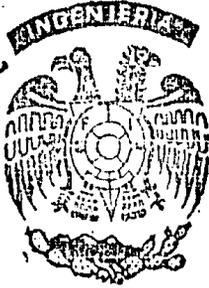


9.11.503019
Ced



ALGUNAS CONSIDERACIONES PARA EL ANALISIS
Y CALCULO DE UN EDIFICIO

JUNIO

TESIS PROFESIONAL

ENRIQUE LAVIN HIGUERA

MEXICO, D. F.

1968



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE
MEXICO

3868

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
NUM. 73-2318 CU.
EXP. NUM. 73/

Al Pasante Sr. Enrique Lavín Higuera
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el Tema que aprobado por esta Dirección propuso el Sr. Prof. Ing. Carlos M. Chávarri M., para que lo desarrolle como Tesis en - su examen profesional de Ingeniero Civil.

"ALGUNAS CONSIDERACIONES PARA EL ANALISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO".

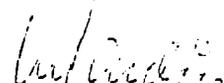
- I.- Consideraciones generales.
- II.- Elección de las estructuras reticulares planas.
- III.- Análisis de cargas para el diseño del Edificio
- IV.- Determinación de las cargas y fuerzas a que está sujeto el Edificio.
- V.- Preamálisis
- VI.- Análisis de los marcos por fuerzas verticales.
- VII.- Análisis de los marcos por fuerzas horizontales.
- VIII.- Diseño de los elementos estructurales.

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, - deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sus tentar examen profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares, en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejem plares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Muy atentamente,

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D.F. a 27 de marzo de 1968.

EL DIRECTOR


Ing. Manuel Paulín Ortíz.

A MIS MAESTROS

A MIS PADRES

A MARTHA BEATRIZ

CONTENIDO

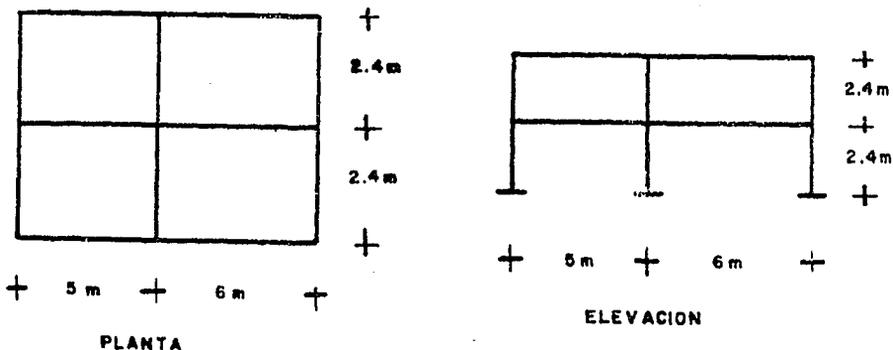
	Página
CONSIDERACIONES GENERALES	1
CAPITULO I	
ELECCION DE LAS ESTRUCTURAS RETICULARES PLANAS	3
CAPITULO II	
ANALISIS DE CARGAS PARA EL DISEÑO DEL EDIFICIO	5
CAPITULO III	
DETERMINACION DE LAS CARGAS Y FUERZAS A QUE ESTA -- SUJETO UN EDIFICIO	8
CAPITULO IV	
PREANALISIS PARA DETERMINACION DE SECCIONES	25
CAPITULO V	
CALCULO POR CARGAS VERTICALES	35
CAPITULO VI	
CALCULO POR FUERZAS HORIZONTALES	48
CAPITULO VII	
DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	58

CONSIDERACIONES GENERALES

DEFINICION: Estructura reticular plana es aquella que está formada por la intersección de barras planas, de tal forma que todos los ejes longitudinales de los mismos están contenidos en un plano.

Las edificaciones de las que pretendemos describir - algunos procedimientos de análisis, cálculo y diseño, están -- formadas por estructuras reticulares planas en las cuales todos sus elementos estructurales tienen su eje recto. Además, - son perfectamente identificables estas estructuras reticulares planas (marcos), en dos direcciones ortogonales.

La exposición de lo antes propuesto se hará primeramente en forma genérica para un edificio de hasta 8 plantas y posteriormente se hará una aplicación de la teoría en una edificación situada en Lago Bolsena esquina con Lago Vallen, en la Colonia Anahuac de México, D. F. A continuación incluimos las figuras de su planta y de su elevación.



La consideración de limitar el número de plantas (8)- está basada en la experiencia, pudiendo decir que para edifi--- cios de más o menos 10 plantas, regirá el análisis sísmico está tico y para edificios con más de las plantas antes propuestas, - regirá el análisis sísmico dinámico. Se hace notar que esta con sideración estará sujeta a la experiencia del proyectista, pero en rigor deberá hacerse los dos análisis para así determinar -- las circunstancias más desfavorables a la estructura.

A manera descriptiva de la funcionalidad de las edifi caciones se establecerá lo siguiente: serán edificios habitacio nales de los cuales su planta baja será comercial, tendrá su -- estacionamiento en una planta inferior a la baja, por lo cual se puede hacer la consideración de añadir una planta.

A continuación procederemos a detallar todos los pun- tos que consideramos básicos para el análisis, cálculo y diseño de este tipo de edificación.

CAPITULO I

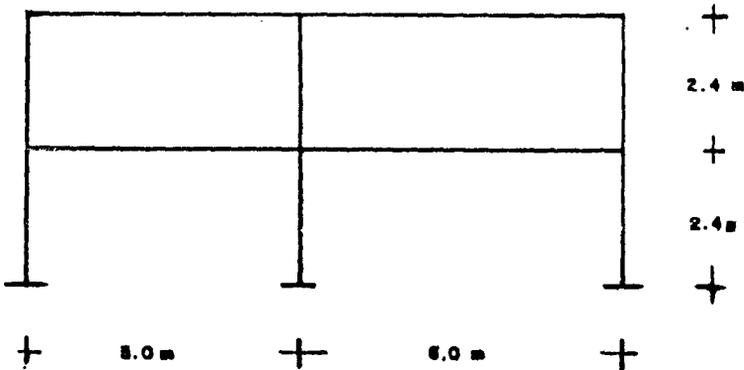
ELECCION DE LAS ESTRUCTURAS RETICULARES PLANAS.

En rigor, deberán elegirse para su análisis, cálculo y diseño, todas las estructuras reticulares planas que puedan definirse en el edificio. Los elementos mecánicos producto del análisis y cálculo en ambos sentidos, deberán tomarse en cuenta de tal manera que los elementos estructurales sean debidamente diseñados. Esto se aprecia notablemente en las columnas, ya que generalmente estos elementos forman parte de dos estructuras reticulares planas ortogonales, razón por la cual los elementos mecánicos deberán coordinarse y de esta manera determinar los dos componentes del momento flexionante, de la fuerza normal y de la fuerza cortante, para luego sumarlas. Asimismo, para los elementos estructurales tales como losas planas, reticulares, o aligeradas, el análisis y cálculo de marcos en direcciones ortogonales, nos proporcionará los elementos mecánicos para definir los armados en ambas direcciones, en losas perimetralmente apoyadas, este análisis también nos proporcionará los elementos mecánicos para el diseño de sus elementos de apoyo. Lógicamente las dos acciones combinadas nos proporcionarán noción más real de cómo trabajan los elementos estructurales. Este tipo de análisis y cálculo, riguroso en la elección total de todos los marcos, redundará en la economía constructiva del edificio ya que todos los elementos mecánicos estarán diseñados muy apropiadamente.

Una forma práctica para definir las estructuras reti-

culares planas, es elegir los marcos que el proyectista considere críticos, como por ejemplo, uno o varios marcos en cada dirección de entre aquéllos que tengan condiciones de carga -- más desfavorables. Se hace notar que el proyectista que haga la elección deberá tener la experiencia necesaria para elegir con tino los marcos tipo. También en este caso, las acciones mecánicas definidas por el análisis y cálculo de estos marcos-tipo, deberán coordinarse para diseñar todos los elementos estructurales pensando en la uniformidad de seccionamiento, aun cuando algunos elementos no fueron tomados en cuenta por las consideraciones que mencionamos en este párrafo. Aunque parezca burdo este tipo de elección de marcos, además de ser práctico, es muy usado por sus ventajas tanto en análisis, cálculo y diseño como constructivamente.

A continuación presentamos el marco que vamos a utilizar para ejemplificar nuestra labor, haciendo notar que sólo se hará para un eje, pues lo que se pretende es ser objetivo de acuerdo con el tema desarrollado en esta tesis:



CAPITULO II

ANALISIS DE CARGAS PARA EL DISEÑO DEL EDIFICIO.

Todo edificio estará sujeto a la acción de las siguientes cargas y fuerzas que analizaremos a continuación:

- 1.- Cargas muertas.
- 2.- Cargas vivas.
- 3.- Fuerzas debidas a sismo.
- 4.- Fuerzas debidas a viento.

1.- CARGAS MUERTAS.

Son las que actúan permanentemente en una construcción; se considerarán como tales los pesos de los materiales y de las instalaciones, la reacción del suelo, los empujes de tierra e hidrostáticos y la sub-presión.

2.- CARGAS VIVAS.

Son las gravitacionales que obran en una construcción y que no tienen carácter permanente. Estas dependen de la función de una planta y del área que contribuye o carga para el elemento estructural.

3.- FUERZAS DEBIDAS A SISMO.

Como las edificaciones propuestas reúnen las características para ser analizadas por el método sísmico estático,

indicaremos el criterio básico para la determinación de las -- fuerzas.

Para la determinación de las fuerzas cortantes debidas a sismo que actúan a diferentes niveles del edificio, se ha supuesto una distribución lineal de aceleraciones horizontales, siendo máximo el valor de éstas en la parte más alejada verticalmente de la cimentación, y nulo en el nivel a partir del cual las deformaciones de la estructura pueden ser apreciables. Para que esta relación de aceleraciones entre la parte superior e inferior del edificio sea adecuada, se ha propuesto coeficientes sísmicos (C) cuyo valor está dado por el cociente de la fuerza cortante en la base del edificio (V) entre su peso total (W). La determinación de (W) no es difícil de obtener. El valor de (V), y por consiguiente el de (C), dependen de los siguientes factores: estructuración del edificio; clasificación del mismo (tanto por su función, como por la localización con respecto a las zonas sísmicas o de compresibilidad, como por su aislamiento); área de sustentación y de su resonancia. El valor de (C) se ha determinado por métodos de observación y experimentación, ya que el hacer una determinación correcta por cada uno de los conceptos que mencionamos podría haber sido inadecuado. Se ha propuesto valores de (C) que varían de 0.04 a 0.15 (estos coeficientes nos representan aceleraciones en la parte más alta de un edificio si se multiplican por el valor de la gravedad).

4.- FUERZAS DEBIDAS A VIENTO.

Se supone que el viento puede actuar en dos direcciones perpendiculares. La fórmula siguiente propuesta para determinar la magnitud de la fuerza debida a viento, depende de: el área de exposición (A), velocidad del viento (v), un factor de empuje (C) y un valor constante (K). La función de estos dos últimos términos es afectar la fórmula para que la magnitud sea aproximada a la real.

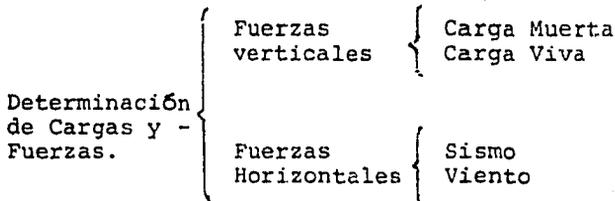
La cuantificación de la velocidad (V) depende, a su vez, de la altura del edificio y del tipo de construcción. El valor del factor de empuje (C) depende de la orientación del edificio y de la pared considerada para su análisis. El valor constante (K) de la fórmula (0.00555 para el D.F., incrementado en un poco más del 10 %) depende de la altura sobre el nivel del mar, temperaturas medias, humedades relativas y probabilidad de tolvaneras.

$$F = K C A v^2$$

CAPITULO III

DETERMINACION DE LAS CARGAS Y FUERZAS A QUE ESTA SUJETO UN EDIFICIO.

Habiendo considerado en el capítulo anterior las cargas y fuerzas a que está sujeto un edificio, ahora procederemos a su determinación. Para ésto, ya que el análisis y cálculo así lo exige, hemos separado estas cargas y fuerzas, según su forma de actuar en verticales y horizontales, según se muestra en el esquema siguiente:



DETERMINACION DE FUERZAS VERTICALES.

Antes de proceder a esta determinación, propondremos las plantas que consideramos más típicas según la funcionalidad del edificio, a la cual nos referimos en este trabajo en - Consideraciones Generales.

- 1.- Planta azotea.
- 2.- Planta tipo.
- 3.- Planta baja.

(Es de notarse que en esta clasificación no se incluye sótano. - La razón se debe a que las cargas verticales que obran en este nivel, descargan directamente a la cimentación, lo que merece un análisis por separado).

A continuación procederemos a mencionar las cargas muertas para cada planta propuesta que generalmente se tiene -- en un edificio. Posteriormente se propondrá dimensiones de estas cargas para tener una idea de su magnitud y se resumirán en una tabla, añadiendo carga viva. Todo lo anterior está orientado a obtener las cargas muertas y viva sumadas, actuando sobre un elemento estructural horizontal. A manera de ejemplo, usaremos un elemento horizontal cuya longitud sea de 5 m y su área de contribución de carga sea de 13 m².

En la planta azotea, actuarán las siguientes cargas:-- carga viva, peso propio de la losa (según el tipo) de esta planta, recubrimiento de yeso o plafón que la losa lleva por su cara inferior, relleno sobre la cara superior del mismo elemento para darle declive y que el agua desaloje por gravedad, entortado -- y/o enlosetado para proteger el terrado, algunas instalaciones, algunos muros o muros perimetrales, trabes de apoyo a la losa, concentraciones de algunos tanques almacenadores, etc.

En la planta tipo, actuarán las siguientes cargas: -- carga viva, peso propio de la losa según el tipo, trabe que -- soporte a la losa, plafón o recubrimiento de yeso por su cara inferior, mosaico por su cara superior, mortero para ligar el -- mosaico a la losa, muro a lo largo del claro, instalaciones, --

etc. La altura de los entrepisos será de 2.50 m.

En la planta baja actuarán las mismas cargas que en la planta tipo con algunas variantes tales como: ya que la función de esta planta es distinta a la tipo, el valor de la carga viva se modificará; el peso propio de los elementos resistentes como losas y trabes, también se modificará; quizá el peso de algunas instalaciones sea mayor; como la planta inferior a la baja es un sótano estacionamiento, la cara inferior de la losa no necesitará plafón, pero sí un recubrimiento de mortero de concreto pobre; etc. La altura entrepiso será de 2.75 m.

Valorización de las cargas: $L = 5m$ $A = 13 m^2$

1.- PLANTA AZOTEA.

CONCEPTO	PESO UNITARIO	DIMENSIONES			AREA tribut.	PESO ton.
		e	L	a		
LOSA CONCRETO maciza	2400 Kg/m ³	10 cm.	500		13 m ²	3.12
TRABE LONG concreto	2400 Kg/m ³	35	500	25		1.05
PLAFON e - - INSTALACIONES	30 Kg/m ²		500		13 m ²	0.39
RELLENO TEPETA TE	1000 Kg/m ³	3	500		13 m ²	0.39
MORTERO DE CEMENTO Y ARENA	2000 Kg/m ³	5			13 m ²	1.30
LOSETA REFRAC.	1800 Kg/m ³	3			13 m ²	0.71
CARGA VIVA - - AZOTEAS	70 Kg/m ²				13 m ²	0.91
						7.87 ton

$$W_{m2} = 605 \text{ Kg/m}^2$$

2.- PLANTA TIPO

h = 2.50 m

A = 13 m²

L = 5 m

CONCEPTO	PESO UNITARIO	DIMENSIONES			AREA tribut.	PESO ton.
		e	a	L		
LOSA CONCRETO maciza	2400 Kg/m ³	12			13 m ²	3.75
TRABE LONG. concreto	2400 Kg/m ³	35	25	500		1.05
MURO LONG. tabique	1600 Kg/m ³ 4000 Kg/m ²	14		500	0.70 m ²	2.80
PLAFON E - INSTALACIONES	30 Kg/m ²				13 m ²	0.39
MORTERO DE CEMENTO (mosaico)	2000 Kg/m ³	1			13 m ²	0.26
MOSAICO	40 Kg/m ²				13 m ²	0.52
CARGA VIVA	275 Kg/m ²				13 m ²	3.58

12.35 ton

$$W_{m2} = 950 \text{ Kg/m}^2$$

3.- PLANTA BAJA

h = 2.75 m

A = 13 m²

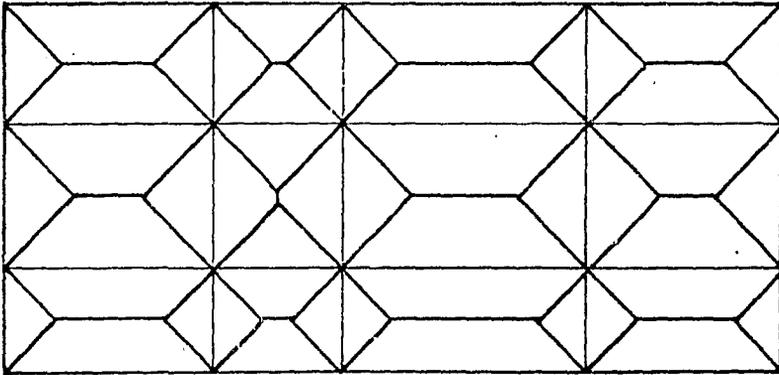
L = 5 m

CONCEPTO	PESO UNITARIO	DIMENSIONES			AREA tribut.	PESO ton.
		e	a	L		
LOSA CONCRETO maciza	2400 Kg/m ³	15			13 m ²	4.68
TRABE LONG. concreto	2400 Kg/m ³	40	25	500		1.20
MURO LONG. ladrillo	1600 Kg/m ³ 4400 Kg/m ²	14		500	0.70 m ²	3.28
PLAFON e INSTALACIONES	30 Kg/m ²				13. m ²	0.26
MORTERO DE CEM. MOSAICO	2000 Kg/m ²	1			13 m ²	0.26
MOSAICO	40 Kg/m ²				13 m ²	0.52
CARGA VIVA COMER Y FABR. MER. LIGERA	400 Kg/m ²				13 m ²	5.20

18.53 ton

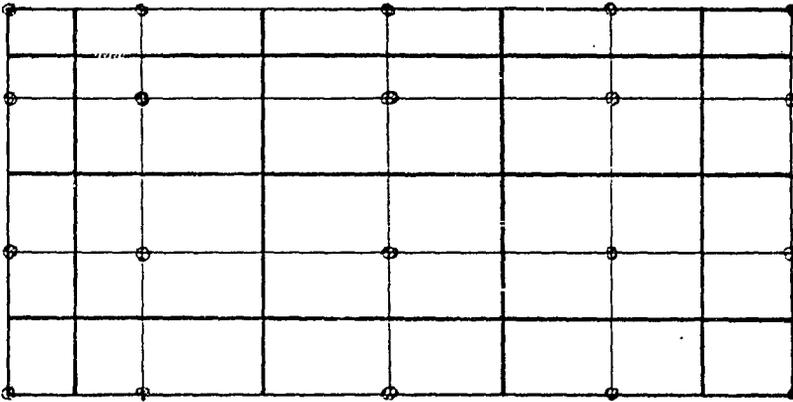
$$W_{m2} = 1425 \text{ Kg/m}^2$$

Respecto al área de contribución que hemos tomado -- tanto para carga viva como para losas, mosaicos, plafones, etc., diremos que como el análisis es en los dos sentidos, las áreas se han determinado trazando líneas a 45° en los cruces de elementos resistentes horizontales; los vértices de esta área serán los formados por la primera intersección que puedan tener dos líneas trazadas a 45° en un mismo tablero de losa. La unión de todos estos vértices así formados, de tal manera que las líneas de unión no corten líneas de 45° ni líneas que nos representen los ejes de los elementos estructurales horizontales, nos determinarán el polígono de contribución. El área de éste será la contribución para el elemento estructural horizontal.



En caso de que la estructura se pretenda analizar en un solo sentido, se considerarán las áreas de contribución a los elementos de la siguiente manera: se unirán los puntos medios entre todos los marcos, consecutivos (por supuesto, serán

paralelos) y estas líneas nos definirán lateralmente el área de influencia para el marco y nivel considerados. Para reducir esta área a un elemento estructural horizontal, bastará levantar perpendiculares al eje del marco plano en las columnas. Como se nota, cada uno de estos elementos estructurales tendrá una área de contribución a cada lado de su eje, siendo su área total la suma de las dos.



DETERMINACIONES DE FUERZAS HORIZONTALES

A estas fuerzas las llamaremos cortantes.

El análisis que a continuación presentaremos para la determinación de estas fuerzas horizontales será solamente -- por sismo, omitiendo viento por considerar que los momentos de volteo y cortantes causados por este elemento serán muy inferiores a los de sismo, dada la localización del edificio --- (D.F.). En el diseño se considera la acción más desfavorable de estas fuerzas pero no la suma de estos efectos. Por esta razón

do correctamente las secciones de los elementos resistentes, - los valores obtenidos serán aproximados por lo que se deberá - proceder a refinarlos, teniendo en consideración el sistema de fuerzas laterales de cada elemento, mediante la primera estima ción de rigideces.

3.- Las losas de piso se considerarán indeformables. A esto hay que añadir que en los edificios cuya longitud en -- planta sea varias veces su ancho, y cuya rigidez ante cargas - laterales no esté distribuída de una manera más o menos unifor me en todo su largo, esta hipótesis no será admisible. Tampoco será admisible en aquellos casos en los cuales se empleen lo-- sas precoladas o en aquéllos que tengan elementos verticales - resistentes a cargas laterales cuya rigidez sea comparable a. - la de las losas.

4.- Se hará la suposición de que el efecto del tem-- blor, equivale al de un sistema de fuerzas horizontales aplica das en el centro de gravedad de cada nivel y con direcciones - paralelas a los ejes de los elementos estructurales resisten-- tes horizontales.

A continuación describimos el método.

Nos hemos propuesto hacer esta descripción en dos -- partes para hacer más lógica y práctica la determinación de -- los cortantes. Se hará uso de una tabla para cada punto que -- propondremos. A continuación enumeramos y describimos las par tes antes mencionadas.

Nivel	Entre-piso	$F_{ix} \bar{y}$	$F_{iy} \bar{x}$	$F_{ix} \bar{y}$	$F_{iy} \bar{x}$	Posición de Cortantes	
						$x = \frac{F_{ix} \bar{y}}{V_x}$	$y = \frac{F_{iy} \bar{x}}{V_y}$
		10	11	12	13	14	15

El procedimiento para la determinación de los cortantes es - el siguiente:

- a) Determinación de los centros de gravedad de los niveles.

El C. de G. al que hacemos referencia, es el de todos los pesos que obran sobre el nivel, considerando como tales el de la losa con todos sus acabados tanto en su cara superior como en la inferior, el de la mitad del peso de las columnas y muros de carga que tienen contacto con la losa, el de las trabes que soportan a las losas, el de los muros que gravitan sobre ella, etc. Para ésto se fijarán ejes ortogonales en las plantas y se procederá a tomar momentos de primer orden (con respecto a cada uno de los ejes) para todos los pesos, cuya suma dividida entre el peso total del nivel, nos dará las coordenadas del C. de G. de la planta (\bar{X} , \bar{Y} ; columna 1 y 2).

b) Determinación de los pesos de los niveles.

Se considerarán como pesos, todas las cargas permanentes que actúen en el nivel y además, la mitad del peso de las columnas y muros que tengan contacto con el nivel.

c) Altura de los niveles.

Estas alturas (h_i) serán respecto al desplante (columna 4).

Determinadas las alturas se hace el producto $W_i \cdot h_i$ (col. 3 x col. 4), obteniendo la columna 5, que nos será útil para determinar las fuerzas sísmicas aplicadas en los niveles.

d) Determinación de las fuerzas sísmicas aplicadas a los niveles y que actúan en el centro de gravedad del nivel.

Con los elementos antes calculados se aplicará la fórmula:

$$F_i = C \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \sum W_i$$

Obteniendo así los valores de las fuerzas para cada nivel y que actúan en el C de G del mismo. La discrepancia en magnitud de las fuerzas obtenidas para ambos ejes (X ó Y), será debida a la diferencia que pueda haber en el coeficiente sísmico por la diferencia de estructuración (columnas 6 y 7).

e) Cortantes que actúan en los entrepisos.

La magnitud de los cortantes para los entrepisos estará dada por la suma acumulativa de las fuerzas sísmicas; el orden para esta suma será del nivel último hacia los inferiores. La determinación de los cortantes será para cada eje, resultado de sumar acumulativamente las correspondientes fuerzas sísmicas, --- (columnas 8 y 9). Lo más común es que el centro de gravedad de todos los niveles no esté comprendido en una vertical, motivo por el cual el cortante no estará aplicado en el C de G del nivel. El siguiente inciso consistirá en la determinación del punto de --- aplicación del cortante para un nivel.

f) Punto de aplicación de la fuerza cortante:

Fijándonos en las últimas 6 columnas (11-15) nos daremos cuenta de que el método para la determinación de este punto está basado en momentos de primer orden. La secuencia de multiplicar las fuerzas sísmicas por su distancia a los ejes (\bar{X} y \bar{Y}), para luego ser sumados acumulativamente (en el mismo orden antes mencionado) para cada nivel prefijado y posteriormente divididos por el cortante que le corresponda (tanto para el eje como para el nivel) al producto, nos determinará el punto de aplicación del cortante.

g) Distribución de los cortantes entre los elementos

resistentes de cada piso.

TABLAS DE LAS CUALES HAREMOS USO:

Para los elementos cuya dirección es paralela al eje X

EJE	R_{ix}	y_i	$R_{ix}y_i$	y_{iT}	$R_{ix}y_{iT}$	$R_{ix}y_{iT}^2$	Efecto de V_x			Efecto V_y
							Directo	Torsión	Total	Torsión
IX										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Para los elementos cuya dirección es paralela al eje y

EJE	R_{iy}	x_i	$R_{iy}x_i$	x_{iT}	$R_{iy}x_{iT}$	$R_{iy}x_{iT}^2$	Efecto de V_y			Efecto V_x
							Directo	Torsion	Total	Torsion
IY										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

a) Cálculo de las rigideces de piso de los elementos resistentes, en ambas direcciones, para todos los entresijos y para cada eje de elementos.

Al llegar a este paso las secciones ya están determinadas por lo que es posible determinar las rigideces (columnas 1).

b) Determinación del centro de torsión para cada entresijo.

En este caso también se aplican momentos de primer orden a cada uno de los elementos rigidizantes. La suma de estos momentos dividido entre la suma de rigideces (ya sea para X ó y), nos proporcionarán ---

el centro de torsión. Las fórmulas son:

$$X_t = \frac{R_{iy} X_i}{\sum R_{iy}} \quad Y_t = \frac{R_{ix} Y_i}{\sum R_{ix}}$$

(Útiles las columnas 1, 2 y 3)

c) Cálculo de la fuerza cortante que debe ser resistida por un marco cualquiera en un piso.

Para esto hay que dividir los efectos:

1. Debido al efecto de la fuerza cortante del piso, -supuesta actuando en el centro de rigideces (efecto directo).
2. Debido al momento torsionante producido por los cortantes (V_x y V_y) que actúan en el nivel analizado.

Para el efecto directo aplicaremos las siguientes fórmulas:

$$V_{jx} = V_x \frac{R_{ix}}{\sum R_{ix}} \quad V_{jy} = V_y \frac{R_{iy}}{\sum R_{iy}}$$

Para el efecto torsionante se aplicarán las siguientes fórmulas:

$$V_{jx} = \frac{M_t R_{ix} Y_{it}}{\sum R_{ix} Y_{it}^2 + \sum R_{iy} X_{it}^2} \quad y \quad V_{jy} = \frac{M_t R_{iy} X_{it}}{\sum R_{ix} X_{it}^2 + \sum R_{iy} X_{it}^2}$$

Hay que hacer notar que habrá que calcular dos fuerzas cortantes debido a la torsión para un mismo eje;

una fuerza cortante será producida por el mismo cortante que - causó el efecto directo, y la otra será producida por la cortante que actúa en el mismo nivel y ortogonalmente a la primera. O sea, para cada eje tendremos calculadas dos V_{jx} o dos V_{jy} torsionantes, según sea el caso.

El momento torsionante (M_t) para un entrepiso considerado es el producto de la fuerza cortante en el piso por una excentricidad real ($1.5e$), una accidental ($\pm 0.05L$). El signo de esta última deberá tomarse en cada marco en tal forma que dé lugar a los máximos esfuerzos.

ANALISIS SISMICO SIMPLIFICADO.

La aplicación de este método será posible siempre y cuando se cumplan simultáneamente las siguientes consideraciones:

- 1: Que en cada planta, al menos el 75 % de las cargas verticales sean soportadas por muros ligados entre sí por losas corridas.
- 2: Que existan al menos dos muros perpendiculares de una carga paralelos o que formen entre sí un ángulo no mayor de 20° , estando cada muro ligado por las losas antes citadas en una longitud de por lo menos 50 % de la dimensión del edificio, medido en las direcciones de dichos muros.
- 3: Que la relación de altura a dimensión mínima de la base del edificio no exceda de 1.5.
- 4: Que la relación de lo largo a lo ancho de la planta

del edificio no sea mayor de 2, a menos que para fines de análisis sísmico se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación de largo a ancho satisfaga esta restricción y lo que se menciona a continuación: se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, de las torsiones y momentos de volteo y se verificará únicamente que las fuerzas cortantes totales que obran en cada piso calculadas de la misma manera que para el análisis sísmico estático, y cuya fórmula es

$$F_i = C \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \sum W_i$$

no excedan a la suma de las resistencias al corte de los muros de carga proyectadas en la dirección en que se considera la aceleración, debiéndose verificar en dos direcciones ortogonales. En este cálculo, tratándose de muros cuya relación de altura entrepisos consecutivos, h , a la longitud L , exceda 1.33 el esfuerzo admisible se reducirá afectándolo por el cociente $(1.33 L/h)^2$.

A manera de explicación de la aplicación del método, se dirá lo siguiente: dada la consideración de que se hace caso omiso de los desplazamientos horizontales, de las torsiones y momentos de volteo para determinar los cortantes que actúan

en el entrepiso bastará con hacer la suposición de que cada marco es una estructura independiente de las otras, por lo que se concluye que este método es muy parecido al estático, sólo que en lugar de considerar al edificio como una estructura, lo hace como si fueran varias independientes. El peso que interviene para la determinación de los cortantes, será el que le corresponda a su área de contribución al marco.

Ejemplo:

Se resolverá el marco que hemos elegido de acuerdo con el método simplificado, ya que el edificio propuesto cumple con las consideraciones en que se basa la aplicación del método.

$$W = 605 \text{ Kg/m}^2$$

$$L = 11 \text{ m}$$

$$a = 4 \text{ m}$$

$$= 44 \text{ m}^2$$

$$C = 0.04$$

Nivel	Entrepiso	W_i	h_i	$W_i h_i$	F_i
2		26.6	4.80	127.5	1.53
	2				
1		41.8	2.40	100.5	1.205
	1				

68.4

228.0

$$F_i = \frac{0.04 \times 68.4}{228} \times W_i h_i$$

en el entrepiso bastará con hacer la suposición de que cada marco es una estructura independiente de las otras, por lo que se concluye que este método es muy parecido al estático, sólo que en lugar de considerar al edificio como una estructura, lo hace como si fueran varias independientes. El peso que interviene para la determinación de los cortantes, será el que le corresponda a su área de contribución al marco.

Ejemplo:

Se resolverá el marco que hemos elegido de acuerdo con el método simplificado, ya que el edificio propuesto cumple con las consideraciones en que se basa la aplicación del método.

$$W = 605 \text{ Kg/m}^2$$

$$L = 11 \text{ m}$$

$$a = 4 \text{ m}$$

$$= 44 \text{ m}^2$$

$$C = 0.04$$

Nivel	Entrepiso	W_i	h_i	$W_i h_i$	F_i
2		26.6	4.80	127.5	1.53
	2				
1		41.8	2.40	100.5	1.205
	1				
		68.4		228.0	

$$F_i = \frac{0.04 \times 68.4}{228} \times W_i h_i$$

CAPITULO IV

PREANALISIS PARA LA DETERMINACION DE LAS SECCIONES.

El orden lógico para este preanálisis es, primero determinar elementos mecánicos en los elementos estructurales y - posteriormente, prediseñar.

A continuación mencionamos algunas formas de conocer los elementos mecánicos en estructuras, basados en el conocimiento de las cargas verticales.

A) Método de bajar cargas

B) Métodos aproximados { a) Método del Portal
b) Del Voladizo

A) METODO DE "BAJAR CARGAS"

Para poder aplicar este método, se hacen las siguientes consideraciones: que los elementos horizontales solo soportan cargas que actúan en su mismo nivel, y que los elementos -- verticales, tales como columnas, soportan acumulativamente las cargas de los niveles superiores a aquellas. Anotado lo anterior procederemos a describir el método.

Para los elementos horizontales, se prediseñará con un momento parecido al de una viga libremente apoyada, que por supuesto estará sujeto al criterio del proyectista. La W será determinada de acuerdo con la distribución de áreas por líneas a 45° (visto en el capítulo anterior).

La carga de diseño para elementos verticales, será la suma de todos los pesos (según su área de contribución) que ac-

túan en niveles superiores al del entrepiso, multiplicada por un coeficiente mayor que 1; por ejemplo 1.25 o 1.30 etc. El área de contribución antes mencionada, estará limitada por líneas contenidas en el plano de acción de las cargas, paralelas a los elementos resistentes. Estas líneas se definirán a una distancia igual entre el elemento por analizar y otro similar, y deberán ser perpendiculares (y con las características antes mencionadas) a la línea de unión de los dos elementos.

Algunas veces este método resulta más útil para estimar volúmenes de carga muerta que para la misma predeterminación de secciones.

B) METODOS APROXIMADOS.

Estos métodos los hemos agrupado en un solo punto, debido a la similitud que presentan en el análisis. Se basan en fuerzas que actúan horizontalmente en los entrepisos del edificio. La cuantificación de estas fuerzas depende del peso del edificio y de la altura que tenga el nivel analizado sobre el desplante. La fórmula que se utiliza es la misma que para el análisis sísmico estático:

$$F = C \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \sum W_i$$

(con la misma nomenclatura antes empleada)

La determinación de estas fuerzas se hará en las mismas direcciones que las de los marcos: X, Y. La distribución cuantitativa de la fuerza para cada marco será el cociente de dividir la fuerza que actúa en un nivel, entre el número de ele-

mentos resistentes a los empujes horizontales. Se puede decir que este tipo de análisis es muy similar al "estático", con la diferencia de que la distribución de los cortantes es uniforme para cada uno de los niveles y direcciones. Esto trae como consecuencia que la determinación de las acciones mecánicas en los elementos estructurales sea irreal, máxime si se utilizan métodos aproximados para el cálculo de esos elementos, pero para el objetivo son bastante adecuados pues hay que recordar que es la primera determinación de secciones.

Los métodos propuestos en este punto para determinar los elementos mecánicos, nos ofrecen la ventaja de que se procede sin el conocimiento de las secciones y por consiguiente de las rigideces, haciendo la aclaración de que en el método del voladizo se debe considerar todas las columnas del entrepiso de igual sección.

A continuación exponemos los métodos aproximados y -- sus consideraciones básicas:

a) METODO DEL PORTAL:

Hipótesis en que se basa este método.

- 1: Los puntos de inflexión de trabes y de columnas, -- se encuentran en los puntos medios de las mismas.
- 2: La fuerza cortante que actúa en cada una de las -- columnas interiores, será igual al doble del valor de las columnas exteriores.

El proceso de cálculo empleando este método es el siguiente:

- 1: Determinar la fuerza cortante de cada entrepiso. El

- valor de cada uno será la suma acumulativa en su orden lógico: de arriba hacia abajo.
- 2: Basándonos en la hipótesis número 2, se obtendrán los cortantes para cada una de las columnas. Para las columnas interiores el valor será la fuerza cortante entre $n-1$ columnas. Para las exteriores, el valor será la mitad de aquéllas. Lógicamente, la dirección será la misma que la del cortante que actúa en el entrepiso.
- 3: Basándonos en la hipótesis 1 y en el punto anterior, se determinarán los momentos flexionantes en todas las columnas. Para esta determinación, por razones que son obvias, el valor del momento será igual a la mitad de la longitud de la columna por su cortante correspondiente. Este valor será igual en ambos extremos.
- 4: Por equilibrio se determinarán los momentos flexionantes de las trabes, recordando que también las trabes tienen el punto de inflexión a la mitad de su claro, o sea, los momentos en los extremos serán iguales. Habrá que empezar a equilibrar por nudos que tengan una sola trabe.
- 5: Determinados los momentos, se determinarán los cortantes en los extremos de las trabes.
- 6: Los cortantes de las trabes serán las descargas axiales a los muros. Con esto se habrá determinado

la fuerza axial que actúa en las columnas no sin -
antes recordar que los cortantes en las trabes cam-
biarán de dirección (opuesta) al hacerlos actuar -
en las columnas (por la ley de la acción y la reac-
ción).

b) METODO DEL VOLADIZO:

Este método generalmente se usa para marcos esbeltos.

Las hipótesis en que se basa este método son las si-
guientes:

- 1: Los puntos de inflexión de trabes y columnas se en-
cuentran en sus puntos medios.
- 2: La fuerza axial en cada columna de un mismo piso -
es proporcional a su sección transversal y a su --
distancia al centro de gravedad de las columnas del
marco en el entrepiso considerado. (Para nuestro -
caso de preanálisis se puede hacer la considera---
ción de que todas las columnas de un entrepiso y -
de un marco, son iguales. También para este caso,-
se podrá proponer cierta proporcionalidad en las -
secciones, sujetándose ésto al criterio del proyec-
tista. (Nótese que sólo proponemos factores de pro-
porcionalidad, no dimensiones).

EL PROCESO DE CALCULO SE RESUME A CONTINUACION:

- 1: Considérese el edificio como un solo elemento es--
tructural en voladizo y determínese los momentos -
que producen las fuerzas, en secciones horizontales

que pasen por los puntos de inflexión de las columnas en cada entrepiso.

- 2: Determinados los momentos y aplicando la hipótesis 2, calcúlese las fuerzas axiales que actúan en la columnas. En la columna más alejada del centro de gravedad actuará la mayor fuerza axial, en una proporción de magnitud a cualquiera de las interiores, que nos la define el cociente de la distancia al centro de gravedad de la primera entre la distancia de la segunda al punto citado.
- 3: Los cortantes en las trabes serán determinados en base a los normales que actúan en las columnas. Se hace la aclaración de que esta determinación se -- hará primeramente con las trabes de la orilla y -- las superiores, para continuar con la determina-- ción de las interiores e inferiores por equilibrio -- en el nudo.
- 4: Con los cortantes determinados se calcularán los -- momentos en las trabes y columnas, haciendo aplica-- ción de la hipótesis 1. Como aclaración se dirá lo siguiente: determinados los momentos de las trabes, por equilibrio se determinarán los de las colum-- nas; posteriormente haciendo aplicación de la hipó-- tesis 1 se determinará el momento del otro extremo.

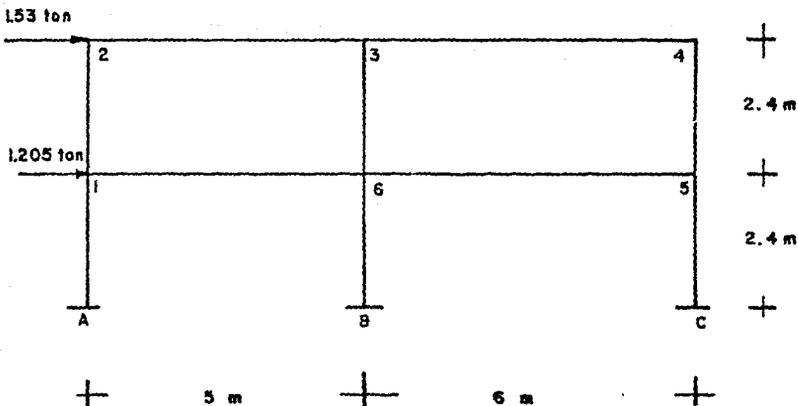
Determinados los elementos mecánicos se procede al -- prediseño. El esfuerzo permisible (f) de los materiales para el prediseño, podrá ser proporcional a 1 para el caso de "bajar --

cargas" y a 0.66 en el caso de los métodos aproximados. Hay que recordar que en el primer caso en lugar de disminuir el esfuerzo permisible, se aumentaron los elementos mecánicos, contraria mente a lo que se propuso para el segundo caso.

EJERCICIO:

Se aplicará el método del portal para el marco propuesto. Las fuerzas horizontales serán las mismas que determinamos en el capítulo anterior. Resuelto el marco, prediseñaremos en secciones de concreto, los elementos 23 y 36. Se usará diseño plástico.

La estructura que vamos a resolver es la siguiente:

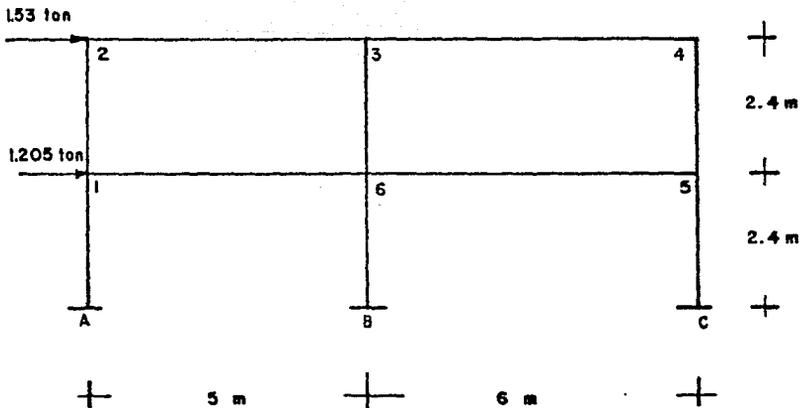


cargas" y a 0.66 en el caso de los métodos aproximados. Hay que recordar que en el primer caso en lugar de disminuir el esfuerzo permisible, se aumentaron los elementos mecánicos, contraria mente a lo que se propuso para el segundo caso.

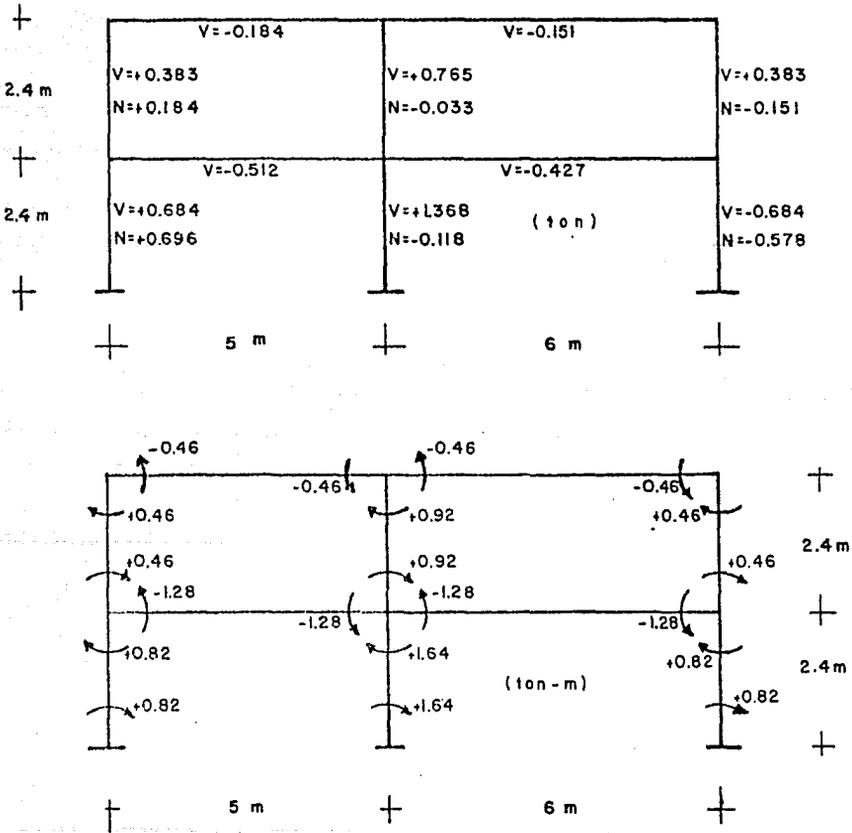
EJERCICIO:

Se aplicará el método del portal para el marco propuesto. Las fuerzas horizontales serán las mismas que determinamos en el capítulo anterior. Resuelto el marco, prediseñaremos en secciones de concreto, los elementos 23 y 36. Se usará diseño plástico.

La estructura que vamos a resolver es la siguiente:



Los elementos mecánicos que calculamos, producto de las fuerzas horizontales que mencionamos, son los siguientes



Datos de cálculo:

$f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$

$f_y^x = 3200 \text{ Kg/cm}^2$

$f_c' = 300 \text{ Kg/cm}^2$

$f_c^x = 229 \text{ Kg/cm}^2$

$f_c'' = 195 \text{ Kg/cm}^2$

$$\frac{f_c''}{f_y^x} = \frac{195}{3200} = 0.061 \quad U = 1.4$$

Prediseño de la trabe:

Como la trabe sólo recibe acciones de columnas de un solo entrepiso, castigaremos más los esfuerzos permisibles hasta un valor de 0.33 f. Diseñaremos sólo por flexión y nuestro momento máximo es de 0.46 ton-m. Supondremos un porcentaje de acero (p) igual a 0.0040.

$$p = 0.0040 \quad p = q \frac{f_c''}{f_y^x}$$

$$\therefore q = \frac{0.0040}{0.061} = 0.0654 \quad K = 0.064$$

$$\frac{M_u}{bd^2 f_c''} = 0.064 = \frac{1.4 \times 0.46 \times 10^5}{bd^2 \times 0.33 \times 195} = 0.064$$

$$\therefore bd^2 = 15,600 \text{ cm}^3$$

$$\text{suponiendo } b = 18 \text{ cm} \quad \therefore d = 29.5 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{sección de } 20 \text{ cm} \times 35 \text{ cm}$$

Prediseño de la columna

La diseñaremos sólo por flexión, pues en este caso, es el elemento mecánico más crítico. Supondremos columna cuadrada. El porcentaje de acero será 0.0040. El esfuerzo permisible será 0.66 f.

$$p = 0.0040 \quad p = q \frac{f_c''}{f_y^x}$$

$$q = \frac{0.0040}{0.061} = 0.0654 \quad k = 0.064$$

$$\frac{M_u}{bd^2 f_c''} = \frac{1.4 \times 0.92 \times 10^5}{d^3 \times 0.66 \times 195} = 0.064$$

$$d^3 = 15600$$

$$d = 25 \text{ cm}$$

sección de 25 cm x 25 cm

CAPITULO V

CALCULO POR CARGAS VERTICALES.

Habrá que recordar que en el capítulo III se determinaron las cargas verticales (muertas y vivas) que actúan en el edificio. Se ha partido de consideraciones aproximadas en las secciones, mismas que pudieron haberse rectificado o afinado -- después del prediseño que se hizo usando los elementos mecánicos calculados en el capítulo IV.

La predeterminación de las secciones es muy importante para el cálculo de rigideces que se usan en los métodos exactos y en algunos aproximados. O sea, hasta este capítulo tenemos todos los elementos necesarios para proceder al cálculo. El método de cálculo más conocido en el medio ingenieril es el de -- Kani que resulta muy adecuado para estos fines y con enormes -- ventajas sobre los propuestos con anterioridad. Nosotros resolveremos la estructura por el método de Iteraciones, propuesto -- por el Ing. Heberto Castillo M. basado, también, en la fórmula de la pendiente de deformación. Este método aún presenta más ventajas que el de Kani, razón por la cual se ha elegido. También, -- en caso de modificaciones de secciones, los últimos valores obtenidos para las anteriores, nos servirán para acelerar la convergencia de los valores. A continuación se hace una breve exp sici n del método:

METODO DE ITERACIONES

La fórmula en que se basa este método es la de la pen-

diente-deformación. En una barra de una estructura, la fórmula es la siguiente:

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} - \frac{2EI}{L_{ik}} (2\phi_i + \phi_k)$$

A continuación damos las nomenclaturas que se usarán para el desarrollo de este método:

M_{ik} : momento de barra sobre nudo en el extremo "i" de la barra ik

\bar{M}_{ik} : momento de empotramiento de barra sobre nudo en el extremo i de la barra ik

L_{ik} : Longitud de la barra ik

ϕ_i : giro en el extremo i

ϕ_k : giro en el extremo k

r_{ik} : rigidez de la barra ik

t_{ki} : factor de transporte de momentos, del extremo k al i

r_{tn} : rigidez total del nudo

ϕ_n : giro en el nudo

M_{Di} : momento de desequilibrio en el nudo i

K_{ϕ_n} : constante de giro inicial en el nudo

$f_{d\phi k}$: factor de distribución

Δ_P : desplazamiento relativo del extremo K con respecto al i

$R_{L_{ik}}$: rigidez lineal de la barra ik

Q_{ik} : fuerza cortante que actúa en una columna

Q_r : suma de todas las fuerzas cortantes de las columnas de un piso

N : número de columnas en el piso.

$F_{\Delta\phi}$: factor de desplazamiento que influye en el giro

$F_{\phi\Delta}$: factor del giro que influye en el desplazamiento

L_r altura del entrepiso o longitud de las columnas

K_{Ap} constante de desplazamiento en el piso.

Una vez definida nuestra nomenclatura básica procederemos a hacer mención del procedimiento para el cálculo de la estructura.

1) Cálculo de f_{d_n}

$$f_{d_n} = \frac{1}{2} f_d = \frac{1}{2} \frac{r_{ik}}{r_{tn}}$$

Estos factores se calculan en todos los nudos y para cada una de las barras que concurren en ellos. Generalmente en un edificio se hace la consideración de que todos los apoyos de barras son empotrados, por lo que la rigidez será $4EI/L$.

2) Cálculo de M_{ik} y M_{Di}

Por la misma razón antes mencionada nuestros momentos de empotramiento serán: $\pm L^2/12$ para el caso de una barra con carga uniformemente repartida; $-Pab^2/L^2$ y $+Pa^2b/L^2$ para una carga concentrada en los apoyos y K respectivamente; etc. Esta determinación se hará para cada uno de los extremos de las barras.

El momento de desequilibrio en el nudo (M_{Di}) será la suma algebraica de todos los momentos de empotramiento que aportan las barras que concurren en él. Esto se hará para cada nudo.

3) Cálculo de K_{ϕ_n}

Este factor siempre será del mismo signo que el del momento que se menciona en la siguiente fórmula:

$$K_{\phi n} = \frac{M_n}{r_{tn}}$$

y se determinará para cada nudo.

4) Cálculo de $F_{\Delta\phi}$

Este factor deberá determinarse para cada nudo de cada nivel. La fórmula que nos define el factor es la siguiente:

$$F_{\Delta\phi} = \frac{R_L}{r_t}$$

Por la suposición que mencionamos, la rigidez lineal será $6EI/L^2$.

5) Cálculo de $F_{\phi\Delta}$

La fórmula que nos define este factor es la siguiente:

$$F_{\phi\Delta} = \frac{L}{2N}$$

y debe calcularse para todos los niveles.

6) Cálculo de $K_{\Delta p}$

Este factor se calculará por la siguiente fórmula

$$K_{\Delta p} = \frac{Q_r L_r^2}{6}$$

(Q_r : cortante en el entre piso)

y se calculará para todos los niveles.

Una vez calculados todos estos términos, se puede proseguir al cálculo. Se hace la aclaración de que si de ante-

mano se sabe que la estructura no experimentará desplazamientos y que además no actúan fuerzas horizontales se puede omitir el cálculo de los puntos 4, 5 y 6; en caso de que haya desplazamientos pero no fuerzas horizontales que actúen, se deberá omitir el cálculo del punto 6; el punto 6 sólo se usará cuando actúen fuerzas horizontales, tal es el caso de cálculo debido a fuerzas sísmicas.

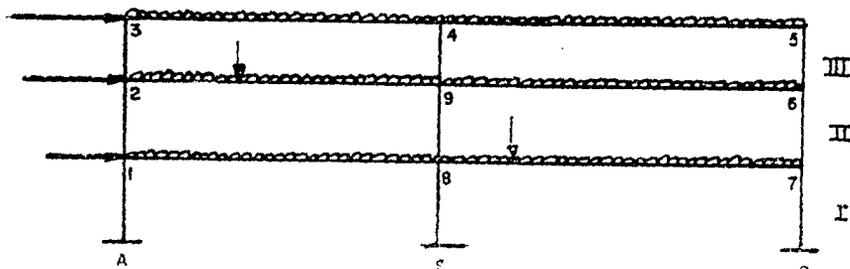
Las fórmulas que aplicaremos en este proceso iterativo son las siguientes:

$$\Delta_p = F_{\phi_n} (K_{\Delta} p + \sum \phi_i + \sum \phi_k)$$

$$\phi_n = K\phi_n - \sum f d_{\phi_k} \phi_k + F_{\Delta} \Delta$$

y no habremos obtenido los resultados de Δ y ϕ_n que nos conduzcan a los resultados finales, hasta que consecutivamente y respectivamente, se nos repitan dos valores. Se hace la aclaración de que Δ se calculará para cada piso y ϕ_n para cada nudo.

El Ing. Heberto Castillo ha propuesto la siguiente tabla que nos facilita en grado sumo el trabajo. Por razones de espacio y para mayor entendimiento propondremos una estructura cualquiera y haremos la tabla que le correspondería, así como las consiguientes aclaraciones:



Nudo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	I	II	III
k_{ϕ_n}										ϕ_2, ϕ_3	ϕ_1, ϕ_2	ϕ_1, ϕ_7
$f_{\Delta \phi}$	2	3	2	3	4	5	6	1	8	ϕ_4, ϕ_5	ϕ_6, ϕ_7	ϕ_8
	8	1	4	5	6	7	8	7	6	ϕ_9	ϕ_2, ϕ_9	
		9						9	4			
$F_{\Delta \phi}$	I						I	I		$F_{\phi_{\Delta I}}$	$F_{\phi_{\Delta II}}$	$F_{\phi_{\Delta III}}$
	II	II				II	II	II	II	$K_{\Delta I}$	$K_{\Delta II}$	$K_{\Delta III}$
		III	III	III	III	III			III	Δ_F		
ϕ_n												

El proceso iterativo es el siguiente: "soltar" linealmente la estructura y posteriormente "soltarla" angularmente; o sea, se deberán calcular primero los términos Δ_p y posteriormente los términos ϕ_n . Nótese que para el cálculo de cada uno de los Δ_p , el resultado no depende de los otros Δ_p , no así para los ϕ_n que sí tienen dependencia de los otros. Es por eso -- que mientras no se haya calculado por primera vez el giro en un nudo, su valor será cero, lo cual quiere decir que no se ha --- "soltado" ese nudo. A continuación aplicaremos las fórmulas --- para el nudo 8 y el piso II, haciendo la aclaración de que ya - hemos calculado por lo menos una vez los valores de cada uno - de los giros de los nudos y de los desplazamientos de los pi--- sos:

$$\Delta_{II} = F_{\phi_{\Delta II}} \left[K_{\Delta II} + \sum (\phi_1 + \phi_8 + \phi_7) + \sum (\phi_2 + \phi + \phi_6) \right]$$

$$\begin{aligned} \phi_8 = K\phi_8 + & - f_{d1}\phi_1 - f_{d7}\phi_7 - f_{d9}\phi_9 + \\ & + F_{\phi_{8-II}} \Delta_{II} + F_{\phi_{8-III}} \Delta_{III} \end{aligned}$$

Habiéndose repetido los valores en las iteraciones -- tanto para los ϕ_n como los Δ_p , se procederá a calcular las --- acciones mecánicas finales en cada uno de los elementos estructurales. El paso que sigue es calcular los momentos finales de barra sobre nudo, para lo que se usa la siguiente fórmula:

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} - r_{ik} \phi_i - r_{ki} t_{ki} \phi_k + R_{L_{ik}} \Delta p$$

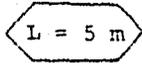
Obteniéndose estos momentos y haciéndolos flexionantes, a la vez que superponiendo los isostáticos correspondientes a cada barra, se habrá obtenido los diagramas de momentos flexionantes, hecho ésto, se procede al cálculo de las fuerzas normales y cortantes para todos los elementos estructurales.

Ejemplo:

Se resolverá el marco que nos hemos propuesto para -- ejemplificar el método, haciendo uso de las cargas vert. que ya determinamos.

A continuación presentamos el proceso de cálculo:

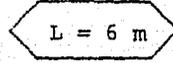
Cálculo de las cargas uniformes (W) que actúan en las traves:



2 m

2 m

$$A = 12 \text{ m}^2$$



2 m

2 m

$$A = 16 \text{ m}^2$$

Trabe superior claro = 5 m

$$W = 1.45 \text{ ton/m}$$

$W = 605 \text{ kg/m}^2$ claro = 6 m

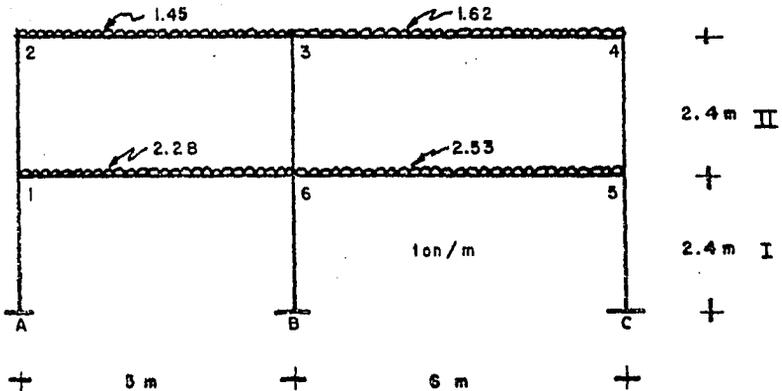
$$W = 1.62 \text{ ton/m}$$

Trabe entrepiso claro = 5 m

$$W = 2.28 \text{ ton/m}$$

$W = 950 \text{ kg/m}^2$ claro = 6 m

$$W = 2.53 \text{ ton/m}$$



Cálculo de momentos de Inercia

Elementos 2-3 y 3-4: sección de 20 cm x 35 cm

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{20 \times 35^3}{12} = 71,300 \text{ cm}^4 = 2.19 I_0$$

Elementos 1-6 y 6-5: sección de 20 cm x 40 cm

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{20 \times 40^3}{12} = 106,500 \text{ cm}^4 = 3.26 I_0$$

Elementos 1-2, 3-6 y 4-5: sección de 25 cm x 25 cm

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{25 \times 25^3}{12} = 32,600 \text{ cm}^4 = 1 I_0$$

Elementos A-1, B-6 y C-5: sección de 30 cm x 30 cm

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times 30^3}{12} = 67,300 \text{ cm}^4 = 2.07 I_0$$

Cálculo de rigideces angulares y factores de transporte:

$$r_{1A} = r_{A1} = r_{6B} = r_{B6} = r_{C5} = r_{5C} = \frac{4EI}{L} = \frac{4 \times 2.07 I_0 E}{2.40} = 3.448 EI_0$$

$$r_{12} = r_{21} = r_{36} = r_{63} = r_{45} = r_{54} = \frac{4EI}{L} = \frac{4 \times E I_0}{2.40} = 1.664 EI_0$$

$$r_{23} = r_{32} = \frac{4EI}{L} = \frac{4 \times 2.19 I_0}{5.0} = 1.752 EI_0$$

$$r_{16} = r_{61} = \frac{4EI}{L} = \frac{4 \times 3.26 I_0}{5.0} = 2.608 EI_0$$

$$r_{34} = r_{43} = \frac{4EI}{L} = \frac{4 \times 2.19 I_0}{6.0} = 1.460 EI_0$$

$$r_{56} = r_{65} = \frac{4EI}{L} = \frac{4 \times 3.26 I_0}{6.0} = 2.172 EI_0$$

$$t_{ik} = t_{ki} = 1/2$$

$$r_{t1} = r_{1A} + r_{12} + r_{16} = 7.72 EI_0$$

$$r_{t2} = r_{21} + r_{23} = 3.42 EI_0$$

$$r_{t3} = r_{32} + r_{34} + r_{36} = 4.88 EI_0$$

$$r_{t4} = r_{45} + r_{43} = 3.12 EI_0$$

$$r_{t5} = r_{54} + r_{56} + r_{5C} = 7.28 EI_0$$

$$r_{t6} = r_{61} + r_{63} + r_{65} + r_{6B} = 9.89 EI_0$$

Cálculo de rigideces lineales:

$$R_{L_I} = \frac{6EI}{L^2} = \frac{6 \times 2.07 I_0}{2.42} = 2.16 EI_0$$

$$R_{LII} = \frac{6EI}{L^2} = \frac{6Ex 1 I_0}{2.4^2} = 1.045EI_0$$

Momento de empotramiento y momentos de desequilibrio en los nudos:

$$M_{23} = -M_{32} = \frac{WL^2}{12} = \frac{1.45 \times 5^2}{12} = 3.02 \text{ ton-m}$$

$$M_{34} = -M_{43} = \frac{WL^2}{12} = \frac{1.62 \times 6^2}{12} = 4.86 \text{ ton-m}$$

$$M_{16} = -M_{61} = \frac{WL^2}{12} = \frac{2.28 \times 5^2}{12} = 4.75 \text{ ton-m}$$

$$M_{65} = -M_{56} = \frac{WL^2}{12} = \frac{2.53 \times 6^2}{12} = 7.59 \text{ ton-m}$$

$$M_{D1} = + 4.75 \text{ ton-m}$$

$$M_{D2} = + 3.02 \text{ ton-m}$$

$$M_{D3} = + 1.84 \text{ ton-m}$$

$$M_{D4} = - 4.86 \text{ ton-m}$$

$$M_{D5} = - 7.59 \text{ ton-m}$$

$$M_{D6} = + 2.84 \text{ ton-m}$$

Anteriormente, hemos calculado todos los elementos necesarios para la presentación de la siguiente tabla, haciendo notar que los elementos K_{ϕ_n} , $-f_{d\phi_k}$, $F_{\Delta\phi}$ y F_{ϕ} se han determinado por las fórmulas que mencionamos al respecto. En un proceso iterativo se determinaron posteriormente los valores para ϕ_i y Δ_p , con la aplicación respectiva de las siguientes fórmulas.

$$\phi_n = K_{\phi_n} - f_{d\phi_k} \phi_k + F_{\Delta\phi} \Delta$$

$$\Delta_p = F_{\phi_{\Delta p}} (K_{\Delta p} + \sum \phi_i + \sum \phi_k)$$

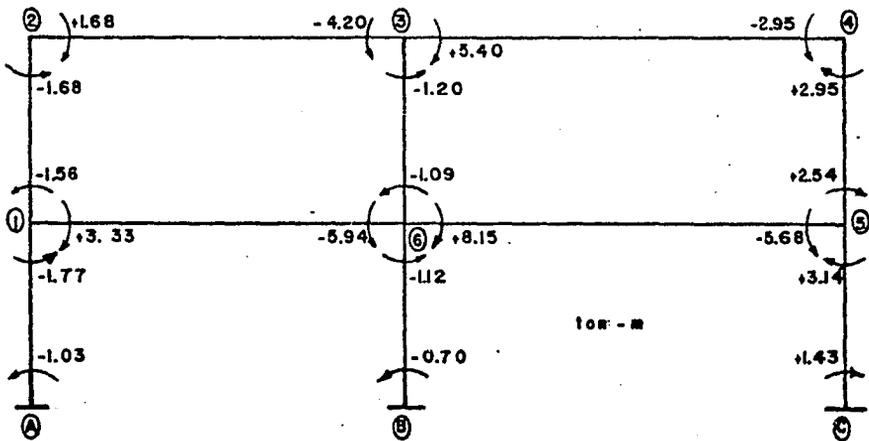
(El elemento $K_{\Delta p}$, en este caso, su valor es cero por no actuar en las estructura fuerzas horizontales).

Nudo	1	2	3	4	5	6	I	II
K_{ϕ_n}	0.615	0.881	0.377	-1.560	-1.045	+0.287	ϕ_1, ϕ_5, ϕ_6	$\phi_1, \phi_2, \phi_3, \phi_4, \phi_5, \phi_6$
$-f_{d\phi_k}$	2 -0.106	1 -0.244	2 -0.180	3 -0.234	4 -0.114	1 -0.132		
	6 -0.169	3 -0.256	4 -0.150	5 -0.266	6 -0.149	3 -0.084		
$F_{\Delta\phi}$	I 0.279				I 0.296	I 0.243	$F_{\phi_{\Delta I}} = 0.4$	$F_{\phi_{\Delta II}} = 0.4$
	II 0.135	II 0.305	II 0.214	II 0.335	II 0.144	II 0.118		
							Δ_p	
ϕ_n	+0.615	+0.731	+0.248	-1.63	-0.80	+0.27	0	0
	+0.46	+0.63	+0.41	-1.52	-0.94	+0.26	+0.04	-0.24
	+0.42	+0.57	+0.42	-1.49	-1.00	+0.24	-0.10	-0.28
	+0.425	+0.562	+0.384	-1.491	-1.003	+0.235	-0.14	-0.35
	+0.428	+0.570	+0.383	-1.502	-1.000	+0.233	-0.137	-0.355
	+0.428	+0.570	+0.383	-1.502	-1.000	+0.233	-0.136	-0.355
							-0.136	-0.355

Determinados los valores de ϕ_n y Δ_p , se procede al cálculo de los momentos de barra sobre nudo que actúan en los apoyos de las barras, mediante el empleo de la fórmula siguiente:

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} - r_{ik} \phi_i - r_{ki} t_{ki} \phi_k + R_{L_{ik}} \Delta_{ik}$$

y a continuación incluimos la figura respectiva del marco con los valores de los momentos que actúan en los extremos de las barras.



CAPITULO VI

CALCULO POR FUERZAS HORIZONTALES.

Hay que recordar al llegar a este punto, que las fuerzas (sísmicas) que actúan en el edificio ya fue posible calcularlas al exponer el método estático y simplificado para análisis sísmico, en el capítulo III. Partiendo de esta determinación, se propondrá dos formas de calcular los elementos mecánicos y que son los siguientes:

A) Métodos exactos

B) Métodos aproximados $\left\{ \begin{array}{l} \text{a) Del Factor} \\ \text{b) De Bowman} \end{array} \right.$

A) METODOS EXACTOS.

En este método habrá que mencionar el de Iteraciones y el de Kani, prefiriendo el primero por las ventajas mencionadas en el capítulo anterior. Como este cálculo es meramente por fuerzas horizontales, del método de Iteraciones se podrá omitir el cálculo de los factores K_{ϕ_n} ; por lo que respecta a lo otro, el cálculo es exactamente igual a lo expuesto.

B) METODOS APROXIMADOS.

De los métodos que se han propuesto para estos casos los que hacen las consideraciones más reales son el del Factor y el de Bowman.

a) METODO DEL FACTOR

Este método está basado en el planteamiento de las ecuaciones de pendiente de formación. Las hipótesis en que se

basa el método son las siguientes:

1: Se considerará que los valores de la diferencia de desplazamientos laterales de dos niveles consecutivos dividida entre la altura del entrepiso, son iguales en los mismos entrepisos consecutivos.

2: El desplazamiento angular de un nudo y de los extremos opuestos de todas las barras que concurren al mismo, son iguales.

Planteadas las hipótesis, proseguiremos con el procedimiento de cálculo:

1: Se calcularán los valores de los factores de trabe (G_n) y los factores de columna (C_n).

El cálculo de los factores de trabe se hace de la siguiente manera

$$G_n = \frac{\sum K_{en}}{\sum K_n} = \frac{\sum (\text{rigideces de las columnas que concurren en el nudo})}{\sum (\text{rigideces de todas las piezas que concurren en el nudo})}$$

Este factor se calculará para todos los nudos y el valor obtenido por la fórmula será el mismo para todas las trabes (1 ó 2) que concurren al nudo.

El cálculo de los factores de columna se hace de la siguiente manera:

$$C_n = 1 - G_n$$

que por supuesto, también se calculará para todos los nudos y el valor para cada columna será el mismo.

- 2: Se obtendrán para cada extremo de barra los factores ----
 $(C + C'/2)$ en el caso de columnas y $(G + G'/2)$ para las --
 trabes. Las letras que hemos afectado con la característica-
 prima (C' y G'), son los factores respectivos que tendrá la-
 barra considerada en el otro extremo. Una vez obtenida la su-
 ma del factor que le corresponde al elemento considerado más
 la mitad del factor de su otro extremo, los factores así ob-
 tenidos se multiplicarán por la rigidez (K) de la barra consi-
 derada, obteniéndose $K(C + C'/2)$ y $K(G + G'/2)$ respectiva-
 te.
- 3: Se calcularán los momentos para cada entrepiso, los cuales -
 serán producto del cortante (suma de las fuerzas acumulativa-
 mente) por la altura del entrepiso: $V \times h$
- 4: Se distribuirán los momentos en los extremos de las columnas
 en una proporción igual al cociente del factor $K(C+C'/2)$
 del extremo considerado de una barra, entre la suma de los -
 factores $\{ \sum K(C+C'/2) \}$ que le correspondan a ambos extre-
 mos de todas las columnas del entrepiso, al cual pertenece -
 el extremo del que queremos calcular su momento. A continua-
 ción la fórmula:

$$M_i = V \times h \frac{[K(C + C'/2)]_i}{\sum [K(C + C'/2)]_{m,n}}$$

- 5: Para calcular los momentos en las trabes, se calculará los--
 momentos que equilibren los que aportan los extremos de las-
 columnas, para un nudo considerado. El momento, entonces se-

distribuirá proporcionalmente a su valor $K(G + G'/2)$ en cada trabe.

6: Calculados los momentos, el problema se torna isostático y entonces se procede a calcular las fuerzas normales y cortantes en cada barra.

b) METODO DE BOWMAN:

Las consideraciones e hipótesis en que se basa este método son las siguientes:

- 1: Los puntos de inflexión en las trabes exteriores se encuentran a 0.55 de su claro a partir de su extremo exterior. En trabes interiores, el punto de inflexión se encuentra al centro del claro, excepto en la crujía central cuando el número de crujías es impar, o en las dos centrales si es par. En estas últimas crujías mencionadas, la posición de puntos de inflexión en las trabes está forzada por condiciones de equilibrio.
- 2: Los puntos de inflexión en las columnas del primer entrepiso, se encuentran a 0.60 de su altura, a partir de la base. En marcos de dos o más, de tres o más, de cuatro o más entrepisos, los puntos de inflexión en las columnas de los entrepisos último, penúltimo y antepenúltimo, respectivamente, se encuentran a 0.65, 0.60, 0.55 de la altura correspondiente, a partir del extremo superior. En edificios de 5 o más entrepisos, los puntos de inflexión en columnas para las cuales no se ha especificado la posición, se encuentran al centro de su altura.

3: La fuerza cortante de cada entrepiso se distribuye en la forma siguiente:

En el primer entrepiso, una fuerza cortante igual a

$$V_c = \frac{N - 0.5}{N + 1} V$$

y en los pisos superiores, una fuerza cortante igual a

$$V_c = \frac{N - 2}{N + 1} V$$

se distribuirán directamente entre las columnas proporcionalmente a sus rigideces (respectivamente). La fuerza cortante es igual a

$$V_t = V - V_c$$

y se distribuye entre las crujeas proporcionalmente a la rigidez de la trabe que la limita en la parte superior. La cortante de cada cruja se distribuye en partes iguales entre las dos columnas que la limitan

V: fuerza cortante de un entrepiso

N: Número de crujeas del marco en el entrepiso considerado.

El procedimiento para el cálculo de los elementos mecánicos es el siguiente:

- 1: Calcúense las V_c y V_t para todos los entrepisos, aplicando las fórmulas antes mencionadas en la hipótesis 3.

- 2: Distribúyase V_c entre las columnas proporcionalmente a sus rigideces del entrepiso:

$$V_{c_i} = V_c \times \frac{K_i}{\sum K}$$

- 3: Distribúyase V_t entre las columnas del entrepiso, como si este cortante actuara como normal en los elementos estructurales horizontales resistentes, haciendo la distribución de los "normales" en proporción a la rigidez de cada uno de los elementos horizontales que:

$$V_{t_j} = V_t \times \frac{k_j}{\sum k_j}$$

Una vez obtenido este cortante se distribuirá en partes iguales a las 2 columnas que el elemento horizontal liga superiormente

- 4: La suma de V_{c_i} y V_{t_j} nos da como resultado el cortante que actúa uniformemente en la columna.
- 5: Se procede a calcular los momentos flexionantes en los elementos estructurales, basándose en la hipótesis 2. Los momentos en los elementos cuya determinación no esté obligada por los puntos de inflexión, se hará por equilibrio y se distribuirán en proporción a la rigidez del mismo elemento.
- 6: Ahora el problema ya es isostático y entonces se procede a calcular las acciones mecánicas restantes: cortantes y normales en traveses y normales en columnas.

Ejemplo :

Se resolverá el marco que hemos mencionado, con las fuerzas horizontales que se determinaron para el mismo en el capítulo III:

A continuación presentamos el proceso de cálculo, haciendo notar que los valores de los elementos - $f_{d\phi_k}$, $F_{\Delta\phi}$ y $F_{\Delta p}$, serán los mismos que los calculados en el capítulo anterior. Como existen fuerzas horizontales, se añadirá el cálculo del elemento K_p . El valor de K_{ϕ_n} , para este caso, será cero debido a que no actúan fuerzas que produzcan momentos de empujamiento.

Cálculo de los elementos $K_{\Delta p}$

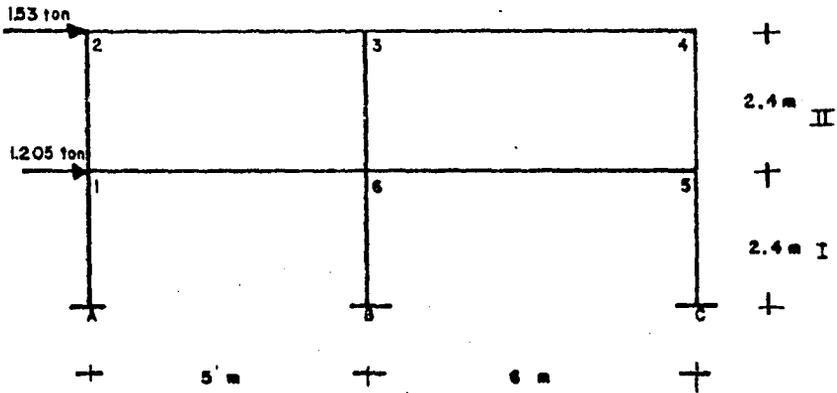
$$Q_I = 2.735 \text{ ton}$$

$$Q_{II} = 1.53 \text{ ton}$$

$$K_{\Delta I} = \frac{Q_I L_I^2}{6 \times EI_I} = \frac{2.735 \times 2.4^2}{6 \times 2.071_0} = \frac{1.265}{EI_0}$$

$$K_{\Delta II} = \frac{Q_{II} L_{II}^2}{6EI_{II}} = \frac{1.53 \times 2.4^2}{6 \times 11_0} = \frac{1.470}{EI_0}$$

Nuestra estructura la esquematizaremos, con la acción de las fuerzas horizontales, de la siguiente manera:



Los valores de ϕ_n , y Δ_p se determinaron por un proceso iterativo de aplicación de las siguientes fórmulas:

$$\Delta_p = F_{\phi_{\Delta p}} (K_{\Delta p} + \sum \phi_i + \sum \phi_k)$$

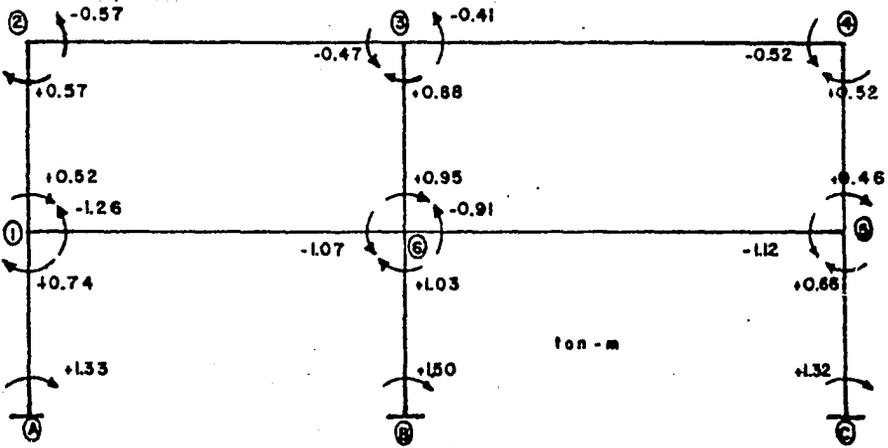
$$\phi_n = K_{\phi_n} - f_{\phi_k} \phi_k + F_{\Delta \phi} \Delta_p$$

Nudo	1	2	3	4	5	6	I	II
$k\phi_n$	0	0	0	0	0	0	ϕ_1, ϕ_5, ϕ_6	ϕ_1, ϕ_2, ϕ_3
$f_{d\phi_k}$	2 -0.108	1 -0.244	2 -0.180	3 -0.234	4 -0.114	1 -0.032	$F_{\phi} = 0.4$	ϕ_4, ϕ_5
	6 -0.169	3 -0.256	4 -0.150	5 -0.266	6 -0.149	3 -0.084		
$F_{\Delta\phi}$	I 0.279				I 0.296	I 0.243	$K_I = 1.265$	$K_{II} = 1.47$
	II 0.135	II 0.305	II 0.214	II 0.335	II 0.114	II 0.118		
							Δ_p	
							+ 0.50	+ 0.60
ϕ_n	+0.25	+0.13	+0.11	+0.18	+0.22	+0.12	+ 0.75	+ 0.91
	+0.30	+0.18	+0.12	+0.22	+0.30	+0.22	+ 0.914	+ 1.272
	+0.35	+0.270	+0.130	+0.29	+0.384	+0.279	+ 0.907	+ 1.267
	+0.351	+0.269	+0.133	+0.29	+0.379	+0.272	+ 0.905	+ 1.265
	+0.350	+0.267	+0.134	+0.29	+0.375	+0.273		

Determinados los valores de ϕ_n y Δ_p , se procede al cálculo de los momentos de barra sobre nudo, que actúan en los apoyos de las barras, mediante el uso de la fórmula siguiente

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} - r_{ik} \phi_i - r_{ki} t_{ki} \phi_k + R_{L_{ik}} \Delta_{ik}$$

y a continuación incluimos la figura respectiva del marco, con los valores de los momentos que actúan en los extremos de las barras:



CAPITULO VII

DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Como ya se tiene los elementos mecánicos en los miembros, tanto por cargas verticales como por fuerzas horizontales se procederá a diseñar las secciones de concreto y de acero. -- Hasta este punto, nosotros hemos trabajado con secciones de deconcreto supuestas y después con secciones de prediseño, por lo que ahora entraremos al diseño o rectificación de las secciones para que sean las definitivas.

Los elementos mecánicos definitivos, serán producto de la superposición de los dos efectos; por fuerzas verticales y por fuerzas horizontales. Se tendrá cuidado de que al superponer los efectos, se produzcan los efectos más desfavorables, recordando que si las fuerzas de sismo actúan primero en una dirección, inmediatamente después, la acción de la fuerza será la misma sólo que de sentido contrario. Dadas estas circunstancias, se repite que hay que hacer todas estas consideraciones para el diseño adecuado de los elementos estructurales. A manera de --- ejemplo, se expone el siguiente caso: cuando el sismo actúa en un sentido, las columnas extremas son las más fatigadas, una -- por tensión y otra por compresión, pero al actuar el sismo en sentido contrario, la que se fatigaba por tensión ahora se fati grá por compresión y viceversa. En estos casos, hay que diseñar por el efecto más desfavorable y revisar por el otro, cuando ha ya inversión de esfuerzos.

En el caso de concreto, los esfuerzos permisibles (f) que se usan para diseñar con los elementos mecánicos, producto de sumar los efectos producidos por las fuerzas verticales y por las fuerzas horizontales, estará incrementado en un 33 %, o sea, el esfuerzo permisible según lo propuesto será 1.33 f.

En caso de que los efectos producidos por la conjunción de estos dos análisis, no sean superiores a 1.33 de los efectos que produce el análisis por carga vertical, se deberá diseñar sólo con los efectos debidos a carga vertical y con un esfuerzo permisible igual a 1 f.

Los elementos horizontales, aún cuando en éstos actúen fuerzas axiales, será conveniente diseñarlos sólo por flexión. En caso de que la acción de la fuerza axial sea considerable, -- sí se tomará en cuenta. El cortante en ellos sí es decisivo.

En las columnas habrá que considerar los dos efectos -- que provienen del análisis y cálculo en dos direcciones y también, añadirle los efectos producto del sismo.

En las losas nos interesa conocer los momentos que actúan perimetralmente a ella, para después continuar con la distribución de éstos según sean las franjas. El cortante en los apoyos de las losas es también muy importante ya éstas que pueden fallar por penetración.

El punto obligado a tratar es el siguiente: en el diseño final de las secciones, lo factible es encontrar unas en las cuales estemos excedidos y otras en las que nos falte sección. Entonces, hay que rectificar estas secciones y proceder

a corregir en análisis y cálculo, para encontrar otras acciones mecánicas. Si de antemano se nota que la rectificación en las secciones no nos afecta grandemente en la determinación de las acciones, entonces se usarán las mismas.

Rectificadas las secciones de concreto, se procede con las de acero.

Llamaremos acero primario a aquél que diseñemos para soportar los efectos de momento flexionante y/o fuerza axial. --- Acero secundario, será aquél que diseñemos para soportar la --- fuerza cortante.

El procedimiento lógico es éste: diseñar el acero primario en todas las secciones en que la fuerza normal y/o el momento flexionante sean críticos, calcular el acero primario por efectos de temperatura, diseñar el acero secundario en secciones en las cuales se considere crítico el cortante, calcular la separación de estribos que nos absorban el cortante, de acuerdo con éste y con las especificaciones al respecto.

Los cortes de acero principal se harán en el caso de -- flexión, en los puntos de inflexión de los diagramas de momen-- tos que le correspondan a la barra, añadiendo un tramo más que nos proponen las especificaciones. En el caso de columnas, ge-- neralmente no tenemos cortes en un entrepiso.

Los anclajes y longitudes de traslape se harán usando-- las especificaciones al respecto, las cuales están en función-- del diámetro de la varilla, y de la calidad del concreto em--- pleado.

Ejemplo:

Se diseñarán los elementos 2,3. y 3,6, de acuerdo con los elementos mecánicos obtenidos en los capítulos 5 y 6. Se usarán o rectificaran las secciones que hemos empleado. Se usará diseño plástico.

Datos de cálculo:

$$f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y^x = 3200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c^i = 300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c^x = 229 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_c^u = 195 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{f_c^u}{f_y^x} = 0.061$$

$$U = 1.4$$

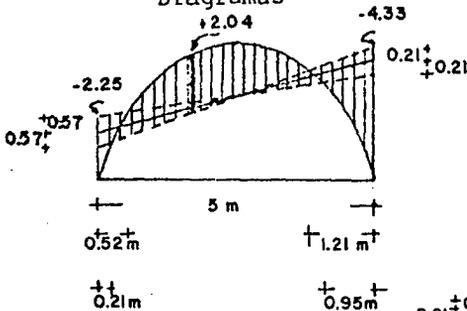
$$p_{min} = 0.0015$$

$$q_b = 0.525$$

Diseño de la trabe (2-3):

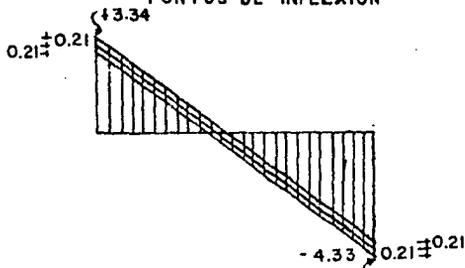
sección 20 cm x 35 cm

Diagramas



ENVOLVENTE DE
M
(ton - m)

DISTANCIAS A LOS
PUNTOS DE INFLEXION



ENVOLVENTE DE

V

(ton)

Se diseñará por flexión para tres secciones: dos de los apoyos, y una donde se produce el momento máximo positivo. Se calculará el acero por temperatura, que según el reglamento, es el acero mínimo que debe tener una sección, en cada uno de sus lechos.

$$M_1 = - 2.25 \text{ ton-m} \quad M_2 = + 2.04 \text{ ton-m} \quad M_3 = 4.33 \text{ ton-m}$$

$$\begin{array}{llll} \text{Para la sección 1:} & b' = 20 \text{ cm} & b = 18 \text{ cm} & \\ & h = 35 \text{ cm} & d' = 31 \text{ cm} & d = 29 \text{ cm} \end{array}$$

$$\frac{M_u}{bd^2 f_c^V} = \frac{1.4 \times 2.25 \times 10^5}{18 \times 29^2 \times 1.95} = 0.107 \quad q = 0.113$$

$$p = 0.113 \times 0.061 = 0.0069 \quad 0.0015$$

$$A_s = pbd = 0.0069 \times 18 \times 29 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$\begin{array}{ll} \text{Para la sección 2:} & b' = 20 \text{ cm} & b = 18 \text{ cm} \\ & h = 35 \text{ cm} & d = 31 \text{ cm} \end{array}$$

$$\frac{M_u}{bd^2 f_c''} = \frac{1.4 \times 2.04 \times 10^5}{18 \times 31^2 \times 1.95} = 0.0848 \quad q = 0.09$$

$$p = q \times \frac{f_c''}{f_y^X} = 0.09 \times 0.061 = 0.00549 \quad 0.0015$$

$$A_s = pbd = 0.00549 \times 18 \times 31 = 3 \text{ cm}^2$$

Para la sección 3: $b' = 20 \text{ cm}$ $b = 18 \text{ cm}$
 $h = 35 \text{ cm}$ $d' = 31 \text{ cm}$ $d = 29 \text{ cm}$

$$\frac{M_u}{bd^2 f_c''} = \frac{1.4 \times 4.33 \times 10^5}{18 \times 29^2 \times 195} = 0.206 \quad q = 0.235$$

$$p = q \frac{f_c''}{f_y^x} = 0.235 \times 0.061 = 0.0143$$

$$A_s = pbd = 0.0143 \times 18 \times 29 = 7.47 \text{ cm}^2$$

Acero por temperatura:

Lecho superior: $b = 18 \text{ cm}$, $d = 29 \text{ cm}$; $A_s = 0.78 \text{ cm}^2$

$$p = 0.0015$$

Lecho inferior: $b = 18 \text{ cm}$, $d = 31 \text{ cm}$; $A_s = 0.84 \text{ cm}^2$

Diseño de estribos:

$$V_c = 0.5 \quad f_c^x = 0.5 \quad 229 = 7.53 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = V_c \times bd = 7.53 \times 18 \times 30 = 4080 \text{ Kg}$$

$$V = 3.64 \text{ ton} \quad (\text{a } d = 30 \text{ cm del apoyo 3})$$

$$V_u = 1.4 \times 3.64 = 5.10 \text{ ton.}$$

$$V'_u = V_u - V_c = 5.10 - 4.08 = 1.02 \text{ ton}$$

Estribos de $3/8 \text{ } \varnothing$; $A_v = 0.71 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{0.75 A_v f_{yD}^x}{V'_u} = \frac{0.75 \times 0.71 \times 3200 \times 30}{1020} = 50 \text{ cm}$$

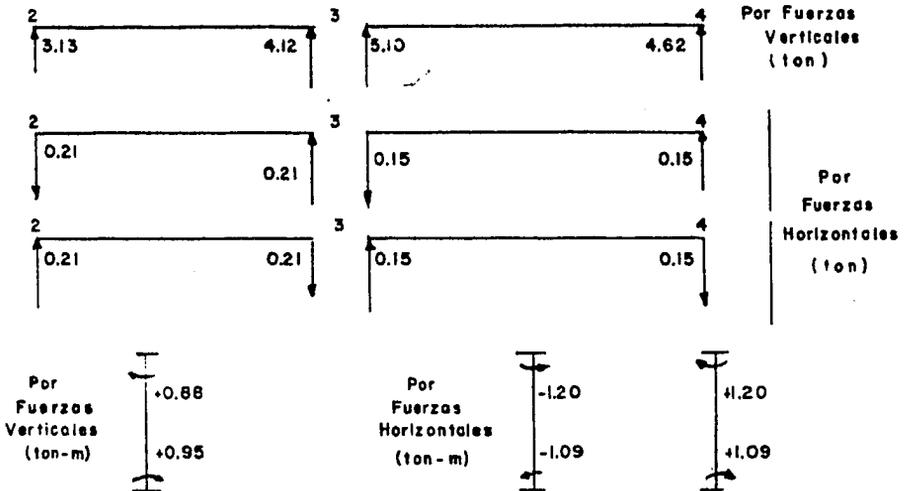
Separación mínima:

- a) $s = d (1 + C_{ot}) \frac{V_c}{V_u} = 30 (1 + 0) \frac{4.08}{5.10} = 24 \text{ cm}$
- b) $s = 0.5 d (1 + C_{ot}) = 0.5 \times 30 (1) = 15 \text{ cm}$
- c) $s = L/6 = 500/6 = 84 \text{ cm}$

$\therefore s = 15 \text{ cm}$

Diseño de la columna (3-6): sección 25 cm x 25 cm

Diagramas



$$N_{\text{máx}} = 9.28 \text{ ton}$$

$$M_{\text{máx}} = 2.08 \text{ ton-m}$$

$$b = t = 23 \text{ cm}$$

$$d = 20.65 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{t} = \frac{20.65}{23} = 0.90$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2.08}{9.28} = 0.225 \text{ m}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{22.5}{23} = 0.98$$

$$q = 0.16$$

$$K = \frac{P_u}{b t f_c} = \frac{1.4 \times 9.28 \times 10^3}{23 \times 23 \times 195} = 0.1265$$

$$p = q \frac{f_c}{f_y} = 0.16 \times 0.061 = 0.0098$$

$$A_s = 5.2 \text{ cm}^2$$

Estribos: 3/8"Ø

$$A_s = 0.71 \text{ cm}^2$$

Separación máxima

$$s = 20 \phi = 20 \times 0.95 = 19 \text{ cm}$$

$$s = 30 \phi \cos \frac{\phi}{2} = 30 \times 0.95 \times 0.707 = 20.2 \text{ cm}$$

$$\therefore s = 19 \text{ cm}$$

BIBLIOGRAFIA EMPLEADA

- 1.- "UN METODO PARA EL CALCULO DE ESTRUCTURAS RETICULARES".
Ing. Heberto Castillo Martínez
México, 1967.
- 2.- "NUEVA TEORIA DE LAS ESTRUCTURAS".
Ing. Heberto Castillo Martínez.
México, 1964.
- 3.- "REINFORCED CONCRETE FUNDAMENTALS".
Phil M. Ferguson.
E.U.A., 1965.
- 4.- "DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES".
George Winter, L. C. Urquhart, C.E. O'Rourke, Arthur H.
Nilson.
E.U.A., 1954
- 5.- "FOLLETO COMPLEMENTARIO (DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS)".
Emilio Rosenbleuth, Luis Esteva.
México, 1962.
- 6.- "NUEVO REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL"
México, 1966.
- 7.- "CONCRETO REFORZADO (TEXTOS IMCYC)".
Roger Díaz de Cossío, Juan Casillas G. de L., Francisco
Robles F.V.
México, 1964, 1965, 1966.
- 8.- "REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZADO ----
(ACI 318-63)".
México, 1966.