

104



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO CON ELEMENTOS
DE SECCION VARIABLE".

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A :
R I C A R D O P A L M A S I L V A

200336



MEXICO, D. F.

NOVIEMBRE DE 2001



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/141/98

Señor
RICARDO PALMA SILVA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. FRANCISCO DE JESUS CHACON GARCIA, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO CON ELEMENTOS DE SECCION VARIABLE"

- INTRODUCCION**
- I. RIGIDECES ANGULARES Y LINEALES PARA VARIOS TIPOS DE SECCION VARIABLE, TABLAS Y GRAFICAS
 - II. ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON ELEMENTOS DE SECCION VARIABLE
 - III. ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON ELEMENTOS DE SECCION CONSTANTE
 - IV. COMPARACION DE COSTOS Y SISTEMAS CONSTRUCTIVOS ENTRE AMBOS CASOS
 - V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

A atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 29 de marzo de 2001
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/Instg.

Visto BUENO

[Firma]

ING. FRANCISCO CHACON GARCIA
30/ OCTUBRE / 2001

De acuerdo ✓ Vc. B.

Vc. B.
[Firma]
ESTANISLAO PONCE FERRANDO
19 NOV. 2001

Enrique Barranco Vite Vc. B.
[Firma]
Óscar Vega Roldán
7 de nov. del 2001

Vc. B.
[Firma]
ING. HÉCTOR A. USOPALTA C.
9-NOV-2001

Agradecimientos.

A Dios que me ha permitido estar en el lugar donde me encuentro
y siempre a estado junto a mí.

A mis Padres Lolita y Boni con mucho amor por formar en mi el ser que soy.

A mis hermanos Karla y Pepé.

A mis amigos por tenerlos siempre junto a mí.

A Carito.

A la Universidad por darme la oportunidad de conocer las humanidades,
la cultura, la política y formar en mí un criterio de la sociedad en la que vivo.

A la Facultad de Ingeniería con mucho cariño, en especial
a todos mis profesores que me formaron.

Al Dr. José Luis Camba Castañeda por enseñar más que ingeniería.
Nunca olvidare sus clases querido Maestro.

Al Ing. Francisco Chacón por su confianza en dirigir mi tesis.
Sin su apoyo y comprensión no hubiese sido posible.

A todos ellos muchas gracias....



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO.
FACULTAD DE INGENIERÍA.

INDICE

“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO CON ELEMENTOS DE SECCIÓN VARIABLE”.

Introducción.
Antecedentes.
Objetivo.

I. Rigideces angulares y lineales para varios tipos de sección variable, tablas y gráficas.

I.1 Cálculo de rigideces angulares	1
I.1.1 Conceptos generales	1
I.1.2 Deformaciones estructurales	5
I.1.2.a Deformación axial del elemento	6
I.1.2.b Deformación flexionante del elemento	7
I.1.3 Rigidez y flexibilidad	9
I.1.4 Rigideces de un miembro	10
I.1.5 Método de flexibilidades	12
I.1.6 Cálculo de rigideces angular de una sección constante	15
I.2 Cálculo de rigideces lineales	17
I.2.1 Cálculo de rigideces lineales de una sección constante	17
I.3 Elaboración de tablas y gráficas	21
I.3.1 Tablas de la Portland Cement Association	21
I.3.2 Gráficas de Newmark	21
I.3.3 Rigideces de una viga acartelada	22

II. Análisis y diseño estructural con elementos de sección variable.

II.1 Descripción del edificio	23
II.2 Cálculo de cargas	25
II.2.1 Acciones	25
II.2.2 Cargas de diseño	26
II.2.2.1 Cargas muertas	26
II.2.2.1.1 Determinación de las cargas muertas	27
II.2.2.2 Cargas vivas	30
II.2.2.2.1 Determinación de las cargas vivas	31
II.2.2.3 Cargas totales	32
II.2.2.3.1 Cálculo de cargas totales	32
II.2.2.3.2 Marcos cargados	34
II.2.3 Determinación de fuerzas laterales debidas a sismo	35
II.2.3.1 Determinación de fuerzas laterales debidas a sismo según método estático	35
II.2.3.2 Revisión por volteo	38



II.3 Análisis estructural	40
II.3.1 Modelo de análisis	40
II.3.2 Resultados	40
II.4 Diseño estructural	41
II.4.1 Criterios de diseño estructural, reglamentos y especificaciones	41
II.4.2 Materiales	43
II.4.3 Requisitos generales para marcos.	43
II.4.3.1 Requisitos para vigas	44
II.4.3.2 Requisitos para columnas.	47
II.4.3.3 Uniones viga-columna	50
II.4.4 Diseño del marco tipo.	52
II.4.4.1 Datos y constantes	52
II.4.4.2 Diseño por flexión	52
II.4.4.2.1 Diagramas de momentos (sin factor de carga)	52
II.4.4.2.2 Cálculo del refuerzo longitudinal	55
II.4.4.3 Diseño por fuerza cortante	58
II.4.4.3.1 Diagramas de fuerzas cortantes (sin factor de carga)	59
II.4.4.3.2 Envolvente de las fuerzas cortantes	61
II.4.4.3.3 Cálculo del refuerzo transversal (estribos verticales)	62
II.4.5 Cálculo del refuerzo por flexocompresión.	65

III. Análisis y diseño estructural con elementos de sección constante.

III.1 Descripción del edificio	66
III.2 Cálculo de cargas	67
III.2.1 Acciones	67
III.2.2 Cargas de diseño	67
III.2.2.1 Cargas muertas	67
III.2.2.1.a Determinación de las cargas muertas	67
III.2.2.2 Cargas vivas	70
III.2.2.2.a Determinación de las cargas vivas	70
III.2.2.2 Cargas totales	70
III.2.2.3.1 Cálculo de cargas totales	70
III.2.2.3.2 Marcos cargados	72
III.2.3 Determinación de fuerzas laterales debidas a sismo	73
III.2.3.1 Determinación de fuerzas laterales debidas a sismo según método estático.....	73
III.2.3.2 Revisión por volteo	73
III.3 Análisis estructural	76
III.3.1 Modelo de análisis	76
III.4 Diseño estructural	77
III.4.1 Criterios de diseño estructural, reglamentos y especificaciones	77
III.4.2 Materiales	77
III.4.3 Requisitos generales para marcos.	77
III.4.4 Diseño del marco tipo.	77
III.4.4.1 Datos y constantes	77
III.4.4.2 Diseño por flexión	77
III.4.4.2.1 Diagramas de momentos flexionantes (sin factor de carga)	78
III.4.4.2.2 Cálculo del refuerzo longitudinal	80
III.4.4.3 Diseño por fuerza cortante.	82
III.4.4.3.1 Diagramas de fuerzas cortantes (sin factor de carga)	82
III.4.4.3.2 Envolvente de las fuerzas cortantes	85
III.4.4.3.3 Cálculo del refuerzo transversal (estribos verticales)	86
III.4.5 Cálculo del refuerzo por flexocompresión.	88



IV. Comparación de costos y sistemas constructivos entre ambos casos.

IV.1 Costo de materiales	89
IV.1.2 Acero de refuerzo	89
IV.1.2.1 Propiedades del acero de refuerzo	89
IV.1.2.2 Costo del acero de refuerzo	90
IV.1.2.2.1 Costo de mano de obra para la colocación de barras de acero de refuerzo	90
IV.1.3 Concreto	91
IV.1.2.1 Costo de mano de obra para la colocación del concreto	91
IV.2 Cimbra	92
IV.2.1 Sistema de cimbras	93
IV.2.2 La madera	94
IV.2.2.1 Resistencia de la madera	94
IV.2.2.2 Formas para vigas de concreto.....	95
IV.2.3 Procedimiento de diseño	95
IV.2.3.1 Diseño por flexión	96
IV.2.3.2 Diseño por cortante	97
IV.2.3.3 Diseño de cimbra de la viga del edificio de sección constante	98
IV.2.3.4 Diseño de cimbra de la viga del edificio de sección variable	101
IV.2.3.5 Costo de cimbras	103
IV.2.3.5.1 Costo de mano de obra	103
IV.3 Sistema constructivo para ambos casos	106
IV.3.1 Especificaciones generales de construcción	106
IV.5.2 Ejecución de los trabajos	109
IV.4 Tiempo de ejecución de ambos casos	110
V. Conclusiones	111

Bibliografía.

Apéndice A



Introducción.

Al proceder al diseño de la estructura, idealmente hay que considerar que ésta se comporta como una estructura espacial con las complicaciones que esto representa. Sin embargo el análisis se puede simplificar si se establece la hipótesis de que la respuesta de la estructura es la correspondiente a una serie de marcos orientados generalmente, según dos direcciones ortogonales y que resisten las solicitaciones que actúan según una dirección paralela a la que está orientado el marco. Los marcos están formados por elementos verticales tales como columnas y muros, y por vigas o losas horizontales. También forman parte de los marcos, los contravientos, puntales, etc., que ayudan a resistir las fuerzas externas. Generalmente se procura que la unión o nudo entre los distintos elementos, sea rígida con el fin de que se puedan desarrollar momentos flexionantes y por lo tanto presenten características de continuidad.

Es precisamente este aspecto de los elementos que forman un marco lo que se presenta en este trabajo principalmente en este caso columnas y vigas. Las vigas son elementos estructurales que están sometidos fundamentalmente, a flexión, bajo la acción de cargas perpendiculares a su eje. Es raro encontrar un elemento sometido a flexión pura, más bien se encuentran combinaciones de flexión y fuerza cortante. Debido al momento flexionante que actúa en una sección cualquiera de la viga, se desarrolla en la misma, una zona de compresión y una de tensión. Es interesante observar que la resistencia a flexión depende, además del material, del momento de inercia de la sección transversal con respecto a unos ejes centroidales y principales. De esta manera, cuanto mayor sea el peralte de la sección, mayor será su momento de inercia y por lo tanto tendrá un mejor comportamiento a flexión. En este tipo de elementos, son muy importantes las deformaciones producidas por flexión y en menor grado por esfuerzo cortante. En los miembros sometidos a esfuerzos directos axiales, se tienen deformaciones pequeñas comparadas con las que existen en flexión.

Principalmente las variables que intervienen el diseño de vigas son:

- a) La carga, que difícilmente se puede modificar, ya que depende principalmente del destino del edificio.
- b) El claro de las vigas, que dentro de ciertos límites se podrá variar durante la etapa de estructuración.
- c) El material empleado. A partir del tipo de esfuerzos que se desarrollan en las trabes, se ve la necesidad de emplear materiales que resistan a tensión, esfuerzos semejantes a los de compresión, o bien emplear combinaciones de materiales para obtener un resultado semejante. Este caso se encuentra la madera, acero, aluminio y el concreto reforzado.
- d) La forma y dimensiones de la sección. En una trabe la sección puede adoptar distintas formas, pero en general se escogerá la sección con mayor momento de inercia, siempre que se respeten las limitaciones por pandeo y las restricciones propias de la funcionalidad de la estructura. La sección así escogida será la más resistente a flexión.

La sección rectangular o cuadrada que puede construirse en madera o concreto, tiene esas características. La sección cuadrada aunque menos eficiente a flexión, es una sección muy conveniente cuando la pieza además, está sometida a torsión. Es en este aspecto lo que nos involucra a realizar el siguiente estudio ya que al mantener constante la sección a lo largo de la viga, se obtiene un miembro poco económico, ya que los elementos mecánicos con respecto a los cuales se ha realizado el diseño, varía con la sección; por lo tanto la sección resistente será correcta para un punto del elemento estructural y en los demás estará excedida. En el caso de secciones de concreto reforzado, aún manteniendo las dimensiones externas de la sección, se puede modificar el porcentaje de acero y por lo tanto llegar a obtener un diseño más equilibrado. Una solución a este problema consiste en diseñar vigas con sección variable pero con resistencia constante. Si el diseño está regido por flexión, se busca una variación de la sección que se adapte a la variación del momento flexionante a lo largo de la pieza. Las vigas acarteladas podrán desarrollar un momento mayor en los apoyos que en el centro de las mismas, por lo que serán apropiadas cuando se requiera determinada rigidez en los apoyos y no se dispone de espacio en la estructura para construcción de una sección constante. Las vigas acarteladas de concreto reforzado han encontrado su aplicación en edificios de moderada elevación en la Ciudad de México, así como en puentes de diversas funciones.

El trabajo que se desarrolla a continuación primeramente muestra los principios fundamentales de análisis estructural en el que se puede conocer la rigidez de una viga acartelada determinada y una viga con inercia constante, para ello existen publicaciones que muestran por medio de tablas y gráficas la rigidez según el caso, posteriormente se analiza y diseña un marco de un edificio de vigas acarteladas (de sección variable) y otro de vigas de sección constante, los cuales se compara las cantidades y costos de refuerzo, concreto y la cimbra de ambos casos, teniendo en cuenta su sistema constructivo.



Antecedentes.

Existe un sin número de aplicaciones de elementos estructurales de sección variable, que van desde postes de alumbrados y voladizos, hasta puentes, edificios, naves industriales, marcos de apoyo para oleoductos, torres de destilación, tanques elevados o estructuras con diseños especiales desde el punto de vista arquitectónico, como son iglesias, auditorios, hoteles, etc.

Los edificios son construcciones que definen un volumen destinado a que el hombre desarrolle en él distintas actividades. La estructura constituye el esqueleto del edificio, destinada a resistir los distintos tipos de solicitaciones que actúan sobre la construcción. También sirve de soporte o apoyo a los pisos, muros y demás que son necesarios para que el edificio cumpla con la finalidad a la que ha sido destinado. Este tipo de construcción constituye un caso típico en el que el destino del edificio no define de manera clara el tipo de estructura, ya que en el proyecto intervienen de manera importante aspectos estéticos, y en el que se ha tomado en cuenta una posible estructuración. La estructuración tratará de lograr la combinación de elementos estructurales más económica y adecuada y que con ello llegue a lograr:

- Seguridad contra colapso ante el conjunto de solicitaciones que actúan sobre la estructura.
- Seguridad ante la falla de los elementos de acabado, con muros, pisos, etc.
- En condiciones de servicio, tranquilidad para los ocupantes de la construcción ante la acción de sismos, tratando de evitar que un conjunto de oscilaciones excesivas llegue a producir pánico entre los ocupantes.

Las solicitaciones más importantes sobre los edificios son las debidas a carga muerta, carga viva y sismo o viento. La estructuración dependerá mucho del tipo y magnitud de estas solicitaciones. En el proceso estructural, el aspecto más importante es la determinación y diseño de la estructura tomando en cuenta además, el correcto funcionamiento de los elementos que forman parte del edificio. La estructura será la encargada de resistir y trasladar a la cimentación, las distintas fuerzas que actúan. Para ello se ha determinado analizar el marco como sistema estructural, el cual es un sistema muy conveniente por la gran libertad que permite en el uso del espacio interno del edificio y por la poca obstrucción que las secciones de las columnas imponen al uso de las áreas habitables. Desde el punto sísmico su principal ventaja es la gran ductilidad y capacidad de disipación de energía que se pueden lograr con este sistema.

Objetivo: Diseñar un marco de sección variable (vigas acarteladas) y comparar sus ventajas que existan con un marco de sección constante de un mismo edificio, ambos formados de concreto reforzado.



I. Rigideces angulares y lineales para varios tipos de sección variable, tablas y gráficas.

I.1 Cálculo de rigideces angulares.

I.1.1 Conceptos generales.

En respuesta a las fuerzas que actúan sobre una estructura, ésta experimenta deformaciones. Estas deformaciones se manifiestan a través de la estructura mediante un conjunto desplazamientos, en la cual cada desplazamiento es una traslación o una rotación de algún punto particular de la estructura. De igual manera que la estructura debe tener una resistencia adecuada para soportar las fuerzas que actúan sobre ella, también debe tener la suficiente rigidez como para no llegar a ser inservible debido a deformaciones inaceptables. Las consideraciones duales de fuerzas y desplazamientos son de importancia principal en el análisis estructural, la primera da una medida de la carga que una estructura debe soportar como resultado de una condición de carga dada, y la última da una medida de cómo responde la estructura a la condición de carga.

La respuesta de la estructura reflejará la naturaleza de la carga. Una carga estática producirá una respuesta estática que es independiente del tiempo, mientras que una carga dinámica producirá una respuesta dinámica dependiente del tiempo.

Existe relaciones interactivas entre fuerzas y desplazamientos, es decir, las fuerzas producen desplazamientos y los desplazamientos pueden implicar la existencia de fuerzas. Debido a la naturaleza interactiva de fuerzas y desplazamientos, es conveniente definir términos que midan la relación entre estas cantidades. Hay dos maneras diferentes de establecer estas relaciones interactivas, una usa rigidez y otra usa flexibilidad. En su forma más simple, la rigidez es la fuerza que debe aplicarse en algún punto para producir un desplazamiento unitario en ese punto. La rigidez da una medida de las fuerzas que están asociadas con un conjunto dado de desplazamientos.

Por ejemplo, consideremos la viga indicada en la figura I.1a que esta sujeta a la acción de la fuerza P. En respuesta a esta fuerza, la viga experimenta un desplazamiento Δ en el punto y en la dirección de la fuerza aplicada. Si se supone que el desplazamiento crece en proporción con la carga; es decir, que la estructura sea linealmente elástica, entonces una gráfica de carga contra desplazamiento sería como la indicada en la figura I.1c. La pendiente de la curva resultante se toma como la rigidez K, y esta dada por la fórmula

$$k = \frac{P}{\Delta} \dots\dots\dots I.1.1$$

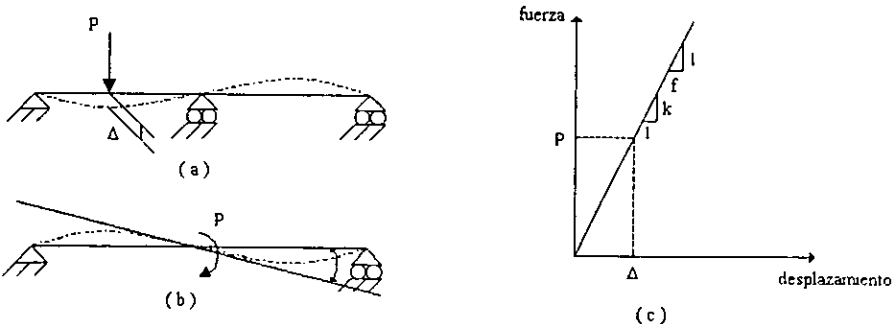


Figura I.1 Rigidez y flexibilidad.



I. Rigideces angulares y lineales para varios tipos sección variable, tablas y gráficas.

De manera semejante la viga indicada en la figura 1.1b está sujeta a la acción del momento P, y el desplazamiento rotacional correspondiente es Δ. Si la estructura es linealmente elástica, se aplica la figura 1.1c y la rigidez de la estructura con respecto a la carga en este punto está dada por la ecuación 1.1.2, para cualquiera de los casos citados antes, una vez que se ha determinado la rigidez, la fuerza P asociada con cualquier desplazamiento Δ está dada por

$$P = k\Delta \dots \dots \dots 1.1.2$$

En los ejemplos citados, la rigidez da simplemente la relación carga-desplazamiento en un punto. En la mayoría de las estructuras, la rigidez debe definirse de una manera más compresiva que de las relaciones interactivas fuerza-desplazamiento entre un número de puntos sobre la estructura. Por ejemplo, consideremos la viga indicada en la figura 1.2a que tiene tres nudos identificados a lo largo de la longitud de la viga. Si se induce un desplazamiento unitario en el punto 1, mientras que los puntos 2 y 3 se restringen, las fuerzas nodales serán como se indica en la figura 1.2b. Las figuras 1.2c y 1.2d dan los patrones de fuerzas nodales que se introducen por desplazamientos unitarios en los puntos 2 y 3, respectivamente.

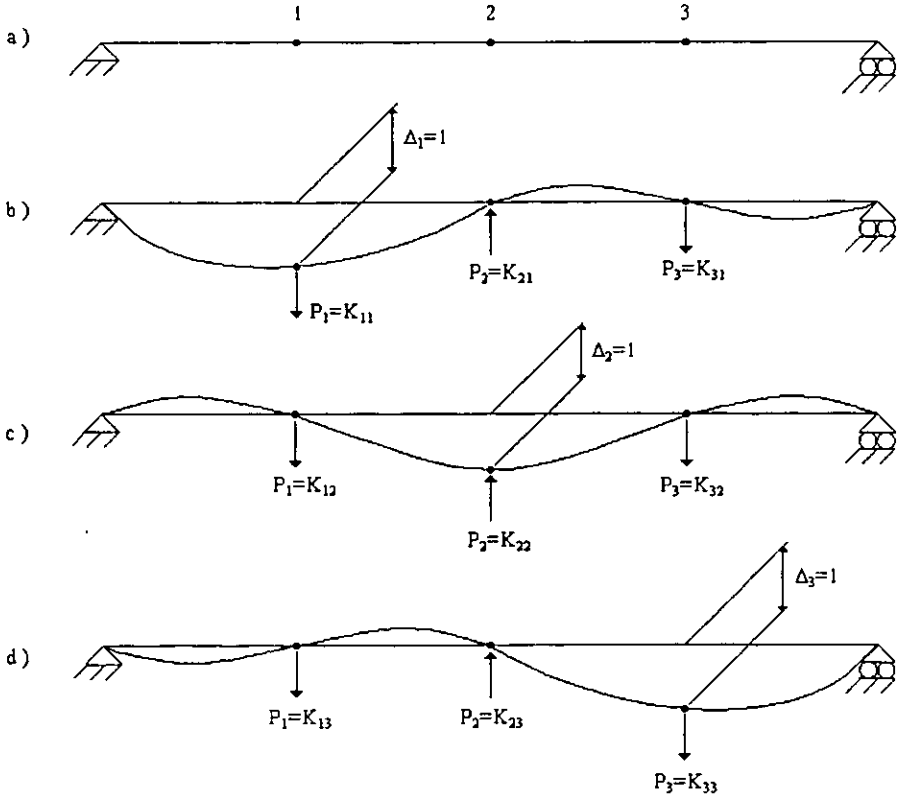


Figura 1.2. Rigideces de una viga.



1. Rigideces angulares y lineales para varios tipos sección variable, tablas y gráficas.

En cada caso, la fuerza nodal P_i está representada por la cantidad k_{ij} , que es la fuerza en el punto i asociada con un desplazamiento unitario en el punto j . Colectivamente, esta información puede concentrarse en una matriz de rigideces de la forma

$$[k] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} \end{bmatrix}$$

Cada elemento de la matriz de rigideces se llama un coeficiente de rigidez y tiene por unidades la de fuerza por desplazamiento unitario. Por definición los coeficientes de rigidez dan las fuerzas nodales asociadas con desplazamientos unitarios. Si suponemos que las fuerzas nodales P_1, P_2, P_3 son proporcionales a los desplazamientos nodales Δ_1, Δ_2 y Δ_3 , entonces

$$P_1 = K_{11}\Delta_1 + K_{12}\Delta_2 + K_{13}\Delta_3$$

$$P_2 = K_{21}\Delta_1 + K_{22}\Delta_2 + K_{23}\Delta_3$$

$$P_3 = K_{31}\Delta_1 + K_{32}\Delta_2 + K_{33}\Delta_3$$

En forma matricial, las anteriores ecuaciones se convierten en

$$\begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta_1 \\ \Delta_2 \\ \Delta_3 \end{Bmatrix}$$

$$\{P\} = [K]\{\Delta\} \dots\dots\dots 1.1.3$$

donde $[K]$ es la matriz de rigideces, y $\{P\}$ y $\{\Delta\}$ son las matrices de fuerzas y desplazamientos, respectivamente. La ecuación 1.13 es simplemente una versión multidimensional de la ecuación 1 y da las relaciones interactivas entre las tres fuerzas y los tres desplazamientos.

La flexibilidad es lo inverso de la rigidez. Es decir, la flexibilidad da una medida de las cantidades de desplazamiento que están asociadas con un conjunto dado de fuerzas. En su forma más básica, la flexibilidad es el desplazamiento que se produce en un punto por la aplicación de una carga unitaria en ese punto. Para ambas estructuras indicadas en la figura 1c, la flexibilidad, f , esta dada por

$$f = \frac{\Delta}{P} \dots\dots\dots 1.14$$

Otra vez, suponiendo una estructura linealmente elástica, podemos determinar el desplazamiento Δ que resulta a partir de una fuerza específica P , por

$$\Delta = fP \dots\dots\dots 1.1.5$$

En los dos casos considerados hasta ahora, la flexibilidad simplemente da la relación desplazamiento-carga en un punto. Como sucedió en el caso de la rigidez, la flexibilidad debe definirse de acuerdo con un patrón más comprensible que dará las relaciones interactivas desplazamiento-fuerza entre un número de puntos sobre la estructura. Como ejemplo, consideremos la viga indicada en la figura 1.3a, si se aplica una fuerza unitaria en el punto 1, se producen desplazamientos nodales como se indica en la figura 1.3b. Análogamente, en las figuras 1.3c y d dan los desplazamientos que resultan a partir de cargas unitarias en los puntos 2 y 3, respectivamente.

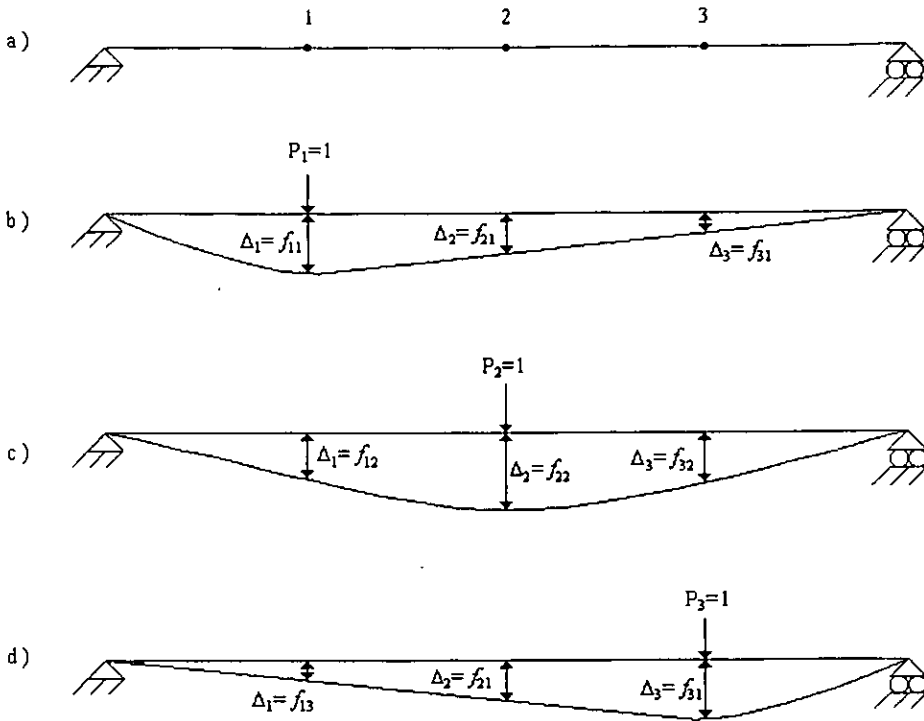


Figura 1.3 Flexibilidades de una viga.

En cada caso, el desplazamiento nodal Δ_i está dado por f_{ij} , que es el desplazamiento en el punto i producido por una fuerza unitaria en el punto j . Juntando esta información, resulta una matriz de flexibilidades de la forma

$$[f] = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} & f_{13} \\ f_{21} & f_{22} & f_{23} \\ f_{31} & f_{32} & f_{33} \end{bmatrix}$$

Los elementos individuales de la matriz de flexibilidades se llaman coeficientes de flexibilidad y tienen por unidades las de un desplazamiento por unidad de fuerza. Los coeficientes de flexibilidad, por definición, dan los desplazamientos nodales producidos por cargas unitarias. Si suponemos que los desplazamientos nodales Δ_1 , Δ_2 y Δ_3 son proporcionales a las fuerzas nodales P_1 , P_2 y P_3 , entonces

$$\Delta_1 = f_{11} P_1 + f_{12} P_2 + f_{13} P_3$$

$$\Delta_2 = f_{21} P_1 + f_{22} P_2 + f_{23} P_3$$

$$\Delta_3 = f_{31} P_1 + f_{32} P_2 + f_{33} P_3$$



En forma matricial, se convierte en

$$\begin{Bmatrix} \Delta_1 \\ \Delta_2 \\ \Delta_3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} & f_{13} \\ f_{21} & f_{22} & f_{23} \\ f_{31} & f_{32} & f_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \end{Bmatrix}$$

$$\{\Delta\} = [f]\{P\} \dots\dots\dots 1.1.6$$

donde $\{\Delta\}$ y $\{P\}$ son como se definieron originalmente y $[f]$ como se vio anteriormente.

La ecuación 1.1.6 es la versión matricial de la ecuación 1.1.5 y relaciona los tres desplazamientos con las tres fuerzas. La sustitución de la ecuación 1.1.6 en la ecuación 1.1.3 resulta

$$\{P\} = [K][f]\{P\} \dots\dots\dots 1.1.7$$

lo que requiere que

$$[K][f] = [I] \dots\dots\dots 1.1.8$$

donde $[I]$ es la matriz de identidad. A partir de la ecuación 1.1.8, es claro que

$$[K] = [f]^{-1}, \quad [f] = [K]^{-1}$$

Esto expresa la relación inversa que existe entre las rigideces y las flexibilidades estructurales.

Deberá notarse que si se incluyen momentos y desplazamientos rotacionales, el procedimiento general para determinar las matrices de rigideces y de flexibilidades sería el mismo.

1.1.2 Deformaciones Estructurales.

Se ha demostrado que cuando una estructura está sujeta a un conjunto de cargas aplicadas, se desarrolla un conjunto único de fuerzas reactivas para proporcionar el equilibrio externo. Simultáneamente, se induce un conjunto de fuerzas internas que es consistente con las cargas aplicadas y con las reacciones, y que satisface el equilibrio interno. Esto constituye una vista global del mecanismo de equilibrio, pero no da un panorama completo de cómo responde a una estructura a las cargas. Cuando se carga una estructura, experimenta deformaciones, correspondiendo a estas deformaciones, hay un estado interno de deformación que produce un estado interno de esfuerzos, de acuerdo con las características esfuerzo-deformación de los materiales constituyentes. Un diagrama de cuerpo libre de cualquier parte de la estructura, que incluya todas las fuerzas y esfuerzos internos adecuados, estará en equilibrio. Así, la estructura se deforma hasta que ha desarrollado un estado interno de esfuerzo y un conjunto correspondiente de reacciones que sostendrán el equilibrio de toda la estructura, o de cualquier parte de ella.

Hay dos razones importantes para determinar las deformaciones. La primera tiene que ver con los requerimientos de utilidad. Generalmente se requiere que las estructuras funcionen dentro de limitaciones específicas con respecto a las deformaciones si van a comportarse de una manera deseada. Los requisitos de utilidad pueden relacionarse con cualquier etapa de la erección, o para cualquier condición de carga. La segunda razón para determinar las deformaciones tiene que ver con el proceso de análisis en sí. Para un análisis estáticamente indeterminado, las ecuaciones de equilibrio deben aumentarse mediante condiciones de compatibilidad. Estas condiciones dan por resultado ecuaciones en las cuales se involucran las cantidades de deformación, de modo que es necesario calcular estas deformaciones.



Para cada acción, hay una cantidad de deformación correspondiente que resulta de la acumulación de las deformaciones unitarias cuando el miembro responde a la carga. En esta sección, consideraremos dos relaciones fuerza-deformación comunes que son de interés para el análisis estructural al tratar las estructuras planas, la axial y la de flexión. Hay también una deformación debida al cortante que ocurre en las estructuras planas; sin embargo, para miembros de proporciones normales, este tipo de deformación es despreciable. Para estructuras tridimensionales, la acción flexionante debe considerarse para la flexión en dos planos mutuamente perpendiculares, y también debe tratarse la acción torsionante.

I.1.2.a Deformaciones axiales del elemento.

Consideremos el elemento de longitud dx indicado en la figura que tiene una sección transversal de área A y está sujeto a la fuerza axial F . A partir de la mecánica elemental, recordaremos que el esfuerzo se define como la fuerza por unidad de área. Representando el esfuerzo por el símbolo σ , tenemos

$$\sigma = \frac{F}{A} \dots\dots\dots 1.1.2.1$$

La deformación unitaria está dada por el cambio en longitud por unidad de longitud. Si representamos la deformación unitaria por el símbolo ϵ , entonces tenemos

$$\epsilon = \frac{dl}{dx} \dots\dots\dots 1.1.2.2$$

donde dl es el cambio en longitud, o la deformación que acompaña a la carga F .

Para un material linealmente elástico, si se dibuja el esfuerzo como ordenada, contra la deformación unitaria como abscisa, tenemos la relación lineal indicada en la figura 1.4. Para cualquier deformación unitaria dada, hay un esfuerzo único dado por la relación

$$\sigma = E\epsilon \dots\dots\dots 1.1.2.3$$

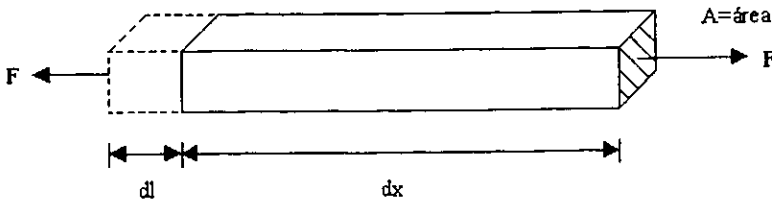


Figura 1.4 Elemento sujeto a fuerza axial.

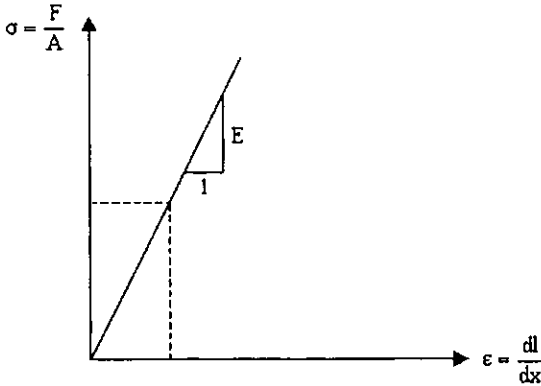


Figura 1.5. Diagrama esfuerzo-deformación unitaria.

Donde E es el módulo de Young o módulo de elasticidad. Este módulo es una propiedad del material que debe determinarse a partir de un procedimiento de ensaye adecuado.

Despejando en la ecuación 1.1.2.2 la deformación dl y sustituyendo la ecuación 1.1.2.1 y la ecuación 1.1.2.3, obtenemos

$$dl = \frac{F}{EA} dx \dots\dots\dots 1.1.2.4$$

o, rescribiendo, tenemos

$$F = \frac{EA}{dx} dl \dots\dots\dots 1.1.2.5$$

Que da la relación entre la fuerza F y la deformación dl correspondiente.

1.2.2.b Deformación flexionante del elemento.

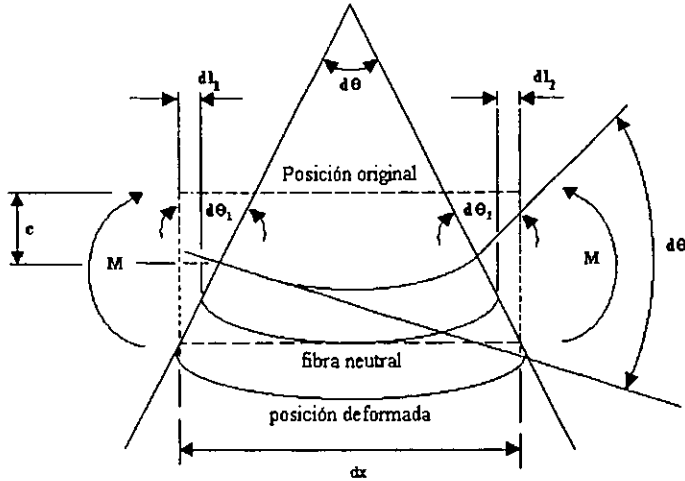
Tomemos el elemento de viga indicado en la figura 1.6a, que esta sujeto al momento M. Conforme el miembro se flexiona, las fibras inferiores se alargan. Entre ellas, hay una fibra longitudinal cuya longitud se mantiene invariable esta fibra es la denominada eje neutro del miembro. Si se traza una tangente a la fibra neutra en cada extremo del elemento de viga, es evidente que el miembro experimenta una deformación angular dθ. A partir de las consideraciones geométricas de las figuras 1.6a y 1.6b, es claro que

$$d\theta = d\theta_1 + d\theta_2 \dots\dots\dots 1.1.2.6$$

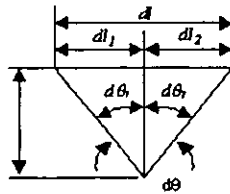
y para ángulos pequeños

$$d\theta = \frac{dl_1}{c} + \frac{dl_2}{c} = \frac{dl}{c} \dots\dots\dots 1.1.2.7$$

donde dl es el acortamiento total de la fibra superior del miembro y c es la distancia desde la fibra neutra hasta la fibra superior de la viga.



a) Elemento de viga sujeta a momento.



b) Patrón de deformación unitaria.

Figura 1.6 Deformaciones flexionantes de un elemento de viga.

Como cada fibra longitudinal es esencialmente un elemento cargado axialmente, las ecuaciones 1.1.2.2 y 1.1.2.3 pueden sustituirse en la ecuación 1.1.2.7 para obtener

$$d\theta = \frac{\sigma dx}{Ec} \dots\dots\dots 1.1.2.8$$

En este caso, σ es un esfuerzo que resulta de la acción flexionante y está dada por la expresión familiar

$$\sigma = \frac{Mc}{I} \dots\dots\dots 1.1.2.9$$

donde M es el momento que actúa sobre el elemento, c es como se definió anteriormente, e I es el momento de inercia. La sustitución de la ecuación 1.1.2.9 en la ecuación 1.1.2.8 da la expresión final para la deformación flexionante como

$$d\theta = \frac{M}{EI} dx \dots\dots\dots 1.1.2.10$$



Rescribiendo la anterior ecuación, tenemos la siguiente relación fuerza-deformación:

$$M = \frac{EI}{dx} d\theta \dots\dots\dots 1.1.2.11$$

En este caso, la relación fuerza-deformación da la relación entre el momento M y la rotación dθ asociada.

1.1.3 Rigidez y flexibilidad.

Se han desarrollado las relaciones fuerza-deformación para las respuestas axiales y flexionantes de un elemento diferencial de un miembro. Es conveniente expresar estos resultados en términos de la rigidez y la flexibilidad. La rigidez se ha definido como la acción requerida para producir una deformación unitaria. La rigidez axial es la fuerza axial por unidad de deformación axial, mientras que la rigidez a flexión es el momento por unidad de rotación. Estas rigideces están representadas por k_a y k_b , respectivamente, y están determinadas a partir de las ecuaciones 1.1.2.5 y 1.1.2.11, como

$$k_a = \frac{F}{dl} = \frac{EA}{dx} \dots\dots\dots 1.1.3.1$$

$$k_b = \frac{M}{d\theta} = \frac{EI}{dx}$$

Las ecuaciones anteriores tienen unidades que expresan la acción por unidad de deformación.

La flexibilidad que es la inversa de la rigidez, se definió como la deformación por acción unitaria. Representando las flexibilidades axial y por flexión como f_a y f_b , respectivamente, otra vez usando las ecuaciones 1.1.2:5 y 1.1.2.11 para obtener

$$f_a = \frac{dl}{F} = \frac{dx}{EA} \dots\dots\dots 1.1.3.2$$

$$f_b = \frac{d\theta}{M} = \frac{dx}{EI}$$

En estas ecuaciones, se comprueba que las unidades son las de deformación por acción unitaria.

Estas expresiones para rigideces y flexibilidades revelan algunas relaciones paramétricas importantes. Por ejemplo, la rigidez axial es directamente proporcional a la cantidad EA e inversamente proporcional a la longitud del elemento, mientras que la flexibilidad axial es directamente proporcional a la longitud del elemento e inversamente proporcional a EA. Análogamente, la rigidez a flexión es directamente proporcional a la cantidad EI e inversamente proporcional a la longitud del elemento, mientras que la flexibilidad a flexión es directamente proporcional a la longitud del elemento e inversamente proporcional a EI.

Una forma ligeramente alterada de la rigidez axial resulta de escribir la primera de las ecuaciones 1.1.3.1 en la forma

$$F = EA \cdot \frac{dl}{dx} = EA \cdot \epsilon \dots\dots\dots 1.1.3.3$$

donde ϵ es la deformación unitaria axial. Esta ecuación indica que la fuerza por deformación unitaria es EA, que es la pendiente de la gráfica P- ϵ indicada en figura 1.7b. Análogamente, la segunda de las ecuaciones 1.1.3.1 puede escribirse como

$$M = EI \cdot \frac{d\theta}{dx} = EI \cdot k \dots\dots\dots 1.1.3.4$$



donde k es la curvatura que es el cambio del ángulo por unidad de longitud. Aquí es claro que el momento por unidad de curvatura es EI , que es una forma alternativa de expresar la rigidez a flexión. Esta cantidad da la pendiente de la porción elástica de la curva $M-k$ que se indica en la figura 1.7c.

Una vez que se ha agotado el rango elástico del material, las curvas $P-\epsilon$ y $M-k$ continúan hasta reflejar las características del material como se indica en la figura 1.7.

Las relaciones fuerza-deformación desarrolladas en la sección 1.1.2a y 1.1.2b son para elemento diferencial. En cada caso, resultó una sola relación entre una acción y su deformación correspondiente. Para un miembro completo, es necesario desarrollar relaciones entre las fuerzas en el extremo del miembro para el miembro como conjunto. Como sucedió en el caso del elemento diferencial, solamente se considerarán en esta sección los efectos axiales y de flexión.

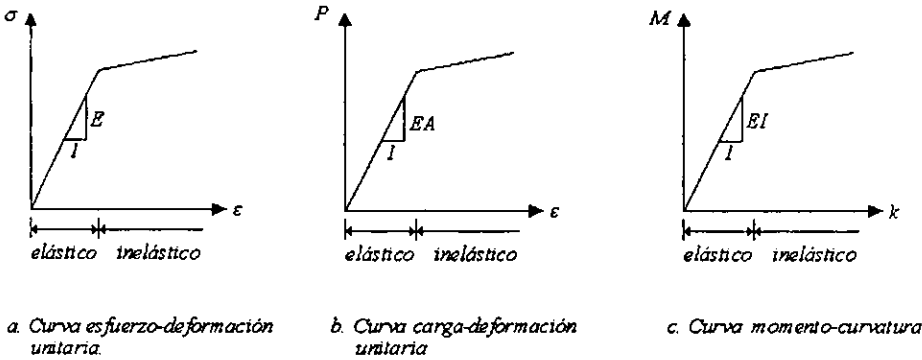


Figura 1.7 Medidas de rigidez.

Consideremos el miembro indicado en la figura 1.8a. Las acciones en los extremos del miembro y las deformaciones asociadas con los efectos axiales y de flexión están identificados y numerados en los extremos del miembro. Cada vector indicado representa una fuerza F y una deformación correspondiente δ . Las direcciones de estas fuerzas y deformaciones son algo arbitrarias, pero en el caso presente están tomadas de modo que sean consistentes con las direcciones indicadas en la figura 1.8a. Es decir, F_1 y F_2 representan momentos extremos en sentido de las manecillas del reloj, y F_3 y F_4 representan fuerzas axiales extremas. Se vio que las relaciones fuerza-deformación para el elemento diferencial podían expresarse en términos ya sea de rigidez o de flexibilidad. Para miembros, también se consideran los enfoques paralelos de rigidez y flexibilidad.

1.1.4 Rigideces de un miembro.

Para obtener las rigideces de un miembro, se empotra inicialmente el miembro en ambos extremos. A partir de esta condición, los desplazamientos de los extremos del miembro pueden introducirse uno a la vez y pueden determinarse las fuerzas en los extremos del miembro, correspondientes. Así para el miembro indicado en la figura 1.8a siguiente, las cuatro fuerzas están relacionadas con los cuatro desplazamientos por las expresiones

$$\begin{aligned}
 F_1 &= K_{11}\delta_1 + K_{12}\delta_2 + K_{13}\delta_3 + K_{14}\delta_4 \\
 F_2 &= K_{21}\delta_1 + K_{22}\delta_2 + K_{23}\delta_3 + K_{24}\delta_4 \\
 F_3 &= K_{31}\delta_1 + K_{32}\delta_2 + K_{33}\delta_3 + K_{34}\delta_4 \\
 F_4 &= K_{41}\delta_1 + K_{42}\delta_2 + K_{43}\delta_3 + K_{44}\delta_4
 \end{aligned}$$



Donde k_{ij} es la fuerza en el extremo del miembro i ésimo asociada con un valor unitario del desplazamiento del extremo del miembro j otésimo. Estas cantidades se denominan coeficientes de rigidez.

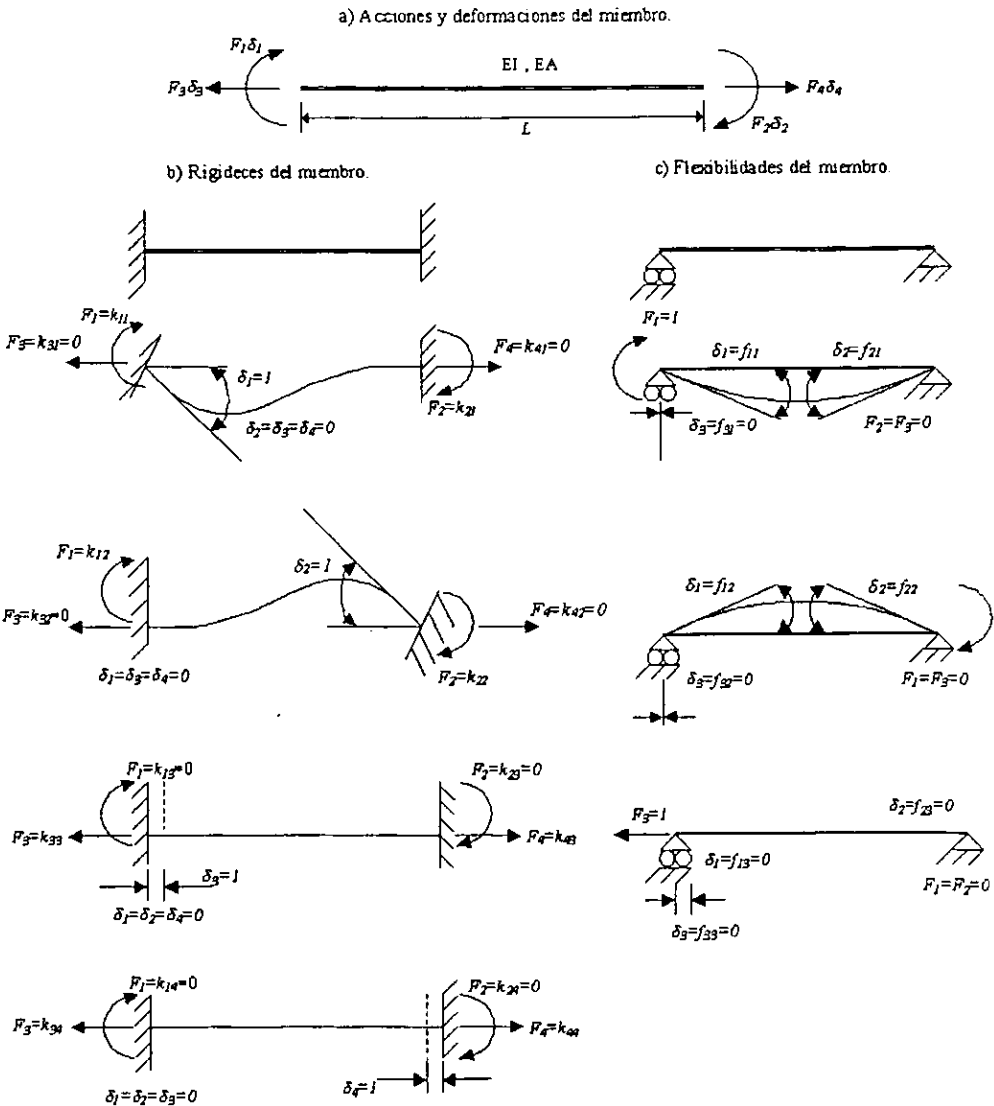


Figura I.8 Rigideces y flexibilidades del miembro.



$$\begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ F_4 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} \\ k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_4 \end{Bmatrix}$$

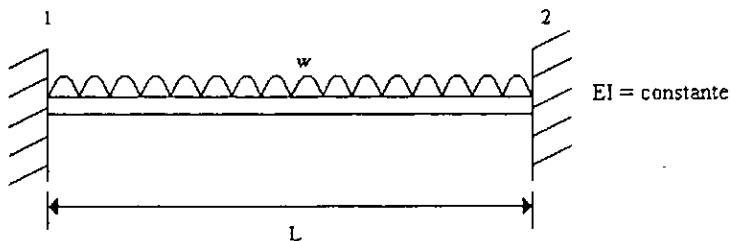
$$\{F\} = [K]\{\delta\}$$

donde $\{F\}$ es el vector de las fuerzas en los extremos del miembro, $\{\delta\}$ es el vector de los desplazamientos en los extremos del miembro, y $[k]$ es la matriz de las rigideces del miembro.

I.1.5 Método de flexibilidades.

Los detalles concernientes a la determinación de los coeficientes de rigidez se describe a continuación, para ello se procedera a realizar el método de las flexibilidades, los cuales se describe a continuación:

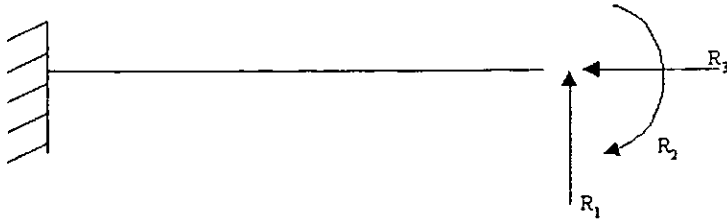
- Obtener el número de redundantes de la estructura hiperestática.
Nº redundantes = NI - NE la cual la estructura debe ser hiperestática y estable.
- Obtener la estructura isostática y estable en función de los grados de libertad asociados a las redundantes (externas e internas).
- Obtener o plantear las ecuaciones de compatibilidad de desplazamientos asociados a los grados de libertad que se hayan liberado.
- Resolver las integrales o desplazamientos que correspondan.
- Resolver las ecuaciones de compatibilidad de desplazamientos, así como obtener la magnitud y sentido de las redundantes.
- Obtener la solución final de la hiperestática.
- Comprobar la solución.



Sol.

Estructura hiperestática y estable.

Nº redundantes = 3



Del segundo empotramiento

- $R_1 \Rightarrow \delta_v = 0$
- $R_2 \Rightarrow \phi = 0$
- $R_3 \Rightarrow \delta_H = 0$

La ecuación de compatibilidad de desplazamientos son tres

$$\begin{Bmatrix} \delta_{10} \\ \delta_{20} \\ \delta_{30} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} f_{11} & f_{12} & f_{13} \\ f_{21} & f_{22} & f_{23} \\ f_{31} & f_{32} & f_{33} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \\ R_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

donde

$$f_{ij} = \int \frac{m_i m_j}{EI} dx$$

$$\phi_{10} = \int \frac{M_0 m_1}{EI} dx$$

M_0 - M de la estructura isostática y estable debido al sistema de cargas reales

m_i - m de la estructura isostática y estable debido a la aplicación de la redundante con valor unitario en forma individual.

f_{ij} - es un coeficiente de flexibilidad, es el desplazamiento que se produce donde se ha liberado la redundante i debido a la aplicación de la segunda redundante j con un valor unitario.

Utilizando la tabla n

En forma general

$$\{\phi_0\} + [F]\{R\} = \{\phi_R\}$$

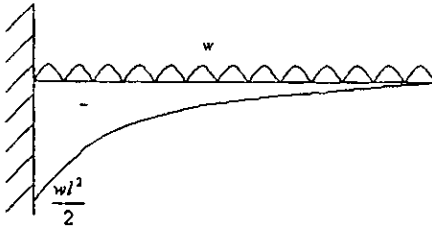
donde

- $\{\phi_0\}$ Es el vector de desplazamientos que se producen en donde se han liberado los grados de libertad asociados a las redundantes, debidos al sistema de cargas reales.
- $[F]$ Es la matriz de flexibilidades de la estructura hiperestática asociada a la estructura isostática.
- $\{R\}$ Es el vector de redundantes de la estructura.
- $\{\phi_R\}$ Es el vector de desplazamientos reales asociados a las redundantes en la estructura hiperestática.

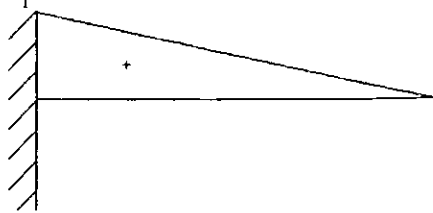


Resolviendo las integrales o desplazamientos que correspondan.

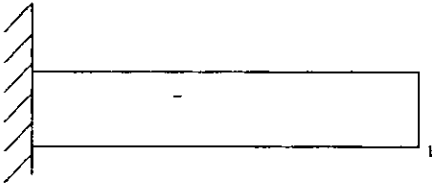
Estado 0 - M_0



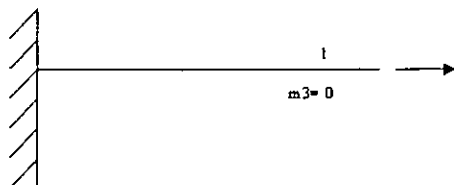
Estado 1 - m_1



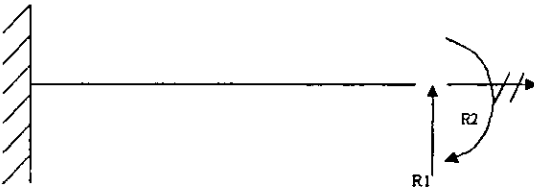
Estado 2 - m_2



Estado 3 - m_3



Por lo tanto sólo se consideran dos redundantes



$$\delta_{10} = \int \frac{Mom_1}{EI} dx = \frac{1}{EI} \left[\frac{1}{4} (l) \left(\frac{-wl^2}{2} \right) (l) \right] = \frac{-wl^4}{8EI}$$

$$\delta_{20} = \int \frac{Mom_2}{EI} dx = \frac{1}{EI} \left[\frac{1}{3} (l) \left(\frac{-wl^2}{2} \right) (-1) \right] = \frac{wl^3}{6EI}$$

$$f_{11} = \int \frac{m_1 m_1}{EI} dx = \frac{1}{EI} \left[\frac{1}{3} (L)(L)(L) \right] = \frac{L^3}{3EI}$$

$$f_{12} = f_{21} = \int \frac{m_1 m_2}{EI} dx = \frac{1}{EI} \left[\frac{1}{2} (L)(L)(-1) \right] = \frac{-L^2}{2EI}$$

$$f_{22} = \int \frac{m_2 m_2}{EI} dx = \frac{1}{EI} [(L)(-1)(-1)] = \frac{L}{EI}$$

Substituyendo en las ecuaciones de compatibilidad de desplazamientos



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.

1. Rigideces angulares y lineales para varios tipos sección variable, tablas y gráficas.

$$\begin{Bmatrix} -wL^4 \\ 8 \\ wL^2 \\ 6 \end{Bmatrix} \frac{1}{EI} + \begin{bmatrix} L^3 & -L^2 \\ 3 & 2 \\ -L^2 & L \\ 2 & L \end{bmatrix} \frac{1}{EI} \begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

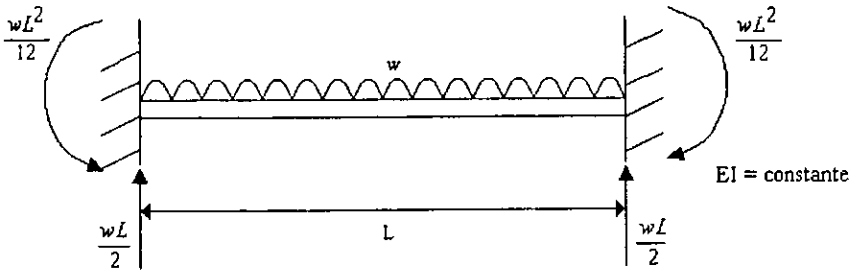
$$\{\delta_0\} + [F]\{R\} = 0$$

$$\{R\} = -[F]^{-1}\{\delta_0\}$$

resolviendo la matriz $[F]^{-1}$ resulta

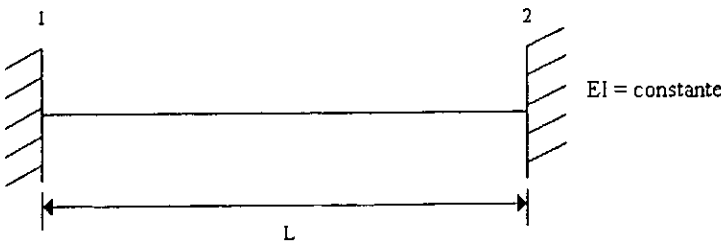
$$\begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} 12 & 6 \\ L^3 & L^2 \\ 6 & 4 \\ L^2 & L \end{bmatrix} \frac{1}{EI} \begin{Bmatrix} -wL^4 \\ 8 \\ wL^3 \\ 6 \end{Bmatrix} \frac{1}{EI} = \begin{Bmatrix} wL \\ 2 \\ wL^2 \\ 12 \end{Bmatrix}$$

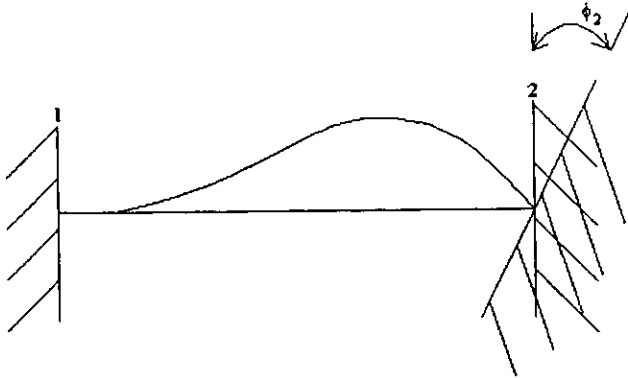
finalmente



1.1.5 Cálculo de la rigidez angular de una sección constante.

De la estructura siguiente obtener la fuerza necesaria para la rigidez angular si $\phi_2 \neq 0$



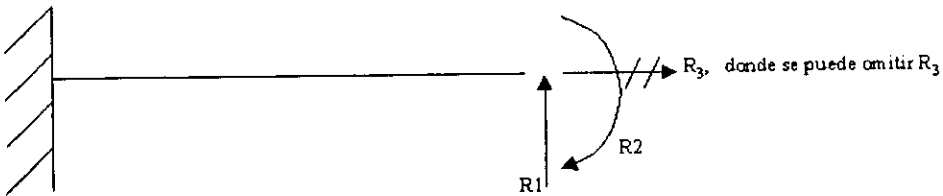


Así tenemos

$$\{\delta_0\} + [F]\{R\} = \{\delta_R\}$$

G. L. reales asociados a las redundantes

De la estructura hiperestática, su estructura isostática y estable



Por lo tanto las ecuaciones de compatibilidad de desplazamientos son:

$$\begin{Bmatrix} \delta_{10} \\ \delta_{20} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} \\ f_{21} & f_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \delta_{1R} \\ \phi_{2R} \end{Bmatrix}$$

además como no existen cargas sobre las barras

$$M_0=0 \Rightarrow \delta_{10}=0$$

$$\delta_{20}=0$$

y ahora $\delta_{1R}=0$
 $\phi_{2R}=\phi_2$

Resultando

$$\begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} \\ f_{21} & f_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ \phi_2 \end{Bmatrix}$$

del ejemplo anterior tenemos



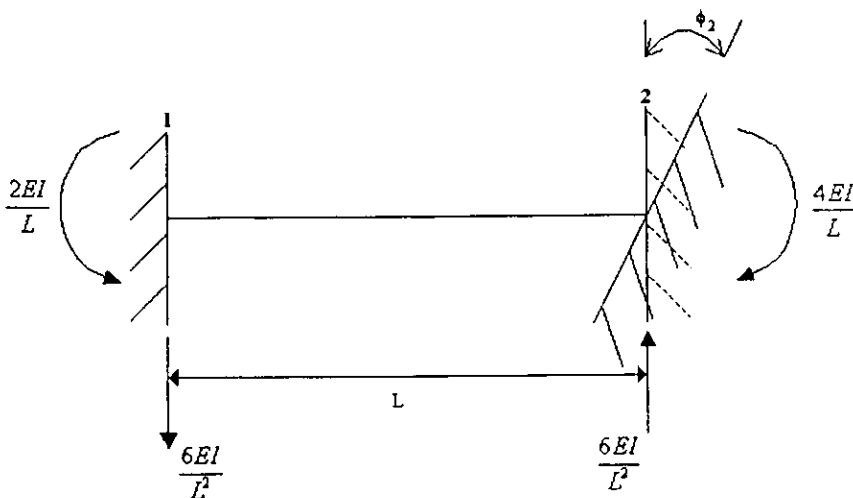
FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.

I. Rigideces angulares y lineales para varios tipos sección variable, tablas y gráficas.

$$\begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 12 & 6 \\ L^3 & L^2 \\ 6 & 4 \\ L^2 & L \end{bmatrix} EI \begin{Bmatrix} 0 \\ \phi_2 \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 6EI \phi_2 \\ L^2 \\ 4EI \phi_2 \\ L \end{Bmatrix}$$

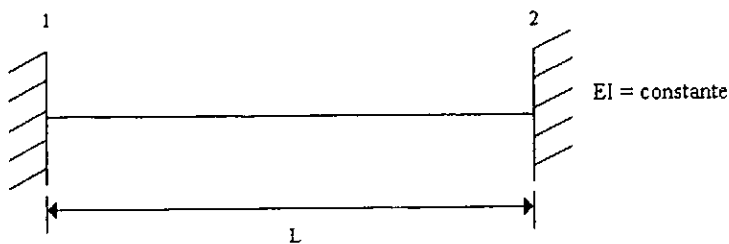
La estructura final es si $\phi_2=1$



I.2 Cálculo de la rigideces lineales.

I.2.1 Cálculo de la rigidez lineal de una sección constante.

a) De la estructura siguiente obtener la fuerza necesaria para la rigidez angular $\delta_{v_2} \neq 0$



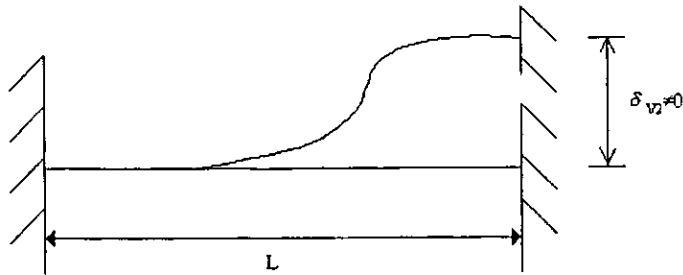
Así tenemos



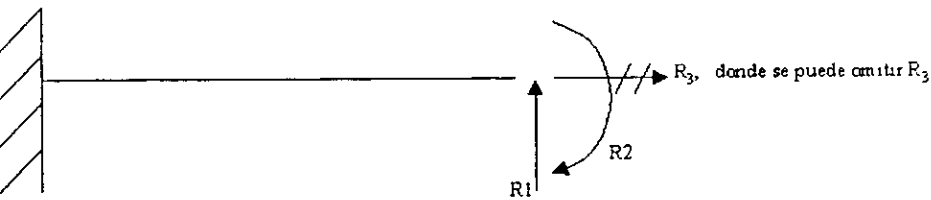
$$\{0\} + [F][R] = \{\delta_R\}$$

G. L. reales asociados a las redundantes

$$\delta_{v2} \neq 0$$



de la estructura hiperestática, su estructura isostática y estable



Las ecuaciones de compatibilidad de desplazamientos son:

$$\begin{Bmatrix} \delta_{10} \\ \delta_{20} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} \\ f_{21} & f_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \delta_{1R} \\ \delta_{2R} \end{Bmatrix}$$

Como el empotramiento se observa, se obliga a un desplazamiento vertical

$$\delta_{v2} = 0$$

Además como no existen cargas sobre las barras

$$\delta_{10} = 0 \Rightarrow \delta_{1R} = 0$$

$$\delta_{20} = 0$$

resultando así

$$\begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} \\ f_{21} & f_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \delta_{v2} \\ 0 \end{Bmatrix}$$



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.

I. Rigideces angulares y lineales para varios tipos sección variable, tablas y gráficas.

$$[f]\{R\} = \{\delta_R\}$$

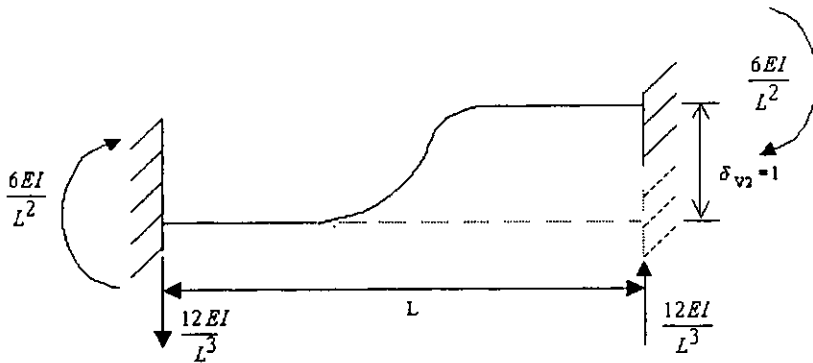
$$\{R\} = [f]^{-1}\{\delta_R\}$$

del ejemplo anterior tenemos

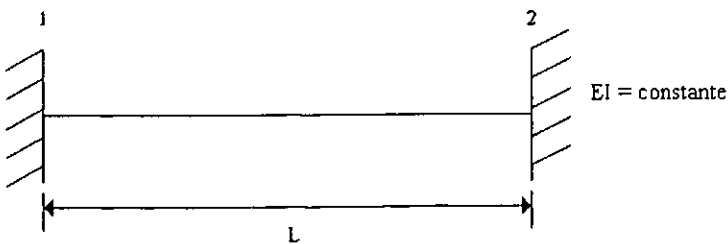
$$\begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 12 & 6 \\ L^3 & L^2 \\ 6 & 4 \\ L^2 & L \end{bmatrix} EI \begin{Bmatrix} \delta_{v2} \\ 0 \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 12EI \delta_{v2} \\ L^3 \delta_{v2} \\ 6EI \delta_{v2} \\ L^2 \delta_{v2} \end{Bmatrix}$$

La rigidez de la estructura es si $\delta_{v2}=1$

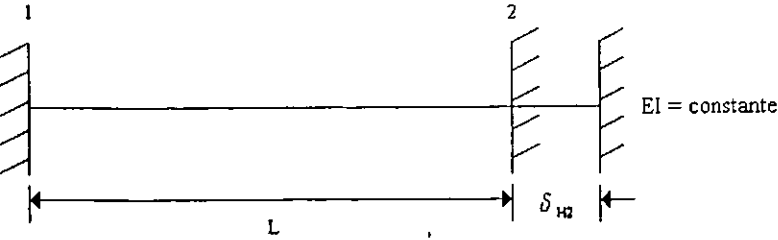


b) De la estructura siguiente obtener la fuerza necesaria para la rigidez angular $\delta_{H2} \neq 0$



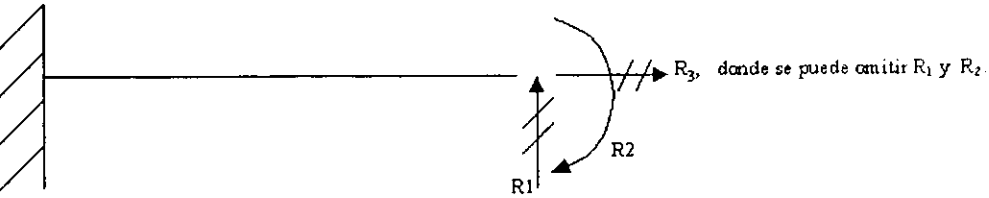


$$\delta_{H2} \neq 0$$



de la estructura hiperestática, su estructura isostática y estable.

lo afecta la fuerza axial, no existe flexión, ni cortante.

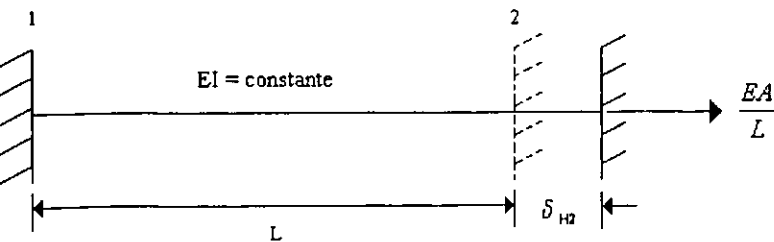


abemos que $\delta = \frac{PL}{EA}$

$$= \left(\frac{EA}{L}\right) \delta_{H2}$$

$$\delta_{H2} = 1$$

$$= \left(\frac{EA}{L}\right)$$



para las rigideces de elementos de sección variable se procedió a calcularlas por tablas que han propuesto la Portland Cement Association y gráficas de Newmark.



3 Elaboración de tablas y gráficas.

3.1 Tablas de la Portland Cement Association.

La Portland Cement Association (PCA) publicó en el año de 1958 una tabla que reúne los coeficientes de rigidez y los momentos de elementos de sección variable, llamado Handbook of Frame Constants.

Las tablas publicadas están conformadas para miembros de vigas acarteladas de arco y vigas acarteladas rectas, en la cual se puede conocer los coeficientes para conocer los momentos en los extremos de dichas vigas con carga uniformemente repartida y carga concentrada. La longitud del acartelamiento "a_A" se toma en referencia de la longitud total de la viga la cual puede ser de 0.10, 0.20, 0.30, 0.40, 0.50, 0.75 y 1.00, para la profundidad del acartelamiento "r_A" se da por medio de la relación de las profundidades del acartelamiento en el extremo, que pueden ser de 0.40, 0.60, 1.00, 1.50 y 2.00.

El momento de inercia para vigas acarteladas de arco se calcula con la siguiente ecuación:

$$I_x = I_c \left[1 + r \left(1 - \frac{x}{aL} \right)^2 \right]^3$$

para vigas acarteladas rectas

$$I_x = I_c \left[1 + r \left(1 - \frac{x}{aL} \right) \right]^3$$

donde:
I_c es el momento de inercia del extremo inicial de la viga acartelada.
x es la distancia desde el punto extremo inicial de la viga acartelada.

Además se muestran para los siguientes miembros:

- a) Para vigas de momento de inercia constante.
- b) Para vigas acarteladas prismáticas.
- c) Para miembros de viga en dos direcciones, que regularmente se aplican en las cubiertas estructurales de puentes embarcaderos. Para los momentos de flexión en los extremos se considera que "q" representa el cambio de anchura y "r" el cambio de profundidad de la viga acartelada.
- d) Para vigas acarteladas simétricas de profundidad constante y de ancho constante a lo largo de la viga.
- e) Para vigas en un extremo acartelado y el otro extremo prismático.

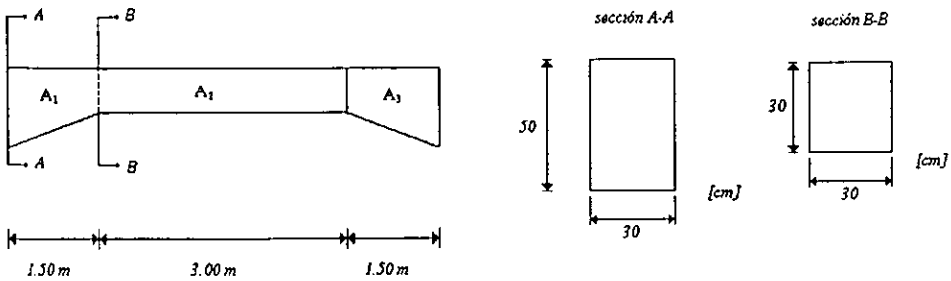
3.2 Gráficas de Newmark.

Las gráficas de Newmark muestran los valores de coeficiente de momento de empotramiento y el coeficiente de rigidez que corresponde a vigas de acartelamiento recto, ya sea simétricas y de un solo acartelamiento en uno de sus extremos, como veremos en el apéndice A.



I.3.3 Rigideces de una viga acartelada.

La viga propuesta será la siguiente



✓ Tomando el criterio de la PCA, se usa la tabla 56 del anexo A

$$q = 0.67$$
$$a = 0.25$$

interpolando entre los valores de $a=2$ y $a=3$

el factor de rigidez es igual a $k = 5.077$

✓ Por el criterio de Newmark, se usa la gráfica de propiedades

$$\text{Con los valores de } b = \left(\frac{30}{50}\right)^3 = 0.216$$

$$a = 0.25$$

el factor de rigidez resulta ser $k = 7.45$

La variación entre los dos es del 30 %, teniendo en cuenta que los criterios son aproximaciones podemos elegir el menor, y así estar a favor de seguridad, tomando en cuenta que puede llegar a tener una mayor rigidez.



II. Análisis y diseño estructural con elementos de sección variable.

Se estudia un edificio para oficinas, el cual se diseña con un análisis sísmico estático en el plano. Las acciones a las que se ve sujeto son cargas gravitacionales (muertas y vivas) y fuerzas laterales producidas por sismo. La seguridad estructural se proporciona de tal forma que se cumple con los estados límite de servicio (desplazamientos laterales y verticales) y de falla (resistencia). El nivel permisible de deformaciones laterales es tal que no se excede 0.006 veces la altura de entre piso, según indica el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Cabe señalar que las secciones de los elementos son propuestas con el fin de comparar con uno de sección constante.

El marco es el sistema estructural más común en las estructuras modernas, en las que constituye generalmente el esqueleto vertical resistente, en particular en los edificios. Sus ventajas residen no sólo en su buena eficiencia estructural, sino sobre todo en que ocasiona una mínima interferencia con el funcionamiento de la construcción, al permitir gran libertad en el uso del espacio interior. El comportamiento y eficiencia de un marco dependen, por ser una estructura hiperestática, de la rigidez relativa de vigas y columnas. Para que exista una restricción efectiva a los giros en los extremos de las columnas y vigas, de manera que ante cargas laterales y verticales un tablero adopte configuraciones deformadas y así las rigideces relativas deben encontrarse dentro de ciertos límites. Las condiciones de continuidad entre los elementos de una estructura dependen esencialmente del detalle constructivo con que se resuelve la conexión. En la construcción de concreto reforzado colado en el lugar, el monolitismo obliga al diseño de uniones continuas y es necesario detallar el refuerzo de manera que se puedan resistir las fuerzas causadas por esta continuidad y se eviten fallas locales en la conexión.

Desde el punto de vista sísmico su principal ventaja es la gran ductilidad y capacidad de disipación de energía que se pueden lograr con este sistema, cuando se siguen los requisitos fijados para tal efecto para cada material estructural. Dichos requisitos, además de procurar la mayor ductilidad posible de cada elemento estructural, tienden a que se proporcionen a éstos, resistencias relativas tales que se desarrollen mecanismos de falla que involucren el mayor número posible de articulaciones plásticas en aquellas secciones donde se puede disponer de mayor ductilidad. El mecanismo de falla que se pretende propiciar mediante dichos requisitos es el llamado de "viga débil-columna fuerte".

El requisito básico es que el edificio debe poseer un sistema estructural que le proporcione rigidez y resistencia en dos direcciones, para ser capaz de soportar los efectos sísmicos en cualquier dirección. Con respecto al requisito de simetría del sistema estructural, el propósito es limitar al mínimo la vibración torsional del edificio, la cual introduciría solicitaciones adicionales y significativas en la estructura.

II.1 Descripción del edificio.

Es un edificio para oficinas, tiene cuatro niveles de altura, el primer nivel de 3.10 metros y los restantes de 2.60 metros, las dimensiones en planta son de 10.0 m de ancho y 18.0 m de largo. Tiene dos claros de 5 metros en la dirección corta y tres claros de 6 metros en dirección larga (ver figura 1), además se encuentra ubicado en zona compresible. Está estructurado a base marcos de concreto reforzado en dos direcciones ortogonales; el sistema de piso es a base de losas macizas de concreto reforzado perimetralmente apoyadas en las trabes de los marcos. Se utiliza concreto clase 1, con una resistencia a la compresión de $f_c=250\text{kg/cm}^2$; el acero de refuerzo es a base de barras de acero corrugadas con esfuerzo de fluencia $f_y=4200\text{kg/cm}^2$.

Los claros y alturas son entre ejes.

Zona III

$Q=2$

$c=0.40$

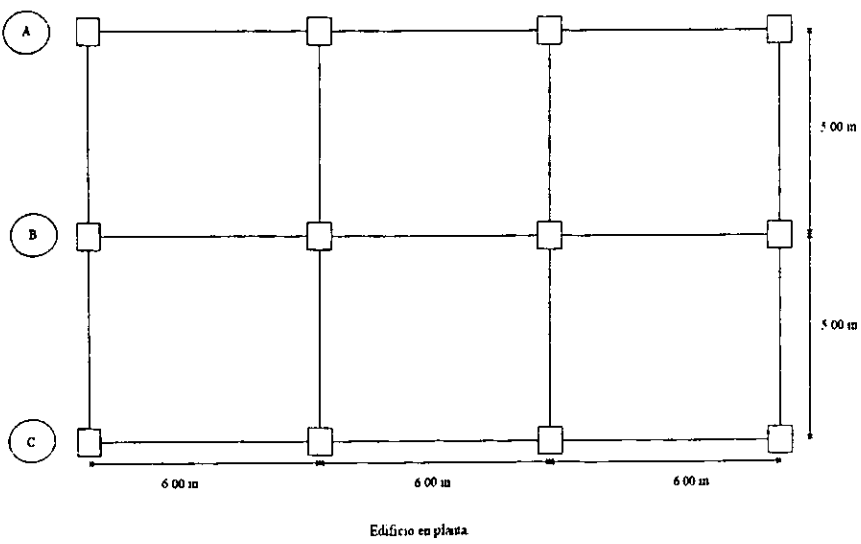
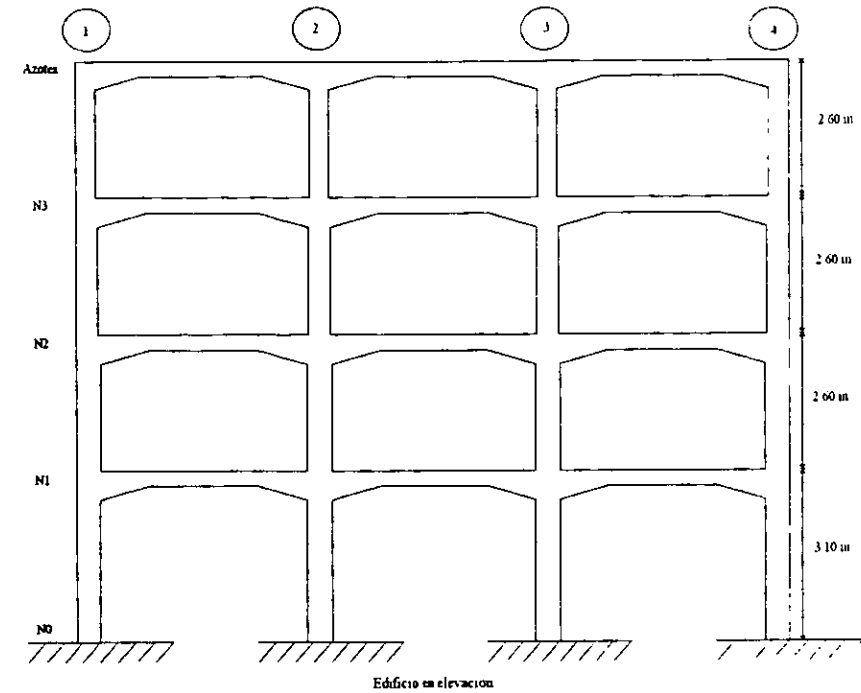


Figura 1. Edificio en planta y elevación.



II.2 Cálculo de cargas.

II. 2.1 Acciones.

La estructura puede concebirse como un subsistema dentro del sistema principal constituido por la obra global. La función de la estructura es absorber las sollicitaciones que se derivan del funcionamiento de construcción. El subsistema estructural debe soportar una serie de acciones externas que le ocasionan deformaciones, desplazamientos y, ocasionalmente, daños; todos estos constituyen su respuesta a dichas *acciones*.

Por *acciones* se entiende lo que generalmente se denomina cargas, éstas incluyen a todos los agentes externos que inducen en la estructura fuerzas internas, esfuerzos y deformaciones, así que además de las cargas propiamente dichas, se incluyen se incluyen las deformaciones impuestas, como los hundimientos de la cimentación y los cambios volumétricos, así como los efectos ambientales de viento, temperatura, corrosión, lluvia, etc.

Los aspectos que es necesario tratar aquí se refieren a la definición de qué acciones deben considerarse en el diseño, cómo se clasifican, como se modelan para el análisis de sus efectos, qué magnitud de la acción debe de considerarse en el diseño y cómo deben combinarse las diferentes acciones para considerar su efecto conjunto. Desde el punto de vista de la seguridad estructural y de los criterios de diseño, la más conveniente es la clasificación con base en la duración con que obran sobre la estructura con una intensidad cercana a la máxima. Siguiendo este criterio el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) distingue los siguientes tipos de acciones:

- ✓ *Acciones permanentes.* Son aquellas que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad puede concebirse que no varía con el tiempo. Entran en esta categoría: las cargas muertas, debidas al peso propio de la estructura y al de los elementos no estructurales de construcción; el empuje estático de líquidos y tierras que tenga un carácter permanente; las deformaciones y los desplazamientos impuestos a la estructura tales como los debidos al efecto del presfuerzo y a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos, a la contracción por fraguado del concreto, etc.
- ✓ *Acciones variables.* Son aquellas que obran sobre la estructura con una intensidad variable con el tiempo, pero que alcanzan valores significativos durante lapsos grandes. Se incluyen en esta categoría: las cargas vivas, o sea aquellas que se deben al funcionamiento propio de la construcción y que no tienen carácter permanente; los efectos de cambios de temperatura y los de cambios volumétricos que tienen carácter variable con el tiempo.
- ✓ *Acciones accidentales.* Son aquellas que no se deben al funcionamiento normal de la construcción y que pueden tomar valores significativos sólo durante pequeñas fracciones de la vida útil de la estructura. Se incluyen en esta categoría acciones excepcionales, como sismos, viento y explosiones.

Las acciones se deben a fenómenos físicos generalmente complejos y para poder evaluar su efecto en la estructura se requiere un modelo de dichas acciones. El modelo consiste usualmente en un sistema de fuerzas concentradas, lineales o uniformemente distribuidas que pretenden reproducir el efecto de las acciones; en otros casos el modelo está constituido por una serie de deformaciones impuestas. En caso de acciones dinámicas, el modelo puede ser un sistema de fuerzas equivalentes o una excitación propiamente dinámica descrita por medio de una ley de variación con el tiempo de las deformaciones impuestas a la estructura.

En un instante dado de la vida útil de la construcción, estarán presente diferentes acciones simultáneamente: los reglamentos especifican que debe revisarse la seguridad de la estructura para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente. Se llama combinación de acciones de diseño a un conjunto de acciones para cuyo efecto superpuesto debe revisarse la seguridad de la estructura. Si los valores de diseño de las acciones individuales son característicos o máximos probables, es poco probable que estos valores característicos se presenten simultáneamente y, mientras mayor sea el número de acciones que intervengan en una combinación, menor será la probabilidad de que todas las variables adquieran sus valores característicos, tal hecho debe tomarse en cuenta de alguna manera al elegir los factores de seguridad.

Las combinaciones de acciones pueden clasificarse en comunes y excepcionales; las comunes son aquellas que incluyen exclusivamente acciones permanentes y variables; las excepcionales son las que incluyen alguna acción accidental.



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.

I. Análisis y diseño estructural con elementos de sección variable.

Las acciones permanentes, por su carácter, deberán intervenir en todas las combinaciones de acciones de diseño, ya que siempre estarán presentes sobre la estructura. Las acciones variables también intervendrán en todas las combinaciones, pero no necesariamente con sus valores máximos. Algunos reglamentos distinguen en una acción variable una fracción semipermanente que interviene en todas las combinaciones y una fracción instantánea, que se suma a la primera para dar la intensidad máxima.

Según el RCDF, en las combinaciones comunes, intervendrán:

- Todas las acciones permanentes.
- Una acción variable con su valor máximo.
- Otras posibles acciones variables que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente con la primera, pero de las que se tomará solo componente semipermanente.

En las combinaciones excepcionales de acciones intervendrán:

- Todas las acciones permanentes.
- Una sola acción accidental.
- Las acciones variables que tienen probabilidad significativa de estar presentes en el instante en que ocurre la acción accidental. (La intensidad de estas acciones suele ser igual a su componente semipermanente).

Nótese que no debe tomarse más de una sola acción accidental en una misma combinación, ya que la probabilidad de que dos acciones accidentales ocurran simultáneamente es prácticamente muy pequeña.

En las edificaciones comunes como en este caso que son para *oficinas*, las acciones se reducen a las siguientes:

- La carga muerta, como única acción permanente.
- La carga viva, como única acción variable.
- Los efectos de sismo o viento como posibles acciones accidentales.

Las combinaciones de diseño resultan entonces:

carga muerta + carga viva (ésta con su valor máximo)
carga muerta + carga viva + sismo (viento).

Así podemos decir que la resistencia es la magnitud de una acción, o de una combinación de acciones, que provocaría la aparición de un estado límite de falla de la estructura o cualesquiera de sus componentes.

II. 2.2 Cargas de Diseño.

En el análisis y diseño estructural del edificio se consideró la acción de cargas permanentes, variables y accidentales, conforme a la geometría, estructuración y a los criterios básicos de proyecto.

II.2.2.1 Cargas muertas.

La carga muerta es la principal acción permanente. Se llama carga muerta al conjunto de acciones que se producen por el peso propio de la construcción; incluye el peso de la estructura misma y el de los elementos no estructurales, como los muros divisorios, los revestimientos de pisos, muros y fachadas, la ventanería, las instalaciones y todos aquellos elementos que conservan una posición fija en la construcción, de manera que gravitan en forma constante sobre la estructura.

Una fuente de diferencias en la carga muerta radica en la variación del peso volumétrico de los materiales, sea con el contenido de humedad, sea con el procedimiento de fabricación. Estas variaciones son particularmente significativas cuando se trata de materiales de fabricación no industrializados o de materiales naturales como los suelos.



Para tomar en cuenta lo anterior el RCDF-97 especifica que las losas de concreto de peso volumétrico normal, coladas en el lugar, deberá aumentarse 20 kg/m³ al peso propio que resulta de las dimensiones nominales de la losa. Una cantidad igual deberá aumentarse al peso calculado con las dimensiones nominales del firme que se coloque sobre una losa de concreto.

Pesos volumétricos de materiales constructivos. Valores de diseño según el RCDF-97

Materiales.	Peso volumétrico en ton/m ³	
	Máximo	Mínimo
1. Concreto simple con agregados de peso normal.	2.20	2.00
2. Concreto reforzado.	2.40	2.20
3. Mortero de cal y arena.	1.50	1.40
4. Mortero de cemento y arena.	2.10	1.90
5. Tabique macizo hecho a mano.	1.50	1.30

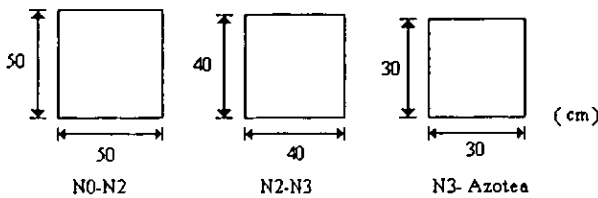
II.2.2.1.a Determinación de las cargas muertas.

Las secciones de las columnas y las trabes del edificio en estudio son las que a continuación se muestran:

- ✓ Columnas.
- ✓ Propiedades

Nivel	Sección (cm x cm)	Área (m ²)	Inercia (m ⁴)
Entrepiso N0-N2	60 x 60	0.360	0.010800
Entrepiso N2-N3	50 x 50	0.250	0.005208
Entrepiso N3-azotea	40 x 40	0.160	0.002133

- ✓ Cálculo de peso de columnas.



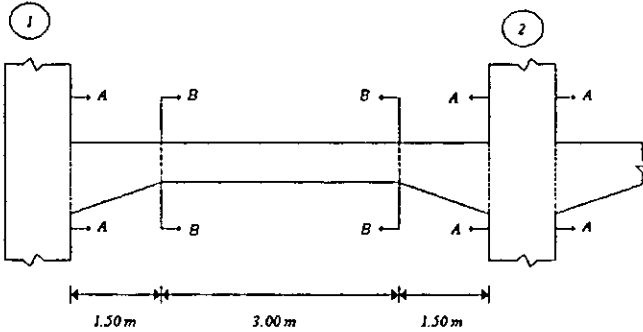
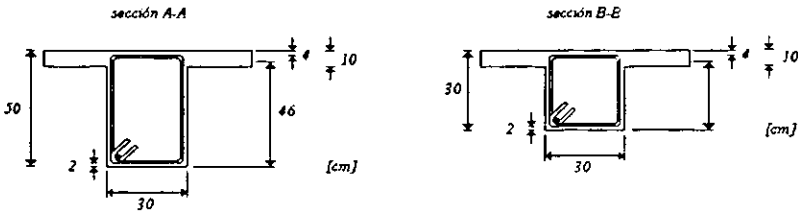
Columnas					
Nivel	área (m ²)	altura (m)	γ (ton/m ³)	Nº de columnas	peso total (ton)
N0-N1	0.36	3.10	2.40	12.0	32.14
N1-N2	0.36	2.60	2.40	12.0	26.96
N2-N3	0.25	2.60	2.40	12.0	18.72
N3-azotea	0.16	2.60	2.40	12.0	11.98

- ✓ Trabes.

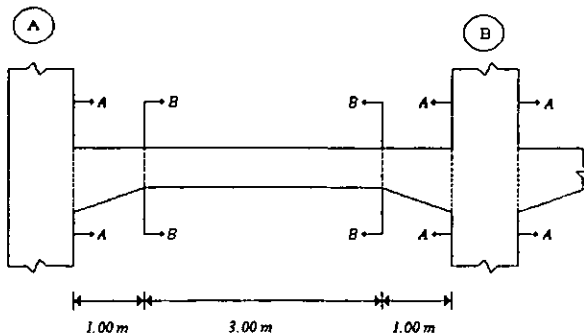
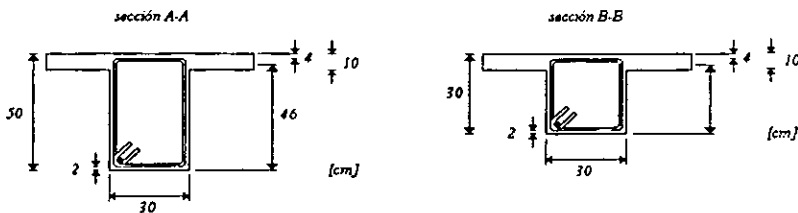


Propiedades.

Marcos de los eje A, B y C.



Marcos para los ejes 1, 2, 3 y 4.



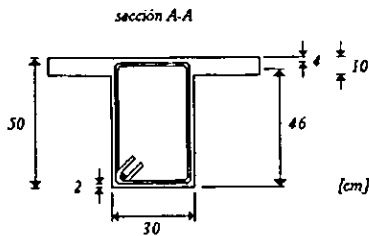


FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.
 II. Análisis y diseño estructural con elementos de sección variable.

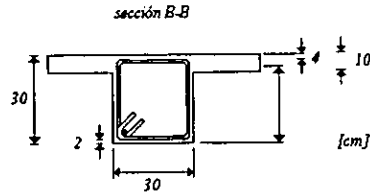
Eje		Longitud de acartelamiento	Sección (cm x cm)	Area (m ²)	Inercia (m ⁴)
A, B y C.	A-A	1.50	0.30 x 0.50	0.150	0.003125
	B-B		0.30 x 0.30	0.090	0.000675
1,2,3 y 4	A-A	1.00	0.30 x 0.50	0.150	0.003125
	B-B		0.30 x 0.30	0.090	0.000675

✓ Cálculo del peso de traves.

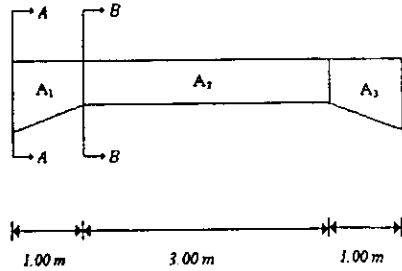
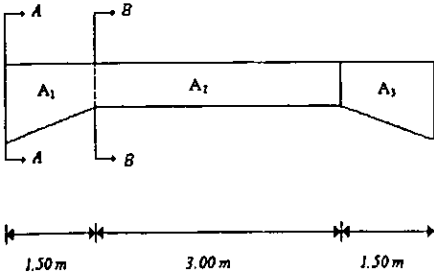
El peso que le corresponde a cada trabe:



Para los marcos de los ejes A, B y C



Para los marcos de los ejes 1, 2, 3 y 4



Traves acarteladas de los ejes A, B y C.

Sección	area	ancho b	V	γ	W
	(m ²)	(m)	(m ³)	-(ton/m ³)	(ton)
A ₁	0.60	0.30	0.18	2.40	0.432
A ₂	0.90	0.30	0.27	2.40	0.648
A ₃	0.60	0.30	0.18	2.40	0.432
A _T	2.10	0.30	0.63	2.40	1.512

El peso por piso que le corresponde a estas traves es de (1.512)(9)=13.608 ton



Trabes acarteladas de los ejes 1, 2, 3 y 4.

Sección	área (m ²)	ancho b (m)	V (m ³)	γ (ton/m ³)	W (ton)
A ₁	0.40	0.30	0.12	2.40	0.288
A ₂	0.90	0.30	0.27	2.40	0.648
A ₃	0.40	0.30	0.12	2.40	0.288
A _T	1.70	0.30	0.51	2.40	1.224

El peso por piso que le corresponde a estas trabes es de $(1.224)(8)=9.792$ ton

Por lo tanto el total de peso de trabes por piso $13.608+9.792=23.40$ ton

✓ Carga muerta sobre la losa.

Planta Tipo

Losa de concreto de 10 cm (0.10)(2.40)	0.240 t/m ²
Carga muerta adicional por losa	0.020 t/m ²
Firme de mortero de cemento de 3 cm (0.03)(2.2)	0.066 t/m ²
Carga muerta adicional por firme	0.020 t/m ²
Recubrimiento de piso (loseta vinílica)	0.005 t/m ²
Instalaciones y plafones	0.035 t/m ²
Paredes divisorias	0.100 t/m ²

Carga muerta total en planta tipo	0.486 t/m ²
-----------------------------------	------------------------

Azotea

Losa de concreto de 10 cm (0.10)(2.4)	0.240 t/m ²
Carga muerta adicional	0.020 t/m ²
Relleno e impermeabilización	0.150 t/m ²
Instalaciones y plafones	0.040 t/m ²

Carga muerta total en azotea	0.450 t/m ²
------------------------------	------------------------

Por lo tanto el peso de la losa de azotea es $(18)(10)(0.450) = 81$ ton

Para la planta tipo es $(18)(10)(0.486) = 87.48$ ton

II.2.2.2 Cargas vivas.

La carga viva es la que se debe a la operación y uso de la construcción. Incluye, por tanto, todo aquello que no tiene una posición fija y definitiva dentro de la misma y no puede considerarse como carga muerta; entran así en la carga viva el peso y las cargas debidas a muebles, mercancías, equipos y personas. La carga viva es la principal acción variable que debe considerarse en el diseño.

Las cargas de operación en las construcciones están formadas por la suma de diversos factores que tienen carácter muy variable en su distribución en el espacio y en el tiempo, así como en la forma en que actúan sobre la estructura. Esta va desde un efecto estático prácticamente permanente hasta un efecto dinámico o de impacto.



II.2.2.2.a Determinación de cargas vivas.

Dependiendo de la combinación de cargas que se esté revisando, pueden interesar distintos valores de la carga viva con respecto a su variación temporal. Para realizar el cálculo siguiente se tuvo que tomar en cuenta las especificaciones que se tiene del RCDF, el cual se indica según el tipo de edificación y que tipo de carga que se usa para realizar dicho análisis. Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberán tomar en consideración las siguientes disposiciones:

Las cargas vivas según el RCDF para uso de oficinas para sismo son las siguientes:

	W (Kg/m ²)	Wa (Kg/m ²)	Wm (Kg/m ²)
Planta	100	180	250
Azotea <5% de pendiente	15	70	100

de donde:

W es la carga media que se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas.

Wa es la carga instantánea para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre todo el área.

Wm es la carga viva máxima que se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como en el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales.

Tomando en cuenta estas consideraciones para el cálculo de cargas vivas para diseño estructural por fuerzas gravitacionales se tiene que para su cálculo la manera de realizarlo se indica con la expresión para carga viva máxima en pisos destinados a habitación u oficina la cual es la siguiente:

$$W_m = 120 + \frac{420}{A_T} \dots\dots\dots(a)$$

donde A_T es el área tributaria.

Se entiende por área tributaria de un elemento de una estructura sujeta a carga uniformemente distribuida, aquella área que, multiplicada por la carga uniforme, define la carga total que se debe considerar actuando sobre el elemento y que produce efectos iguales a los de la distribución real de cargas sobre la estructura. Las siguientes reglas sencillas para determinar el área tributaria están basadas en la localización de las líneas en que la fuerza cortante sería nula si sólo hubiera transmisión de momentos en una dirección:

- ✓ En elementos que trabajan en una dirección el área está limitada por los centros de claros entre momentos.
- ✓ En columnas, el área tributaria está limitada por las líneas medias de los tableros adyacentes.
- ✓ El área tributaria de dos elementos portantes se separa por las bisectrices de los ángulos que éstos forman.

El RCDF nos indica que para emplear la expresión (a) se debe tener una área tributaria debe ser mayor de 36 m², por lo que en este caso no se reduce la carga viva por área. En la figura 2 se muestra las áreas tributarias que corresponde a cada viga.

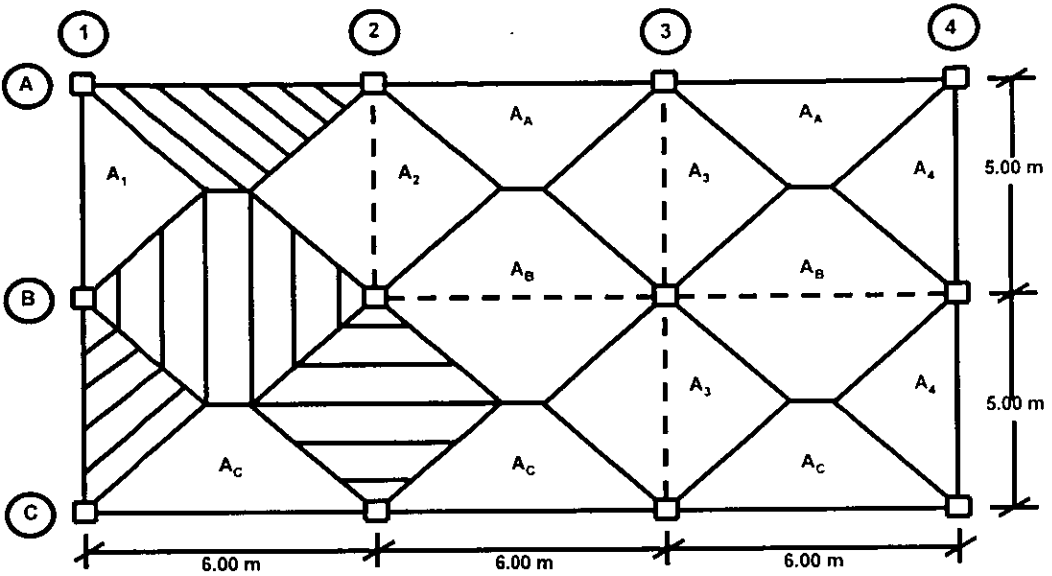


Figura 2 . Distribución de áreas tributarias.

1.2.2.3 Cargas totales.

1.2.2.3.1 Cálculo de cargas totales.

Se procede a realizar el cálculo tomando en cuenta el área tributaria, peso propio, carga muerta y la correspondiente carga viva con la siguiente expresión

$$W_T = A_T(\text{carga muerta} + \text{carga viva}) + \text{peso propio.}$$

Las áreas son las siguientes:

Planta Tipo: 0.486 t/m²

Azotea: 0.450 t/m²

Carga viva W_m.

Planta Tipo: 0.250 t/m²

Azotea: 0.100 t/m²

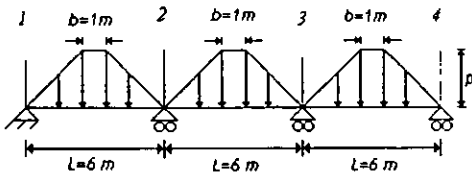
Eje	Area tributaria (m ²)	W _{pp} Peso propio de la trabe (ton)	W _T Peso total Planta tipo (ton)	W _T Peso total Azotea (ton)
A y C	8.75	1.51	7.95	6.32
B	17.50	1.51	14.39	11.14
1 Y 4	6.25	1.22	5.82	4.66
2 Y 3	12.50	1.22	10.42	8.10



Se procede a calcular la carga uniforme que le corresponde a la viga por medio de las ecuaciones equivalentes según sea el caso:

1. trapecial
2. triangular

Eje A y C.



$$w = \left(\frac{b+L}{2} \right) p$$

7.95 = 3.5p, p = 2.27 ton/m *Planta tipo*

6.32 = 3.5p, p = 1.81 ton/m *Azotea*

$$q = (w/4L) * (5 - (b^2/L^2))$$

Planta tipo

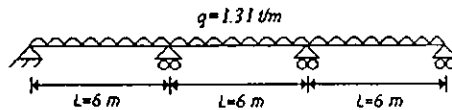
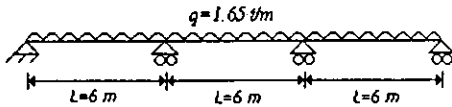
$$q = (7.95/24) * (5 - (1/36))$$

$$q = 1.65 \text{ tm}$$

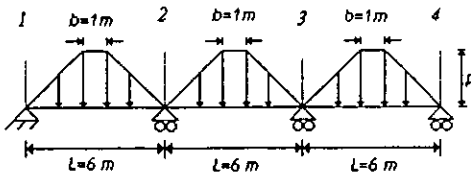
Azotea

$$q = (6.32/24) * (5 - (1/36))$$

$$q = 1.31 \text{ tm}$$



Eje B.



$$w = \left(\frac{b+L}{2} \right) p$$

14.39 = 3.5p, p = 4.11 ton/m *Planta tipo*

11.14 = 3.5p, p = 3.18 ton/m *Azotea*

$$q = (w/4L) * (5 - (b^2/L^2))$$

Planta tipo

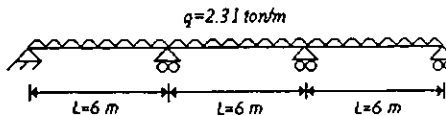
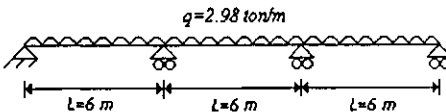
$$q = (14.39/24) * (5 - (1/36))$$

$$q = 2.98 \text{ ton/m}$$

Azotea

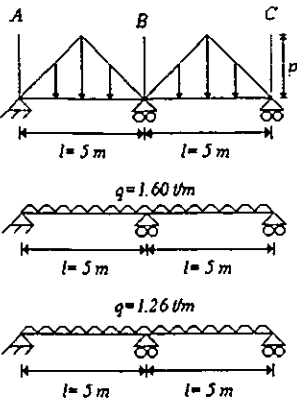
$$q = (11.14/24) * (5 - (1/36))$$

$$q = 2.31 \text{ ton/m}$$



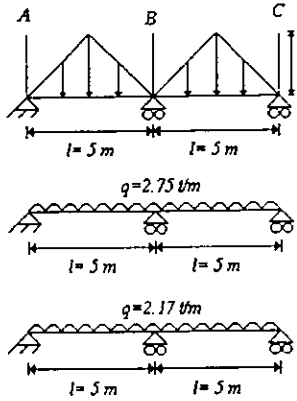


Ejes 1 y 4.



$w = p/l/2$
 Planta tipo
 $6.40 = 5p/2, p = 2.56\text{ t/m}$
 Azotea
 $5.24 = 5p/2, p = 2.01\text{ t/m}$
 equivalencia
 $q = (5/8)p$
 Planta tipo
 $q = (5/8) * 2.56$
 $q = 1.60\text{ t/m}$
 azotea
 $q = (5/8) * 2.01$
 $q = 1.26\text{ t/m}$

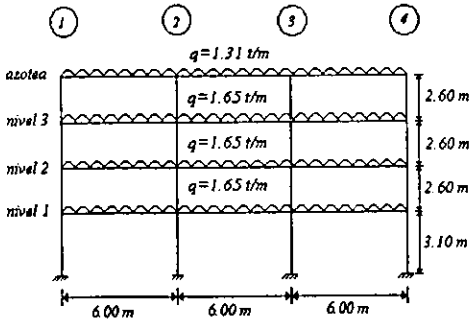
Ejes 2 y 3.



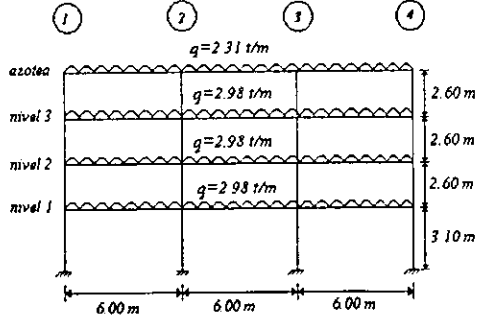
$w = p/l/2$
 Planta tipo
 $11.00 = 5p/2, p = 4.40\text{ t/m}$
 Azotea
 $8.68 = 5p/2, p = 3.47\text{ t/m}$
 equivalencia
 $q = (5/8)p$
 Planta tipo
 $q = (5/8) * 4.40$
 $q = 2.75\text{ t/m}$
 azotea
 $q = (5/8) * 3.47$
 $q = 2.17\text{ t/m}$

II.2.2.3.2 Marcos cargados.

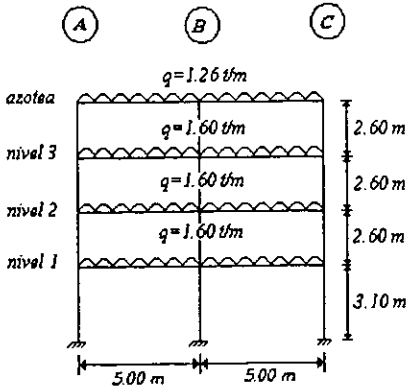
Marco A y C



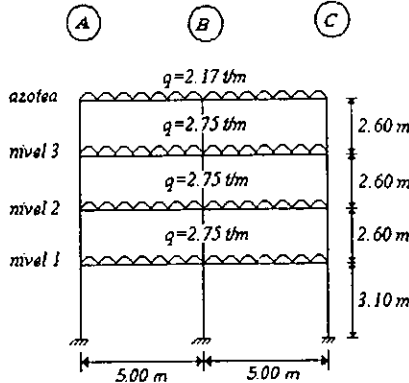
Marco B



Marco 1 y 4



Marco 2 y 3.





II.2.3 Determinación de fuerzas laterales debidas a sismo.

Para el análisis sísmico en el plano del edificio se utilizó el método estático propuesto por en Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. El uso de un análisis estático es particularmente importante en estas estructuras que no pasen de 60 m de alto.

Según el RCDF las estructuras se clasifican según su destino en dos grupos: Grupo A.- Construcciones cuya falla estructural podría causar la pérdida de un numero elevado de vidas o pérdidas económicas y culturales excepcionalmente altas, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como construcciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana. Grupo B.- Construcciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el grupo A.

Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde multiplicado por un coeficiente proporcional a h , siendo h la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables). El coeficiente se tomará de tal manera que la relación V_0/W_0 sea igual a c/Q , siendo V_0 la fuerza cortante basal, W_0 el peso de la construcción incluyendo las cargas muertas y vivas que fija en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF). Q el factor de comportamiento que se fija en la sección 5 de estas Normas y c el coeficiente sísmico que establece el artículo 206 del RCDF.

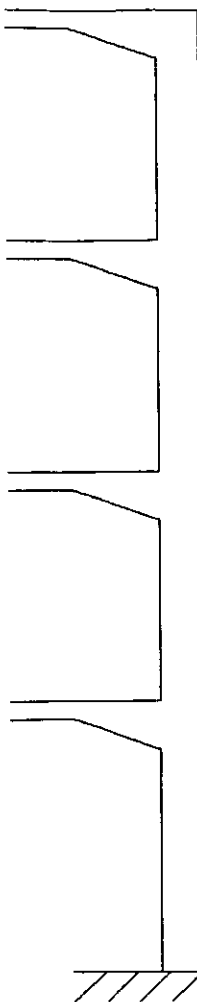
De acuerdo al tipo de suelo, la ciudad de México se divide en tres zonas con coeficientes sísmicos diferentes: Zona I. - lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre. El coeficiente sísmico para estructuras del grupo B es $c = 0.16$. Zona II.- transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 metros de profundidad o menos. El coeficiente sísmico para estructuras del grupo B es $c = 0.32$. Zona III.- lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas; el espesor puede ser superior a 50 metros, y el coeficiente sísmico para estructuras del grupo B es $c = 0.40$. Para estructuras pertenecientes al grupo A el coeficiente sísmico se multiplica por un factor de 1.5.

II.2.3.1 Determinación de las fuerzas laterales debidas a sismo según el Método Estático.

Se calculara primeramente el peso total del edificio, esto es un análisis el cual se pretende tomar en cuenta las cargas muertas calculadas anteriormente y cargas vivas W_a correspondientes para diseño sísmico según sea el caso en que se analizara la estructura.

La construcción se clasifica como del Grupo B.

	W_a (Kg/m ²)
Planta	180
Azotea <5% de pendiente	70

	carga muerta	carga viva	carga total
Azotea	$81.0 + 23.40 + 6.00 = 110.40\text{ton}$	12.60 ton	123.00 ton
N3	$87.48 + 23.40 + 6.00 + 9.36 = 126.24\text{ton}$	32.40 ton	158.64 ton
N2	$87.48 + 23.40 + 9.36 + 13.48 = 133.72\text{ton}$	32.40 ton	166.12 ton
N1	$87.48 + 23.40 + 13.48 + 16.07 = 140.43\text{ton}$	32.40 ton	172.83 ton
N0		16.07 ton	16.07 ton
	$\Sigma = 536.86\text{ton}$	109.80 ton	636.66 ton

$$\omega = \frac{F}{A} = \frac{636.66}{(18)(10)} = 3.54\text{ton/m}^2$$

El edificio está estructurado a base de marcos regulares de concreto en ambas direcciones. Se considera que se van a cumplir todos los requisitos para marcos dúctiles y que son, por tanto aplicables los siguientes valores de Q, según Normas Técnicas Complementarias para Diseño por sismo (NTC por sismo).

El factor de comportamiento tanto para la dirección x como para la y, es Q=2.



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.

II. Análisis y diseño estructural con elementos de sección variable.

La determinación del coeficiente basal se debe aplicar la siguiente expresión si no se realizan reducciones por el periodo de la estructura, según NTC por sismo:

$$C_s = \frac{c}{Q}$$

Para la zona de terreno compresible de la Ciudad de México corresponde

$$c=0.4, T_a=0.6, T_b=3.9, r=1$$

Por lo tanto, el coeficiente sísmico para análisis estático sin reducción por el periodo de la estructura resulta, para ambas direcciones:

$$C_s = \frac{c}{Q} = \frac{0.40}{2} = 0.20$$

Para ver la posibilidad de reducir el coeficiente sísmico se hará una estimación del periodo con la expresión

$$T = C_T H^{0.75}$$

Donde C_T es una constante que vale 0.08 para marcos de concreto y 0.06 para marcos de acero; H es la altura total de la estructura, en metros, por lo tanto por ser la estructura a base de marcos de concreto resulta

$$T = 0.08 \times (10.90)^{0.75} = 0.48 \text{seg}$$

El periodo es menor que el T_a por lo que sí se puede aplicar el factor de reducción Q' :

$$Q' = 1 + \left(\frac{T}{T_a} \right) (Q - 1) = 1 + \left(\frac{0.48}{0.6} \right) [2 - 1] = 1.80$$

Para ambas direcciones se obtiene:

$$C_s = \left(\frac{a_0 + (c - a_0) \left(\frac{T}{T_a} \right)}{Q'} \right) = \left(\frac{0.10 + (0.40 - 0.10) \left[\frac{0.48}{0.60} \right]}{1.80} \right) = 0.19$$

Por lo que se concluye que no se redujo el coeficiente de cortante basal por lo que se prosigue a la determinación de las fuerzas sísmicas de los pisos. Los valores se concentran en la siguiente tabla adjunta, en la que las distintas columnas contienen los datos y resultados.

Nivel N°	W _i (ton)	h _i (m)	W _i h _i (ton m)	Direcciones x, y	
				F _i (ton)	V _i (ton)
azotea	123.00	10.90	1,340.70	38.18	
N3	158.64	8.30	1,316.71	37.50	38.18
N2	166.12	5.70	946.88	26.97	75.68
N1	172.83	3.10	535.77	15.26	102.65
Σ	620.59		4,140.07		117.91

✓ Columna 2. El peso, en toneladas, de cada piso.



Columna 3: La altura, en m, medida a partir del nivel de desplante, de los pisos correspondientes a los niveles 1 a azotea.

Columna 4: El producto del peso por la altura de cada nivel.

Columna 5: La fuerza lateral en cada nivel en ambas direcciones, determinada con la siguiente ecuación:

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} (C_s) (W_t)$$

$$F_i = \frac{W_i h_i}{4,140.07} (0.190)(620.59) = 0.028480702 W_i h_i$$

Columna 6: Contiene la fuerza cortante en cada entrepiso, determinada como la suma de las fuerzas laterales aplicadas arriba del entrepiso en cuestión.

1.2.3.2 Revisión por volteo

La estructura es simétrica, por lo tanto el centro de cargas coincide con el centro geométrico. Se revisa el volteo en la dirección más corta del edificio por ser más desfavorable.

Momento de volteo.

$$M_v = V_i \times h_i$$

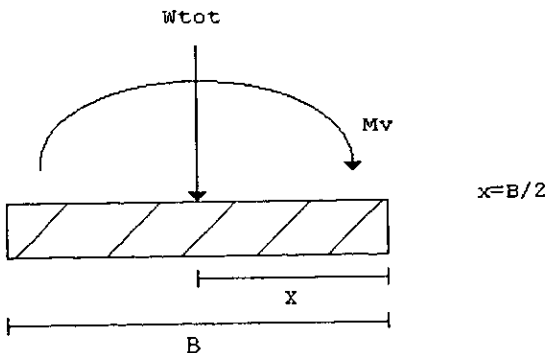
$$\begin{aligned} M_v &= (38.18 \times 10.90) + (37.50 \times 8.30) + (26.97 \times 5.70) + (15.26 \times 3.10) \\ &= 416.16 + 311.25 + 153.73 + 47.31 \\ &= 928.45 \text{ ton} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$M_R = W_{TOT} (x)$$

$$\begin{aligned} &= 620.59 \times 5 \\ &= 3,102.95 \text{ ton} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

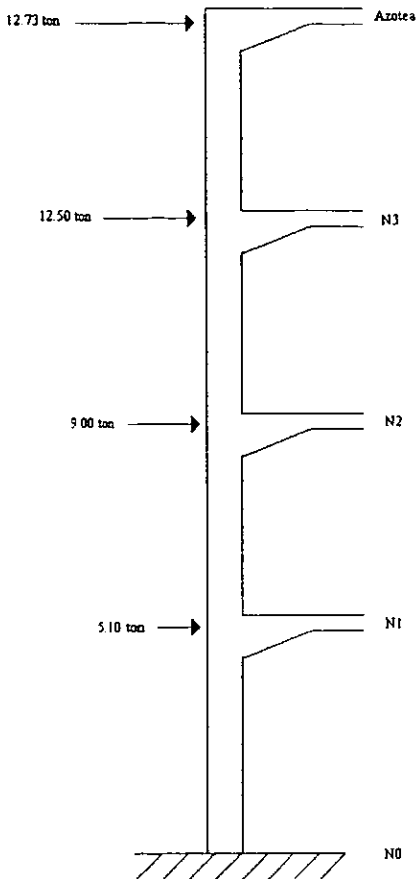
$$FS_v = \frac{M_R}{M_v} = \frac{3,102.95}{928.45} = 3.34 > 1.5$$

Se acepta.

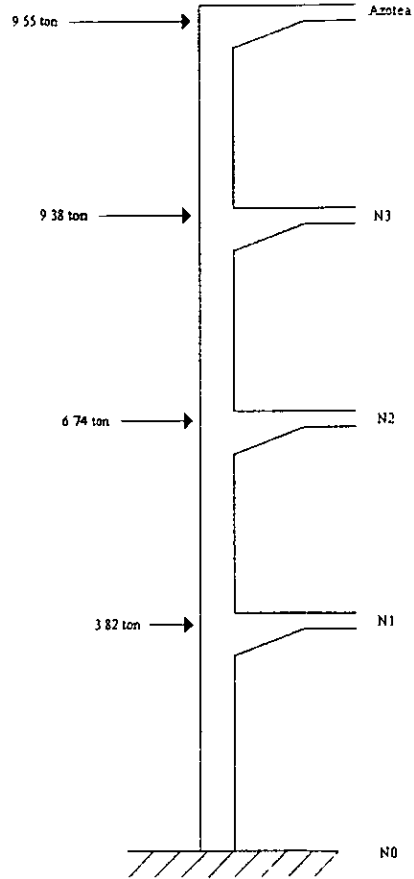




Para los marcos A, B y C.



Para los marcos 1, 2, 3 y 4.



Aunque se ha mencionado que los estados límite de servicio críticos son frecuentemente los relacionados con vibraciones excesivas, los requisitos de los códigos en este caso el RCDF se establecen comúnmente en términos de desplazamientos, o sea, permiten ignorar el carácter dinámico del problema y tratarlo como si fuera estático. La justificación de este proceder se encuentra en que las amplitudes de las vibraciones disminuyen normalmente a medida que se proporciona mayor rigidez a la estructura y el nivel de rigidez necesario se puede establecer de manera burda fijando un desplazamiento admisible ante un sistema equivalente a cargas estáticas.

El análisis sísmico debe realizarse en dos direcciones perpendiculares entre sí. Los desplazamientos laterales relativos máximos entre dos niveles consecutivos tendrá valores de hasta 0.006 veces la altura de entrepiso cuando haya elementos no estructurales ligados que pueden ser dañados, y de 0.012 cuando no existan estos elementos o no estén ligados a la estructura.



I.3 Análisis Estructural.

I.3.1 Modelo de análisis.

Para llevar a cabo el análisis estructural de los marcos resultantes para las condiciones de carga a analizar (cargas gravitacionales y fuerzas laterales), se utilizó el programa SAP-90 (Structur Análisis Program), que es un programa de cómputo de uso general y que por medio del método de elemento finito resuelve estructuras en el plano (marco), así como en tercera dimensión. Con este programa se puede modelar elementos tipo columnas, traveses y diagonales (frame) como es en este caso; además losas, muros y placas (shell) y problemas de esfuerzos planos (asolid). Las fuerzas internas, reacciones de apoyos y deformaciones producidas por las condiciones de carga que resulten del análisis se procesan y se muestran en diversos archivos que genera el programa.

Primero se edita los datos para que a través del programa SAP 90 lo pueda leer y lo ejecute adecuadamente. En esta etapa se compone de los siguientes datos:

- Geometría
- Coordenadas de los nudos
- Restricciones sobre los nudos
- Propiedades del material.
- Estructuración y apoyos
- Acciones según la condición de carga analizar (carga viva, carga muerta y fuerzas sísmicas).

En el anexo se muestra el archivo del edificio con las siguientes aspectos:

I.3.2 Resultados.

Los principales resultados se generan en los siguientes archivos:

- La geometría, nudos y miembros se muestra en el archivo ".Sap".
- En este archivo se cuenta con los elementos mecánicos de los miembros estructurales ".F3F"
- Reacciones y desplazamientos laterales y deflexiones de vigas en el ".Sol".

A continuación se mostrara el modelo del marco B, con el cual ejecutará el programa. Cabe mencionar que las combinaciones de las condiciones de carga a analizar son las siguientes:

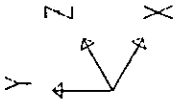
carga muerta + carga viva (ésta con su valor máximo)

carga muerta + carga viva + sismo (viento).

II.4 Diseño Estructural.

Introducción.

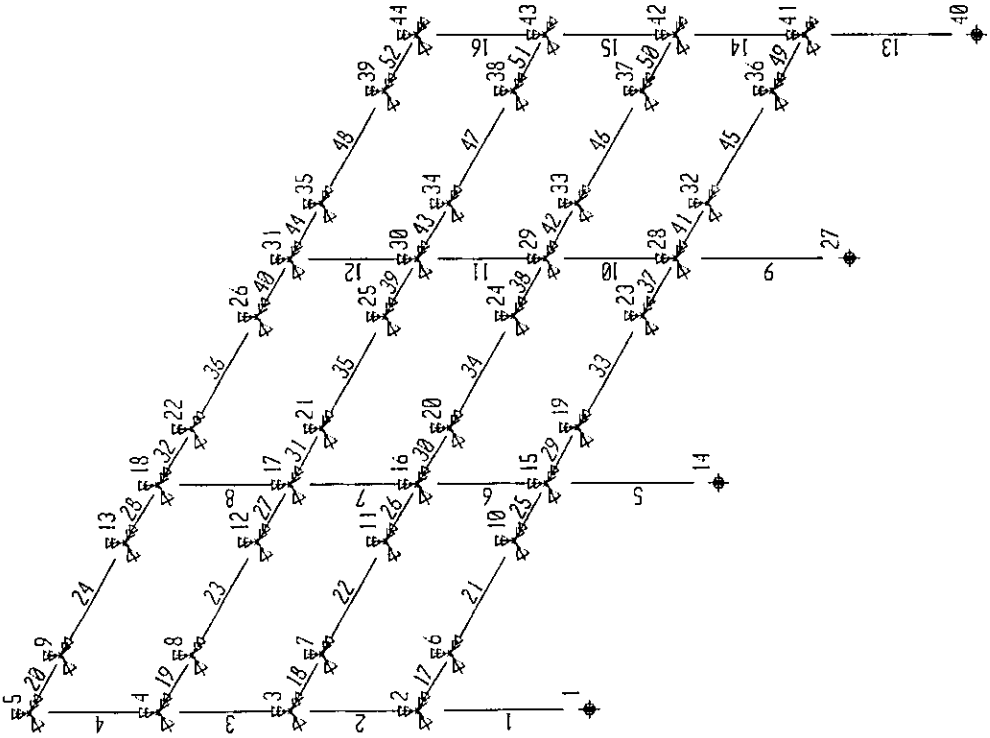
Es en las estructuras de concreto donde los códigos especifican el conjunto más amplio y detallado de requisitos por ductilidad. La experiencia de campo y de laboratorio ha mostrado que sólo con cuidados muy estrictos se puede lograr que las estructuras de concreto desarrollen ductilidades importantes. Los factores de comportamiento sísmico Q , especificados por el RCDF, para estructuras de concreto en términos generales se tomará $Q=2$, para lo cual hay que obedecer los requisitos de dimensionamiento y detallado generales de las Normas Técnicas Complementarias de Estructuras de Concreto (NTCC). Puede adoptarse $Q=4$ en estructuras en que la resistencia a cargas laterales sea proporcionada



TES
UNDEFORMED
SHAPE

OPTIONS
JOINT IDS
ALL JOINTS
RESTRAINTS
SHRUNKEN
ELEMENT IDS
WIRE FRAME

SAP90





principalmente por marcos dúctiles dimensionados con los requisitos especificados en el capítulo 5 de las NTCC, y $Q=3$ para estructuras en que la resistencia a cargas laterales sea proporcionada principalmente por muros de concreto dimensionados para lograr altas ductilidades, según los requisitos de la sección 4.5.2 de las NTCC. También podrá tomarse $Q=3$ para estructuras de losas planas que cumplan con requisitos de regularidad y refuerzo del capítulo 6 de las mismas Normas.

II.4.1 Criterio de diseño estructural, reglamentos y especificaciones.

II.4.1.a Criterio de diseño estructural.

La estructura del edificio en estudio se diseño conforme al criterio de estados límite. Así, se verificaron las dos condiciones siguientes:

i) Revisión de estado límite de falla:

Las estructuras tendrán seguridad adecuada contra la aparición de cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cuales daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

Para el dimensionamiento de los elementos estructurales se verificó que no se rebase ningún estado límite de falla, con base en el criterio de *resistencia última*, esto se puede expresar como:

$$\phi R_N \geq \sum F_C A_N$$

donde

- R_N = Resistencia nominal,
- ϕ = factor de reducción de resistencia.
- A_N = acción nominal
- F_C = factor de carga.

Los valores de los factores de carga y resistencia se indican a continuación, mientras que las combinaciones de carga se indican más adelante.

Factores de carga y resistencia.

Conforme a los criterios de diseño por resistencia última, se emplearon los factores de carga y resistencia indicados en las siguientes tablas:

FACTORES DE CARGA.	
Combinación de carga.	Factor.
• Combinaciones que incluyen acciones permanentes y variables.	1.4
• Combinaciones que incluyen acciones permanentes, variables y accidentales.	1.1
• Combinaciones con acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura.	0.9



FACTORES DE REDUCCION DE RESISTENCIA PARA DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO.	
Condición de carga.	Factor.
• Flexión	0.90
• Tensión axial y tensión axial con flexión	0.90
• Compresión axial y flexocompresión	
a) elementos zunchados	0.75
b) otros elementos	0.70
• Cortante y torsión	0.85
• Aplastamiento del concreto	0.70

ii) Revisión de estado límite de servicio:

Se revisó que la ocurrencia de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la construcción, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

La revisión de los estados límite de deformaciones se considerará cumplida si se comprueba que no exceden los valores siguientes:

a) Desplazamientos verticales máximos.

Elemento.	Valor.
• Desplazamiento vertical máximo en trabes, incluyendo los efectos a largo plazo, en elementos cuyas deformaciones no afecten a elementos no estructurales.	$L/240 + 0.5$
• Desplazamiento vertical máximo en trabes, incluyendo los efectos a largo plazo, en elementos cuyas deformaciones afecten a elementos no estructurales.	$L/480 + 0.3$

El desplazamiento vertical es de 0.004122 m

b) Desplazamientos laterales máximos.

Elemento.	Valor.
• Desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura donde los elementos no estructurales están ligados.	$h/500$
• Ante fuerzas sísmicas, donde elementos no estructurales se ligan a la estructura, la relación máxima de desplazamiento lateral relativo de entrepiso a la altura de dicho entre piso.	0.006 h

El desplazamiento lateral es de 0.0025184 m

II.4.1.b Reglamentos y especificaciones.

El diseño estructural, la fabricación, procedimientos constructivos, inspección, calidad de materiales y mano de obra, se rige por la última revisión de los reglamentos y especificaciones señalados a continuación:

- ✓ Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. 1997.
- ✓ Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. 1999. Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.
- ✓ Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. 1999. Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.
- ✓ Manual de Diseño de Obras Civiles. Diseño por Sismo. Comisión Federal de Electricidad (MDSCEF), 1993.



1.4.2 Materiales.

El empleo de concretos de elevada resistencia es favorable en estructuras en zonas sísmicas en cuanto disminuye la posibilidad de fallas frágiles por compresión o por tensión diagonal del concreto y favorece el desarrollo de la capacidad total del acero de refuerzo, cuya fluencia gobierna el comportamiento inelástico de la estructura. Sin embargo, la condición anterior se puede lograr para concretos de cualquier resistencia, siempre que se sigan los criterios adecuados de dimensionamiento de las secciones. La limitación de resistencia mínima que se impone en las NTCC, $f'_c > 200 \text{ kg/cm}^2$, tiene como intención evitar tipos de concreto en los que se suele tener poco control de calidad sobre la resistencia, más que propiciar resistencias elevadas.

Cuando se adopten factores Q mayores de dos, hay que exigir un control de calidad estricto en la resistencia del concreto para evitar que la variabilidad de la misma pueda dar lugar a zonas mucho más débiles que el resto de la estructura, en dichas zonas se llegaría a concentrar la disipación inelástica de energía, redundando en una menor ductilidad del conjunto. Con tal objeto el concreto debe dosificarse por peso y con procedimientos que garanticen que la desviación estándar de la resistencia no exceda de 35 kg/cm^2 .

Una situación peculiar de la fabricación del concreto en el valle de México ha dado lugar a la especificación de dos clases de concreto (1 y 2). Los agregados disponibles en estado natural en el valle son de mediocre calidad por su alta porosidad, bajo peso volumétrico y gran contenido de polvos. Por ello, dan lugar a concretos de bajo módulo de elasticidad y muy propensos a sufrir agrietamientos por contracción y grandes deformaciones por flujo plástico. Por ello las NTCC limita ahora el uso de estos concretos a las estructuras de menor importancia. Para las más importantes (Grupo A y Grupo B1) se requiere el uso de concretos fabricados con agregados de alta calidad provenientes de la trituración controlada de roca. Estos concretos (de Clase 1) alcanzan los módulos de elasticidad y niveles de flujo plástico normalmente especificados en la literatura técnica.

Las NTCC no ligan los valores de Q que se pueden adoptar a la clase de concreto. Se considera que aun con los concretos de Clase 2 se puede alcanzar la ductilidad necesaria; sin embargo, cuando se especifique esta clase de concreto, deberán considerarse en el diseño los valores menores de módulo de elasticidad (del orden de 60% de los usuales), así como los requisitos más severos de flujo plástico que especifican las NTCC para este caso.

En lo que respecta al acero de refuerzo, las NTCC en su parte general admiten aceros hasta con esfuerzo nominal de fluencia de $6,000 \text{ kg/cm}^2$ (Acero Grado 60). Estos pueden emplearse como refuerzo longitudinal; sin embargo, para arribos se requiere que el esfuerzo nominal de fluencia no sobrepase $4,200 \text{ kg/cm}^2$ (Grado 42).

1.4.3 Requisitos generales para marcos.

En general, los aspectos que a continuación se presentan están encaminados a lograr, mediante requisitos de detalles de refuerzo y dimensiones, que el comportamiento del marco esté regido por el giro inelástico por flexión en las zonas que se consideran articulaciones plásticas sin que se presente antes otro tipo de falla, y que soporte ciclos de carga impuestos por sismos intensos.

El requisito de que los marcos que se diseñen con $Q=2$ sean monolíticos colados en el lugar se debe a que los detalles que se especifican están basados en ensayos realizados en especímenes monolíticos. A continuación se mencionarán los requisitos con referencia a las vigas, y a las columnas que nuestro interés de diseño contempla, además se mencionaran los aspectos de unión viga-columna.



II.4.3.1 Requisitos para vigas.

Los requisitos que aquí describimos se aplican a elementos que trabajan esencialmente en flexión, lo que incluye las vigas y aquellas columnas con cargas axiales muy bajas, que no excedan de $0.1 A_g f'_c$, en que A_g es el área de la sección bruta de la columna. Los requisitos se refieren a las dimensiones de la sección y a su refuerzo longitudinal y transversal, así como al dimensionamiento.

- a) *Requisitos geométricos.* Los relativos a las relaciones longitud/ancho (l/b) y peralte/ancho (h/b) tienen como objetivo evitar que la ductilidad de la viga se vea limitada por problemas de pandeo lateral derivados de la excesiva esbeltez del alma; los de ancho mínimo, además de estar vinculados también con los problemas de pandeo lateral.

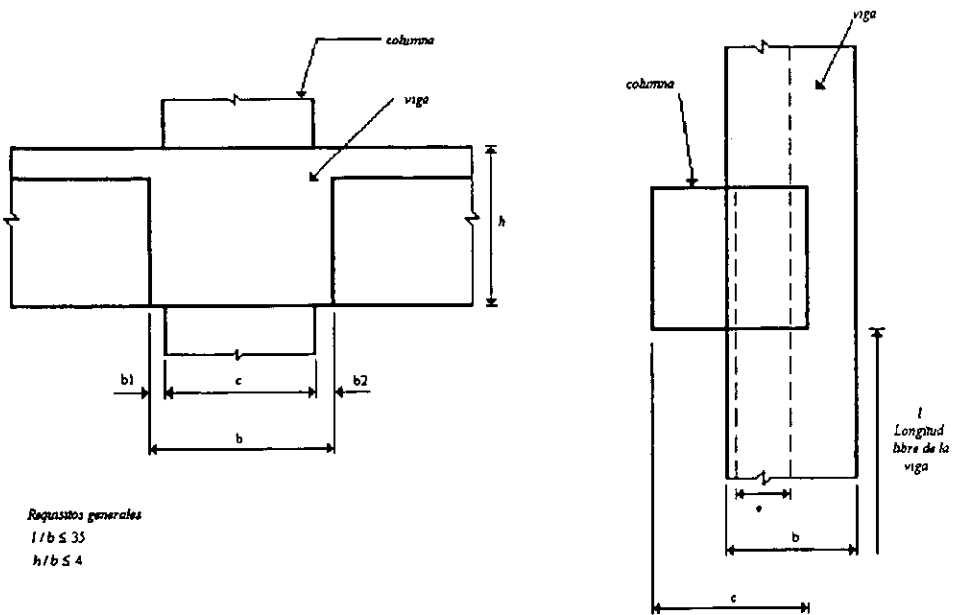
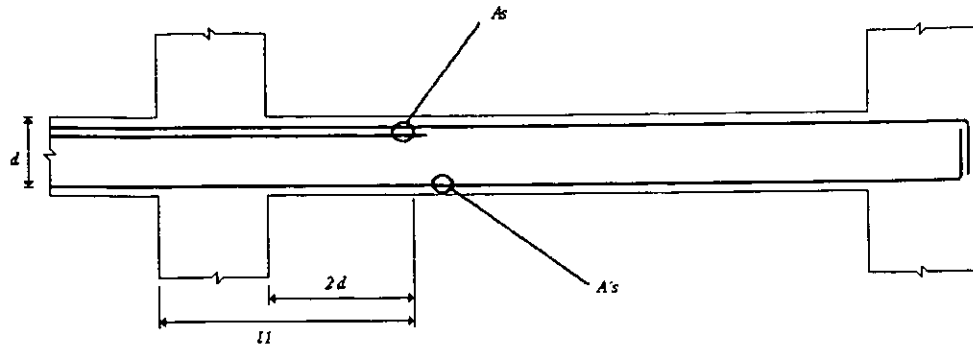


Figura 3. Requisitos geométricos para vigas de marcos de concreto.

- b) *Requisitos de refuerzo longitudinal.* Para el caso general, el refuerzo mínimo es necesario sólo en aquellas zonas donde, según el análisis, aparecen tensiones para alguna combinación de acciones de diseño. Sin embargo, es recomendable que en todos los casos se coloque el refuerzo mínimo en ambos lechos. La ductilidad que es capaz de desarrollar una sección de concreto reforzado es mayor a medida que la sección es más subreforzada, es decir, reforzado es mayor a medida que la sección es más subreforzada, es decir, cuando menor es la relación entre su área de refuerzo y la que corresponde a la falla balanceada. Es por ello que se prescribe limitar la cuantía máxima de refuerzo en ambos lechos a 75 por ciento de la corresponde a falla balanceada, calculada con los criterios expuestos en la sección 2.1.2 de las Normas. La distribución de los momentos flexionantes a lo largo de la viga varía considerablemente durante un sismo y puede diferir significativamente de la que resultó del análisis.



Requisitos generales

A_s y $A_s' > 0.7 \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y}$, en zonas donde aparezcan tensiones.

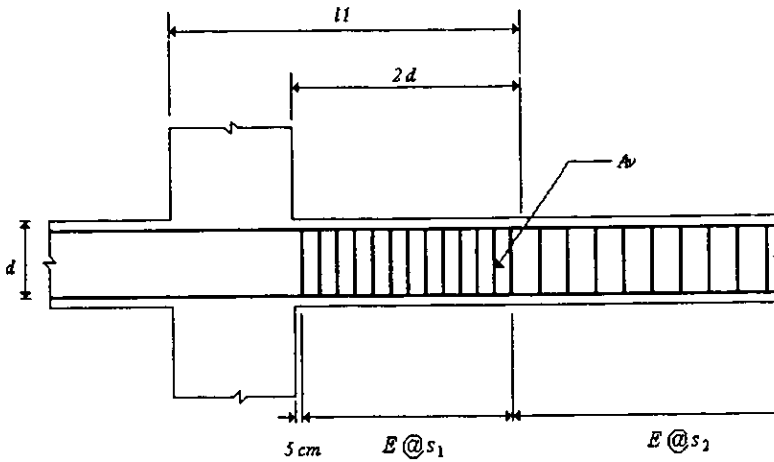
A_s y $A_s' < 0.75 A_b$ (área de refuerzo correspondiente a la falla balanceada).

Figura 4. Requisitos para el refuerzo longitudinal de vigas de marcos de concreto.

Los traslapes y cortes de barras introducen tensiones en el concreto que reducen su resistencia a cortante. Por ello, éstos no se admiten en las zonas donde se pueden formar articulaciones plásticas; como los extremos de las vigas en una longitud de dos peraltes medidos a partir del paño de la columna. Fuera de esas zonas, cuando se requieran traslapes deberán colocarse estribos cerrados a una separación no mayor de 10 cm, ni de un cuarto del peralte de la viga.

Es importante que el refuerzo longitudinal esté colocado con el recubrimiento y la separación entre barras que permitan una fácil colocación del concreto y una adecuada transmisión de esfuerzos de adherencia al concreto. El requisito de no admitir paquetes de más de dos barras tiene como finalidad evitar concentraciones de esfuerzos de adherencia y favorecer una distribución uniforme del refuerzo longitudinal, que proporcione buen confinamiento al concreto.

- c) *Requisitos de refuerzo transversal.* Los estribos cumplen las funciones de fijar la posición del refuerzo longitudinal y de proporcionar resistencia a tensión en el alma de la viga evitando una falla frágil por cortante. Adicionalmente, una distribución adecuada de estribos cerrados incrementa sustancialmente la ductilidad de las secciones de concreto en flexión al proporcionar confinamiento al concreto del núcleo y al restringir el pandeo de las barras longitudinales en compresión. El suministro de estribos cerrados a una separación no mayor de medio peralte es requisito para vigas de marcos y es recomendable en cualquier viga con una importante función estructural.



Requisitos generales.

s_1 y $s_2 \leq d/2$ en las zonas donde la fuerza cortante excede de la que resiste el concreto.
Estribos #2 o mayores.

Figura 5. Requisitos para el refuerzo transversal de vigas de marcos de concreto.

Los requisitos ilustrados en la figura 5 se refieren esencialmente a los estribos de confinamiento en las zonas de posible formación de articulaciones plásticas. Estos deben ser cerrados, de una pieza y rematar con dobleces a 135° , como se indica en la figura 6. El remate a 135° es necesario para impedir que el estribo se abra al ser sometido a la presión producida por la expansión del concreto del núcleo interior, con lo cual perdería su función de proporcionar confinamiento. La ejecución de estos dobleces en obra presenta ciertas dificultades, por lo que el detalle es frecuentemente objetado por los constructores. Sin embargo, se trata de un requisito importante que debe ser respetado. Otras normas como el Código ACI admiten estribos de dos piezas como el indicado en la figura 6.b.

Los estribos de confinamiento en los extremos de las vigas deben tener características similares a los de las columnas en cuanto a que deben restringir el pandeo de las barras longitudinales. De allí que se requieran estribos de ramas múltiples como los que se ilustran en las figuras 6.c y 6.d

- d) *Requisitos para fuerza cortante.* La filosofía de diseño sísmico pretende evitar que se presente una falla prematura por cortante que impida que lleguen a formarse articulaciones plásticas por flexión en los extremos de la viga. Por tanto, la viga tiene que ser capaz de soportar los cortantes que se presentan cuando se forma el mecanismo de falla aceptando, que consiste en la aparición de una articulación plástica de momento positivo en el otro extremo o cerca de él.

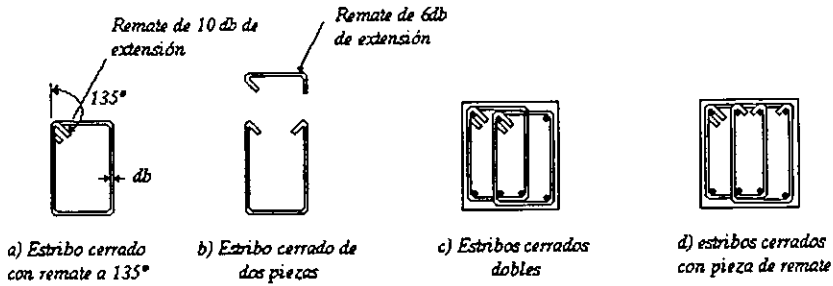


Figura 6. Estribos para confinamiento del código ACI.

II.4.3.2 Requisitos para columnas.

Los requisitos se aplican, en general, a elementos que pueden estar sujetos a efectos de flexocompresión tales que la carga axial excede de $0.1 A_g f_c$. Nuevamente se imponen restricciones mucho más severas de geometría, de refuerzo longitudinal y de refuerzo transversal a aquellas columnas que formen parte de marcos.

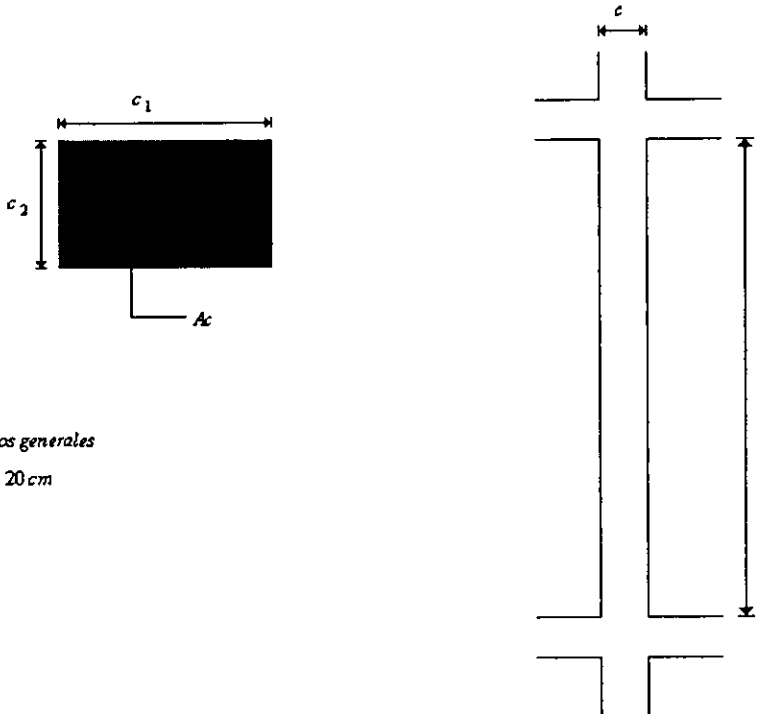


Figura 7. Requisitos geométricos para columnas de marcos de concreto.



- a) Requisitos geométricos. La figura 7 presenta en forma comparativa a los requisitos respectivos. La exigencia de una dimensión mínima de la columna tiene como objetivo asegurar un tamaño mínimo del núcleo confinado (una vez descontados los recubrimientos), que pueda mantener una capacidad significativa a carga axial, aún después que haya fallado el concreto del recubrimiento.

Se pide que el área de la sección transversal sea al menos igual a $0.5 P_u/f_c$, para limitar el esfuerzo promedio de compresión sobre el concreto. La ductilidad de una sección disminuye rápidamente a medida que aumenta el nivel de carga axial sobre ella. Por tanto, mientras más pequeño se quede el esfuerzo promedio de compresión con respecto al máximo esfuerzo permitido, más garantía se tendrá de comportamiento dúctil. Los otros requisitos geométricos tienen la intención de evitar que problemas de pandeo reduzcan la ductilidad de la columna.

- b) *Refuerzo longitudinal.* Los requisitos para el refuerzo longitudinal y el transversal se ilustran en la figura 8. El límite inferior para la cuantía de refuerzo longitudinal tiene el propósito de evitar que el acero fluya para cargas inferiores a la de fluencia teórica, a causa del flujo plástico del concreto que causa una transferencia de esfuerzos entre el concreto y el refuerzo. También pretende proporcionar a la columna una resistencia mínima a flexión.

I. Refuerzo longitudinal.

Requisitos generales

$$\frac{20}{f_y} \leq \rho \leq 0.06$$

Mínimo cuatro barras en columna rectangulares y seis en circulares.

II. Refuerzo transversal

Requisitos generales

$$s_2 = \begin{cases} \frac{850 d_s}{\sqrt{f_y}} \\ 48 d_v \\ c_1 / 2, c_2 / 2 \end{cases}$$

s_1 menor o igual que la mitad de los límites para s_2

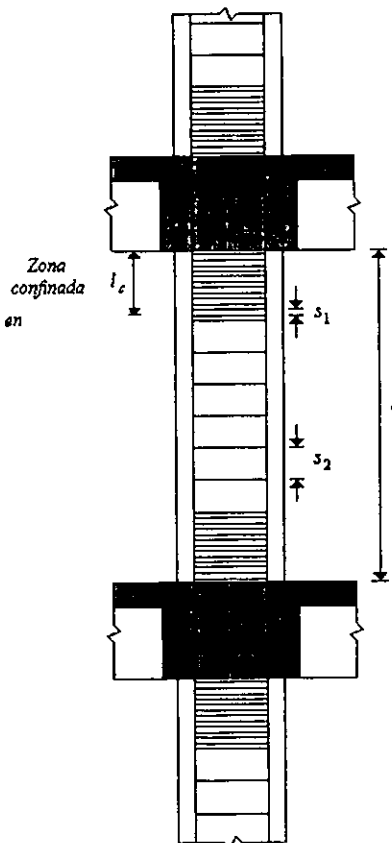


Figura 8. Requisitos para el refuerzo para columnas de marcos de concreto.



El límite superior tiende, principalmente, a evitar el congestionamiento del refuerzo en la columna y en su intersección con las vigas. También se trata una forma indirecta de evitar que la sección se vea sujeta a esfuerzos promedio de compresión muy elevados. Al igual que en vigas, se limita a dos el número de barras que se pueden juntar para formar un paquete, con el fin de disminuir los problemas de adherencia con el concreto y propiciar una distribución de las barras lo más uniforme posible en el perímetro de la sección. De esta manera se logra un mejor confinamiento del concreto del núcleo.

Los traslapos sólo son aconsejables para barras de diámetro hasta # 8 y deben realizarse en la mitad central de la columna para evitar que sus extremos se vean afectados por las tensiones que se generan por la transmisión de esfuerzos en el traslapo. Esta limitación no rige cuando se emplean uniones soldadas o con dispositivos mecánicos en los que no se tienen estos problemas.

- c) *Requisitos de refuerzo transversal.* Los requisitos al respecto tienen como función primordial proporcionar alto confinamiento a los extremos de las columnas, donde pueden requerirse rotaciones importantes. La longitud de las zonas donde se requiere de confinamiento especial se determina en la forma indicada en la figura 8. En la misma figura se definen los principales requisitos del refuerzo transversal en columnas.

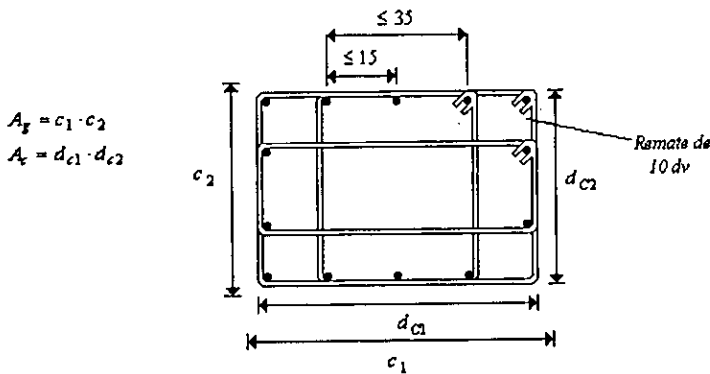


Figura 9. Requisitos de distribución de refuerzo en columnas de estribos.

La forma más práctica de proporcionar confinamiento es mediante estribos de varias ramas o combinaciones de estribos y grapas poco espaciados. En la figura 9 se ilustran los requisitos de distribución de refuerzo longitudinal y transversal, así como la forma de cumplir con el requisito de que la cuantía de refuerzo transversal debe ser igual a la que se denomina "cuantía balanceada de refuerzo helicoidal".

Hay que tener en mente que el arreglo de estribos debe procurar reducir al mínimo la longitud de las ramas de cada estribo, para evitar que éstas se flexionen hacia fuera por la presión que ejerce el concreto del núcleo al tratar de expandirse y que debe cumplir el requisito general siguiente:

" Habrá estribos cerrados formando un ángulo no mayor de 135° alrededor de al menos una de cada dos barras longitudinales y de todas las barras de esquina; ninguna barra longitudinal no soportada por la esquina de un estribo distará más de 15 cm de otra barra que sí esté soportada".

El principal objetivo de este requisito es impedir que las barras longitudinales se pandeen hacia fuera una vez que se pierda el recubrimiento. Nuevamente hay que recordar la importancia de que los remates de los estribos sean en dobles con un ángulo de 135° hacia el interior del núcleo confinado para evitar que estos remates se abran al desprenderse el recubrimiento y el estribo pierda su anclaje.



II.4.3.3 Uniones viga- columna.

Deben cuidarse tres aspectos en el diseño de uniones viga-columna de marcos que deben resistir fuerzas sísmicas.

- El confinamiento del concreto en la zona de unión.
- El anclaje y la adherencia del refuerzo que atraviesa la junta.
- La resistencia a fuerza cortante de la conexión.

Es necesario proporcionar confinamiento al núcleo de concreto también en la zona de intersección de la columna con las vigas del sistema de piso. Por ello debe prolongarse el refuerzo transversal especificado para los extremos de las columnas también en la zona de intersección. Cuando se trata de una columna interior que tiene vigas en sus cuatro costados, la situación es menos crítica, ya que el concreto adyacente proporciona restricción a las deformaciones transversales del núcleo de la columna. En este caso se admite aumentar al doble el espaciamiento de los estribos en la unión, con respecto al necesario en los extremos de la columna. En este caso se admite aumentar al doble el espaciamiento de los estribos en la unión, con respecto al necesario en los extremos de la columna. El problema del anclaje del refuerzo en las conexiones viga-columna presenta características distintas en las uniones extremas que en las interiores. En la primeras el anclaje de las barras longitudinales es necesario para el desarrollo del momento resistente en el extremo del elemento. Este anclaje se proporciona mediante un gancho estándar en el extremo de la barra, más una longitud horizontal dentro del núcleo de la columna igual a la que se indica en la figura 10. Cuando se emplea barras de gran diámetro es posible que el ancho de la columna no sea suficiente para proporcionar la longitud de anclaje al refuerzo de la viga. En este caso debe optarse por emplear barras de menor diámetro, o ensanchar la columna, o proporcionar algún anclaje mecánico al refuerzo (ver figura 10).

No tiene sentido cuidar la resistencia, rigidez y ductilidad en los elementos estructurales, si éstos no se conectan entre si de manera que estas características se pueden desarrollar plenamente. El diseño de una conexión debe tener como objetivo que su resistencia sea mayor que la de los elementos que se unen y que su rigidez debe ser suficiente para no alterar la rigidez de los elementos conectados.

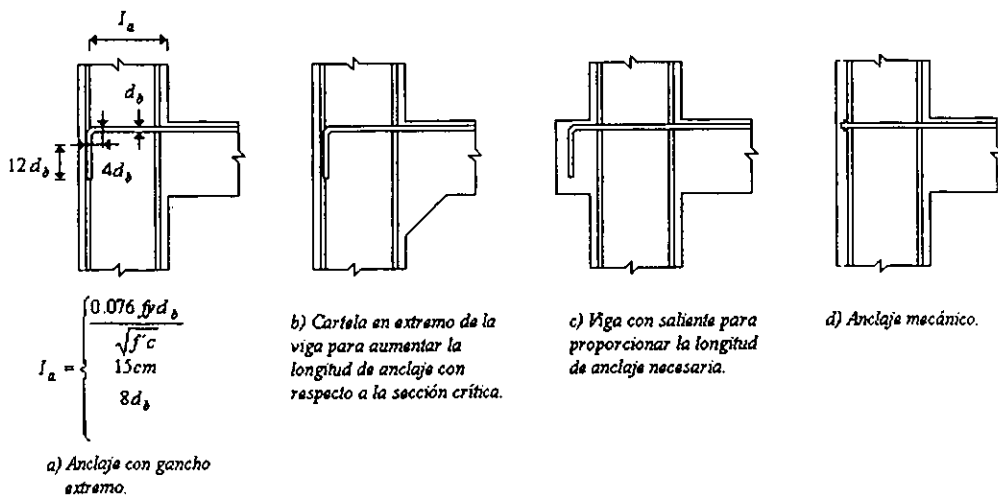


Figura 10. Anclaje del refuerzo longitudinal en vigas extremas de marcos de concreto.



aspectos críticos en el comportamiento sísmico de las uniones entre vigas y columnas de concreto reforzado son la adherencia, el cortante y el confinamiento. Las condiciones de adherencia para el acero longitudinal de las vigas son favorables debido a que es necesario transferir esfuerzos elevados al concreto en longitudes relativamente pequeñas. La adherencia es crítica no sólo en conexiones extremas, donde es necesario anclar el refuerzo longitudinal, sino también en conexiones interiores donde el signo de los esfuerzos debe cambiar de tensión a compresión de una a otra cara de la columna (ver figura 11).

La adherencia se ve afectada cuando se presentan grietas diagonales por los efectos de fuerza cortante. El diseño por fuerza cortante de una unión viga-columna requiere la determinación de las fuerzas que se desarrollan cuando en los extremos de las vigas se forman articulaciones plásticas, es decir, cuando las barras longitudinales de las vigas que llegan a la conexión alcanzan la fluencia en tensión en una cara de la columna y en compresión en la otra cara.

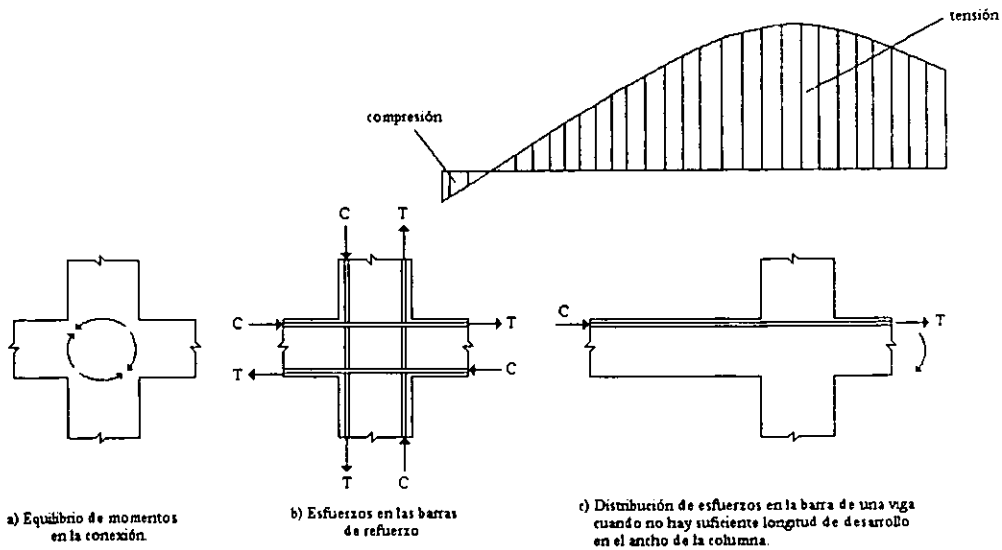


Figura 11. Estado de esfuerzos en una conexión viga-columna interior.

Cuando no se cuenta con la suficiente longitud de desarrollo del refuerzo que cruza la conexión o cuando la resistencia en flexión es insuficiente para evitar agrietamiento diagonal en la conexión, los lazos de histéresis presentan una zona de rigidez muy baja y un deterioro considerable. De allí que los requisitos de armado de las conexiones exijan refuerzo longitudinal, prolongando los estribos de la columna en esta zona, y fijen una relación mínima entre el ancho de la conexión y el diámetro de las barras que la cruzan.

Los requisitos al respecto tratan de evitar que pérdidas locales de adherencia den lugar a rotaciones inelásticas excesivas en la conexión y que las barras de refuerzo que deberían estar en compresión permanezcan con esfuerzos de tensión para evitar proporcionar anclaje, originando así que el concreto esté sujeto a esfuerzos de compresión mayores que los previstos.

El tercer aspecto que hay que revisar en el comportamiento sísmico de las uniones viga-columna es que su capacidad resistente sea suficiente para que se desarrollen articulaciones plásticas de signos contrarios en los extremos de las vigas que llegan a la conexión.



II.4.4 Diseño del marco tipo.

II.4.4.1 Datos y constantes de diseño.

Los claros y alturas son entre ejes.

Edificio para oficinas

Zona III

☐ Acciones.

Para las condiciones de carga que se analizó.

Factor de carga (CM+CVmáx) $F_c=1.4$

Factor de carga (CM+Cvins+sismo) $F_c=1.1$

☐ Materiales.

Concreto clase I $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$

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

☐ Constantes.

$f^*c = 0.8f'_c = 0.8 \times 250 = 200 \text{ kg/cm}^2$

$f^{**}c = 0.85f^*c = 0.85 \times 200 = 170 \text{ kg/cm}^2$

Flexión:

$$p_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$p_{\max} = 0.75p_b = 0.75 \times \left(\frac{f^*c}{f_y} \times \frac{4800}{f_y + 6000} \right) = 0.75 \times \left(\frac{170}{4200} \times \frac{4800}{4200 + 6000} \right) = 0.01429$$

II.4.4.2 Diseño por flexión.

Dimensionamiento de las vigas del marco B.

II.4.4.2.1 Diagramas de momentos flexionantes (sin factor de carga).

a) Diagrama de momentos provenientes de los análisis bajo cargas muerta y viva máxima (CM y CVmáx)

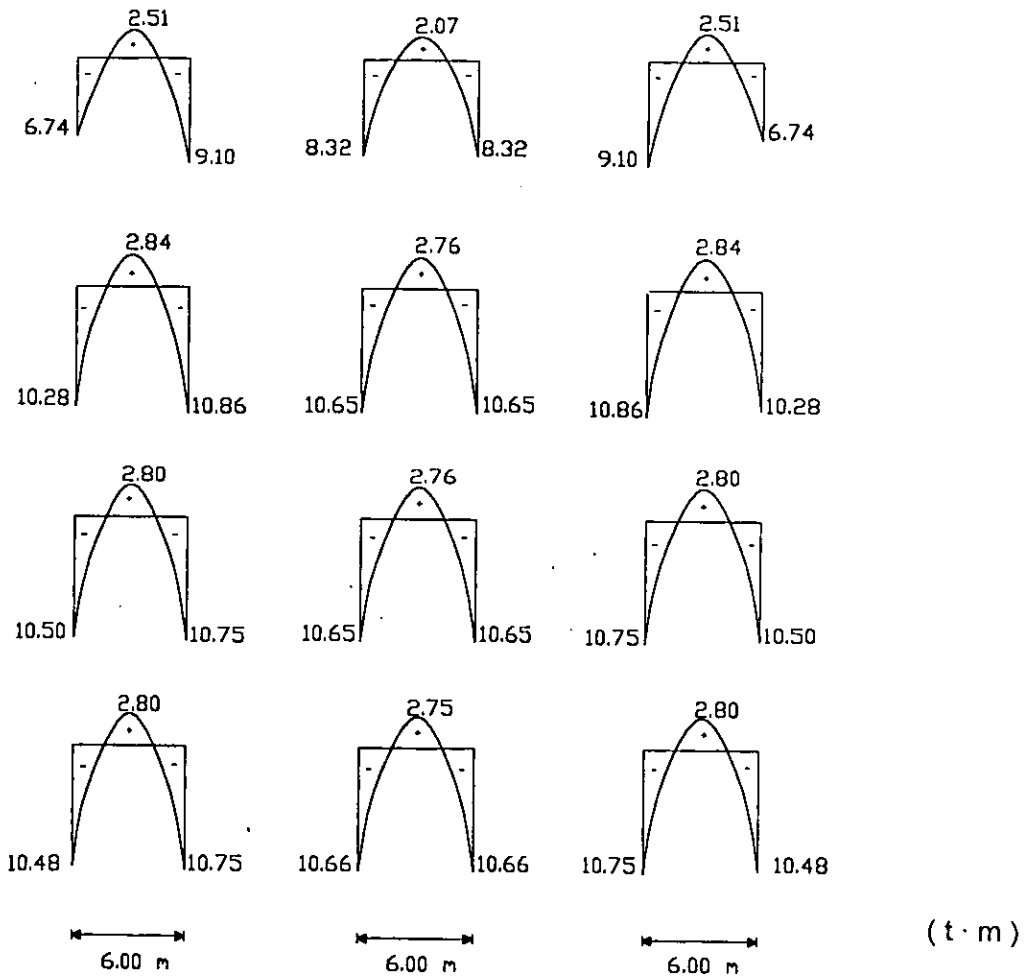


Diagrama de momento flexionante correspondiente al marco B de traves acarteladas debida a cargas verticales.



b) Diagrama de momentos provenientes de los análisis de fuerzas laterales.

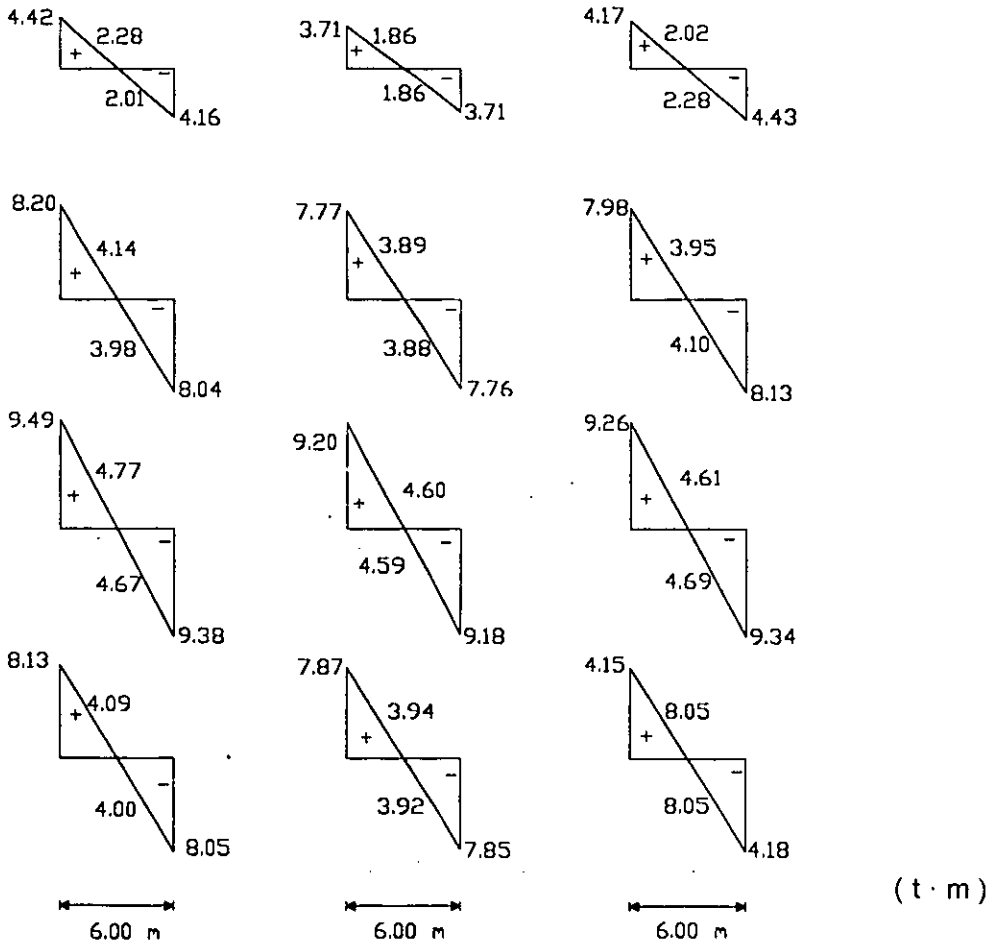
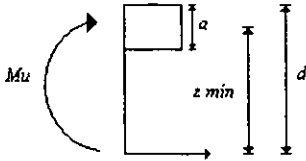


Diagrama de momento flexionante correspondiente al marco B de traves acarteladas debida a fuerzas laterales.



II.4.4.2.2. Cálculo del refuerzo longitudinal.

Obtención del brazo interno mínimo (correspondiente al momento máximo) del nivel N1 de vigas acarteladas, del marco B en estudio. Este marco será comparado con el de vigas de sección constante.



a) Para secciones de la viga en los extremos acartelados es 30 X 50 cm.

Del diagrama de momento flexionante, el $M_{\max} = -20.26 \text{ ton}\cdot\text{m} = 20.26 \times 10^5 \text{ kg}\cdot\text{cm}$

$$\frac{M}{bd^2} = \frac{20.67 \times 10^5}{30 \times 46^2} = 32.56 \text{ kg/cm}^2$$

Usando la tabla II.1 de las ayudas de diseño: con el valor anterior y la curva correspondiente a $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ llevan a un valor de la cuantía igual a $p = 0.0097$

Revisión de la cuantía

$$0.0097 \begin{cases} > p_{\min} = 0.002635 \\ < p_{\max} = 0.1429 \end{cases}$$

por lo tanto se acepta $p = 0.0097$

como

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

$$A_s = pbd$$

$$A_s = 0.0097 \times 30 \times 46 = 13.39 \text{ cm}^2$$

$$z_{\min} = \frac{M_u}{F_R A_s f_y}$$

$$z_{\min} = \frac{20.67 \times 10^5}{0.9 \times 13.39 \times 4200} \approx 40.84 \text{ cm}$$

En el resto de la viga, y para los dos lechos, el refuerzo se calcula usando el brazo interno mínimo por medio de la expresión:

$$A_s = \frac{M_u}{F_R z_{\min} f_y}$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 \times 0.4084 \times 4.20} = 0.648 M_u (\text{cm}^2)$$



donde Mu está en ton·m

b) Para secciones de la viga en los extremos menores es 30 X 30 cm.

Utilizando el diagrama de momento flexionante el $M_{\max} = 5.08 \text{ ton}\cdot\text{m} = 5.08 \times 10^5 \text{ kg}\cdot\text{cm}$

$$\frac{M}{bd^2} = \frac{5.08 \times 10^5}{30 \times 26^2} = 25.05 \text{ kg/cm}^2$$

Usando similarmente la tabla II. I llevan a un valor de la cuantía igual a $p=0.0072$

Revisión de la cuantía

$$0.0072 \begin{cases} > p_{\min} = 0.002635 \\ < p_{\max} = 0.1429 \end{cases}$$

por lo tanto se acepta $p=0.0072$

como

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

$$A_s = pbd$$

$$A_s = 0.0072 \times 30 \times 26 = 5.62 \text{ cm}^2$$

$$z_{\min} = \frac{M_u}{F_R A_s f_y}$$

$$z_{\min} = \frac{5.08 \times 10^5}{0.9 \times 5.62 \times 4200} = 23.91 \text{ cm}$$

En el resto de la viga, y para los dos lechos, el refuerzo se calcula usando el brazo interno mínimo por medio de la expresión

$$A_s = \frac{M_u}{F_R z_{\min} f_y}$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 \times 0.2391 \times 4.20} = 1.11 M_u (\text{cm}^2)$$

donde Mu está en ton·m

En la obra se debe procurar usar el menor número posible de diámetros distintos de barras de refuerzo. Para este caso se obtuvieron sólo barras del N° 6 como refuerzo longitudinal. De acuerdo con este diámetro y sólo suponiendo una capa de barras de refuerzo negativo y una de refuerzo positivo, el peralte efectivo $d=46$ cm para secciones A-A y 26 cm para secciones B-B, el recubrimiento libre se supuso de 2 cm, según como indica el inciso 3.4 de las NTCC.

En rigor, por ser monolíticos con la losa, las vigas bajo momento positivo podrían trabajar como viga T, sin embargo para el cálculo del refuerzo, en general no se justifica tomar en cuenta lo anterior y basta considerar secciones rectangulares.

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores y obteniendo el refuerzo longitudinal correspondiente a cada sección resulta lo siguiente de la viga del nivel I:



Similantemente el procedimiento se sigue para los demás niveles, teniendo los siguientes resultados:

Entre los ejes	1 - 2			2 - 3			3 - 4			
Nivel	acartelam. izq.	tramo central	acartelam. der.	acartelam. izq.	tramo central	acartelam. der.	acartelam. izq.	tramo central	acartelam. der.	refuerzo
N1	4 # 5 +	2 # 5	4 # 5 +	4 # 5 +	2 # 5	4 # 5 +	4 # 5 +	2 # 5	4 # 5 +	As'
	2 # 6		2 # 6	2 # 6		2 # 6	2 # 6		2 # 6	
	4 # 4	4 # 4	4 # 4	4 # 4	4 # 4	4 # 4	4 # 4	4 # 4	4 # 4	As'
N2	3 # 5 +	2 # 5	3 # 5 +	3 # 5 +	2 # 5	3 # 5 +	3 # 5 +	2 # 5	3 # 5 +	As'
	3 # 6		3 # 6	3 # 6		3 # 6	3 # 6		3 # 6	
N3	3 # 5	3 # 5	3 # 5	3 # 5	3 # 5	3 # 5	3 # 5	3 # 5	3 # 5	As'
	4 # 5 +	2 # 5	4 # 5 +	4 # 5 +	2 # 5	4 # 5 +	4 # 5 +	2 # 5	4 # 5 +	As'
	2 # 6		2 # 6	2 # 6		2 # 6	2 # 6		2 # 6	
Azotea	2 # 4	4 # 4	2 # 4	2 # 4	4 # 4	2 # 4	2 # 4	4 # 4	2 # 4	As'
	4 # 4 +	2 # 4	4 # 4 +	3 # 4 +	2 # 4	3 # 4 +	4 # 4 +	2 # 4	3 # 4 +	As'
	3 # 5		2 # 5	2 # 5		2 # 5	2 # 5		2 # 5	
	2 # 4	4 # 4	2 # 4	2 # 4	4 # 4	2 # 4	2 # 4	4 # 4	2 # 4	As'

II.4.4.3 Diseño por fuerza cortante.

En términos generales, se han aplicado dos criterios para estimar la resistencia de un elemento con refuerzo transversal. Uno de ellos considera que la resistencia a fuerza cortante se obtiene como la suma de las contribuciones del concreto y del refuerzo transversal; es decir, que es igual a la carga de agrietamiento inclinado más la contribución directa del refuerzo transversal, calculada utilizando la analogía de la armadura o alguna de sus variantes. En cambio, según otro criterio predominante hasta hace algunos años, se consideraba que, una vez desarrollada la grieta inclinada, sólo el refuerzo transversal resiste la fuerza cortante.

Como se tiene entendido, no se cuenta con una teoría general que explique satisfactoriamente los efectos de la fuerza cortante en elementos de concreto. Por consiguiente, las expresiones propuestas reflejan los efectos de las variables principales, dentro de los límites de la información experimental.

La resistencia a fuerza cortante de miembros con refuerzo en el alma se considera igual a la suma de la resistencia del concreto calculada como se indica en la sección anterior, y de la contribución a la resistencia del refuerzo en el alma, o sea

$$V_n = V_c + V_s$$

donde:

V_n . Resistencia nominal de un miembro con refuerzo en el alma.

V_c . Resistencia del concreto.

V_s . Contribución del refuerzo en el alma.

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

A_v . Área total de refuerzo en el alma en una distancia s , medida en dirección paralela al refuerzo longitudinal.

s = separación de estribos o barras dobladas, medida en dirección paralela a la del refuerzo longitudinal.



I.4.4.3.1 Diagramas de fuerzas cortantes provenientes de los análisis (sin factor de carga).

b) Diagrama de fuerza cortante proveniente del análisis bajo cargas muerta y viva máxima (CM y CVmáx)

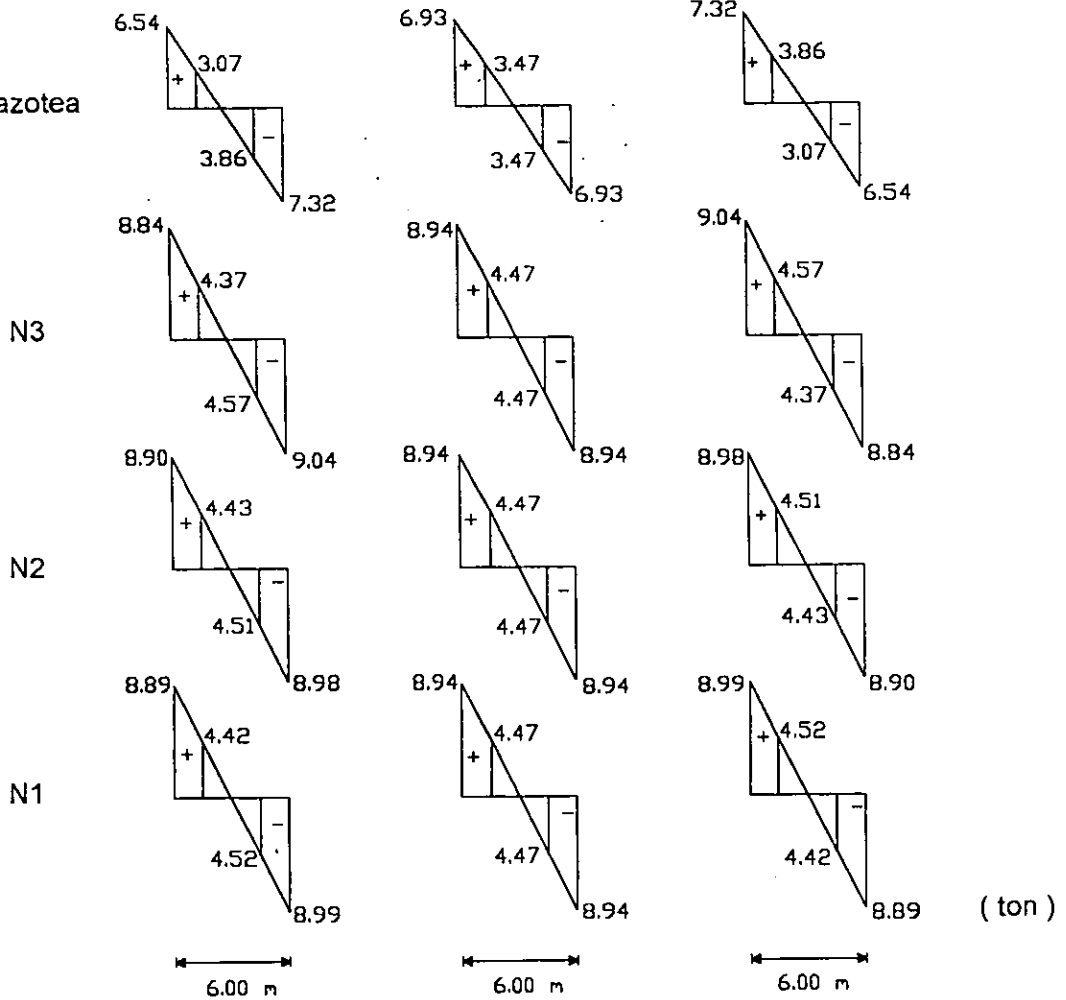
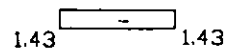
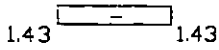


Diagrama de fuerza cortante correspondiente al marco B debida a cargas verticales.

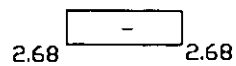
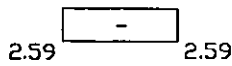
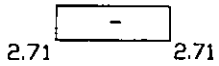


b) Diagrama de fuerza cortante proveniente del análisis de fuerzas laterales.

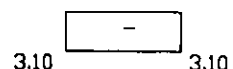
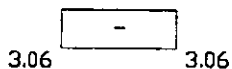
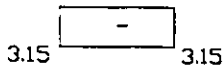
azotea



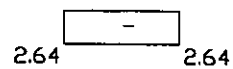
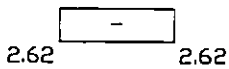
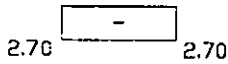
N3



N2



N1



(ton)

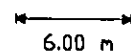
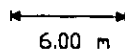
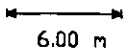
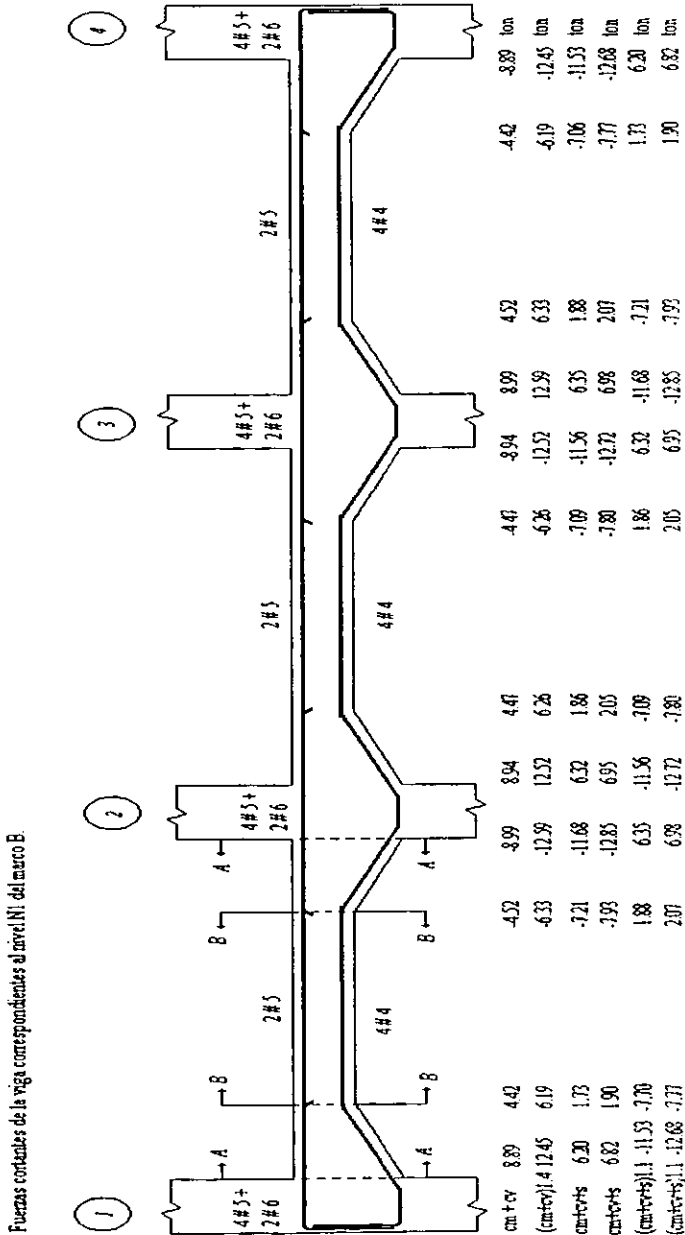


Diagrama de esfuerzo cortante correspondiente al marco B debida a fuerzas laterales.



1.4.4.3.2 Envoltive de las fuerzas cortantes.

Las fuerzas cortantes de diseño, V_u , se obtendrán de la resultante de los diagramas de fuerza cortante anteriormente mostrados, resultando la siguiente envoltive:

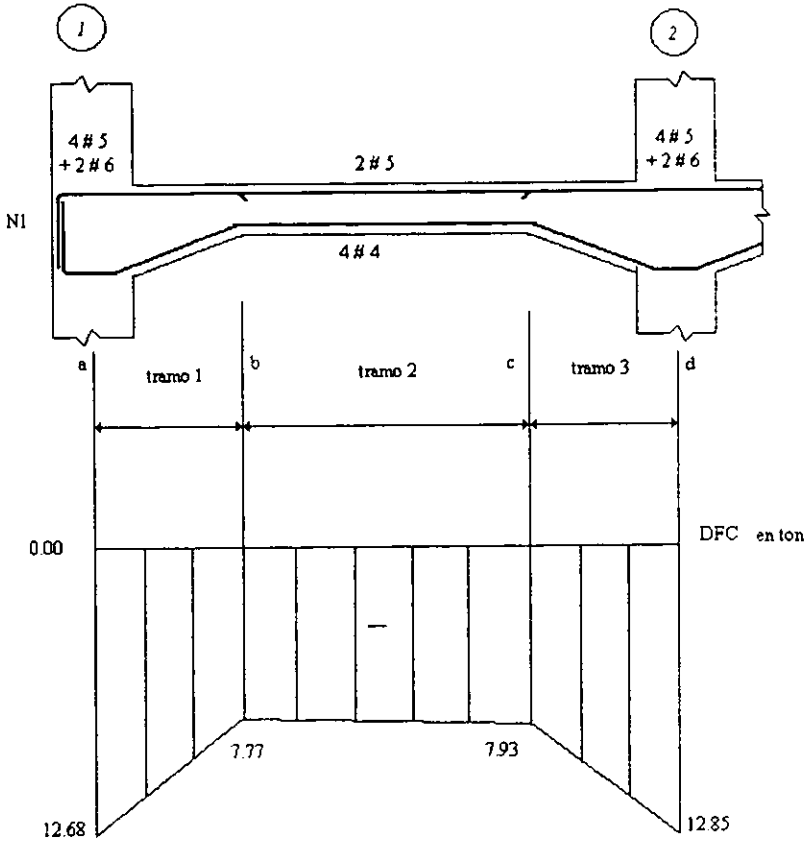




II.4.4.4 Cálculo del refuerzo transversal (estribos verticales).

Analizando el siguiente tramo de la viga del nivel N1 resulta:

Diagrama de la envolvente de la fuerza cortante de la viga entre los ejes 1-2 del nivel N1



Fuerza cortante que toma el concreto.

Tramo 1. Se considerará la V_{CR} que corresponda a las tres barras # 5 que se corren en todo el claro, $A_s=5.94 \text{ cm}^2$.

$$p = \frac{A_s}{bd}$$
$$p = \frac{5.94}{(30)(46)} = 0.004304 < 0.01 \text{ , para la sección de } 30 \times 50 \text{ cm}$$



$$= \frac{5.94}{(30)(26)} = 0.007615 < 0.01 \quad , \text{ para la sección de } 30 \times 30 \text{ cm}$$

$$V_{CR} = 0.7F_R bd(0.20 + 30p) \sqrt{f'c}$$

$$V_{CR} = 0.7 \times 0.8 \times 30 \times 46 \times [0.20 + (30 \times 0.0043)] \times \sqrt{200} = 3,595.65 \text{ kg} = 3.95 \text{ ton} \quad , \text{ para la sección de } 30 \times 50 \text{ cm}$$

$$V_{CR} = 0.7 \times 0.8 \times 30 \times 26 \times [0.20 + (30 \times 0.0073)] \times \sqrt{200} = 2,643.88 \text{ kg} = 2.64 \text{ ton} \quad , \text{ para la sección de } 30 \times 30 \text{ cm}$$

ramo 2. Se considerará el área de dos barras # 5 que se corren en todo el claro, $A_s = 3.96 \text{ cm}^2$.

$$= \frac{3.96}{(30)(26)} = 0.00508 < 0.01 \quad , \text{ para la sección de } 30 \times 30 \text{ cm}$$

$$V_{CR} = 0.7 \times 0.8 \times 30 \times 26 \times [0.20 + (30 \times 0.00508)] \times \sqrt{200} = 2,176.88 \text{ kg} = 2.18 \text{ ton} \quad , \text{ para la sección de } 30 \times 30 \text{ cm}$$

ramo 3. Se considerará el área de dos barras # 6 que se corren en todo el claro, $A_s = 5.70 \text{ cm}^2$.

$$= \frac{5.94}{(30)(26)} = 0.007615 < 0.01 \quad , \text{ para la sección de } 30 \times 30 \text{ cm}$$

$$= \frac{5.94}{(30)(46)} = 0.004304 < 0.01 \quad , \text{ para la sección de } 30 \times 50 \text{ cm}$$

$$V_{CR} = 0.7 \times 0.8 \times 30 \times 26 \times [0.20 + (30 \times 0.0073)] \times \sqrt{200} = 2,643.88 \text{ kg} = 2.64 \text{ ton} \quad , \text{ para la sección de } 30 \times 30 \text{ cm}$$

$$V_{CR} = 0.7 \times 0.8 \times 30 \times 46 \times [0.20 + (30 \times 0.0043)] \times \sqrt{200} = 3,595.65 \text{ kg} = 3.59 \text{ ton} \quad , \text{ para la sección de } 30 \times 50 \text{ cm}$$

Revisión de la necesidad de disminuir V_{CR} por interrupción de más del 33 por ciento del refuerzo longitudinal según 2.1.5f de las NTCC.

Refuerzo positivo:

para la sección de $30 \times 30 \text{ cm}$

$$\text{Corte de una } \# 5 \quad \frac{A_{SB}}{A_s} = \frac{1.98}{5.94} = 0.33 = 0.33 \quad , \text{ por lo tanto } V_{CR} \text{ no se disminuye a } 0.70V_{CR}$$

$$V_{CR} = 2.64 \text{ ton} \quad , \text{ para la sección de } 30 \times 30 \text{ cm}$$

Refuerzo positivo:

para la sección de $30 \times 50 \text{ cm}$

$$\text{Corte de una } \# 5 \quad \frac{A_{SB}}{A_s} = \frac{1.98}{7.92} = 0.25 < 0.33 \quad , \text{ por lo tanto } V_{CR} \text{ no se disminuye a } 0.70V_{CR}$$

$$V_{CR} = 3.59 \text{ ton} \quad , \text{ para la sección de } 30 \times 50 \text{ cm}$$

Revisión de las secciones como lo indica 2.1.5 b de las NTCC.

Se debe cumplir: $V_U \leq 2F_R bd \sqrt{f'c}$

Del diagrama de DFC $V_{U \text{ máx}} = 12.85 \text{ ton}$



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.

II. Análisis y diseño estructural con elementos de sección variable.

$$2F_R bd \cdot f \cdot c = 2 \times 0.8 \times 30 \times 46 \times 200 = 31.22 \text{ ton} > V_U, \text{ para la sección de } 30 \times 50 \text{ cm}$$

$$2F_R bd \cdot f \cdot c = 2 \times 0.8 \times 30 \times 26 \times 200 = 17.65 \text{ ton} > V_U, \text{ para la sección de } 30 \times 30 \text{ cm}$$

Por lo tanto se admiten ambas secciones.

Límites para $V_{u \text{ máx}}$

Separaciones de estribos verticales # 3, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Tramo 1:

en la sección a, $V_{U \text{ máx}} = 12.68 \text{ ton}$, $V_{CR} = 3.59 \text{ ton}$

$$s = \frac{F_R A_v d}{V_U - V_{CR}} = \frac{0.8 \times 1.42 \times 4200 \times 46}{12680 - 3590} = 24.14 \text{ cm}$$

$$\text{separación máxima } s = \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b} = \frac{0.8 \times 1.42 \times 4200}{3.5 \times 30} = 45.44 \text{ cm}$$

$$1.5F_R bd \cdot f \cdot c = 1.5 \times 0.8 \times 30 \times 46 \times 200 = 23,419.38 \text{ kg} = 23.42 \text{ ton} > V_{u \text{ máx}}$$

La separación máxima debe ser $s \leq 0.5d = 0.5 \times 46 = 23 \text{ cm}$

en la sección b, $V_{U \text{ máx}} = 7.77 \text{ ton}$, 2.64 ton

$$s = \frac{F_R A_v d}{V_U - V_{CR}} = \frac{0.8 \times 1.42 \times 4200 \times 26}{7,930 - 2,640.00} = 23.45 \text{ cm} < 45.44 \text{ cm}$$

separación máxima $s \leq 45.44 \text{ cm}$

$$1.5F_R bd \cdot f \cdot c = 1.5 \times 0.8 \times 30 \times 26 \times 200 = 13,237.04 \text{ kg} = 13.24 \text{ ton} > V_{u \text{ máx}}$$

La separación máxima debe ser $s \leq 0.5d = 0.5 \times 26 = 13 \text{ cm}$, (rige)

Tramo 2:

en la sección b y c, $V_{U \text{ máx}} = 7,930 \text{ kg}$, $V_{CR} = 2.18 \text{ ton}$

$$s = \frac{F_R A_v d}{V_U - V_{CR}} = \frac{0.8 \times 1.42 \times 4200 \times 26}{7,930 - 2,180.00} = 21.57 \text{ cm} < 45.44 \text{ cm}$$

$$1.5F_R bd \cdot f \cdot c = 1.5 \times 0.8 \times 30 \times 26 \times 200 = 13,237.04 \text{ kg} = 13.24 \text{ ton} > V_{u \text{ máx}}$$

La separación máxima debe ser $s \leq 0.5d = 0.5 \times 26 = 13 \text{ cm}$, (rige)

Tramo 3:

en la sección c, $V_{U \text{ máx}} = 7,930 \text{ kg}$, $V_{CR} = 2.64 \text{ ton}$

$$s = 23.45 \text{ cm} < 45.44 \text{ cm}$$

La separación máxima debe ser $s \leq 0.5d = 0.5 \times 26 = 13 \text{ cm}$, (rige)



En la sección d, $V_{U\text{máx}} = 12.85 \text{ ton}$, $V_{CR} = 3.59 \text{ ton}$.

$$= \frac{F_R A_v d}{V_U - V_{CR}} = \frac{0.8 \times 1.42 \times 4200 \times 46}{12850 - 3590} = 23.70 \text{ cm} < 45.44 \text{ cm}$$

$$.5F_R b d, f \cdot c = 1.5 \times 0.8 \times 30 \times 46 \times .200 = 23,419.38 \text{ kg} = 23.42 \text{ ton} > V_{U\text{máx}}$$

La separación máxima debe ser $s \leq 0.5d = 0.5 \times 46 = 23 \text{ cm}$

Por lo tanto se colocara en la viga est # 3 @ 13 cm.

El primer estribo se colocará a 5 cm de la cara de la columna.

Realizando el mismo análisis para el resto de la viga del nivel N1, resulta que se colocará est # 3 @ 13 cm en el resto de la viga.

Para los siguientes niveles:

Nivel	viga 1-2	viga 2-3	viga 3-4
N2	est # 3 @ 13	est # 3 @ 13	est # 3 @ 13
N3	est # 3 @ 13	est # 3 @ 13	est # 3 @ 13
Azotea	est # 3 @ 13	est # 3 @ 13	est # 3 @ 13

11.4.5 Cálculo del refuerzo necesario por flexocompresión.

En este punto corresponde al diseño de columnas, y para su dimensionamiento se considera la columna del marco B del eje 1 en el entrepiso nivel N0 y nivel 1, se tomaron en cuenta sus elementos mecánicos, así como sus desplazamientos por carga vertical ($cm + cvinst$) y por carga horizontal (sismo), ya que se revisaron efectos de esbeltez debidos a dichas condiciones de carga.

Se dimensiono tomando en cuenta el extremo inferior por ser ahí mayores los momentos bajo carga muerta + carga viva + viento + sismo. Además los efectos gravitacionales para la carga P_u que soporta dicha columna, al igual que sus componentes (momentos) tanto en dirección x como en dirección y. Se considera la dirección principal de flexocompresión y se calculan las cargas y momentos que se tomaran en cuenta para que se dimensione la columna por flexocompresión biaxial y después se revise en la otra dirección. Esto se hace por medio de tanteos de la cuantía iniciando por la mínima y así sucesivamente hasta que dicha cuantía resista la carga P_u en ambas direcciones, posteriormente se inicia el calculo de la siguiente columna.

Los datos resultan ser del marco B:

Eje	p	As cm2	p	As cm2	p	As cm2	p	As cm2
1	0.018	64.80	0.018	64.80	0.016	40.00	0.0140	22.40
2	0.022	79.20	0.022	79.20	0.020	50.00	0.0175	28.00
3	0.022	79.20	0.022	79.20	0.020	50.00	0.0175	28.00
4	0.018	64.80	0.018	64.80	0.016	40.00	0.0140	22.40



III. Análisis y diseño estructural con elementos de sección constante.

III.1 Descripción del edificio.

El edificio será el mismo que el de sección variable. La diferencia existe en las vigas que ahora son de sección constante (no existen cambio de inercia). Cabe mencionar que las columnas siguen con las mismas dimensiones que el edificio de sección variable. A partir de esto se realizara el análisis y el diseño de este marco.

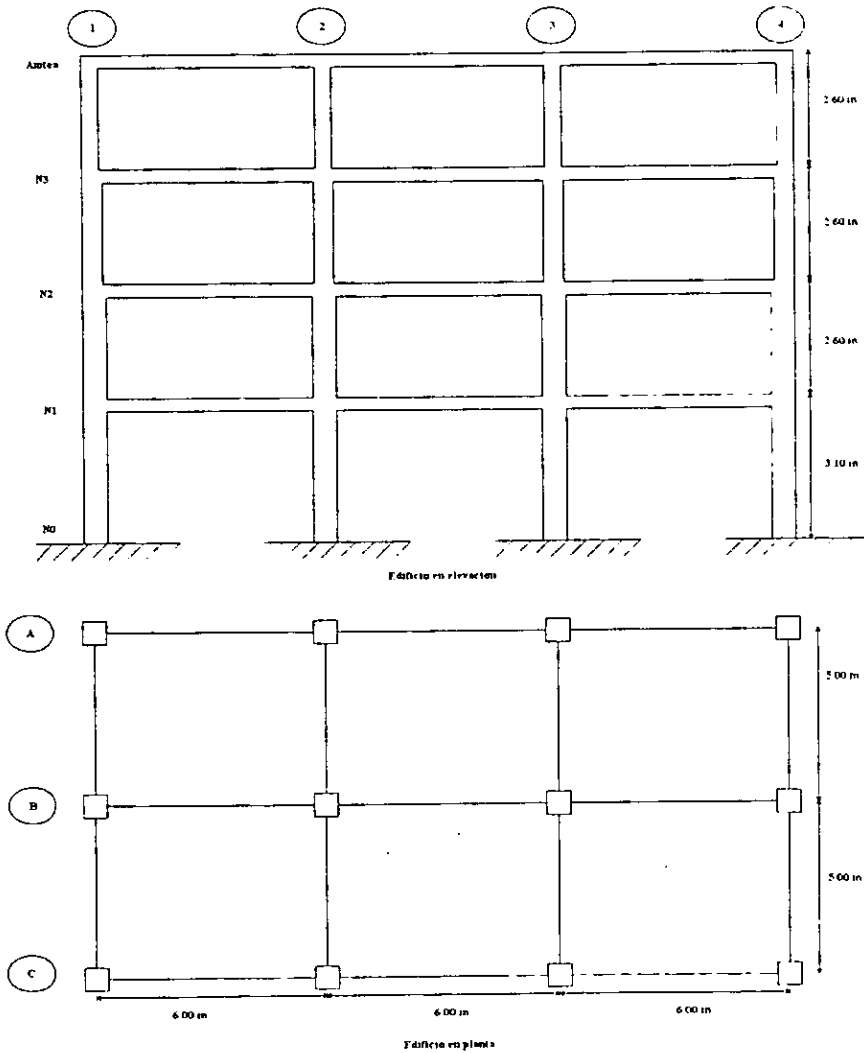


Figura 1. Edificio en planta y elevación.



ACULTA DE INGENIERÍA. UNAM.

II. Análisis y diseño estructural con elementos de sección constante.

Es un edificio para oficinas, tiene cuatro niveles de altura, el primer nivel de 3.10 metros y los restantes de 2.60 metros. Las dimensiones en planta son de 10.0m de anchó y 18.0m de largo. Tiene dos claros de 5 metros en la dirección corta y tres claros de 6 metros en dirección larga (ver figura 1), además se encuentra ubicado en zona compresible. Está estructurado a base marcos de concreto reforzado en dos direcciones ortogonales; el sistema de piso es a base de losas macizas de concreto reforzado perimetralmente apoyadas en las trabes de los marcos. Se utiliza concreto clase 1, con una resistencia a la compresión de $f'c=250\text{kg/cm}^2$; el acero de refuerzo es a base de barras de acero corrugadas con esfuerzo de fluencia $f_y=4200\text{kg/cm}^2$. La estructura en estudio es regular y simétrica en rigidez y resistencia.

Los claros y alturas son entre ejes.

Grupo B.

Zona III

$\gamma=2$

$\mu=0.40$

II.2 Cálculo de cargas.

II.2.1 Acciones.

Seguindo el criterio del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) y como se pudo describir en el capítulo anterior se distingue las acciones permanentes, variables y accidentales. Además especifica que en las edificaciones comunes como en este caso que son para *oficinas*, las acciones se reducen a las siguientes:

- a) La carga muerta, como única acción permanente.
- b) La carga viva, como única acción variable.
- c) Los efectos de sismo o viento como posibles acciones accidentales.

Las combinaciones de diseño resultan entonces:

- a) Carga muerta + carga viva (ésta con su valor máximo)
- b) Carga muerta + carga viva + sismo (viento).

Nótese que no debe tomarse más de una sola acción accidental en una misma combinación.

II.2.2 Cargas de Diseño.

En el análisis y diseño estructural del edificio se consideró la acción de cargas permanentes, variables y accidentales, conforme a la geometría, estructuración y a los criterios básicos de proyecto.

II.2.2.1 Cargas muertas.

Como se menciona en el anterior capítulo la carga muerta es la principal acción permanente. El RCDF-98 especifica que las losas de concreto de peso volumétrico normal, coladas en el lugar, deberá aumentarse 20 kg/m^2 al peso propio que resulta de las dimensiones nominales de la losa. Una cantidad igual deberá aumentarse al peso calculado con las dimensiones nominales del firme que se coloque sobre una losa de concreto.

II.2.2.1.a Determinación de las cargas muertas.

✓ Columnas.

Las secciones de las columnas y las trabes del edificio en estudio son las mismas que para el edificio de vigas acarteladas, así que tendrán las siguientes propiedades y pesos:



✓ Propiedades

Nivel	Sección (cm x cm)	Área (m ²)	Inercia (m ⁴)
Entrepiso N0-N2	60 x 60	0.360	0.010800
Entrepiso N2-N3	50 x 50	0.250	0.005208
Entrepiso N3-azotea	40 x 40	0.160	0.002133

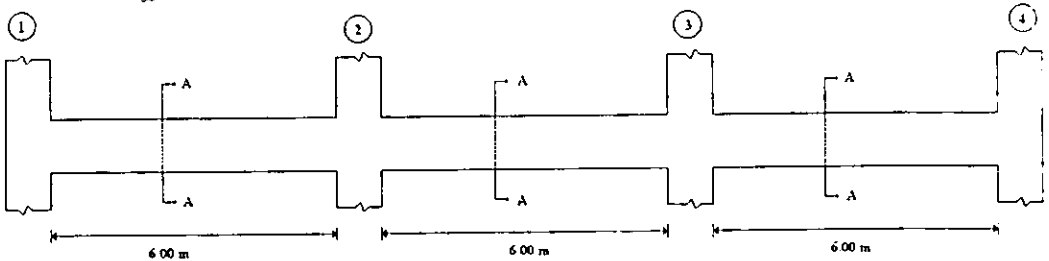
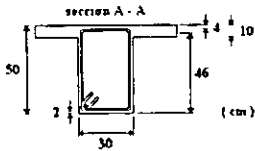
✓ Cálculo de peso de columnas.

Nivel	área (m ²)	altura (m)	γ (ton/m ³)	Nº de columnas	peso total (ton)
N0-N1	0.36	3.10	2.40	12.0	32.14
N1-N2	0.36	2.60	2.40	12.0	26.96
N2-N3	0.25	2.60	2.40	12.0	18.72
N3-azotea	0.16	2.60	2.40	12.0	11.98

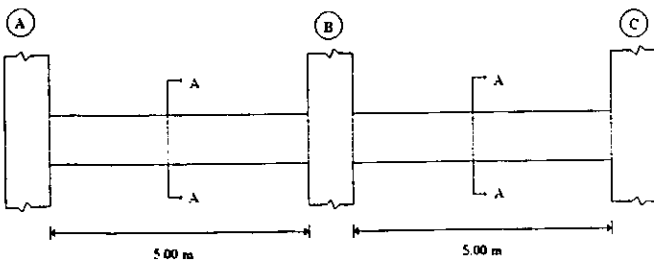
✓ Trabes.

✓ Propiedades.

Para los marcos de los ejes A, B y C



Para los marcos de los ejes 1, 2, 3 y 4.

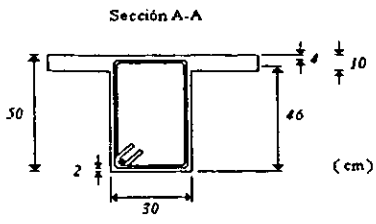




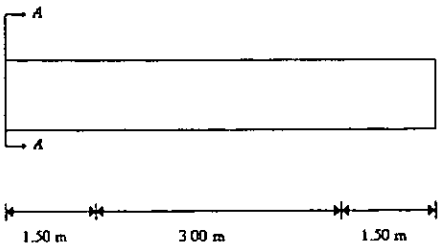
FACULTA DE INGENIERÍA. UNAM.
 III. Análisis y diseño estructural con elementos de sección constante.

Eje	Sección (cm x cm)	Area (m ²)	Inercia (m ⁴)
A, B y C.	0.30 x 0.50	0.150	0.003125
1,2,3 y 4	0.30 x 0.50	0.150	0.003125

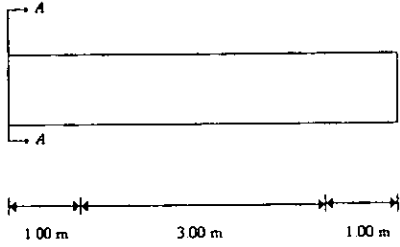
✓ Cálculo del peso de traves.



Para los marcos de los ejes A, B y C.



Para los marcos de los ejes 1, 2, 3 y 4



Traves de los ejes A, B y C.

área	longitud	Vol	γ	W
(m ²)	(m)	(m ³)	(ton/m ³)	(ton)
0.15	6.00	0.90	2.40	2.160

El peso por piso que le corresponde a estas traves es de $(2.16)(9)=19.44$ ton

Traves de los ejes 1, 2, 3 y 4.

área	ancho b	V	γ	W
(m ²)	(m)	(m ³)	(ton/m ³)	(ton)
0.15	5.00	0.75	2.40	1.800

El peso por piso que le corresponde a estas traves es de $(1.80)(8)=14.40$ ton

Por lo tanto el total de peso de traves por piso $19.44 + 14.40 = 33.84$ ton

✓ Carga muerta sobre la losa.

Estas cargas fueron calculadas en el anterior capítulo en el análisis del edificio de sección variable.

Planta Tipo

Carga muerta total en planta tipo	0.486 μm^2
-----------------------------------	-----------------------



Azotea

Carga muerta total en azotea	0.450 t/m ²
------------------------------	------------------------

Por lo tanto el peso de la losa de azotea es $(18)(10)(0.450) = 81$ ton

Para la planta tipo es $(18)(10)(0.486) = 87.48$ ton

III.2.2.2 Cargas vivas.

La carga viva es la que se debe a la operación y uso de la construcción y es la principal acción variable que debe considerarse en el diseño.

III.2.2.2.a Determinación de cargas vivas.

Dependiendo de la combinación de cargas que se esté revisando, pueden interesar distintos valores de la carga viva con respecto a su variación temporal. Para realizar el cálculo siguiente se tuvo que tomar en cuenta las especificaciones que se tiene del RCDF, el cual se indica según el tipo de edificación y que tipo de carga que se usa para realizar dicho análisis. Las cargas vivas según el RCDF para uso de oficinas serán las mismas que se mostraron para el caso de vigas acarteladas.

	W (Kg/m ²)	Wa (Kg/m ²)	Wm (Kg/m ²)
Planta	100	180	250
Azotea <5% de pendiente	15	70	100

De donde:

W, Wa y Wm se describieron en el anterior capítulo, además de la distribución de las áreas tributarias.

II.2.2.3 Cargas totales.

II.2.2.3.1 Cálculo de cargas totales.

Se procede a realizar el cálculo tomando en cuenta el área tributaria, peso propio, carga muerta y la correspondiente carga viva con la siguiente expresión

$$W_T = A_T(\text{carga muerta} + \text{carga viva}) + \text{peso propio.}$$

Las áreas son las siguientes:

Planta Tipo: 0.486 t/m²

Azotea: 0.450 t/m²

Carga viva Wm.

Planta Tipo: 0.250 t/m²

Azotea: 0.100 t/m²

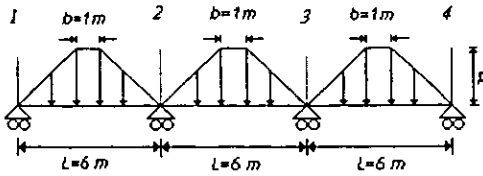
Eje	Area tributaria (m ²)	Wpp Peso propio de la trabe (ton)	W _T Peso total Planta tipo (ton)	W _T Peso total Azotea (ton)
A y C	8.75	2.16	8.60	6.97
B	17.50	2.16	15.04	11.79
1 Y 4	6.25	1.80	6.40	5.24
2 Y 3	12.50	1.80	11.00	8.68



Se procede a calcular la carga uniforme que le corresponde a la viga por medio de las ecuaciones equivalentes según sea el caso:

1. trapezoidal
2. triangular

Eje A y C.



$$w = \left(\frac{b+L}{2} \right) p$$

$8.60 = 3.50 p, p = 2.46 \text{ ton/m}$ Planta tipo

$6.97 = 3.50 p, p = 1.99 \text{ ton/m}$ Azotea

$$q = (w/4L) * (5 - (b^2/L^2))$$

Planta tipo

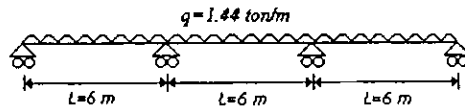
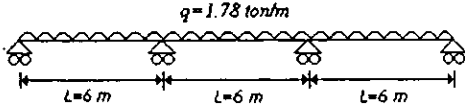
$$q = (8.60/24) * (5 - (1/36))$$

$$q = 1.78 \text{ ton/m}$$

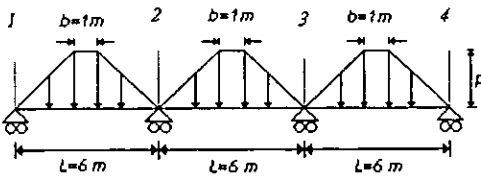
Azotea

$$q = (6.97/24) * (5 - (1/36))$$

$$q = 1.44 \text{ ton/m}$$



Eje B.



$$w = \left(\frac{b+L}{2} \right) p$$

$15.04 = 3.5 p, p = 4.30 \text{ ton/m}$ Planta tipo

$11.79 = 3.5 p, p = 3.37 \text{ ton/m}$ Azotea

$$q = (w/4L) * (5 - (b^2/L^2))$$

Planta tipo

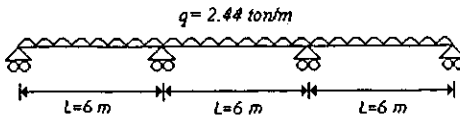
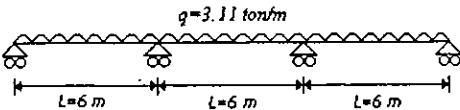
$$q = (15.04/24) * (5 - (1/36))$$

$$q = 3.11 \text{ ton/m}$$

Azotea

$$q = (11.79/24) * (5 - (1/36))$$

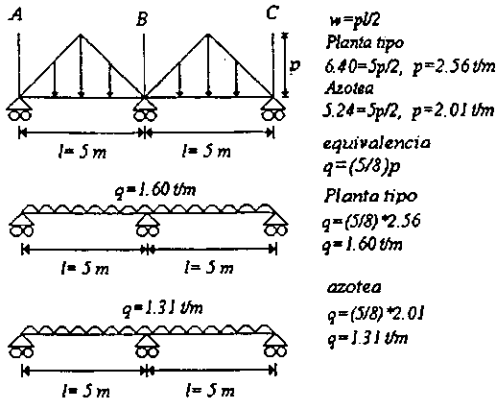
$$q = 2.44 \text{ ton/m}$$



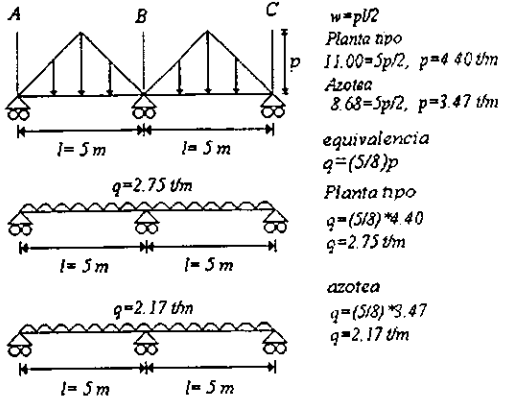


FACULTA DE INGENIERÍA. UNAM.
 III. Análisis y diseño estructural con elementos de sección constante.

Ejes 1 y 4.

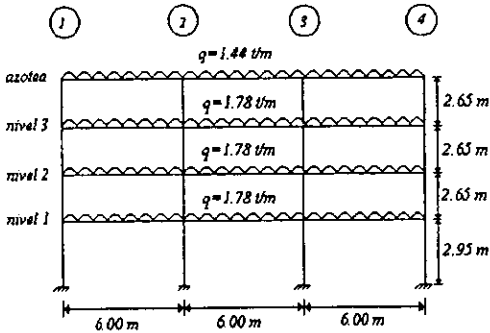


Ejes 2 y 3.

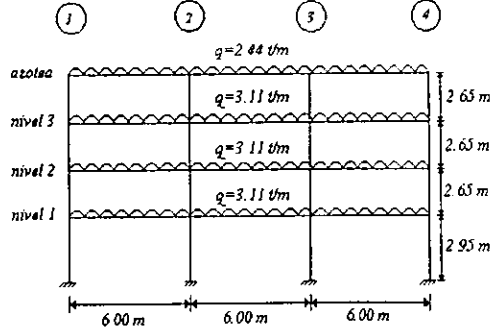


II.2.2.3.2 Marcos cargados.

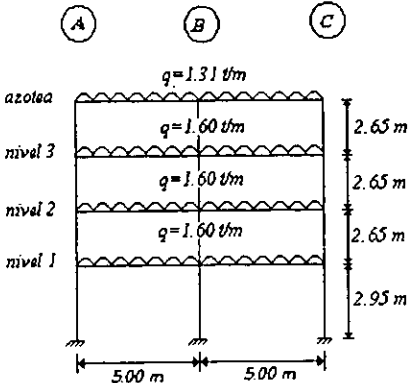
Marco A y C.



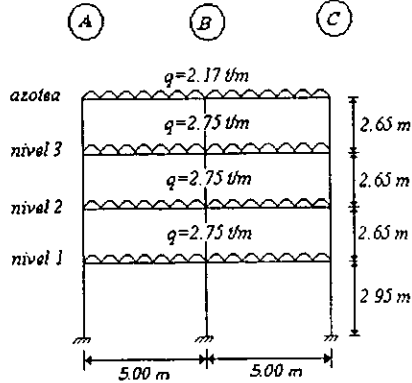
Marco B.



Marco de los ejes 1 y 4.



Marco de los ejes 2 y 3.





III.2.3 Determinación de fuerzas laterales debidas a sismo.

Para el análisis sísmico en el plano del edificio se utilizó el método estático propuesto por en Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. El uso de un análisis estático es particularmente importante en estas estructuras no pasen de 60 m de alto.

III.2.3.1 Determinación de las fuerzas laterales debidas a sismo según el Método Estático.

Se calculara primeramente el peso total del edificio, esto es un análisis el cual se pretende tomar en cuenta las cargas muertas y cargas vivas W_a para diseño sísmico según sea el caso en que se analizara la estructura.

		carga muerta	carga viva	carga total
	Azotea	$81.0 + 33.84 + 6.00 = 120.84 \text{ ton}$	12.60 ton	133.44 ton
	N3	$87.48 + 33.84 + 6.00 + 9.36 = 136.68 \text{ ton}$	32.40 ton	169.08 ton
	N2	$87.48 + 33.84 + 9.36 + 13.48 = 144.16 \text{ ton}$	32.40 ton	176.56 ton
	N1	$87.48 + 33.84 + 13.48 + 16.07 = 150.87 \text{ ton}$	32.40 ton	183.27 ton
	NO		16.07 ton	16.07 ton
		$\Sigma = 568.62 \text{ ton}$	109.80 ton	678.42 ton



FACULTA DE INGENIERÍA. UNAM.
 III. Análisis y diseño estructural con elementos de sección constante.

$$\omega = \frac{F}{A} = \frac{678.42}{(18)(10)} = 3.77 \text{ ton/m}^2$$

La construcción se clasifica como del Grupo B.

	Wa (Kg/m ²)
Planta	180
Azotea <5% de pendiente	70

El edificio está estructurado a base de marcos regulares de concreto en ambas direcciones. Se considera que se van a cumplir todos los requisitos para marcos dúctiles y que son, por tanto aplicables los siguientes valores de Q, según Normas Técnicas Complementarias para Diseño por sismo (NTC por sismo).

El factor de comportamiento tanto para la dirección x como para la y, es Q=2.

La determinación del coeficiente basal se debe aplicar la siguiente expresión si no se realizan reducciones por el período de la estructura, según NTC por sismo:

$$C_s = \frac{c}{Q}$$

Para la zona de terreno compresible de la Ciudad de México corresponde

$$C=0.4, T_s=0.6, T_b=3.9, r=1$$

Por lo tanto, el coeficiente sísmico para análisis estático sin reducción por el período de la estructura resulta, para ambas direcciones:

$$C_s = \frac{c}{Q} = \frac{0.40}{2} = 0.20, \text{ similarmente que en caso de vigas acarteladas se reduce a}$$

$$C_s = 0.19$$

Se prosigue a la determinación de las fuerzas sísmicas de los pisos. Los valores se concentran en la siguiente tabla adjunta, en la que las distintas columnas contienen los datos y resultados.

Nivel N°	Wl (ton)	hl (m)	Whil (ton m)	Direcciones x, y	
				Vl (ton)	Vl (ton)
azotea	133.44	10.90	1,454.50	41.30	
N3	169.08	8.30	1,403.36	39.84	41.30
N2	176.56	5.70	1,006.39	28.57	81.14
N1	183.27	3.10	568.14	16.13	109.72
Σ	662.35		4,432.39		125.85

- ✓ Columna 2. El peso, en toneladas, de cada piso.
- ✓ Columna 3: La altura, en m, medida a partir del nivel de desplante, de los pisos correspondientes a los niveles 1 a azotea.
- ✓ Columna 4: El producto del peso por la altura de cada nivel.
- ✓ Columna 5: La fuerza lateral en cada nivel en ambas direcciones, determinada con la siguiente ecuación:



$$V_i = \frac{W_{ih}}{\sum W_{ih}} (C_s)(W_t)$$

$$V_i = \frac{W_{ih}}{4,432.39} (0.19)(662.35) = 0.02839247W_{ih}$$

Columna 6: Contiene la fuerza cortante en cada entrepiso, determinada como la suma de las fuerzas laterales aplicadas arriba del entrepiso en cuestión.

II.2.3.2 Revisión por volteo

La estructura es simétrica, por lo tanto el centro de cargas coincide con el centro geométrico. Se revisa el volteo en la dirección más corta del edificio por ser más desfavorable.

Momento de volteo.

$$M_v = V_i \times h_i$$

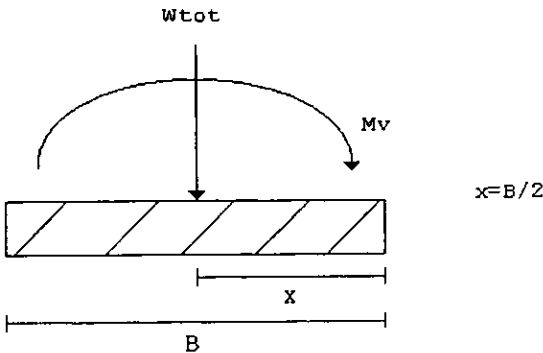
$$\begin{aligned} M_v &= (41.30 \times 10.90) + (39.84 \times 8.30) + (28.57 \times 5.70) + (16.13 \times 3.10) \\ &= 450.17 + 330.67 + 162.85 + 50.00 \\ &= 993.69 \text{ ton} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$M_R = W_{TOT}(x)$$

$$\begin{aligned} &= 662.35 \times 5 \\ &= 3,311.75 \text{ ton} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

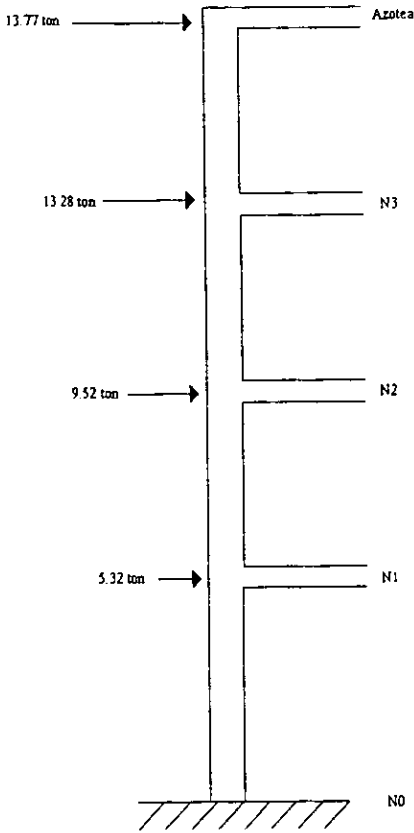
$$FS_v = \frac{M_R}{M_v} = \frac{3,311.75}{993.69} = 3.33 > 1.5$$

Se acepta.

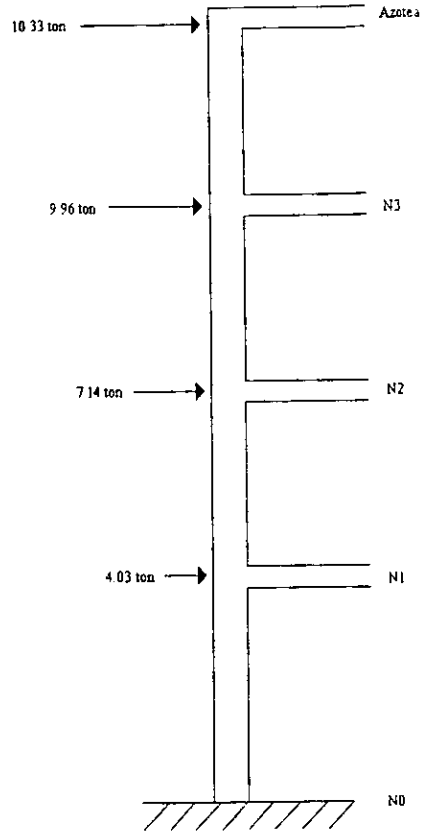




Para los marcos A, B y C.



Para los marcos 1, 2, 3 y 4.



III.3 Análisis Estructural.

III.3.1 Modelo de análisis.

Para llevar a cabo los análisis según las condiciones de carga "sísmico y por cargas gravitacionales", se utilizó el programa SAP-90 al igual que el marco de vigas acarteladas del anterior capítulo.

A continuación se mostrara el modelo del marco B, con el cual ejecutará el programa. Cabe mencionar que las combinaciones de las condiciones de carga a analizar son las siguientes:

carga muerta + carga viva (ésta con su valor máximo)

carga muerta + carga viva + sismo (viento).



III.4 Diseño Estructural.

Introducción.

La experiencia de campo y de laboratorio ha mostrado que sólo con cuidados muy estrictos se puede lograr que las estructuras de concreto desarrollen ductilidades importantes. Los factores de comportamiento sísmico Q , especificados por el RCDF, para estructuras de concreto en términos generales se tomará $Q=2$, para lo cual hay que obedecer los requisitos de dimensionamiento y detallado generales de las Normas Técnicas Complementarias de Estructuras de Concreto (NTCC).

III.4.1 Criterio de diseño estructural, reglamentos y especificaciones.

III.4.1.a Criterio de diseño estructural.

La estructura del edificio en estudio se diseñó conforme al criterio de estados límite. Así, se verificaron las dos condiciones siguientes:

- i) Revisión de estado límite de falla.
- ii) Revisión de estado límite de servicio.

Las deformaciones máximas:

deformación horizontal = 0.017218 m

deformación vertical = 0.002272 m.

por lo que cumplen dichas condiciones.

III.4.1.b Reglamentos y especificaciones.

El diseño estructural, la fabricación, procedimientos constructivos, inspección, calidad de materiales y mano de obra, se rige por la última revisión de los reglamentos y especificaciones que se señalaron en el capítulo anterior.

III.4.2 Materiales.

Se utiliza un concreto de resistencia de 250 kg/cm^2 y con lo que respecta al acero de refuerzo, las NTCC en su parte general se requiere que el esfuerzo nominal de fluencia no sobrepase $4,200 \text{ kg/cm}^2$ (Grado 42).

III.4.3 Requisitos generales para marcos.

Los requisitos que se utilizaron ya fueron expuestos en el anterior capítulo referenciados a las vigas y los aspectos de unión viga-columna.

III.4.4 Diseño del marco tipo.

III.4.4.1 Datos y constantes de diseño.

Se tomaron los datos y constantes que se calcularon para el diseño de vigas acarteladas para sección de $30 \times 50 \text{ cm}$ vistas en el anterior capítulo.

III.4.4.2 Diseño por flexión.

Dimensionamiento de las vigas del marco B.



III.4.4.2.1 Diagramas de momentos flexionantes (sin factor de carga).

a) Diagrama de momentos provenientes de los análisis bajo cargas muerta y viva máxima (CM y CV_{máx})

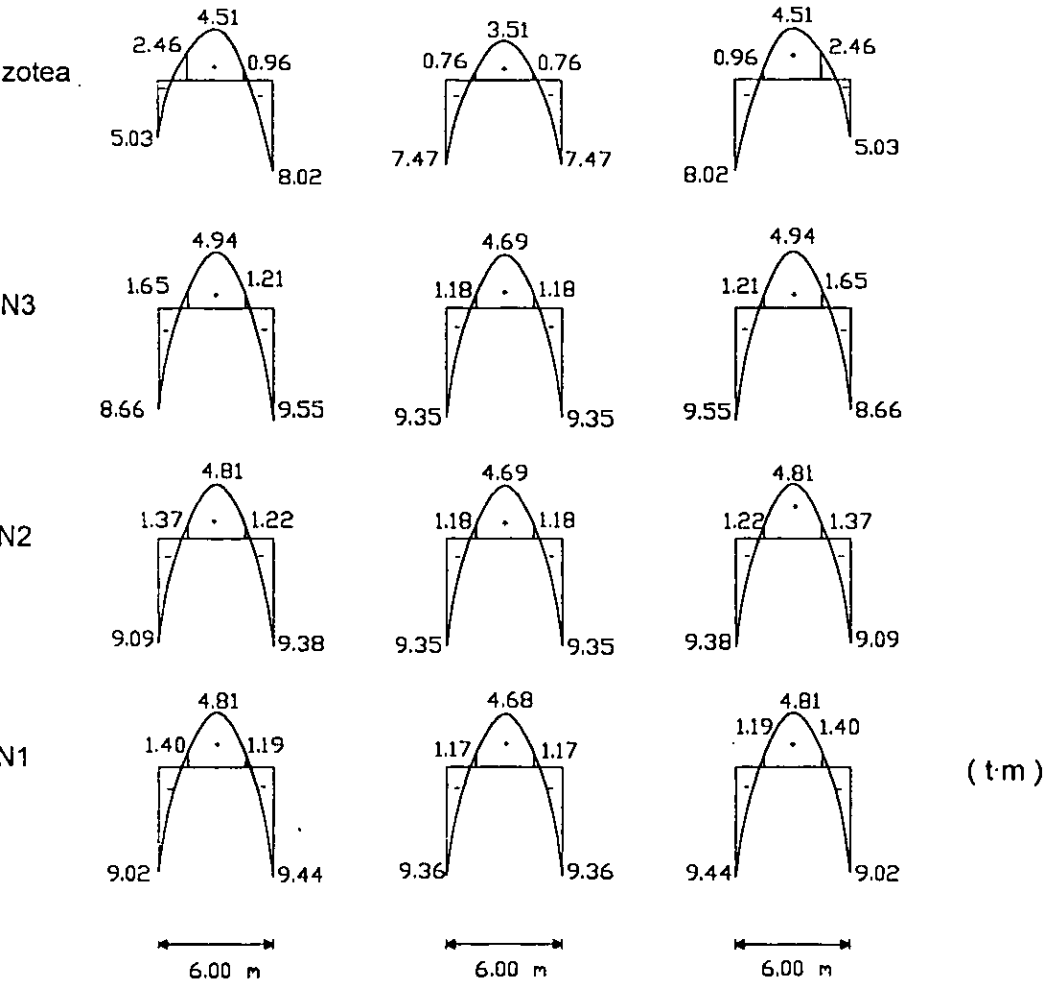


Diagrama de momento flexionante correspondiente al marco B de vigas de sección constante debida a cargas verticales.



b) Diagrama de momentos provenientes de los análisis de fuerzas laterales.

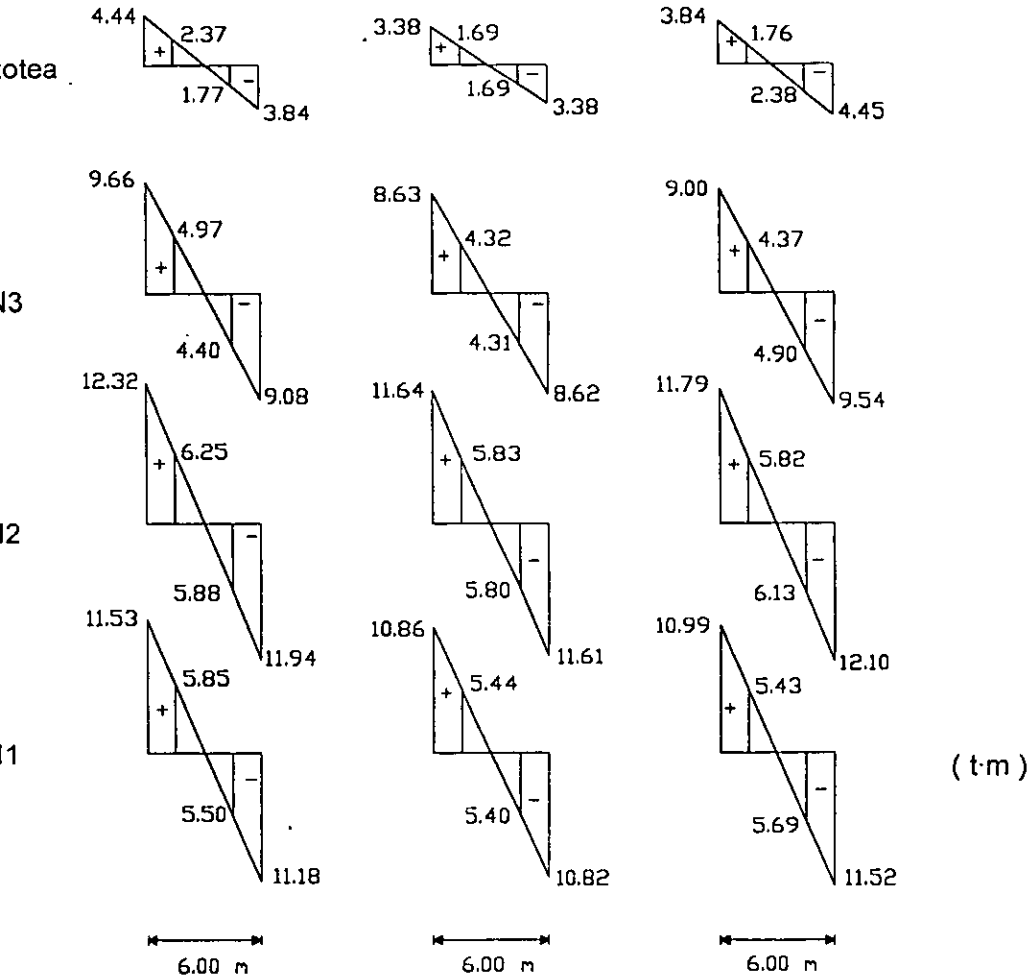


Diagrama de momento flexionante correspondiente al marco B de vigas de sección constante debida a fuerzas laterales.

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA



III.4.4.2.1 Cálculo del refuerzo longitudinal.

Obtención del brazo interno mínimo (correspondiente al momento máximo) del nivel N1 de las vigas, del marco B en estudio.

a) Para secciones de la viga que es de 30 X 50 cm.

Con $M_{\max} = -20.26 \text{ ton}\cdot\text{m} = 20.26 \times 10^5 \text{ kg}\cdot\text{cm}$

$$\frac{M}{bd^2} = \frac{22.68 \times 10^5}{30 \times 46^2} = 35.73 \text{ kg/cm}^2$$

Usando la tabla II.1 de las ayudas de diseño; con el valor anterior y la curva correspondiente a $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ llevan a un valor de la cuantía igual a $p = 0.0108$

Revisión de la cuantía

$$0.0097 \begin{cases} > p_{\min} = 0.002635 \\ < p_{\max} = 0.1429 \end{cases}$$

por lo tanto se acepta $p = 0.0108$

como

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

$$A_s = pbd$$

$$A_s = 0.0097 \times 30 \times 46 = 14.90 \text{ cm}^2$$

$$z_{\min} = \frac{M_u}{F_R A_s f_y}$$

$$z_{\min} = \frac{22.68 \times 10^5}{0.9 \times 14.90 \times 4200} = 40.27 \text{ cm}$$

En el resto de la viga, y para los dos lechos, el refuerzo se calcula usando el brazo interno mínimo por medio de la expresión:

$$A_s = \frac{M_u}{F_R z_{\min} f_y}$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 \times 0.4027 \times 4200} = 0.657 M_u (\text{cm}^2)$$

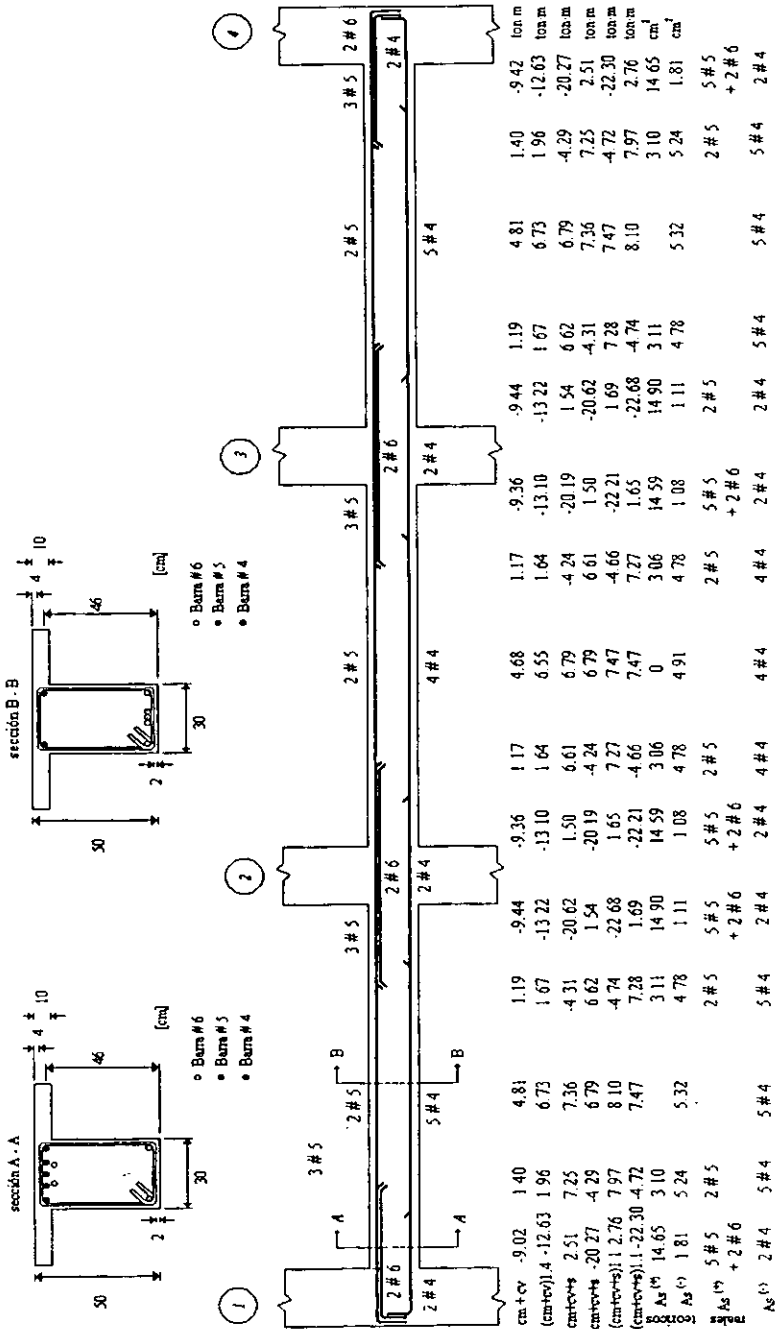
donde M_u está en ton-m

El recubrimiento libre se supuso de 2 cm, según como indica el inciso 3.4 de las NTCC.

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores y obteniendo el refuerzo longitudinal correspondiente a cada sección resulta la siguiente tabla con la envolvente de momentos y de refuerzo longitudinal de la viga del nivel I:



Envolvente por flexión correspondiente a las vigas del nivel N1.





Siguiendo el procedimiento, la siguiente tabla muestra el armado total del marco B:

Entre los ejes	1 - 2			2 - 3			3 - 4			refuerzo
Nivel	tramo izq.	tramo central	tramo der.	tramo izq.	tramo central	tramo der.	tramo izq.	tramo central	tramo der.	
N1	5 # 5 + 2 # 6	2 # 5	5 # 5 + 2 # 6	5 # 5 + 2 # 6	2 # 5	5 # 5 + 2 # 6	5 # 5 + 2 # 6	2 # 5	5 # 5 + 2 # 6	As'
	2 # 4	5 # 4	2 # 4	2 # 4	5 # 4	2 # 4	2 # 4	5 # 4	2 # 4	As'
N2	4 # 5 + 3 # 6	2 # 5	4 # 5 + 3 # 6	4 # 5 + 3 # 6	2 # 5	4 # 5 + 3 # 6	4 # 5 + 3 # 6	2 # 5	4 # 5 + 3 # 6	As'
	2 # 5	3 # 5	2 # 5	2 # 5	3 # 5	2 # 5	2 # 5	3 # 5	2 # 5	As'
N3	4 # 5 + 2 # 6	2 # 5	4 # 5 + 2 # 6	4 # 5 + 2 # 6	2 # 5	4 # 5 + 2 # 6	4 # 5 + 2 # 6	2 # 5	4 # 5 + 2 # 6	As'
	2 # 4	4 # 4	2 # 4	2 # 4	4 # 4	2 # 4	2 # 4	4 # 4	2 # 4	As'
Azotea	3 # 4 + 2 # 5	2 # 4	4 # 4 + 2 # 5	3 # 4 + 2 # 5	2 # 4	3 # 4 + 2 # 5	4 # 4 + 2 # 5	2 # 4	3 # 4 + 2 # 5	As'
	2 # 5	2 # 5	2 # 5	2 # 5	2 # 5	2 # 5	2 # 5	2 # 5	2 # 5	As'

Los brazos internos mínimos se tienen en las secciones de momento máximos, en ellas las fuerzas de tensión y de compresión que forman el par resistente son máximas y por tanto, es máxima la profundidad a del bloque de esfuerzos de compresión. Al usar los brazos mínimos en otras secciones de la viga, se obtienen áreas de acero ligeramente mayores que las que resultarían si éstas se calcularan en cada una de ellas. Por otro lado, al suponer el brazo constante a lo largo de la viga, el área de refuerzo necesaria varía linealmente con el momento de diseño ($A_s = k Mu$). Con esto se puede obtener por separado el momento resistente de una barra, o de un grupo de barras y sumar estos valores para dar el momento resistente total necesario. Lo anterior simplifica el corte de barras y la revisión de los requisitos de anclaje, ya que permite usar directamente la envolvente de momentos de diseño, M_u para estos fines.

III.4.4.3 Diseño por fuerza cortante.

La resistencia a fuerza cortante de miembros con refuerzo en el alma se considera igual a la suma de la resistencia del concreto calculada y de la contribución a la resistencia del refuerzo en el alma, resulta:

$$V_u = V_c + V_s$$

Vista anteriormente en el diseño de vigas acarteladas del edificio de sección variable.

III.4.4.3.1 Diagramas de fuerzas cortantes (sin factor de carga).

a) Diagrama de fuerza cortante proveniente del análisis bajo cargas muerta y viva máxima (CM y CVmáx)

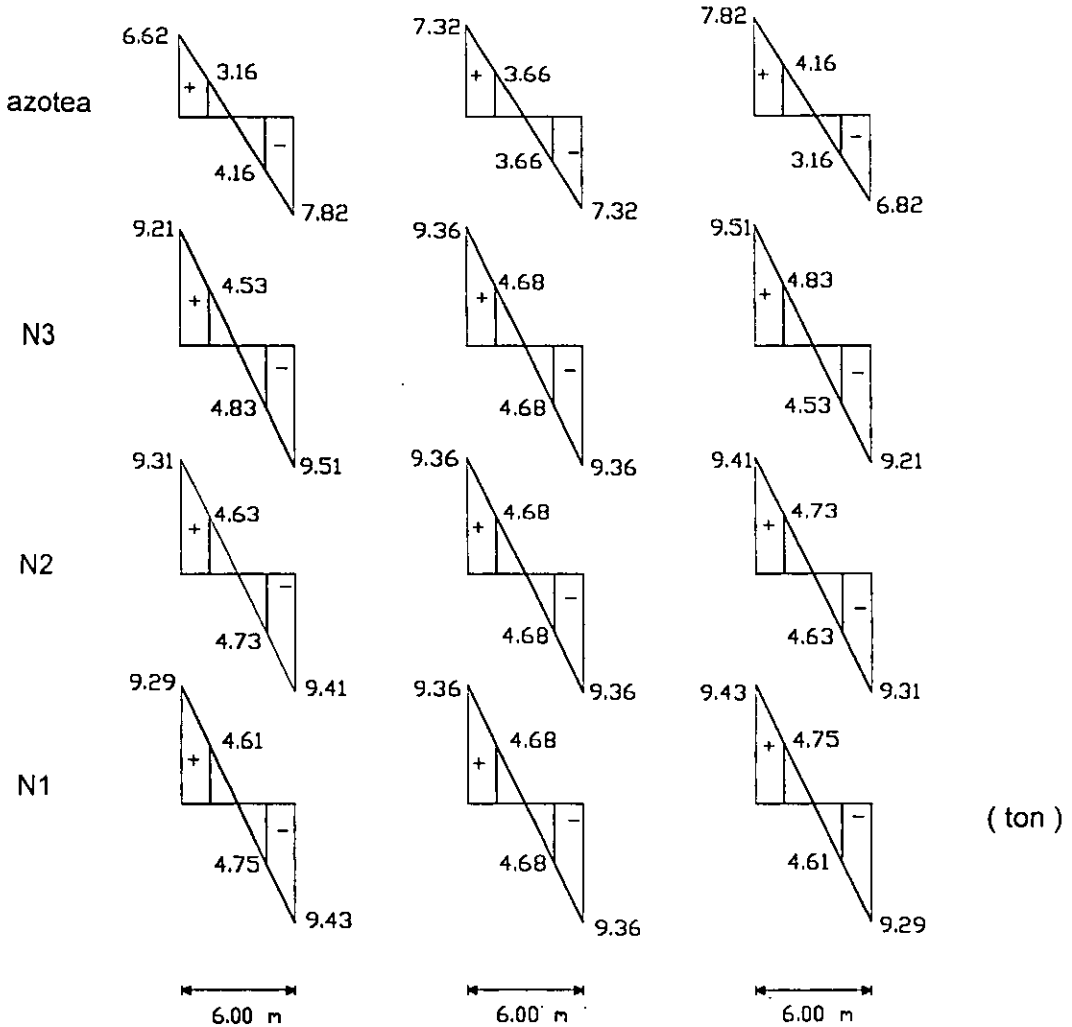
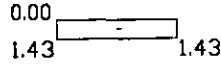
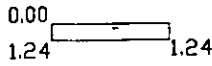
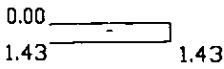


Diagrama de fuerza cortante correspondiente al marco B de vigas de sección constante debida a cargas verticales.

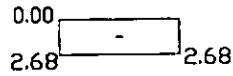
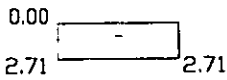


b) Diagrama de fuerza cortante proveniente del análisis de fuerzas laterales.

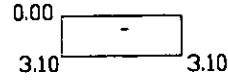
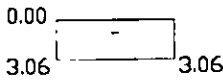
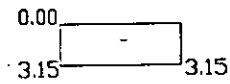
otea



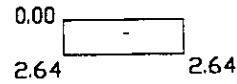
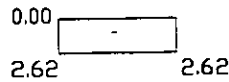
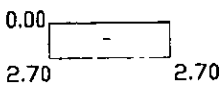
13



12



11



(ton)

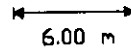
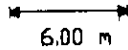
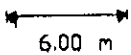
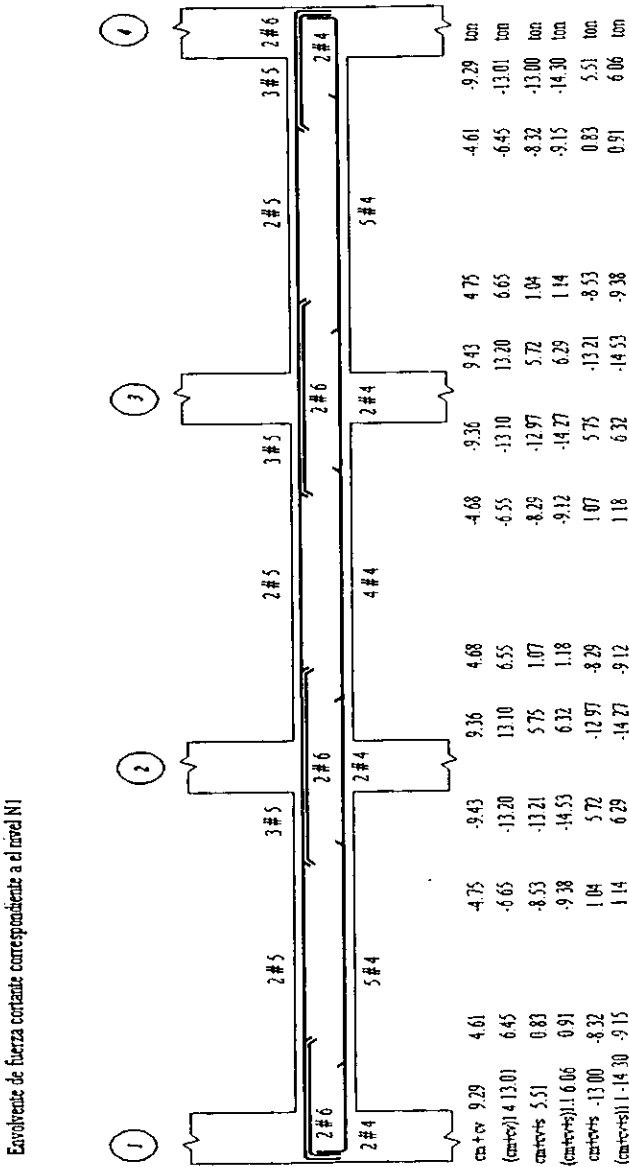


Diagrama de fuerza cortante correspondiente al marco B de vigas de sección constante debida a cargas laterales.



II.4.4.3.2 Envoltive de las fuerzas cortantes.

Las fuerzas cortantes de diseño, V_u , se obtendrán de la resultante de los diagramas de fuerza cortante anteriormente mostrados, resultando la siguiente envoltive:



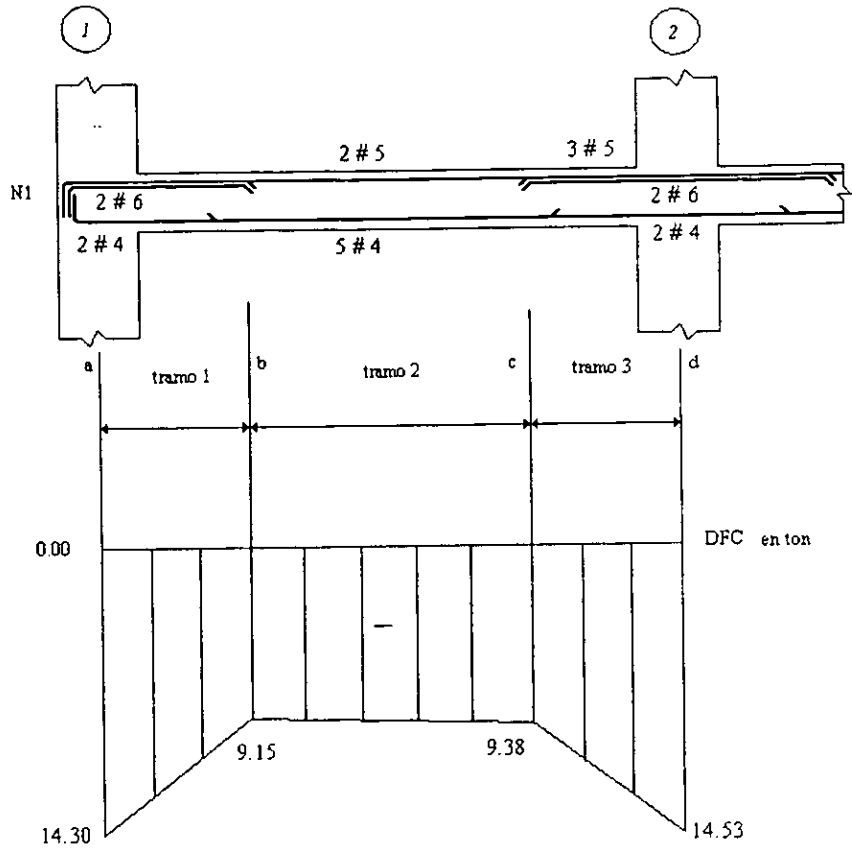
Envoltive de fuerzas cortantes.



III.4.4.4 Cálculo del refuerzo transversal (estribos verticales).

Analizando la viga entre los ejes 1-2 del nivel N1 resulta:

Diagrama de la envolvente de la fuerza cortante de la viga entre los ejes 1-2 del nivel N1.



Fuerza cortante que toma el concreto.

Tramo 1 y 3. Se considerará la V_{CR} que corresponda a las dos barras # 5 más 2 # 6, $A_s=9.66 \text{ cm}^2$.

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

$$p = \frac{9.66}{(30)(47)} = 0.00685 < 0.01 \text{ , para la sección de } 30 \times 50 \text{ cm}$$



$$V_{CR} = 0.7F_R bd(0.20 + 30p) \cdot f \cdot c$$

$$V_{CR} = 0.7 \times 0.8 \times 30 \times 47 \times [0.20 + (30 \times 0.00685)] \times \sqrt{200} = 4,528.07 \text{ kg} = 4.53 \text{ ton} \text{ , para la sección de } 30 \times 50 \text{ cm}$$

Tramo 2. Se considerará el área de dos barras # 5 que se corren en todo el claro, $A_S = 3.96 \text{ cm}^2$.

$$p = \frac{3.96}{(30)(47)} = 0.00281 < 0.01 \text{ , para la sección de } 30 \times 50 \text{ cm}$$

$$V_{CR} = 0.7 \times 0.8 \times 30 \times 47 \times [0.20 + (30 \times 0.00281)] \times \sqrt{200} = 3,174.67 \text{ kg} = 3.17 \text{ ton} \text{ , para la sección de } 30 \times 50 \text{ cm}$$

Revisión de la necesidad de disminuir V_{CR} por interrupción de más del 33 por ciento del refuerzo longitudinal según 2.1.5f de las NTCC.

Refuerzo positivo:

Para la sección de $30 \times 50 \text{ cm}$

$$\text{Corte de dos \# 4 } \frac{A_{SB}}{A_S} = \frac{2.54}{6.35} = 0.4 > 0.33 \text{ , por lo tanto } V_{CR} \text{ se disminuye a } 0.70V_{CR}.$$

$$V_{CR1,3} = 3,169.65 \text{ kg .}$$

$$V_{CR2} = 2,222.27 \text{ kg .}$$

Revisión de las secciones como lo indica 2.1.5 b de las NTCC.

$$\text{Se debe cumplir: } V_U \leq 2F_R bd \sqrt{f \cdot c}$$

$$\text{Del diagrama de DFC } V_{U \text{máx}} = 14.53 \text{ ton}$$

$$2F_R bd \sqrt{f \cdot c} = 2 \times 0.8 \times 30 \times 47 \times \sqrt{200} = 31,904.66 \text{ kg} > V_{U \text{máx}}$$

Por lo tanto se admiten ambas secciones.

Limites para $V_{U \text{máx}}$

$$\text{Separaciones de estribos verticales \# 3, } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Tramo 1:

$$\text{en la sección a y b, } V_{U \text{máx}} = 14,300 \text{ kg, } V_{CR1} = 3,169.65 \text{ kg}$$

$$s = \frac{F_R A_v d}{V_U - V_{CR}} = \frac{0.8 \times 1.42 \times 4200 \times 47}{14,300 - 3,169.65} = 20.15 \text{ cm (rige)}$$

$$\text{separación máxima } s = \frac{F_R A_v f_y}{3.5b} = \frac{0.8 \times 1.42 \times 4200}{3.5 \times 30} = 45.44 \text{ cm}$$

$$1.5F_R bd \cdot f \cdot c = 1.5 \times 0.8 \times 30 \times 47 \times \sqrt{200} = 23,928.49 \text{ kg} = 23.93 \text{ ton} > V_{U \text{máx}}$$



FACULTA DE INGENIERÍA. UNAM.

III. Análisis y diseño estructural con elementos de sección constante.

La separación máxima debe ser $s \leq 0.5d = 0.5 \times 47 = 23.50 \text{ cm}$

Tramo 2:
en la sección b y c. $V_{U\text{máx}} = 9,380 \text{ kg}$, $V_{CR2} = 2,222.27 \text{ ton}$

$$s = \frac{F_R A_V d}{V_U - V_{CR}} = \frac{0.8 \times 1.42 \times 4200 \times 47}{9,380 - 2,222.27} = 31.33 \text{ cm} < 45.44 \text{ cm}$$

$$1.5F_R b d \sqrt{f \cdot c} = 1.5 \times 0.8 \times 30 \times 47 \times .200 = 23,928.49 \text{ kg} = 23.93 \text{ ton} > V_{U\text{máx}}$$

La separación máxima debe ser $s \leq 0.5d = 0.5 \times 47 = 23.50 \text{ cm}$, (rige)

Tramo 3:
en la sección c y d. $V_{U\text{máx}} = 14,530 \text{ kg}$. $V_{CR3} = 3,169.65 \text{ kg}$

$$s = \frac{F_R A_V d}{V_U - V_{CR}} = \frac{0.8 \times 1.42 \times 4200 \times 47}{14,530 - 3,169.65} = 19.74 \text{ cm} < 45.44 \text{ cm} \text{ (rige)}$$

$$1.5F_R b d \sqrt{f \cdot c} = 1.5 \times 0.8 \times 30 \times 47 \times .200 = 23,928.49 \text{ kg} = 23.93 \text{ ton} > V_{U\text{máx}}$$

La separación máxima debe ser $s \leq 0.5d = 0.5 \times 47 = 23.50 \text{ cm}$

Realizando el mismo análisis para el resto de la viga del nivel N1, resulta la siguiente separación en centímetros de estribos # 3:

Viga	viga 1-2			viga 2-3			viga 3-4		
	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
N1	20	23	19	20	23	20	19	23	20
N2	19	23	19	19	23	19	19	23	19
N3	23	23	23	23	23	23	23	23	23
Azotea	23	23	23	23	23	23	23	23	23

III.4.5 Cálculo del refuerzo necesario por flexocompresión.

En este punto corresponde al diseño de columnas, y como se menciona en el anterior capítulo el procedimiento para el cálculo de las mismas, se presentan a continuación los resultados del marco B:

Nivel	planta baja-N1		N1-N2		N2-N3		N3-Azotea	
	p	As cm2	p	As cm2	p	As cm2	p	As cm2
1	0.024	86.40	0.023	82.80	0.021	52.50	0.020	32.00
2	0.019	68.40	0.018	64.80	0.0165	41.3	0.016	24.80
3	0.019	68.40	0.018	64.80	0.0165	41.25	0.016	24.80
4	0.024	86.40	0.023	82.80	0.021	52.50	0.020	32.00



V. Comparación de costos y sistemas constructivos entre ambos casos.

Las estimaciones de construcción se presentan antes de construir una obra para determinar el costo probable del proyecto. Por lo tanto, una estimación es, en el mejor de los casos, una cercana aproximación al costo real, cuyo valor real se conocerá hasta que el proyecto haya sido terminado y registrados todos los costos.

Se debe preparar los presupuestos de costos con base en planos y especificaciones que usualmente son elaborados por otras personas. Su primer paso es una cuantificación de los materiales. Esto involucrará todos los materiales colocados en la obra, además de los trabajos en excavación y terracería. Los materiales de cada operación deberían estar catalogados por separado, con sus cantidades correctas, de acuerdo con sus clasificaciones y costos unitarios. Los costos por unidad de los diferentes materiales deberán obtenerse de fuentes en las que pueda tenerse confianza y serán empleados como base en la estimación del costo de los materiales para la obra. El costo de la mano de obra deberá clasificarse de acuerdo con el trabajo que desarrollarán y con los sueldos que perciban, por cada una clasificación deberá estimarse la cantidad total de tiempo requerida. Usualmente el tiempo se expresa en horas-obrero, lo cual indica que es un obrero trabajando una hora; así para el cálculo del costo de la mano de obra, es necesario que se conozca los salarios reales y el tiempo requerido para realizar cada operación.

V.1 Costo de materiales.

Los puntos que gobiernan el costo de las estructuras de concreto, serán los siguientes puntos: acero de refuerzo, concreto y forma.

V.1.2 Acero de refuerzo.

El refuerzo consiste en barras de acero o malla de alambre soldada, usadas por separado o juntas. El costo de las barras puede estimarse por unidad de peso, ya sea por kilogramo o tonelada, mientras que el costo de la malla de alambre puede estimarse por unidad de peso o de superficie. Usualmente las barras se fabrican a las formas y longitudes requeridas antes de entregarse a la obra. En la práctica el costo del acero de refuerzo contiene el porcentaje necesario de traslapes, ganchos, dobleces y alambre para sujetar el refuerzo en su sitio antes y después de vaciado el concreto.

V.1.2.1 Propiedades del acero de refuerzo.

Número de la barra	Diámetro nominal.		Peso kg/m	Áreas cm ²
	pulg	mm		
2	1/4	6.4	0.248	0.32
2.5	5/16	7.9	0.388	0.49
3	3/8	9.5	0.599	0.71
4	1/2	12.7	0.993	1.27
5	5/8	15.9	1.352	1.98
6	3/4	19.0	2.235	2.85
7	7/8	22.2	3.042	3.88
8	1	25.4	3.973	5.07
9	1 1/8	28.6	5.028	6.41
10	1 1/4	31.8	6.207	7.92
11	1 3/8	34.9	7.511	9.58
12	1 1/2	38.1	8.938	11.40

Tabla IV.1 Tamaños, pesos y áreas de las barras de refuerzo.



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.

IV. Comparación de costos y sistemas constructivos entre ambos casos.

Cuando el acero de refuerzo consiste en barras de diferentes tamaños y longitudes, deberá catalogarse por separado. La tabla IV.1 anterior muestra los tamaños, áreas y pesos de las barras de refuerzo.

IV.1.2.2 Costo del acero de refuerzo.

El material se acostumbra determinar por el peso del acero de refuerzo con base en las longitudes y tamaño de las barras y pesos nominados dados en la tabla IV.1, sin hacerse cargo adicional por desperdicio. Las barras de refuerzo usualmente se encuentran en el mercado en longitudes fijas de 12 m.

IV.1.2.2.1 Costo de mano de obra para la colocación de barras de acero de refuerzo.

Las velocidades a las cuales los trabajadores pueden colocar barras de acero de refuerzo, varían con los siguientes factores:

Tamaños y longitudes de las barras.

Formas de las barras.

Complejidad de la estructura.

Distancia y altura a la que tenga que llevarse el acero.

Tolerancias permisibles en el espaciamiento de las barras.

Cantidad de amarres.

Habilidad de los trabajadores.

Las barras rectas pueden colocarse más rápidamente que las barras con dobleces y ganchos en los extremos.

REFUERZO DEL MARCO CON VIGAS ACARTELADAS DE SECCIÓN 30 X 50 CM EN SUS EXTREMOS Y EN EL CENTRO DE 30 X 30 CM. DE LONGITUD DE 6 M. INCLUYE: SUMINISTRO DE MATERIALES, MANO DE OBRA Y HERRAMIENTA NECESARIA.

No.	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
	MATERIALES				
	ACERO DE 3/8"	TON	0.370	\$4,745.96	\$1,756.01
	ACERO DE 1/2"	TON	0.215	\$4,746.96	\$1,020.60
	ACERO DE 5/8"	TON	0.325	\$4,779.36	\$1,553.29
	ACERO DE 3/4"	TON	0.188	\$4,900.02	\$921.20
	SUMA UNO				\$3,495.09
	MANO DE OBRA				
	OFICIAL FIERRERO	JOR	0.80	\$103.07	\$82.46
	OFICIAL FIERRERO	JOR	0.80	\$103.07	\$82.46
	AYUDANTE FIERRERO	JOR	0.80	\$82.06	\$65.65
	AYUDANTE FIERRERO	JOR	0.80	\$82.06	\$65.65
	SUMA DOS				\$296.21
	HERRAMIENTA Y EQUIPO				
	HERRAMIENTA MENOR	%MO	296.21	0.03	\$8.89
	SUMA TRES				\$8.89
COSTO DIRECTO					\$3,800.19



ACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.

V. Comparación de costos y sistemas constructivos entre ambos casos.

Para las actividades se utilizan Oficiales y ayudantes fierros, además para el acarreo de las varillas se utiliza una grúa por lo que también se utilizara un operador para su manejo, así como peones para su colocación. El rendimiento se determina por experiencias anteriores y depende de los diámetros de varilla que se habiliten. El personal supuesto habilita y coloca entre 0.8 y 1.0 toneladas de fierro por jornada de trabajo de 8 hrs.

REFUERZO DEL MARCO CON VIGAS DE SECCION CONSTANTE DE 30 X 50 CM. DE LONGITUD DE 6 M. INCLUYE: SUMINISTRO DE MATERIALES, MANO DE OBRA Y HERRAMIENTA NECESARIA.

No.	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	UNIDAD	TON
				PRECIO	IMPORTE
	MATERIALES				
	ACERO DE 3/8"	TON	0.305	\$ 4,745.96	\$ 1,447.52
	ACERO DE 1/2"	TON	0.325	\$ 4,746.96	\$ 1,542.76
	ACERO DE 5/8"	TON	0.461	\$ 4,779.36	\$ 2,203.28
	ACERO DE 3/4"	TON	0.185	\$ 4,900.02	\$ 906.50
	SUMA UNO				\$4,652.55
	MANO DE OBRA				
	OFICIAL FIERRERO	JOR	1.00	\$103.07	\$103.07
	OFICIAL FIERRERO	JOR	1.00	\$103.07	\$103.07
	AYUDANTE FIERRERO	JOR	1.00	\$82.06	\$82.06
	AYUDANTE FIERRERO	JOR	1.00	\$82.06	\$82.06
	SUMA DOS				\$370.26
	HERRAMIENTA Y EQUIPO				
	HERRAMIENTA MENOR	%MO	370.26	0.03	\$11.11
	SUMA TRES				\$11.11
COSTO DIRECTO					\$5,033.92

IV.1.3 Concreto.

El costo del concreto en una estructura incluye el costo del agregado, del cemento, del agua, del equipo y de la mano de obra para transportar, mezclar y colocar el concreto. Las estructuras de concreto están diseñadas para concretos con resistencias especificadas, usualmente expresadas en kilogramos por centímetros cuadrados de compresión a los 28 días de colado en la estructura.

IV.1.3.1 Costo de mano de obra para la colocación del concreto.

La mano de obra requerida varía con el número de operaciones llevadas a cabo con la distancia de acarreo del concreto, o sea la distancia de la olla al punto de colocación del concreto, peones esparciendo concreto, etc.

La mano de obra requerida es la siguiente:

- Peones esparciendo y nivelando el concreto
- Carpintero revisando cimbra



COSTO DIRECTO DE COLOCACION DE CONCRETO $f_c=250$ KG/CM² EN VIGAS DE SECCION CONSTANTE. INCLUYE SUMINISTRO DE MATERIALES, MANO DE OBRA HERRAMIENTA Y EQUIPO.

No.	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
	MATERIALES				
001	CONCRETO $f_c=250$ KG/C	M3	1.00	1652.15	1,652.15
	SUMA UNO				1,652.15
	MANO DE OBRA				
004	OFICIAL ALBAÑIL	JR	0.06	1375.00	76.39
003	AYUDANTE ALBAÑIL	JR	0.06	935.000	51.94
	SUMA DOS				128.33
	HERRAMIENTA Y EQUIPO				
006	HERRAMIENTA MENOR	%MO	0.03	128.33	3.85
	SUMA TRES				3.85
COSTO DIRECTO					\$1,784.33

COSTO DE COLOCACION DE CONCRETO $f_c=250$ KG/CM²

MARCO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL
SECCION VARIABLE	TON	10.69	\$ 1,784.33	\$ 19,074.49
SECCION CONSTANTE	TON	13.930	\$ 1,784.33	\$ 24,855.72

IV.2 Costo de cimbras.

El costo de la cimbra para una obra de estructuras de concreto, puede representar entre el 35 y 60 por ciento del costo total por concepto de concreto, por lo que el diseño y construcción de cimbras demanda buen juicio y una adecuada planeación, que garanticen economía y seguridad. Para reunir estos requisitos, una cimbra debe poseer entre otras las siguientes propiedades:



- a) Objetivos de la cimbra
 - 1. Tener la geometría del concreto.
 - 2. No deformarse más allá de las tolerancias del concreto.
 - 3. No permitir la pérdida de lechada.
 - 4. Facilitar el llenado.
- b) Características de la cimbra:
 - 1. Resistente.
 - 2. Durable.
 - 3. Indeformable.
 - 4. Textura adecuada al acabado.
 - 5. Hermética.
 - 6. Fácil de armar.
 - 7. Fácil de descimbrar.
 - 8. Fácil de limpiar.
 - 9. Económica.

IV.2.1 Sistema de cimbra.

La cimbra es un sistema integrado por formas de madera o metal y sus soportes, cuya función es la de contener al concreto hasta que éste haya alcanzado su fraguado final y consecuentemente, la resistencia necesaria para autosoportarse.

En términos generales, una cimbra se integra fundamentalmente por dos estructuras:

- a) Cimbra de contacto.
- b) Obra falsa

Cimbra de contacto es la que se encuentra directamente en contacto con el concreto, y cuya función primordial es contener y configurar al concreto de acuerdo con el diseño de la estructura; se compone principalmente por paneles, tarimas, moldes prefabricados, etc.

Obra falsa es la constituida por elementos que trabajan estructuralmente soportando a la cimbra de contacto; los elementos más comúnmente usados en la obra falsa son vigas madrinas, pies derechos, contravientos, etc.

Los materiales de las cimbras pueden ser establecidos por la economía, la necesidad, o por una combinación de los dos factores. Entre los materiales más comunes se encuentran la madera, el triplay, el acero y el aluminio, ya sea separadamente, o en combinación. Sin embargo, si las cimbras pueden fabricarse en tableros o en otras formas que permiten utilizarlas muchas veces, el número mayor de usos puede hacer más bajo el costo por cada operación.

El cimbrado se refiere a las operaciones que se realizan para la instalación de la cimbra. Las cimbras serán limpiadas completamente de óxidos, virutas, serrín y otros, antes de verter el concreto. Para conseguir una limpieza óptima, se recomienda el uso de aire comprimido o de agua a presión. Las caras interiores de las cimbras serán uniformes y lisas.

El tratamiento con aceite se aplicará a las maderas, en lo posible, antes de su colocación en los cimbrados. En todo caso, el aceitado se hará antes de la colocación de los refuerzos. Antes del vertido del concreto, las cimbras se humedecerán debidamente. Las juntas no permitirán escapes de lechada de concreto. La fijación de las cimbras y sus diferentes elementos ha de ser tal, que permita la remoción sin producir daños o vibraciones al concreto.

Si el material de las cimbras se va usar solamente unas cuantas veces, la madera será más económica que el acero o el aluminio. Sin embargo, si la cimbra puede fabricarse en tableros o secciones, como las formas para columnas redondas, que se usarán muchas veces, el mayor número de usos obtenibles con el acero o el aluminio puede producir un costo más bajo por uso que la madera. Para caso en particular se utilizara madera para las vigas, columnas y también para las cimentaciones. En los siguientes puntos se describen características de la madera.



IV.2.2 La madera.

La madera es uno de los materiales más valiosos para la construcción. Debido a que se puede cortar y darle forma fácilmente, la madera ha sido una materia prima muy popular desde hace miles de años; hay muchas variedades de madera, con diferentes texturas, vetas y colores que son apropiados para un gran número de usos. Se pueden considerar dos grupos de maderas al clasificarlas en función de su procedencia: maderas blandas y maderas duras.

Las maderas blandas provienen de árboles conocidos como coníferas que tienen hojas en forma de agujas y las conservan todo el año, como el abeto, pino, cedro, etc. Las maderas blandas se usan para cimbras, construcción de casas, etc.

Las maderas duras provienen de árboles de hoja ancha. Debido a que estos árboles se desprenden de sus hojas en invierno, se conocen como árboles caducos o árboles de hoja caduca, como el roble, nogal, caoba, arce, etc. Estas maderas proporcionan mayor resistencia a las construcciones, pero su uso se generaliza más en escaleras, puertas y sobre todo en muebles.

IV.2.2.1 Resistencia de la madera.

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF), las disposiciones relativas a madera son aplicables a elementos estructurales de madera maciza de cualquier especie. El diseño estructural se hará sobre la base de esfuerzos permisibles en condiciones de servicio (bajo cargas nominales especificadas en el RCDF).

A causa de los defectos y variaciones inherentes a la madera, es imposible asignarle esfuerzos unitarios de trabajo con la precisión requerida desde el punto de vista de la ingeniería, pues la madera presenta problemas más complejos y variados que muchos otros materiales estructurales; la determinación de los esfuerzos permisibles pueden basarse en diferentes criterios, que están fundamentados en la información de las características de la madera que emplearemos para cimbra. La elección del criterio para determinar los esfuerzos permisibles será entonces particular para las condiciones de cada obra.

Se admiten los siguientes esfuerzos de trabajo y módulos de elasticidad, en función de la densidad aparente de la madera seca y para madera de primera. De no obtenerse experimentalmente, el valor de γ se supondrá de 0.4, obteniéndose los valores consignados en la última columna de la tabla IV.2:

Para maderas selectas, se pueden incrementar en un 30% los valores anteriores. Para maderas de segunda, se tomará el 70% de los valores consignados en la tabla IV.2 Para maderas de tercera, se tomará el 50 %. Tratándose de maderas saturadas o sumergidas, el esfuerzo de compresión paralelo a la fibra debe reducirse 10%, el de compresión perpendicular a la fibra 33% y los módulos de elasticidad. El esfuerzo permisible en compresión en direcciones inclinadas con respecto a la fibra, se determinará de acuerdo 3.5.3 de las Normas Técnicas complementarias de Madera (NTCM).

Concepto	Para cualquier γ	(valor en kg/cm^2) Para $\gamma=0.4$
Esfuerzo en flexión o tensión simple.	196γ	60
Módulo de elasticidad en flexión o tensión simple.	$196,000 \gamma$	79,000
Esfuerzo en compresión paralela a la fibra.	143.50γ	57
Esfuerzo en compresión perpendicular a la fibra.	54.20γ	7
Módulo de elasticidad en compresión.	$238,000 \gamma$	95,000
Esfuerzo cortante.	35γ	10

Tabla IV.2 Resistencia de la madera.



V.2.2.2 Formas para vigas de concreto.

Las formas para vigas usualmente se hacen con tamaños comerciales de madera. Para los fondos, se utiliza madera de 2 pulg de espesor. La tarima para los costados o cachetes es madera machimbrada de 1 pulg de espesor con refuerzos de 2 por 4 pulg. Las formas se apoyan sobre pies derechos de madera de 4 por 4 pulg o sobre pies derechos de madera de 4 por pulg o sobre pies derechos ajustables comerciales.

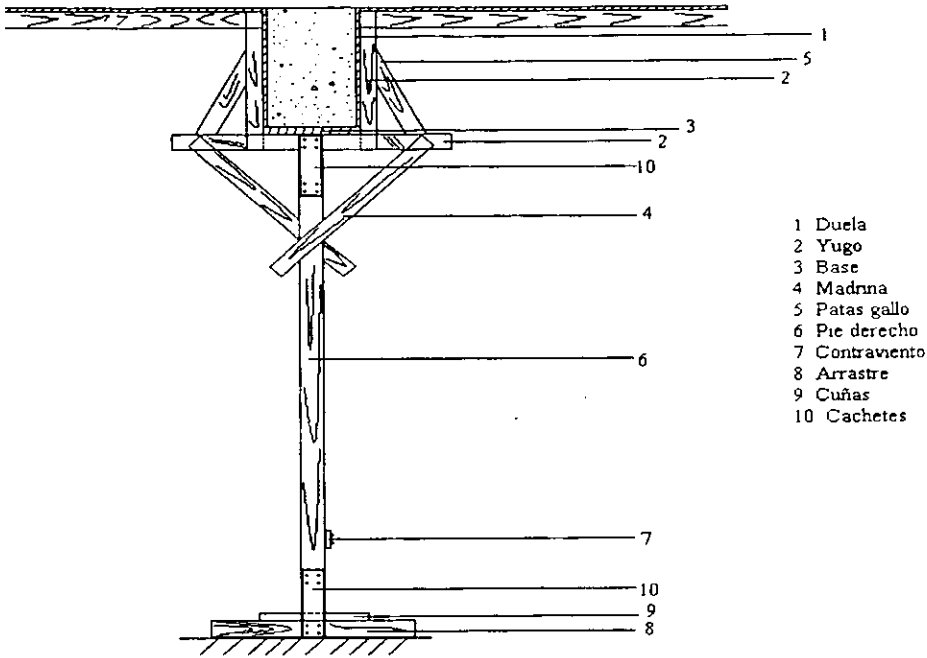


Figura IV.1 Cimbra de madera.

Si los pies derechos son de más de 10 ft de longitud, se acostumbra instalar un contraviento en dos sentidos en los puntos medios, utilizando madera de 1 por 6 pulg. Las formas y pies derechos deberán diseñarse para resistir las presiones y cargas que deberán apoyar.

La figura IV.1 ilustra los detalles de construcción de formas de madera y pies derechos para viga, además de los elementos que esta conformada para la construcción de formas para vigas. La estructura que se muestra requiere que las cabezas en T sean de 4 por 4 pulg y lo suficientemente largas para permitir que se les clave a cada lado una fajilla de 2 por 4 pulg a cada lado para resistir el movimiento lateral de los yugos de 2 por 4 pulg.

IV.2.3 Procedimiento de diseño.

Las cimbras y obras falsas deberán soportar todas las cargas verticales y laterales superimpuestas, hasta que la estructura de concreto sea capaz de tomarlas por sí misma; estas cargas incluyen el peso de:

- El concreto.
- El acero de refuerzo.
- El peso propio.
- Las cargas vivas.



Las descargas del concreto, movimiento de equipo de construcción y la acción del viento, producen fuerzas laterales que debe resistir la obra falsa. Debe considerarse también: asimetría de la carga de concreto, impactos del equipo y cargas concentradas producidas por el concreto en los lugares de descarga.

Peso propio. La cimbra de madera generalmente pesa de 50 a 75 kg/cm². Cuando este peso es pequeño en comparación con el peso del concreto más la carga viva, puede despreciarse.

Cargas vivas. Se recomienda una carga debida a cargas vivas de construcción de 250 kg/cm², de proyección horizontal. que incluye el peso de los trabajadores, equipo, andadores e impacto. Si usan volquetes motorizados, esta carga debe incrementarse hasta 400 kg/cm².

Alternancia de cargas. Cuando las formas son continuas, el peso del concreto en un claro puede causar levantamiento en otro claro. Las formas deben diseñarse para soportar este efecto; de no ser así, deben construirse como simplemente apoyadas.

Cargas laterales. Las cimbras y obras falsas deben soportar todas las cargas laterales debidas a viento, cables de tensión, soportes inclinados, vaciado del concreto y movimientos horizontales del equipo. Normalmente es difícil tener información suficiente para calcular estas cargas con exactitud. Se recomienda las siguientes cargas mínimas laterales:

- a) En losas. 150kg/m de borde de losa, o 2 por ciento de la carga muerta sobre la cimbra (distribuido como una carga por metro de losa), el que sea mayor.
- b) En muros. Carga de viento de 50kg/cm² o mayor si así lo exigen los códigos locales; en ningún caso menor de 150 kg/m de borde de muro, aplicada en la parte alta de la cimbra.

Cuando el concreto se vacía en la cimbra, produce una presión perpendicular a ésta que es proporcional a la densidad y a la profundidad del concreto en estado líquido. A medida que fragua el concreto, cambia de líquido a sólido, con una reducción en la presión ejercida sobre la cimbra. El tiempo requerido para el fraguado inicial es mayor para una baja, que para una alta temperatura. La profundidad del concreto en estado líquido varía con la temperatura y con la velocidad de llenado. Si las formas se llenan a una velocidad de 2 m por hora, la presión máxima será mayor que si se llenara a una velocidad de 0.5 m por hora.

Como el concreto fresco no es líquido perfecto, es imposible determinar la presión exacta que se ejercerá sobre la cimbra. Las pruebas indican que la presión está influenciada por los siguientes factores:

- 1- Velocidad de llenado de las formas.
- 2- Temperatura del concreto.
- 3- Método de colado del concreto, a mano o con vibrador.

La vibración interna del concreto lo consolida y produce presiones laterales locales durante al vibrado, estas presiones son de 10 a 20 por ciento mayores que las que resultan cuando el concreto es varillado, por que entonces el concreto tiende a portarse como un fluido en toda la profundidad de vibración; el revibrado y la vibración externa producen cargas aún mayores. Durante el revibrado se han observado presiones de hasta 4800 kg/cm² por metro de profundidad del concreto (el doble de la presión hidrostática del concreto).

IV.2.3.1 Diseño por flexión.

Para el caso de una cimbra, las condiciones de apoyo determinan el valor del momento flexionante que según sea el caso:

- a) la viga simplemente apoyada, el $M_{\max} = \frac{wl^2}{8}$
- b) la viga doblemente empotrada, el $M_{\max} = \frac{wl^2}{12}$

Por tanto, es deseable diseñar para una condición promedio: $M_{\text{flex. máx}} = \frac{wl^2}{10}$



Después de obtenido el momento máximo podremos dimensionar nuestro elemento a través de la fórmula de la escuadría:

$$M = f_m \cdot y$$

donde:

M. Momento flexionante.

f_m. Esfuerzo permisible a flexión.

y. Momento de inercia.

y. Distancia del eje neutro a la fibra más alejada.

IV.2.3.2 Diseño por cortante.

Para el cálculo del esfuerzo cortante deben emplearse las fórmulas convencionales de la resistencia de materiales. Podemos considerar la tendencia de una viga a fallar cayendo entre los apoyos. Esta tendencia de una parte de una viga a moverse verticalmente con respecto a una parte adyacente se llama fuerza cortante vertical, y los esfuerzos dentro del miembro que resisten esta tendencia a fallar son esfuerzos cortantes.

Flecha.

La deformación máxima, provocada por la flexión, se le denomina comúnmente flecha máxima; su valor depende principalmente del claro "L" y es función directamente proporcional de la carga por metro "w", el módulo de elasticidad "E", y el momento de inercia centroidal de la sección "I".

Para el caso de una cimbra, las condiciones de apoyo determinan el valor de la flecha máxima según sea el caso:

a) la viga simplemente apoyada, el $y_{\max} = \frac{5wL^4}{384EI}$

b) la viga doblemente empotrada, el $y_{\max} = \frac{wL^4}{384EI}$

Por lo que se acostumbra diseñar para una condición promedio:

$$y_{\max} = \frac{3wL^4}{384EI}$$

Existen dos criterios para los límites de y, el americano que recomienda $y_{\max} = \frac{L}{360}$, y el europeo, que indica

$$y_{\max} = \frac{L}{500}$$

Si aceptamos estos límites, tendremos dos fórmulas que, aplicadas a una sección y a una carga por metro dadas, nos permiten encontrar "L".

Americano

$$L = 3 \cdot 0.355 \frac{EI}{w}$$

Europeo

$$L = 3 \cdot 0.256 \frac{EI}{w}$$

donde:

w. Carga vertical repartida en Kg/cm

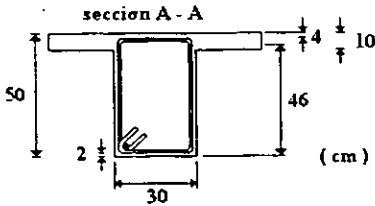
E. Módulo de elasticidad.

I. Momento de inercia de la sección considerada en cm⁴.



IV.2.3.3 Diseño de la viga del edificio de sección constante.

La figura IV.2 muestra la viga de sección constante de los marcos A, B y C.



La cimbra para la viga de 0.30 x 0.50 m que se muestra se usará varias veces.

El concreto será de peso volumétrico normal (2,400 kg/cm³) se usará madera de pino con una densidad de 0.4.

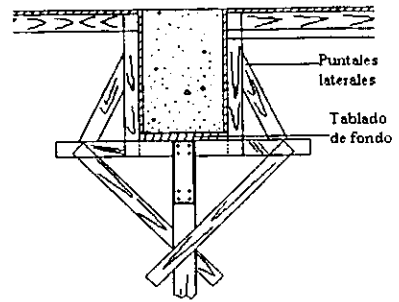
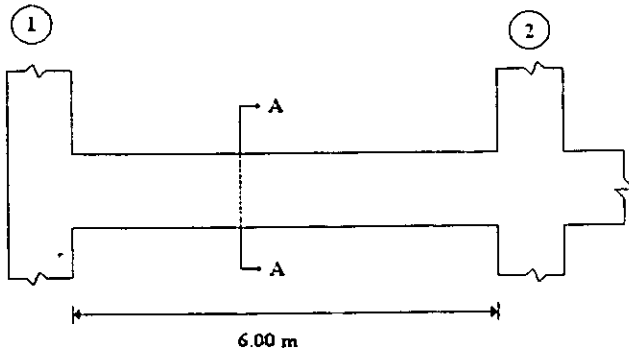


Figura IV.2 Cimbra para viga de sección constante.

a) Tablado de fondo

Cargas que soporta:

Carga muerta = 0.30 x 0.50 x 2.400 = 360 kg/m

Carga viva = 0.30 x 250 = 75 kg/m

La carga total es de 435 kg/m

Se usará tablón de 1 1/2" de espesor nominal. El espesor efectivo es 1 5/16"=3.33 cm

Revisión por flexión:

M_{máx} = $\frac{wL^2}{10}$

donde:

w: carga uniformemente distribuida en kg/m

L: claro en m.

M: momento flexionante en kg-m

Por lo que para obtener el momento en Kg-cm; M_{máx} = 10wL²

Momento resistente: Mr = fs



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.

IV. Comparación de costos y sistemas constructivos entre ambos casos.

Donde:

s: modulo de la sección en cm^3

f: esfuerzo admisible en flexión en kg/cm^2

Mr: momento resistente en kg-cm

Iguando momentos: $f_s = 10wL^2$

$$\text{De donde } L = \frac{f_s}{10w} = 0.32 \frac{f_s}{w}$$

Del RCDF tenemos que el esfuerzo admisible $f = 196 \gamma$, donde $\gamma =$ densidad de la madera.

La densidad de la madera es de 0.4 kg/cm^3 , por lo que $f = 196 \times 0.4 = 80 \text{ kg/cm}^2$

$$s = \frac{bh^2}{6} = \frac{30 \times 3.33^2}{6} = 55.44 \text{ cm}^3$$

por lo que tenemos finalmente:

$$L_{\text{máx}} = 0.32 \frac{f_s}{w} = 0.32 \frac{80 \times 55.44}{435} = 1.021 \text{ m}$$

Por flecha:

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times 3.33^3}{12} = 92.32 \text{ cm}^4$$

Revisión por flecha:

$$y_{\text{máx}} = \frac{3wL^4}{384EI}$$

$$y_{\text{máx admisible}} = \frac{L}{360}$$

donde:

$y_{\text{máx}}$: flecha máxima en m.

L: claro en m.

E: módulo de elasticidad en kg/cm^2 .

I: momento de inercia en cm^4 .

Iguando flechas:

$$\frac{L}{360} = \frac{3wL^4}{384EI} = 0.0333 \frac{EI}{w}$$

$$E = 196,000 \gamma = 196,000 \times 0.4 = 78,400 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_{\text{máx}} = 0.0333 \frac{78,400 \times 92.32}{435} = 0.842 \text{ m}$$

será aceptable usar apoyos @ 80 cm.



b) Tableado lateral.

Se supondrá madera de 2" x 4" para el travesaño inferior que resultan adecuados. A razón de 0.80 metros de espaciamiento de puntales, que resultó que el tablado de fondo se pondrán también los puntales laterales que bajan las cargas de los largueros de la losa a través del travesaño lateral.

Cálculo del travesaño lateral.

Cargas en la losa: peso propio concreto 240 kg/cm^2
Carga viva 200 kg/cm^2
Carga total 440 kg/cm^2

$$f = 80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Cargas en travesaño} = 440 \times \frac{1.20}{2} = 264 \text{ kg/m}$$

$$\text{Por flexión: } s = \frac{10wL^2}{f} = \frac{10 \times 264 \times 1^2}{80} = 33 \text{ cm}^3$$

$$\text{Por flecha: } \frac{L}{360} = \frac{L^4 w}{128EI} \times 10,000$$

$$I = \frac{360wL^3}{128E} \times 10,000$$

$$I = \frac{360 \times 264 \times 1^3 \times 10,000}{128 \times 117,600} = 63.14 \text{ cm}^4$$

$$\text{Usar } 2" \times 4" \quad b \times h = 4.13 \times 10.20 = 42.13 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{4.13 \times 10.23^3}{12} = 365 \text{ cm}^4$$

$$s = \frac{bh^2}{6} = \frac{4.13 \times 10.20^2}{6} = 71.61 \text{ cm}^3$$

c) Carga de puntales principales.

Determinan la carga total sobre estos puntales tenemos:

$$\text{Por carga de trabe: } 435 \text{ kg/m} \times 0.80 = 348 \text{ kg}$$

$$\text{Por losas: } 2 \times 264 \times 0.80 = 422 \text{ kg}$$

$$\text{Carga total: } 770 \text{ kg}$$

Deberá diseñarse un puntal para una carga de 770 kg.



IV.2.3.4 Diseño la viga del edificio de sección variable.

La figura IV.3 muestra la viga acartelada de los marcos A, B y C.

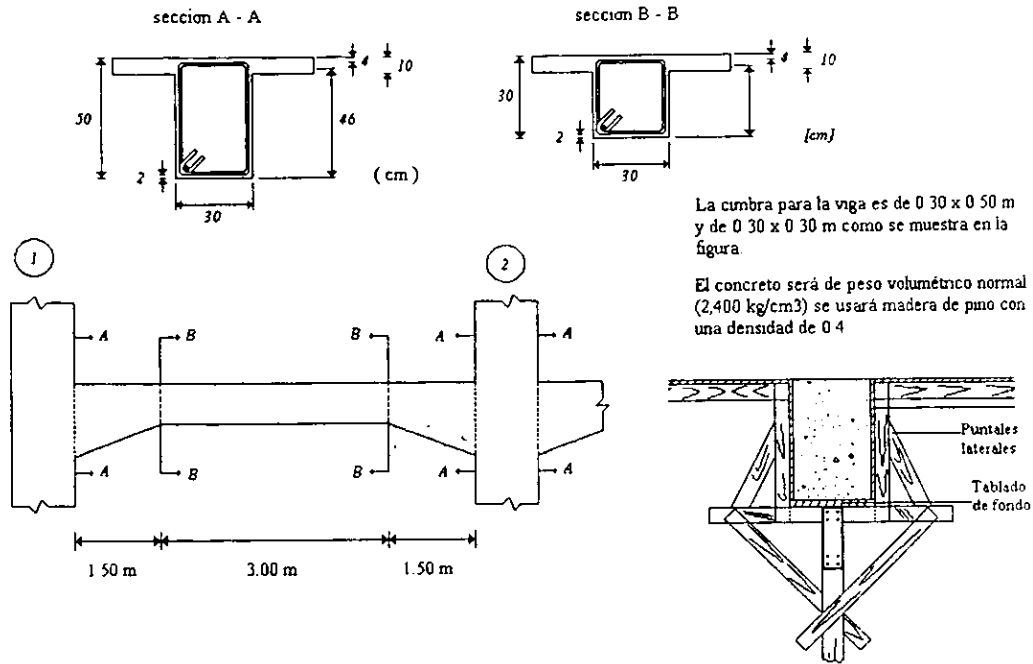


Figura IV.3 Cimbra para viga acartelada.

a) Tablado de fondo

Cargas que soporta:

Carga muerta = $0.30 \times 0.50 \times 2,400 = 360 \text{ kg/m}$

Carga viva = $0.30 \times 250 = 75 \text{ kg/m}$

La carga uniforme total es de 435 kg/m

Se usará tablon de 1 1/2" de espesor nominal. El espesor efectivo es 1 5/16"=3.33 cm

Revisión por flexión:

$M_{\text{máx}} = cw l^2$, el valor de c será obtenido de las tablas que se encuentran en el apéndice A

donde:

w: carga uniformemente distribuida en kg/m

l: claro en m.

c: coeficiente de momento de empotramiento.

M: momento flexionante en kg-m

Momento resistente: $M_r = fs$



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.
IV. Comparación de costos y sistemas constructivos entre ambos casos.

Donde:
s: modulo de la sección en cm^3
f: esfuerzo admisible en flexión en kg/cm^2
Mr: momento resistente en kg-cm

Igualando momentos: $fs=10cwL^2$

De donde $L = \frac{fs}{10cw}$

Del RCDF tenemos que el esfuerzo admisible $f=196 \gamma$, donde γ = densidad de la madera.

$f = 196 \times 0.4 = 80 \text{kg/cm}^2$

$s = \frac{bh^2}{6} = \frac{30 \times 3.33^2}{6} = 55.44 \text{ cm}^3$

de tablas que se presentan en el apéndice A, tenemos que $c = 0.0975$

por lo que tenemos finalmente:

$l_{\text{máx}} = \frac{fs}{100cw} = \frac{80 \times 55.44}{10 \times 0.0975 \times 435} = 3.23 \text{m}$

Por flecha, similarmente que el anterior caso: $l_{\text{máx}} = 0.842 \text{m}$

será aceptable usar apoyos @ 80 cm.

b) Tableado lateral.

Se supondrá madera de 2" x 4" para el travesaño inferior y a cada 80 cm.

Cálculo del travesaño lateral.

Cargas en la losa total: 440 kg/cm^2

Cargas en travesaño = $440 \times \frac{1.20}{2} = 264 \text{kg/m}$

Por flecha: $L = \frac{L^4 w}{128EI} \times 10,000$

$l = \frac{360wL^3}{128E} \times 10,000$

$l = \frac{360 \times 264 \times 1^3 \times 10,000}{128 \times 117,600} = 63.14 \text{ cm}^4$

Se usa 2" x 4" como en al caso de viga de sección constante

c) Cálculo de puntales principales.

Deberá diseñarse un puntal para una carga de 770 kg.

IV.2.3.5 Costo de cimbra.

**IV.2.3.5 Costo de cimbra.**

El costo de una cimbra incluye el costo de los materiales tales como madera, clavos y el costo de la mano de obra de fabricación, erección y descimbrado. Con frecuencia habrá un costo de equipo mecánico, tal como son las sierras y taladros así como las herramientas de mano, este se maneja como un porcentaje de la mano de obra.

IV.2.3.5.1 Costo de mano de obra de la cimbra.

Al construir y erigir las formas para una viga de concreto se acostumbra hacer el fondo, comenzando en la forma de una columna y después erigir el fondo sobre los pies derechos. Estos se acuñan a la elevación correcta y se apuntalan provisionalmente. Los costados o cachetes de las vigas se fabrican y ensamblan trabándolos con los espárragos de 2 por 4 pulg. en toda la longitud de la viga. Luego se levantan a su posición, se clavan al fondo y se aseguran contra falla lateral como se muestra en la figura IV.1. Una vez que se nivela la parte superior de las formas, se instalan los polines para la cubierta y luego se instala la cubierta, para dichas actividades se utilizan oficiales carpinteros y ayudantes carpinteros. A continuación se muestra el costo directo de la cimbra para el caso de vigas de sección constante.

a) Costo directo de la cimbra de viga de sección constante.

COSTO DIRECTO DE CIMBRA DE MADERA DE VIGA DE SECCION CONSTANTE, UTILIZANDO PIES DERECHOS, LAS FORMAS SE USARAN 4 VECES EN LA OBRA, INCLUYE: SUMINISTRO DE MATERIALES, MANO DE OBRA HERRAMIENTA Y EQUIPO.						
					UNIDAD	M2
No.	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE	
MATERIALES						
001	MADERA	PT (1" X 2")	3.68	33.99	125.08	
		PT (2" X 4")	2.52	45.02	113.45	
		PT (4" X 4")	2.19	45.02	98.59	
002	CLAVOS	KG.	0.44	5.230	2.29	
003	ACEITE DIESEL	LT	2.21	6.32	13.95	
SUMA UNO					353.37	
MANO DE OBRA						
004	CARPINTERO	JR	0.13	1375.00	171.88	
005	AYUDANTE CARPINTERO	JR	0.13	935.000	116.88	
SUMA DOS					288.75	
HERRAMIENTA Y EQUIPO						
006	HERRAMIENTA MENOR	%MO	0.03	288.75	8.66	
SUMA TRES					8.66	
COSTO DIRECTO					\$650.78	

La cantidad de madera que se requiere para la cimbra de la viga de sección constante se muestra en la siguiente tabla:



No.	ELEMENTO	CANTIDAD P.T.	FACTOR DE CONTACTO	CANTIDAD P.T./m2	FACTOR DE DESPERDICIO	CANTIDAD P.T./m2	FACTOR DE USO	CANTIDAD P.T./m2/USO	UNIDAD m2		
									COSTO \$	IMPORTE \$/m2/USO	
1	DUELA EN CONTACTO 10 X 1 1/2" X 4" X 0.80 ml	13.13	0.77	10.10	1.10	11.11	0.25	2.78	\$33.99	\$94.38	
2	YUGOS 1 X 2" X 4" X 2.50 ml/3.657	5.47	0.77	4.21	1.10	4.63	0.25	1.16	\$45.02	\$52.14	
3	BASE 3 X 2" X 4" X 0.80 ml/3.657	5.25	0.77	4.04	1.10	4.45	0.25	1.11	\$45.02	\$50.05	
4	MADRINAS 1 X 4" X 4" X 1.20 ml/3.657	5.25	0.77	4.04	1.10	4.45	0.10	0.44	\$45.02	\$20.02	
5	PATAS DE GALLO 1 X 1" X 4" X 2.8 ml/3.657	3.06	0.77	2.36	1.10	2.59	0.20	0.52	\$33.99	\$17.63	
6	PIE DERECHO 1 X 4" X 4" X 1.85 ml/3.657	8.09	0.77	6.23	1.10	6.86	0.20	1.37	\$45.02	\$61.73	
7	CONTRA VIENTO 1 X 1" X 4" X 0.80 ml/3.657	0.88	0.77	0.67	1.10	0.74	0.20	0.15	\$33.99	\$5.04	
8	ARRASTRES 1 X 4" X 4" X 1.00 ml/3.657	4.38	0.77	3.37	1.10	3.71	0.10	0.37	\$45.02	\$16.68	
9	CUNAS 1 X 2" X 4" X 0.55 ml/3.657	1.20	0.77	0.93	1.10	1.02	0.25	0.25	\$45.02	\$11.47	
10	CACHETES 2 X 1" X 4" X 0.50 ml/3.657	1.09	0.77	0.84	1.10	0.93	0.25	0.23	\$33.99	\$7.87	
									COSTO POR m2		\$337.01



FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.

IV. Comparación de costos y sistemas constructivos entre ambos casos.

b) Costo directo de la cimbra de viga de sección variable.

No.	ELEMENTO	CANTIDAD P.T.	FACTOR DE CONTACTO	CANTIDAD P.T./m ²	FACTOR DE DESPERDICIO Q	CANTIDAD P.T./m ²	FACTOR DE USO	CANTIDAD P.T./m ² USO	PRECIO UNITARIO \$/P.T.	IMPORTE \$/m ² USO	UNIDAD
											m ²
COSTO DE MADERA PARA CIMBRA EN TRABES ACARTELADAS EN LOS EXTREMOS DE SECCION DE 30 X 50 CM. Y EN LA PARTE CENTRAL DE 30 X 30 CM. UTILIZANDO PIES DERECHOS. LAS FORMAS SE USARAN 4 VECES EN LA OBRA.											
1	DUJELA EN CONTACTO 10 X 1 1/2" X 4" X 0.80 ml / 3.657	8.75	0.94	8.23	1.20	9.87	0.25	2.47	\$33.99	\$83.89	
2	YUGOS 1 X 2" X 4" X 2.50 ml / 3.657	5.47	0.94	5.14	1.20	6.17	0.25	1.54	\$45.02	\$69.43	
3	BASE 3X2" X 4" X 0.80 ml / 3.657	5.25	0.94	4.94	1.10	5.43	0.25	1.36	\$45.02	\$61.10	
4	MADRINAS 1X4" X 4" X 1.20 ml / 3.657	5.25	0.94	4.94	1.10	5.43	0.10	0.54	\$45.02	\$24.44	
5	PATAS DE GALLO 1X1" X 4" X 2.8 ml / 3.657	3.06	0.94	2.88	1.10	3.17	0.20	0.63	\$33.99	\$21.53	
6	PIE DERECHO 1 X 4" X 4" X 2.05 ml / 3.657	8.09	0.94	7.61	1.20	9.13	0.20	1.83	\$45.02	\$82.21	
7	CONTRAVIENTO 1 X 1" X 4" X 0.80 ml / 3.657	0.88	0.94	0.82	1.10	0.90	0.20	0.18	\$33.99	\$6.15	
8	ARRASTRES 1 X 4" X 4" X 1.00 ml / 3.657	4.38	0.94	4.11	1.10	4.52	0.10	0.45	\$45.02	\$20.37	
9	CUÑAS 1 X 2" X 4" X 0.55 ml / 3.657	1.20	0.94	1.13	1.10	1.24	0.25	0.31	\$45.02	\$14.00	
10	CACHETES 2 X 1" X 4" X 0.50 ml / 3.657	1.09	0.94	1.03	1.10	1.13	0.25	0.28	\$33.99	\$9.61	
										COSTO POR m ²	\$392.73



COSTO DIRECTO DE CIMBRA DE MADERA DE VIGA DE SECCION VARIABLE, UTILIZANDO PIES DERECHOS. LAS FORMAS SE USARAN 4 VECES EN LA OBRA, INCLUYE: SUMINISTRO DE MATERIALES, MANO DE OBRA HERRAMIENTA Y EQUIPO.

No.	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	UNIDAD M2	
				PRECIO	IMPORTE
001	MATERIALES MADERA	PT (1 1/2" X 2")	3.83	33.99	130.18
		PT (2" X 4")	3.21	45.02	144.51
		PT (4" X 4")	2.82	45.02	126.96
002	CLAVOS	KG.	0.44	5.230	2.29
003	ACEITE DIESEL	LT	2.30	6.32	14.52
	SUMA UNO				418.46
	MANO DE OBRA				
004	CARPINTERO	JR	0.14	1375.00	196.43
005	AYUDANTE CARPINTERO	JR	0.14	935.000	133.57
	SUMA DOS				330.00
	HERRAMIENTA Y EQUIPO				
006	HERRAMIENTA MENOR	%MO	0.03	330.00	9.90
	SUMA TRES				9.90
COSTO DIRECTO					\$758.36

IV.3 Sistema constructivo para ambos casos.

IV.3.1 Especificaciones generales de construcción.

a. Excavación y limpieza del terreno.

El contratista realizará las excavaciones necesarias siguiendo las indicaciones de los planos estructurales y de las especificaciones respectivas. Para tal efecto, someterá a aprobación el equipo y materiales a emplear, ya sea herramienta manual, equipo mecánico y/o explosivos. Asimismo, construirá las obras de protección necesarias para garantizar la seguridad a terceros así como la obra falsa que se construirá para facilitar los movimientos de personal y equipo y la remoción de escombros. Se retira del terreno todos los desechos que ahí existan por medio de herramienta manual o con equipo mecánico.

b. Trazo y nivelación.

Se reproduce sobre el terreno el trazo dado en el plano de cimentaciones, para lo cual habrá que ubicar los puntos de intersección entre los ejes. En el caso de los niveles los bancos de nivel sean referenciados a marcas fijas en el terreno natural, estas se procederá referenciando la cota cero del plano a un banco externo y a partir de el los demás niveles.



c. Rellenos.

El material a emplear en los rellenos sea inerte tepetate obtenido en bancos de material y que la colocación se haga por capas no mayores a 20 cm, humedeciéndola previamente para alcanzar por medios de pisón mecánico o manual, una compactación no menor del 90% de la prueba proctor estándar.

d. Plantilla de cimentación.

Este elemento deberá tener la resistencia y espesor de proyecto. La superficie del terreno sobre la que se va a construir deberá estar libre de troncos, raíces, yerbas y demás cuerpos extraños que estorben o perjudiquen su colocación, debiendo estar húmeda dicha superficie para evitar la deshidratación del concreto. Será responsabilidad del contratista el trazo, rectificación de niveles, colocación de maestras, apisonado así como la dosificación de los materiales y el humedecimiento de la superficie previamente mencionada.

e. Acero de refuerzo.

Antes de su colocación, el acero de refuerzo deberá estar libre de lodo, aceite y grasa, no tener quiebres, escamas ni deformaciones transversales importantes. El almacenamiento se hará clasificando por diámetros y cubriéndolo previa colocación sobre plataformas o polines.

Todas las varillas de refuerzo, sin importar su diámetro, se doblarán en frío, teniendo dichos dobleces un diámetro igual o mayor a 4 veces el ancho de la sección de la varilla de que se trate, los ganchos deberán tener una vuelta semicircular y una extensión de por lo menos 4 diámetros. Para anclaje de estribos, una vuelta de 135° y una extensión por rama de 6 diámetros. Todas las juntas traslapadas se harán con la longitud requerida para desarrollar los esfuerzos por adherencia.

Los cruces y los empalmes se amarrarán con alambre. Una vez terminado el armado, el cual deberá estar perfectamente alineado y a plomo, será cuidadosamente revisado por personal de la supervisión externa, siendo indispensable su aprobación para proceder al colado.

f. Cimbra.

La cimbra se construirá de acuerdo con el proyecto presentado por el contratista, el cual deberá ser aprobado. En el diseño de esta deberá considerarse lo que indica en el punto IV2.3.

La construcción de la cimbra se hace de la siguiente manera:

- Se levantan los costados previamente habilitados según las dimensiones de los elementos estructurales.
- Se ajusta la cimbra (en columnas), dejando un espacio para el recubrimiento.
- Posteriormente se colocan polines y tensores de acero para dar la rigidez suficiente y evitar deformaciones excesivas.

La cimbra se ajustará a la forma, líneas y niveles especificados. Estos moldes deberán ser estancos para evitar la fuga de la lechada y de los agregados finos durante el vaciado del concreto.

La superficie en contacto con el concreto deberá humedecerse antes del colado y no se permitirá la iniciación de este si la cimbra existen cuñas, taquetes y otros elementos sueltos. Salvo otra indicación, todas las aristas deberán ser achaflanadas. En lo que respecta al uso de cimbra, esta deberá apegarse a las indicaciones siguientes: Previamente a la colocación del acero de refuerzo, a la parte de los moldes en contacto con el concreto se le aplicará la cantidad necesaria y suficiente de aceite mineral, grasa, diesel o algún otro desmoldante, para evitar que el concreto se adhiera a la cimbra. Los moldes podrán emplearse tantas veces como sea posible, siempre y cuando se les proporcione el tratamiento adecuado para obtener el mismo tipo de acabado que señale el proyecto.



g. Descimbrado.

Las cimbras se quitarán de tal manera que siempre se procure la seguridad de la estructura. No se permitirá descimbrar aquellas secciones que no estén apuntaladas adecuadamente para soportar el peso del elemento y otras cargas que se presenten durante la etapa de construcción, mientras que esta adquiera su resistencia de diseño. La remoción de los moldes se hará sin dañar la superficie del concreto recién colado. En las maniobras de descimbrado los apoyos de la obra falsa (cuñas, rastras, etc.) deberán operarse de manera que la estructura tome los esfuerzos de trabajo gradual y uniformemente.

La determinación del tiempo que deben de permanecer la cimbra y la obra falsa, dependera del tipo de elemento colado, de las condiciones climáticas y del tipo de cemento empleado. Como mínimo y a menos de que se indique otra cosa, los períodos entre la terminación del colado y la remoción de los moldes y de la obra falsa, deberán corresponder a lo indicado:

Elemento estructural	Tipo de cemento hidráulico.	
	Pórtland I,II, IV y V.	Portland III resistencia rápida.
Vigas	14 días	7 días
Losas	14 días	7 días
Columnas	2 días	1 días
Muros y contrafuertes	2 días	1 días
Contratraves y costados de trabes	2 días	1 días

h. Concreto.

Los materiales que se emplearán en la fabricación de los concretos son los siguientes:

Cemento Pórtland, agregados, agua y en su caso aditivos.

El cemento deberá ser almacenado en lugares adecuados y con las condiciones de seguridad necesarias para garantizar su inalterabilidad.

Las características que deberán cumplir los agregados fino y grueso serán las que a continuación se detallan.

- Estarán compuestos por partículas duras y redondeadas.
- El conjunto de partículas deberá tener buena distribución granulométrica y encontrarse razonablemente libre de cristales arcillosos, materia orgánica y otras sustancias que puedan afectar las características del concreto.
- El material podrá ser natural y obtenido por trituración. El agua para la elaboración del concreto deberá estar exenta de materiales perjudiciales tales como: aceite, grasa, ácidos, sales, materia orgánica, etc.
- Los aditivos que pudieran llegar a emplearse, estarán sujetos a aprobación previa.

h.1 Fabricación del concreto.

La dosificación de los materiales requeridos para la fabricación de los concretos, será propuesta por el contratista para su aprobación, debiendo tener el revenimiento fijado por el proyecto. Su elaboración, en obra deberá hacerse siempre con olla revoladora lograr una mezcla uniforme. El tiempo de revoltura será de 1.5 minutos contados a partir del momento en que todos los materiales se encuentren en la olla.

Cuando se utilice concreto premezclado, éste al llegar a su destino, deberá reunir las características prefijadas, además deberá ser depositado por los camiones transportadores en lugares adecuados para evitar su contaminación. El tiempo que transcurra en el transporte del concreto, ya sea de planta o en obra, no será mayor de 30 minutos, a menos que se tomen las medidas necesarias para retardar el fraguado inicial.



h.2 Colocación del concreto.

La colocación se hará por capas. Para iniciar el colado, el contratista deberá dar aviso con el objeto de que se verifiquen los siguientes requisitos:

- Que la cimbra y el acero cumplan lo señalado en la sección correspondiente a estas especificaciones.
- Que estén limpias de toda partícula extraña o concreto endurecido, el interior de la revolvedora y el equipo de transporte.
- Que las condiciones climáticas sean favorables, no debiendo efectuarse colados cuando la temperatura del medio ambiente sea inferior a 5° C, salvo en aquellos casos en se sigan procedimientos autorizados.
- Que antes de colar, todas las tuberías y accesorios sean probados en su conjunto, para localizar posibles fugas, a excepción de las tuberías de drenaje y aquellas sometidas a presiones menores de 0.10 kg/cm² por ningún motivo se dejará caer la revoltura desde más de 3.00 m de altura cuando se trate colados de elementos verticales, esto es para que el concreto no se disgregue, para los demás elementos estructurales la altura máxima de caída será de 1.50 m, excepto en los casos en el que el proyecto indique otra cosa, el acabado final de la superficie deberá ser liso, continuo, exento de bordes, arrugas, salientes y oquedades.

h.3 Vibrado del concreto.

Dentro de los minutos posteriores a la fabricación del concreto, la compactación de la revoltura se hará de manera que llene totalmente el volumen limitado por el molde, sin dejar huecos. Esto se hará mediante el uso de vibradores. Independientemente del procedimiento que se siga, deberá obtenerse invariablemente un concreto denso y compacto que presente una textura uniforme y una superficie tersa en sus caras visibles. Se evitará la vibración excesiva para impedir la segregación de los agregados, así como el originar cambios en la posición del mismo.

h.4 Concreto aparente.

En general, toda la cimbra para concretos expuestos, será de alguno de los siguientes materiales: hojas de triplay y duela machimbrada. Para obtener un acabado aparente en las superficies se sigue el siguiente procedimiento:

- Se limpiará de residuos, rebabas, etc. con cepillo, la superficie del concreto.
- También se tapanán las pequeñas oquedades que hayan quedado a consecuencia del colado, con una mezcla de cemento y arena fina hasta tapar todo el poro y se pulirá la superficie expuesta.
- La apariencia del acabado será tal que la superficie no deba presentar manchas ni coloraciones diversas, deberá ser uniforme, sin que se observen escurrimientos producidas por un acomodo defectuoso o por un mal cimbrado.

IV.3.2 Ejecución de los trabajos.

Se describen a continuación las actividades por la que atraviesa la obra durante su ejecución:

a. Limpieza del terreno, trazo y nivelación.

Antes de iniciar la construcción de la cimentación se lleva a cabo la limpieza del terreno natural removiendo la vegetación existente, para posteriormente y por medio de aparatos topográficos, trazar sobre la superficie las dimensiones en planta del edificio. Asimismo, se realizan las nivelaciones respectivas para cada uno de los ejes del proyecto.

b. Excavaciones.

En la cimentación regularmente se requiere desalojar el material superficial existente para llegar al estrato recomendado para su desplante. En estos casos se puede utilizar retroexcavadora para su excavación.



c. Cimentación.

Para dar el nivel inferior de la plantilla de la cimentación (zapatas aisladas o ligadas con contratraves), es necesario rellenar. La cual se coloca después de cimbrar con madera los costados expuestos. Una vez alcanzado el nivel requerido se procede a su colado, continuando con la cimentación en su habilitado, armado y colocación del acero de refuerzo, además integrando a las zapatas los dados y columnas. Una vez concluido el armado de la cimentación, se colocó la cimbra de madera para proceder a los colados. Los trabajos se realizan en diferentes frentes; por ejemplo, mientras en algunos ejes se concluían los armados y se iniciaban los colados, en otros se daba la forma final a la cimentación.

El concreto para los elementos de cimentación se puede elaborar en el sitio, vaciándolo en los moldes por medio de carretillas y/o botes. En todos los casos se debe procurar que el vaciado del concreto a los moldes fuese lo más cerca para evitar traspalearlo; y se compacto el concreto conforme se desarrollaba el colado con vibradores de motor de gasolina.

c. Estructura.

Terminada la cimentación y efectuadas los rellenos se da inicio a la construcción de las columnas, cuyas características se mostraron en los capítulos II y III. El acero de refuerzo para todas ellas se continuó a partir de los dados. Dada la longitud de la varilla (12 y 9 m), y también el diámetro de la misma, fue necesario sujetarla en sus extremos tanto para no interferir con la colocación de la cimbra como para evitar desplazamientos durante el colado. Para lograr un rápido y efectivo habilitado y colocado del acero se puede emplear cortadoras de varilla, junto con un banco de trabajo para realizar el habilitado de los estribos. Para el cimbrado se emplea madera con la calidad y características necesarias para lograr, en todas las columnas un acabado aparente. A partir de los dados se colocó la cimbra.

Una vez terminadas las columnas de su fraguado del concreto y alcanzado el grado de resistencia requerida, se descimbra para luego acabar de rellenar con material de banco (tepetate), el terreno hasta el nivel necesario, previa compactación, a fin de colocar la cimbra para las vigas del primer nivel y de la que se describirá a continuación:

Se inicia el cimbrado de la viga de los ejes 1-2 que van de columna a columna del primer nivel. Para el cimbrado se emplea madera junto con polines, estos para dar la altura necesaria ajustándola más fácil y rápidamente, colocándose sobre rastras de madera para repartir uniformemente la carga en la superficie de apoyo. Después se colocaron la duela en las partes superiores de los polines, clavados sobre estas, hojas de triplay de 19 mm de espesor. Se cimbraron simultáneamente las demás vigas del primer nivel, realizado el armado del conjunto se aplico grasa a la cimbra y posteriormente se colocó el acero de refuerzo por temperatura, para que el colado sea monolítico con la losa.

Dado el volumen por colar, se puede utilizar concreto premezclado, colado para mayor rapidez y eficiencia, con bomba instalada antes de iniciar el suministro. La tubería se colocó hasta la parte más alejada para que al ir vaciando se fueran desligando tramos y evitar así el paso sobre áreas ya coladas. Paralela a esta actividad se debe distribuir el concreto con palas, mientras que se nivela con cuchara y escantillón, la compactación se realizaría con máquina vibradora, el curado se lleva a cabo regando constantemente con agua. Posteriormente se puede iniciar el cimbrado de las columnas del segundo nivel y se sigue el mismo procedimiento hasta el nivel de azotea.

Como se puede describir en el procedimiento de ejecución, el tiempo no se puede apreciar que tanto varía, ya que los rendimientos en cuestión de habilitado, armado de refuerzo y cimbra son similares.

IV.4 Tiempo de ejecución de ambos casos.

Como se puede describir en el procedimiento de ejecución, el tiempo no se puede apreciar que tanto varía, ya que los rendimientos en cuestión de habilitado, armado de refuerzo y cimbra son similares.

La comparación del tiempo de ambos casos radica en la sección de las vigas, tomando en cuenta que para las vigas acarteladas existe más detalle al construir la cimbra y el armado de refuerzo, es por esta razón que el rendimiento de los carpinteros y fierros es menor y esta alrededor del 10% del que realizara los trabajos para una cimbra de una viga de sección constante.



V. Conclusiones y recomendaciones.

El empotramiento de los extremos de los claros es la solución más común en las estructuras de concreto reforzado. El grado de éste está en función de la rigidez de los miembros (vigas). En las vigas continuas sobre varios soportes (columnas) también se producen momentos en éstos, aunque se reducen los momentos centrales y los propios de las columnas, además las deformaciones son considerablemente reducidas. Este factor puede aprovecharse ventajosamente en la arquitectura con vigas acarteladas.

Las trabes acarteladas de concreto reforzado han encontrado su aplicación en edificios de moderada elevación en la Ciudad de México, así como en puentes de diversas funciones. En edificaciones, las vigas acarteladas son atractivas tanto para ingenieros como arquitectos ya que ofrecen las siguientes ventajas con respecto a las vigas prismáticas:

- Incrementan la rigidez lateral de los edificios substancialmente, lo que permite al diseñador controlar los desplazamientos relativos de entrepiso para que cumplan con las especificaciones de los reglamentos de construcción.
- Las trabes acarteladas están asociadas a un uso más eficiente del concreto y del acero de refuerzo para una cierta rigidez lateral y capacidad sismo-resistente
- El peso de la estructura se reduce para una rigidez lateral dada.
- El uso de trabes acarteladas facilita la colocación de instalaciones eléctricas de aire acondicionado y sanitarias en el edificio.

A continuación se muestra los comparaciones más importantes entre los marcos de vigas acarteladas y de sección constante.

Marco de vigas acarteladas.	Marco de vigas de sección constante
Peso =636.66 ton	Peso =678.42 ton
Deformación máxima vertical=0.004122 m	Deformación máxima vertical=0.002272 m
Deformación máxima lateral=0.025184 m	Deformación máxima lateral=0.025184 m
Momento máximo que resiste por cargas verticales = 10.86 ton m	Momento máximo que resiste por cargas verticales = 9.55 ton m
Momento máximo que resiste por fuerzas laterales = 9.49 ton m	Momento máximo que resiste por fuerzas laterales = 12.32 ton m
Refuerzo necesario por peso: Acero de 3/8" = 370 kg Acero de 1/2" = 215 kg Acero de 5/8" = 325 kg Acero de 3/4" = 188 kg	Refuerzo necesario por peso: Acero de 3/8" = 305 kg Acero de 1/2" = 325 kg Acero de 5/8" = 461 kg Acero de 3/4" = 185 kg
Cantidad de concreto = 10.69 ton	Cantidad de concreto = 13.93 ton
Costo directo de cimbra de madera = \$650.78/m ²	Costo directo de cimbra de madera = \$758.36/m ²

El presente trabajo ha demostrado que para una sección de viga acartelada y una capacidad ante cargas laterales dadas, los materiales se utilizan de una manera más eficiente en marcos de sección variable con respecto a marcos prismáticos de concreto reforzado. Para los dos casos, los marcos que se analizaron, se determinó que se requieren volúmenes menores de concreto (entre 20% y 25%) y de acero de refuerzo (entre 12% y 14%) para marcos con elementos de sección variable en comparación con marcos con elementos prismáticos. Por lo anterior expuesto resulta entender que los costos son menores en el marco del edificio de sección variable, y que puede ser un factor que resulta atractivo para aquel que diseña y construye, ya que cumple con la finalidad de la Ingeniería de proyectar con mejores ventajas estructurales, respetando el diseño arquitectónico y con menores costos, a pesar del costo directo por cimbra que es mayor que vigas de sección constante.



El tiempo para ejecutar los trabajos no es un factor que altere la ejecución total del edificio ya que los rendimientos para construir son los mismos con excepción de la cimbra, donde el carpintero que construye la cimbra para viga acartelada tiene un rendimiento menor del 10% con respecto del que realiza la cimbra de viga de sección constante.

En trabes acarteladas típicas de edificios de la ciudad de México, la longitud de acartelamiento, varía de 0.25/ a 0.35/.



Bibliografía.

Libros

- Meli Piralla Roberto. "Diseño Estructural" Limusa. México, 1994.
- Sterling Kinney J., "Análisis de Estructuras Indeterminadas" Continental. México. 1976.
- Bazán Enrique y Meli Roberto, "Diseño sísmico de edificios" Limusa. 2000.
- Instituto de Ingeniería. "Comentarios, ayudas de diseño y ejemplos de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto, DDF. UNAM. 1991.
- Moisset De Espanés Daniel, "Intuición y razonamiento en el Diseño Estructural".
- González Cuevas Oscar y Robles Francisco, "Aspectos fundamentales del concreto reforzado" Limusa. 1996.
- Yuan-Yu Hsieh "Teoría elemental de estructuras", Prentice/may Internacional. 1982.
- West Harry H. "Análisis de estructuras". Continental. 1984.
- J. G. Richardson "Cimbras". Instituto Mexicano del cemento y del concreto. 1992.

Reglamentos.

- "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal" Trillas. México, 1991.

Revistas.

- Memoria de I X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Jal. Tena Colunga. A."Recomendaciones para el detallado dúctil de trabes acarteladas de concreto reforzado ante sismos" México. 1993.
- Revista Ingeniería "Rigidez elastica de elementos de sección variable" UNAM. 1997.

Manual.

- Manual de Structur Analisys Program (SAP'90)

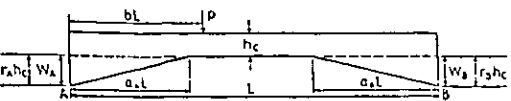


APENDICE A



TABLAS DE LA PORTLAND CEMENT ASSOCIATION

Straight Haunches — Constant Width



Note: All carry-over factors and fixed end moment coefficients are negative and all stiffness factors are positive.

Height h ft	Carry-over Factors	Stiffness Factors	Unif. Load F.E.M. Coef. $\times wL^2$	Concentrated Load F.E.M.—Coef. $\times PL$								Haunch Load at	
				b								Left	Right
				0.1	0.3	0.5	0.7	0.9	F.E.M. Coef. $\times PL$	F.E.M. Coef. $\times PL$			

$\alpha_L = 0.1$		$\alpha_B = \text{variable}$		TABLE 27																$\alpha_R = 0.4$		$r_B = \text{variable}$	
C_{AB}	C_{BA}	K_{AB}	K_{BA}	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}				
0.4	0.552	0.552	4.83	0.0889	0.0899	0.0884	0.0660	0.6720	0.6717	0.1340	0.1340	0.0517	0.6720	0.6717	0.1340	0.1340	0.0517	0.0016	0.0016				
0.6	0.568	0.550	4.90	0.0717	0.0723	0.0883	0.0670	0.6740	0.6743	0.1310	0.1310	0.0523	0.6740	0.6743	0.1310	0.1310	0.0523	0.0016	0.0016				
1.0	0.591	0.548	4.98	0.0847	0.0769	0.0880	0.0670	0.6730	0.6739	0.1271	0.1271	0.0534	0.6730	0.6739	0.1271	0.1271	0.0534	0.0016	0.0016				
1.5	0.608	0.534	5.04	0.0826	0.1005	0.0880	0.0670	0.6740	0.6740	0.1241	0.1241	0.0544	0.6740	0.6740	0.1241	0.1241	0.0544	0.0016	0.0016				
2.0	0.619	0.546	5.08	0.0817	0.1027	0.0879	0.0671	0.6730	0.6725	0.1221	0.1221	0.0569	0.6730	0.6725	0.1221	0.1221	0.0569	0.0016	0.0016				

$\alpha_L = 0.2$		$\alpha_B = \text{variable}$		TABLE 28																$\alpha_R = 0.4$		$r_B = \text{variable}$	
C_{AB}	C_{BA}	K_{AB}	K_{BA}	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}				
0.4	0.540	0.601	5.55	0.0263	0.0851	0.0889	0.0658	0.7660	0.7652	0.1481	0.1473	0.0689	0.7660	0.7652	0.1481	0.1473	0.0689	0.0016	0.0016				
0.6	0.556	0.600	5.63	0.0344	0.0887	0.0887	0.0664	0.7670	0.7670	0.1470	0.1470	0.0690	0.7670	0.7670	0.1470	0.1470	0.0690	0.0016	0.0016				
1.0	0.579	0.597	5.74	0.0518	0.0934	0.0885	0.0665	0.7680	0.7680	0.1450	0.1450	0.0700	0.7680	0.7680	0.1450	0.1450	0.0700	0.0016	0.0016				
1.5	0.606	0.585	5.87	0.0686	0.0990	0.0887	0.0668	0.7690	0.7690	0.1430	0.1430	0.0710	0.7690	0.7690	0.1430	0.1430	0.0710	0.0016	0.0016				
2.0	0.622	0.588	5.95	0.0826	0.1026	0.0885	0.0665	0.7700	0.7700	0.1412	0.1412	0.0720	0.7700	0.7700	0.1412	0.1412	0.0720	0.0016	0.0016				

$\alpha_L = 0.3$		$\alpha_B = \text{variable}$		TABLE 29																$\alpha_R = 0.4$		$r_B = \text{variable}$	
C_{AB}	C_{BA}	K_{AB}	K_{BA}	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}				
0.4	0.523	0.642	6.26	0.1093	0.0836	0.0833	0.0660	0.8200	0.8200	0.1580	0.1580	0.0743	0.8200	0.8200	0.1580	0.1580	0.0743	0.0016	0.0016				
0.6	0.537	0.641	6.35	0.0983	0.0870	0.0831	0.0662	0.8200	0.8200	0.1560	0.1560	0.0750	0.8200	0.8200	0.1560	0.1560	0.0750	0.0016	0.0016				
1.0	0.561	0.638	6.48	0.0930	0.0916	0.0870	0.0666	0.8200	0.8200	0.1540	0.1540	0.0760	0.8200	0.8200	0.1540	0.1540	0.0760	0.0016	0.0016				
1.5	0.577	0.636	6.57	0.0933	0.0951	0.0870	0.0669	0.8200	0.8200	0.1520	0.1520	0.0770	0.8200	0.8200	0.1520	0.1520	0.0770	0.0016	0.0016				
2.0	0.587	0.635	6.63	0.0921	0.0973	0.0876	0.0670	0.8200	0.8200	0.1500	0.1500	0.0780	0.8200	0.8200	0.1500	0.1500	0.0780	0.0016	0.0016				

Coefficiente de rigidez de vigas acarteladas de recto.

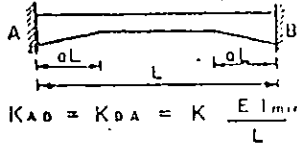


FACULTAD DE INGENIERÍA. UNAM.
APENDICE

GRAFICAS DE NEWMARK

GRAFICA PARA DETERMINACION DE PROPIEDADES DE PIEZAS DE SECCION VARIABLE

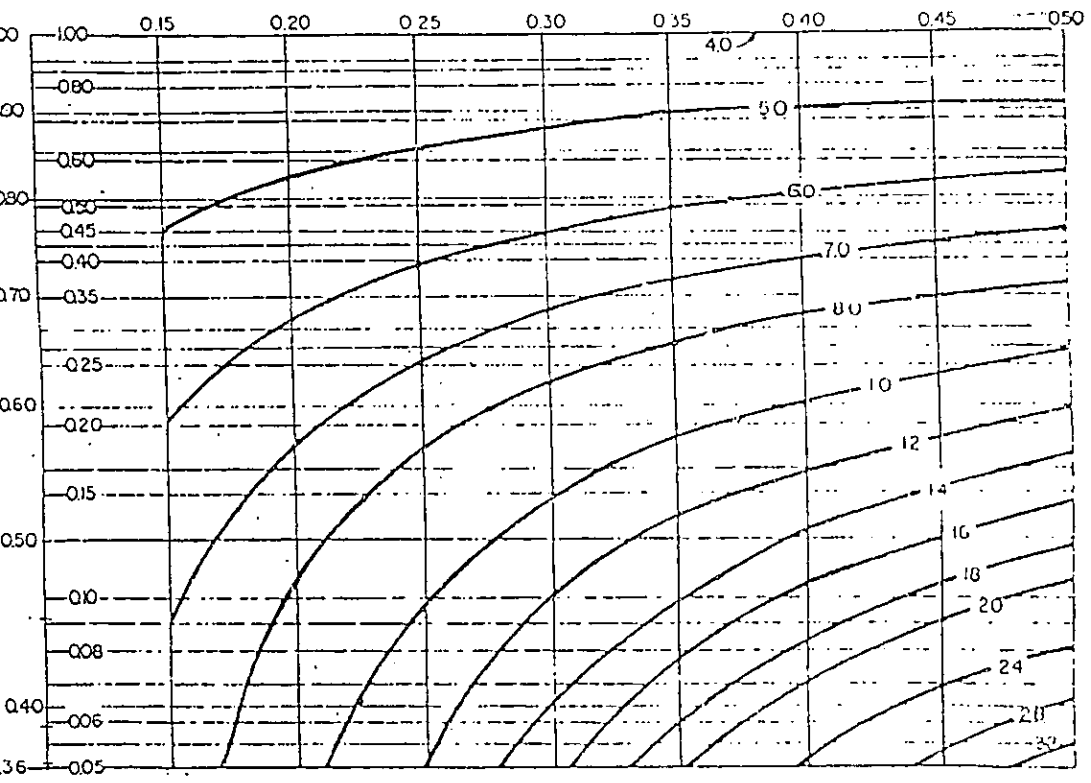
Coeficiente de rigidez k



$\left(\frac{\min. d}{\max. d}\right)^3$

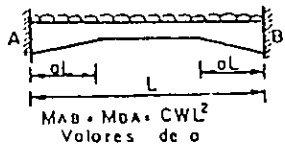
$\frac{\min. d}{\max. d}$ b

Valores de α



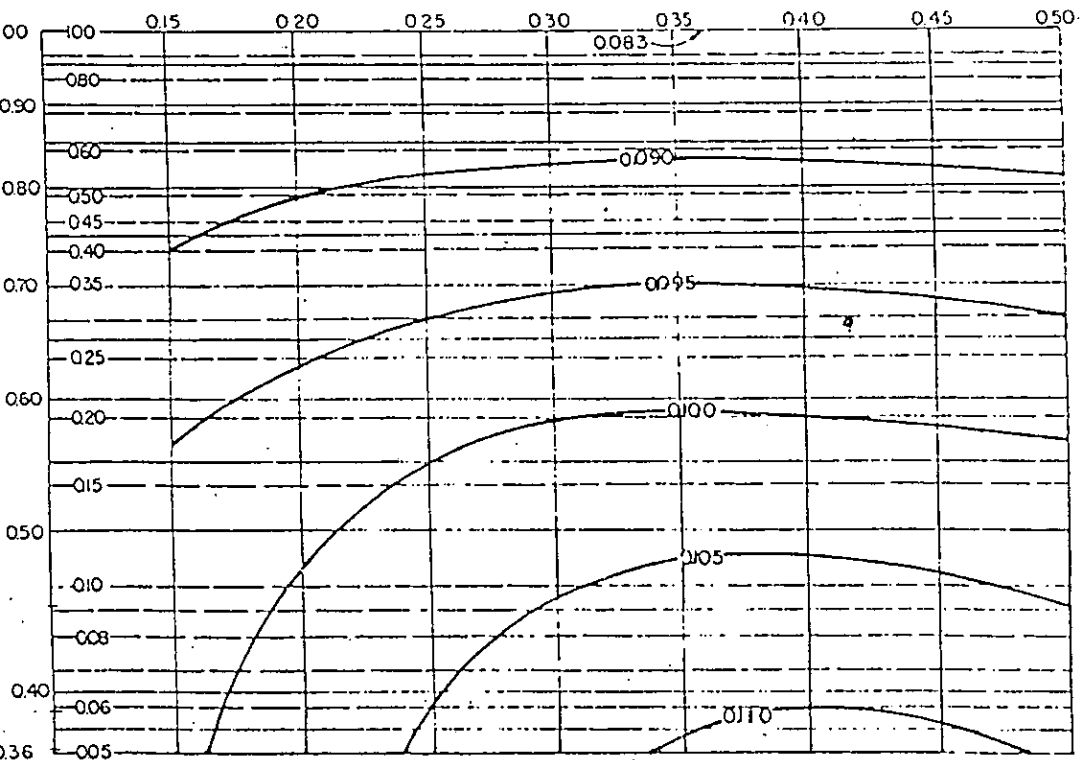
Coef. de Momento de Empotramiento
Para Carga Uniforme W.

$$C = \left(\frac{\text{min. } d}{\text{max. } d} \right)^3$$



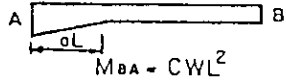
C = Coeficiente
W = Carga Repartida

$$\frac{\text{min. } d}{\text{max. } d}$$



Coef. de Momento de Empotramiento
en Extremo Menor (B)

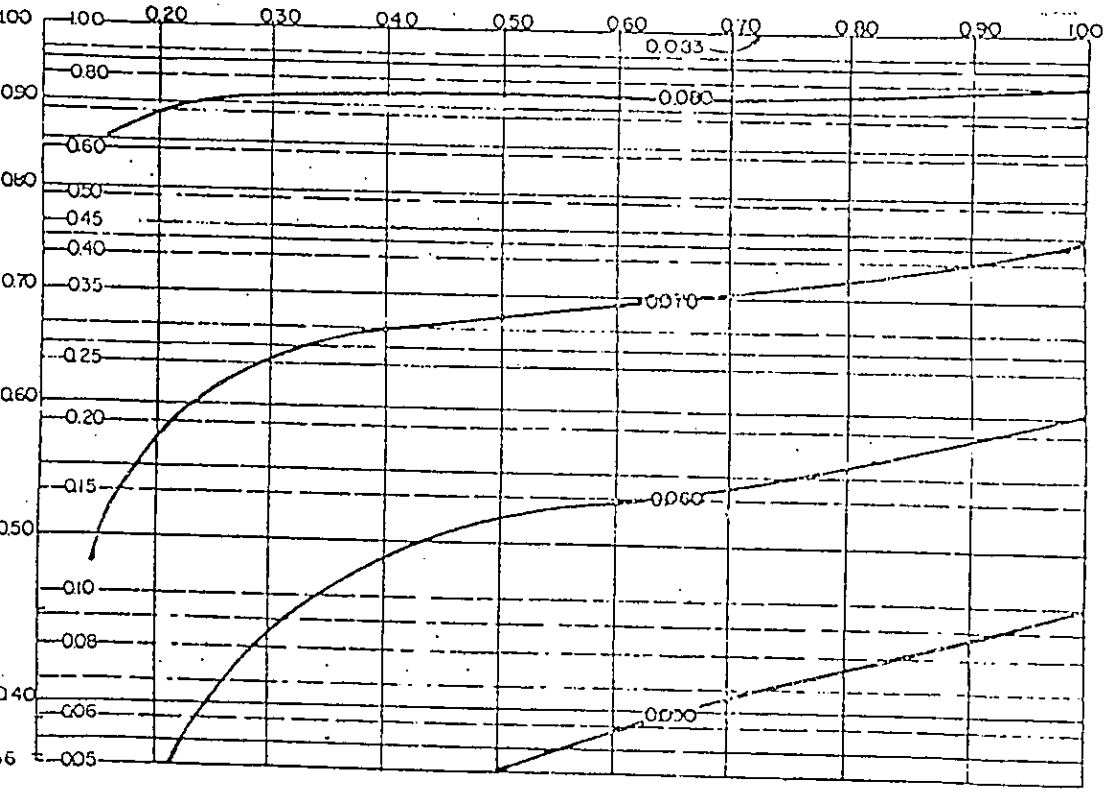
$$b = \left(\frac{m_{\text{máx.}}}{m_{\text{mín.}}} \right)^3$$



C = Coeficiente
W = Carga Repartida

$\frac{m_{\text{mín.}}}{m_{\text{máx.}}}$
b

Valores de a



Coeficiente de Rigidez k en Extremo Acartelado (A)

$$= \left(\frac{\min d}{\max d} \right)^3$$

