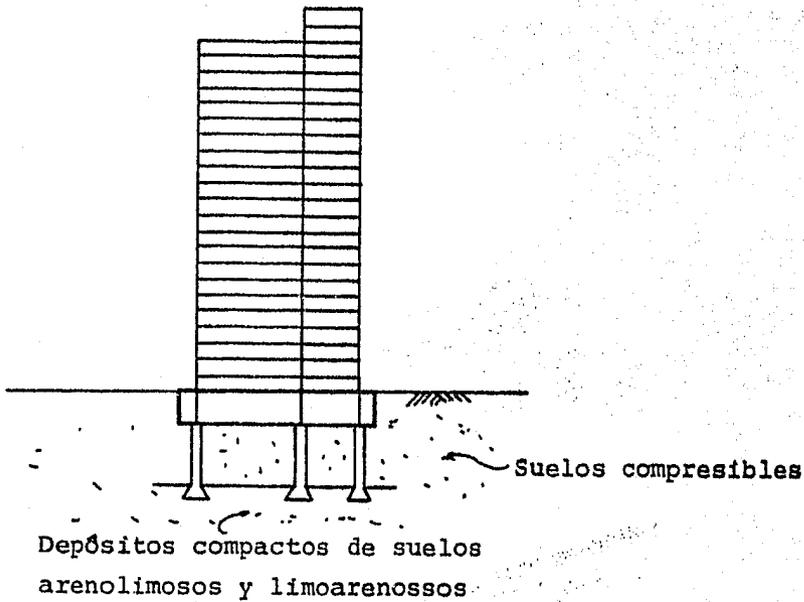
Generalmente las pilas presentan dimensiones mayores de 60 cm (se considera pilote menor que 60 cm).

Se utilizan para soportar cargas muy altas (500 ton. ó más); se desplantan sobre roca o depósitos muy compactos, profundos.

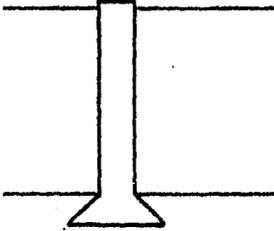
Los asentamientos totales y diferenciales son despreciables en el caso de pilas.



configuración de una pila

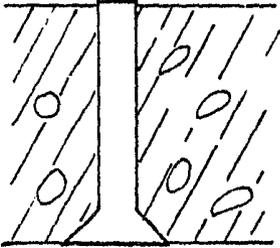


CIMENTACION DE UN EDIFICIO CON PILAS

USO DE PILAS:

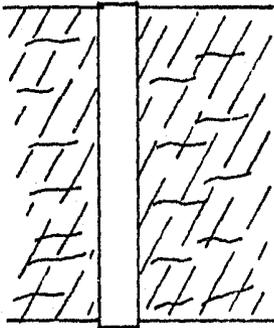
Arcillas blandas
o arcillas firmes
expansivas

Arcilla muy
firme a dura



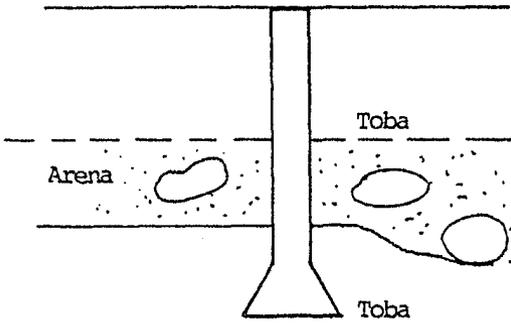
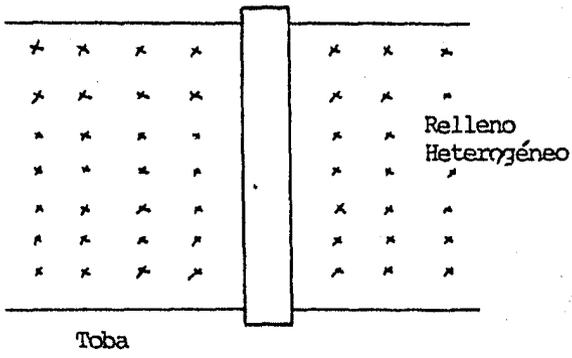
Suelo
Compresible
con boleos.

Roca.

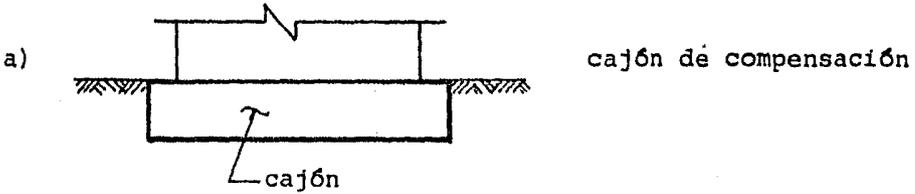


Suelo
Compresible

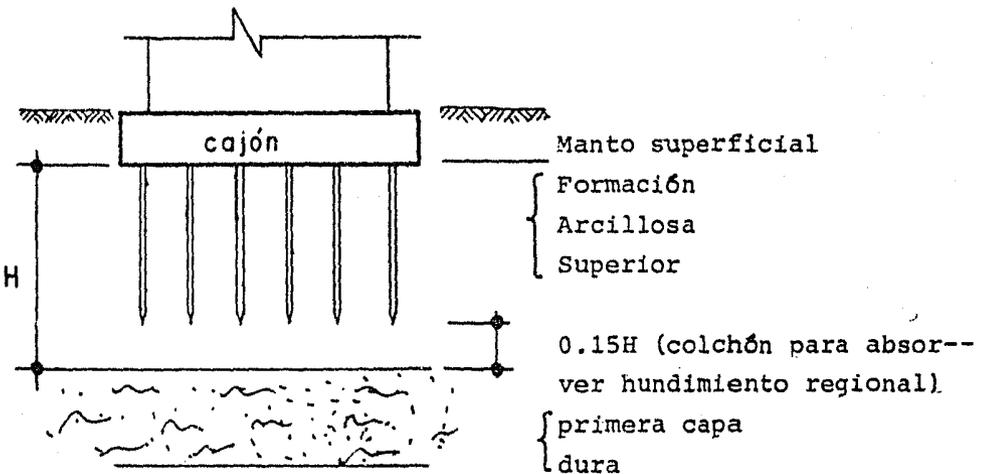
Roca



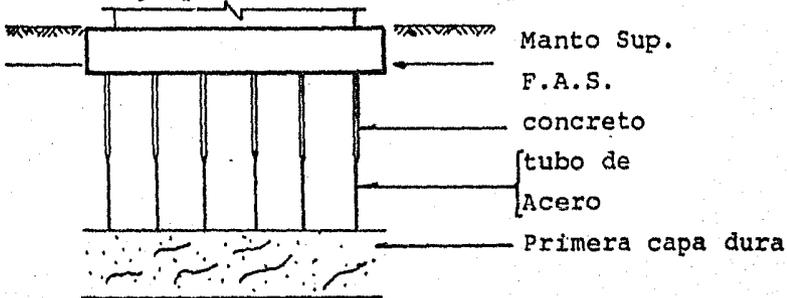
Tipo de cimentación para edificios altos (más de cuatro niveles) en la ciudad de México (zona del lago).



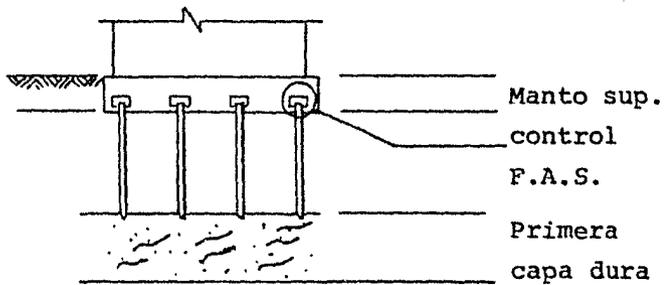
b) Cajón de compensación con pilotes de fricción



c) Pilotes tipo penetración fricción-punta.



d) Pilotes de punta con control en la cabeza.



Asentamientos.

Las alternativas de cimentación seguras contra falla por resistencia al corte del subsuelo, no necesariamente lo son en cuanto a fallas por deformaciones excesivas del mismo, pues éstas pueden resultar intolerables por las estructuras. A este respecto, deberá tenerse presente que las deformaciones no sólo serán tolerables por la estructura en estudio sino también por las obras colindantes y el funcionamiento de ambas; es más, también debe preverse que las deformaciones-hundimientos o expansiones-no afecten la apariencia arquitectónica del edificio, esta condición es importante para evitar la sensación de inseguridad en el usuario.

Un factor muy importante que debe cuidarse en las cimentaciones es el que se refiere a los asentamientos tolerables. En la Ciudad de México existen edificios que presentan fuertes desplazamientos y asentamientos diferenciales que afectan hasta los aspectos más simples de su funcionamiento, a un grado tal que se extreman los cuidados para evitar que se desplace el mobiliario rodante.

Las causas de asentamiento de estructuras son muy diversas, siendo frecuente la combinación de dos o más de ellas.

Entre las causas de asentamiento pueden citarse:

- a) Peso propio de la estructura
- b) Recuperación de expansiones generadas en excavaciones
- c) Sismo y vibración, cuando generan licuación
- d) Saturación del terreno, por inundación, riego de jardines, fuga de instalaciones sanitarias, etc.
- e) Contracción de arcillas por secado
- f) Extracción de agua del subsuelo
- g) Falta o pérdida de apoyo lateral
- h) Erosión del subsuelo
- i) Asentamiento de construcciones. Sobrecargas vecinas
- j) Remoldeo de arcillas
- h) Fallas de techos de minas o cavernas
- l) Degradación de materia orgánica
- m) Hundimiento regional

Las deformaciones que pueden predecirse con mayor grado de aproximación son las producidas por el peso propio de la estructura

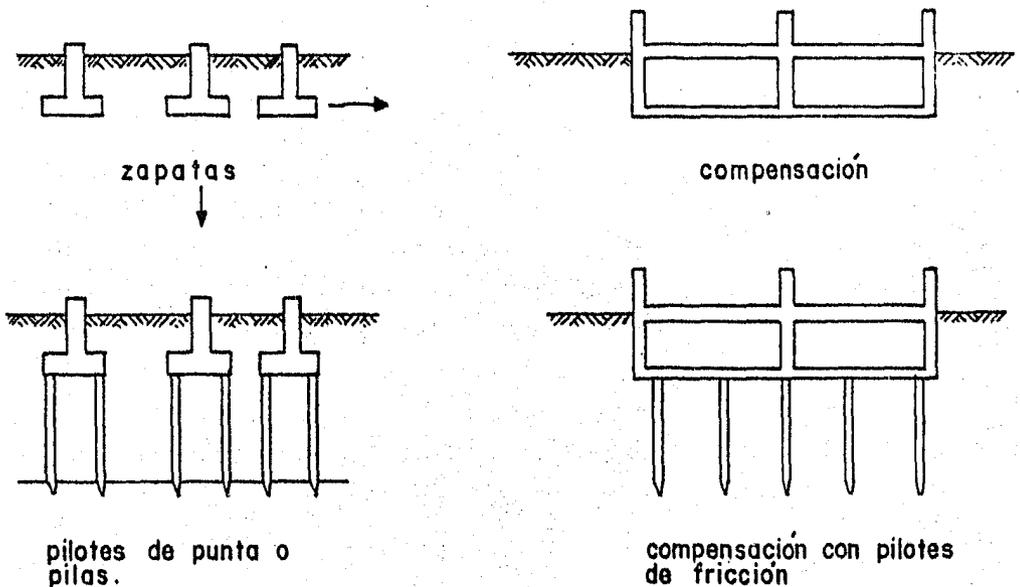
ra. Entre ellas deben diferenciarse las que ocurren a corto y - largo plazo.

La magnitud tolerable de los asentamientos totales y diferen- ciales depende de los requerimientos estructurales y arquitectóni- cos y la ubicación de la estructura con respecto a las estructu- ras vecinas.

La mayoría de las fallas de cimentaciones se deben a asenta- mientos excesivos que son intolerables por la estructura que so- portan. Son menos frecuentes las fallas por resistencia al corte del subsuelo, ya que para llenar este requisito usualmente se -- aplican márgenes de seguridad amplios.

Generalmente los asentamientos totales pueden reducirse cam- biando el tipo de cimentación, por ejemplo de zapatas a pilas o - pilotes, de zapatas a cajón de compensación, con o sin pilotes de fricción, dependiendo los anteriores de las condiciones del sub- suelo.

La reducción del asentamiento diferencial se logrará general- mente rigidizando la estructura de cimentación.



DISEÑO DE LA CIMENTACION (Edificio con trabes y losas).

El diseño de la cimentación está basado en un estudio de mecánica de suelos de un edificio ubicado en Av. Insurgentes sur No. 694 y que corresponde a la zona II.

A continuación se presentan algunos datos de este estudio.

ANALISIS DE LA CIMENTACION.

De acuerdo a la estratigrafía y propiedades del subsuelo, y a la estructuración y alta concentración de cargas en columnas del edificio, se considera conveniente y propone una cimentación profunda a base de pilas apoyadas en los Depósitos Profundos, desplantadas a 17m bajo el nivel de banqueta.

En este caso la emersión de la estructura por hundimiento regional del terreno adyacente es improbable por:

a) Presencia de un manto colgado de agua, condición hidráulica que se conoce existe en la zona desde más de 10 años, de donde debe haber alcanzado un equilibrio. Por tanto el abatimiento de los niveles piezométricos y los hundimientos asociados a él sólo pueden progresar a partir del nivel freático continuo, abatido por debajo del desplante de la cimentación.

b) Comportamiento observado de otros edificios cercanos cimentados en forma similar, que no acusan emersión alguna a simple vista. Tal es el caso del Hotel de México, cuya construcción se inició en 1968.

CONCLUSIONES.

a) El subsuelo corresponde a la zona de Transición o Zona II del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, constituido por una cubierta de relleno de espesor menor que un metro sobre el Manto Superficial de suelos arenosos sueltos y arcillosos-suaves a firmes, que descansa a profundidades de 3.4 a 4.65m sobre la Formación Arcillosa de consistencia suave a media. A partir de 14.5m de profundidad, y por debajo del fondo de los sondeos, se extienden los Depósitos Profundos areno-limosos y limo-arenosos semicompactos a muy compactos.

b). Del estudio y construcción de otros edificios en la zona, se conoce la existencia de un manto colgado de agua confinado por la Formación Arcillosa, que en el sitio define su superficie libre a 2.5m bajo la superficie del terreno. El nivel freático continuo se ha abatido a profundidad en los Depósitos Profundos.

c). La cimentación que se considera más conveniente para el edificio en proyecto es del tipo profundo, mediante pilas apoyadas en los Depósitos Profundos.

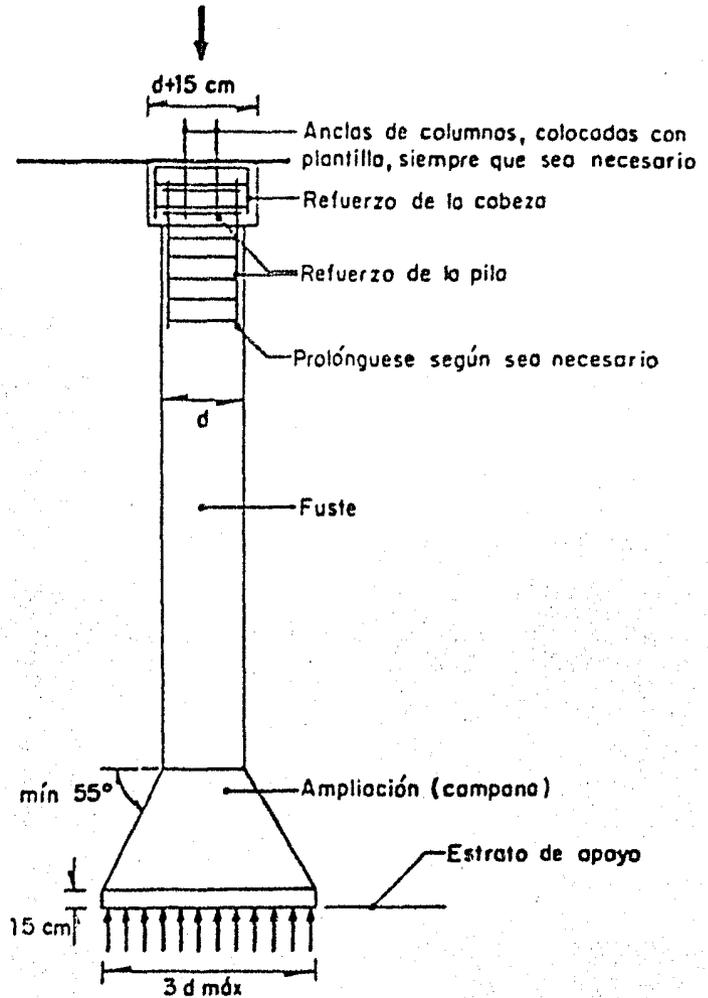
RECOMENDACIONES.

a) La cimentación consistirá en pilas de concreto reforzado coladas in situ, dispuestas una bajo cada columna y alineadas bajo muros según convenga estructuralmente. La profundidad de desplante de las pilas será de 17m a partir del nivel medio de banqueta, -- condición que deberá cumplirse con precisión para aprovechar óptimamente el espesor de la capa compacta de apoyo.

b) Para el diseño de la cimentación sometida a carga muerta más viva de intensidad máxima, la presión de contacto de la base de las pilas con el terreno será de 280 ton/m^2 . Bajo la acción simultánea de cargas permanentes y accidentales por sismo esta presión podrá incrementarse en un 25%.

c) Las pilas tendrán un fuste de la sección transversal mínima -- por requisitos estructurales y/o constructivos y, cuando sea necesario, una ampliación de campana en su base. La inclinación de la generatriz de la campana respecto a la horizontal será por lo menos de 60° .

Las pilas son elementos semejantes a los pilotes. Son elementos-estructurales sometidos a compresión que transmiten las cargas directamente a estratos resistentes y profundos del suelo. Mediante una perforación previa en el suelo, se cuelan en el lugar, con o sin refuerzo de acero. Suelen ser de sección circular por su facilidad de construcción. Los diámetros mínimos suelen ser de 0.80m.



Configuración de una Pila.

Presentan las siguientes ventajas con respecto a los pilotes.

- Se pueden construir en suelos que presenten cierta resistencia a la penetración de los pilotes.
- No causa vibración o desplazamiento en el suelo.
- El equipo es más liviano.
- Se puede comprobar la resistencia de la capa de desplante.

La superficie de apoyo se puede aumentar mediante taludes apropiados en la parte inferior de la pila. Esta solución es recomendable en terrenos consistentes, ya que requiere de muchas precauciones. Si se procede con la ampliación de la base, la supervisión debe ser rigurosa a efecto de asegurarse que el área de la superficie de apoyo corresponde efectivamente a la de diseño.

El proceso de diseño de las pilas sigue la siguiente secuela:

- Cálculo de las cargas de cimentación.
- Definir la capacidad de carga del estrato de apoyo.
- Definición de la carga por pila y proceder al dimensionamiento de pilas.
- Análisis y dimensionamiento de las zapatas y trabes de cimentación que se apoyan en las pilas.
- Análisis ante posibles fuerzas de tensión en las pilas.
- Cálculo de asentamientos.

Para el diseño de la pila se procede como si fuera una columna -- corta ya que el suelo confina el elemento aumentando en cierta manera la resistencia a la compresión del concreto.

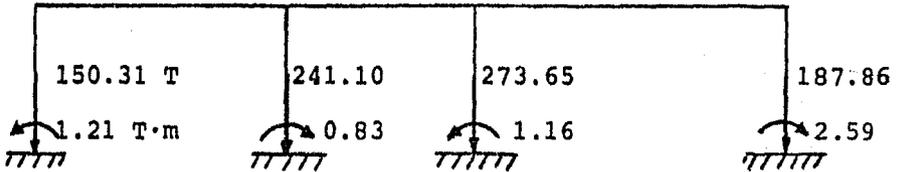
Si la pila se proyecta fuera del suelo, se analizará considerando posibles efectos de esbeltez.

En algunos casos la pila podrá resistir momentos flexionantes, -- siempre que se haya diseñado para esa condición. De cualquier manera no es conveniente que sean de gran magnitud.

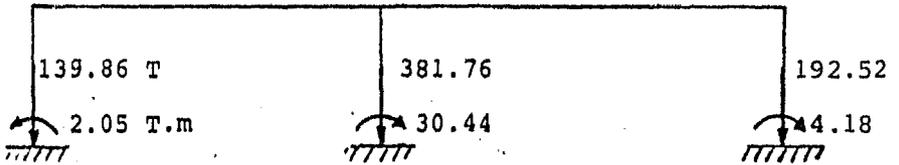
Para el edificio en estudio se diseñarán las pilas como columnas cortas y los momentos producidos por el sismo serán tomados por -- contratraves.

ELEMENTOS MECANICOS POR C.V. PARA CIMENTACION.
(ESTRUCTURA DE TRABES Y LOSAS)

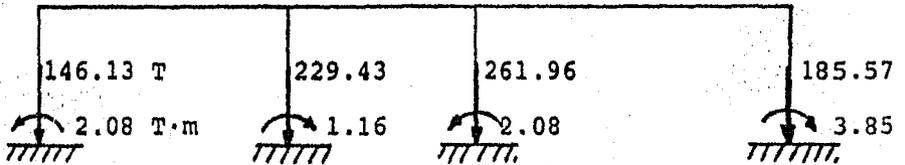
EJES A y D



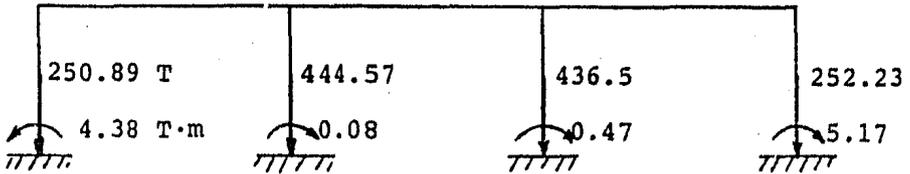
EJE B



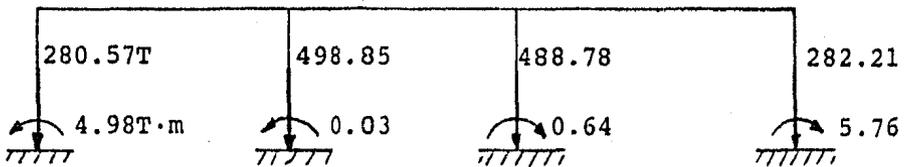
EJE C



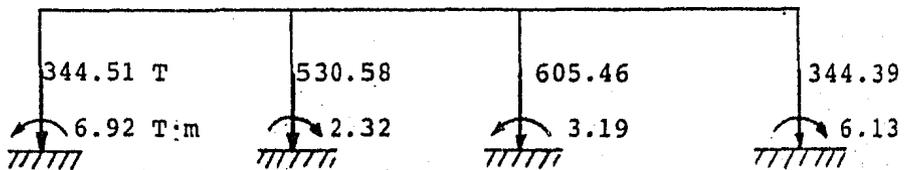
EJE 1



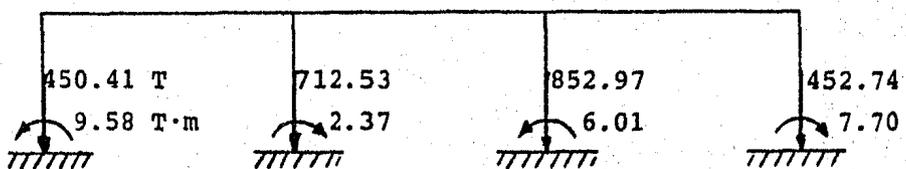
EJE 4



EJE 2

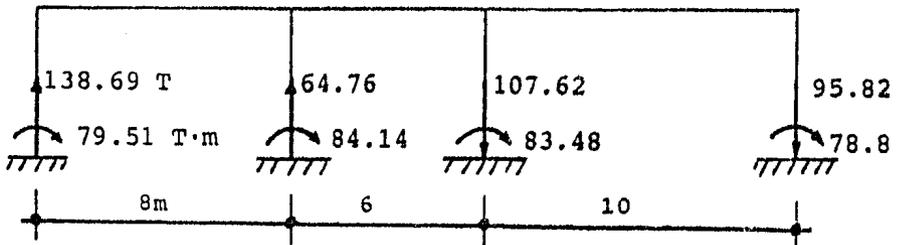


EJE 3

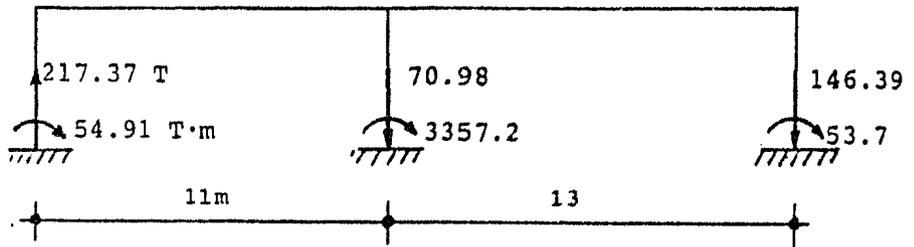


ELEMENTOS MECANICOS DEBIDOS A SISMO PARA CIMENTACION.

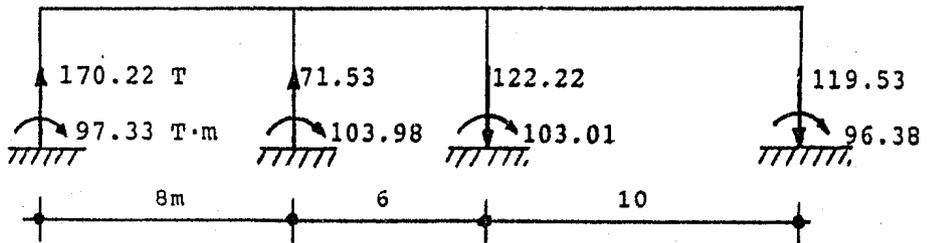
EJE A



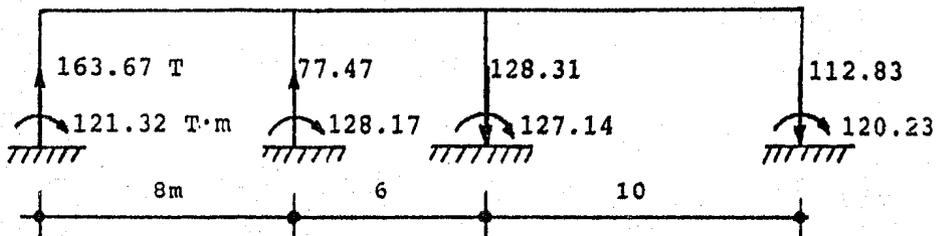
EJE B



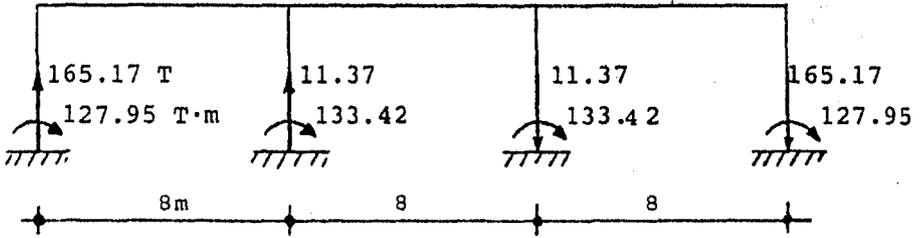
EJE C



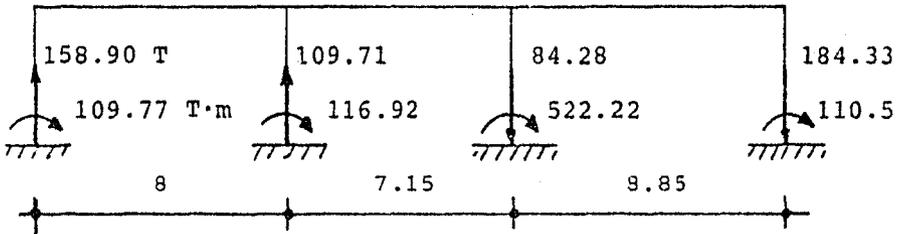
EJE D



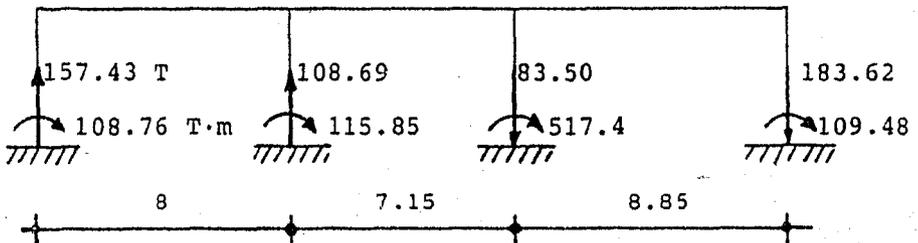
EJE 1



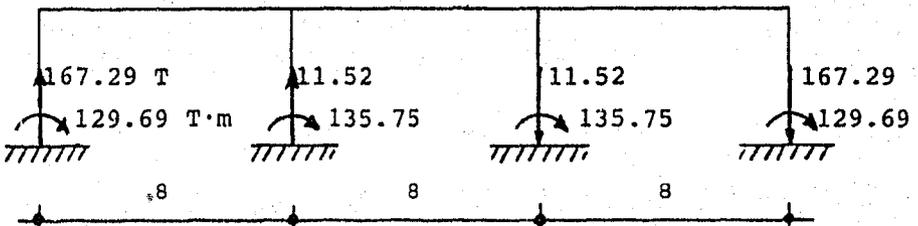
EJE 2



EJE 3



EJE 4



DISEÑO DE PILAS.

Elementos mecánicos:

Columna	Pcv _x	Pcv _y	p.p.	P _T	Ps _x	Ps _y
1-A	150.31	252.23	153.4	555.94	-155.07	-192.05
2-A	241.10	344.39	153.4	738.89	- 59.43	-174.87
3-A	273.65	452.74	153.4	879.79	105.81	-173.25
4-A	187.86	282.21	153.4	623.47	108.68	-194.55
1-B	139.86	436.5	153.4	729.76	-258.81	3.93
2-B	151.02*	605.46	378.25	1134.73	-403.19	-146.78
3-B	230.74*	852.97	378.25	1461.96	490.25	-145.42
4-B	192.52	488.78	153.4	834.7	171.75	3.92
1-C	146.13	444.57	153.4	744.1	-190.31	- 3.93
2-C	229.43	530.58	153.4	913.41	- 65.2	97.51
3-C	261.96	712.53	153.4	1281.29	120.23	96.61
4-C	185.57	498.85	153.4	837.82	135.28	- 3.92
1-D	150.31	250.89	153.4	554.6	-188.66	192.05
2-D	241.10	344.51	153.4	739.01	- 69.28	224.14
3-D	273.65	450.41	153.4	877.46	125.5	223.06
4-D	187.86	280.57	153.4	621.83	132.44	194.55

NOTA:

Obsérvese que no se producen tensiones debido al efecto del sismo.

* descargas sobre los ejes 2 y 3 del muro marco eje B. Se obtuvo haciendo suma de fuerzas verticales en cada crujía.

En la tabla:

Pcv = descarga debida a carga vertical en x o en y, en toneladas.

Ps = descarga debida a sismo, en toneladas.

p.p. = peso propio de columnas y muros.

$P_T = Pcv_x + Pcv_y + p.p.$

A continuación se muestran los elementos mecánicos de diseño.

Pu_1	Pu_2	D_T	D_R	d_t	d_r
822.79	778.32	1.88	2.00	0.91	0.95
1005.14	1034.45	2.17	2.20	1.02	1.00
1158.34	1231.71	2.37	2.40	1.11	1.10
899.82	872.86	1.99	2.00	0.95	0.95
1087.43	1021.66	2.16	2.20	1.04	1.00
1691.71	1588.62	2.69	2.70	1.30	1.30
2147.43	2046.74	3.05	3.10	1.46	1.45
1107.10	1168.58	2.31	2.40	1.08	1.10
1027.85	1041.74	2.18	2.20	1.02	1.00
1112.01	1278.77	2.41	2.40	1.13	1.10
1541.67	1793.81	2.86	2.90	1.34	1.30
1070.41	1172.95	2.31	2.40	1.08	1.10
821.32	776.44	1.88	2.00	0.91	0.95
1059.47	1034.61	2.17	2.20	1.03	1.00
1210.57	1228.44	2.36	2.40	1.11	1.10
898.02	870.56	1.99	2.00	0.94	0.95

En la tabla:

Pu_1 = carga debido a la combinación: (CM+CV+SISMO)1.1, en ton.

Pu_2 = carga debido a la combinación: (CM+CV)1.4, en ton.

D_T = diámetro inferior de la pila, teórico, (en metros).

D_R = diámetro real inferior, en m.

d_t = diámetro teórico superior, en m

d_r = diámetro real superior, en m.

La capacidad del terreno usada es $q = 280 \text{ T/m}^2$ para carga vertical y $q = 1.25 \times 280 = 350 \text{ T/m}^2$ para sismo.

Se puede observar que para obtener los diámetros de las pilas rigide $q = 280 \text{ T/m}^2$ puesto que las cargas últimas debidas a sismo y a carga vertical casi son iguales.

$$A = \frac{Pu}{q} \quad \text{pero} \quad A = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}}$$

$$\therefore D = \sqrt{\frac{4 Pu}{\pi q}}$$

Diseño:

Se diseñarán como columnas cortas sujetas a carga axial y a un momento debido a excentricidad accidental.

$$e_{acc} = 0.05D$$

$$M = P_u e_{acc}$$

Columna	Pu	Mu	K	R
1-A	822.79	37.03	0.8	0.04
2-A	1034.45	57.72	0.81	0.05
3-A	1231.71	67.74	0.8	0.04
4-A	899.82	42.74	0.78	0.04
1-B	1087.43	54.37	0.85	0.04
2-B	1691.71	109.96	0.79	0.04
3-B	2147.43	155.69	0.8	0.04
4-B	1168.58	64.27	0.76	0.04
1-C	1041.74	52.09	0.82	0.04
2-C	1278.77	70.33	0.83	0.04
3-C	1793.81	116.6	0.83	0.04
4-C	1172.95	64.51	0.76	0.04
1-D	821.32	36.96	0.8	0.04
2-D	1059.47	52.97	0.83	0.04
3-D	1228.44	67.56	0.8	0.04
4-D	898.02	42.66	0.78	0.04

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

$$\text{Con } d/D = 0.9$$

y de la fig.12 de--

las NTC-401

tenemos $q = 0.15$

$$p = 0.15 \times \frac{170}{4200}$$

$$p = 0.0061$$

Áreas de acero:

Columna	As (cm ²)	Vars#8
1-A	43.24	10
2-A	47.91	10
3-A	57.97	12
4-A	43.24	10
1-B	47.91	10
2-B	80.97	16
3-B	100.73	20
4-B	57.97	12
1-C	47.91	10
2-C	57.97	12
3-C	80.97	16
4-C	57.97	12
1-D	43.24	10
2-D	47.91	10
3-D	57.97	12
4-D	43.24	10

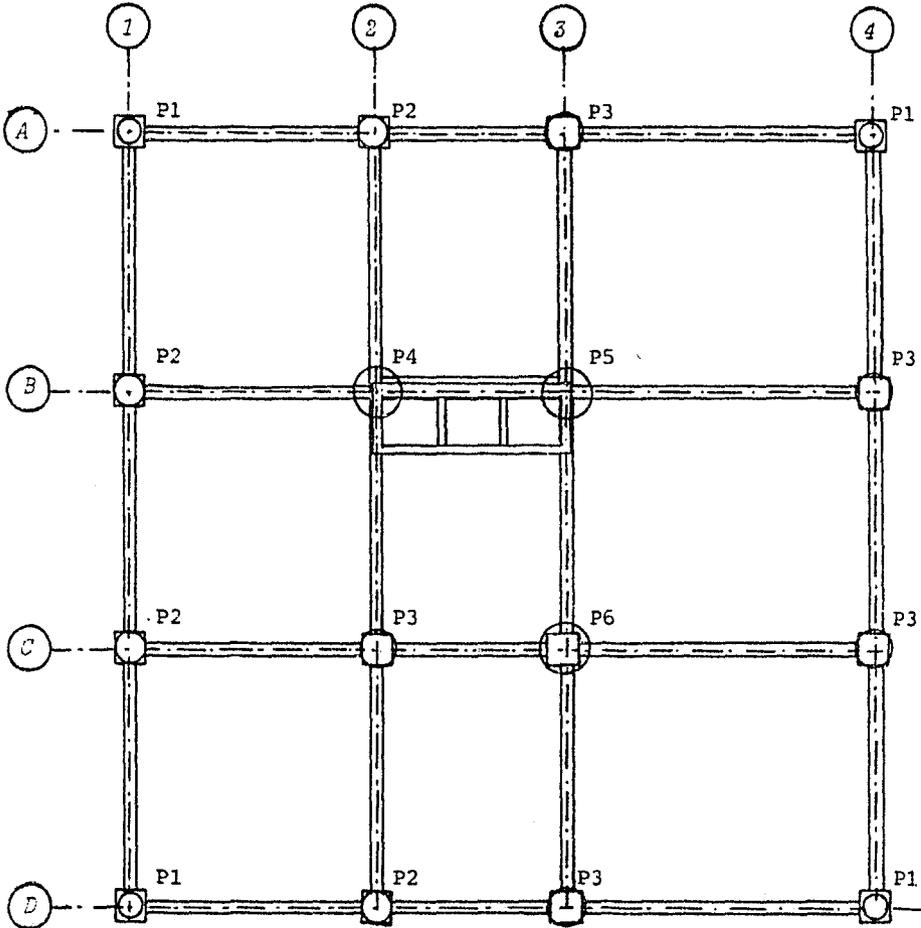
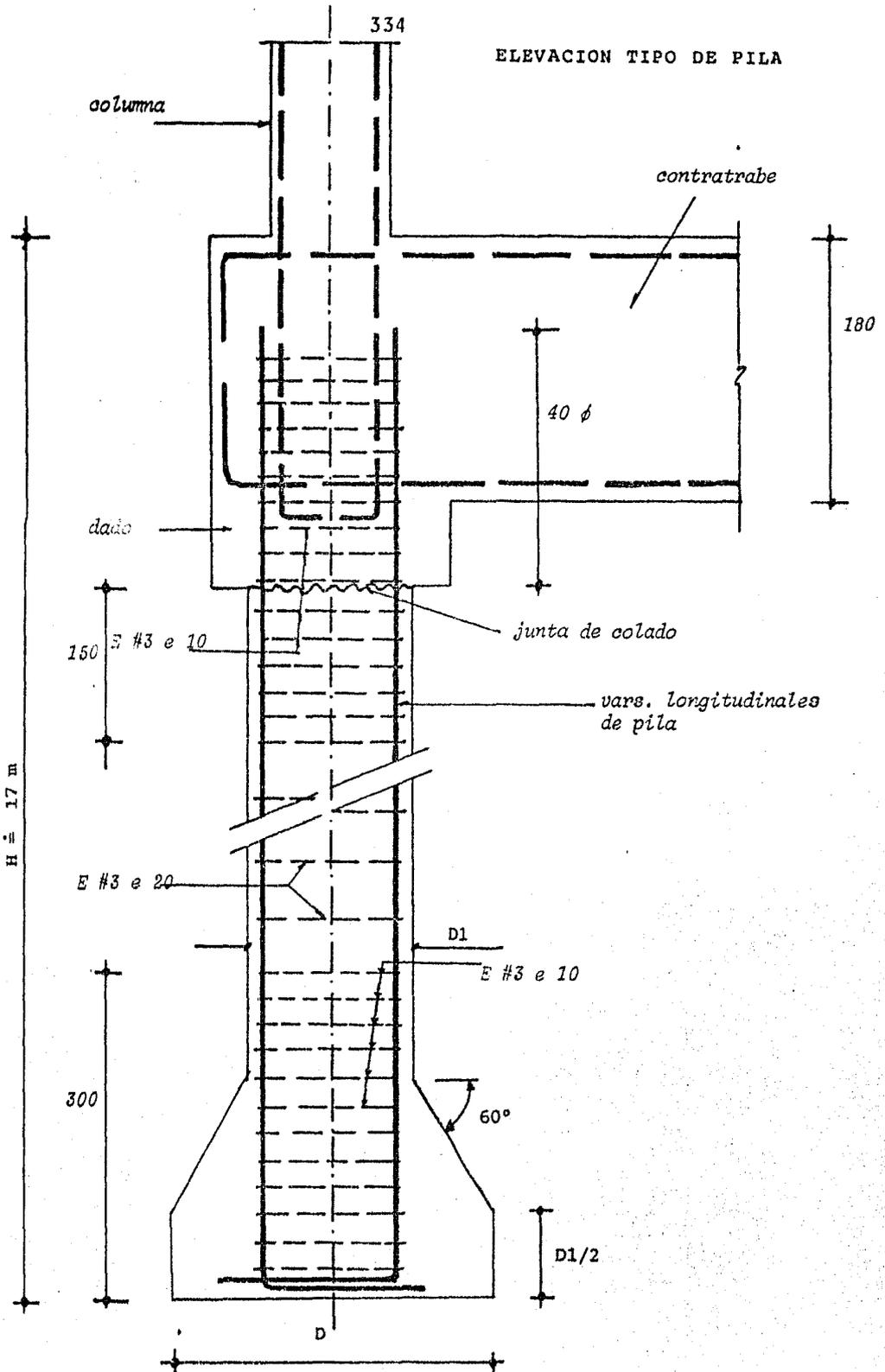


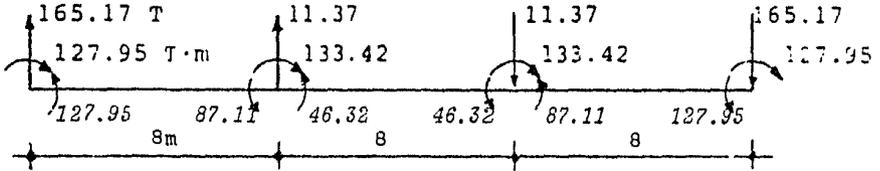
TABLA DE PILAS

TIPO	Diámetro inferior D (m)	Diámetro superior D1 (m)	Refuerzo	Estribos
P1	2.00	0.95	10#8	#3e 20
P2	2.20	1.00	10#8	#3e 20
P3	2.40	1.10	12#8	#3e 20
P4	2.70	1.30	16#8	#3e 20
P5	3.10	1.45	20#8	#3e 20
P6	2.90	1.30	16#8	#3e 20

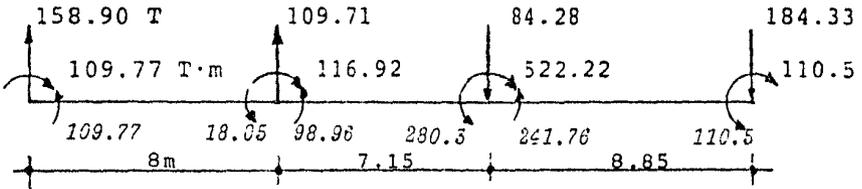
ELEVACION TIPO DE PILA



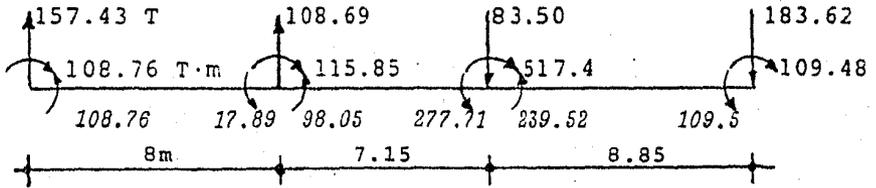
EJE 1



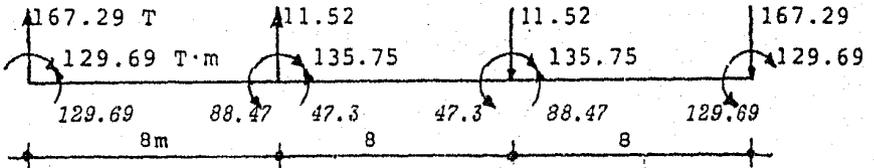
EJE 2



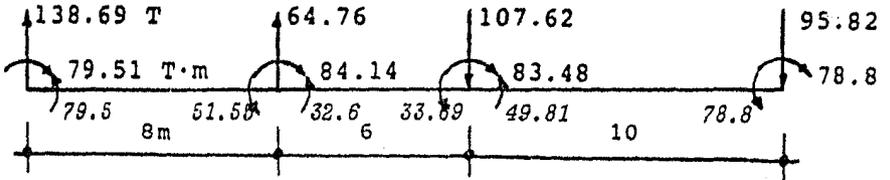
EJE 3



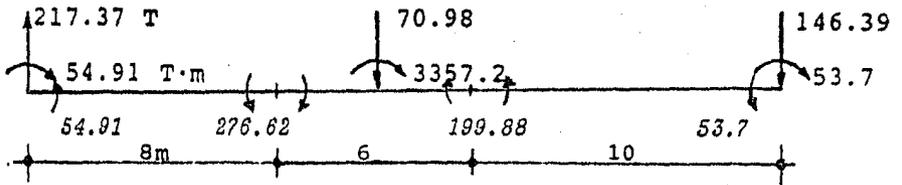
EJE 4



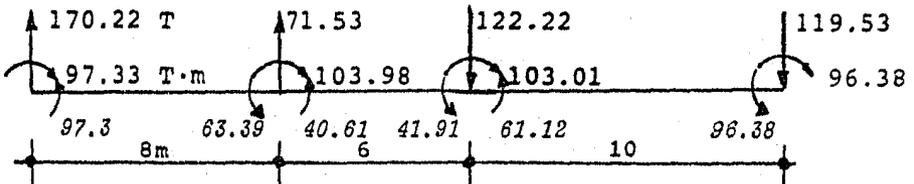
EJE A



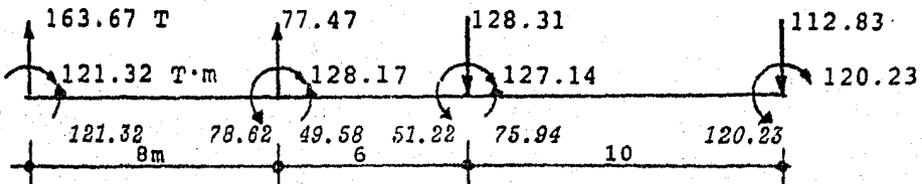
EJE B



EJE C

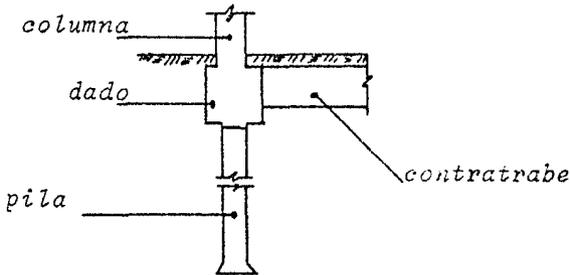


EJE D



DISEÑO DE CONTRATRABES.

Las contratrabes se diseñarán para resistir los momentos sísmicos. Las pilas deben resistir toda la carga axial y una porción muy pequeña del momento, para esto la unión columna-pila-contratrabe debe ser tal que se evite la transmisión de momento a la pila, esta unión debe tener los anclajes adecuados de las varillas de refuerzo.



Dado que el edificio es alto, la función de las contratrabes debe ser rigidizar la cimentación.

Cálculo del peralte:

Ejes numéricos.

Se calculará con el momento máximo de todas las contratrabes, que para este caso corresponde a los ejes 2 y 3.

Tomaremos el eje 3:

$$M_{\max} = 277.71 \text{ Tm}$$

$$M_u = 1.1 \times 277.71 = 305.48 \text{ Tm}$$

con un porcentaje de acero $p=0.008$

de gráficas para $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$ y $p=0.008$

$$\frac{M_R}{bd^2} = 27.2$$

Suponiendo $\frac{h}{b} = 4$

$$d=0.9h \quad ; \quad h = \frac{d}{0.9}$$

$$\frac{d}{0.9b} = 4 \quad ; \quad \text{de donde } b = \frac{d}{3.6}$$

$$\therefore bd^2 = \frac{d^3}{3.6}$$

$$d = \left(\frac{305.48 \times 10^5}{27.2} \times 3.6 \right)^{1/3}$$

$$d = 159 \text{ cm}$$

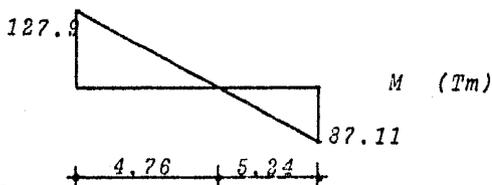
$$h = \frac{159}{0.9} = 177 \text{ cm}$$

Suponer $h = 180 \text{ cm}$

$b = 45 \text{ cm}$ para todas las trabes.

EJE 1 y 4

Crujía 1



$$p_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$

$$d = 168 \text{ cm} \quad A_{s_{\min}} = 19.6 \text{ cm}^2 \quad (3 \text{ vars} \# 10)$$

$$M_u = 1.1 \times 127.9 = 140.69 \text{ T m}$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = 11 ; \quad p = 0.003 ; \quad A_s = 23 \text{ cm}^2 ; \quad \text{usar } 3 \text{ vars } \# 10$$

Cortante:

$$v = \frac{127.9 + 87.11}{8} = 26.9 \text{ ton}$$

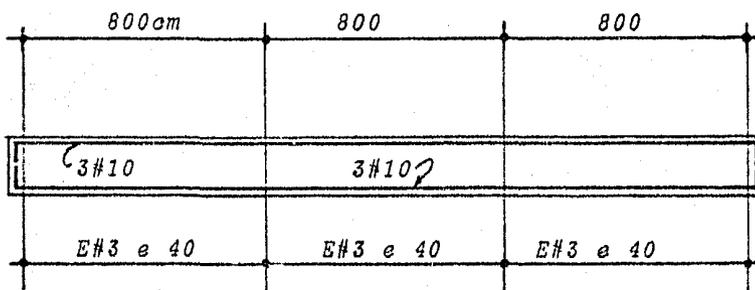
$$V_u = 29.56 \text{ ton}$$

$$V_{cR} = 0.8 \times 45 \times 168 \times (0.2 + 30 \times 0.003) \sqrt{200}$$

$$V_{cR} = 24.8 \text{ ton} \neq V_u \quad \therefore \text{usar } s = \frac{d}{4} = \frac{168}{4} = 42 \text{ cm}$$

Usar E # 3 @ 40 cm

CROQUIS DE ARMADO EJES 1 y 4



45

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ "}$$

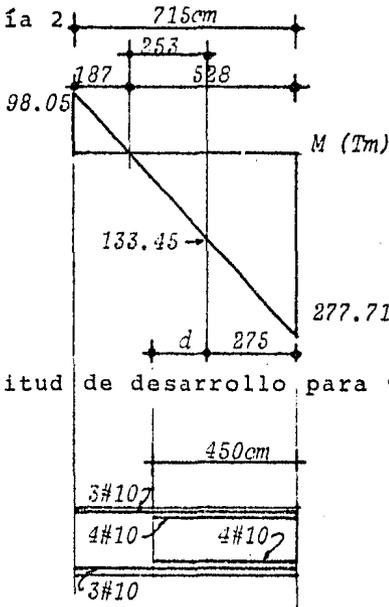
EJES 2 y 3

Crujía 1

$$Mu = 1.1 \times 108.71 = 119.58 \text{ ton}$$

$$\frac{Mu}{bd^2} = \frac{119.58 \times 10^5}{45 \times (168)^2} = 9.4 ; p = 0.0026 ; As = 19.6 \text{ cm}^2$$

Crujía 2

Para 3 #10 $M=133.45 \text{ Tm}$ para $Mu=1.1 \times 277.71=305.48 \text{ Tm}$

$$d = 0.9 \times 180 = 162 \text{ cm}$$

$$\frac{Mu}{bd^2} = 25.87 ; p = 0.0075 ; As = 55 \text{ cm}^2$$

Usar 7#10

longitud de desarrollo para vars. #10 $l_d = 177 \text{ cm}$

$$l_a = 275 + 177 = 452 \text{ cm}$$

Cortante:

$$V = \frac{98.05 + 277.71}{7.15} = 52.55 \text{ ton}$$

$$Vu = 57.8 \text{ ton}$$

$$V_{cR} = 0.8 \times 45 \times 162 \times (0.2 + 30 \times 0.0075) \sqrt{200} = 35.05 \text{ ton}$$

Reducción por $h > 100 \text{ cm}$

$$V_{cR} = 0.8 \times 35.05 = 28.04 \text{ ton}$$

$$\text{Con E\#3; } S = \frac{0.8 \times 4200 \times 1.42 \times 162}{57800 - 28040} = 25.97 \text{ cm}$$

Usar E # 3 @ 25 cm

Crujía 3

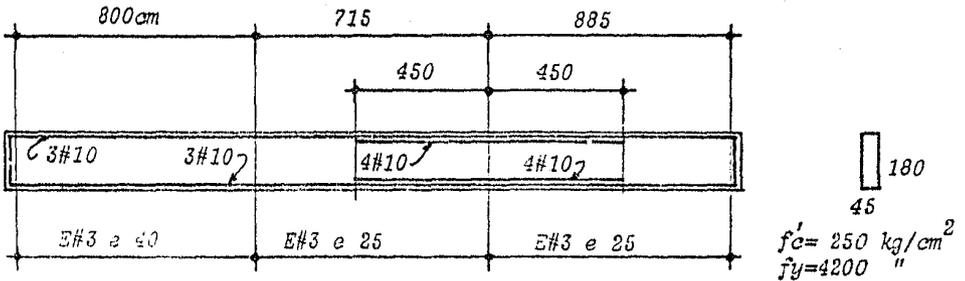
Se colocará el mismo armado que en la crujía 2.

Cálculo de la longitud de anclaje:

$$l_a = 177 + 269 = 446 \text{ cm}$$

$$l_a = 450 \text{ cm}$$

CROQUIS DE ARMADO. EJES 2 y 3



EJES DE LETRA.

Se colocará la misma sección de contratraveses para tener rigidez semejante en ambos sentidos.

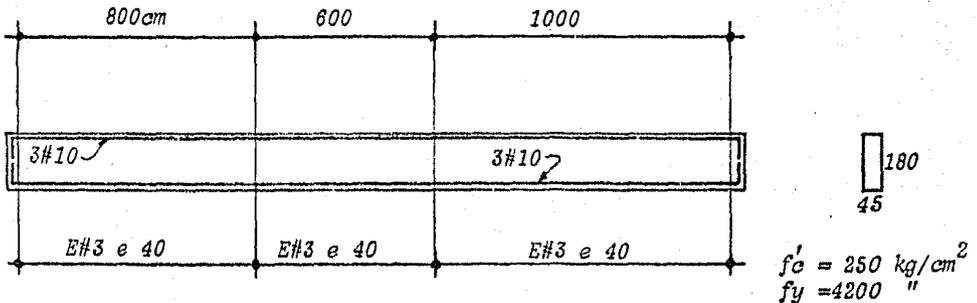
Con 3 vars # 10 $M_u = 146.8 \text{ T m}$

$d = 170 \text{ cm}$

$b = 45 \text{ cm}$ momento sin factor de carga $M = 133.45 \text{ T m}$

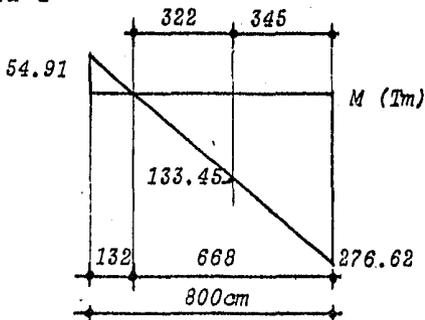
Obsérvese que los ejes A, C y D presentan momentos menores que -- 133.45 T m por lo que se armarán con 3 vars # 10.

CROQUIS DE ARMADO. EJES A, C y D



EJE B

Crujía 1



$$M_u = 1.1 \times 276.62 = 304.28 \text{ T m}$$

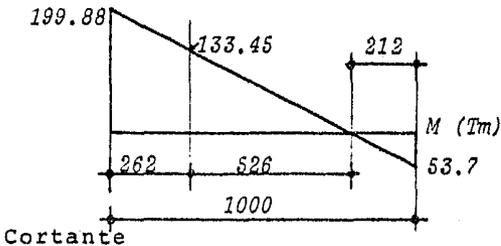
$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{304.28 \times 10^5}{45(162)^2} = 25.7$$

$$p = 0.0075 ; A_s = 54.7 \text{ cm}^2$$

Usar 7 vars # 10

y E # 3 @ 25 cm (véase crujía-
2 ejes 2 y 3)Longitud de anclaje $345 + 177 = 522 \text{ cm}$

Crujía 3



$$M_u = 1.1 \times 199.88 = 219.9 \text{ T m}$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{219.9 \times 10^5}{45(162)^2} = 18.6$$

$$p = 0.0053 ; A_s = 38.4 \text{ cm}^2$$

Usar 5 vars # 10

Cortante

$$V = \frac{199.88 + 53.7}{10} = 25.3 \text{ ton}$$

$$V_{CR} = 0.8 \times 45 \times 162 \times (0.2 + 30 \times 0.0053) \sqrt{200} = 29609 \text{ kg}$$

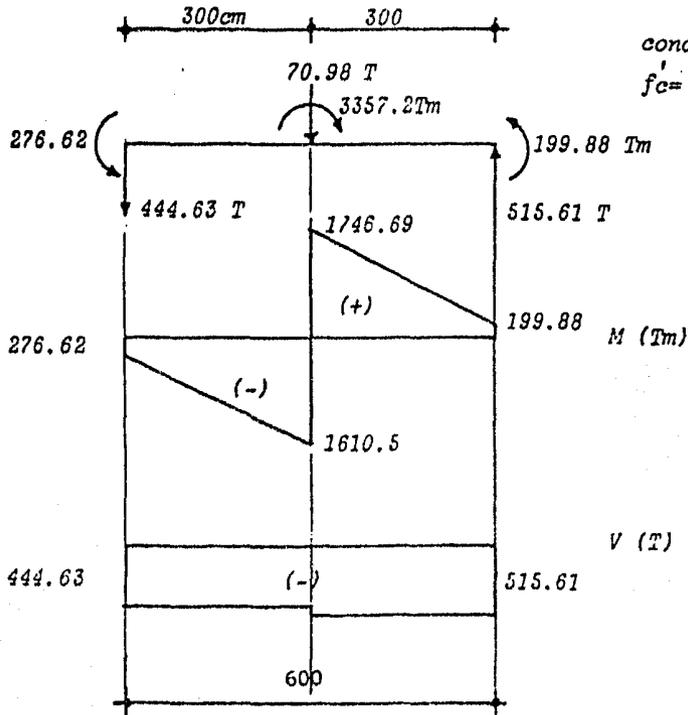
Reducción de 20% de V_{CR} por $h > 100 \text{ cm}$

$$V_{CR} = 0.8 \times 29.61 = 23.61 \neq V_u = 27.8$$

∴ usar E # 3 @ 40 cm

Longitud de anclaje $262 + 177 = 439 \text{ cm}$

Crujía 2



Cálculo de la sección:

$$M_u = 1.1 \times 1746.69 = 1921.36 \text{ Ton-m.}$$

Diseño como viga de gran peralte.

con $h = 350 \text{ cm}$

$$\frac{L}{h} = \frac{600}{350} = 1.71 > 1$$

$$z = (0.3 + 0.2 \frac{L}{h}) h = (0.3 + 0.2 \times \frac{600}{350}) \times 350 = 225 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_R}{F_R f_y z} = \frac{1921.36 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times 225} = 225.9 \text{ cm}^2 \quad (28 \text{ vars} \#10)$$

$$A_s = 0.008 b d = 221.76 \text{ cm}^2$$

$$\text{con } d = 320 \text{ cm} ; b = 86.6 \text{ cm}$$

suponer sección 85 x 350 cm

REVISION POR CORTANTE.

$$V_u = 1.1 \times 515.61 = 567.17 \text{ ton}$$

$$V_{CR} = (3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd}) 0.5 F_R b d \sqrt{f_c}$$

donde $(3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd}) \geq 1$

$$3.5 - 2.5 \times \frac{1746.69}{515.61 \times 3.35} = 0.97 < 1$$

$$\begin{aligned} \therefore V_{CR} &= 0.5 F_R b d \sqrt{f_c} \\ &= 0.5 \times 0.8 \times 85 \times 335 \sqrt{200} = 161078 \text{ Kg} \end{aligned}$$

con E#4 con 6 ramas

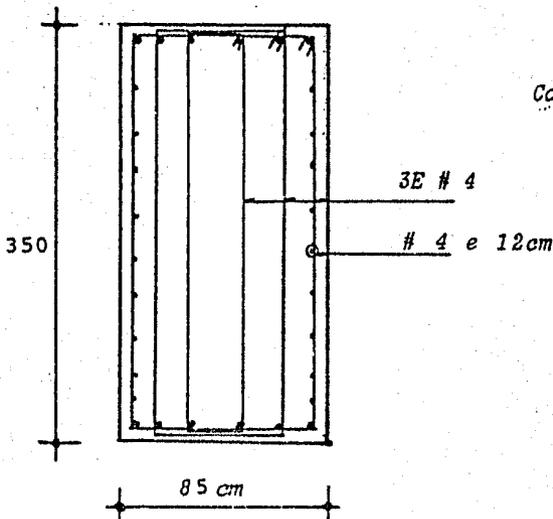
$$s = \frac{0.8 \times 3 \times 2.54 \times 4200 \times 335}{567170 - 161078} = 21 \text{ cm}$$

Usar 3E#4 e 20cm (6 ramas)

Refuerzo horizontal. $s = \frac{A_v}{0.0025b}$

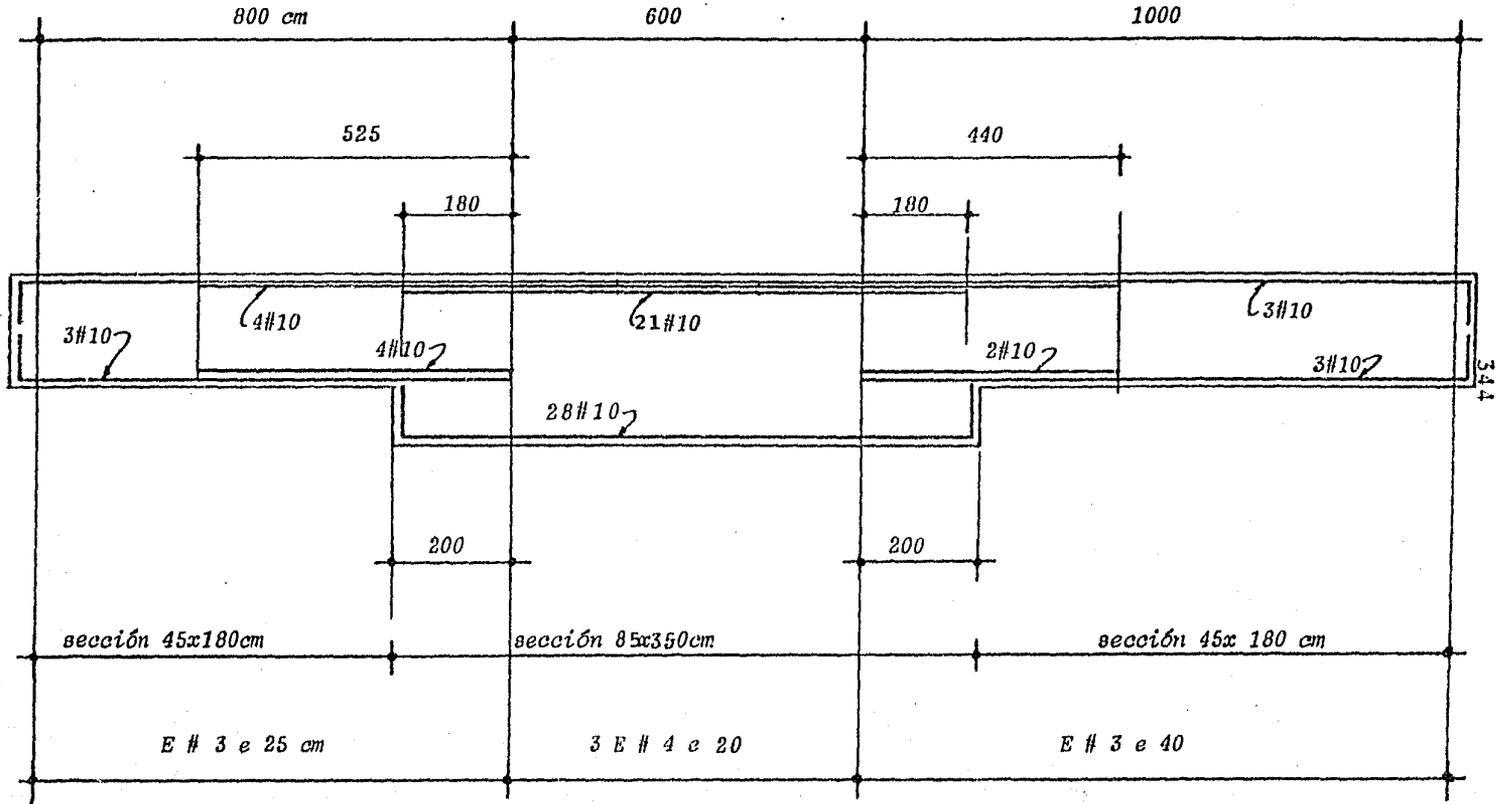
con E#4 $s = \frac{2.54}{0.0025 \times 85} = 11.95 \text{ cm}$

Usar E#4 e 12cm



Concreto $f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ ''}$

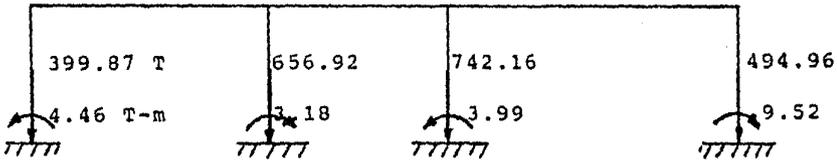
CROQUIS DE ARMADO. EJE B



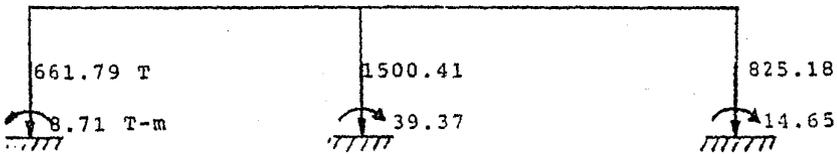
Concreto $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

ELEMENTOS MECANICOS POR C.V. PARA CIMENTACION
(ESTRUCTURA RETICULAR)

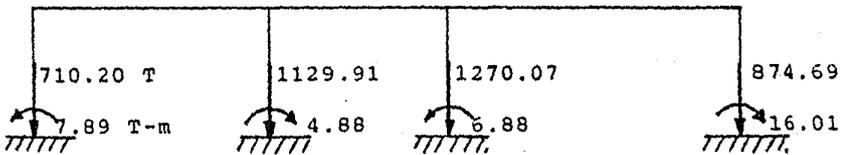
EJE A



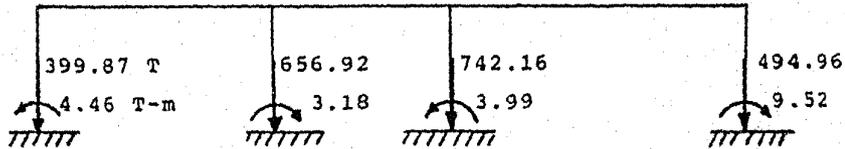
EJE B



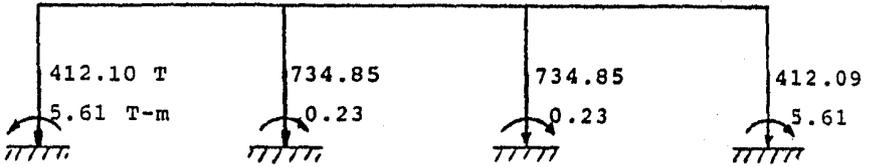
EJE C



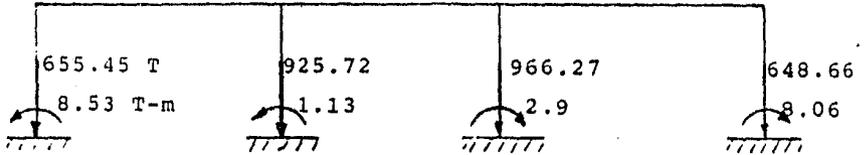
EJE D



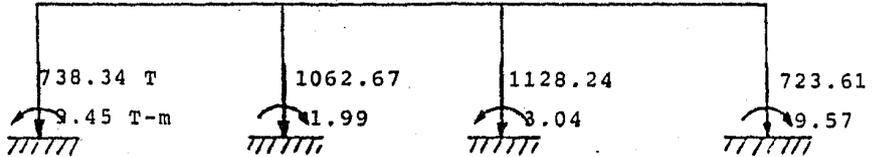
EJE 1.



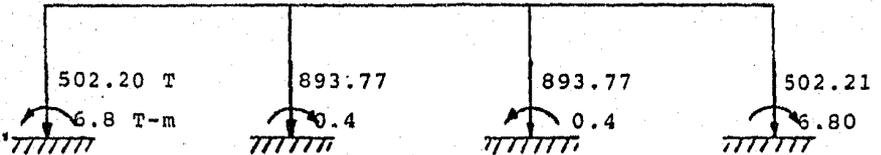
EJE 2



EJE 3

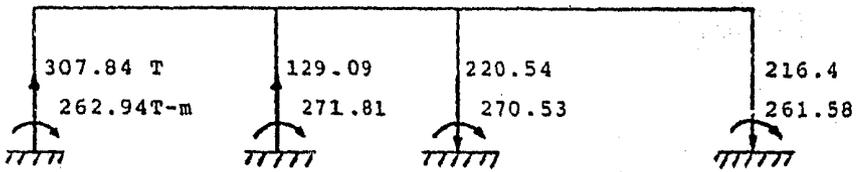


EJE 4

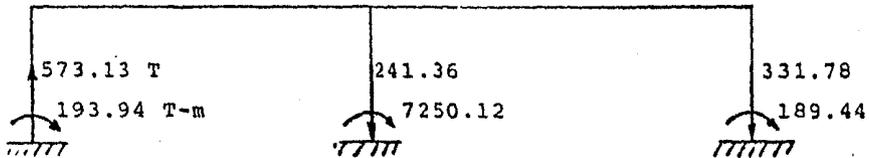


ELEMENTOS MECANICOS DEBIDOS A SISMO PARA CIMENTACION
ESTRUCTURA RETICULAR.

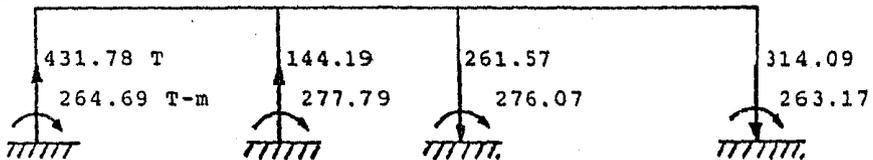
EJE A



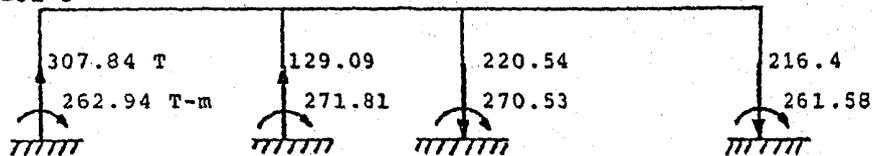
EJE B



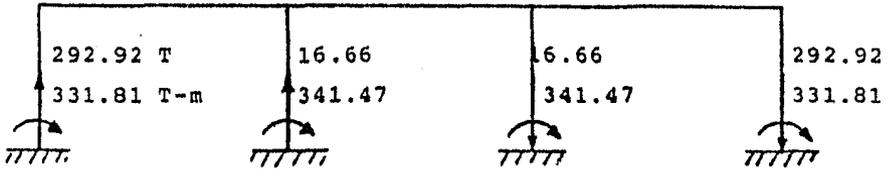
EJE C



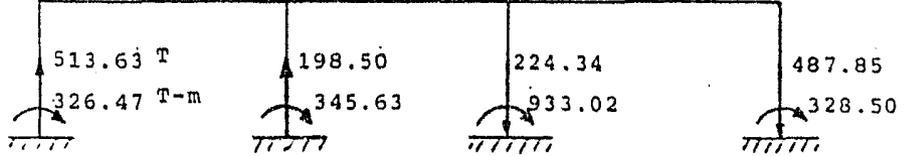
EJE D



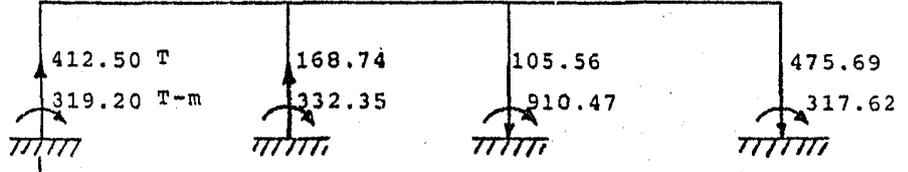
EJE 1



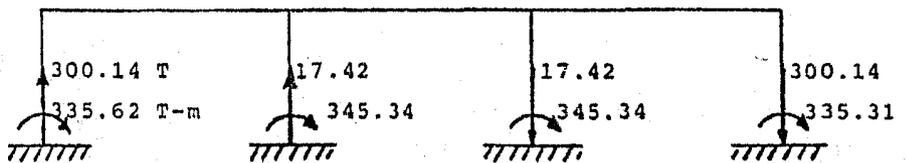
EJE 2



EJE 3



EJE 4



DISEÑO DE PILAS PARA ESTRUCTURA RETICULAR.

Elementos mecánicos.

Columna	Pcv _x	Pcv _y	P _T	Ps _x	Ps _y
1-A	399.87	412.10	595.99	307.84	292.92
2-A	656.92	648.66	842.79	129.09	487.85
3-A	742.16	723.61	922.89	220.54	475.69
4-A	494.96	502.21	688.59	261.58	300.14
1-B	661.79	734.85	888.32	678.62	16.66
2-B	-	966.27	1344.52	803.99	224.34
3-B	-	1128.24	1506.49	1069.97	105.56
4-B	825.18	893.77	1049.48	392.65	17.42
1-C	710.20	734.85	912.53	431.78	16.66
2-C	1129.91	925.72	1217.82	144.19	198.50
3-C	1270.07	1062.67	1356.37	261.57	168.74
4-C	874.69	893.77	1074.23	314.09	17.42
1-D	399.87	412.09	595.98	307.84	292.92
2-D	656.92	655.45	846.19	129.09	513.63
3-D	742.16	738.34	930.25	220.54	412.50
4-D	494.96	502.20	688.58	216.40	300.14

Todas las descargas están en toneladas.

Peso propio de columnas = 190 ton.

peso propio de muros = 378.25 ton. (para 2-B y 3-C)

$$P_T = \frac{P_{cv_x} + P_{cv_y}}{2} + p.p.$$

Columna	Pu_1	Pu_2	D_T	D_R	d_t	d_r	As(#8)
1-A	994.21	834.39	1.95	1.95	1.00	1.00	10
2-A	1463.70	1179.91	2.32	2.35	1.21	1.20	14
3-A	1538.44	1292.05	2.42	2.45	1.24	1.25	16
4-A	1087.60	964.03	2.09	2.10	1.04	1.05	12
1-B	1723.63	1243.65	2.50*	2.50	1.31	1.35	20
2-B	2363.36	1882.33	2.93	2.95	1.54	1.55	25
3-B	2856.11	2109.09	3.22*	3.25	1.69	1.70	30
4-B	1586.34	1469.27	2.58	2.60	1.26	1.25	16
1-C	1485.34	1277.54	2.41	2.45	1.22	1.25	16
2-C	1557.95	1704.95	2.78	2.80	1.30	1.30	16
3-C	1779.73	1898.92	2.94	2.95	1.38	1.40	20
4-C	1527.15	1503.92	2.62	2.60	1.24	1.25	16
1-D	994.20	834.37	1.95	1.95	1.00	1.00	10
2-D	1495.80	1184.67	2.32	2.35	1.22	1.20	14
3-D	1477.03	1302.35	2.43	2.45	1.22	1.25	16
4-D	1087.59	964.01	2.09	2.10	1.04	1.05	12

En la tabla:

Pu_1 = carga debido a (CM+CV+SISMO)1.1, en ton.

Pu_2 = carga debido a (CM+CV)1.4, en ton.

D_T = diámetro teórico inferior, en m.

D_R = diámetro real inferior, en m.

d_t = diámetro teórico superior, en m.

d_r = diámetro real superior, en m.

El área de acero se obtuvo con el mismo criterio que para la estructura de traveses y losas, descrito anteriormente.

* Rige Pu_1 , para los demás diámetros rige Pu_2 .

LOCALIZACION DE PILAS PARA ESTRUCTURA RETICULAR.

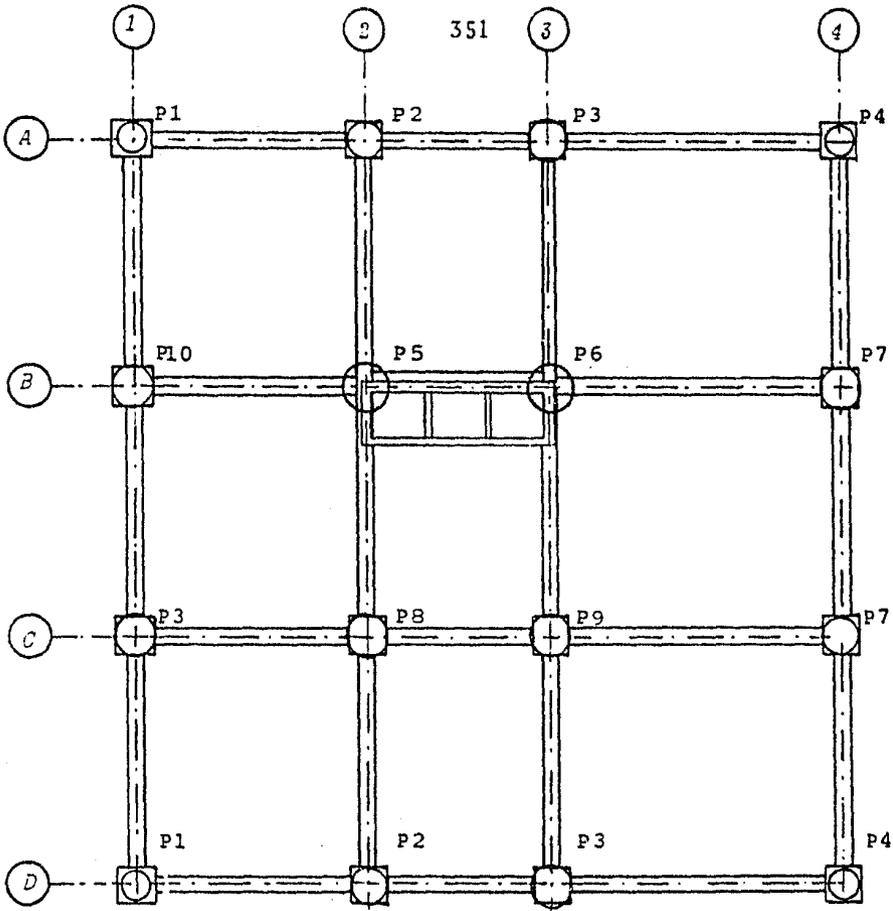
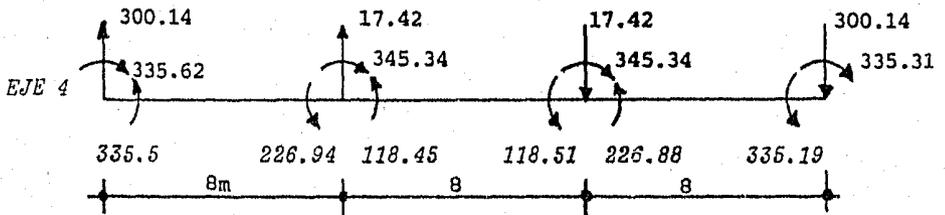
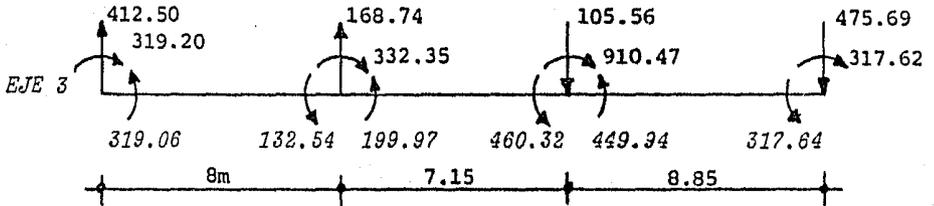
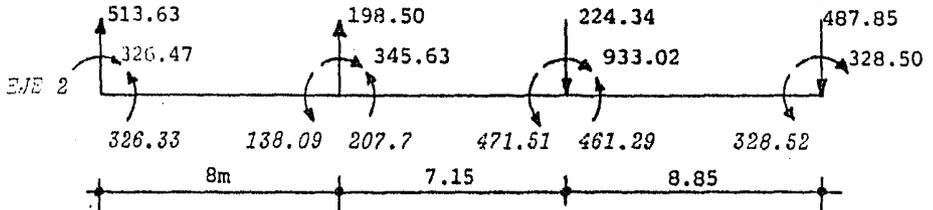
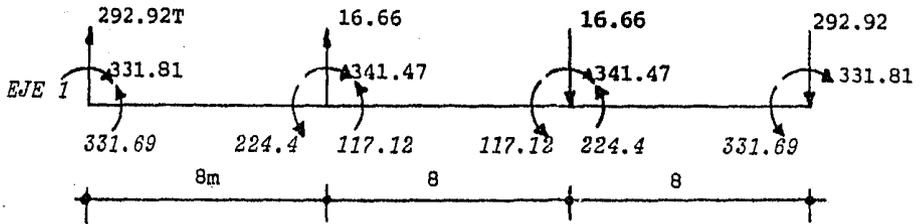
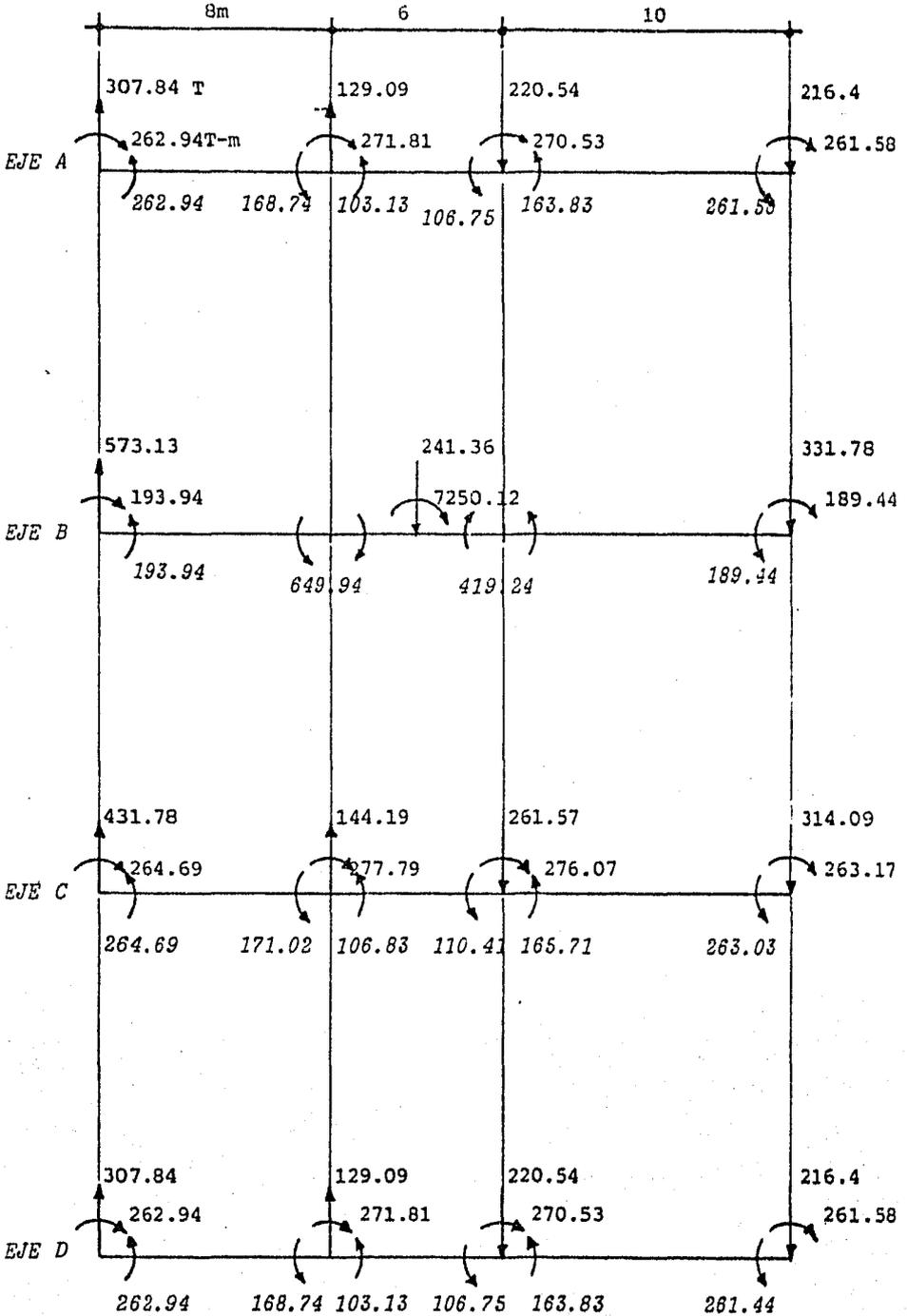


TABLA DE PILAS				
TIPO	Diámetro inferior D (m)	Diámetro superior D1 (m)	REFUERZO	Estribos
P1	1.95	1.00	10# 8	E#3 e 20 cm
P2	2.35	1.20	14# 8	E#3 e 20
P3	2.45	1.25	16# 8	E#3 e 20
P4	2.10	1.05	12# 8	E#3 e 20
P5	2.95	1.55	25# 8	E#3 e 20
P6	3.25	1.70	30# 8	E#3 e 20
P7	2.60	1.25	16# 8	E#3 e 20
P8	2.80	1.30	16# 8	E#3 e 20
P9	2.95	1.40	20# 8	E#3 e 20
P10	2.50	1.35	20# 8	E#3 e 20

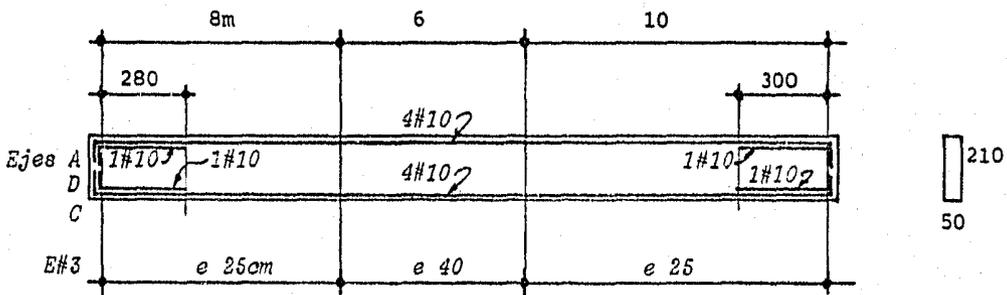
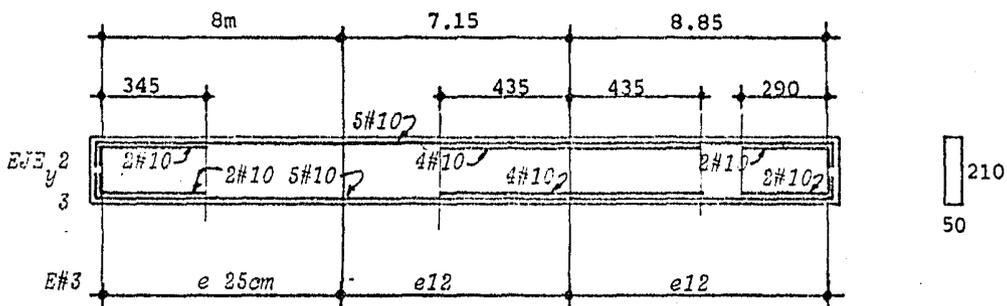
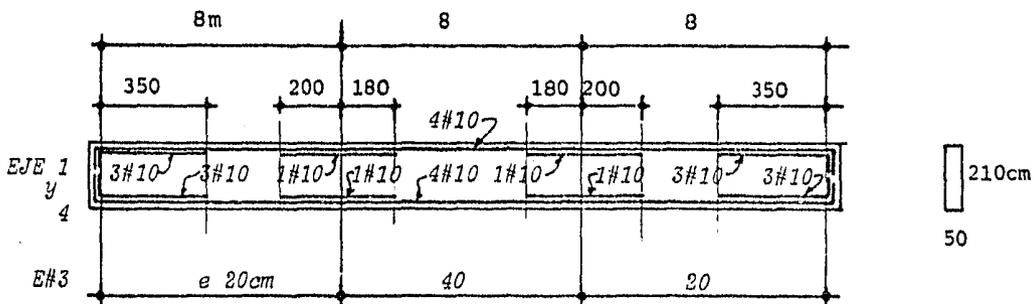


ELEMENTOS MECANICOS PARA DISEÑO DE CONTRATRABES.

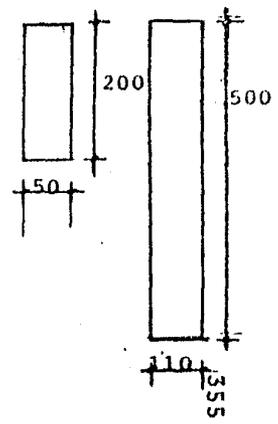
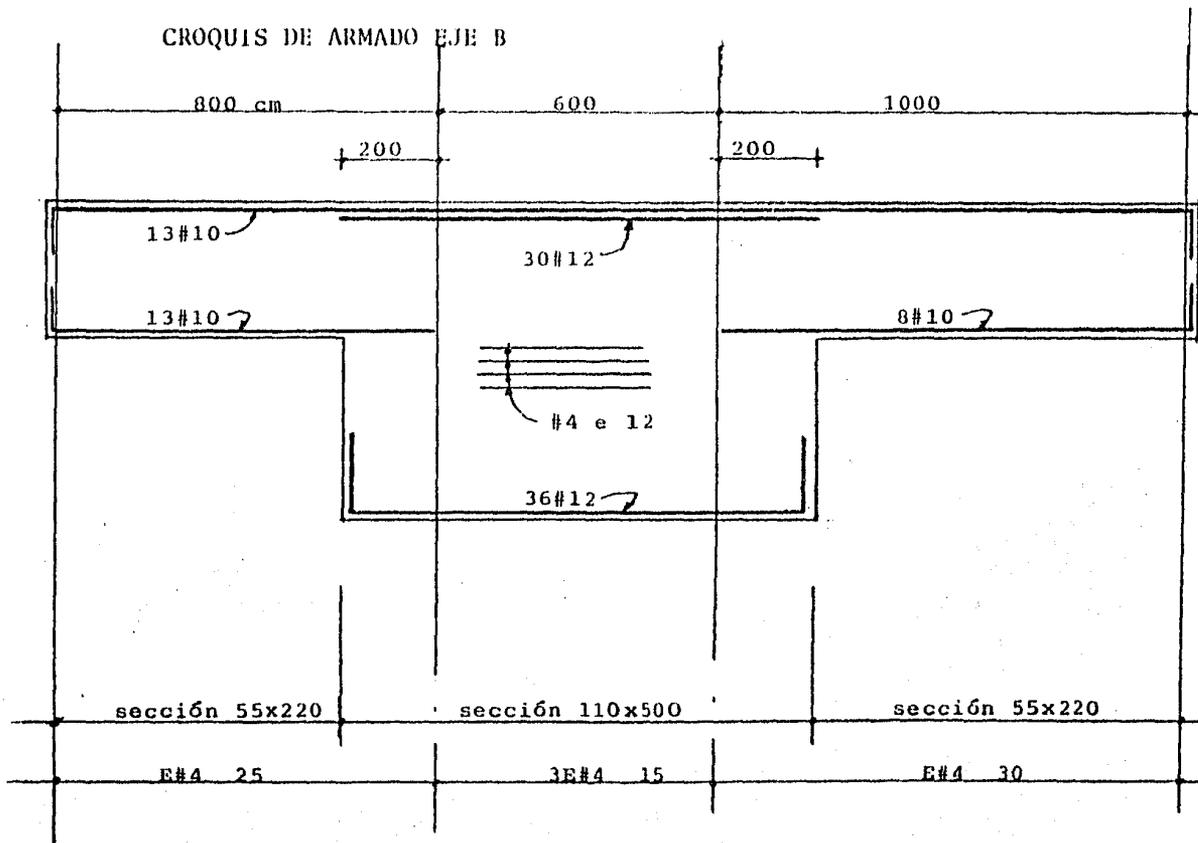
353



ARMADO DE CONTRATRABES PARA EL EDIFICIO RETICULAR.



CROQUIS DE ARMADO EJE B



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

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

CAPITULO IX

D E T A L L E S

En el diseño de un edificio no sólo tiene que ver el análisis estructural y el cálculo del refuerzo (dimensionamiento). El resultado de esta última etapa debe representarse de manera que las características de la estructura queden bien definidas, para esto se emplean dibujos que si no son lo suficientemente claros, se tendrán fallas al momento de construir.

El detallado consiste en la preparación de dibujos, donde se especifica la colocación de las varillas de refuerzo. Este debe ser tal que la estructura funcione con seguridad bajo las condiciones de servicio y con eficacia cuando se presenten fuerzas horizontales.

Para reforzar correctamente una estructura de concreto, el diseñador debe conocer su comportamiento tomando en consideración las propiedades de los materiales.

Para que en la obra se pueda avanzar con cierta rapidez, debe haber estandarización y simplificación de los detalles de concreto reforzado.

PROPOSITO DEL REFUERZO

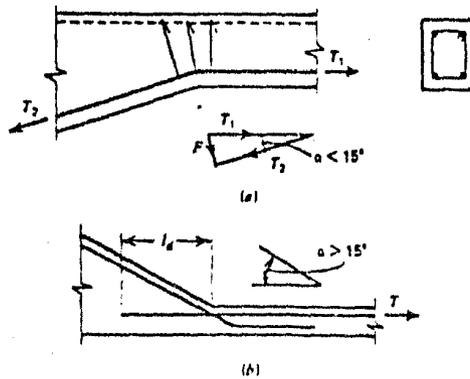
El acero de refuerzo debe:

1. Resistir fuerzas internas de tensión deducidas del análisis.

2. Asegurar que los anchos de las grietas bajo condiciones de servicio no excedan los valores recomendables por los Reglamentos.
3. Impedir el agrietamiento excesivo que pueda derivarse de la contracción o cambios de temperatura cuando los elementos estructurales están restringidos.
4. Suministrar fuerzas de compresión.
5. Restringir las varillas a compresión contra el movimiento lateral, impidiendo el pandeo y suministrar confinamiento en áreas altamente esforzadas a compresión, vigas y juntas.

Cuando un miembro de concreto no es recto, se generan fuerzas internas, dicha fuerza debe considerarse cuando se detallan los miembros.

Las dos fuerzas a tensión T_1 y T_2 generadas en el quiebre de las varillas de refuerzo no son unidireccionales; por lo que resulta una tercera fuerza F , lo que tendería a producir una grieta de fisuración a lo largo de la varilla, de vencerse la resistencia a tensión del concreto. En los casos en que el cambio angular es pequeño ($\alpha < 15^\circ$), se pueden utilizar estribos en el quiebre y en la vecindad inmediata para transferir la fuerza de la zona de compresión del miembro. Para impedir el agrietamiento prematuro, es aconsejable proporcionar conservadoramente el refuerzo de estribos. Para cambios angulares mayores hay que anclar el refuerzo por medio de una extensión recta de manera que no se genere ninguna fuerza transversal en el quiebre.



Cambios de dirección de la fuerza de tensión. (a) Usando estribos cuando el cambio angular es pequeño. (b) Varillas principales traslapadas cuando la inclinación es grande.

Detallado de Vigas.

La interacción eficiente de el concreto y el acero conduce a un comportamiento satisfactorio y a una resistencia adecuada.

El porcentaje mínimo de refuerzo de tensión debe ser tal - que la resistencia de la viga sea aproximadamente 1.5 veces ma - yor que la resistencia de una viga de las mismas dimensiones - pero sin refuerzo (momento de agrietamiento)

$$M_R \geq 1.5 M_{ag}$$

donde: M_{ag} es el momento de agrietamiento igual a:

$$M_{ag} = \frac{fr I}{y}$$

I = momento de inercia de la sección transformada - no agrietada

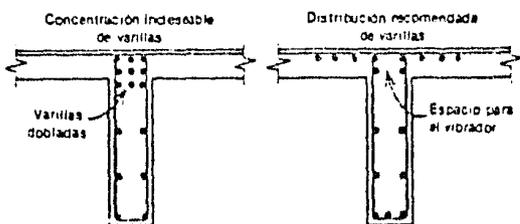
y = distancia al centroide de la sección

fr = módulo de ruptura = $2\sqrt{f'c}$

Pueden construirse vigas sin refuerzo de compresión, pero es frecuente colocar por lo menos dos varillas en las esquinas para poder armar los estribos que se utilizan como refuerzo por cortante.

La concentración y arreglo en capas múltiples del refuerzo negativo produce deterioro de la adherencia, puede producir un aumento en los anchos de las grietas.

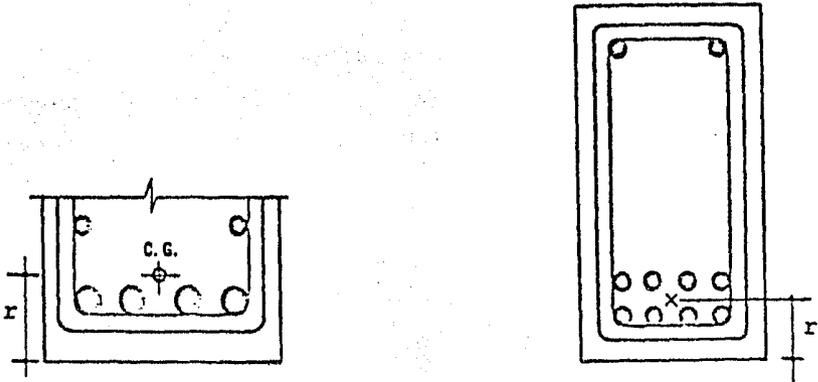
La dispersión del acero negativo hacia la losa adjunta, de preferencia utilizando varillas de diámetro más pequeño, tiene la ventaja adicional de dar un brazo de palanca interna un poco mayor y de suministrar mejor acceso para los vibradores en una junta viga-columna generalmente aglomerada.



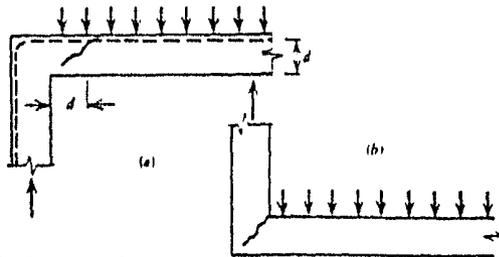
Mejora sugerida en el detallado del refuerzo superior de vigas.

Las varillas deben estar separadas en dirección transversal una cantidad suficiente para permitir que pasen libremente las partículas mayores del agregado grueso del concreto.

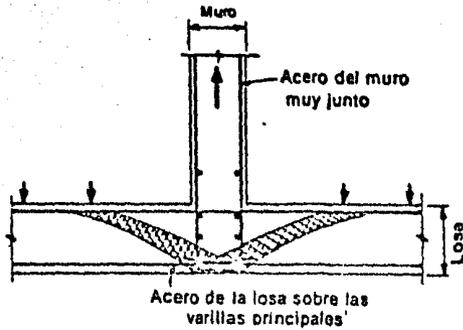
Cuando el refuerzo tenga que colocarse en más de una capa, debe haber suficiente separación entre las capas consecutivas, para que todas las varillas queden rodeadas de concreto. Las varillas del lecho superior deben quedar en el mismo plano vertical que las del lecho inferior.



Cuando se aplica una reacción en la parte inferior de una viga la sección crítica por cortante está aproximadamente a una distancia "d" del apoyo. Sin embargo, cuando la reacción se aplica desde arriba la sección crítica está claramente en la cara del apoyo.



Es esencial que la reacción para las cargas de gravedad siempre se desarrolle en la parte inferior de una viga, sin importar si está simplemente apoyada o es continua. La compresión diagonal que resulta de una acción de armadura o de arco en una viga o losa suspendida debe encontrar un apoyo efectivo. Por tanto, el refuerzo de fondo de la losa ha de pasar por encima de las varillas transversales situadas en las esquinas de arcos suspendidos espaciados estrechamente. La parrilla así formada en el fondo de la junta del muro y losa es adecuada para recibir la componente vertical de la compresión diagonal.

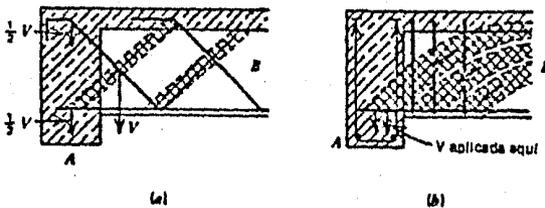


Se recomienda que los estribos de suspensión que se coloquen en la trabe principal, además de los requeridos por cortante puedan resistir una fuerza de

$$V_s = \frac{h_b}{h_a} V$$

donde V = carga recibida de la viga secundaria.

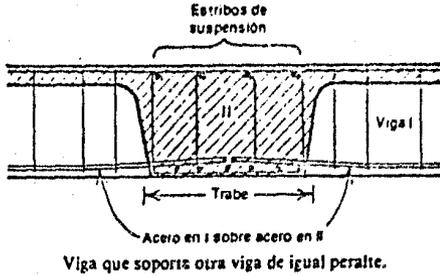
h_a, h_b = peralte de las vigas, como se indica en la fig.



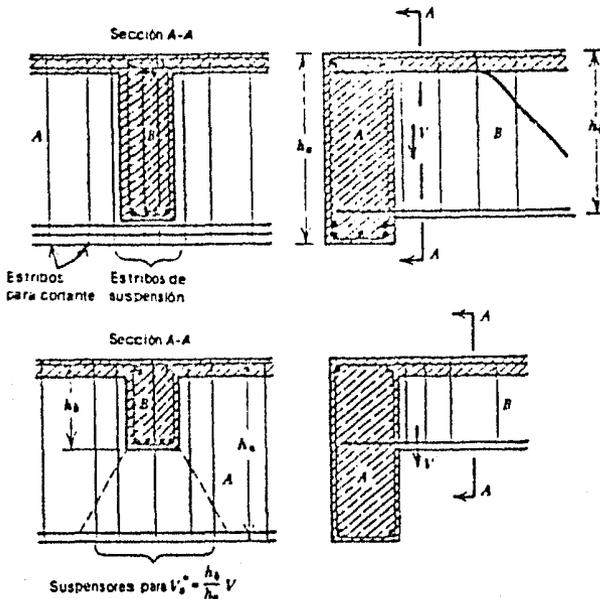
Trabe principal que soporta una viga secundaria. (a) Con varillas a flexión dobladas hacia arriba; (b) con estribos.

Algunos autores recomiendan que se suministre refuerzo de estribo de suspensión para todo el cortante o fuerza de reacción, puesto que las deformaciones grandes en estos estribos pueden llevar a grietas de fisuración horizontal a lo largo del refuerzo a flexión de la trabe de soporte.

Cuando se intersectan vigas de igual peralte, el acero de fondo de la viga secundaria debe estar por encima del refuerzo del fondo de la viga de apoyo, obteniendo con esto el máximo beneficio del anclaje como resultado de la presión normal inducida por compresión diagonal en las vigas secundarias. Los estribos de suspensión indicados en la figura se deben proporcionar para toda la reacción requerida de la viga I a los lados de la trabe de acuerdo con los requerimientos de equilibrio.

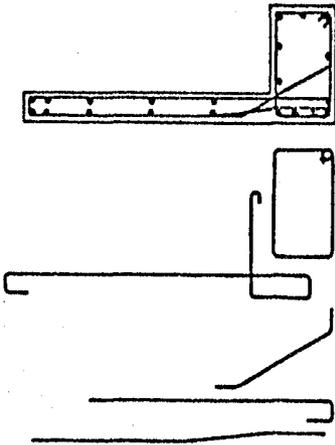


En vigas cargadas simétricamente con dos cargas concentradas existe una zona de momentos constantes entre esas caras através de la cual no se transfiere cortante. Cuando esas cargas se originan de vigas secundarias como en la figura siguiente, se deben extender los estribos de suspensión requeridos hacia el lado del claro a cortante de la trabe de soporte, ya que los estribos en una zona de momentos constantes son inefectivos.



Los estribos de suspensión reciben las reacciones de la viga secundaria.

La losa en voladizo es otro ejemplo que se encuentra cuando la compresión diagonal se dirige hacia el borde inferior de la viga de apoyo. Por tanto es importante transmitir la reacción desde esta área hacia la parte superior de la viga. Las varillas mostradas en la figura sugieren una solución a este problema.



Viga que soporta una losa en voladizo.

Recorte del refuerzo a flexión

Dondequiera que se termina una varilla en la zona a tensión de una viga se crea una discontinuidad. La repentina reducción del área de acero a tensión produce un aumento súbito en la deformación del acero, lo que a su vez hace que las grietas iniciadas por las varillas cortadas se hagan más anchas. En cualquier sección donde las fuerzas cortantes puedan tomar una magnitud crítica, las grietas iniciadas se inclinan. Probablemente debido a la reducción en resistencia por trabazón del agregado, con frecuencia, esas grietas conducen a una falla prematura a cortante. En consecuencia, es esencial que se suplemente la resistencia a cortante en esas áreas de una viga mediante refuerzo en el alma. Los códigos especifican que debe proporcionarse refuerzo adicional en la proximidad de los puntos de corte del refuerzo a flexión en la zona de tensión.

Especificaciones del Código ACI.

12.11.5 El refuerzo por flexión no debe terminarse en una zona de tensión, a menos que se satisfaga una de las condiciones siguientes:

12.11.5.1 El cortante en el punto de doblez por reducción de la sección no exceda de las 2/3 partes de lo permitido, incluyendo la resistencia al cortante del refuerzo por cortante proporcionado.

12.11.5.2 Se proporcione una área de estribos que exceda lo requerido por la torsión y cortante a lo largo de cada terminación de varilla, a una distancia, a partir del punto de terminación igual a 3/4 partes del peralte efectivo del miembro. El exceso de área A_v en los estribos no debe ser menor que $4.2b_w s / f_y$. La separación s no debe exceder de $d / 8\beta_b$, donde β_b es la relación del área del refuerzo cortado al área total del refuerzo.

MIEMBROS A COMPRESION

Las condiciones de adherencia y anclaje son más favorables en los miembros a compresión. En consecuencia, se plantean menos dificultades con respecto al detallado de varillas de columnas principales.

Una fracción considerable de la fuerza de compresión en una varilla se transfiere por apoyo de extremo, aunque generalmente se ignora esta acción, ya que no se da margen para ésta en el diseño del empalme en una varilla. El concreto en la proximidad inmediata del extremo de la varilla puede no ser capaz de absorber los esfuerzos.

Los traslapes a compresión que no están confinados ni dentro de los anillos o espirales, requieren de una longitud de traslape de 30 diámetros de varilla para el acero de refuerzo de grado 42. Los empalmes confinados por los anillos requieren de una resistencia de traslape de 25 diámetros de varilla y los confinados por las espirales de columna, requieren de 22 1/2 diámetros de varilla.

Especificaciones del ACI.

12.17.5 Empalmes en apoyos de extremo

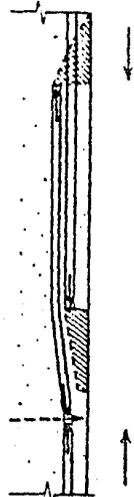
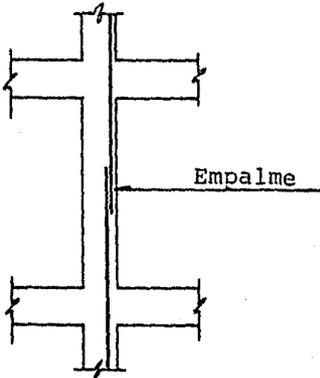
12.17.5.1 En las varillas que se requieran sólo para compresión, el refuerzo de compresión se puede transmitir por apoyo directo en los cortes a escuadra, mantenidos en contacto concéntrico por medio de un dispositivo adecuado.

12.17.5.2 Los extremos de las varillas deben terminarse en superficies planas que formen un ángulo recto con el eje de la varilla, con una tolerancia de 1.5° y serán colocados con una tolerancia de 3° del apoyo total después del ensamble.

12.17.5.3 Los empalmes en los apoyos de extremo deben usarse únicamente en miembros que tengan estribos o anillos cerrados o espirales.

El refuerzo transversal adicional en los extremos de las varillas empalmadas y en sus proximidades es imperativo, para dar confinamiento al concreto altamente esforzado. Esta debilidad de un empalme a compresión sugiere que podría ser mejor colocar el empalme en un área de bajo esfuerzo, de existir tal lugar.

En las estructuras resistentes a sismos, se puede sujetar a una columna a momentos flexionantes muy grandes, y por ello es posible que se formen articulaciones plásticas en los extremos superior e inferior. Por este motivo el empalme debe estar próximo a la mitad de la altura.



El reglamento de D.F. especifica lo siguiente:

3.9.1 En lo posible deben evitarse los empalmes en secciones de máximo esfuerzo de tensión.

Cuando se empalma por traslape más de la mitad de las -- barras en un tramo de 40 diámetros, o cuando los empalmes se -- hacen en secciones de esfuerzo máximo, deben tomarse precaucio -- nes especiales consistentes, por ejemplo en aumentar la longi -- tud de traslape o en utilizar hélices o estribos muy próximos en el tramo donde se efectuó el empalme.

En una misma sección no debe empalmarse más del 33 por -- ciento del refuerzo.

Siempre que la fuerza del acero cambia de dirección, se generan fuerzas transversales (véase figura). Los estribos adicionales colocados en esos puntos deben tener una resistencia superior - (por ejemplo, en 50 %) a la fuerza transversal generada cuando cede la varilla de la columna.

El propósito del refuerzo transversal en las columnas es triple.

1. Las varillas de columna que transmiten cargas de compresión pueden pandearse. Bajo deformaciones grandes, cuando se aproxima la cedencia en el acero, los estribos transversales deben suministrar apoyo lateral adecuado a cada varilla de la columna para impedir la inestabilidad debido al pandeo hacia el exterior. Los reglamentos del ACI y el D.F. especifican un espaciado máximo entre estribos de 16 diámetros de la varilla de la columna.

No es la resistencia sino la rigidez de los estribos lo importante. Los estribos deben ser lo suficientemente grandes para impedir el desplazamiento lateral de las varillas de columna en la cedencia. Por esta razón los reglamentos estipulan tamaños mínimos de estribos.

2. Las columnas de edificios sujetas a cargas sísmicas - con frecuencia transmiten grandes cargas de cortante y flexión. Cuando las grietas a tensión diagonal son posibles, se requiere refuerzo a cortante. En consecuencia, el anclaje y el perfil de los estribos deben ser tales que se puedan transferir fuerzas de tensión resultantes de la acción de armadura de una a otra cara de la columna, lo que es especialmente importante en regiones de posibles articulaciones plásticas, donde disminuye o es mínima la contribución del concreto a la resistencia a cortante.

3. El tercer propósito de los estribos es proporcionar confinamiento al núcleo de concreto.

Se debe notar que la efectividad del confinamiento por estrijos viene de los lugares donde el acero longitudinal se mantiene rigidamente en su posición, no de la porción recta de los estribos que se extiende horizontalmente entre los puntos de cambios direccionales a menos que haya estribos cruzados - que conecten los lados.

A bajos niveles de esfuerzo en el concreto, el refuerzo - transversal apenas se esfuerza; en consecuencia, el concreto - no está confinado. El concreto queda confinado cuando a esfuer - zos que se aproximan a la resistencia uniaxial, las deformatio - nes transversales se hacen muy elevadas debido al agrietamien - to interno progresivo y el concreto se apoya contra el refuer - zo transversal, el que entonces aplica una reacción de confina - miento al concreto.

Es muy apreciable el aumento en la resistencia y ductili - dad con la cuantía del acero de confinamiento. Las pruebas - han demostrado que las hélices confinan el concreto con mucha mayor eficiencia que los aros rectangulares o cuadrados (estri - bos).



Confinamiento por aros cuadrados y hélices (a) aro cuadrado, (b) hélice

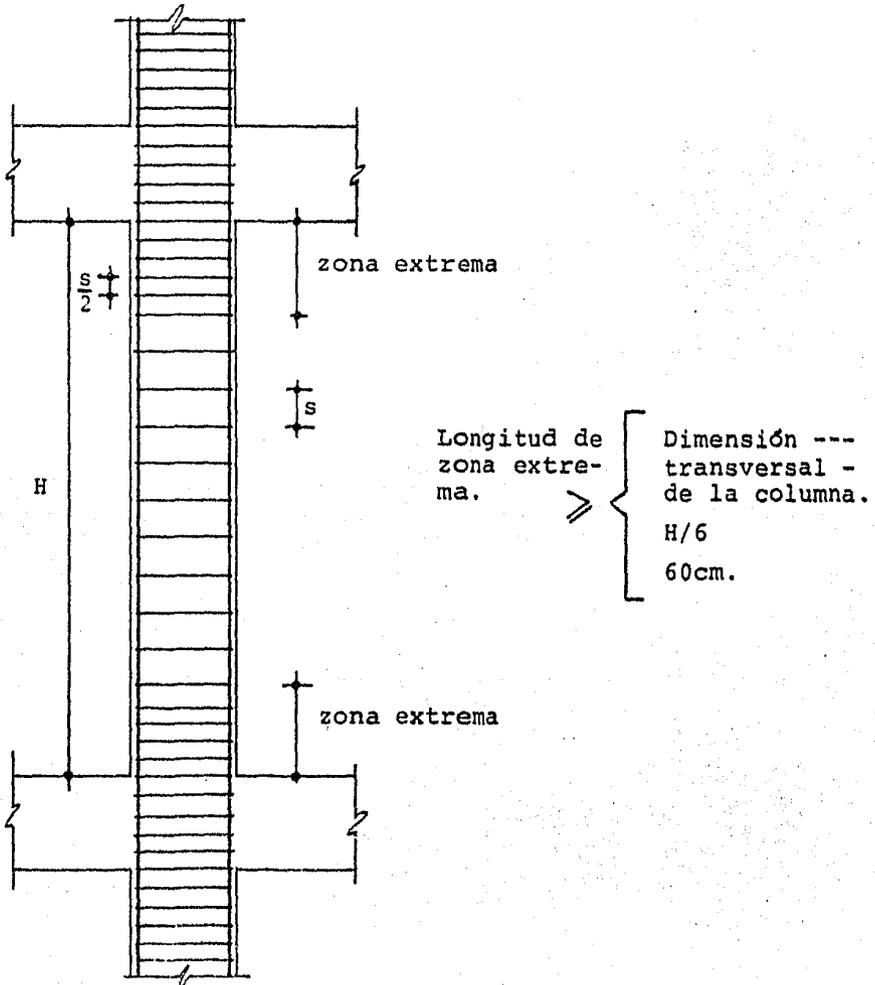
Debido a su forma, las hélices están en tensión axial de aro y proporcionan una presión continua de confinamiento alrededor de la circunferencia, que a grandes deformaciones transversales se aproxima al confinamiento de un fluido. Los aros cuadrados sólo pueden aplicar reacciones de confinamiento cerca de las esquinas de los aros, debido a que la presión del concreto contra los lados de los aros tiende a flexionar los lados hacia afuera. En consecuencia, una porción considerable de la sección transversal del concreto puede no estar confinada. Debido al arqueado interno entre las esquinas, el concreto está confinado efectivamente sólo en las esquinas y en la región central de la sección. Sin embargo, el acero cuadrado de confinamiento si produce un aumento significativo en la ductilidad y muchos investigadores han observado cierto aumento en la resistencia.

Las varillas longitudinales deben colocarse bien ajustadas contra el acero transversal, ya que éste proporciona las reacciones de confinamiento a las varillas longitudinales, y si se necesita mover las varillas longitudinales para ponerlas en contacto efectivo con el acero transversal, se reduce la eficiencia del confinamiento.

El concreto no está confinado fuera del acero transversal, y se puede esperar que este concreto de recubrimiento tenga características esfuerzo-deformación distintas a las del concreto dentro del acero transversal. En consecuencia, para cuantías altas de acero transversal, la contribución del recubrimiento a elevadas deformaciones debe ignorarse. Si es baja la cuantía de acero transversal, el recubrimiento tiende a desconcharse con menos facilidad y a colaborar más con el núcleo confinado.

En la parte de la columna situada por encima del nivel superior de las losas de entrepiso o zapatas, los estribos deben localizarse verticalmente a no más de la mitad del espaciamiento entre estribos. En la parte inferior de la columna situada por debajo del refuerzo horizontal más abajo del miembro que soporta, deben espaciarse los estribos a no más de la mitad del espaciamiento de estribos. (Sección 7.10.5.4 ACI).

En RDF indica también lo anterior, anexando que esos estribos deberán distribuirse en una longitud no menor que la dimensión transversal de la columna, un sexto de su altura libre, ni que 60 cm.



Estribos en columnas

Según ACI y RDF todas las varillas refuerzo deben estar con finadas por medio de estribos del # 3 por lo menos para varillas longitudinales del # 10 o menores; del # 4 para varillas longitudinales mayores.

El espaciamiento vertical de los estribos no deben exceder de:

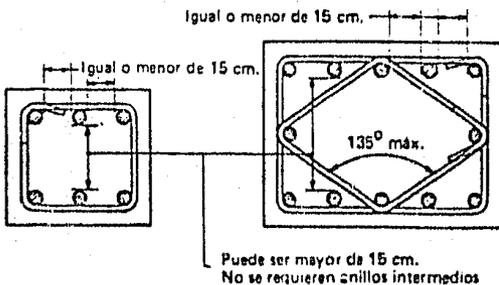
$$s = \begin{cases} \text{ACI} & \text{RDF} \\ \left. \begin{array}{l} 16 d_b \\ 48 d_e \\ b \end{array} \right\} & \begin{array}{l} (850/f_y) d_b \\ 48 d_e \\ b \end{array} \end{cases}$$

d_b = diámetro de la varilla longitudinal

d_e = diámetro del estribo

b = menor dimensión del miembro sujeto a compresión

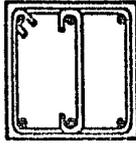
Los estribos deben disponerse de tal forma que cada varilla longitudinal de esquina tenga apoyo lateral proporcionado por el doblez de un estribo con un ángulo comprendido no mayor de 135° y ninguna varilla debe estar separada más de 15 cm libres en cada lado a lo largo del estribo desde la varilla lateralmente soportada. Cuando las varillas longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo, se puede utilizar un estribo circular completo. (ACI y RDF).



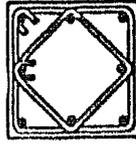
DETALLES TÍPICOS DE VARILLAS DE REFUERZO Y ESTRIBOS EN COLUMNAS.



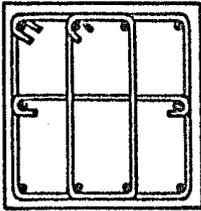
4 Varillas



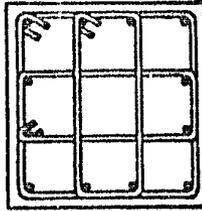
6 Varillas



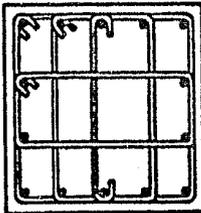
8 Varillas



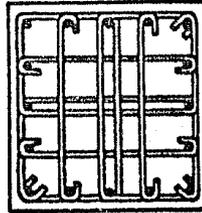
10 Varillas



12 Varillas



14 Varillas



16 Varillas

JUNTAS VIGA-COLUMNAS

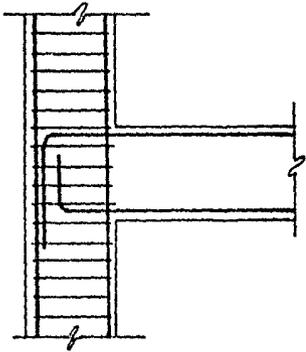
Se pueden resumir los requerimientos esenciales para el funcionamiento satisfactorio de una junta en una estructura de concreto reforzado como sigue:

1. Una junta debe exhibir un comportamiento bajo carga de servicio igual en calidad al de los miembros que une.
2. Una junta debe poseer una resistencia que corresponda - al menos a las combinaciones más adversas de carga que podrían soportar los miembros adjuntos, varias veces de ser necesario.
3. Normalmente la resistencia de la junta no debe gobernar la de la estructura, y su comportamiento no debe impedir el desarrollo de toda resistencia del miembro adjunto.
4. Otras características notables del diseño de la junta - deben ser la facilidad de construcción y el acceso para depositar y compactar el concreto.

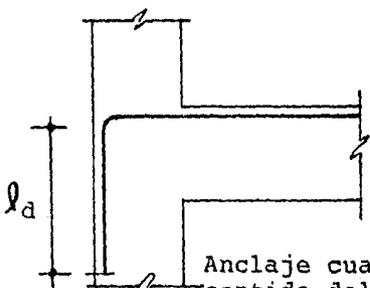
JUNTAS DE RODILLA

En muchas estructuras es necesario la continuidad entre dos miembros adyacentes, aunque los miembros se encuentren formando un ángulo. El ejemplo más común es la junta de esquina de un marco de portal. Las fuerzas internas generadas en este tipo de junta de rodilla pueden provocar falla dentro de la junta antes de que se logre la resistencia de la viga o columna, la que sea más débil.

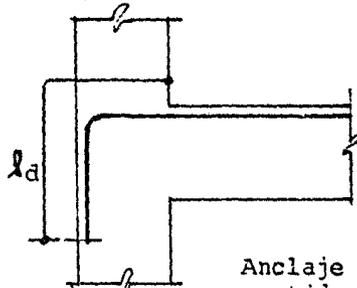
En una junta apreciable de columna-viga, será necesario utilizar estribos adecuados, semejantes a los que se utilizan en los miembros adyacentes.



NUDO EXTERIOR

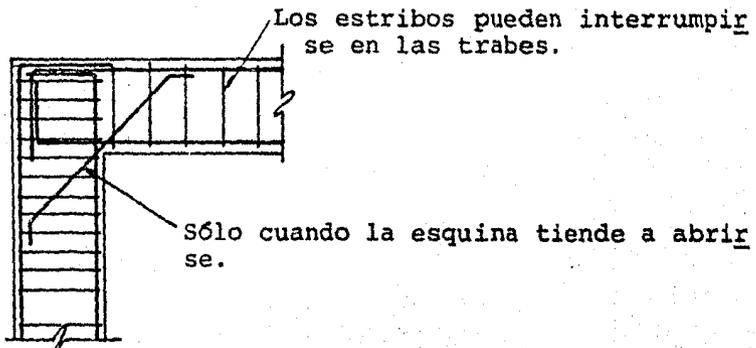


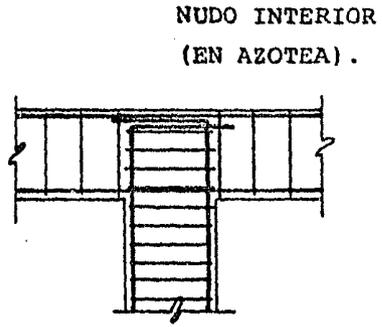
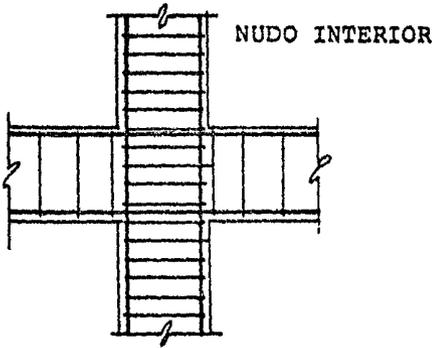
Anclaje cuando el sentido del momento cambia.



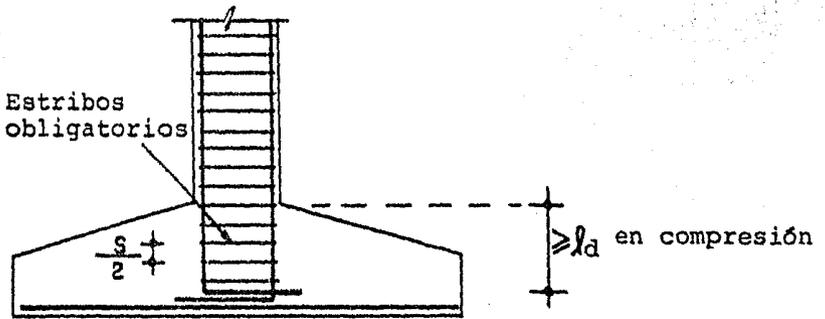
Anclaje cuando el sentido del momento no cambia.

JUNTA DE ESQUINA

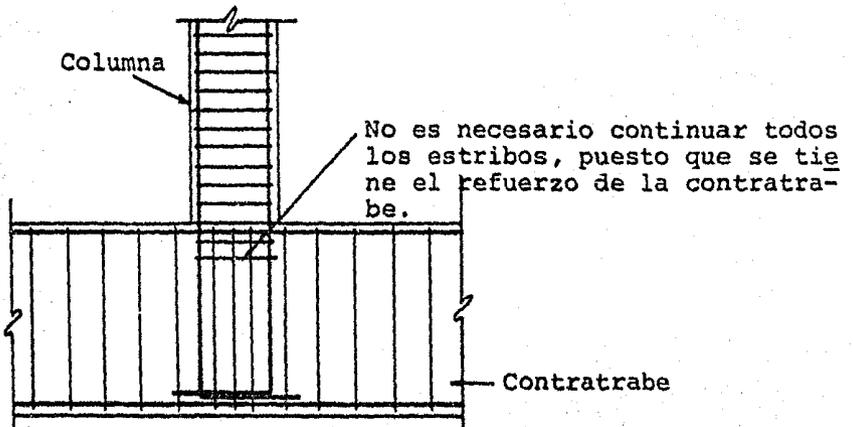




UNION ZAPATA-COLUMNA



UNION COLUMNA-CONTRATRABE



CAPITULO X

COSTOS Y CONCLUSIONES

Para establecer las conclusiones debemos comparar los resultados obtenidos en el diseño de las dos proposiciones estructurales.

Dicha comparación abarcará el funcionamiento estructural y los índices económicos representativos.

a) ESTRUCTURALES.

Se consideró que dentro del funcionamiento estructural deben involucrarse factores tales como:

- Período de vibración.
- Desplazamientos horizontales.

Período de vibración.

Es el lapso de tiempo que tarda una estructura en sufrir una deformación y volver a su posición original.

Las estructuras se pueden caracterizar por medio de sus períodos y frecuencias de vibración. Dado que el primer modo es el que tiene mayor participación, el primer período (fundamental) es una característica dinámica muy importante al considerar el comportamiento de una estructura ante temblores.

Es importante tomar en cuenta el período de vibración, con el fin de evitar amplificaciones dinámicas en la estructura - que tendrían lugar ante la coincidencia de un período natural de dicha estructura con el período dominante del sismo en el suelo.

Por lo anterior en el reglamento del D.F. se considera la participación de todos los modos naturales de vibración con período mayor o igual a 0.4 seg, sin que se consideren menos de tres modos.

En la tabla siguiente se presentan los períodos de vibración de las estructuras:

Dirección X		
Modo	Estructura trabes-losas	Estructura reticular
1	2.756 seg	2.232 seg
2	0.965	0.999
3	0.585	0.605
Dirección Y		
1	3.03	2.855
2	1.042	0.975
3	0.629	0.581

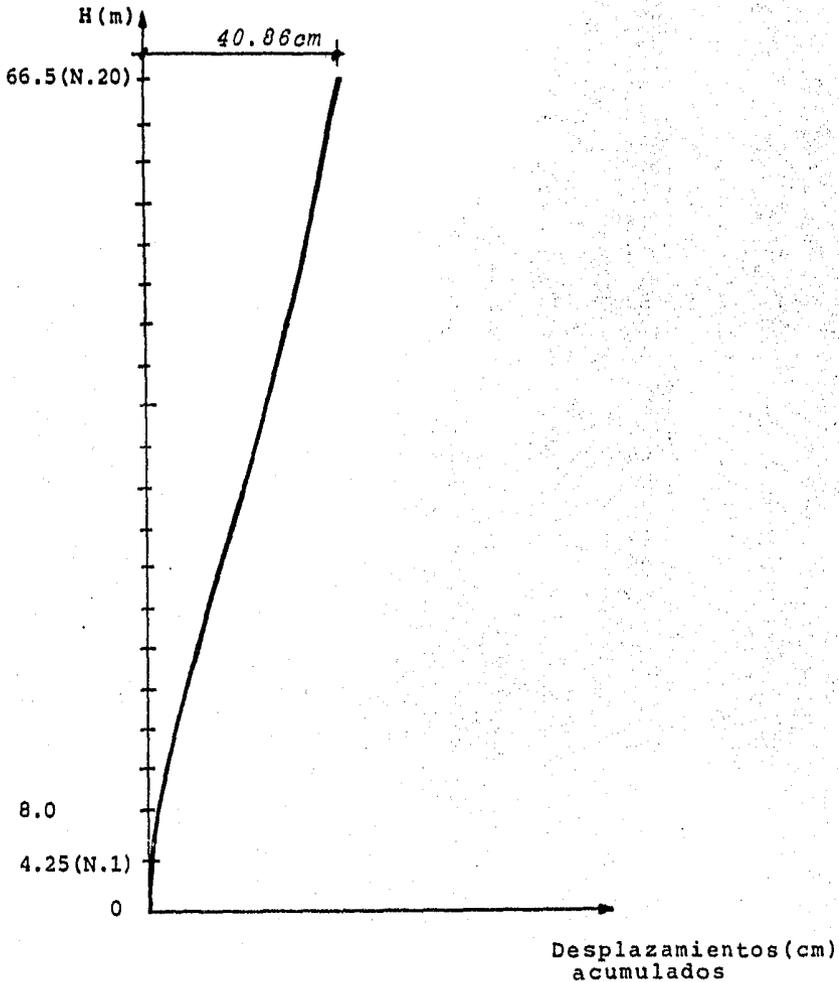
Se puede observar en la tabla que los períodos son aproximadamente iguales, lo cual quiere decir que ambas estructuras poseen rigidez semejante.

Desplazamientos de la estructura con traveses y losas, (en cm).

Nivel	A	B	C	D	1	2	3	4
20	0.74	1.73	0.69	0.81	0.74	0.93	0.89	0.75
19	0.99	1.79	0.93	1.08	0.99	1.13	1.06	1.01
18	1.27	1.86	1.20	1.40	1.30	1.36	1.29	1.32
17	1.57	1.94	1.47	1.72	1.63	1.62	1.54	1.65
16	1.86	2.03	1.75	2.04	1.96	1.88	1.79	1.99
15	2.07	2.12	1.93	2.27	2.20	2.11	2.00	2.23
14	2.28	2.21	2.14	2.51	2.45	2.34	2.21	2.48
13	2.49	2.29	2.34	2.74	2.70	2.56	2.42	2.73
12	2.67	2.36	2.52	2.96	2.93	2.76	2.62	2.97
11	2.84	2.42	2.69	3.17	3.16	2.96	2.80	3.20
10	2.91	2.45	2.77	3.28	3.29	3.10	2.93	3.33
9	2.99	2.47	2.86	3.40	3.43	3.23	3.06	3.47
8	3.04	2.45	2.94	3.51	3.55	3.35	3.17	3.60
7	3.04	2.41	2.97	3.58	3.64	3.43	3.25	3.67
6	3.0	2.31	2.97	3.62	3.69	3.48	3.29	3.74
5	2.89	2.17	2.93	3.60	3.69	3.46	3.28	3.74
4	2.70	1.96	3.81	3.51	3.60	3.36	3.18	3.63
3	2.43	1.67	2.60	3.29	3.36	3.11	2.95	3.41
2	2.26	1.45	2.53	3.22	3.28	2.97	2.82	3.32
1	1.17	0.77	1.38	1.76	1.77	1.59	1.51	1.80

Desplazamientos de la estructura reticular.

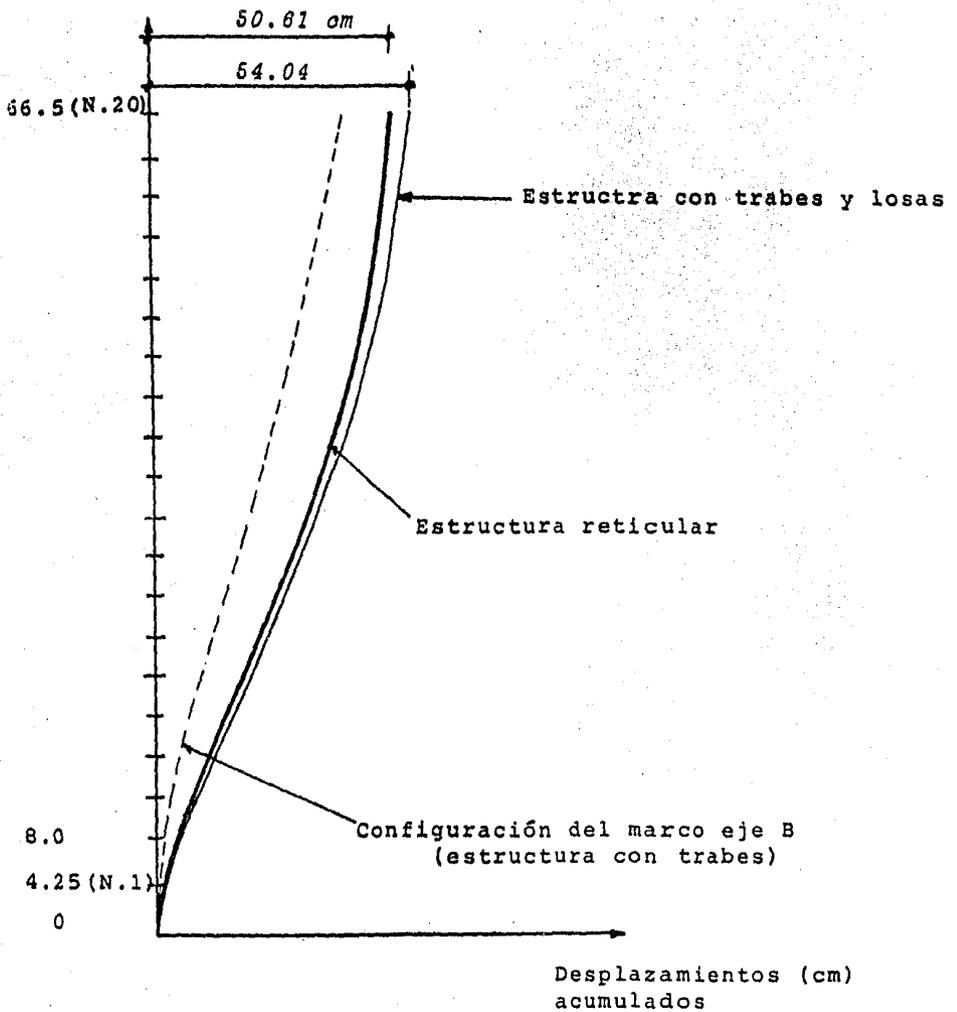
Nivel	A	B	C	D	1	2	3	4
20	0.85	1.82	0.76	0.85	0.63	0.67	0.71	0.64
19	1.13	1.98	1.02	1.13	0.83	0.79	0.87	0.85
18	1.45	2.04	1.31	1.45	1.09	0.94	1.08	1.11
17	1.78	2.13	1.62	1.78	1.39	1.09	1.32	1.42
16	2.13	2.27	1.91	2.13	1.77	1.56	1.60	1.80
15	2.38	2.34	2.10	2.38	2.06	1.95	1.85	2.11
14	2.62	2.43	2.32	2.62	2.35	2.20	2.09	2.39
13	2.85	2.52	2.53	2.85	2.62	2.42	2.31	2.66
12	3.06	2.60	2.71	3.06	2.86	2.61	2.51	2.90
11	3.24	2.66	2.88	3.24	3.09	2.76	2.69	3.14
10	3.30	2.69	2.90	3.30	3.18	2.84	2.78	3.24
9	3.36	2.71	2.98	3.36	3.30	2.94	2.90	3.35
8	3.40	2.70	3.03	3.40	3.39	3.03	2.99	3.45
7	3.40	2.64	3.04	3.40	3.46	3.10	3.06	3.52
6	3.34	2.54	2.99	3.34	3.50	3.12	3.10	3.55
5	3.22	2.38	2.89	3.22	3.47	3.10	3.08	3.52
4	3.01	2.14	2.70	3.01	3.35	2.99	2.98	3.39
3	2.66	1.82	2.42	2.66	3.09	2.78	2.76	3.12
2	2.41	1.58	2.25	2.41	2.90	2.66	1.82	2.94
1	1.20	0.82	1.16	1.20	1.50	1.42	1.38	1.51



Gráfica de desplazamientos para el eje B de la estructura con trabes y losas.

Puede observarse en la gráfica que la presencia del muro de corte origina el tipo de configuración mostrada. Como se mencionó en el capítulo III, debido a la incompatibilidad de las deformaciones, en los pisos inferiores las dos estructuras se asistían mutuamente, mientras que en los pisos superiores el muro puede oponerse al marco.

La configuración mostrada es como la de un voladizo, lo cual -
significa que las propiedades del muro (geométricas) son tan -
grandes que la influencia de las columnas es poca.



Gráfica de desplazamientos para el marco eje 4.

Puede observarse que la configuración del marco eje 4 es la de un marco típico, presenta cambios de pendiente. Se muestra la configuración del eje B, notándose claramente que las configuraciones son diferentes.

De acuerdo con el artículo 242 del título IV (No.400 del - RDF):

Las deformaciones laterales de cada entrepiso debidas a fuerza cortante no excederán de 0.008 veces la diferencia de elevaciones correspondiente, salvo donde los elementos que no forman parte integrante de la estructura están ligados a ella en tal forma que no sufran daños por las deformaciones de esta. En este caso, el límite en cuestión deberá tomarse igual a 0.0016.

$$D_1 = 0.008 H$$

$$D_2 = 0.016 H$$

H = altura de entrepiso.

Nivel	H (cm)	D_1	D_2
1	425	3.4cm	6.8cm
2	375	3.0	6.0
3-20	325	2.6	5.2

Puede observarse que para la estructura con trabes y losas el marco eje 4 es el que presenta mayores desplazamientos.

El máximo desplazamiento para este marco es:

$D = 3.74$ cm que es mayor que D_1 pero menor que D_2 , lo cual quiere decir que está dentro de los valores permisibles.

En casi todos los marcos se presentan desplazamientos comprendidos entre D_1 y D_2 , por lo que deberán tomarse las medidas adecuadas para evitar daños a los elementos no estructurales.

Para la estructura reticular pasa lo mismo.

Se puede concluir que ambas estructuras presentan desplazamientos permisibles.

b) ECONOMICAS.

Se tomaron en cuenta para comparar los dos diseños, los volúmenes de concreto y acero de la superestructura y la cimentación.

Estructura con traveses y losas.

Volúmenes totales.

	ELEMENTO	CONCRETO (m ³)	ACERO (kg)
	traveses principales	601.58	140 504.9
Sistema de piso	traveses secundarias	288.00	76 148.4
	losas	1100.05	62 836.4
	total	1989.63 m ³	279 489.7 kg

En la siguiente tabla se muestran los volúmenes del sistema de piso, columnas y muros.

ELEMENTO	CONCRETO (m ³)	ACERO (kg)	kg/m ³	m ³ /m ²	kg/m ²
Sistema de piso	1989.63	279 489.7	140.47	0.1727	24.26
Columnas	894.60	106 735.7	119.31	0.0777	9.27
Muros	315.21	44 273.3	140.46	0.0274	3.84
totales	3199.44 m ³	430 498.7 kg			

m² = 11520 (área de todo el edificio)

Sistema de piso para un nivel.

Nivel considerado: 1 a 5

98.99 m ³ (concreto)	15 327.09 kg (acero)
------------------------------------	-------------------------

Cimentación.

Volúmenes totales.

ELEMENTO	CONCRETO (m ³)	ACERO (kg)	kg/m ³
Pilas	314.13	17 580.42	55.97
Contratraves	<u>171.22</u>	<u>15 215.37</u>	88.86
totales	485.35m ³	32 795.79 kg	

Estructura reticular.

Volúmenes totales.

ELEMENTO	CONCRETO (m ³)	ACERO (kg)	kg/m ³	m ³ /m ²	kg/m ²
Sistema de piso	3501.09	359 794.95	102.77	0.3039	31.23
Columnas	954.12	117 593.05	123.25	0.0828	10.21
Muros	315.21	51 719.12	164.08	0.0274	4.49
totales	4770.42m ³	529 107.12kg			

m² = 11520 (área de todo el edificio)

Sistema de piso para un nivel.

Nivel considerado: 1 a 5

172.98m ³ (concreto)	17 989.75kg (acero)
------------------------------------	------------------------

Cimentación.

Volúmenes totales.

ELEMENTO	CONCRETO (m ³)	ACERO (kg)	kg/m ²
Pilas	360.40	19 085.20	52.96
Contratraves	231.18	23 972.61	103.69
totales	591.58m ³	43 057.81kg	

De las tablas anteriores se puede resumir lo siguiente:

La estructura con trabes y losas utiliza menos material que la estructura reticular, (respecto a la superestructura):

32.9% menos de concreto.

18.6% menos de acero.

Con respecto a la cimentación:

17.95% menos de concreto.

23.83% menos de acero.

Comparando el sistema de piso (por nivel)

El sistema de losas y trabes presenta menos material:

42.77% menos de concreto.

14.8 % menos de acero.

Costos de las estructuras.

Sin considerar la cimentación.

ESTRUCTURA CON TRABES Y LOSAS

Material	Cantidad	Precio unitario	Costo (\$)
concreto	3 199 m ³	10 005.00 \$/m ³	32 005 995.00
acero	430 498 kg	94 450.50 \$/ton	40 660 751.35
		Total	<u>\$72 666 746.35</u>

ESTRUCTURA CON LOSA RETICULAR

Material	Cantidad	Precio unitario	Costo
concreto	4 770 m ³	10 005.00 \$/m ³	47 723 850.00
acero	529 197 kg	94 450.50 \$/ton	49 982 941.25
		Total	<u>\$97 706 771.25</u>

Considerando la cimentación.(ESTRUCTURA CON TRABES Y LOSAS).

Material	Cantidad	Precio unitario	Costo
concreto	3 685 m ³	10 005.00	36 868 425.00
acero	463 294 kg	94 450.50	43 758 349.95
		Total	<u>\$80 626 774.95</u>

ESTRUCTURA CON LOSA RETICULAR.

Material	Cantidad	Precio unitario	Costo
concreto	5 362 m ³	10 005.00	53 646 810.00
acero	572 165 kg	94 450.50	54 041 270.33
		Total	<u>\$107 688 080.30</u>

Costo por metro cuadrado (considerando la cimentación).

Estructura con traves y losas	6 998.85 \$/m ²
Estructura con losa reticular	9 347.92 \$/m ²

* Precios de mayo de 1984.

Como conclusiones finales podemos decir que la estructura con traveses y losas es más económica y su comportamiento estructural para edificios altos es mejor que la estructura reticular. Esta última tiene grandes inconvenientes para este tipo de edificios, entre los que podemos citar, secciones -- grandes de elementos estructurales, como en el caso nuestro -- en el que tenemos columnas de 120x120cm en la parte baja, es to se debe a que la losa reticular es más pesada. El uso de grandes secciones implica un gran consumo de materiales.

Ahora bien, para edificios de altos ya no es recomendable el uso del sistema losa reticular con columnas, es necesario que se tengan elementos de rigidez que tomen los efectos del sismo, tales como muros de concreto.

Para edificios de mediana altura si se justifica el empleo de la losa reticular.

Con respecto al sistema de traveses acarteladas se puede decir que el uso de este permite ahorrar material, dado que en la parte central de las traveses no es necesario tener una -- gran sección. Para nuestro caso se tiene un ahorro de 25.1% en \$ /m². con respecto a la estructura reticular.

BIBLIOGRAFIA

- Estructuras de concreto reforzado. Park.Paulay.
- Fundamentos de Ingeniería Sísmica. E. Rosenblueth
N.M. Newmark.
- Apuntes de diseño estructural. UNAM Facultad de-
Ingeniería.
- Diseño de concreto armado. Everard y Tanner-
Crespo.
- Mecánica de Suelos y Cimentaciones.
- Reglamento del Distrito Federal:
- No.400 Requisitos de seguridad y -
servicio para las estructuras, (Tí-
tulo IV).
- No.401 Diseño y construcción de es-
tructuras de concreto (NTC).
- No.406 Manual de diseño por sismo.
- No.428 Gráficas para diseñar colum-
nas de concreto reforzado.
- Reglamento de las construcciones de
concreto reforzado (ACI 318-77).
- Diseño de estructuras de concreto -
conforme al reglamento ACI 318-77.
Tomo I

APUNTES TOMADOS EN CLASE:

Aplicación de las computadoras al análisis estructural.	Ing. Julio Damy Ríos.
Estructuras de concreto.	Ing. Santiago Loera-Pizarro.
Ingeniería sísmica.	Ing. José Luis Trigos Suárez.
Tópicos y Aplicación de las computadoras al análisis estructural.	Ing. Julio Damy Ríos.
Cimentaciones	Ing. José Springall C.
Diseño estructural.	Ing. José Luis Sánchez Martínez.