

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

ANALISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO  
REFORZADO CON LA AYUDA DE SISTEMAS OPERATIVOS (SOFTWARE).

TESIS

PRESENTADA A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
POR

OMAR GIOVANNI GONZALEZ GONZALEZ

AL CONFERIRSELE EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, OCTUBRE DE 1,996.

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
Biblioteca Central

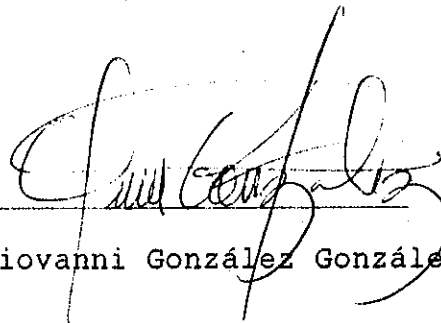
08  
T (3774)  
e.4

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de tesis titulado:

ANALISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO CON LA AYUDA DE SISTEMAS OPERATIVOS (SOFTWARE).

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 26 de febrero de 1,996.



Omar Giovanni González González.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

MIEMBROS DE LA JUNTA DIRECTIVA

DECANO	ING. JULIO ISMAEL GONZALEZ PODSZUECK
VOCAL 1°	ING. MIGUEL ANGEL SANCHEZ GUERRA
VOCAL 2°	ING. JACK DOUGLAS IBARRA SOLORZANO
VOCAL 3°	ING. JUAN ADOLFO ECHEVERRIA MENDEZ
VOCAL 4°	BR. FERNANDO WALDEMAR DE LEON CONTRERAS
VOCAL 5°	BR. PEDRO IGNACIO ESCALANTE PASTOR
SECRETARIO	ING. FRANCISCO JAVIER GONZALEZ LOPEZ

TRIBUNAL QUE PRACTICO EL EXAMEN  
GENERAL PRIVADO

DECANO	ING. JULIO ISMAEL GONZALEZ PODSZUECK
EXAMINADOR	ING. JOSE WILFREDO GARCIA BARRIENTOS
EXAMINADOR	ING. RICARDO AUGUSTO IBARRA MENDEZ
EXAMINADOR	ING. JULIAN ANTONIO DUARTE JIMENEZ
SECRETARIO	ING. FRANCISCO JAVIER GONZALEZ LOPEZ



Guatemala, 29 de Agosto de 1,996

**FACULTAD DE INGENIERIA**

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería  
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,  
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica  
y Regional de Post-grado de Ingeniería  
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 12  
Guatemala, Centroamérica

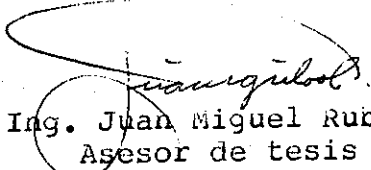
Ingeniero  
Ricardo Augusto Ibarra M.  
Coordinador del Area Estructuras  
Facultad de Ingenieria  
Escuela de Ingeniería Civil  
Universidad de San Carlos de Guatemala

Ing. Ricardo Ibarra.

Por este medio me es grato dirigirme a su persona, para hacer de su conocimiento que he revisado, además de haber efectuado las correcciones del caso, sobre el trabajo de tesis titulado;  
**"ANALISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO CON LA AYUDA DE SISTEMAS OPERATIVOS(SOFTWARE)."**, elaborado por el estudiante Omar Giovanni González González, por lo cual me complace aprobarla. Así mismo solicito a usted interponer sus buenos oficios a donde corresponda para los trámites correspondientes posteriores.

Agradeciendo su atención, me suscribo de Ud.

Atentamente,

  
Ing. Juan Miguel Rubio R.  
Asesor de tesis



**FACULTAD DE INGENIERIA**

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería  
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,  
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica  
y Regional de Post-grado de Ingeniería  
Sanitaria.

Ciudad Universitaria. zona 12  
Guatemala, Centroamérica

Guatemala, septiembre 24 de 1996

Ingeniero  
Jack Douglas Ibarra,  
Director de la Escuela  
de Ingeniería Civil,  
Facultad de Ingeniería,  
U.S.A.C.

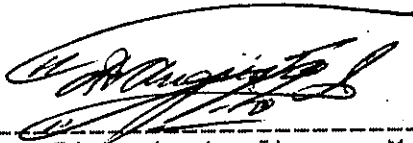
Señor Director

Por medio de la presente informo a usted, que he revisado el trabajo de tesis titulado "ANALISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO CON LA AYUDA DE SISTEMAS OPERATIVOS", elaborado por el estudiante universitario Omar Giovanni Gonzalez Gonzalez, y asesorado por el Ingiero Juan Miguel Rubio Romero.

Habiendo determinado que dicho trabajo cumple con lo establecido, y que será de mucha utilidad para estudiantes y profesionales de la Ingeniería Civil, el suscrito le da su aprobación.

Sin otro particular, me suscribo de usted,

Atentamente,

  
-----  
Ing. Ricardo A. Ibarra M.  
Jefe del Departamento de Estructuras

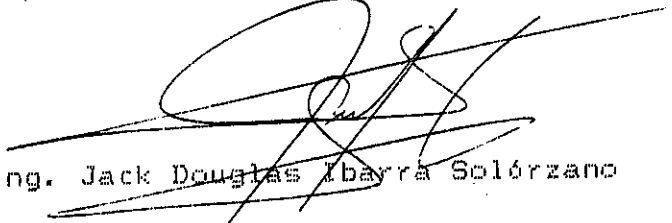


**FACULTAD DE INGENIERIA**

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería  
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,  
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica  
y Regional de Post-grado de Ingeniería  
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 12  
Guatemala, Centroamérica

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Juan Miguel Rubio R. y Jefe del Departamento de Estructuras Ing. Ricardo Augusto Ibarra M. al trabajo de tesis del estudiante Omar Giovanni González González, titulado "ANALISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO CON LA AYUDA DE SISTEMAS OPERATIVOS (SOFTWARE)", da por este medio su aprobación a dicha tesis.

  
Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano



Guatemala, octubre 1, 1996.

JDIS/isa.



**FACULTAD DE INGENIERIA**

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería  
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,  
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica  
y Regional de Post-grado de Ingeniería  
Sanitaria.

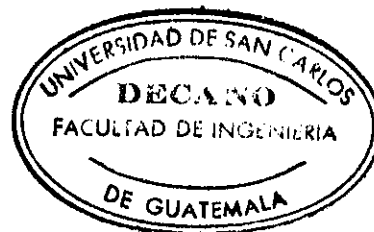
Ciudad Universitaria, zona 12  
Guatemala, Centroamérica

El Decano de la Facultad de Ingeniería, luego de conocer la autorización por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano, al trabajo de tesis ANALISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO CON LA AYUDA DE SISTEMAS OPERATIVOS (SOFTWARE), del estudiante Omar Giovanni González González, a la autorización para la impresión de la misma.

IMPRIMASE:

Ing. Julio Ismael González Podszueck

DECANO



Guatemala, octubre de 1, 996

/isa.

ACTO QUE DEDICO A:

DIOS:

Porque de él emerge sabiduría e inteligencia.

LA VIRGEN MARÍA  
AUXILIADORA Y A  
DON BOSCO:

Porque en los momentos más difíciles de  
mi vida, siempre iluminaron mi camino.

MIS PADRES:

Juan José González López  
Augusta Adolfina González Váldez  
Por su sacrificio, abnegación, apoyo brindado  
en todo momento y su amor.

MI ESPOSA:

Ingrid Lisbeth Méndez, con todo mi amor.

MIS HIJOS:

Omar G. González y Estefania González, por ser  
la fuente de inspiración.

MIS HERMANOS:

Maudie, Geraldine, Evelin y José Carlos por  
haberme alentado y brindado su comprensión.

MIS FAMILIARES:

Por brindarme su apoyo, especialmente a mis  
abuelos(as) Q.E.D. y a mi prima Danissa  
Marchena González Q.E.D.

MI PATRIA:

Guatemala por ser el país más hermoso del  
mundo.

LA UNIVERSIDAD DE  
SAN CARLOS DE GUATEMALA  
(USAC) Y A LA FACULTAD  
DE INGENTERIA.



## AGRADECIMIENTO

A Dios, que me dio el ser, me guió, me fortaleció y me enseñó a poder distinguir lo bueno y lo malo de la vida, para lograr los éxitos que el hombre tanto anhela.

Al Ingeniero Juan Miguel Rubio Romero, que con sus conocimientos en el ramo de Estructuras, colaboró e hizo posible el desarrollo del presente trabajo.

A todos mis amigos y compañeros que de una forma u otra contribuyeron en el presente trabajo, y que siempre me apoyaron en todas las actividades de la vida, que Dios los bendiga.

A Fernando Castillo Vega Q.E.D. por el apoyo y la amistad que me brindo.

## INDICE

	PAGINA
LISTA DE FIGURAS.....	I
LISTA DE TABLAS.....	I
SIMBOLOS Y ABREVIATURAS.....	II
GLOSARIO.....	III
INTRODUCCION.....	IV
OBJETIVOS.....	V
CAPITULO 1	
PRINCIPIOS DE ANALISIS ESTRUCTURAL	
1.1 Diferentes suposiciones y condiciones en que se basa el análisis	1
1.1.1 Comportamiento elástico y lineal.....	1
1.1.2 El principio de superposición de efectos.....	2
1.1.3 Determinación estática y estabilidad.....	2
1.1.4 Determinación estática.....	2
1.1.5 Estabilidad geométrica.....	2
1.2 Porqué emplear estructuras indeterminadas.....	3
1.3 Ventajas de las estructuras estáticamente indeterminadas.....	3
1.4 Desventajas de las estructuras hiperestáticas.....	4
1.5 Acciones en piezas de estructuras.....	4
1.5.1 Condiciones de apoyo.....	4
1.5.1.1 Apoyo libre.....	5
1.5.1.2 Apoyo articulado o de rotula.....	5
1.5.1.3 Apoyo empotrado.....	5
CAPITULO 2	
TIPOS DE CARGAS	
2.1 Cargas en estructuras varias.....	6
2.1.1 Cargas verticales.....	6
2.1.1.1 Cargas muertas (M).....	6
2.1.1.2 Cargas vivas (V).....	7
2.1.2 Cargas horizontales.....	9
2.1.2.1 Carga de viento.....	10
2.1.2.2 Cargas de impacto.....	10
2.1.2.3 Cargas de sismo.....	11
2.1.2.3.1 Consideraciones en el diseño asísmico.....	11
CAPITULO 3	
METODO DE PENDIENTES Y DEFLEXIONES (GIROS Y DESPLAZAMIENTOS)	
3.1 Principios generales del método de los ángulos de giro.....	12
3.2 Deducción de las ecuaciones de los ángulos de giro.....	15
3.3 Aplicación del método de los ángulos de giro al análisis de las vigas estáticamente indeterminadas.....	18
3.4 Aplicación del método de los ángulos de giro al análisis de entramados (marcos) de nudos rígidos estáticamente indeterminados.....	19
3.5 Combinaciones a usar de los códigos.....	19
3.6 Envolventes.....	20

<b>CAPITULO 4</b>	
<b>EL ENFOQUE DEL DISEÑO</b>	<b>PAGINA</b>
4.1 Diseño por resistencia y servicio.....	21
4.2 Método de diseño por resistencia y servicio del A.C.I.....	21
4.2.1 Recomendaciones sobre resistencia.....	21
4.2.2 Factores de reducción de capacidad.....	22
4.2.3 Recomendaciones sobre servicio.....	23
4.2.4 Recomendaciones sobre ductilidad.....	23
4.3 Consideraciones sobre resistencia de los miembros.....	24
4.3.1 Desarrollo de la resistencia de los miembros.....	24
4.3.2 Resistencia ideal.....	24
4.3.3 Resistencia confiable.....	24
4.3.4 Resistencia probable.....	25
4.3.5 Sobre-resistencia.....	25

<b>CAPITULO 5</b>	
<b>RESISTENCIA DE LOS MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXION</b>	
5.1 Secciones rectangulares.....	26
5.1.1 Análisis de secciones simplemente reforzadas.....	26
5.1.2 Diseño de secciones simplemente reforzadas.....	31
5.1.3 Análisis de secciones doblemente reforzadas.....	33
5.1.4 Diseño de secciones doblemente reforzadas.....	37
5.2 Secciones T e I.....	40
5.2.1 Diseño de secciones T e I.....	41
5.3 Secciones de varillas a distintos niveles o acero sin una resistencia de cedencia bien definida.....	44
5.4 Secciones sometidas a flexión biaxial.....	45
5.5 Inestabilidad lateral de las vigas.....	46

<b>CAPITULO 6</b>	
<b>RESISTENCIA DE MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXION Y CARGA AXIAL</b>	
6.1 Introducción.....	47
6.2 Columnas cortas cargadas axialmente.....	47
6.3 Columnas cortas cargadas excentricamente con flexión uniaxial...	48
6.3.1 Introducción.....	48
6.3.2 Análisis de secciones rectangulares con varillas en una o dos caras.....	48
6.3.3 Diseño de secciones rectangulares con varillas en una o dos caras.....	49
6.3.4 Gráficas o tablas de diseño.....	51
6.4 Columnas cortas cargadas excentricamente con flexión biaxial....	53
6.4.1 Teoría general.....	53
6.4.2 Métodos aproximados de análisis y diseño por flexión biaxial.....	55
6.5 Columnas esbeltas.....	56
6.5.1 Comportamiento de columnas esbeltas.....	56
6.5.2 Enfoque del diseño exacto para columnas esbeltas.....	57
6.5.3 Enfoque del diseño aproximado para las columnas esbeltas..	57

	PAGINA
CAPITULO 7	
SISTEMAS OPERATIVOS (SOFTWARE)	
7.1 Ejemplificación de uso de programas.....	64
Programa para análisis de vigas.....	64
Programa para análisis de marcos.....	66
Programa para diseño de losas.....	69
Programa para diseño de vigas.....	71
Programa para diseño de columnas.....	73
Programa para diseño de zapatas.....	76
Listado de programas.....	78
CONCLUSIONES.....	VI
RECOMENDACIONES.....	VII
BIBLIOGRAFIA.....	VIII

LISTA DE TABLAS

Tabla pesos de materias de C.M. .... página 6  
Tabla de cargas distribuidas C.V. .... página 7

LISTA DE DIAGRAMAS Y FIGURAS

Figura C.3.1 ..... página 14  
Figura C.3.2 ..... página 15  
Figura C.3.2.1 ..... página 16  
Figura C.3.3 ..... página 17  
Figura C.3.4 ..... página 19  
Figura C.5.1 ..... página 26  
Figura C.5.2 ..... página 29  
Figura C.5.3 ..... página 34  
Figura C.5.4 ..... página 39  
Figura C.5.5 ..... página 40  
Figura C.5.6 ..... página 42  
Figura C.5.7 ..... página 44  
Figura C.5.8 ..... página 45  
Figura C.5.9 ..... página 46  
Figura C.6.1 ..... página 47  
Figura C.6.2 ..... página 48

Figura C.6.3 .....	página 49
Figura C.6.4 .....	página 50
Figura C.6.5 .....	página 52
Figura C.6.6 .....	página 54
Figura C.6.7 .....	página 54
Figura C.6.8 .....	página 55
Figura C.6.9 .....	página 56
Figura C.6.10 .....	página 57
Figura C.6.11 .....	página 59
Figura C.6.12 .....	página 59
Figura C.6.13 .....	página 60
Figura C.6.14 .....	página 60
Figura C.6.15 .....	página 61
Figura C.7.a .....	página 65a
Figura C.7.b .....	página 65a
Figura C.7.c .....	página 65a
Figura C.7.1 .....	página 71
Figura C.7.2 .....	página 77a

**Notación:**

**Figura Capitulo (C), número (1), ejemplo Figura C.3.1**

LISTA DE SIMBOLOS

- $A_s$ : área del refuerzo de compresión,  $\text{cm}^2$
- $a$ : peralte del bloque rectangular equivalente de esfuerzos
- $c$ : distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el eje neutro,  
cm
- $d$ : distancia de la fibra extrema de compresión hasta el centroide del  
refuerzo de tensión, cm.
- $E_c$ : módulo de elasticidad del concreto,  $\text{kg/cm}^2$
- $f_c$ : resistencia especificada a la compresión del concreto,  $\text{kg/cm}^2$
- $f_y$ : resistencia especificada a la fluencia del refuerzo no presforzado,  
 $\text{kg/cm}^2$
- $h$ : peralte total del elemento, cm
- $I_g$ : momento de inercia de la sección total del concreto respecto al eje  
centroidal, sin tomar en consideración el refuerzo
- $K$ : factor de longitud efectiva para elementos en compresión
- $L$ : longitud del claro del elemento
- $M_c$ : momento factorizado para usarse en el diseño de un elemento
- $M_u$ : momento factorizado en la sección
- $P_c$ : carga crítica
- $P_u$ : carga axial factorizada a una excentricidad dada

U: resistencia requerida para resistir cargas factorizadas o fuerzas y momentos internos relacionados

W: carga por viento o fuerzas y momentos internos relacionados

$Y_t$ : distancia del eje centroidal de la sección total a la fibra extrema en tensión, sin tomar en consideración el refuerzo

$\beta_d$ : valor absoluto de la relación de carga muerta máxima factorizada, al momento de carga total factorizado, siempre positivo

$\delta$ : factor de amplificación de momentos

$\epsilon_c$ : deformación en la fibra extrema en compresión

$\epsilon_s$ : deformación en el refuerzo de tensión

$\phi$ : factor de reducción de resistencia



GLOSARIO

**Algoritmo:** descomposición en pasos u operaciones elementales de cualquier problema o suceso para su resolución o consecución óptima.

**Adherencia:** efecto de agarre casi perfecto entre el acero y el concreto.

**Basic:** código de instrucciones simbólicas de uso general para principiantes, lenguaje de alto nivel, muy popular, sencillo en su manejo y fácil de enseñar y aprender.

**Columna:** miembro que se usa principalmente para resistir carga axial de compresión y que tiene una altura de por lo menos tres veces su menor dimensión lateral.

**Concreto reforzado:** concreto que contiene el refuerzo adecuado.

**Confinamiento:** el concreto queda confinado cuando a esfuerzos que se aproximan a la resistencia uniaxial, las deformaciones transversales se hacen muy elevadas debido al agrietamiento interno progresivo y el concreto se apoya contra el refuerzo del mismo.

**Deformación:** cambio de longitud en una dimensión lineal de un cuerpo.

**Ductilidad:** la capacidad de los materiales para absorber energía por medio de deformaciones permanentes, antes que se produzca la falla.

**Esfuerzo:** intensidad de las fuerzas o componentes internos distribuidos.

**Fluencia:** sobrepasando el límite de elasticidad, todo aumento de carga produce deformaciones plásticas o permanentes que ya no son proporcionales al aumento de carga sino que adoptan valores crecientes para incrementos de carga iguales.

**Marco de concreto armado:** sistema estructural formado por columnas y vigas de concreto armado para soportar cargas verticales y horizontales.

**Refuerzo en espiral:** o zuncho, refuerzo continuamente enrollado en forma de hélice circular alrededor del refuerzo longitudinal en una columna.

**Sección crítica:** es la sección, en la viga, donde se espera que se forme la articulación plástica cuando un sismo la genera.

**Sistema sismo resistente:** Es la parte de una estructura que se considera que va a resistir la totalidad de las cargas sísmicas y es diseñada para ese efecto.

## INTRODUCCION

Conforme pasa el tiempo el desarrollo de la computadora ha aumentado en forma exponencial su capacidad de trabajo y las áreas a las cuales puede ser aplicada.

El estudiante dispone de varias herramientas auxiliares para poder analizar, comprender y realizar cualquier tipo de problema que conlleve a su estudio, donde una de tantas herramientas que tiene al alcance el estudiante es la computadora, que con su sistema aplicativo veraz le ahorra tiempo, trabajo y le da resultados exactos, sin error, claro está que las equivocaciones son humanas, al introducir información incorrecta.

El Ingeniero Civil debe utilizar la computadora como una máquina esencial para el desarrollo práctico de cualquier análisis y diseño.

En este trabajo se presentan, la elaboración de programas de análisis y diseño estructural para edificios de marcos (vigas y columnas), que el Ingeniero Civil tiene que manejar en el área de estructuras, desde un análisis completo, hasta el diseño de los elementos que intervienen en estructuras de concreto reforzado para edificios realizados por marcos, así como también recopilaciones teóricas para información que se debe seguir en la elaboración del análisis y diseño.

**OBJETIVOS**

Optimizar mediante el uso de lenguaje de alto nivel el tiempo de procesamiento de datos por la computadora, independientemente de la complejidad del problema.

Lograr un análisis más eficiente, exacto e instructivo, mediante el uso de programas de computación

Contribuir profesionalmente a la solución de problemas y necesidades de nuestro país para su desarrollo.

## CAPITULO 1

### 1. PRINCIPIO DE ANALISIS ESTRUCTURAL:

La naturaleza del análisis estructural radica en la determinación de las fuerzas internas, los desplazamientos, y las cargas que producen la falla; al conocer estas cantidades y las propiedades de los materiales de la estructura se puede valuar el margen de seguridad, siendo esta fase el proceso preliminar del diseño.

Un buen análisis prevé con certeza el comportamiento de una estructura en las condiciones de servicio. Todas las estructuras se deforman continuamente por la acción de cargas externas, los cambios de humedad, la temperatura, y por otras causas. De hecho, en cierto grado, casi todas las estructuras son estáticamente indeterminadas.

#### 1.1 DIFERENTES SUPOSICIONES Y CONDICIONES EN QUE SE BASA EL ANALISIS.

El análisis en su nivel más elemental trata de estructuras estáticamente determinadas e indeterminadas o hiperestáticas.

Términos tales como comportamiento elástico, linealidad, superposición, estructuras estáticamente indeterminadas y estabilidad geométrica constituyen una parte esencial del vocabulario del análisis estructural. Se debe tratar de entender el significado de estos términos antes de aventurarse en el análisis.

##### 1.1.1 COMPORTAMIENTO ELASTICO Y LINEAL.

Aunque se pueden lograr muchos adelantos en mecánica, suponiendo que los materiales son rígidos, pronto se tropezan con problemas, en los que la deformación del material sometido a esfuerzos, afecta los resultados.

En todo cuerpo elástico la fuerza o la potencia necesaria para que recupere su posición natural es siempre proporcional a la distancia o espacio que se le haya alejado de ella. Esto es válido para todos los cuerpos elásticos (LEY DE HOOKE), a este comportamiento se le denomina lineal. La constante de proporcionalidad (pendiente de la curva esfuerzo-deformación) se llama módulo de Young o módulo de elasticidad, y generalmente se representa por medio del símbolo E.

Un material es elástico cuando, al descargarlo su curva esfuerzo-deformación sigue la curva de la carga. En el caso lineal, esta condición se satisface automáticamente, ya que la descarga es generalmente lineal, pero los materiales comunes como hule no son lineales, aunque son elásticos.

Cuando los desplazamientos en un sistema de componentes estructurales son funciones lineales de la carga aplicada o de los esfuerzos, se puede decir que se tiene una estructura lineal, o una estructura que representa

un comportamiento lineal.

### 1.1.2 EL PRINCIPIO DE SUPERPOSICION DE EFECTOS.

La razón principal de la suposición de la linealidad del comportamiento estructural es que permite usar el principio de superposición, este principio significa que los desplazamientos que resultan de cada número de fuerzas pueden sumarse para obtener el desplazamiento que resulta de la suma de las fuerzas.

La superposición implica también el caso inverso: Las fuerzas correspondientes a un número de desplazamientos pueden sumarse para obtener la fuerza correspondiente a la suma de los desplazamientos.

### 1.1.3 DETERMINACION ESTATICA Y ESTABILIDAD.

Una estructura puede clasificarse, bien como estáticamente determinada o indeterminada. En cualquier caso, la estructura debe ser geoméricamente estable. para poder hacer las clasificaciones necesarias, se investiga primero el grado de indeterminación. Los resultados de esta investigación están condicionados, a la comprobación posterior de la estabilidad geométrica.

### 1.1.4 DETERMINACION ESTATICA.

Una estructura estáticamente determinada es aquella en la que pueden determinarse las fuerzas internas y externas para cualquier condición de carga, recurriendo solamente a las ecuaciones estáticas de equilibrio.

$$F_x=0, F_y=0, M_z=0$$

Es importante hacer notar que la determinación estática no depende del sistema de carga.

Una estructura estáticamente indeterminada es aquella en la que para determinar las fuerzas son necesarias otras ecuaciones, además de las de equilibrio estático. Usualmente las ecuaciones adicionales se refieren a la compatibilidad de las deformaciones en la estructura. Cuando son necesarias "N" ecuaciones adicionales, se dice que la estructura es estáticamente indeterminada en grado "n"; si  $n=0$  la estructura es estáticamente determinada.

### 1.1.5 ESTABILIDAD GEOMETRICA.

Se dice que una estructura es geoméricamente inestable cuando cambia de forma sin que sus miembros se esfuercen.

La inestabilidad geométrica depende de la carga además de la resistencia y rigidez de los miembros.

Por tanto no importan unas cargas determinadas y, por conveniencia se puede imaginar que los miembros de la estructura son perfectamente rígidos.

Por tanto, si "n", el grado de indeterminación estática resulta negativo, se tienen menos incógnitas que ecuaciones y la estructura debe ser inestable.

si "n" es cero o tiene un valor positivo, es necesario hacer un estudio cuidadoso de la estructura para descubrir posibles formas inestables o críticas, siendo este estudio de vital importancia cuando se trata de armaduras. Si un componente estructural se restringe de manera que solamente se permiten fuerzas paralelas o fuerzas concurrentes, entonces ese componente es geoméricamente inestable.

### 1.2 PORQUE EMPLEAR ESTRUCTURAS INDETERMINADAS?

La determinación puede ser el resultado de las muchas reacciones existentes, de barras adicionales en una armadura, de los apoyos empotrados en los marcos, o de la forma geométrica de la estructura.

Las estructuras de concreto reforzado, como las de edificios de varios pisos, casi siempre se construyen como estructuras indeterminadas continuas. No resulta factible ni práctico construir edificios de concreto reforzado como series de elementos estáticamente determinados a menos que éstos se hayan precolado en una fábrica y se unan entre sí en la obra. Aún cuando se empleen elementos precolados, es preferible tener continuidad en la estructura indeterminada, las fuerzas son menores que en las estructuras determinadas correspondientes. Con frecuencia la diferencia es importante, un caso común es el de una viga empotrada parcialmente en sus extremos, se impide su rotación por medio de la continuidad con otros elementos de conexión. Los dos desplazamientos y los esfuerzos máximos son mucho menores en una viga con continuidad. Con frecuencia, la redundancia implica seguridad adicional. Si se sobrecargan porciones de la estructura redundantes pueden poseer la propiedad de redistribuir las fuerzas aplicadas; por lo que una estructura indeterminada puede soportar más carga. Además de su capacidad adicional, las estructuras indeterminadas tienen mayor rigidez y menores flechas.

Se encuentra que los efectos de la continuidad, en las estructuras indeterminadas aumentan bastante la rigidez estructural y proporcionan mayor estabilidad, tanto en función de las cargas horizontales como de las imprevistas.

### 1.3 VENTAJAS DE LAS ESTRUCTURAS ESTÁTICAMENTE INDETERMINADAS

Al comparar las estructuras hiperestáticas con las isostáticas o determinadas, la primera consideración deberá corresponder al costo. Sin embargo, es imposible justificar económicamente la selección de uno u otro tipo de estructura sin ciertas reservas. Ahorro de materiales. Los menores momentos flexionantes desarrollados en las estructuras estáticamente indeterminadas permiten la utilización de elementos con dimensiones de magnitud inferior. La continuidad permite el uso de elementos de menores dimensiones para las mismas cargas y claros o bien un mayor esparcimiento de los apoyos para elementos de iguales dimensiones. Las estructuras continuas de concreto o acero son menos costosas al no tener articulaciones,

apoyos libres y demás elementos requeridos para que sean estáticamente determinadas. ESTRUCTURAS MAS RIGIDAS: Una estructura rígida es parcialmente importante en los casos donde se tienen numerosas cargas en movimiento, es decir, vibraciones intensas.

#### 1.4 DESVENTAJAS DE LAS ESTRUCTURAS HIPERESTATICAS.

Asentamiento en los apoyos. Las estructuras hiperestáticas no son convenientes en todos aquellos casos donde las condiciones de cimentación sean impropias, pues los asentamientos o ladeos que se presentan en los apoyos de la estructura, por leves que parezcan, pueden causar cambios notables en los momentos flexionantes, fuerzas cortantes, esfuerzos totales y reacciones.

#### DIFICULTAD DE ANALISIS Y DISEÑO:

Las fuerzas en las estructuras estáticamente indeterminadas dependen no únicamente de sus dimensiones, sino también de sus propiedades elásticas (módulo de elasticidad, momentos de inercia, secciones transversales, etc.).

#### 1.5 ACCIONES EN PIEZAS DE ESTRUCTURAS.

En el análisis de las estructuras hiperestáticas se hace necesario establecer tantas ecuaciones de deformación como incógnitas superabundantes existan con respecto a las ecuaciones de la estática.

##### 1.5.1 CONDICIONES DE APOYO.

Los elementos estructurales que tienen como función primordial el transportar las cargas al suelo, pueden efectuar dicha transmisión directamente por contacto de una de sus zonas o varias de ellas con otros elementos estructurales que a su vez transmiten la descarga al sistema tierra. A la zona de transmisión de carga de un elemento estructural se le conoce con el nombre de "APOYO". Los apoyos en una estructura se clasifican de acuerdo con la forma en que transmiten la descarga al sistema tierra. Fundamentalmente existen dos tipos de apoyo:

- a) Apoyos rígidos
- b) Apoyos deformables

En los apoyos rígidos se supondrá que el elemento o elementos estructurales que reciben al cuerpo en estudio son indeformables, esto es rígidos. En la determinación de las características de los apoyos idealmente rígidos se hará uso del principio de acción y reacción, es posible que actúe una fuerza reactiva en la misma.

Por lo expuesto anteriormente, los casos extremos en los que respecta al tipo de apoyo rígido serán el empotramiento perfecto y el extremo libre, donde se impiden totalmente todos los desplazamientos del punto y en el que se deje en libertad absoluta al punto para moverse en cualquier dirección, respectivamente.



El apoyo deformable es el que más frecuentemente se presenta en la realidad; es más, se puede afirmar que es el que siempre se presenta en toda estructura. En todo este tipo de apoyo, las acciones que el elemento estructural le envía son equilibradas por reacciones que adquieren su valor igual y de sentido contrario a la acción hasta que el soporte o apoyo ha tomando sus dimensiones finales después de la deformación.

#### 1.5.1.1 APOYO LIBRE.

Entre los apoyos idealmente rígidos se encuentran el llamado libre. dicho apoyo resulta cuando a un punto del elemento estructural en estudio se le impide el desplazamiento lineal en una sólo dirección. En esta clase de apoyo la única reacción posible es aquella en la misma dirección que la del desalojamiento impedido.

#### 1.5.1.2 APOYO ARTICULADO O DE ROTULA.

Es también muy empleado el apoyo articulado o de rótula que consiste en impedir totalmente los desalojamientos lineales, permitiendo desalojamientos angulares completamente libres. En tales condiciones existen tres incógnitas, siendo nulos los tres momentos.

#### 1.5.1.3 APOYO EMPOTRADO.

Es más difícil de lograr, ya que en éste se impiden totalmente los desplazamientos lineales y angulares. Por consiguiente, si el apoyo empotrado pertenece a un elemento estructural cargado con un sistema activo en el espacio, el número de reacciones posibles en ése es seis: Tres fuerzas y tres pares. El empotramiento se consigue enterrando una parte del elemento estructural en el sistema fijo.

## CAPITULO 2

### TIPOS DE CARGAS

#### 2.1 CARGAS EN ESTRUCTURAS VARIAS.

Dichas cargas son producto de largos estudios de instituciones dedicadas a normar el diseño y construcción de edificios.

En cierta forma las cargas asumidas son más grandes que las que actúan en la práctica. por lo cual nunca se llega a dar un caso de saturación, incluso no se llega a estas. Las cargas verticales por lo tanto dependen directamente de la función de la estructura.

Existen también cargas horizontales que dependen tanto de la estructura como de una situación especial (la naturaleza). éstas pueden deberse a presiones laterales de viento, tierra, agua (presión hidrostática), de granos y debidas a la aceleración de las masas, cuando ocurre un sismo.

##### 2.1.1 CARGAS VERTICALES

Estas se deben a la aceleración de la gravedad sobre las masas en la estructura. En este grupo se incluyen tanto cargas vivas como cargas muertas.

##### 2.1.1.1 CARGAS MUERTAS (M)

Son las que permanecerán constantes durante toda la vida útil de la edificación y que generalmente están constituidas por el propio peso de la estructura. (Peso del concreto, pisos repello, acabados, etc).

El código American Concrete Institute ACI 318-89 exige que estas cargas estén afectadas de un "factor de carga" que tiene el propósito de dar seguridad contra un aumento en las cargas de servicio más allá de las especificadas en el diseño, para que sea muy poco probable la falla. Para las cargas muertas el código recomienda usar el factor de 1.4 y así obtener la resistencia requerida "U" (última).

A continuación se da una lista detallada de pesos propios (cargas muertas) de materiales más usados en la construcción en Guatemala:

MATERIAL	UNIDAD	PESO
- Concreto reforzado		lbs/unidad
Concreto con $F_c = 4,000$ lbs/plg <sup>2</sup>	pie <sup>3</sup>	150

MATERIAL	UNIDAD	PESO
- Paredes de block poma 0.20	pie <sup>2</sup>	29
- Paredes de block poma 0.10	pie <sup>2</sup>	17
- Repello y cernido	pie <sup>2</sup>	5

MATERIAL	UNIDAD	PESO Lbs/unidad
- Madera	pie <sup>2</sup>	45
- Paredes de ladrillo tayugo de 0.11 cm (soga)	pie <sup>2</sup>	37
- Paredes de ladrillo tayugo de 0.23 cm (punta)	pie <sup>2</sup>	76
- Ventanales	pie <sup>2</sup>	10 a 15
- Tierra compacta	pie <sup>3</sup>	100
- Pisos de cemento líquido	pie <sup>2</sup>	12

#### 2.1.1.2 CARGAS VIVAS (V).

Son las que pueden presentarse total, parcialmente o no presentarse, tales como el peso de los ocupantes, el peso de los materiales a almacenar, etc.

Sin embargo las condiciones de proyecto de las cargas vivas para edificios, están reguladas por normas de instituciones locales o regionales, o siguiendo un "codigo modelo" aceptado para su uso general.

Al igual que en las cargas muertas, en las vivas el código ACI 318-89 también exige un factor de carga, para obtener la resistencia requerida "U" siendo para este caso 1.7.

Tabla de cargas vivas mínimas para proyectos de edificios y otras estructuras. Información obtenida de la Asociación Americana de Normas.

DESTINO DEL EDIFICIO	CARGA VIVA (Lbs/Pie <sup>2</sup> )
- Cuartos de ejercicios	155
- Corredores de boliche, cuartos de billar y lugares similares de recreo	75
- Salón de asambleas:	
- Asientos fijos	60
- Asientos móviles	100
- Balcones (exteriores)	100
Bibliotecas	
- Cuartos de lectura	60
- Cuartos de almacenaje	155
- Marquesinas	75
Corredores:	
- Primer piso	100
- Cuartos de baile	100

- Restaurantes y comedores	100
- Viviendas (vease residencias)	100
- Garages ( carros de pasajeros)	
- Garages (carros de pasajeros) soportar 150% de la carga maxima por rueda.	100
- Gimnasios, pisos principales y balcones.	100
Fábricas:	
Edificios de Oficina	
-Oficinas	80
-Salas	100
Hospitales:	
-Cuartos de operación	60
-Cuartos de almacenaje	155
-Marquesinas	75
Bodegas para aduanas:	
-Livianas	125
-Pesadas	205
Instituciones:	
-Celdas	40
-Corredores	100
Residencias:	
Casas Multifamiliares:	
-Apartamentos privados	40
-Cuartos publicos	100
-corredores	60
Viviendas:	
-Primer piso	40
-Segundo piso	60
Hoteles:	
-Cuartos de visitas	40
-Cuartos públicos	100
-Corredores para cuartos de servicios	100
-corredores públicos	60
-corredores privados	40
Colegios:	
-Cuartos de clase	40
-Corredores	100
-Banquetas, avenidas para vehículos, jardines sujetos a tráfico de camiones.	250
Tiendas:	
-Primer piso	100
-Segundo piso	100
Teatros:	
-Pasillos, corredores y salas	100
-Pisos para orquesta	60
-Balcones	60
-Escenarios	155

Para proyectar estructuras de concreto reforzado la carga de cálculo está regida por el ACI 318-89 como sigue:

a) La carga de cálculo requerida "U" provista para la carga muerta M y la carga viva V, debe ser por lo menos igual a:

$$U = 1.4 M + 1.7 V \dots\dots\dots \text{ecuación 1}$$

b) En el proyecto de una estructura o miembros, para los efectos estructurales de la carga de viento especificada w, será incluida en el cálculo, debiéndose investigar las siguientes combinaciones de M, V y W en la determinación de la carga de cálculo U requerida:

$$U = 0.75 (1.4 M + 1.7 V + 1.7 W) \dots\dots\dots 2$$

$$U = 0.9 M + 1.3 W \dots\dots\dots 3$$

c) Si la carga de sismo especificada E va a ser considerada en el cálculo, en la ecuación 2, w deberá ser sustituida por E

d) Si la presión lateral de la tierra H se incluye en el cálculo, el efecto U debe ser por lo menos igual a :

$$U = 1.4 M + 1.7 V + 1.7 H \dots\dots\dots 4$$

Pero cuando M o V reducen el efecto de H, los coeficientes correspondientes deben ser tomados como 0.90 para M y cero para V.

e) Para la presión lateral de líquidos F, deberán ser aplicados los requisitos del inciso "D", excepto que 1.4F deberá ser sustituido por 1.7 H.

f) Las presiones verticales de líquidos deben considerarse como carga muerta, dependiendo la magnitud de la altura de éstos.

g) Para cargas de impacto, éstas deberán ser consideradas como entre las que constituyen la carga viva.

### 2.1.2 CARGAS HORIZONTALES

Las cargas horizontales en los edificios están causadas principalmente por la acción del viento. Además, las cargas sísmicas producen oscilaciones horizontales que ocasionan fuerzas de inercia que actúan horizontalmente sobre las estructuras.

Se ha visto como resultado de una amplia investigación que son las fuerzas horizontales, y no las inducidas por el movimiento vertical simultáneo del terreno, las principales responsables de los daños producidos en la estructura por los terremotos. Por esta razón los códigos de edificación en lugares de grado sísmico elevado, exigen que las estructuras se calculen para resistir las cargas horizontales correspondientes.



-para soportes de maquinaria cuyo motor o centro de potencia está desligado del sistema, no menor de 20 % carga viva.

-Para soportes de maquinaria cuyo motor o centro de potencia actúa recíprocamente sobre el mismo apoyo, no menor de 50 % carga viva.

### 2.1.2.3 CARGA DE SISMO:

La aceleración imprimida a la estructura ha sido derivada como un porcentaje de la aceleración de la gravedad, dicho porcentaje lo dan los reglamentos de cálculo sísmico en diferentes regiones.

En la ciudad de Guatemala se aplicará el reglamento de SEAOC que es determinada por la relación:

$$V = ZIKCSW.$$

ZIKCS: Coeficientes que dependen del tipo de estructura, suelo, importancia, intensidad del sismo y zona sísmica.

W= Peso muerto total de la estructura mas el 25% de todas las cargas vivas de diseño si son bodegas.

### SISMO

En el diseño de estructuras asísmicas, se debe obtener una información completa de las características dinámicas del suelo, pues el efecto de dichas características es de importancia primordial en el comportamiento de aquéllas.

Las estructuras deben ser diseñadas para resistir los movimientos sísmicos sin que resulten sobre diseñadas y antieconómicas.

#### 2.1.2.3.1 CONSIDERACIONES EN EL DISEÑO ASISMICO

Los sismos producen movimientos erráticos, de naturaleza violenta y continua durante ciertos tiempo. Los edificios cimentados en el suelo son forzados a responder a estos movimientos, y por tanto sufren vibraciones. Los terremotos producen solamente movimientos en el suelo; luego se ejercen fuerzas sobre la base del edificio. Los cortes inducidos en el edificio en las zonas más altas son el resultado de la respuesta dinámica de la estructura.

Los principales conflictos entre la práctica del diseño la investigación, la computación y las observaciones en el diseño asismico son a causa de los siguientes factores:

- El problema de los sismos involucra masa, movimiento, velocidad aceleración, energía y trabajo. Las fuerzas, cortes y momentos son el

resultado de la resistencia al movimiento.

- El uso a qué se destinará una estructura es una consideración de suma importancia, para minimizar la pérdida de vida en caso de ocurrir un terremoto y para asegurar las facilidades esenciales para estas contingencias.



## CAPITULO 3

### METODO DE PENDIENTES Y DEFLEXIONES (GIROS Y DESPLAZAMIENTOS)

Ya determinado el tipo de sección que se usará para el análisis y diseño se procede a la determinación de las cargas que van a actuar sobre la estructura; las cuales producirán esfuerzos de corte, de flexión, de torsión etc. Se suelen considerar únicamente dos tipos de cargas, las cargas verticales producidas por los entrepisos que se suponen uniformemente distribuidas sobre vigas, y las fuerzas horizontales de sismo, que deben considerarse para regiones de alto riesgo como Guatemala.

-**Cargas verticales:** Carga vertical uniformemente distribuida se calcula en función del área tributaria de la losa y el peso propio de las vigas.

-**Cargas Horizontales:** Cada estructura será diseñada y construida para resistir los esfuerzos provocados en cualquier dirección para considerar las fuerzas laterales.

Ya establecido el modelo matemático a utilizar, con sus cargas respectivas, el siguiente paso es realizar un análisis estructural el cual debe considerar los efectos máximos producido por las cargas que soporta la estructura, se sugiere que se haga un análisis para cada tipo de carga:

- Por carga muerta (c.m)
- Por carga viva (c.v)
- Por carga de sismo (c.s)

Por lo cual se empleara el metodo de pendientes y deflexiones.

El método comporta el establecimiento de dos ecuaciones por cada elemento de un pórtico continuo, una para cada extremo, en la que se expresa el momento producido por la traslación de un extremo del elemento con respecto del empotramiento que se produce suponiendo empotrado el vano cargado, (2) el momento producido por la rotación de la tangente a curva elástica cerca del extremo del elemento, (3) el momento producido por la rotación de la tangente a la curva elástica en el otro extremo del elemento y (4) el momento producido por la traslación del extremo del elemento con respecto al otro.

Estas ecuaciones se establecen aplicando las condiciones de compatibilidad y de equilibrio en los nudos.

Se obtienen para toda la estructura un sistema de ecuaciones lineales algebraicas en las que son incógnitas los desplazamientos de la estructura.

El esfuerzo necesario para resolver el gran número de ecuaciones del sistema resultante no llega a ser prohibitivo gracias a la ayuda de la computadora.

### 3.1 PRINCIPIOS GENERALES DEL METODO DE LOS ANGULOS DE GIRO.

El metodo de los ángulos de giro se utiliza para el análisis de todos los tipos de vigas o entramados de nudos rígidos estáticamente indeterminados. Cuando se emplea este metodo de cálculo, todos los nudos se consideran como rígidos es decir, se supone que, al aplicar el sistema de cargas, los ángulos que forman entre si los elementos o barras que concurren en un nudo no cambian de valor. Asi, los nudos en los apoyos internos de las vigas estáticamente indeterminadas pueden considerarse como nudos rígidos constituidos por dos barras que forman un ángulo de 180 grados.

En los entramados de nudos rígidos, éstos estan constituido corrientemente por elementos o barras que forman un angulo de 90 grados.

Cuando las vigas o entramados de nudos rígidos se deforman, hay que suponer que los nudos únicamente hacen un giro; o dicho de otra forma, entre si las tangentes a las distintas ramas de la curva elástica en el nudo en que se juntan siguen siendo iguales a los correspondientes en la estructura primitiva sin deformar.

En el método de los ángulos de giro se consideran como incognitas los giros de los nudos. Como más adelante se verá, se pueden expresar los momentos en los extremos de cada una de las barras, limitadas por los nudos, en función de los ángulos de giro de dichos extremos. Pero para que se cumplan las condiciones de equilibrio la suma de los momentos en los extremos de las barras que concurren en el mismo nudo, ha de ser cero, ya que está sometido a la acción de todos estos momentos (únicamente que en sentido contrario). Esta ecuación de equilibrio proporciona la condición necesaria para determinar el ángulo de giro de cada nudo, y partiendo de este valor, se pueden calcular los momentos en los extremos por medio de las ecuaciones de los ángulos de giro que se deducirán adelante.

Se desea analizar el entramado de nudos rígidos sometido al sistema de cargas que se indica en la fig. 3-1. Este entramado no puede moverse en sentido horizontal debido al empotramiento en A, ni tampoco en el sentido vertical puesto que se impiden los extremos empotrados en D y E y teniendo en cuenta que suele desprejarse la deformación que pudieran tener las barras en el sentido de los ejes, todos los nudos de este entramado permanecerán en sus posiciones iniciales.

Los giros de los nudos en el sentido de la agujas del reloj como se indica en la fig. 3-1<sub>a</sub> se consideran como positivos. En los diagramas de cuerpo libre correspondientes a cada una de las barras hay tres componentes de la reacción: La tracción o compresión longitudinal, el esfuerzo cortante y el momento de flexión. El momento de flexión correspondiente al extremo A de la barra AB se designará por  $M_{ab}$ ; el correspondiente al extremo B de barra AB por  $M_{ba}$ . Los momentos que actúan sobre los extremos de las barras en sentido contrario al de las agujas del reloj se considerarán como positivos; así, son momentos positivos todos los que se representan en la fig. 3-1<sub>b</sub>. Se pueden establecer unas ecuaciones que den los momentos en los extremos de las barras en función de los ángulos de giro de estos extremos y del sistema de cargas que actúan sobre dicha barra. De tal manera que, en

el ejemplo que les ocupa, los ocho momentos que actúan en los extremos de las distintas barras que forman el entramado, se podrán expresar en función de los ángulos de giro desconocidos correspondientes a los nudos.

En la fig. 3-1<sub>c</sub> se han representado los diagramas de cuerpo libre de dichos nudos. Las acciones de una barra sobre el nudo son, por supuesto, una fuerza en la dirección de su eje, una fuerza perpendicular al mismo y un momento, cada una de sentido opuesto a la acción correspondiente del nudo sobre la barra. En la fig. 3-1<sub>c</sub> están representados únicamente los momentos.

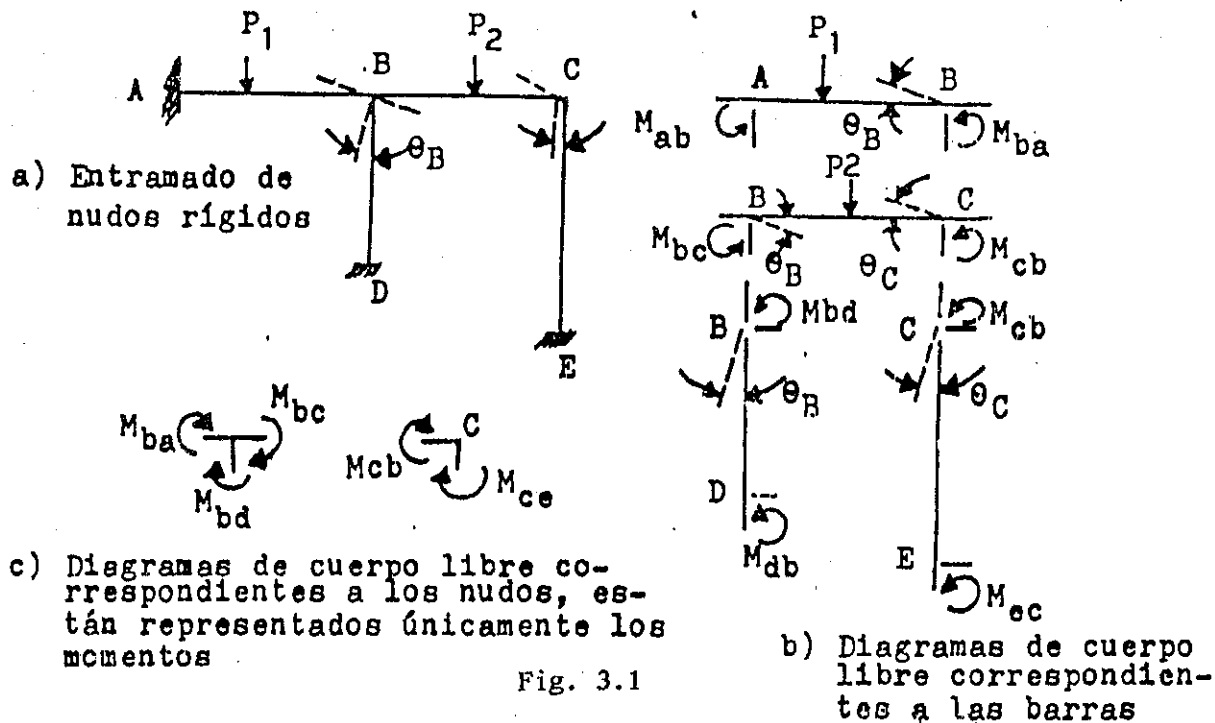
Estos momentos se han dibujado en sentido positivo, que es el sentido de las agujas del reloj. Para que haya equilibrio, la suma de todos los momentos que actúan en cada nudo debe ser cero. Así:

$$\begin{aligned} \text{Condición en el nudo B: } & M_{ba} + M_{bc} + M_{bd} = 0 \\ \text{Condición en el nudo C: } & M_{cb} + M_{ce} = 0 \end{aligned}$$

Las dos ecuaciones anteriores son necesarias y suficientes para determinar los valores de  $\theta_B$  y  $\theta_C$ . Sustituyendo estos valores de los ángulos de giro de los nudos en las ecuaciones correspondientes, se pueden calcular todos los momentos en los extremos de las barras.

Reiteradamente se ha hecho notar que el análisis de las estructuras estáticamente indeterminadas debe satisfacer a las condiciones tanto de la estática como de la geometría.

En el método de los ángulos de giro, para lo cual se toman como incógnitas el giro de cada uno de ellos. Así pues, las condiciones de la estática, que exigen que la suma de los momentos que actúan en cada uno sea cero, servirán para determinar el valor de dichos ángulos de giro.



### 3.2 DEDUCCION DE LAS ECUACIONES DE LOS ANGULOS DE GIRO.

El nombre de este procedimiento proviene del hecho de que los momentos en los extremos de miembros de estructuras estáticamente indeterminadas se expresan en términos de los giros [o deflexiones] de las juntas. Para obtener las ecuaciones correspondientes, se supone que los elementos estructurales son de sección constante entre cada par de nudos o de apoyos, aunque es posible obtener, por este método de expresiones para elementos de sección variable; los resultados son tan complejos que expresan poco valor práctico se considera además que los nudos de una estructura pueden girar o desplazarse, pero los ángulos entre los elementos que convergen en una junta permanecen constantes.

En el análisis siguiente se considerará el tramo AB de la viga continua de la figura 3.2.a. Si dicho tramo estuviera perfectamente empotrado en cada extremo, la pendiente de su curva elástica sería nula en los puntos terminales. Como las cargas externas producen momentos de empotramiento en los extremos, éstos harían que el tramo tome la forma indicada en la figura 3.2.b; así mismo, los nudos A y B, en realidad no están perfectamente fijos y tendrán un pequeño giro debido a la carga, hasta adoptar una configuración como la que se presenta en la figura 3.2.c. Además de la rotación en los nudos puede existir asentamiento en uno o ambos apoyos según se observa en la figura [d], lo cual producirá, además, una rotación o desplazamiento angular de todo el elemento, según se ve en la parte [d] donde se supone que el apoyo B se ha asentado una distancia  $\Delta$ . De la figura 3.2 puede observarse que los valores de los momentos de empotramiento en A y en B [o sea,  $M_{ab}$  y  $M_{ba}$ ] son iguales a la suma de los momentos originados por los siguientes conceptos:

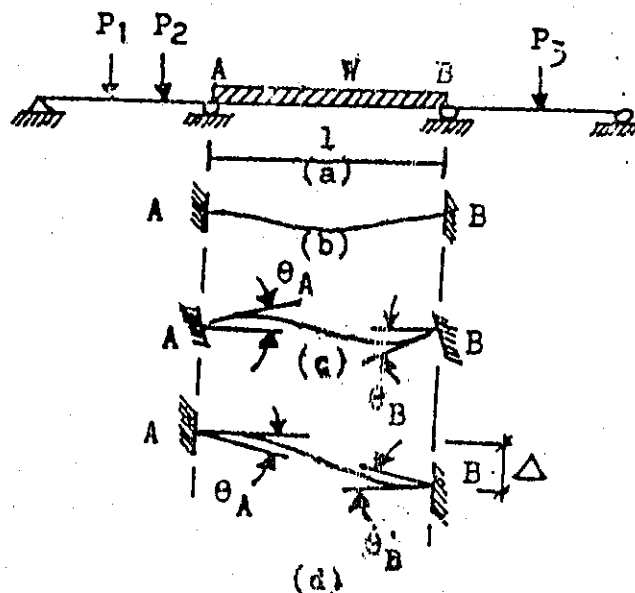


Fig. 3.2

1. Los momentos de empotramiento  $MEP_{ab}$  y  $MEP_{ba}$  [ las siglas MEP significan "momento de empotramiento perfecto en el extremo" ] que se puede determinar por medio de las expresiones que se presentan en la figura 3.2.1

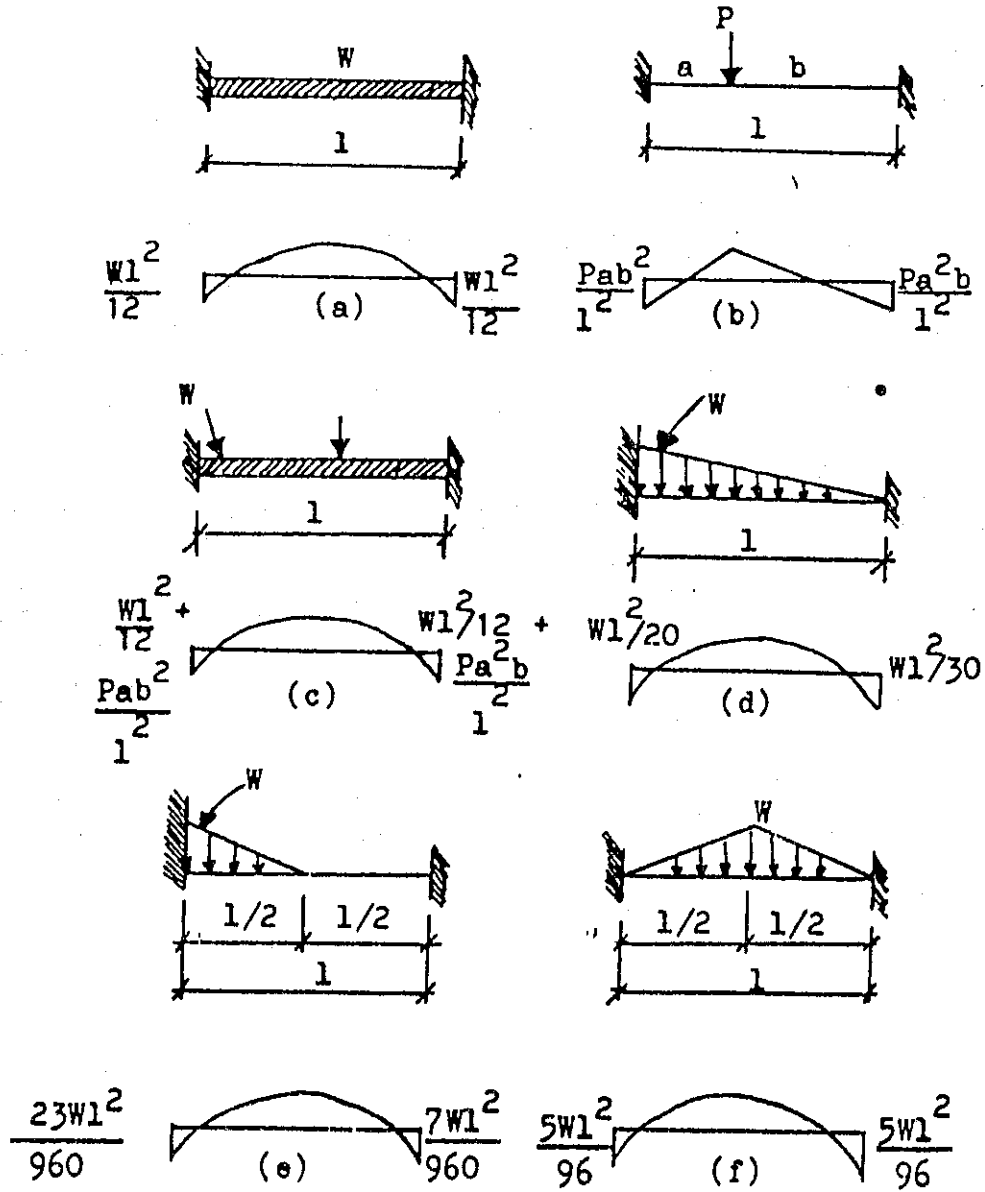


Fig. 3.2.1

2. Los momentos producidos por los giros en los nudos A y B [es decir,  $\theta_a$  y  $\theta_b$ ]

3. Los momentos producidos por la rotación o giro de la cuerda original [o sea,  $R = A/L$ ] si uno o ambos nudos se desplazan o trasladan.

Las rotaciones en los nudos de una estructura producen cambios en la pendiente de la elástica en esos puntos. Para una viga en particular, el cambio de pendiente es igual a la fuerza cortante de extremo de la viga, al ser cargada con el diagrama  $M/EI$ . Se supone que la viga tiene los momentos de empotramiento  $M_{ab}$  y  $M_{ba}$  que se ven en la figura 3.3.

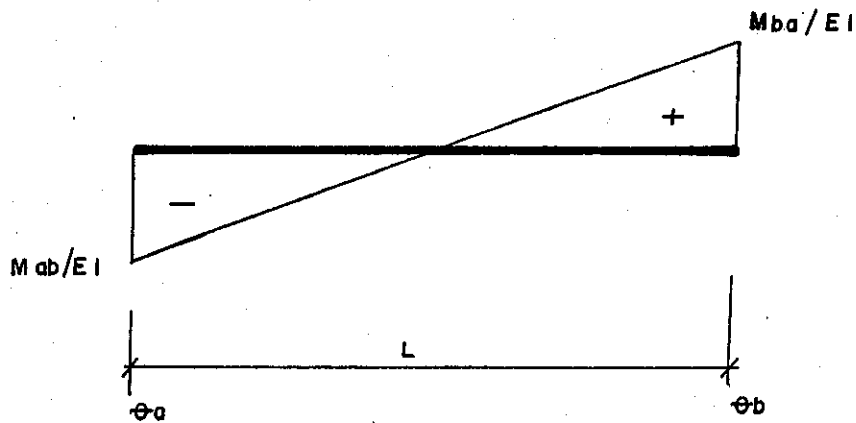


Fig. 3.3

Las reacciones o pendientes de extremos son las siguientes:

$$\begin{aligned}\theta_A &= ((1/2)(M_{AB}/EI)(L)(2/3 * L) - (1/2)(M_{BA}/EI)(L)(1/3 * L))/L \\ &= (1/6EI)(2M_{AB} - M_{BA})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\theta_B &= ((1/2)(M_{BA}/EI)(L)(2/3 * L) - (1/2)(M_{AB}/EI)(L)(1/3 * L))/L \\ &= (1/6EI)(2M_{BA} - M_{AB})\end{aligned}$$

Al sumar la rotación de la cuerda original a las expresiones correspondientes se obtienen los siguientes valores totales de los giros en los empotramientos.

$$\theta = 1/6EI (2M_{AB} - M_{BA}) + R$$

$$\theta = 1/6EI (2M_{BA} - M_{AB}) + R$$

En las expresiones resultantes la cantidad  $1/L$  se sustituirá por  $K$ , y este coeficiente recibe el nombre de factor de rigidez los resultados son:

$$M_{AB} = 2EK (2\theta_A + \theta_B - 3R)$$

$$M_{BA} = 2EK (2\theta_B + \theta_A - 3R)$$

Los momentos de empotramiento finales son la suma de los momentos de extremo debido a los giros y desplazamientos, más los MEP.

$$M_{AB} = 2EK (2\theta_A + \theta_B - 3R) + MEP_{AB} \quad (1)$$

$$M_{BA} = 2EK (2\theta_B + \theta_A - 3R) + MEP_{BA} \quad (2)$$

Con estas ecuaciones es posible expresar los momentos de extremo de una estructura, en términos de las rotaciones en sus nudos o apoyos.

### 3.3 APLICACION DEL METODO DE LOS ANGULOS DE GIRO AL ANALISIS DE LAS VIGAS ESTATICAMENTE INDETERMINADAS.

Cada tramo o elemento de una viga continua se considera individualmente y se calculan luego sus momentos de empotramiento perfecto (MEP), escribiendo una ecuación para el momento en cada extremo del elemento en cuestión.

Para el método de las deformaciones, descrito en esta sección, se empleara la siguiente convención de signos: si en un elemento existe un momento flexionante que tienda a hacer girar un nudo en el sentido de las agujas del reloj, el momento de la junta se considera positivo; si fuera en sentido contrario se considera negativo.

### 3.4 APLICACION DEL METODO DE LOS ANGULOS DE GIRO AL ANALISIS DE ENTRAMADOS (MARCOS) DE NUDOS RIGIDOS ESTATICAMENTE INDETERMINADOS.

CASO 1. Cuando no hay desplazamiento de nudos (sin ladeo).

Un marco no se ladeará ni se inclinará en cierta dirección si es perfectamente simétrico respecto de su eje vertical en sus dimensiones, cargas y momentos de inercia de sus secciones, se empleará el método de desviaciones angulares o corrimientos como si se tratase de una viga continua.

CASO 2. Cuando hay desplazamiento de nudos.

Las cargas, los momentos de inercia y las dimensiones del marco de la figura 3.4 no son simétricas por lo que el marco oviamente sufrirá un ladeo.

En la figura 3.4 se nota que  $\theta_A = \theta_D = 0$ , se verá que las seis ecuaciones de momento de empotramiento para toda la estructura contienen un total de tres incognitas:  $\theta_B$ ,  $\theta_C$ ,  $R$ . Sin embargo existen tres condiciones que permiten determinarlas, las cuales son:

- 1.- la suma de los momentos en B es 0 ( $M_B = 0 = M_{BA} + M_{BC}$ )
- 2.- la suma de los momentos en C es 0 ( $M_C = 0 = M_{CB} + M_{CD}$ )
- 3.- la suma de las fuerzas horizontales que actuan sobre la estructura completa es = 0.

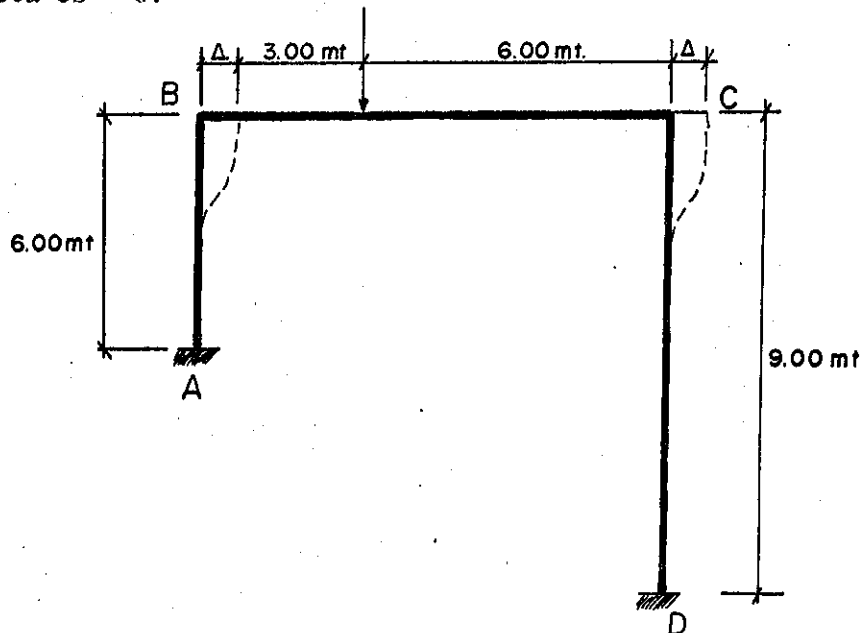


Fig. 3.4



Las únicas fuerzas horizontales son las reacciones H en A y en D, de igual magnitud pero de sentido opuesto. Las reacciones horizontales pueden calcularse para cada columna dividiendo sus momentos entre las alturas de éstas.

### 3.5 COMBINACIONES A USAR DE LOS CODIGOS.

Las combinaciones de carga que se usan casi siempre son del código ACI para concreto reforzado, las cuales se usaran cuando ya esten los analisis estructurales o sea los momentos y cortes, ya teniendo estos datos se usan las siguientes combinaciones:

#### VIGAS Y COLUMNAS.

- 1.-  $U = 1.4 CM + 1.7 CV$
- 2 y 3  $U = 0.75 (1.4CM + 1.7CV + 1.87S)$  para X y Y
- 4 y 5  $U = 0.9CM + 1.43S$  para X y Y

#### ZAPATAS.

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

### 3.6 ENVOLVENTES.

La envolvente de momentos es la representación de los esfuerzos maximos que pueden ocurrir al superponer los efectos de la carga muerta, carga viva, y la carga de sismo.

La fuerza de corte y momentos flectores, deben tomarse a rostro para el diseño estructural, ya que las dimensiones del modelo matematico, corresponden a las distancias entre los centroides de los elementos.

Ya teniendo las cinco envolventes de las combinaciones, se toman los momentos mayores, los cuales son los de diseño.

## CAPITULO 4

### "EL ENFOQUE DEL DISEÑO"

#### 4.1 DISEÑO POR RESISTENCIA Y SERVICIO.

El enfoque de diseño para el concreto reforzado debe idealmente combinar las mejores características de los diseños por resistencia máxima y por esfuerzos de trabajo, ya que si solamente se proporcionan las secciones por los requerimientos de resistencia máxima, hay el peligro de que aunque el factor de carga sea adecuado, el agrietamiento y las deflexiones bajo cargas de servicio puedan ser excesivos, El agrietamiento puede ser excesivo si los esfuerzos en el acero son elevados o si las varillas están mal distribuidas.

Las deflexiones pueden ser críticas si se utilizan secciones de poco peralte, las que son posibles en el diseño por resistencia máxima, junto con esfuerzos elevados. En consecuencia, para garantizar un diseño satisfactorio, se deben comprobar los anchos de las grietas y las deflexiones bajo cargas de servicio para asegurar que estén dentro de valores límites razonables, dictados por los requerimientos funcionales de la estructura.

#### 4.2 METODO DE DISEÑO POR RESISTENCIA Y SERVICIO DEL ACI.

##### 4.2.1 RECOMENDACIONES SOBRE RESISTENCIA

El código ACI 318-89 separa las recomendaciones de resistencia para la seguridad estructural en dos partes: Factores de carga y factores de reducción de capacidad.

##### FACTORES DE CARGA.

Los factores de carga tienen el propósito de dar seguridad adecuada contra un aumento en las cargas de servicio más allá de las especificadas.

En el diseño para que sea sumamente improbable la falla, los factores de carga también ayudan a asegurar que las deformaciones bajo las cargas de servicio no sean excesivas.

Los factores de carga utilizados para carga muerta, carga viva, presión lateral de la tierra y de fluidos, carga de viento y sismo, difieren en magnitud. Los factores de carga son distintos para diversos tipos de carga debido a que, por ejemplo: es menos probable que la carga muerta de una estructura se exceda a la carga viva indicada. La carga máxima de la estructura debe ser igual por lo menos a la suma de cada carga de servicio multiplicada por su factor respectivo de carga.

El código ACI recomienda que la resistencia requerida  $U$  para resistir la carga muerta  $D$  y la carga viva  $L$  sea por lo menos igual a:

$$U = 1.4 D + 1.7 L \quad (4.1)$$

Cuando se necesita considerar la carga de viento W en el diseño, la resistencia requerida U debe ser por lo menos igual a

$$U = 0.75 (1.4 D + 1.7 L + 1.7 W) \quad (4.2)$$

En que se deben considerar los casos en que L adquiera su valor total o cero, y

$$U = 0.9 D + 1.3 W \quad (4.3)$$

Cuando las acciones resultantes de D y W sean de signos opuestos, si se necesita incluir la carga sísmica E, también se deben satisfacer las ecuaciones 4.2 y 4.3, sustituyendo 1.1E por W. En el código se proporcionan los requerimientos de resistencia para otros tipos de carga.

#### 4.2.2 FACTORES DE REDUCCION DE CAPACIDAD

Los factores de reducción de capacidad  $\phi$  se proporcionan para tomar en cuenta inexactitudes en los cálculos y fluctuaciones en las resistencias del material, en la mano de obra y en las dimensiones. Cada uno de estos factores bien puede estar dentro de límites tolerables, pero combinados pueden producir menor capacidad en los elementos diseñados. La ecuación básica de resistencia para una sección puede decirse que da la resistencia ideal, siempre que la ecuación sea científicamente correcta, que los materiales tengan la resistencia especificada y que los tamaños sean como se muestra en los dibujos. La resistencia confiable de la sección a utilizar en los cálculos de diseño se considera como la resistencia ideal, multiplicada por  $\phi$ , donde el valor del factor de reducción de capacidad  $\phi$  depende de la importancia de las variables. Los valores recomendados por el código ACI son:

-Flexión, con o sin tensión axial o tensión axial  $\phi=0.90$

-Flexión con compresión axial o compresión axial:  
si es reforzada con hélice en caso contrarios  $\phi=0.75$

-cortante y torsión  $\phi=0.85$

Las variables adicionales que se han considerado para prescribir los factores de reducción de capacidad, incluyen la seriedad de la consecuencia de la falla de los miembros respecto a toda la estructura, y el grado de advertencia implícito en el modo de falla. Las vigas tienen el más alto valor de  $\phi$ , debido a que están diseñadas para fallar en forma dúctil, con cedencia del acero de tensión. Las columnas tienen los valores más bajos de  $\phi$ , puesto que pueden fallar en modo frágil, cuando la resistencia de concreto es el factor crítico. Adicionalmente la falla de una columna puede significar el desplome de toda la estructura, y es difícil realizar la reparación de columnas. Las columnas reforzadas con hélice son más dúctiles que las de

estribos, por lo que se les ha asignado un mayor valor de  $\phi$ , el valor de  $\phi$  para cortante y torsión es intermedio.

La carga máxima en el diseño se calcula en base a la resistencia confiable. En base a la resistencia ideal, el factor global de seguridad para una estructura cargada por carga muerta y viva es.

$$\frac{1.4 D + 1.7 L}{D + L} \cdot \frac{1}{\phi} \quad (4.4)$$

#### 4.2.3 RECOMENDACIONES SOBRE SERVICIO

La evaluación del comportamiento de la estructura bajo carga de servicio es una consideración muy importante cuando los miembros se proporcionan en base a la resistencia requerida, lo que se debe a que los miembros con pequeñas secciones y secciones con poco acero de compresión, pueden satisfacer los requerimientos de resistencia, pero conducen a esfuerzos y deformaciones elevados bajo carga de servicio. En consecuencia, se debe verificar que las deflexiones bajo carga de servicio estén dentro de los límites aceptables. El control del agrietamiento también es muy importante para fines de apariencia y durabilidad.

#### 4.2.4 RECOMENDACIONES SOBRE DUCTILIDAD

Una consideración importante adicional a la resistencia y servicio es la ductilidad. Es importante asegurar que en el caso extremo de que una estructura se cargue a la falla, ésta se comporte en forma dúctil. Esto significa asegurar que la estructura no falle en forma frágil sin advertencia, sino que sea capaz de sufrir grandes deformaciones bajo cargas cercanas a las máximas. Estas grandes deflexiones dan amplia advertencia de falla, manteniendo la capacidad de transmisión de carga se puede impedir el desplome total y salvar vidas.

En las áreas en que se requiere diseñar por carga sísmica, la ductilidad constituye una consideración de extrema importancia, debido a que la norma actual de los códigos para cargas sísmicas es diseñar estructuras que sólo resistan elásticamente los sismos moderados; en el caso de sismos intensos se confía en la disponibilidad de suficiente ductilidad después de la cedencia para permitir a la estructura sobrevivir sin desplome. En consecuencia, las recomendaciones para cargas sísmicas sólo se pueden justificar si la estructura tiene suficiente ductilidad para absorber y disipar energía mediante deformaciones inelásticas cuando ella se sujeta a cargas cíclicas.

Para asegurar el comportamiento dúctil, los diseñadores deben dar especial atención a los detalles, tales como cuantía de refuerzo longitudinal, anclaje del refuerzo y confinamiento del concreto comprimido, evitando así los tipos frágiles de falla.

## 4.3 CONSIDERACIONES SOBRE RESISTENCIA DE LOS MIEMBROS

### 4.3.1 DESARROLLO DE LA RESISTENCIA DE LOS MIEMBROS.

A menudo en el diseño es necesario evaluar los límites posibles superior e inferior de la resistencia probable de las componentes estructurales. Esto es lo que sucede cuando se quiere lograr una secuencia específica en la obtención de resistencia en los miembros de una estructura cargada a la falla. Por ejemplo, en una junta de viga-columna en un marco continuo, para evitar una falla de columna con sus posibles consecuencias catastróficas, siempre es conveniente que se desarrolle la resistencia de la viga antes que la resistencia de la columna. Evitar todos los tipos de falla dúctil es una característica especial del diseño sísmico; consecuentemente, es importante conocer la variación posible de las resistencias probables de los miembros estructurales.

Las estructuras reales contienen variaciones en las resistencias de concreto y acero respecto de los valores especificados, y hay desviaciones inevitables en las medidas especificadas debido a las tolerancias constructivas. Por otra parte, se han hecho ciertas suposiciones en la deducción de las ecuaciones de la resistencia, por lo que es difícil calcular con exactitud la resistencia real de una estructura; sin embargo, es posible definir niveles de resistencia probable de los miembros, las que se pueden utilizar en distintos tipos de diseño.

### 4.3.2 RESISTENCIA IDEAL $S_i$

La resistencia ideal o nominal de una sección de un miembro  $S_i$  se obtiene teóricamente, prediciendo el comportamiento de falla de la sección de la geometría supuesta de ésta y de las resistencias especificadas de los materiales.

### 4.3.3 RESISTENCIA CONFIABLE $S_d$ .

En las recomendaciones de resistencia descritas en la sección 4.2.1 se aclaró el propósito del factor  $\phi$  de reducción de capacidad. El factor de reducción de capacidad permite relacionar la resistencia confiable  $S_d$  con la resistencia ideal mediante la expresión.

$$S_d = \phi S_i$$

En que  $\phi$ , el factor de reducción de capacidad, es menor que 1.

### 4.3.4 RESISTENCIA PROBABLE $S_p$

La resistencia probable  $S_p$  toma en consideración que las resistencias de los materiales generalmente son mayores que las resistencias especificadas. Por ejemplo, la resistencia de cedencia del acero puede ser hasta 20% mayor que la especificada, y la del concreto hasta 30% o incluso superior a una edad mayor o si el material se comprime triaxilmente. Mediante pruebas rutinarias se pueden obtener las resistencias probables de los materiales, pruebas que normalmente se desarrollan durante la

construcción de la estructura. Si la información se requiere en la etapa de diseño, ésta se debe basar en la experiencia previa tenida con los materiales. Se puede relacionar la resistencia probable con la resistencia ideal mediante la expresión.

$$S_p = \phi_p S_i$$

En que  $\phi_p$  es el factor de resistencia probable, el que toma en consideración el hecho que los materiales sean más fuertes que los especificados y es mayor que 1.

#### 4.3.5 SOBRE RESISTENCIA $S_o$ .

La sobre resistencia  $S_o$  toma en cuenta todos los factores posibles, que pueden provocar aumentos de resistencia; éstas incluyen una resistencia del acero más elevada que la de cedencia especificada mas la resistencia adicional del acero, debido al endurecimiento por deformación bajo y grandes deformaciones, una resistencia del concreto más elevada que la especificada, tamaños de secciones mas grandes que los supuestos, compresión axial en los miembros a flexión debido a restricción lateral, y refuerzo adicional impuesto para fines constructivos y que no se toma en cuenta en los cálculos. Se puede relacionar la sobrerresistencia con la resistencia ideal mediante la expresión.

$$S_o = \phi_o S_i$$

En que  $\phi_o$  es el factor de sobrerresistencia que toma en consideración todas las fuentes de aumento de resistencia y es mayor que 1.

## CAPITULO 5

### RESISTENCIA DE LOS MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXION

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

#### 5.1 SECCIONES RECTANGULARES

##### 5.1.1 ANALISIS DE SECCIONES SIMPLEMENTE REFORZADAS

En la figura 5.1 aparece una sección de concreto simplemente reforzada, cuando se alcanza la resistencia en la flexión. La fuerza resultante interna de tensión es.

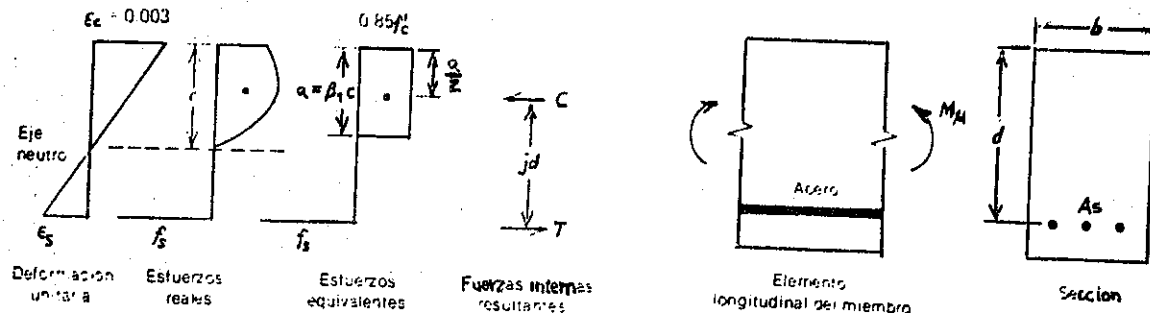


Fig. 5.1

$$T = A_s F_s \quad (5.1)$$

en que  $A_s$  = área del acero y  $F_s$  = esfuerzo en el acero.

Como el espesor del acero es pequeño comparado con el peralte de la sección, se supone que el esfuerzo en toda el área del acero es uniforme e igual al esfuerzo en el centroide del área del acero.

La fuerza resultante interna de compresión es:

$$C = 0.85 F_c ab \quad (5.2)$$

donde

a = peralte del bloque de esfuerzos rectangular equivalente.

b = ancho de la sección

$F_c$  = resistencia del cilindro a compresión del concreto.

La expresión

$$jd = d - 0.5a \quad (5.3)$$

De la distancia entre las fuerzas internas resultantes, conocida como el brazo de palanca interno, en que  $d$  es la distancia desde la fibra extrema de compresión al centroide del área de acero, y se conoce como el peralte efectivo.

En consecuencia, el momento de resistencia es

$$M_u = T_{jd} = C_{jd}$$

#### FALLA A TENSION

Si el contenido de acero de la sección es bajo, el acero alcanza la resistencia  $F_y$  de cedencia antes que el concreto alcance su capacidad máxima. La fuerza del acero  $A_s F_y$  permanece entonces constante a mayores cargas. Una ligera carga adicional ocasiona una elongación plástica grande del acero a través de las grietas de flexión, lo que produce un agrietamiento ancho y aumento grande en la deformación en la fibra extrema a compresión del concreto. Debido a este aumento en la deformación, la distribución de esfuerzo de compresión en el concreto deja de ser lineal, lo que produce un aumento en el esfuerzo medio del bloque de esfuerzos de compresión y una reducción en la profundidad del eje neutro puesto que se debe mantener el equilibrio de las fuerzas internas.

Para una falla a tensión  $F_s = F_y$  en que  $F_y$  es la resistencia de cedencia del acero; por equilibrio  $C=T$ . Consecuentemente, de las ecuaciones 5.1 y 5.2 se obtiene.

$$0.85 F_c ab = A_s F_y \quad \therefore \quad a = \frac{A_s F_y}{0.85 F_c b} \quad (5.5)$$

Por lo tanto, de las ecuaciones 5.3 y 5.4 se pueden escribir las siguientes ecuaciones

$$\begin{aligned} M_u &= A_s F_y (d - 0.5a) \\ &= A_s F_y \left( d - 0.59 \frac{A_s F_y}{F_c b} \right) \end{aligned} \quad (5.6_a)$$

$$= f b d^2 F_y \left( 1 - 0.59 \frac{f}{F_c} \right) \quad (5.6_b)$$

$$= b d^2 F_c w (1 - 0.59 w) \quad (5.6_c)$$

en que

$$f = \frac{A_s}{bd} \quad \text{y} \quad w = \frac{f}{F_c}$$

#### FALLA A COMPRESION

Si el contenido de acero de la sección es grande, el concreto puede



alcanzar su capacidad máxima antes de que ceda el acero. Se alcanza la resistencia a Flexión de la sección cuando la deformación en la fibra a compresión extrema del concreto es aproximadamente 0.003.

Entonces la sección falla repentinamente en forma frágil. Puede haber poca advertencia visible de la falla, debido a que los anchos de las grietas de flexión en la zona a tensión del concreto en la sección de la falla son pequeñas, debido al bajo esfuerzo del acero.

Para una falla a compresión,  $F_s < F_y$ , ya que el acero permanece dentro del rango elástico. Se puede determinar el esfuerzo del acero. En términos de la profundidad del eje neutro, considerando los triángulos semejantes del diagrama de deformaciones de la figura 5.1

$$\frac{\epsilon_s}{0.003} = \frac{d-c}{c} \quad \therefore \quad \epsilon_s = 0.003 \frac{d-c}{c} \quad (5.7)$$

$$\therefore F_s = \epsilon_s E_s = 0.003 \frac{d-c}{c} E_s \quad (5.8_a)$$

o, ya que  $a = \beta_1 c$

$$F_s = 0.003 \frac{\beta_1 d - a}{a} E_s \quad (5.8_b)$$

Por equilibrio  $C = T$ , y por tanto de las ecuaciones 5.1 y 5.2 se tiene

$$0.85 F_c ab = A_s F_s = 0.003 \frac{\beta_1 d - a}{a} E_s A_s$$

$$\therefore \frac{(0.85 F_c)}{(0.003 E_s f)} a^2 + ad - \beta_1 d^2 = 0 \quad (5.9)$$

Se puede obtener  $a$  de la ecuación 5.9, y de las ecuaciones 5.3 y 5.4 se puede obtener que

$$M_u = 0.85 F_c ab (d - 0.5a) \quad (5.10)$$

#### FALLA BALANCEADA

Para una cuantía específica de acero, éste alcanza la resistencia de cedencia  $F_y$  y simultáneamente el concreto alcanza la deformación a compresión de la fibra extrema de 0.003.

Entonces  $\epsilon_s = F_y/E_s$ , y de los triángulos semejantes del diagrama de deformación de la fig. 5.1 se puede escribir.

$$\frac{F_y/E_s}{0.003} = \frac{d - C_b}{C_b}$$

en que  $C_b$  = profundidad del eje neutro para una falla balanceada.

$$C_b = \frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + F_y} d \quad (5.11)$$

ó

$$a_b = \frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + F_y} \cdot \beta_1 d \quad (5.12)$$

Donde  $a_b$  = peralte del bloque de esfuerzos rectangulares equivalente para una falla balanceada.

Por equilibrio,  $C = T$ , en consecuencia se tiene

$$0.85F_c a_b d = A_s F_y = \int_b b d F_y$$

en que  $\int_b = \frac{A_s}{bd}$

para una falla balanceada

$$\int_b = \frac{0.85F_c a_b}{F_y d} \quad (5.13)$$

sustituyendo la ecuación 5.12 en la ecuación 5.13 se obtiene.

$$\int_b = \frac{0.85F_c \beta_1}{F_y} \cdot \frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + F_y} \quad (5.14)$$

En el caso general cuando  $\rho$  (cuantía de acero) para la sección es distinta de  $\rho_b$ , el tipo de falla que ocurre depende de si  $\rho$  es menor o mayor que  $\rho_b$ . La figura 5.2 muestra los perfiles de deformación en una sección en la resistencia a flexión para tres cuantías distintas de acero.

cuando  $\rho < \rho_b$ , ocurre una falla a tensión

y

cuando  $\rho > \rho_b$ , ocurre una falla a compresión

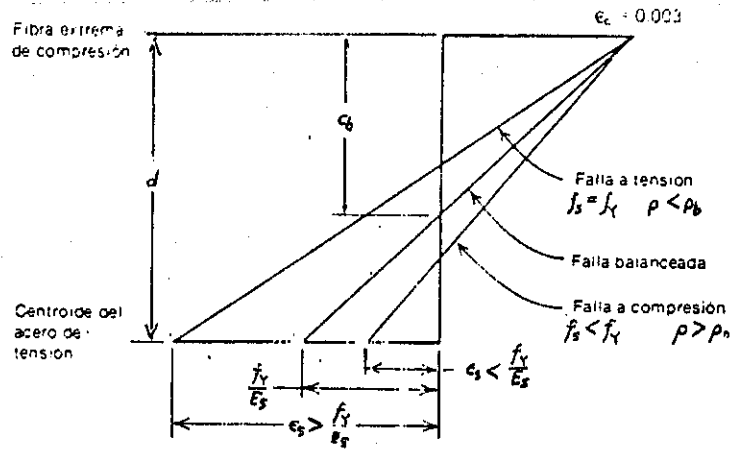


Fig. 5.2

**EJEMPLO 5.1**

Una sección rectangular simplemente reforzada tiene un ancho de 10 plg. y un peralte efectivo de 18 plg. El concreto tiene una resistencia de cilindro a compresión de 3,000 Lbs. x Plg<sup>2</sup>. El acero tiene un modulo de elasticidad de 29 x 10<sup>6</sup> Lb/plg<sup>2</sup> y una resistencia a la cedencia de 40,000 lbs/plg<sup>2</sup>, calcular la resistencia ideal a la flexión para las siguientes áreas de acero: (1) 4plg<sup>2</sup>, (2) 8plg<sup>2</sup>, y (3) la correspondiente a la falla balanceada.

**SOLUCION:**

De la ecuación 5.14 se puede escribir

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 3,000 \times 0.85}{40,000} \frac{0.003 \times 29 \times 10^6}{0.003 \times 29 \times 10^6 + 40,000}$$

$$= 0.0371$$

1.  $A_s = 4 \text{ Plg}^2$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{4}{10 \times 18} = 0.0222 < \rho_b$$

En consecuencia ocurre una falla a tensión. De la ecuación 5.6 se tiene.

$$M_u = 4 \times 40,000 \left( 18 - 0.59 \frac{4 \times 40,000}{3,000 \times 10} \right)$$

$$= 2.37 \times 10^6 \text{ Lb. Plg}^2$$

2.  $A_s = 8 \text{ plg}^2$



Las vigas simplemente reforzadas se diseñan de manera que  $f \leq 0.75 f_b$ , en que  $f_b$  está dada por la ecuación 5.14. En consecuencia la cuantía de acero permisible máxima  $f_{max}$  es.

$$f_{max} = 0.75 \frac{0.85 F_c \beta_1}{F_y} \frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + F_y} \quad (5.18)$$

al sustituir  $E_s = 29 \times 10^6 \text{ Lb/plg}^2$  se obtiene.

$$f_{max} = \frac{0.638 F_c \beta_1}{F_y} \frac{87,000}{87,000 + F_y} \quad (5.19)$$

Adicionalmente, el valor permisible maximo para W es.

$$W_{max} = \frac{f_{max} F_y}{F_c} \quad (5.20)$$

Se puede especificar igualmente el requerimiento de que  $f \leq 0.75 f_b$  como  $a \leq 0.75 a_b$ , en que la ecuación 5.12 da el peralte del bloque de esfuerzos rectangulares para la falla balanceada  $a_b$ . Esto quiere decir que el peralte máximo permitido del bloque rectangular de esfuerzos de compresión es.

$$a_{max} = 0.75 a_b = 0.75 \frac{0.003 E_s \beta_1 d}{0.003 E_s + F_y} \quad (5.21)$$

En el diseño, se utiliza una resistencia confiable de  $\phi$  y resistencia ideal, en que  $\phi$  es el factor de reducción de la capacidad. En consecuencia, de las ecuaciones 5.5 y 5.6, el momento ultimo de diseño es.

$$M_u = \phi A_s F_y (d - 0.59 \frac{A_s F_y}{F_c b}) \quad (5.22_a)$$

$$= \phi [bd^2 F_y (1 - 0.59 \frac{f F_y}{F_c})] \quad (5.22_b)$$

$$= \phi wbd^2 F_c (1 - 0.59 w) \quad (5.22_c)$$

en que  $f = \frac{A_s}{bd}$  y  $w = \frac{F_y}{F_c}$

En el diseño, las variables en las ecuaciones 5.22 pueden ser b, d y  $A_s$ , es evidente que hay un grupo de secciones satisfactorias que tienen las mismas resistencias, de manera que antes que el diseñador pueda obtener una solución, se debe suponer el valor de una o más de estas variables.

### EJEMPLO 5.2

Se desea que una sección rectangular simplemente reforzada de 12plg de ancho transmita momentos flexionantes de carga de servicio de  $0.75 \times 10^6$  Lb. plg por carga muerta y  $1.07 \times 10^6$  Lb. plg por carga viva, utilizando.

$$F_c = 3,000 \text{ lb/plg}^2$$

$$F_y = 60,000 \text{ lb/plg}^2$$

Diseñar la sección para (1) el peralte mínimo (2) un peralte efectivo de 27.4 plg y (3) un peralte total de 30 plg.

Utilizando el método de prueba y error.

#### SOLUCION:

Segun la ecuación 4.1, la resistencia U requerida es  $U = 1.4 D + 1.7L$ , en que D y L son los momentos por carga muerta y viva de servicio respectivamente. En consecuencia, la resistencia a flexión debe ser

$$M_u = 1.4 \times 0.75 \times 10^6 + 1.7 \times 1.07 \times 10^6$$

$$= 2.87 \times 10^6 \text{ lb. plg}$$

#### 1.- Peralte mínimo.

El peralte es un minimo si  $f$  es la máxima permitida de la ecuación 5.19 se tiene.

$$f = f_{\max} = \frac{0.638 \times 3,000 \times 0.85}{60,000} \frac{87,000}{87,000+60,000} = 0.0160$$

de la ecuación 5.22b se tiene

$$2.87 \times 10^6 = 0.9 \times 0.0160 \times 12 \times 60,000 \left(1 - 0.59 \frac{0.0160 \times 60,000}{3,000}\right) d^2$$

$$\therefore d = 18.5 \text{ plg}$$

$$\therefore A_s = fbd = 0.0160 \times 12 \times 18.5 = 3.55 \text{ plg}^2$$

Ya que  $200/F_y = 200/60,000 = 0.0033 < f$ , es evidente que el área de refuerzo es satisfactoria.

#### 2.- Peralte efectivo de 27.4 plg

De la ecuación 5.22b se escribe

$$2.87 \times 10^6 = 0.9 \times 12 \times 27.4^2 \times 60,000 \left( (1 - 0.59) \frac{60,000}{3,000} \cdot f \right)$$

$$\therefore 11.8 f^2 - f + 0.0059 = 0$$

Resolviendo la ecuación cuadrática se obtiene  $\rho = 0.00638$  como la raíz requerida.

$$A_s = \rho b d = 0.00638 \times 12 \times 27.4 = 2.10 \text{ plg}^2$$

3.- Peralte Total de 30 plg

El área de acero se determinará empíricamente. Supóngase un recubrimiento de 2 plg. de concreto y una hilera de varillas del número 8, que da preliminarmente.  $d = 30 - 2 - 0.5 = 27.5$  plg. supongase  $j = 0.87$  (es decir,  $0.26 < 0.377$ ).

Sustituyendo en  $M_u = \phi A_s F_y j d$  el brazo de palanca supuesto, el área aproximada del acero es.

$$A_s = \frac{2.87 \times 10^6}{0.9 \times 60,000 \times 0.87 \times 27.5} = 2.22 \text{ plg}^2$$

### 5.1.3 ANALISIS DE SECCIONES DOBLEMENTE REFORZADAS

La figura 5.3 muestra una sección doblemente reforzada, cuando se alcanza la resistencia a flexión. Dependiendo de las áreas y posiciones del acero, el acero a tensión y a compresión puede estar o no en la resistencia de cedencia cuando se alcanza el momento máximo.

Si todo el acero está en cedencia,  $F_s = F'_s = F_y$ , en que  $F_s$  es el esfuerzo en el acero a tensión,  $F'_s$  es el esfuerzo en el acero a compresión, y  $F_y$  es la resistencia de cedencia del acero. Entonces las fuerzas internas resultantes son:

Compresión en el concreto

$$C_c = 0.85 F_c a b \quad (5.23)$$

Compresión en el acero

$$C_s = A'_s F_y \quad (5.24)$$

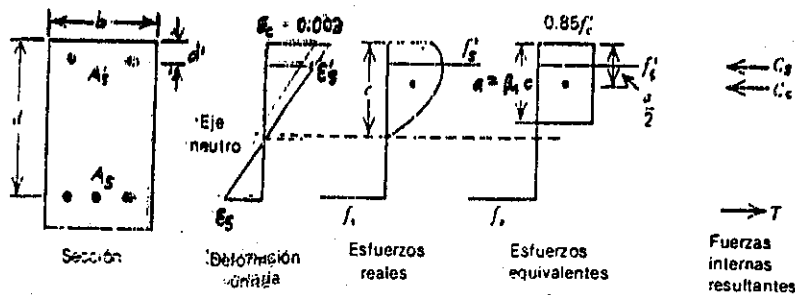


Fig. 5.3

$$\epsilon_s = 0.003 \frac{20 - 3.21}{3.21} = 0.0157 > \frac{F_y}{E_s} \therefore F_s = f_y$$

En consecuencia, el acero a compresión no está cediendo, y los valores anteriores  $C_s$  y  $a$  son incorrectos. Se puede determinar el valor real de  $\epsilon_s$  en función de  $a$ , a partir del diagrama de deformaciones, y ya que el acero a compresión sigue siendo elástico, se tiene.

$$F_s = \epsilon'_s E_s = 0.003 \frac{c - d'}{c} E_s = 0.003 \frac{a - \beta_1 d'}{a} E_s$$

$$\begin{aligned} \therefore C_s &= A'_s F'_s = 1 \times 0.003 \times \frac{a - 0.8 \times 2}{a} \times 29 \times 10^6 \\ &= 87,000 \frac{a - 1.6}{a} \text{ Lb} \end{aligned}$$

Pero  $C_c + C_s = T$

$$\therefore 46,750a + 87,000 \frac{a - 1.6}{a} = -160,000$$

La solución de la ecuación cuadrática de  $a = 2.68$  plg.

$$\therefore C_s = 87,000 \frac{2.68 - 1.6}{2.68} = 34,960 \text{ Lb}$$

$$\therefore F'_s = \frac{C_s}{A'_s} = \frac{34,960}{1} = 34,960 \text{ Lb/plg}^2$$

$$\therefore C_c = 46,750 \times 2.68 = 125,0690 \text{ Lb.}$$

(Notese que  $C_c + C_s = 160,020 \text{ Lb} = T$ ; en consecuencia, se comprueba el equilibrio).

$$\begin{aligned} \therefore Mu &= C_c (d - 0.5a) + C_s (d - d') \\ &= 125,060 (20 - 1.34) + 34,960 (20 - 2) \\ &= 2.96 \times 10^6 \text{ Lb. plg} \end{aligned}$$

#### 5.1.4 DISEÑO DE SECCIONES DOBLEMENTE REFORZADAS

Se puede requerir el acero a compresión en el diseño por las siguientes razones:



1) Cuando se utiliza una viga de poco peralte, la resistencia a flexión obtenida utilizando  $f_{max}$  puede ser insuficiente. Se puede elevar el momento resistente colocando acero a compresión y más acero a tensión. Es raro que ocurra esto en el diseño, debido a que los valores de  $f_{max}$ , permitidos por el método de diseño por resistencias son mucho mejores que el valor  $f_{balanceado}$  de las vigas diseñadas por el método alternativo de diseño.

2) Se puede utilizar el acero a compresión en el diseño para aumentar la ductilidad de la sección en la resistencia a flexión. Es evidente que si hay acero a compresión en una sección, la profundidad del eje neutro es menor, debido a que la fuerza interna de compresión la comparten el concreto y el acero a compresión.

3) Se puede utilizar el acero a compresión para reducir la deflexión de las vigas bajo la carga de servicio. Las vigas simplemente reforzadas que contienen  $f_{max}$  tienen esfuerzos elevados en el concreto bajo la carga de servicio.

4) A menudo el análisis de las combinaciones posibles de cargas externas revelan que el momento flexionante puede cambiar de signo, lo que es común para las vigas de marcos continuos bajo cargas de gravedad y laterales.

La ecuación 5.32 da el momento resistente de diseño de una viga doblemente reforzada, suponiendo que todo el acero está cediendo,

$$M_u = \phi \left[ 0.85 F_c a b \frac{(d - a)}{2} + A'_s F_y (d - d') \right] \quad 5.32$$

en que

$$a = \frac{(A_s - A'_s) F_y}{0.85 F_c b} \quad 5.33$$

Ya que para el equilibrio,  $0.85 F_c a b = (A_s - A'_s) F_y$ , se puede escribir la ecuación 5.33 como

$$M_u = \phi \left[ (A_s - A'_s) F_y \frac{(d - a)}{2} + A'_s F_y (d - d') \right] \quad 5.34$$

Las ecuaciones de diseño quedan como

$$M_u = \phi \left[ 0.85 F_c a b \frac{(d - a)}{2} + A'_s F'_s (d - d') \right] \quad 5.35$$

en que

$$a = \frac{A_s F_y - A'_s F'_s}{0.85 F_c b} \quad 5.36$$

Para el diseño para asegurar que el acero a tensión fluya y que la falla no sea frágil, se recomienda que la cantidad de acero a tensión de una viga doblemente reforzada no exceda 0.75 [b. lo que requiere que

$$\rho \leq 0.75 \frac{(0.85F_c \beta_1 \rho_s + \rho_s)}{F_y} + \frac{(\rho_s)}{F_y} \quad 5.37$$

**EJEMPLO:**

La sección de la figura se refuerza con acero  $F_y = 40,000 \text{ lb/plg}^2$  y  $E_s = 29 \times 10^6 \text{ lb/plg}^2$ . Para el concreto,  $F_c = 3,000 \text{ lb/plg}^2$ . Estimar la resistencia confiable a flexión de la sección para (1) momento flexionante positivo, y (2) momento negativo.

**SOLUCION:**

Se utiliza una solución aproximada.

(1) Para el momento flexionante positivo

$$A_s = 8.57 \text{ plg}^2 \quad \text{y} \quad A_s = 4.48 \text{ plg}^2$$

de la ecuación 5.33 se puede encontrar el peralte del bloque de esfuerzos de compresión.

$$a = \frac{(8.57 - 4.48) 40,000}{0.85 \times 3,000 \times 11} = 5.83 \text{ plg}$$

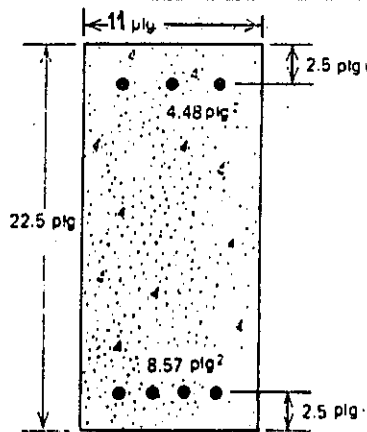


Fig. 5.4

La deformación a cedencia del acero es  $40,000 / (29 \times 10^6) = 0.00138$ , el brazo de palanca para la fuerza de compresión del concreto es:

$$d - 0.5a = 20 - 0.5 \times 5.83 = 17.08 \text{ plg.}$$

El brazo de palanca para la fuerza de compresión del acero es.

$$d - d' = 20 - 2.5 = 17.50 \text{ plg}$$

En consecuencia el brazo de palanca de la fuerza resultante de compresión es  $17.08 < jd < 17.50$  Plg, y una aproximación conservadora es  $jd = 17.08$  plg, lo que da.

$$\begin{aligned} M_u &= \phi A_s F_y jd \\ &= 0.9(8.57 \times 40,000 \times 17.08) \\ &= 5.27 \times 10^6 \text{ Lb. plg} \end{aligned}$$

2.- Para el momento flexionante negativo

$$\begin{aligned} A_s &= 4.48 \text{ Plg}^2 \text{ y } A_s = 8.57 \text{ plg}^2 \\ M_u &= 0.9(4.48 \times 40,000 \times 17.50) \\ &= 2.82 \times 10^6 \text{ lb.plg} \end{aligned}$$

## 5.2 SECCIONES T e I

La figura 5.5 muestra una sección de viga T cuando se alcanza la resistencia a flexión, generalmente la profundidad del eje neutro es pequeña debido al área grande del patin.

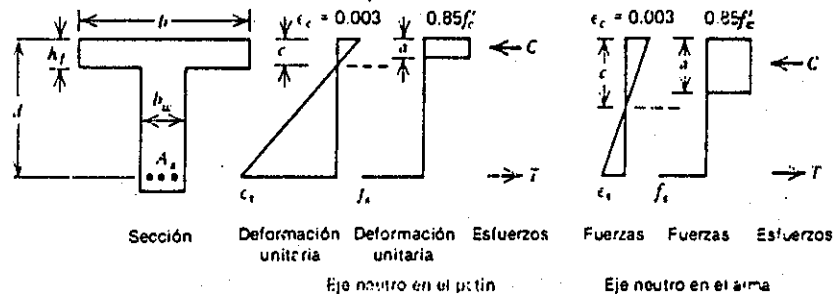


Fig. 5.5

Se puede iniciar el análisis suponiendo que  $e < h_f$ , en que  $h_f$  = espesor del patin, por equilibrio,  $C = T$ .

$$0.85 F_c ab = A_s F_y$$

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 F_c b} = \frac{\int F_y d}{0.85 F_c} = \frac{wd}{0.85} \quad (5.38)$$

en que  $\int = A_s / bd$  y  $w = F_y / F_c$ .

$$c = a = 1.18 \frac{wd}{\beta_1} \quad (5.39)$$

Si  $C < h_f$ , el eje neutro esta en el patin como se supuso, y

$$Mu = A_s F_y (d - 0.5a) \quad (5.40)$$

Cuando el eje neutro esta en el patin se puede analizar la sección como si fuese una sección rectangular de ancho  $b$ .

Al reescribir la ecuación de equilibrio  $C = T$  para el eje neutro en el alma se obtiene.

$$\begin{aligned} 0.85F_c [ab_w + h_f (b - b_w)] &= A_s F_y \\ a &= \frac{A_s F_y - 0.85F_c h_f (b - b_w)}{0.85 F_c b_w} \end{aligned} \quad (5.41)$$

en que  $b_w$  es el ancho del alma.

Tomando momentos respecto del acero de tensión se obtiene.

$$Mu = 0.85F_c ab_w \frac{(d - a)}{2} + 0.85F_c (b - b_w) h_f \frac{(d - h_f)}{2} \quad (5.42)$$

El acero a tensión está cediendo si.

$$\epsilon_s = 0.003 \frac{d - c}{c} = 0.003 \frac{\beta_1 d - a}{a} \geq \frac{F_y}{E_s} \quad (5.43)$$

### 5.2.1 DISEÑOS DE SECCIONES T e I

Cuando la profundidad del eje neutro es menor que el espesor del patin, de acuerdo con la ecuación 5.39 se tiene.

$$1.18 \frac{wd}{\beta_1} \leq h_f \text{ en que } w = \frac{A_s F_y}{bd F_c}$$

Y entonces se puede diseñar la sección como una sección rectangular de ancho  $b$ .

Cuando la profundidad del eje neutro es mayor que el espesor del patin,  $1.18 wd/\beta_1 > h_f$ . Para este caso se puede diseñar la sección utilizando las ecuaciones para una viga doblemente reforzada como sigue. Se puede considerar que el acero a tensión está dividido en una área  $A_{sf}$ , que resiste la compresión en el concreto de las salientes del patin, y otra área  $A_s - A_{sf}$ ,

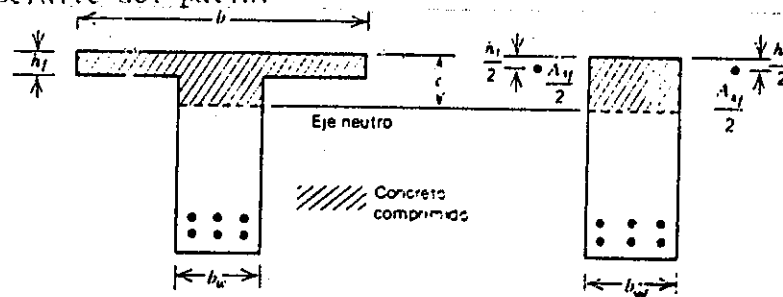
que resiste la compresión en el concreto del alma. Entonces suponiendo que el acero a tensión está cediendo, las ecuaciones de equilibrio son:

$$A_{sf} f_y = \frac{0.85 F_c h_f (b - b_w)}{f_y} \quad (5.44)$$

$$a = \frac{(A_s - A_{sf}) f_y}{0.85 F_c b_w} \quad (5.50)$$

$$M_u = \phi \left[ \frac{(A_s - A_{sf}) f_y (d - a)}{2} + \frac{A_{sf} f_y (d - h_f)}{2} \right] \quad (5.51)$$

Se ve que la fuerza de compresión en la saliente del patín de concreto equivale a un área de acero a compresión  $A_{sf}$  con resistencia de cedencia a la mitad del peralte del patín.



Sección T y sección rectangular doblamente reforzada equivalente.

Fig. 5.6

Para asegurar una falla dúctil con el acero a tensión cediendo, se debe satisfacer en el diseño la misma relación límite de acero que para una viga doblamente reforzada.

$$\rho_w = 0.75 \left( \frac{0.85 F_c b_f}{f_y} \frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_y} + \rho \right) \quad (5.52)$$

Es necesario que el área de acero en la sección sea suficiente para asegurar que la resistencia a flexión de la sección agrietada no exceda, el momento requerido para agrietar la sección para evitar esa falla  $\rho_w > 200/f_y$ .

#### EJEMPLO:

Se desea que una sección de viga T con  $b = 30$  plg.  $b_w = 12$  plg.  $d = 23$  plg. y  $h_f = 4$  plg. tenga una resistencia a flexión de diseño de  $7 \times 10^6$  Lb. plg. Utilizando  $f_c = 3,000$  Lb/plg<sup>2</sup> y  $f_y = 60,000$  Lb/plg<sup>2</sup>, calcular el área requerida del acero.

**SOLUCION:**

Como aproximación para determinar si el eje neutro está en el patín o el alma, supongase  $jd = d - 0.5h_f = 23 - 2 = 21$  plg. Entonces se tiene aproximadamente.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi j d f_y} = \frac{7 \times 10^6}{0.9 \times 21 \times 60,000} = 6.17 \text{ plg}^2$$

lo que da

$$w = \frac{f_y}{f_c} = \frac{6.17 \times 60,000}{30 \times 23 \times 3,000} = 0.179$$

de la ecuación 5.39 se tiene

$$c = 1.18 \frac{wd}{\beta_1} = 1.18 \frac{0.179}{0.85} \times 23 = 5.72 \text{ plg} > h_f$$

en consecuencia el eje neutro esta en el alma

$$\begin{aligned} A_{sf} f_y &= 0.85 f_c h_f (b - b_w) \\ &= 0.85 \times 3,000 \times 4 \times (30 - 12) = 183,600 \text{ Lb} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (A_s - A_{sf}) f_y &= 0.85 f_c a b_w \\ &= 0.85 \times 3,000 \times 12a = 30,600a \text{ Lb} \end{aligned}$$

de la ecuación (5.51) se tiene

$$7 \times 10^6 = 0.9 [30,600a (23 - 0.5a) + 183,600 (23 - 2)]$$

$$a^2 - 46a + 256.34 = 0 \quad ; \quad a = 6.49 \text{ plg.}$$

$$(A_s - A_{sf}) f_y = 30,600 \times 6.49 = 198,600 \text{ Lb.}$$

sustituyendo en la ecuación (5.44)

$$A_s = \frac{198,600 + 183,600}{60,000} = 6.37 \text{ plg}^2$$

verificando si el área del acero es satisfactoria:

$$w = \frac{6.37}{12 \times 23} = 0.0231$$

compruébese la máxima cuantía de acero permisible, usando la ecuación (5.52)

$$\frac{0.75(0.85 \times 3,000 \times 0.85 \quad 0.003 \times 29 \times 10^6 \quad + \quad 183,600)}{60,000 \quad 0.003 \times 29 \times 10^6 + 60,000 \quad 60,000 \times 12 \times 23}$$

$$= 0.0244 > 0.0231$$

en consecuencia, el área de acero no excede la máxima permisible.

Revísese el mínimo acero permisible usando.

$$\frac{200}{F_y} = \frac{200}{60,000}$$

$$= 0.0033 < 0.0231$$

En consecuencia, el área de acero no es menor que la mínima permisible.

### 5.3 SECCIONES DE VARILLAS A DISTINTOS NIVELES O ACERO SIN UNA RESISTENCIA DE CEDENCIA BIEN DEFINIDA.

Quando se colocan varillas de refuerzo en las regiones a tensión o a compresión en una viga, es usual considerar sólo el esfuerzo en los centroides del acero a tensión y a compresión, aunque las varillas estén en varias capas. Sin embargo, se puede desear realizar un análisis más exacto cuando pueden existir grandes diferencias entre los niveles del esfuerzo en las distintas capas.

Adicionalmente cuando el refuerzo no tiene una resistencia bien definida de cedencia, también se puede desear hacer una evaluación exacta de la resistencia a flexión de la sección, incluyendo el efecto de endurecimiento por deformación del acero.

Para el análisis general de esas secciones se puede utilizar un procedimiento iterativo que comprenda la satisfacción de los requerimientos de equilibrio y de compatibilidad de las deformaciones, considerando la sección mostrada en la figura, 5.7 cuando se alcanza la resistencia a flexión.

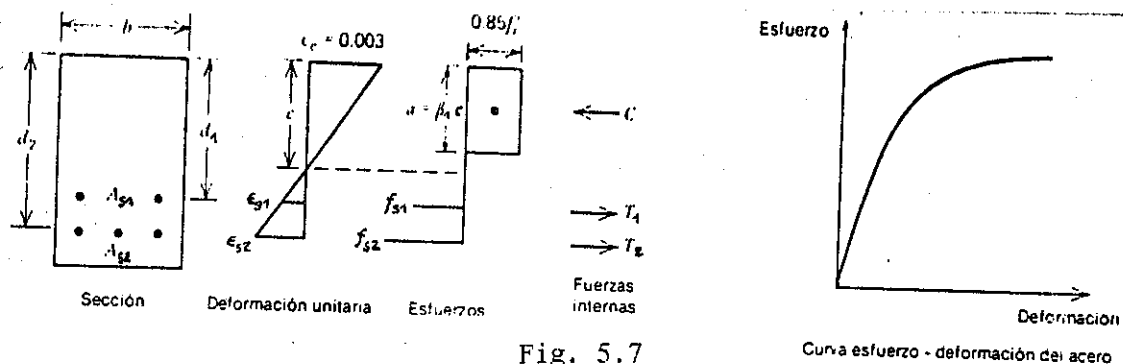


Fig. 5.7

La curva esfuerzo - deformación para el acero se supone de forma general, para fines de ilustración, se considera que el acero a tensión en la sección está en dos capas. Por compatibilidad de la deformación, el diagrama de deformaciones da.

$$\frac{0.003}{c} = \frac{\epsilon_{s1}}{d_1 - c} = \frac{\epsilon_{s2}}{d_2 - c}$$

$$\therefore \epsilon_{s1} = 0.003 \frac{d_1 - c}{c} \quad (5.44a)$$

$$\epsilon_{s2} = 0.003 \frac{d_2 - c}{c} \quad (5.44b)$$

Por equilibrio se tiene:

$$C = T_1 + T_2$$

$$0.85F_c ab = A_{s1} F_{s1} + A_{s2} F_{s2} \quad (5.45)$$

Se puede analizar la sección mediante un procedimiento de pruebas y ajustes como sigue:

- 1.- Elegir un valor de "c".
- 2.- Calcular  $\epsilon_{s1}$  y  $\epsilon_{s2}$  de las ecuaciones 5.44a y 5.44b y determinar  $F_{s1}$  y  $F_{s2}$  de la curva esfuerzo-deformación para el acero.
- 3.- Determinar si se satisface la ecuación 5.45
- 4.- Repetir los pasos 1,2 y 3 hasta encontrar un valor de "c" que satisfaga la ecuación (5.45).

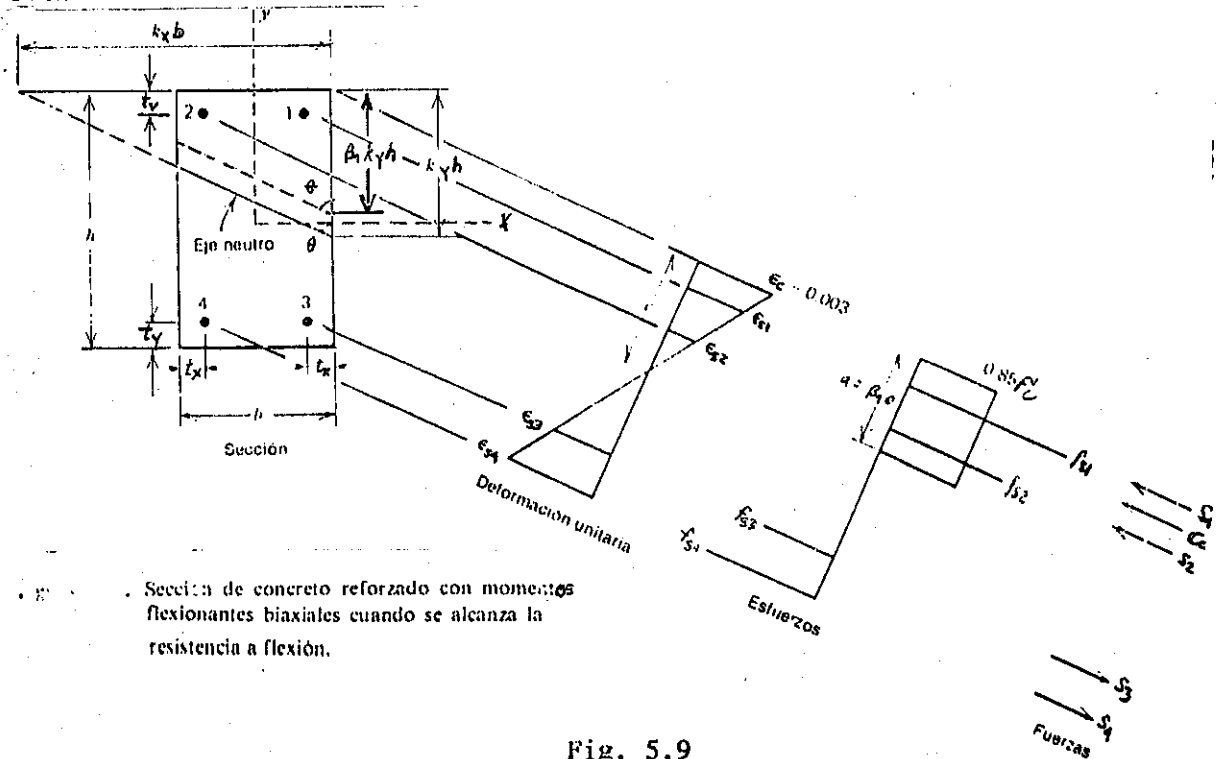
Luego tomando momentos al rededor del centroide de compresión, la resistencia a flexión está dada por:

$$Mu = A_{s1} F_{s1} (d_1 - 0.5a) + A_{s2} F_{s2} (d_2 - 0.5a)$$



## 5.4 SECCIONES SOMETIDAS A FLEXION BIAXIAL

Ocasionalmente se sujeta a las vigas de concreto reforzado a cargas que provocan flexión biaxial (asimétricas). por ejemplo, una viga aislada que soporta un muro expuesto a la presión del viento puede recibir cargas tanto horizontales como verticales, en la fig. 5.8 se muestra una sección con flexión biaxial.



## 5.5 INESTABILIDAD LATERAL DE LAS VIGAS

Cuando se utilizan vigas esbeltas, la inestabilidad antes del desarrollo de la resistencia a flexión puede ser la causa de la falla. La falla por inestabilidad toma la forma de pandeo lateral, acompañada por torsión, como lo ilustra la fig. 5.9. Esta inestabilidad puede ser importante en el caso de vigas que carecen de apoyo lateral, si la rigidez a flexión en el plano de flexión es muy grande comparada con su rigidez lateral. El problema se presenta raras veces, debido a que la mayoría de los diseñadores intuitivamente eligen secciones compactas. La situación crítica puede presentarse durante la creación de estructuras de concreto precolado, antes de que se proporcione restricción lateral adecuada a las componentes.

La solución para el momento crítico  $M_{cr}$  que produce la inestabilidad en una viga prismática, isotrópica, linealmente elástica y homogénea es.

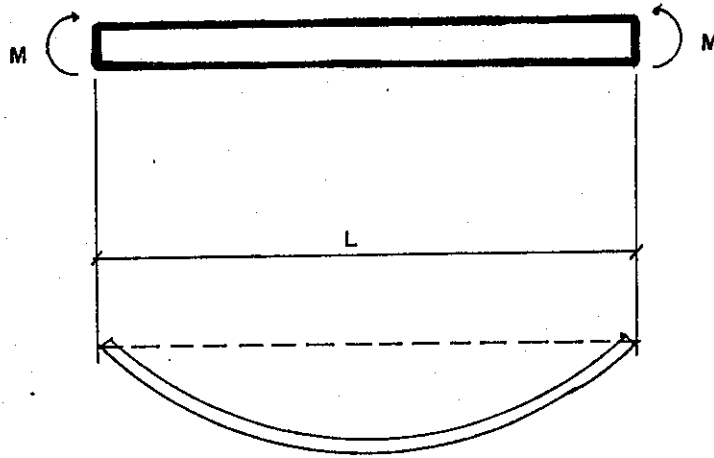


Fig. 5.9

$$M_{cr} = \frac{\lambda}{L} \sqrt{\frac{E_c I_x E_c I_y GJ}{E_c I_x - E_c I_y}} \left[ 1 - 1.74 \frac{Y_w}{L} \sqrt{\frac{E_c I_y}{GJ}} \right]$$

en que  $\lambda = a$  un coeficiente que depende del tipo de carga y que tiene los siguientes valores:

- (a)  $\pi$  para momento uniforme a lo largo de la viga.
- (b) 3.53 para una carga distribuida uniformemente.
- (c) 4.24 para una carga central concentrada.

$E_c$  = módulo de elasticidad del concreto.

$G$  = módulo de rigidez al cortante del concreto.

$I_x, I_y$  = momentos de inercia de la sección transversal del concreto al rededor del eje mayor y menor respectivamente.

$J$  = momento polar equivalente de inercia de la sección transversal del concreto.

$L$  = longitud no apoyada de la viga.

$Y_w$  = distancia del punto de aplicación de la carga sobre el centroide de la sección.

## CAPITULO No. 6

### RESISTENCIA DE MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXION Y CARGA AXIAL

#### 6.1 INTRODUCCION:

Las columnas son elementos estructurales utilizados primordialmente para soportar cargas de compresión. Una columna corta es aquella en que la carga última para una excentricidad dada está solamente gobernada por la resistencia de los materiales y las dimensiones de la sección transversal.

Una columna esbelta es aquella en que la carga última también está influida por la esbeltez, lo que produce flexión adicional debido a las deformaciones transversales.

Las columnas de concreto se refuerzan mediante acero longitudinal y transversal. Generalmente el acero transversal tiene la forma de estribos o hélices espaciados estrechamente.

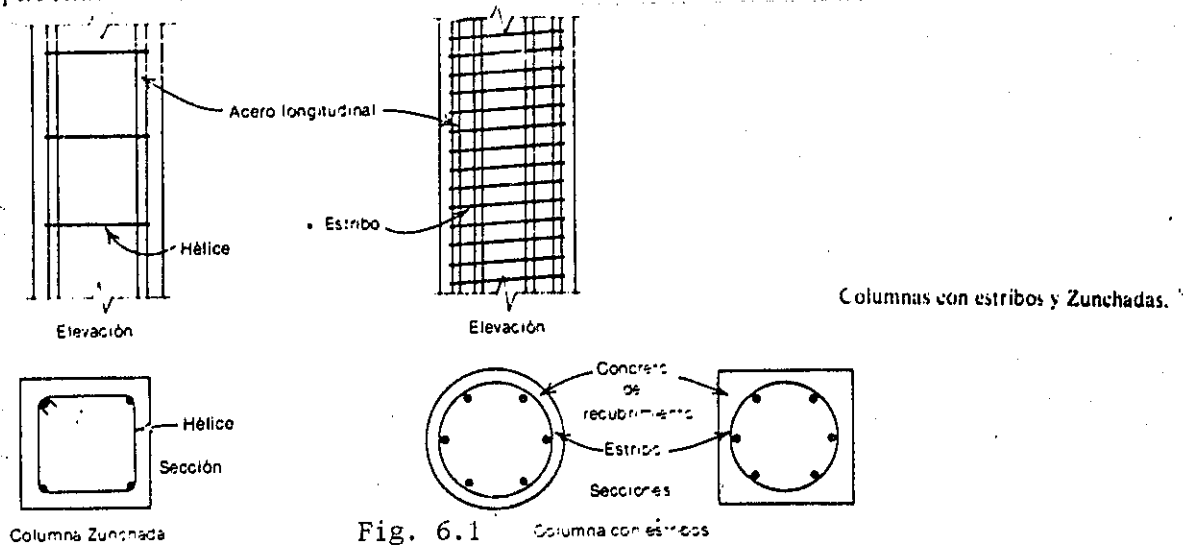


Fig. 6.1

#### 6.2 COLUMNAS CORTAS CARGADAS AXIALMENTE

La carga última de una columna no varía apreciablemente con la historia de la carga. Al aumentar la carga, el acero normalmente alcanza la resistencia de cedencia antes de que el concreto alcance su resistencia total. Sin embargo, en esta etapa la columna no ha alcanzado su carga última.

En consecuencia, la carga última de una columna de concreto reforzado, cargada axialmente es la suma de la resistencia de cedencia del acero, más la resistencia del concreto.

La carga última de una columna cargada axialmente se puede escribir como.

$$P_0 = 0.85F_c (A_g - A_{st}) + F_y A_{st} \quad (6.1)$$

En que  $A_g$  es el área bruta de la sección transversal,  $A_{st}$  es el área total del acero longitudinal en la sección, y  $F_y$  es la resistencia de cedencia del acero.

### 6.3 COLUMNAS CORTAS CARGADAS EXCÉNTRICAMENTE CON FLEXIÓN UNIAIXIAL

#### 6.3.1 INTRODUCCION:

Las columnas cargadas axialmente rara vez ocurren en la práctica, debido a que casi siempre hay cierta flexión, como lo evidencia la torcedura inicial ligera de las columnas, la manera en que se aplican las cargas mediante vigas y losas, y los momentos introducidos por la construcción continua.

La combinación de una carga axial  $P_u$  y momento flexionante  $M_u$  equivale a una carga,  $P_u$  aplicada con la excentricidad  $e = M_u/P_u$ , como se muestra en la fig. 6.2

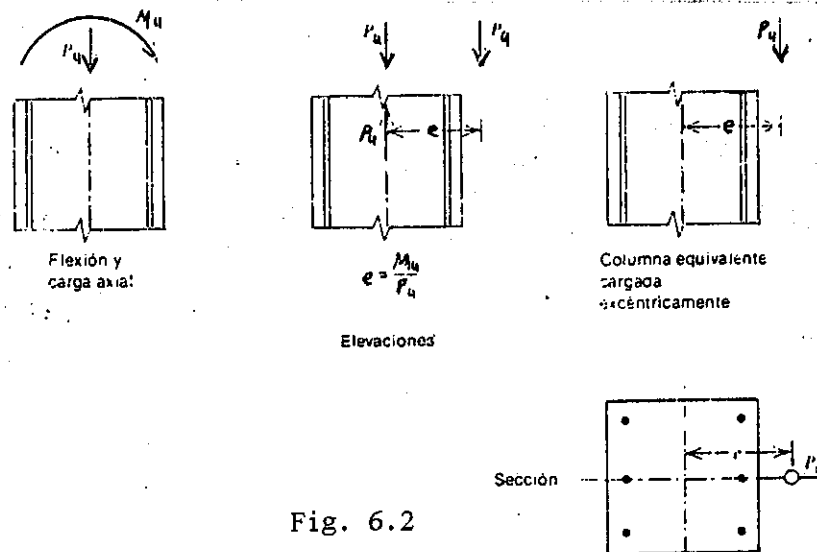


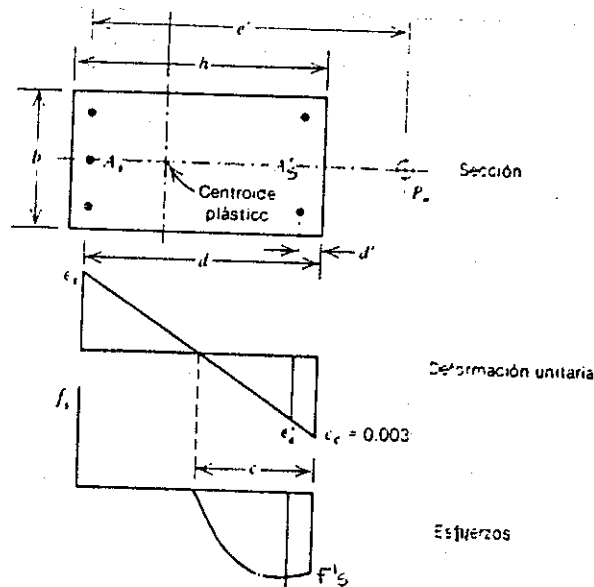
Fig. 6.2

En la práctica desde el punto de vista de la resistencia, las columnas con estribos y zunchadas se diseñan como si el concreto no estuviera confinado, pero debido a la mayor dureza de una columna zunchada, el código ACI asigna un factor ligeramente mayor de reducción de capacidad a una columna zunchada ( $\phi = 0.75$ ) que a una columna con estribos ( $\phi = 0.70$ ).

#### 6.3.2 ANALISIS DE SECCIONES RECTANGULARES CON VARILLAS EN UNA O DOS CARAS

En la figura 6.3 se muestra una sección rectangular con varillas en dos caras, cargada excéntricamente a la carga última. Se considera que la profundidad del eje neutro es menor que el peralte total. Como con las vigas, una falla a tensión o una falla a compresión puede ocurrir dependiendo de si el acero a tensión alcanza la resistencia de cedencia. sin embargo contrario a las vigas, no se puede evitar una falla a compresión.

fig. 6.3



Es común suponer que el acero a compresión, está cediendo y luego comprobar que se ha alcanzado la deformación de cedencia con referencia a la fig. 6.3 y suponiendo el esfuerzo en el acero a compresión  $F_s = F_y$ , la ecuación de equilibrio obtenida de la suma de las fuerzas internas es.

$$P_u = 0.85F_c ab + A'_s F_y - A_s F_s \quad (6.2)$$

Y la expresión que se obtiene tomando momentos respecto del acero de tensión es.

$$P_u e' = 0.85F_c ab (d - 0.5a) + A'_s F_y (d - d') \quad (6.3)$$

### 6.3.3 DISEÑO DE SECCIONES RECTANGULARES CON VARILLAS EN UNA O DOS CARAS.

En la práctica, todas las columnas están sujetas a cierto momento flexionante, debido a la torcedura inicial y a las cargas asimétricas. En consecuencia, una columna cargada axialmente no es un caso práctico, y se recomienda que no se considere la excentricidad con que se aplica una carga a compresión con menos de algún valor mínimo (por ejemplo 0.1h para una columna con estribos o 0.05h para una columna zunchada).

A menudo en el diseño de columnas no se pueden eliminar las fallas a compresión limitando las proporciones de la sección. Por tanto es necesario formular ecuaciones de diseño tanto para falla a tensión como a compresión.

Se pueden escribir las ecuaciones de diseño para la sección de la fig. 6.4

$$P_u = \phi (0.85F_c ab + A_s F_y - A'_s F_s) \quad (6.4)$$

y

$$P_u e' = \phi [0.85F_c ab (d - 0.5a) + A_s F_y (d - d')] \quad (6.5)$$

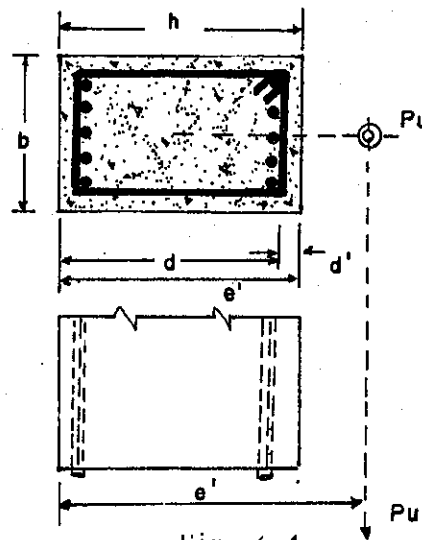


Fig. 6.4

luego se puede determinar el tipo de falla. Nótese que las ecuaciones suponen que el acero de compresión está cediendo ( $F_s = F_y$ ), lo que debe verificarse, el acero de compresión está cediendo si.

$$\epsilon_s = 0.003 \frac{a - \beta_1 d'}{a} \geq \frac{F_y}{E_s} \quad (6.6)$$

Si se encuentra que el acero de compresión no está cediendo, se debe sustituir la expresión.

$$F_s = \epsilon_s E_s = 0.003 \frac{a - \beta_1 d'}{a} E_s \quad (6.7)$$

- falla a tensión Si  $P_u < P_b$ , rige la tensión ( $F_s = F_y$ )
- Falla a compresión Si  $P_u > P_b$ , rige la compresión ( $F_s < F_y$ )

#### EJEMPLO:

Se desea reforzar simétricamente una sección de columna con estribos, cuadrada de 18 plg. de la sección. Los centroides de las varillas están a 2 1/2 plg. de los bordes proximos de la sección. El concreto tiene una resistencia de cilindro  $F_c$  de 4,000 Lb/plg<sup>2</sup>. El acero tiene un módulo de elasticidad de  $29 \times 10^6$  Lb/plg<sup>2</sup> y una resistencia de cedencia de 50,000 Lb/plg<sup>2</sup>. Se puede suponer que el factor  $\phi$  de reducción de capacidad es de 0.7, aunque se puede aumentar linealmente a 0.9 conforme la carga última  $P_u$  disminuye desde  $0.1F_c A_g$  hasta cero, en que  $A_g$  es el área bruta de la sección de columna. Determinar las áreas del acero requeridas en la columna para que soporte las siguientes cargas últimas: (1) 250,000 Lb con  $e = 15$  plg.

SOLUCION:

$$d = 18 - 2.5 = 15.5 \text{ plg.}$$

$$a_b = \frac{0.003 \times 29 \times 10^6}{50,000 + 0.003 \times 29 \times 10^6} \cdot 0.85 \times 15.5 = 8.37 \text{ plg.}$$

entonces

$$F_y/E_s = 50,000 / (29 \times 10^6) = 0.00172$$

$$E_s = 0.003 \quad \frac{8.37 - 0.85 \times 2.5}{8.37} = 0.00224 > 0.00172$$

En consecuencia el acero está cediendo,  $F_s = F_y$ , en falla balanceada.

Sustituyendo  $a_b = a$  en la ecuación 6.4 y notando que  $F'_s = F_y$  y  $A'_s = A_s$ , se tiene.

$$P_b = 0.7(0.85 \times 4,000 \times 8.37 \times 18) = 358,600 \text{ Lb}$$

1.-  $P_u = 250,000 \text{ Lb} < 358,000 \text{ Lb}$ ; en consecuencia,  $P_u < P_b$  (es decir, la tensión rige,  $F_s = F_y$ ).

también,  $0.1F_c$ ,  $A_g = 0.1 \times 4,000 \times 18^2 = 129,6000 \text{ Lb} < 250,000 \text{ Lb}$ ,

$$\therefore \phi = 0.7$$

Supongase que  $F_s = F_y$

$$250,000 = 0.7 (0.85 \times 4,000 \times 18a);$$

$$a = 5.84 \text{ plg.}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \quad \frac{5.84 - 0.85 \times 2.5}{5.84} = 0.00191 > 0.00172$$

$$5.84$$

$\therefore$  el acero de compresión está cediendo como se supuso.

$$250,000 \times 15 = 0.7 [0.85 \times 4,000 \times 5.84 \times 18(9-2.92) + A'_s 50,000 * (9-2.5) + A_s 50,000(9-2.5)]$$

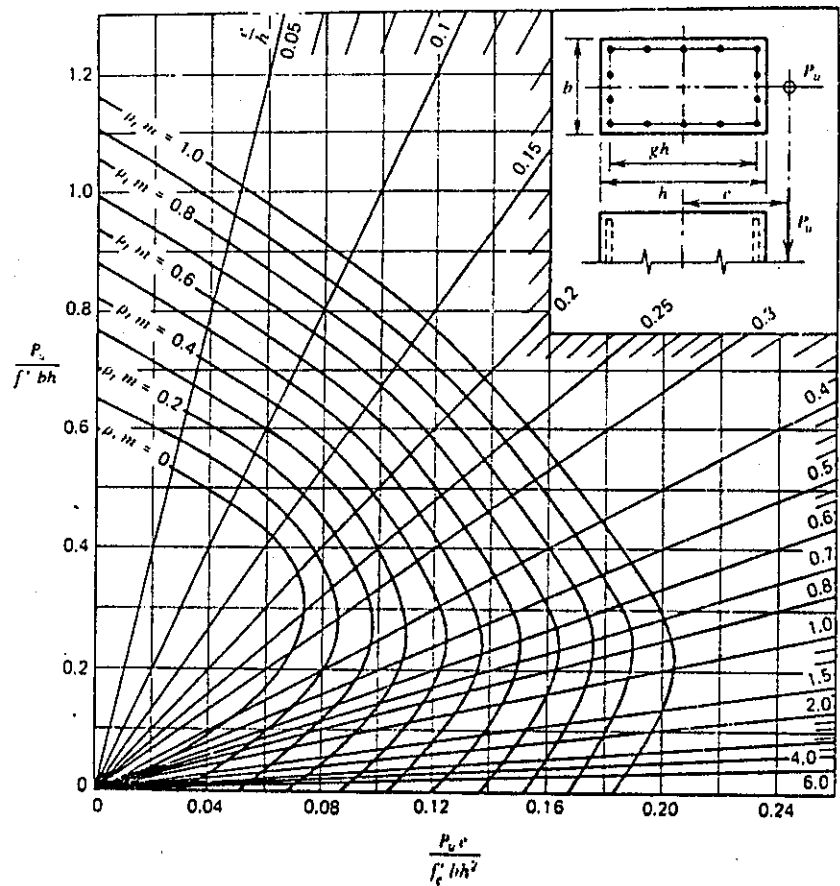
$$\therefore A'_s = A_s = 4.90 \text{ plg}^2 \quad \therefore A_{st} = 9.80 \text{ plg}^2$$

### 6.3.4 GRAFICAS Y TABLAS DE DISEÑO

En la práctica es posible desarrollar rápidamente el diseño y análisis de secciones de columna usando gráficas y tablas de diseño. El ACI ha publicado una extensa serie de éstas.

Las gráficas de diseño son conjuntos de diagramas de interacción que grafican la carga última y el momento en forma adimensional.

La fig. 6.5 es una gráfica para secciones rectangulares con varillas en las cuatro caras.



Gráfica de diseño<sup>5.4</sup> para una sección de columna de concreto reforzado cargada excéntricamente con  $\phi = 0.7, 0.25, \dot{\phi}_u$  en cada cara,  $\nu = 0.7$ ,  $f'_c \leq 4000 \text{ lb/plg}^2 (27.6 \text{ N/mm}^2)$ , y  $f_s = 60,000 \text{ lb/plg}^2 (414 \text{ N/mm}^2)$ .

Fig. 6.5



**EJEMPLO:**

Una columna cuadrada de 20 plg. con estribos, con el acero longitudinal distribuido uniformemente en las cuatro caras, soporta una carga última de 536,000 Lb. con una excentricidad de 5.75 plg. con respecto a un eje principal de la sección. El centroide de cada varilla está a 3 plg. de la cara más próxima de la columna. Calcular el área de acero requerida si  $\phi = 0.7$ ,  $F_c = 3,000 \text{ Lb/plg}^2$ , y  $F_y = 60,000 \text{ Lb/plg}^2$ .

**Solución:**

$$g = (20 - 6)/20 = 0.7 \text{ Entonces se puede usar la fig. (6.5)}$$

$$\frac{P_u}{F_c bh} = \frac{536,000}{3,000 \times 20 \times 20} = 0.447$$

$$\frac{P_u e}{F_c bh^2} = \frac{0.447 \times 5.75}{20} = 0.1284$$

Refiriendose al punto de la fig. (6.5) que muestra estas coordenadas, e interpolando entre las curvas, se encuentra  $\gamma_m = 0.61$  (nótese que la gráfica incluye el valor requerido para  $\phi$ ).

$$\frac{A_{st}}{bh} \frac{F_y}{0.85F_c} = 0.61$$

$$A_{st} = \frac{0.61 \times 0.85 \times 3,000 \times 20 \times 20}{60,000} = 10.4 \text{ plg}^2$$

**6.4 COLUMNAS CORTAS CARGADAS EXCENTRICAMENTE CON FLEXION BIAxIAL**

**6.4.1 TEORIA GENERAL.**

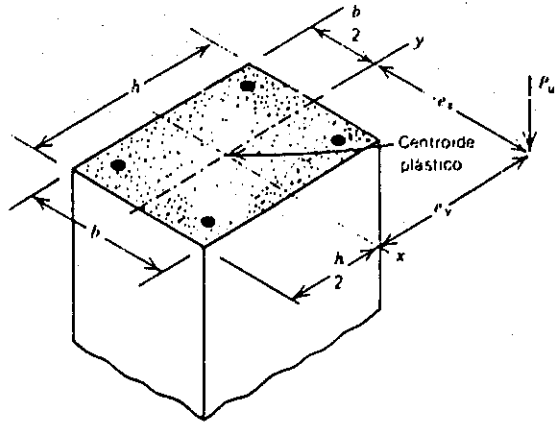
La teoría para las columnas estudiadas hasta ahora ha sido para cargas que provocan flexión alrededor de un eje principal de la columna solamente, es decir flexion uniaxial. En la práctica muchas columnas están sujetas a flexión alrededor de ambos ejes principales simultáneamente, especialmente las columnas de las esquinas de edificios.

En la fig. (6.6) y (6.7) respectivamente se muestra una sección de columna de concreto reforzado simétricamente con flexión biaxial, y las deformaciones, esfuerzos y fuerzas en la sección bajo carga última.

$$P_u = C_c + S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$M_{ux} = P_u e_y = C_c(h/2 - Y) + (S_1 + S_2)(h/2 - t_y) - (S_3 + S_4)(h/2 - t_y) \quad (6.8)$$

$$M_{uy} = P_u e_x = C_c(b/2 - X) + (S_1 + S_3)(b/2 - t_x) - (S_2 + S_4)(b/2 - t_x) \quad (6.9)$$



Sección de columna de concreto con flexión biaxial, reforzada simétricamente.

Fig 6.6

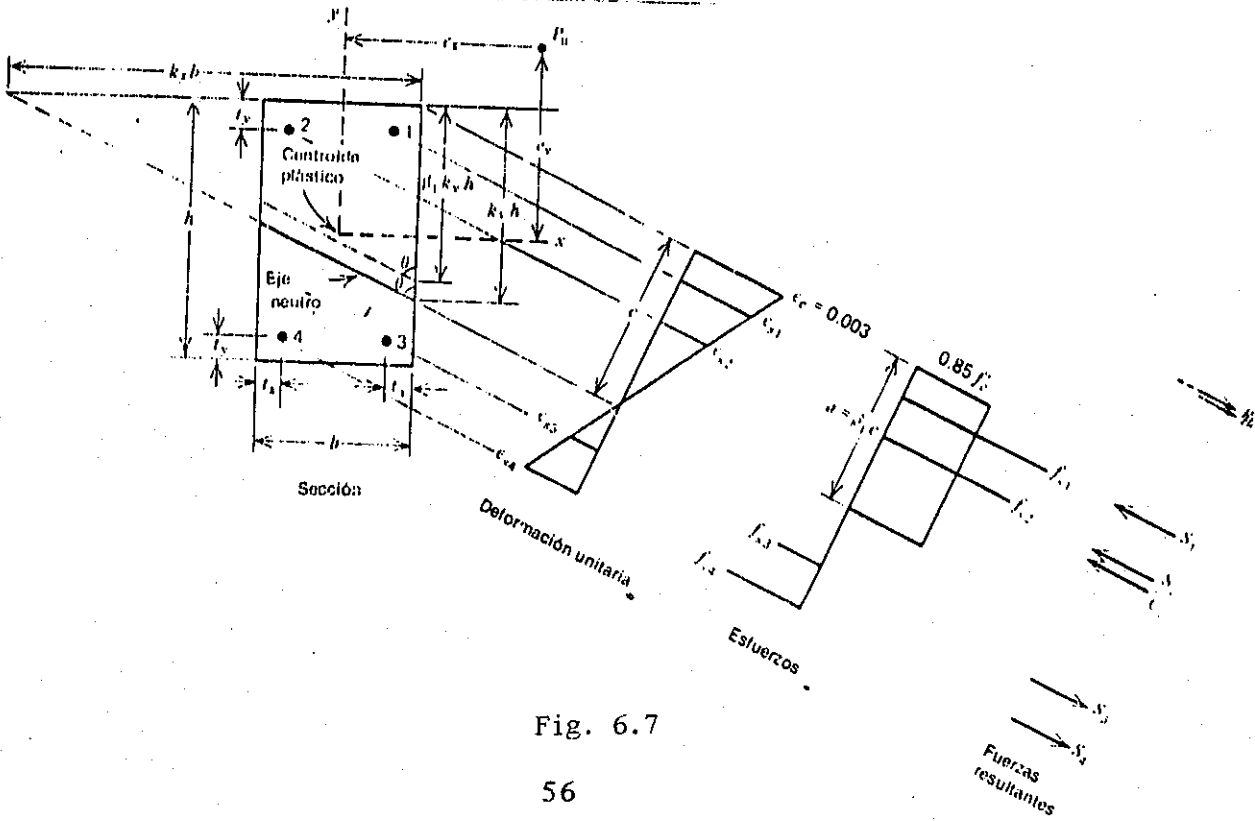
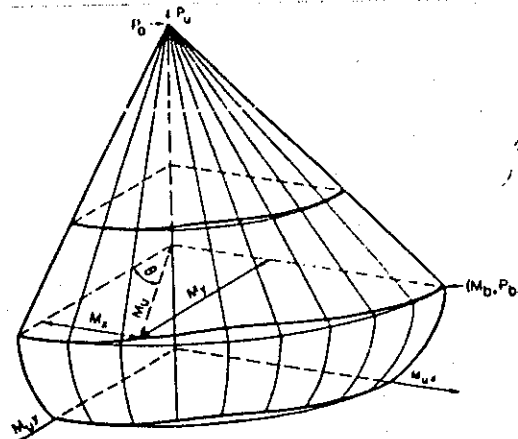


Fig. 6.7

En la fig. (6.8) aparece un conjunto típico de diagramas de interacción para una sección dada, y un conjunto completo de diagramas para todos los ángulos que describen la superficie de interacción.



Superficie de interacción (Superficie de falla) para una columna de concreto reforzado con flexión biaxial. 3.11

Fig. 6.8

#### 6.4.2 METODOS APROXIMADOS DE ANALISIS Y DISEÑO POR FLEXION BIAxIAL

Los métodos aproximados de análisis y diseño para la flexión biaxial pertenecen a tres grupos generales. Se empezara estudiando el método de superposicion.

##### METODO DE SUPERPOSICION:

Estos métodos por lo general no tienen base teórica, y esto hace que se produzcan grandes errores del lado de la inseguridad o si no de lo contrario pueden llegar a ser excesivamente conservadores.

##### METODO DE LA EXCENTRICIDAD UNIAXIAL EQUIVALENTE

Se ha propuesto una diversidad de expresiones analíticas aproximadas para poder determinar la excentricidad uniaxial equivalente  $e_0$ . Por ejemplo, se reporta la siguiente ecuación.

$$e_0 = e_x + \frac{(1 + \beta)}{\beta} e_y \quad (6.10)$$

## MÉTODOS BASADOS EN APROXIMACIONES PARA EL PERFIL DE LA SUPERFICIE DE INTERACCIÓN.

Se han hecho varias sugerencias para el perfil de la superficie de interacción de la que pueden calcularse las resistencias a flexión biaxial, conocidas las resistencias uniaxiales.

Una expresión tomada del código ruso, deducida por Bresler, para la resistencia de una columna, cargada biaxialmente es.

$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{P_{ux}} + \frac{1}{P_{uy}} - \frac{1}{P_0} \quad (6.11)$$

En que  $P_u$  = carga última bajo la flexión biaxial,  $P_{ux}$  = carga última cuando sólo está presente la excentricidad  $E_x$ ,  $P_{uy}$  = carga última cuando sólo está presente la excentricidad  $E_y$ ,  $P_0$  = carga última cuando no hay excentricidad.

### 6.5 COLUMNAS ESBELTAS

#### 6.5.1 COMPORTAMIENTO DE COLUMNAS ESBELTAS.

La esbeltez de una columna puede hacer que la carga última se reduzca por deflexiones laterales de la columna provocadas por flexión, en la fig. (6.9) se ilustra este efecto para el caso especial de una columna inicialmente recta con flexión en curvatura simple provocada por la carga  $P$  aplicada con excentricidad igual a  $e$  en cada extremo.

La deformación por flexión de la columna hace que la excentricidad de la carga en la sección crítica sea  $e + \Delta$ , en que  $\Delta$  es la excentricidad adicional debida a la deflexión en esa sección. En consecuencia, el momento flexionante máximo aumenta hasta  $P(e + \Delta)$ , a esto comúnmente se le conoce como el efecto  $P$ . fig. (6.9)

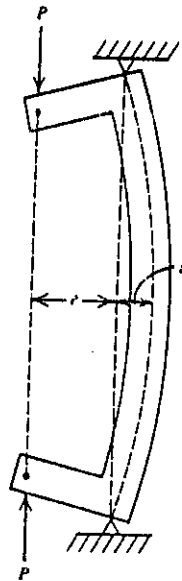


Fig. 6.9

### 6.5.2 ENFOQUE DEL DISEÑO EXACTO PARA COLUMNAS ESBELTAS

El diseño de los miembros a compresión se puede basar en los momentos y fuerzas que se encuentran de un análisis de segundo orden de la estructura, tomando en cuenta las rigideces reales de los miembros, los efectos de las deflexiones en los momentos y fuerzas, y los efectos de la duración de la carga.

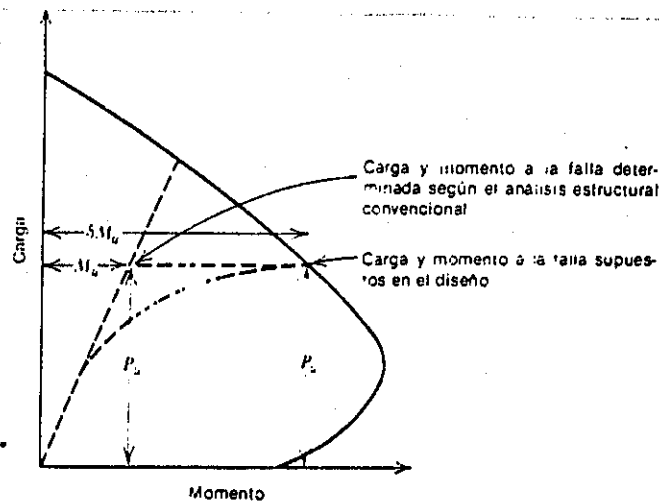
### 6.5.3 ENFOQUE DEL DISEÑO APROXIMADO PARA LAS COLUMNAS ESBELTAS: El método amplificador de momentos.

En el diagrama de interacción de la fig. (6.10) se ilustra el método amplificador de momentos.

La siguiente relación proporciona el factor de amplificación de momentos.

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1 \quad (6.12)$$

fig. (6.10)



en que  $C_m$  = factor del efecto de extremo que debe tomarse como  $0.6 + 0.4(M_1/M_2) \geq 0.4$  para columnas arriostradas contra desplazamiento lateral y sin cargas transversales entre soportes, o  $C_m = 1$  para los demás casos.

- $M_1$  = el más pequeño de los momentos últimos en los extremos de la columna.
- $M_2$  = el mayor de los momentos últimos en los extremos de la columna, siempre positivo.
- $P_u$  = carga última en la columna
- $\phi$  = factor de reducción de capacidad

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2} \quad (6.13)$$

= carga de pandeo crítico elástico de Euler.

K = factor de longitud efectiva para las columnas, que varían entre 0.5 y 1.0 para marcos arriostrados y mayor que 1.0 para marcos no arriostrados.

$L_u$  = longitud no soportada de la columna

$$EI = \frac{E_c I_g}{2.5} \frac{1}{1 + \beta_d} \quad (6.14)$$

ó

$$EI = \frac{(E_c I_g + E_s I_s)}{5} \frac{1}{1 + \beta_d} \quad (6.15)$$

= rigidez a flexión de la sección de la columna.

$E_c$  = módulo de elasticidad del concreto

$I_g$  = momento de inercia de la sección bruta del concreto de la columna al rededor del eje centroidal.

$E_s$  = módulo de elasticidad del acero

$I_s$  = momento de inercia del refuerzo alrededor del eje centroidal de la sección transversal de la columna.

$\beta_d$  = factor del flujo plástico del concreto, igual a la relación del momento máximo de diseño por carga muerta al momento máximo de diseño por carga total, siempre positivo y dentro del rango  $0 \leq \beta_d \leq 1$ .

#### LOS FACTORES DE AMPLIFICACION DE MOMENTOS Y DE EFECTO DEL EXTREMO Y $C_m$ .

En el intervalo elástico la relación (6.16) proporciona una aproximación para el momento flexionante máximo en las columnas con momentos iguales en los extremos y flexionadas en curvatura simple.

$$M_{max} = \frac{M_0}{1 - (P/P_c)} \quad (6.16)$$

#### LA LONGITUD EFECTIVA DE LOS MIEMBROS A COMPRESION, $KL_u$

El factor K de longitud efectiva utilizado en el diseño debe tomar en cuenta el grado de restricción lateral y rotacional en los extremos de las columnas. Las fig. 6.11 y 6.12 muestran las longitudes efectivas para condiciones de extremos sin y con desplazamiento lateral.

fig. 6.11

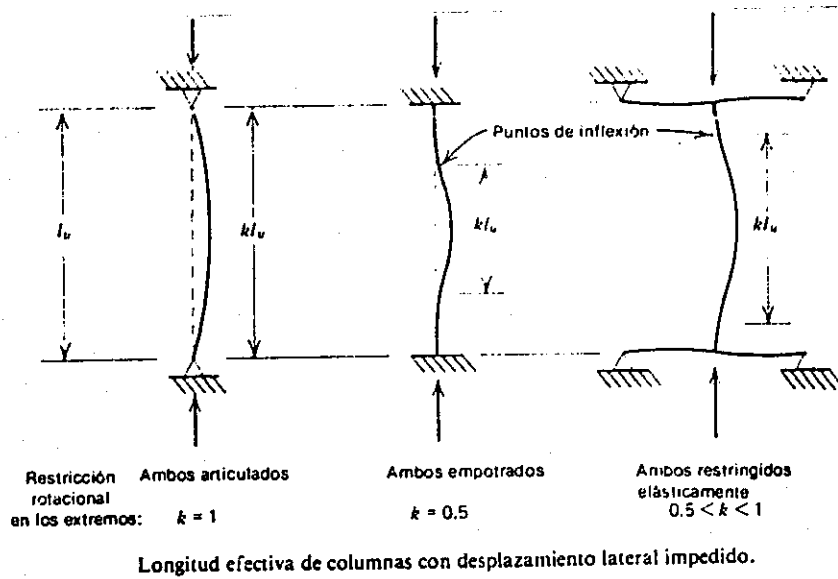
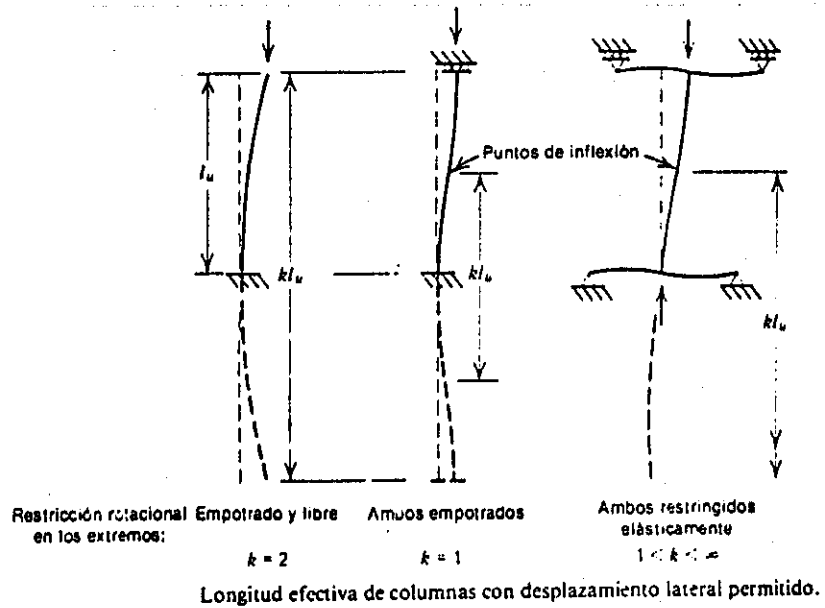
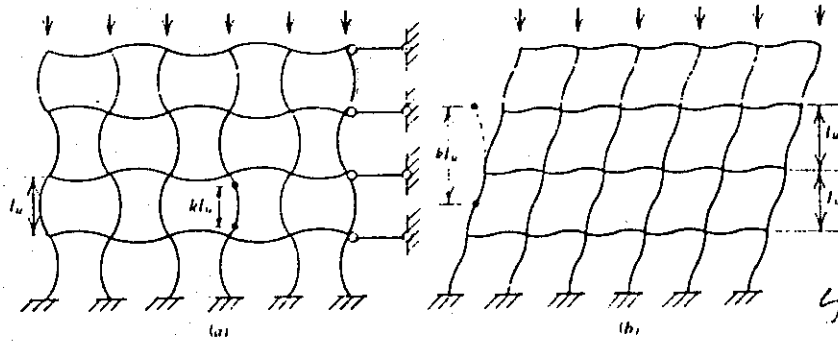


fig. 6.12



La fig. 6.13 ilustra los modos de pandeo para marcos arriostrados y no arriostrados. Las columnas en los marcos arriostrados tienen valores de  $K$  que varían entre 0.5 y 1.0 el valor de  $K$  siempre es mayor que la unidad de los marcos arriostrados.

fig. 6.13



Modos de pandeo para marcos arriostrados y no arriostrados. (a) Arriostrado  
(b) No arriostrado.

El valor de K para marcos arriostrados y no arriostrados depende de la restricción rotacional en las juntas expresadas por el parámetro  $\psi$  en que.

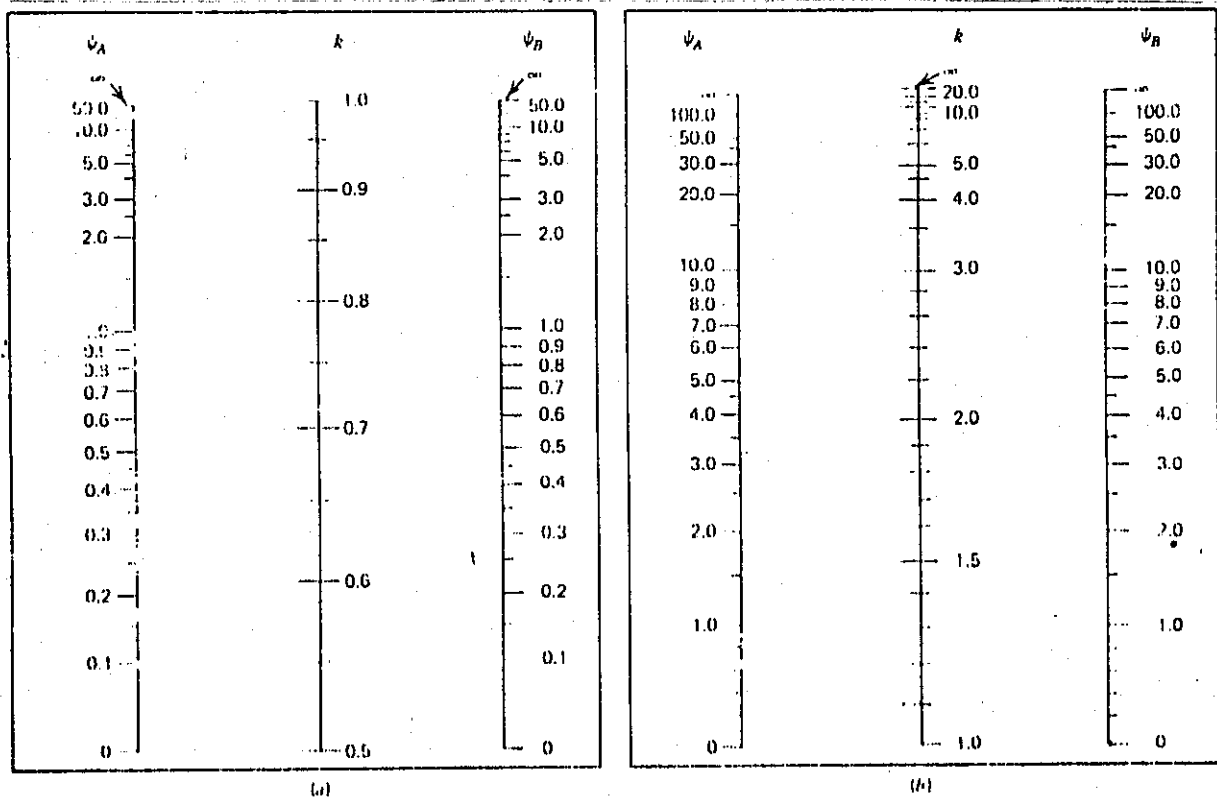
$$\psi = \frac{\sum (EI_{col}/L_u)}{\sum (EI_b/L_u)} \quad (6.17)$$

en que  $EI_{col}$  = rigidez a flexión de la sección de la columna,  $EI_b$  = rigidez a flexión de la sección de la viga,  $L_n$  = claro libre de la viga,  $L_u$  = longitud no apoyada de la columna. Se pueden calcular los valores de K si se conocen los de  $\phi$  en cada junta y se pueden obtener utilizando los nomogramas de Jackson y Moreland fig. (6.14), estos nomogramas permiten la determinación gráfica de K para una columna de sección transversal constante en un marco arriostrado o no arriostrado, de crujeas múltiples. Los subíndices A y B se refieren a las juntas en los dos extremos de la columna.

Al determinar  $\psi_A$  y  $\psi_B$ , los valores de EI utilizados deberán tomar en cuenta el agrietamiento del concreto y la cuantía de acero.



Fig. (6.14)



Como alternativa a los nomogramas de Jackson y Moreland, Cranston ha propuesto que se considere que la longitud efectiva de las columnas demostradas sea la más pequeña de las dos siguientes expresiones:

$$K = 0.7 + 0.05 (\psi_A + \psi_B) \leq 1 \quad (6.18)$$

$$K = 0.85 + 0.05 \psi_{\min} \leq 1 \quad (6.19)$$

Furlong ha propuesto que se considere que la longitud efectiva de las columnas no arriostradas sea.

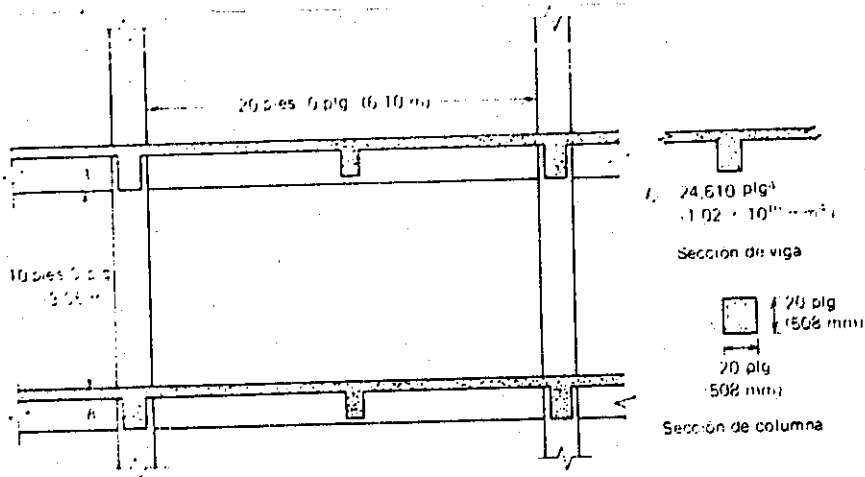
$$\text{para } \psi_{av} < 2 \quad K = \frac{20 - \psi_{av}}{20} \sqrt{1 + \psi_{av}} \quad (6.20)$$

$$\text{para } \psi_{av} \geq 2 \quad K = 0.9 \sqrt{1 + \psi_{av}} \quad (6.21)$$

en que  $\psi_{av}$  es el promedio de los valores de  $\psi$  en los dos extremos de la columna.

Las columnas en marcos arriostrados se pueden diseñar con seguridad para valores de K tomados como la unidad. En marcos no arriostrados, siempre se debe calcular el valor de K, que debe ser mayor que 1.2.

fig. (6.15)



**EJEMPLO:**

En la fig. 6.15 se muestra una cruzia de un marco de concreto reforzado de plantas multiples, no arriostrado. Las columnas de los entresijos superior e inferior tienen dimensiones semejantes. Las acciones en la columna AB, en los extremos de la longitud no apoyada, en la carga última calculada por el análisis estructural de primer orden, son  $M_y = 289$  Kip, pie y  $P_y = 200$  Kips, el concreto tiene  $F_c = 4,000$  Lb/plg² y  $E_c = 3.6 \times 10^6$ , el acero tiene  $F_y = 60,000$  y  $E_s = 29 \times 10^6$  Lb/plg², se puede considerar que la relación del momento de carga muerta de diseño máximo, al momento de carga total de diseño máximo.

$\beta_d$  es 0.2 determinar el área de acero longitudinal requerido para la columna, utilizando un factor de reducción de capacidad  $\phi$  de 0.7.

**SOLUCION:**

Longitud efectiva de la columna.

$$I_g = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} \times 20 \times 20^3 = 13,330 \text{ plg}^4 \text{ calcular } \psi \text{ usando}$$

$0.5 E_c I_g$  para las vigas y  $E_c I_g$  para las columnas.

$$\begin{aligned} \psi_A = \psi_B &= \frac{\sum (EI_{col}/L_u)}{\sum (EI_b/L_n)} \\ &= \frac{2 \times 13,330 \times 20 \times 12}{10 \times 12 + 2 \times 0.5 \times 24,610} = 2.17 \end{aligned}$$

$$K = 0.9 \frac{1 + U_{av}}{1 + 2.17} = 0.9 \frac{1 + 2.17}{1 + 2.17} = 1.59$$

$$KL_y = 1.59 \times 10 = 15.9 \text{ Ft.}$$

comprobación de columna esbelta.

$$r = 0.3 \times \frac{20}{12} = 0.5$$

$$\therefore \frac{KL_y}{r} = \frac{15.9}{0.5} = 31.8 > 22$$

consecuentemente la columna es esbelta.

Carga crítica de la columna.

$$EI = \frac{3.6 \times 10^9 \times 13,330}{2.5 \times 1.2} = 1.60 \times 10^{10} \text{ Lb. pig}^2$$

$$\therefore P_c = \frac{\pi^2 EI}{(KL_y)^2} = \frac{\pi^2 * 1.60 \times 10^{10} \text{ Lb}}{(15.9 \times 12)^2} = 4333 \text{ Kips.}$$

Factor de amplificación de momento.

$$\delta = \frac{C_u}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \quad C_u = 1$$

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{200}{0.7 \times 4333}} = 1.07$$

Acero longitudinal de la columna.

Las acciones de diseño para la columna son  $P_u = 200$  Kips, y  $M_u = 289 \times 1.07 = 309$  Kips, pie.

Para la columna sea  $g = 0.7$  y diseñese el acero utilizando la fig. (6.5), que supone  $\phi = 0.7$ .

$$\frac{P_u}{F_c b h} = \frac{200,000}{4,000 \times 20 \times 20} = 0.125$$

$$\frac{P_u e}{F_c b h^2} = \frac{309,000 \times 12}{4,000 \times 20 \times 20^2} = 0.116$$

de la fig. (6.5) se tiene  $f_t m = 0.42$  en que  $m = F_y / 0.85 F_c$

$$\begin{aligned} \therefore A_{st} &= \frac{0.42 \times 0.85 \times 4,000 \times 20^2}{60,000} \\ &= 9.52 \text{ plg}^2 \end{aligned}$$

CAPITULO 7  
SISTEMAS OPERATIVOS  
(SOFTWARE)

En este capítulo encontraremos una serie de programas, los cuales nos servirán para hacer el análisis y diseño de elementos de concreto reforzado, en cada programa aparece claramente la forma en que se deben ingresar los datos, así como los resultados que se obtienen de estos, para mayor claridad se han colado figuras.

"Programas de análisis de vigas indeterminadas por el método de pendientes y deflexiones".

1. Viga Tipo A                      2. Viga Tipo B                      3. Viga Tipo C

(ver figuras: 7.a, 7.b y 7.c )

Como ingresar datos a los programas.

Ingrese su opción? 1

Existen cargas en el tramo 1 (Si/No)? Si

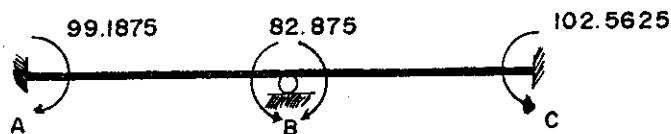
W1 = 0  
P1 = 100  
a = 3.75  
b = 3.75  
L1 = 7.5

Existen cargas en el tramo 2 (Si/No)? Si

W2 = 0  
P2 = 100  
C = 4.5  
d = 3  
L2 = 7.5

Momentos finales en los extremos en (Ton-m)

$M_{AB} = 99.1875$        $M_{BA} = -82.875$        $M_{BC} = 82.875$        $M_{CB} = 102.5625$



1. Viga Tipo A      2. Viga Tipo B      3. Viga Tipo C

ingrese su opción? 2

Existen cargas en el tramo 1 (Si/No)? Si

W1 = 2  
P1 = 0  
a = 0  
b = 0  
L1 = 25

Existen Cargas en el tramo 2 (Si/No)? Si

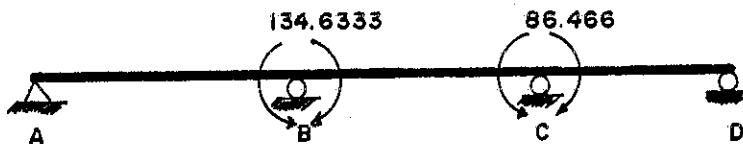
W2 = 2  
P2 = 0  
c = 0  
d = 0  
L2 = 25

Existen cargas en el tramo 3 (Si/No)? Si

W3 = 0  
P3 = 20  
e = 15  
f = 10  
L3 = 25

MOMENTOS FINALES EN LOS EXTREMOS EN (Ton-m)

$$M_{BA} = 134.6333 \quad M_{BC} = 134.6333 \quad M_{CB} = 86.46667 \quad M_{CD} = 86.46666$$



1. Viga Tipo A      2. Viga Tipo B      3. Viga Tipo C

ingrese su opción:? 3

Existen cargas en el tramo 1 (Si/No)? Si

W1 = 0  
P1 = 200  
a = 1.5  
b = 1.5  
L1 = 3

Existen cargas en el tramo 2 (Si/No)? No

$L_3 = 3$

Módulo de elasticidad ( $E$ ) = ? 200

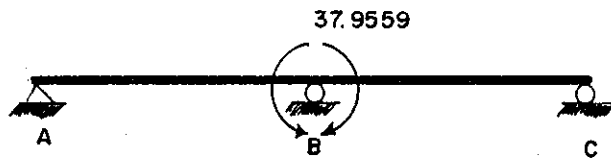
Momento de inercia ( $I$ ) = ?  $2.243E-4$

Asentamiento en el apoyo B en (mm) = ? 6.3

Momentos finales en los extremos en (Ton-m)

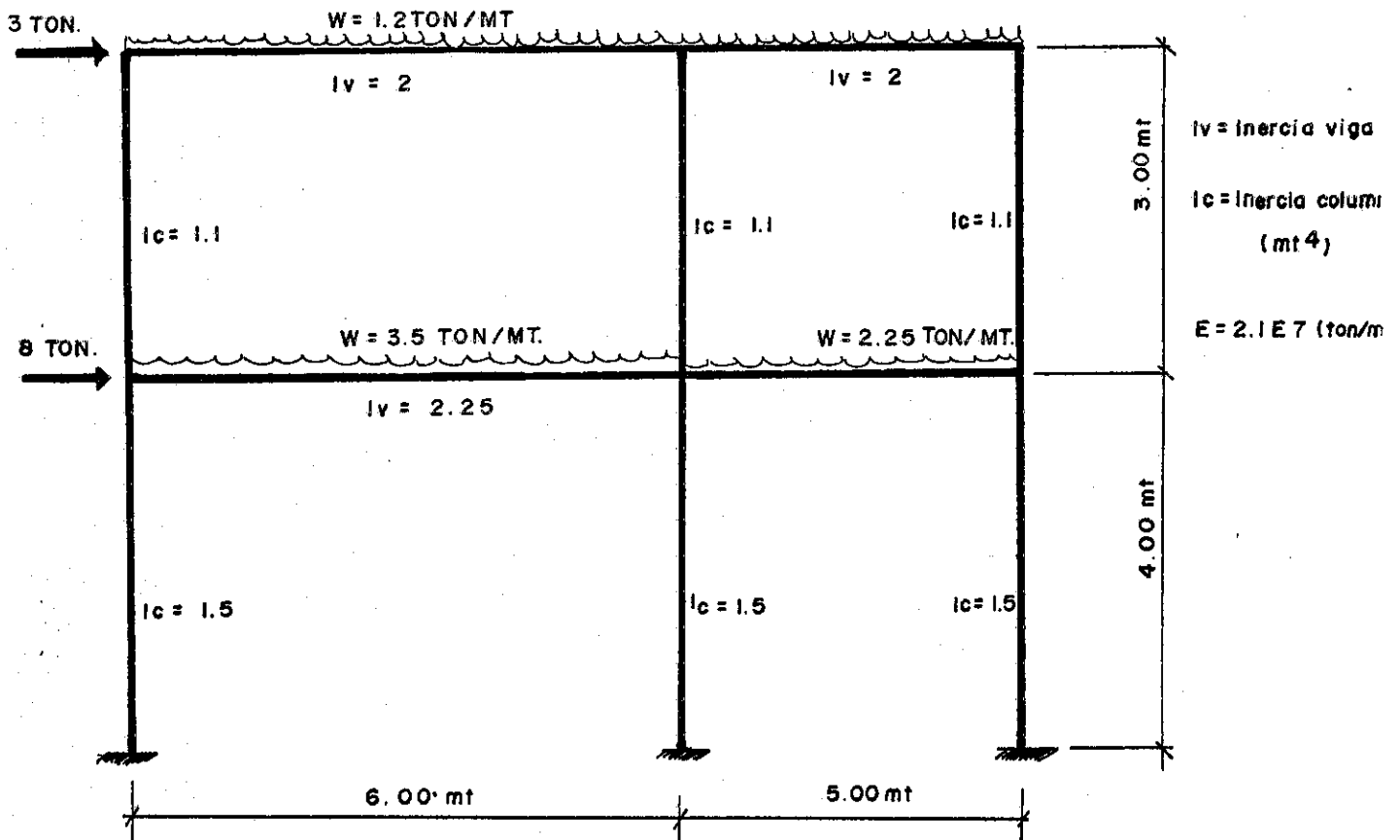
$M_{BA} = 37.95599$

$M_{BC} = -37.95599$



"Programa de analisis de marcos por el método de pendientes y deflexiones"

MARCO DE PRUEBA.



Como ingresar datos al programa:

Ingrese el número de tramos = ? 2

Ingrese el número de pisos = ? 2

Ingrese la distancia de centro A

Centro entre las columnas en (Mts).

Tramo 1

? 6

Tramo 2

? 5

Ingrese la altura de pisos en (Mts).

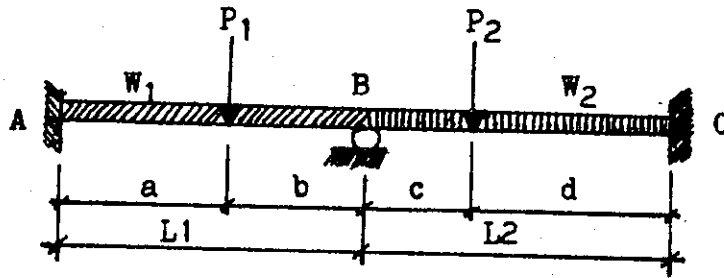
Piso 1

? 3

Piso 2

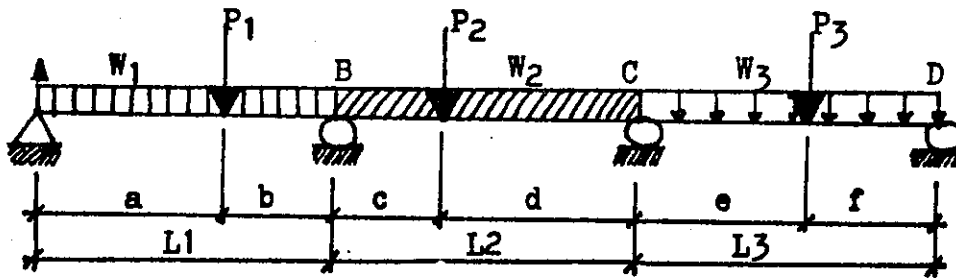
? 4





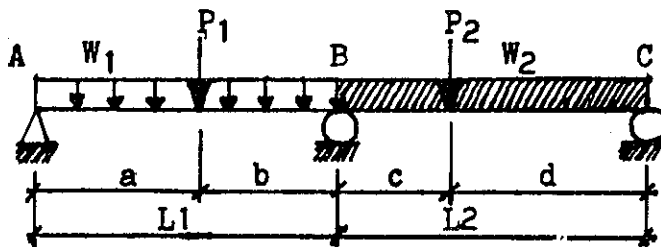
VIGA TIPO A

Fig. 7.a



VIGA TIPO B

Fig. 7.b



VIGA TIPO C

Fig. 7.c

Ingrese en momento de inercia de las vigas en (Mts<sup>4</sup>)

Piso 1           Viga 1  
? 2

Piso 1           Viga 2  
? 2

Piso 2           Viga 1  
? 2.25

Piso 2           Viga 2  
? 2.25

Ingrese el momento de inercia de las columnas en (Mts<sup>4</sup>)

Piso 1           Columna 1  
?1.1

Piso 1           Columna 2  
?1.1

Piso 1           Columna 3  
?1.1

Piso 2           Columna 1  
?1.5

Piso 2           Columna 2  
?1.5

Piso 2           Columna 3  
?1.5

Ingrese el módulo de Youngs en (Ton/mts<sup>2</sup>)  
? 2.7 E7

Ingrese la carga distribuida de las vigas en (Ton/mts).

Piso 1           Carga 1           Viga 1  
?1.2

Piso 1           Carga 2           Viga 2  
?1.2

Piso 2           Carga 1           Viga 1  
?3.5

Piso 2           Carga 2           Viga 2  
?2.5

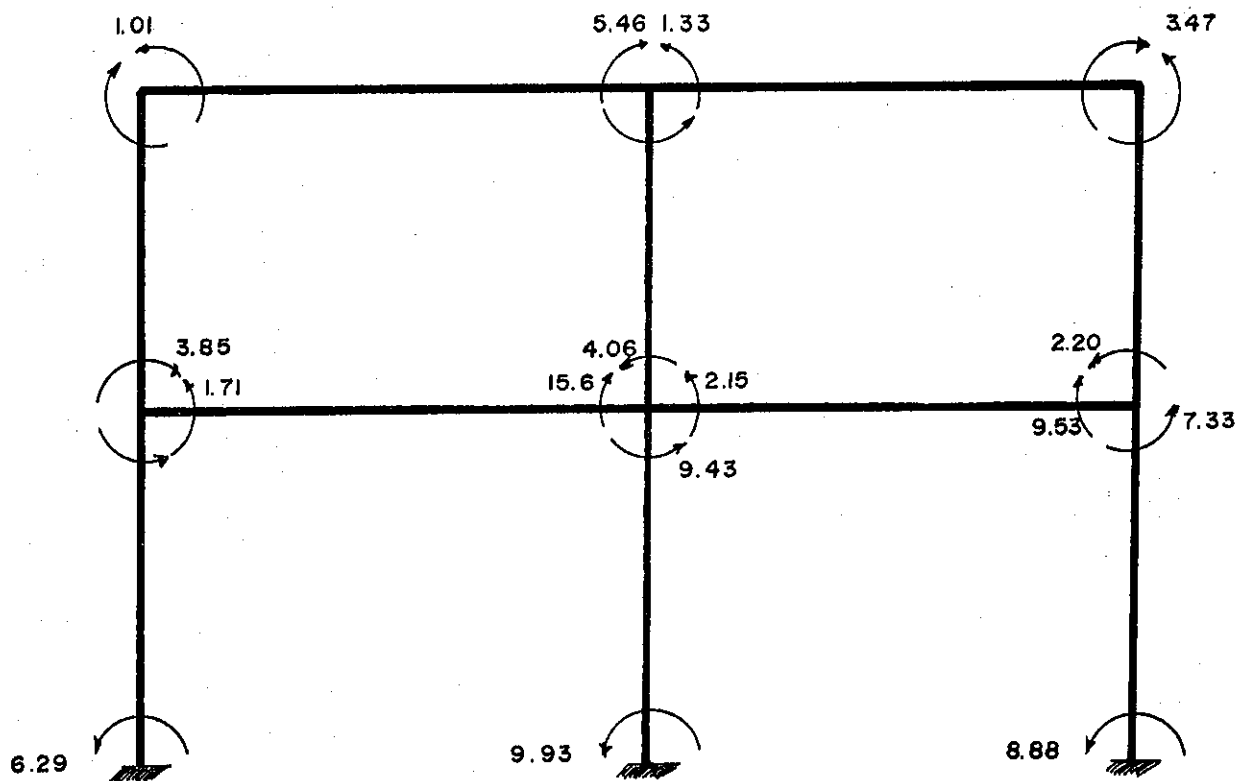
Ingrese las cargas laterales en (Ton).

Piso 1  
?3

Piso 2  
?8

El programa da los momentos finales de cada nudo de la estructura.

### MOMENTOS FINALES



## "Programa para el diseño de losas por el método 2 y 3".

### Método 2:

Los elementos que son considerados para el cálculo de los momentos por medio del método dos son:

- C = coeficiente del momento para losas;
- M = radio de la parte corta a la parte larga de la losa;
- S = longitud de la parte corta de la losa;
- W = carga uniforme (esta carga es  $1.4 \times C.M + 1.7 \times C.V.$ );

### Método Tres:

Este utiliza los mismos elementos que el método anterior a excepción, que hace la separación entre la carga muerta y la carga viva, lo que el método anterior no realiza, siendo ésta la característica más importante.

La única limitación de gran importancia para su utilización es que la relación de los dos lados de la losa tiene que ser mayor o igual a 0.5.

El programa le presentará un menú de opciones, los cuales se presentan a continuación con un ejemplo, en el cual se empleara el método dos:

Programa para Diseño de Losas en dos direcciones.

- 1 Método dos
- 2 Método tres
- 3 Balanceo de momentos
- 4 Cálculo del área de acero requerida.
- 5 Salida del menú.

Que operación desea efectuar? 1

Los datos que se ingresan para el cálculo de losas por el método dos:

- largo = 6.5 mts.
- lado corto = 4.00 mts.
- m = 0.62
- Wm = 0.402 ton/mts<sup>2</sup>
- UUv =
- No. de lados continuos = 2

Inmediatamente, el programa empezará la presentación de resultados:

Advirtiéndose que las unidades utilizadas son:

Momento = Ton-m; Carga en vigas = Ton/m; Acero = cm<sup>2</sup>;

LADO CORTO				CARGA EN LAS VIGAS			
Cont.	Disc.	Pos.		Muerta	Viva	Total	Ultima
Momento	1.127	0.563	0.82				
Acero	3.95	1.95	2.97	0.441	0.267	0.708	4.071
LADO LARGO							
Cont.	Disc.	Pos.					
Momento	0.708	0.361	0.534				
Acero	2.45	1.24	1.84	0.282	0.140	0.42	0.633

## "programa para diseño de vigas"

Antes de introducirse al menú se le deben ingresar los momentos negativos, positivos y corte actuante, así como las propiedades de los materiales presentándose el menú siguiente:

### MENU PRINCIPAL DE OPCIONES PARA DISEÑO

- 1.- cálculo del área de acero por momentos
- 2.- diseño a compresión
- 3.- diseño a corte actuante
- 4.- longitud de desarrollo
- 5.- diseño de vigas T
- 6.- diseño de vigas por torsión
- 7.- salida del menú

Que operación desea efectuar???

Para demostrar la manera de trabajar de cada opción; se trabajara la viga con las condiciones indicadas en la fig.7.1

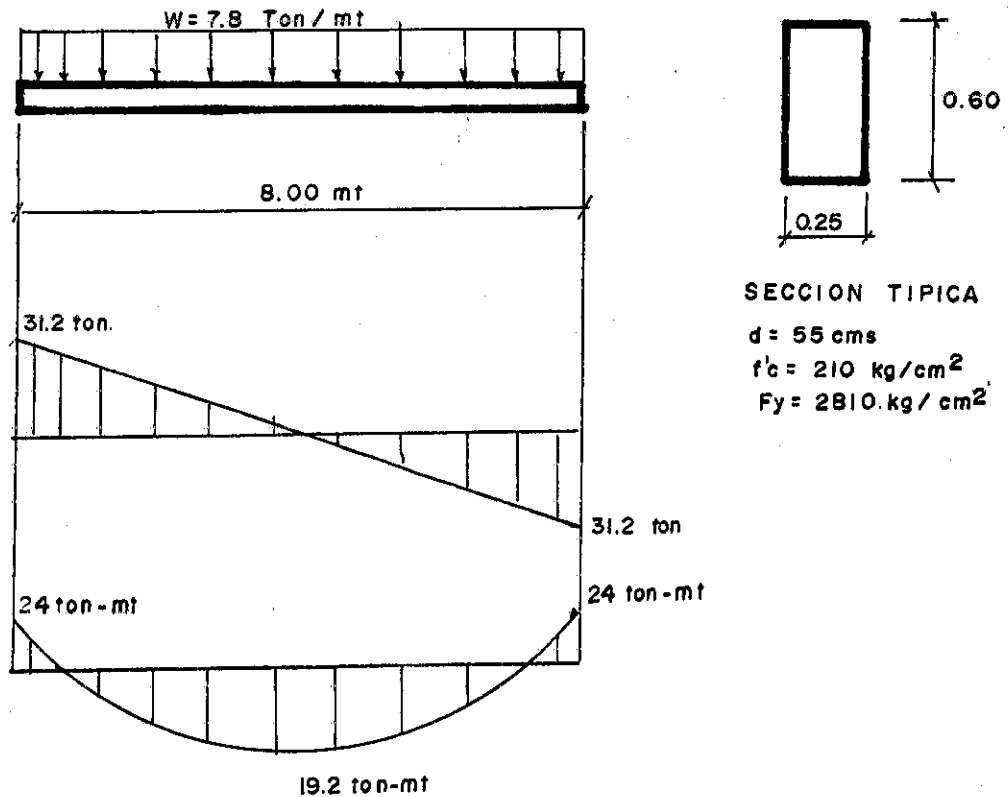


Fig. 7.1

Diseño por flexión:

Para el cálculo de acero se requieren los siguientes datos:

$$\begin{aligned} F_c &= 210 \text{ Kg/cm}^2 \\ F_y &= 2,810 \text{ Kg/cm}^2 \\ d^y &= 55 \text{ cm} \\ b &= 25 \text{ cm} \end{aligned} \quad \text{y los momentos } \begin{aligned} M^- &= 2401000 \text{ Kg-cm} \\ M^+ &= 1920000 \text{ Kg-cm} \end{aligned}$$

a lo que el programa presentará:

$$\begin{aligned} A_s^- &= 17.23 \text{ cm}^2 \\ 6.85 &< 17.23 < 25.58 \end{aligned} \quad \begin{aligned} A_s^+ &= 13.46 \text{ cm}^2 \\ 6.85 &< 13.46 < 25.58 \end{aligned}$$

Para la opción de diseño a compresión se necesita ingresar únicamente el momento positivo:

Momento positivo = 2550000 Kg - cm

El programa presentará los siguientes datos:

$$\begin{aligned} \text{Area de acero para } M (-) &= 3.94 \text{ cm}^2 \\ \text{Area de acero para } M (+) &= 24.36 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

#### DISEÑO POR CORTE

Para la utilización de la opción 3 se debe ingresar:

$$\begin{aligned} \text{factor de carga última por corte} &= 0.85 \\ \text{corte resistente del concreto} &= 8980 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

Si el corte actuante es mayor que el resistente, procederá a calcular el confinamiento presentado en pantalla: corte a reforzar = 21,090 Kg, ingresando los datos siguientes:

$$\begin{aligned} \text{longitud de la luz cubierta} &= 8 \text{ mts.} \\ \text{No. de varillas a utilizar} &= 3 \end{aligned}$$

presentando al final los siguientes resultados:

\* confinamiento \*

confinamiento hasta 1.46 mts. desde los apoyos:

$$\begin{aligned} \text{hierro No. 3 @ 0.10 mts.} \\ \text{hierro No. 3 @ 0.275 mts. resto.} \end{aligned}$$

## "Programa Para el Diseño de Columnas".

El diseño de columnas es uno de los más trabajosos cálculos estructurales; en el paquete de programas se tendrá:

A. un programa para verificar la esbeltez de las columnas cuando los marcos no están contraventeados.

B. programa para diseño de columnas sin el uso de los diagramas de Iteración, teniendo tres casos distintos:

1. conocido X & Y, encontrar As;
2. conocido X & Y, porcentaje de As, encontrar X o Y
3. conocido  $\text{rel } X/Y + \text{porcentaje de As}$ , encontrar X o Y

C. programa para diseño de columnas usando los diagramas de Iteración de bresler (lenguaje C).

D. programa para análisis de columnas creando la curva de iteración o a una profundidad C dada del eje neutro, este último fue tomado del libro de Nawy.

Para un mejor entendimiento de los programas se analizara un diseño de columna, desde su análisis hasta hallar su área de acero.

## "Magnificación de Momentos".

Datos de ingreso:

Programa para comprobar la esbeltez de la columna, sin contraladeo necesita de los siguientes datos a ingresar:

- Dimensiones de la columna

eje X [cms] = 45

eje Y [cms] = 35

longitud efectiva de la columna [mts] = 3

cuando vale la relación carga muerta/carga total = 0.33

resistencia del concreto a la compresión [ $\text{Kg}/\text{cm}^2$ ] = 281

peso del concreto [ $\text{Kg}/\text{mts}^3$ ] = 2400

\*\* CARGAS APLICADAS SOBRE LA COLUMNA \*\*

carga axial [ton] = 188.87

momento superior X-X [ $\text{Kg}\text{-mts}$ ] = 3000

momento inferior X-X [ $\text{Kg}\text{-mts}$ ] = 1500

momento superior Y-Y [ $\text{Kg}\text{-mts}$ ] = 4000

momento inferior Y-Y [ $\text{Kg}\text{-mts}$ ] = 2000



Marco en el eje X.

- características físicas de la columna superior

X [cms] = 45    Y [cms] = 35    largo [mts] = 2.5

- características físicas de la columna inferior

X [cms] = 0    Y [cms] = 0    largo [mts] = 0

- características físicas de la viga inferior izquierda

X [cms] = 0    Y [cms] = 0    largo [mts] = 0

- características físicas de la viga inferior derecha

X [cms] = 9    altura [cms] = 0    largo [mts] = 0

Marco en el Sentido Y - Y

- características físicas columna superior

X [cms] = 45    Y [cms] = 35    largo [mts] = 2.50

- características físicas columna inferior

X [cms] = 0    Y [cms] = 0    largo [mts] = 0

- características físicas viga inferior izquierda

base [cms] = 25    altura [cms] = 35    largo [mts] = 6.00

- características físicas viga inferior derecha

base [cms] = 25    altura [cms] = 35    largo [mts] = 6.00

magnificador del momento X - X = 1.46

magnificador del momento Y - Y = 1.396

Cargas Magnificadas:

Carga axial = 188870 Kg.

momento eje X - X arriba = 4382.57 Kg-mts.

momento eje X - X abajo = 2191.29 Kg-mts.

momento eje Y - Y arriba = 5584.65 Kg-mts.

momento eje Y - Y abajo = 2792.33 Kg-mts.

## CALCULO DE AREA DE ACERO POR MOMENTOS

Para diseñar la columna se usara el tercer programa, el cual presenta el siguiente menú.

\*\*\*\* METODOS DE DISEÑO DE COLUMNAS \*\*\*\*

1. conocido X & Y, encontrar As
2. conocido X & Y, y porcentaje de As, encontrar X o Y
3. conocido Rel X/Y + porcentaje de As, encontrar X o Y
4. Salidad del menú.

Qué método desea emplear ? 1

Datos que debe ingresar a la computadora:

Método de diseño No. 1

Cuánto vale X [cms] = 45

Cuánto vale Y [cms] = 35

cuánto es el recubrimiento [cms] = 2.5

desea comprobar excentricidad [Y-Y] si = 1 no = 0 ? 0

desea comprobar excentricidad [X-X] = 0

resistencia del concreto a compresión [Kg/cm<sup>2</sup>] = 281

resistencia del acero [Kg/cm<sup>2</sup>] = 4200

Datos que se presentan en la pantalla:

\*\*\*\*\* Fuerzas actuantes en las columnas \*\*\*\*\*

momento eje X-X [Kg-mts] = 4382.57

momento eje Y-Y [Kg-mts] = 5584.66

carga axial [ton] = 188.87

área de acero = 15.75 cms<sup>2</sup>

porcentaje de acero = 1%

## " Programa Para Diseño de Zapatas "

Algoritmo utilizado para el diseño de zapatas

1. introducción de datos
2. factorización de cargas últimas a cargas de trabajo
3. determinación del área inicial por medio de presiones
4. proponer las dimensiones de la zapata
5. cálculo de presiones
6. comprobación por punzonamiento
7. cálculo del espesor T
8. comprobación por flexión
9. cálculo área de acero.

Los datos a ingresar al programa son:

P ultima = 140 Ton  
M<sub>ux</sub> = 10 Ton  
M<sub>uy</sub> = 8 Ton  
V<sub>uy</sub> = 15 Ton/m<sup>2</sup>  
F<sub>s</sub><sup>c</sup> = 281 Kg/cm<sup>2</sup>  
F<sub>y</sub><sup>c</sup> = 2810 Kg/cm<sup>2</sup>  
F<sub>u</sub><sup>y</sup> = 1.47

Dimensiones de la Columna

b x b (cms) = 45

El programa inmediatamente le presentará las cargas de trabajo que utilizará.

Cargas de Trabajo:

P = 95.24 Ton  
M<sub>x</sub> = 6.40 Ton  
M<sub>y</sub> = 5.44 Ton.

A continuación por medio de la capacidad de soporte del suelo  $P/A < V_s$  le presentará las dimensiones iniciales:

b x b = 2.52 x 2.52 mts.

tendrá que ingresar los valores que usted quiera proponer

B<sub>x</sub> = 2.65

B<sub>y</sub> = 2.65

posteriormente le presentará las presiones encontradas:

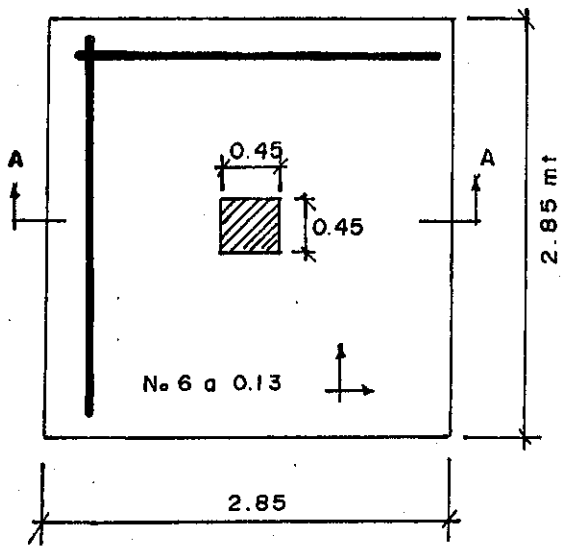
++ = 17.51

-- = 9.62

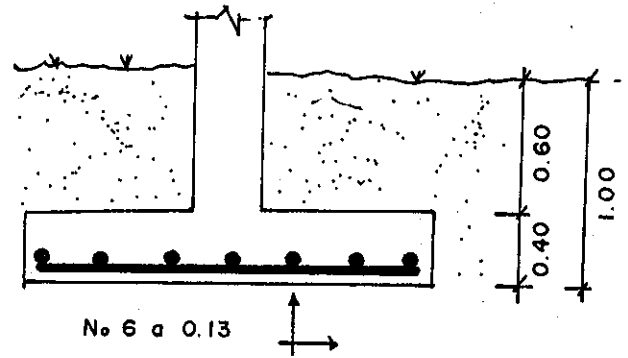
17.51 < 15 No  
9.62 > 0 Esta bien

desea otra iteración Si = 1, No = 0 ? 1





PLANTA



SECCION A - A

Fig. 7.2

## LISTADO DE PROGRAMAS

## LENGUAJE

- |   |            |
|---|------------|
| 1. Análisis de vigas<br>Metodo de deflexiones   | BASIC      |
| 2. Análisis de marcos rigidos<br>Método de deflexiones  | BASIC      |
| 3. Diseño de losas planas<br>método dos y tres ACI  | PASCAL     |
| 4. Diseño de vigas<br>4.1 cálculo area de acero<br>4.2 diseño a compresión<br>4.3 diseño a corte actuante<br>4.4 longitud de desarrollo<br>4.5 diseño de vigas T<br>4.6 diseño de vigas a torsión                       | PASCAL     |
| 5. Verificacion de vigas<br>5.1 vigas rectangulares bajo flexión<br>5.2 vigas bajo corte y tensión diagonal<br>5.3 vigas bajo corte y torsión   | FORTRAN    |
| 6. Chequeo de esbeltez en columnas en marcos<br>sin contraladeo.  | PASCAL     |
| 7. Chequeo de esbeltez en columnas en marcoscon contraladeo   | PASCAL     |
| 8. Diseño de columnas sin uso de diagramas de Bresler<br>8.1 conocido x & y, encontrar As<br>8.2 conocido x o y, porcentaje de As, encontrar x o y.<br>8.3 conocida rel. x/y + porcentaje de acero, encontrar<br>x & y. | PASCAL     |
| 9. Diseño de columnas usando diagramas de Bresler   | LENGUAJE C |
| 10. Revisión de columnas<br>10.1 Análisis para una profundidad c<br>10.2 Calcular conjunto de valores de Pu, Mu   | FORTRAN    |
| 11. Diseño de zapatas cuadradas   | LENGUAJE C |

```

10 REM PROGRAMA VIGAS
20 CLS: PRINT "ANALISIS DE VIGAS INDETERMINADAS POR EL METODO DE PENDIENTES Y DE
FLEXIONES"
30 REM PROGRAMA MENU
40 IF INKEY="" THEN 40
50 CLS: PRINT*1: VIGA TIPO A 2: VIGA TIPO B 3: VIGA TIPO C"
60 INPUT " INGRESE SU OPCION: ";Q
70 IF (Q<1) OR (Q>3) THEN 40 ELSE IF Q=1 THEN 90 ELSE IF Q=2 THEN 310 ELSE IF Q=
3 THEN 560 ELSE 80
80 IF (Q<1) OR (Q>3) THEN 40 ELSE IF Q=1 THEN 90 ELSE IF Q=2 THEN 310 ELSE IF Q=
3 THEN 560 ELSE 80
90 REM PROGRAMA PARA LA VIGA TIPO A
100 CLEAR
110 CLS: INPUT "EXISTEN CARGAS EN EL TRAMO 1 (SI/NO)";Z0
120 IF Z0="SI" OR Z0="si" THEN 130 ELSE 140
130 CLS: INPUT "W1=";W1;INPUT"P1=";P1;INPUT"a=";X1;INPUT"b=";X2;INPUT"L1=";L1; GO
TO 150
140 CLS: INPUT "L1=";L1
150 CLS: INPUT "EXISTEN CARGAS EN EL TRAMO 2 (SI/NO)";Z0
160 IF Z0="SI" OR Z0="si" THEN 170 ELSE 180
170 CLS: INPUT "W2=";W2;INPUT"P2=";P2;INPUT"c=";X3;INPUT"d=";X4;INPUT"L2=";L2; GO
OTO 190
180 CLS: INPUT "L2=";L2
190 A=(W1*(L1)^2/12 + P1*X1*X2^2/L1^2); B=-1*(W1*L1^2/12+P1*X1^2*X2/L1^2);C=(W2*
L2^2/12 + P2*X3*X4^2/L2^2); D=-1*(W2*L2^2/12 + P2*X3^2*X4/L2^2); R=1
200 DIM A(R,R+1)
210 A(1,1)=-B; A(1,2)=(-1*B-1*C)
220 GOSUB 780
230 MAB=(-2*X2+A); MBA=(-4*X2+B); HBC=(-4*X2+C); MCB=(-2*X2+D)
240 CLS:LPRINT" MOMENTOS FINALES EN LOS EXTREMOS EN (Ton. m)
250 IF INKEY="" THEN 250
260 CLS:LPRINT "MAB=";MAB;" MBA=";MBA;" HBC=";HBC;" MCB=";MCB
270 IF INKEY="" THEN 270
280 CLS: INPUT"DESEA SEGUIR ANALIZANDO VIGAS (SI/NO)";Z0
290 IF Z0="SI" OR Z0="si" THEN 20 ELSE 1100
300 REM PROGRAMA PARA LA VIGA TIPO B
310 CLEAR
320 CLS: INPUT "EXISTEN CARGAS EN EL TRAMO 1 (SI/NO)";Z0
330 IF Z0="SI" OR Z0="si" THEN 340 ELSE 350
340 CLS: INPUT "W1=";W1;INPUT"P1=";P1;INPUT"a=";X1;INPUT"b=";X2;INPUT"L1=";L1;GO
TO 360
350 CLS: INPUT "L1=";L1
360 CLS: INPUT "EXISTEN CARGAS EN EL TRAMO 2 (SI/NO)";Z0
370 IF Z0="SI" OR Z0="si" THEN 380 ELSE 390
380 CLS: INPUT "W2=";W2;INPUT"P2=";P2;INPUT"c=";X3;INPUT"d=";X4;INPUT"L2=";L2; GO
OTO 400
390 CLS: INPUT "L2=";L2
400 CLS: INPUT"EXISTEN CARGAS EN EL TRAMO 3 (SI/NO)";Z0
410 IF Z0="SI" OR Z0="si" THEN 420 ELSE 430
420 CLS: INPUT"W3=";W3;INPUT"P3=";P3;INPUT"e=";X5;INPUT"f=";X6;INPUT"L3=";L3; GO
TO 440
430 CLS: INPUT"L3=";L3

```

```

440 A=(W1*(L1)^2/12 + P1*X1*(X2)^2/(L1)^2); B = -1*(W1*(L1)^2/12+P1*(X1)^2*X2/(L1)^2); C = (W2*(L2)^2/12 + P2*X3*(X4)^2/(L2)^2); D = -1*(W2*(L2)^2/12 + P2*(X3)^2*X4/(L2)^2); E=(W3*(L3)^2/12+P3*X5*(X6)^2/(L3)^2); F=-1*(W3*(L3)^2/12+P3*(X5)^2*X6/(L3)^2); R=2
450 DIM A(R,R+1)
460 A(1,1)=-7*A(1,2)=-2*A(2,1)=-2*A(2,2)=-7*A(1,3)=(.5*A-1*B-1*C); A(2,3)=(.5*F-1*D-1*E)
470 GOSUB 780
480 MBA =(-3*X1+B+(-.5*A)); MBC=(-4*X1-2*X2+C); MCB=(-2*X1-4*X2+D); MCD=(-3*X2+E+(-.5*F))
490 CLS: LPRINT" MOMENTOS FINALES EN LOS EXTREMOS EN (Ton.m)"
500 IF INKEY="" THEN 500
510 CLS: LPRINT" MBA=";MBA;" MBC=";MBC;" MCB=";MCB;" MCD=";MCD
520 IF INKEY="" THEN 520
530 CLS: INPUT" DESEA SEGUIR ANALIZANDO VIGAS (SI/NO)";Z%
540 IF Z%="SI" OR Z%="s1" THEN 20 ELSE 1100
550 REM PROGRAMA PARA LA VIGA TIPO C
560 CLEAR
570 CLS: INPUT" EXISTEN CARGAS EN EL TRAMO 1 (SI/NO)";Z%
580 IF Z%="SI" OR Z%="s1" THEN 590 ELSE 600
590 INPUT "W1=";W1;INPUT"P1=";P1;INPUT"a=";X1;INPUT"b=";X2;INPUT"L1=";L1: GOTO 610
600 CLS: INPUT "L1=";L1
610 CLS: INPUT "EXISTEN CARGAS EN EL TRAMO 2 (SI/NO)";Z%
620 IF Z%="SI" OR Z%="s1" THEN 630 ELSE 640
630 CLS: INPUT "W2=";W2;INPUT"P2=";P2;INPUT"c=";X3;INPUT"d=";X4;INPUT"L2=";L2: GOTO 650
640 CLS: INPUT"L2=";L2
650 CLS: INPUT"MODULO DE ELASTICIDAD (E) = ";E;INPUT "MOMENTO DE INERCIA (I) = ";I;INPUT"ASENTAMIENTO DEL APOYO B EN (mm) = ";DEL
660 EK=E*10^6*I/I1; DEL = DEL/1000
670 A=(W1*L1^2/12+P1*X1*X2^2/L1^2); B=-1*(W1*L1^2/12 + P1*X1^2*X2/L1^2);C=(W2*L2^2/12 + P2*X3*X4^2/L2^2); D=-1*(W2*L2^2/12 + P2*X3^2*X4/L2^2); R=1
680 DIM A(R,R+1)
690 A(1,1)=-6*EK; A(1,2)=(.5*A+.5*D-B-C)
700 GOSUB 780
710 MBA=(-3*EK*X2+(3*DEL*EK/L1)+B-.5*A); MBC=(-3*EK*X2+(-3*DEL*EK/L1)+C-.5*D)
720 CLS: LPRINT" MOMENTOS FINALES EN LOS EXTREMOS EN (Ton.m)"
730 IF INKEY="" THEN 730
740 CLS: LPRINT" MBA=";MBA;" MBC=";MBC
750 IF INKEY="" THEN 750
760 CLS: INPUT"DESEA SEGUIR ANALIZANDO VIGAS (SI/NO)";Z%
770 IF Z%="SI" OR Z%="s1" THEN 20 ELSE 1100
780 REM "SOLUCION DE ECUACIONES SIMULTANEAS"
790 FOR J=1 TO R
800 FOR I=J TO R
810 IF A(I,J)<>0 THEN 860
820 NEXT I
830 PRINT "NO TIENE SOLUCION UNICA"
840 IF INKEY="" THEN 840
850 GOTO 20
860 FOR K=1 TO R+1
870 I=A(J,K)

```



```
880 A(J,K)=A(I,K)
890 A(I,K)=X
900 NEXT K
910 Y=1/A(J,J)
920 FOR K=1 TO R+1
930 A(J,K)=Y*A(J,K)
940 NEXT K
950 FOR I=1 TO R
960 IF I=J THEN 1010
970 Y=-A(I,J)
980 FOR K=1 TO R+1
990 A(I,K)=A(I,K)+Y*A(J,K)
1000 NEXT K
1010 NEXT I
1020 NEXT J
1030 FOR I=1 TO R
1040 IF I=R THEN 1070
1050 X1=A(I,R+1)
1060 GOTO 1080
1070 X2=A(I,R+1)
1080 NEXT I
1090 RETURN
1100 END
```

```

10 REM PROGRAMA PARA MARCOS
20 CLEAR
30 DIM W(10), Y(10,10), X(10), L(10,10), M(10,10), U(10,10), V(10), Q(10,10), S(1
0,10), R(10,10), T(10,10), Z(10,10), E(20,20), P(20)
40 CLS: PRINT "ANALISIS DE MARCOS POR EL METODO DE PENDIENTES Y DE FLEXIONES"
50 IF INKEY$ = "" THEN 50
60 CLS: PRINT "ESTE PROGRAMA CALCULA LOS MOMENTOS EN LAS JUNTAS DE UN MARCO
. PARA ELLO SE DEBE PROPORCIONAR LOS DATOS DEL PISO MAS ALTO (NIVEL DE
TECHO). COMENZANDO POR EL NUDO DE LA IZQUIERDA Y CONTINUANDO POR EL NUDO
DE LA DERECHA
70 PRINT "HASTA PROPORCIONAR LOS DATOS DEL ULTIMO NUDO DEL EXTREMO DERECHO, LUEG
O BAJA AL PISO INMEDIATO INFERIOR, COMENZANDO DE NUEVO CON EL NUDO QUE ESTA EN E
L EXTREMO IZQUIERDO Y ASI SUCESIVAMENTE."
80 PRINT " LOS MOMENTO FINALES ESTAN SUJETOS A LA SIGUIENTE CONVENCION: TO
DO MOMENTO QUE TIENDA A HACER GIRAR UNA JUNTA EN EL SENTIDO DE LAS AGUJAS DEL R
ELOJ SERA"
90 PRINT "POSITIVO Y TODO MOMENTO QUE TIENDA A HACER GIRAR UNA JUNTA EN CONTR
A DE LAS AGUJAS DEL RELOJ SERA NEGATIVO."
100 IF INKEY$ = "" THEN 100
110 REM INGRESO DEL NUMERO DE TRAMOS Y PISOS
120 CLS: INPUT "INGRESE EL NUMERO DE TRAMOS ="; B
130 INPUT "INGRESE EL NUMERO DE PISOS ="; S
140 REM INGRESO DE DISTANCIAS DE CENTRO A CENTRO ENTRE COLUMNAS
150 CLS: PRINT "INGRESE LA DISTANCIA DE CENTRO A CENTRO ENTRE LAS COLUMNAS EN (m
ts)"
160 IF INKEY$ = "" THEN 160
170 FOR J= 1 TO B
180 CLS: PRINT "TRAMO"; J
190 INPUT W(J)
200 NEXT J
210 REM INGRESO DE ALTURA DE PISOS
220 CLS: PRINT "INGRESE LA ALTURA DE PISOS EN (mts)"
230 IF INKEY$ = "" THEN 230
240 FOR I=1 TO S
250 CLS: PRINT "PISO"; I
260 INPUT X(I)
270 NEXT I
280 REM INGRESO DE I DE LAS VIGAS
290 CLS: PRINT "INGRESE MOMENTO DE INERCIA DE LAS VIGAS EN (mts^4)"
300 IF INKEY$ = "" THEN 300
310 FOR I = 1 TO S
320 FOR J = 1 TO B
330 CLS: PRINT "PISO"; I; " VIGA"; J
340 INPUT L(I,J)
350 NEXT J
360 NEXT I
370 REM INGRESO DE I DE LAS COLUMNAS
380 CLS: PRINT "INGRESE EL MOMENTO DE INERCIA DE LAS COLUMNAS EN (mts^4)"
390 IF INKEY$="" THEN 390
400 FOR I = 1 TO S
410 FOR J = 1 TO B+1
420 CLS: PRINT "PISO"; I; " COLUMNA"; J

```

```

430 INPUT M(I,J)
440 NEXT J
450 NEXT I
460 REM INGRESO DEL MODULO DE YOUNGS
470 CLS: INPUT "INGRESE EL MODULO DE YOUNGS EN (Ton/mt^2)";E
480 REM INGRESO DE LA CARGA DISTRIBUIDA EN LAS VIGAS
490 CLS: PRINT "INGRESE LA CARGA DISTRIBUIDA DE LAS VIGAS EN (Ton/mt)"
500 IF INKEY$ = "" THEN 500
510 FOR I = 1 TO S
520 FOR J = 1 TO B
530 CLS: PRINT "PISO";I;"          CARGA";J;"          VIGA";J
540 INPUT U(I,J)
550 NEXT J
560 NEXT I
570 REM INGRESO DE LAS CARGAS LATERALES
580 CLS: PRINT "INGRESE LAS CARGAS LATERALES EN (ton)"
590 IF INKEY$ = "" THEN 590
600 FOR I = 1 TO S
610 CLS:PRINT "PISO";I
620 INPUT V(I)
630 NEXT I
640 REM INICIALIZACION DE LA VARIABLE E(I,J)
650 FOR I = 1 TO S*(B+2)
660 FOR J = 1 TO S*(B+2)
670 E(I,J) = 0
680 NEXT J
690 NEXT I
700 REM INICIALIZACION DE LA VARIABLE P(I)
710 FOR I = 1 TO S*(B+2)
720 P(I)=0
730 NEXT I
740 REM INICIALIZACION DE Q(I,J), S(I,J), R(I,J), T(I,J)
750 FOR I = 1 TO S+1
760 FOR J=1 TO B+1
770 Q(I,J)=0: S(I,J)=0: R(I,J)=0: T(I,J)=0
780 NEXT J
790 NEXT I
800 REM CALCULO DEL FACTOR ExK PARA LAS VIGAS
810 FOR I = 1 TO S
820 FOR J = 1 TO B
830 Y(I,J)=E*L(I,J)/W(J)
840 NEXT J
850 NEXT I
860 REM CALCULO DEL FACTOR ExK PARA LAS COLUMNAS
870 FOR I = 1 TO S
880 FOR J = 1 TO B+1
890 Z(I,J) = E*M(I,J)/X(I)
900 NEXT J
910 NEXT I
920 REM CALCULO DEL MEP DEBIDO A LAS CARGAS DISTRIBUIDAS
930 FOR I = 1 TO S
940 FOR J = 1 TO B

```

```

950 T(I,J+1) = U(I,J)*W(J)^2/12
960 R(I,J) = -T(I,J+1)
970 NEXT J
980 NEXT I
990 REM SUMA ALGEBRAICA DE MOMENTOS PRODUCIDOS POR LOS MEP EN LOS NUDOS
1000 FOR I = 1 TO S
1010 FOR J = 1 TO B+1
1020 Q = (I-1)*(B+1)+J
1030 P(Q) = -(T(I,J)+R(I,J))
1040 NEXT J
1050 NEXT I
1060 REM ASIGNACION DE LAS CARGAS LATERALES A P(I)
1070 FOR I = 1 TO S
1080 P(S*(B+1)+I) = V(I)
1090 NEXT I
1100 REM CALCULO DE LOS MOMENTOS EN LOS EXTREMOS PARA TODOS LOS ELEMENTOS
1110 FOR I = 1 TO S
1120 FOR J = 1 TO B+1
1130 Q = (I-1)*(B+1)+J
1140 P = Q+1
1150 R = Q-1
1160 Q = (I-2)*(B+1)+J
1170 T=I+(B+1)+J
1180 IF I = 1 THEN GOTO 1210
1190 E(Q,Q) = E(Q,Q)+4*Z(I-1,J)
1200 E(Q,R) = 2*Z(I-1,J)
1210 E(Q,Q) = E(Q,Q)+4*Z(I,J)
1220 IF I = S THEN GOTO 1240
1230 E(Q,T) = 2*Z(I,J)
1240 IF J = B+1 THEN GOTO 1280
1250 E(Q,Q) = E(Q,Q) + 4*Y(I,J)
1260 E(Q,P) = 2*Y(I,J)
1270 IF J = 1 THEN GOTO 1300
1280 E(Q,Q) = E(Q,Q) + 4*Y(I,J-1)
1290 E(Q,R) = 2*Y(I,J-1)
1300 NEXT J
1310 NEXT I
1320 REM CALCULO DEL GIRO DE LA CUERDA ORIGINAL EN EL ELEMENTO ESTRUCTURAL (2*Ex
      K+(3*R)): R = DELTA/L
1330 FOR I = 1 TO S
1340 FOR J = 1 TO B+1
1350 Q = (I-1)*(B+1)+J
1360 P = (B+1)*S+I-1
1370 Q = P+1
1380 R = Q+1
1390 IF I > 1 THEN GOTO 1420
1400 E(Q,Q) = -6*Z(I,J)/X(I)
1410 GOTO 1450
1420 E(Q,Q) = 6*Z(I-1,J)/X(I-1)-6*Z(I,J)/X(I)
1430 E(Q,P) = -6*Z(I-1,J)/X(I-1)
1440 IF I = S THEN GOTO 1460
1450 E(Q,R) = 6*Z(I,J)/X(I)

```

```

1460 NEXT J
1470 NEXT I
1480 REM SUMA ALGEBRAICA DEL GIRO DE LA CUERDA ORIGINAL EN EL ELEMENTO ESTRUCTUR
AL
1490 FOR I = 1 TO S
1500 FOR J = 1 TO B+1
1510 Q = S*(B+1)+J
1520 P = (I-1)*(B+1)+J
1530 Q = P+B+1
1540 R = P-B-1
1550 E(O,P) = -6*Z(I,J)/X(I)
1560 IF I = 1 THEN GOTO 1600
1570 E(O,P) = E(O,P)+6*Z(I-1,J)/X(I-1)
1580 E(O,R) = 6*Z(I-1,J)/X(I-1)
1590 IF I = S THEN GOTO 1610
1600 E(O,Q) = -6*Z(I,J)/X(I)
1610 NEXT J
1620 NEXT I
1630 FOR I = 1 TO S
1640 Q = S*(B+1)+I
1650 IF I = 1 THEN GOTO 1710
1660 FOR J = 1 TO B+1
1670 E(O,Q) = E(O,Q)+12*Z(I,J)/X(I)^2+12*Z(I-1,J)/X(I-1)^2
1680 E(O,Q-1) = E(O,Q-1)-12*Z(I-1,J)/X(I-1)^2
1690 NEXT J
1700 GOTO 1740
1710 FOR J = 1 TO B+1
1720 E(O,Q) = E(O,Q)+12*Z(I,J)/X(I)^2
1730 NEXT J
1740 IF I = S THEN GOTO 1780
1750 FOR J = 1 TO B+1
1760 E(O,Q+1) = E(O,Q+1) - 12*Z(I,J)/X(I)^2
1770 NEXT J
1780 NEXT I
1790 REM SOLUCION DEL SISTEMA DE ECUACIONES LINEALES
1800 H = S*(B+2)
1810 FOR N = 1 TO H
1820 X = 0
1830 FOR I = N TO H
1840 IF ABS(E(I,N))<X THEN GOTO 1870
1850 X = ABS(E(I,N))
1860 L = I
1870 NEXT I
1880 FOR J = N TO H
1890 E = E(L,J)
1900 E(L,J) = E(N,J)
1910 F(N,J) = E
1920 NEXT J
1930 X = P(L)
1940 F(L) = P(N)
1950 P(N) = X
1960 FOR I = N TO H

```

```

1970 IF E(I,M) = 0 THEN GOTO 2030
1980 Z = E(I,M)
1990 FOR J = M TO H
2000 E(I,J) = E(I,J)/Z
2010 NEXT J
2020 P(I) = P(I)/Z
2030 NEXT I
2040 IF M = H THEN GOTO 2140
2050 FOR I = M+1 TO H
2060 IF E(I,M) = 0 THEN GOTO 2110
2070 FOR J = M TO H
2080 E(I,J) = E(I,J) - E(M,J)
2090 NEXT J
2100 P(I) = P(I)-P(M)
2110 NEXT I
2120 NEXT M
2130 REM ASIGNACION DE LAS ROTACIONES EN LAS JUNTAS A P(I)
2140 FOR A = 2 TO H
2150 I = H-A+1
2160 FOR J = I+1 TO H
2170 P(I) = P(I) - E(I,J)*P(J)
2180 NEXT J
2190 NEXT A
2200 REM CALCULO DE LOS MOMENTOS FINALES EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS
2210 FOR I = 1 TO S
2220 FOR J = 1 TO B
2230 R(I,J) = R(I,J) + 4*Y(I,J)*P((I-1)*(B+1)+J)
2240 R(I,J) = R(I,J) + 2*Y(I,J)*P((I-1)*(B+1)+J+1)
2250 T(I,J+1) = T(I,J+1) + 2*Y(I,J)*P((I-1)*(B+1)+J)
2260 T(I,J+1) = T(I,J+1) + 4*Y(I,J)*P((I-1)*(B+1)+J+1)
2270 NEXT J
2280 NEXT I
2290 REM CALCULO DE LOS MOMENTOS FINALES EN LOS EXTREMOS DE LAS COLUMNAS
2300 FOR I = 1 TO S
2310 FOR J = 1 TO B+1
2320 IF I = S THEN GOTO 2380
2330 Q(I+1,J) = 4*Z(I,J)*P(I*(B+1)+J)
2340 Q(I+1,J) = Q(I+1,J) + 2*Z(I,J)*P((I-1)*(B+1)+J)
2350 Q(I+1,J) = Q(I+1,J) - 6*Z(I,J)*P(S*(B+1)+1)/X(I)
2360 Q(I+1,J) = Q(I+1,J) + 6*Z(I,J)*P(S*(B+1)+1+1)/X(I)
2370 GOTO 2410
2380 Q(I+1,J) = 2*Z(I,J)*P((I-1)*(B+1)+J)
2390 Q(I+1,J) = Q(I+1,J) - 6*Z(I,J)*P(S*(B+1)+1)/X(I)
2400 GOTO 2440
2410 S(I,J) = 2*Z(I,J)*P(I*(B+1)+J)+4*Z(I,J)*P((I-1)*(B+1)+J)
2420 S(I,J) = S(I,J) - 6*Z(I,J)*P(S*(B+1)+1)-P(S*(B+1)+1+1)/X(I)
2430 GOTO 2450
2440 S(I,J) = 4*Z(I,J)*P((I-1)*(B+1)+J)-6*Z(I,J)*P(S*(B+1)+1)/X(I)
2450 NEXT J
2460 NEXT I
2470 REM PRESENTACION EN PANTALLA DE LOS MOMENTOS FINALES EN LOS EXTREMOS
2480 CLS:LPRINT "MOMENTOS FINALES EN LOS EXTREMOS EN (Ton/m2)"

```

```

2490 IF INKEY# = "" THEN 2490
2500 CLS:LPRINT "INTERSECCION DE MIEMBROS DEFINIDOS POR NIVEL Y JUNTA"
2510 IF INKEY# = "" THEN 2510
2520 REM PRESENTACION DE LOS MOMENTOS FINALES EN LOS EXTREMOS DE LAS COLUMNAS
2530 FOR I = 1 TO S+1
2540 FOR J = 1 TO B+1
2550 CLS:LPRINT "NIVEL";I;"          JUNTA";J
2560 LPRINT "COLUMNA SUPERIOR = ";D(I,J)
2570 LPRINT "COLUMNA INFERIOR = ";S(I,J)
2580 IF INKEY# = "" THEN 2580
2590 NEXT J
2600 NEXT I
2610 REM PRESENTACION DE LOS MOMENTOS FINALES EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS
2620 FOR I = 1 TO S+1
2630 FOR J = 1 TO B+1
2640 CLS:LPRINT "NIVEL";I;"          JUNTA";J
2650 LPRINT "VIGA A LA DERECHA = ";R(I,J)
2660 LPRINT "VIGA A LA IZQUIERDA = ";T(I,J)
2670 IF INKEY# = "" THEN 2670
2680 NEXT J
2690 NEXT I
2700 CLS:LPRINT "DESPLAZAMIENTOS"
2710 IF INKEY# = "" THEN 2710
2720 CLS:LPRINT "ROTACION DE LOS NUDOS DEFINIDOS POR NIVEL Y JUNTA EN (RADIANES)"
.
2730 IF INKEY# = "" THEN 2730
2740 REM PRESENTACION DE LA ROTACION EN LAS JUNTAS
2750 FOR I = 1 TO S+1
2760 FOR J = 1 TO B+1
2770 IF I = S+1 THEN GOTO 2810
2780 CLS:LPRINT "NIVEL";I;"          JUNTA";J;"=";"P((I-1)*(B+1)+J)
2790 IF INKEY# = "" THEN 2790
2800 GOTO 2830
2810 CLS:LPRINT "NIVEL";I;"          JUNTA";J;"=" 0"
2820 IF INKEY# = "" THEN 2820
2830 NEXT J
2840 NEXT I
2850 REM PRESENTACION DEL DESPLAZAMIENTO DESDE EL NIVEL TECHO A NIVEL DE CIMENTACION.
2860 CLS:LPRINT "DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL"
2870 IF INKEY# = "" THEN 2870
2880 FOR I = 1 TO S+1
2890 IF I = S+1 THEN GOTO 2970
2900 IF I=1 THEN GOTO 2940
2910 CLS:LPRINT "NIVEL DE TECHO = ";P(S*(B+1)+I)*1E+07;"mm"
2920 IF INKEY# = "" THEN 2920
2930 GOTO 2990
2940 CLS:LPRINT "NIVEL DE PISO "; S-I+1; " =";P(S*(B+1)+I)*1E+07;"mm"
2950 IF INKEY# = "" THEN 2950
2960 GOTO 2990
2970 CLS:LPRINT "NIVEL DE CIMENTACION =0 mm"
2980 IF INKEY# = "" THEN 2980

```

```
2990 NEXT I
3000 REM PREGUNTA SI SE DESEA SEGUIR TRABAJANDO EL PROGRAMA O NO
3010 CLS: INPUT "DESEA SEGUIR ANALIZANDO MARCOS (SI/NO)";Z$
3020 IF Z$="SI" OR Z$="sI" THEN 10 ELSE END
```



# PROGRAMA PARA DISEÑO DE LOSAS PLANAS, MÉTODO DOS Y TRES

```
Program Losas;
type
  Tabla1=record
    ratios:array[1..6] of real;
    Campo:array[1..15,1..6] of real;
  end;
  Tabla2=record
    ratios:array[1..11] of real;
    field1:array[1..22,1..9] of real;
    field2:array[1..22,1..9] of real;
    field3:array[1..22,1..9] of real;
    field4:array[1..22,1..9] of real;
  end;

var
  deseo,despa,flag1,flag2,i,j,n,k,x,y:integer;

  num,numero1,numero,nu,nul,fact1,fact2,fact3,factor,s,w:real;
  mns,mvs,mts,mus,a1,a2,steel,fact,mm,wl,wl1,mul,nu2:real;
  dl,mul,acer1,wu,ww,fc,fy,constan,m,dd,asi:real;
  mns1,mns2,mvs1,mvs2,mts1,mts2,mis1,mis2:real;

  Caso,discont:array[1..20] of integer;
  lado,carga:array[1..20,1..3] of real;
  peralte:array[1..20] of real;
  as,mon1:array[1..6] of real;

  Met2File:file of Tabla1;
  Met3File:file of Tabla2;
  TableRec:Tabla1;
  TablaRec:Tabla2;

Procedure Metodo2;
  Procedure Input1;
  begin
```

```

writeln('Introduciendo Datos:');
writeln('# De Losas=');readln(n);
writeln('Fy (kg/cm2)=');readln(fy);
writeln('Fc (kg/cm2)=');readln(fc);
for i:=1 to n do
begin
  writeln('Losa No',i:2);
  writeln('# De Lados Discontinuos');readln(discont[i]);
  writeln('Lado Corto [mts]=');readln(lado[i,1]);
  writeln('Lado Largo [mts]=');readln(lado[i,2]);
  writeln('Peralte Efectivo [cms]=');readln(peralte[i]);
  writeln('Carga Muerta [Ton/m2]=');readln(carga[i,1]);
  writeln('Carga Viva [ton/m2]=');readln(carga[i,2]);
end;
end;

Procedure Coeficiente;
begin
  for i:=1 to n do
  begin
    num:=lado[i,1]/lado[i,2];
    numero:=int(num*10.0);
    numerol:=numero+1.0;
    nu:=numero/10.0;nu1:=numerol/10.0;
    fact1:=Abs(num-nu);
    fact2:=Abs(num-nu1);
    if fact1<fact2 then
      factor:=nu
    else
      factor:=nu1;
    lado[i,3]:=factor;
  end;
end;

Procedure Encontrar;
begin
  x:=0;y:=0;
  with TableRec do
  begin
    for k:=1 to 6 do
    begin
      if lado[i,3]=ratio[k] then
        x1:=k;
    end;
  end;
  if x=0 then
    x1:=6;
  y:=3*discont[k]+1;
end;

Procedure Momentos;
Procedure Acero(var d,mu,acer:real);
begin
  acer:=(d-sqrt((sqrt(d)-((mu*1000.0)+100.0/(0.003025*fc)))))*0.85*(fc/fy);
end;
begin
  writeln('Losa No',i:2);
  writeln('+ ++ Lado Corto + + Carga En Las Vigas +');
  writeln('+ ++ Cont. Disc. Pos. + +Muerta Viva Total Ultimas');
  with TableRec do

```

```

begin
  s:=lado[i,1];
  wu:=1.4*carga[i,1]+1.7*carga[i,2];
  wms:=carga[i,1]*s/3.0;
  wvs:=carga[i,2]*s/3.0;
  wts:=wms+wvs;constan:=sqr(s)*wu;
  mus:=wts/3.0;
  mom1[1]:=Campo[y,x]*constan;
  a1:=peralte[i];a2:=mom1[1];
  Acero(a1,a2,steel);as[1]:=steel;
  mom1[2]:=Campo[y+1,x]*constan;a2:=mom1[2];
  Acero(a1,a2,steel);as[2]:=steel;
  mom1[3]:=Campo[y+2,x]*constan;a2:=mom1[3];
  Acero(a1,a2,steel);as[3]:=steel;
  fact:=(3.0-sqr(lado[i,1]/lado[i,2]))/2.0;
  w1:=wms*fact;wv1:=wvs*fact;wt1:=wts*fact;
  m1:=mus*fact;
  mom1[4]:=Campo[y,x]*constan;
  a2:=mom1[4];
  Acero(a1,a2,steel);as[4]:=steel;
  mom1[5]:=Campo[y+1,x]*constan;a2:=mom1[5];
  Acero(a1,a2,steel);as[5]:=steel;
  mom1[6]:=Campo[y+2,x]*constan;a2:=mom1[6];
  Acero(a1,a2,steel);as[6]:=steel;
  writeln(' Momento+',mom1[1]:6:4,'+',mom1[2]:6:4,'+',mom1[3]:6:4,'+');
  writeln(' Acero '+as[1]:4:2,'+',as[2]:4:2,'+',as[3]:4:2,'+');
  write(' ',wms:6:4,' ',wvs:6:4,' ',wt1:6:4,' ',m1:6:4,' ');
  writeln;writeln;
  writeln('      ++ Lado Largo      ++ Carga En Las Vigas ++');
  writeln('      ++ Cont. Disc. Pos. ++ Muerta Viva Total Ultima');
  writeln(' Momento+',mom1[4]:6:4,'+',mom1[5]:6:4,'+',mom1[6]:6:4,'+');
  writeln(' Acero '+as[4]:4:2,'+',as[5]:4:2,'+',as[6]:4:2,'+');
  write(' ',m1:6:4,' ',wv1:6:4,' ',wt1:6:4,' ',m1:6:4,' ');
  writeln;writeln;
end;
end;
{Programa Principal Metodo2}
begin
  Input1;
  Coeficiente;
  i:=1;
  while (i<=n) do
  begin
    Encontrar;
    Momentos;
    i:=i+1;
  end;
end;
end;

```

Procedure Metodo3;

Procedure Pregunta;

```

begin
  writeln('Introduciendo Datos:');
  writeln('# De Losas=');readln(n);
  writeln('Fy [kg/cm2]=');readln(fy);
  writeln('Fc [kg/cm2]=');readln(fc);
  for i:=1 to n do
  begin
    writeln('Losa No',i:2);
  end;
end;

```



```
acer1:=(d1-sqrt(sqr(d1)-((mu1*1000.0)+100.0/(0.003025*fc))))*0.85*(fc/ly);
end;
```

```
begin
  writeln('Losa No',ii2);
  with tablaRec do
    begin
      wvu:=1.7*carga[i,2];wmu:=1.4*carga[i,1];
      wms:=carga[i,2]*lado[i,1]/3.0;
      wvs:=carga[i,2]*lado[i,1]/3.0;wmu:=wvu+wmu;
      mus:=mu*lado[i,1]/3.0;
      a1:=peralte[i];
      mom1[1]:=field1[y,x]*mu*sqr(lado[i,1]);a2:=mom1[1];
      Formula(a1,a2,steel);as[1]:=steel;
      mom1[2]:=field2[y+1,x]*mu*sqr(lado[i,2]);a2:=mom1[2];
      Formula(a1,a2,steel);as[2]:=steel;
      mom1[3]:=sqr(lado[i,1])*((field2[y,x]*mu+field3[y,x]*wvu);
      a2:=mom1[3];
      Formula(a1,a2,steel);as[3]:=steel;
      mom1[4]:=sqr(lado[i,2])*((field2[y+1,x]*mu+field3[y+1,x]*wvu);
      a2:=mom1[4];
      Formula(a1,a2,steel);as[4]:=steel;
      wms1:=wms*field4[y,x];wvs1:=wvs*field4[y,x];
      wts1:=wms1+wvs1;mus1:=mus*field4[y,x];
      wms2:=wms*field4[y+1,x];wvs2:=wvs*field4[y+1,x];
      wts2:=wms2+wvs2;mus2:=mus*field4[y+1,x];
      writeln('++ Lado Corto ++ Carga En Las Vigas ++');
      writeln('++ Cont. Disc. Pos. ++ Muerta Viva Total Ultima');
      writeln('Momento+',mom1[1]:6:4,'+',mom1[1]/3.0:6:4,'+',mom1[3]:6:4,'+');
      writeln('Acero ++',as[1]:4:2,'+',as[1]/3.0:4:2,'+',as[3]:4:2,'+');
      writeln('wms1:6:4, wvs1:6:4, wts1:6:4, mus1:6:4,+');
      writeln;writeln;
      writeln('++ Lado Largo ++ Carga En Las Vigas ++');
      writeln('++ Cont. Disc. Pos. ++ Muerta Viva Total Ultima');
      writeln('Momento+',mom1[2]:6:4,'+',mom1[2]/3.0:6:4,'+',mom1[4]:6:4,'+');
      writeln('Acero ++',as[2]:4:2,'+',as[2]/3.0:4:2,'+',as[4]:4:2,'+');
      writeln('wms2:6:4, wvs2:6:4, wts2:6:4, mus2:6:4,+');
      writeln;writeln;
    end;
  end;
end;
```

```
(Programa Principal Metodo3)
```

```
begin
  pregunta;
  Coefent;
  i:=1;
  while (i<=10) do
    begin
      Look;
      Calculo;
      i:=i+1;
    end;
  end;
end;
```

```
Procedure Balance;
```

```
var
  n1,n2,l1,l2,d1,d2,k1,k2,ar1,ar2,kt:real;
```

```
begin
  writeln('Balance De Momentos:');
  i:=1;
```

```

while (i=1) do
begin
writeIn('Momento Menor (ton-m)=');readIn(m1);
writeIn('Longitud De La Losa (mts)=');readIn(l1);
writeIn('Momento Mayor (ton-m)=');readIn(m2);
writeIn('Longitud De La Losa (mts)=');readIn(l2);
k1:=1.0/l1;k2:=1.0/l2;kt:=k1+k2;
d1:=k1/kt;d2:=k2/kt;
m1:=m1*d1*(m2-m1);
m2:=m2-d2*(m2-m1);
writeIn('Momento De Balance',m1:10:3,'=',m2:10:3);
writeIn('Desea Otra Operacion Si=1 No=0?');readIn(i);
end;
end;

```

Procedure Acero2;

```

begin
writeIn('Calculo Area De Aceros');
i:=1;
while (i=1) do
begin
writeIn('Momento Ultimo (ton-m)=');read(mu);
writeIn('Peralte (cms)=');read(dd);writeIn('Fc (kg/cm2)=');read(fc);
writeIn('Fy (kg/cm2)=');read(fy);
asi:=(dd-sqrt((mu*(100.0)2+100.0/(0.003825*fc))))/0.85*(fc/fy);
writeIn('Area De Acero=',asi:10:3,'cm2');
writeIn('Desea Otra Operacion Si=1, No=0?');readIn(i);
end;
end;

```

(Programa Principal)

```

begin
writeIn('Calculo De Losas');
writeIn;writeIn;
flag1:=0;
flag2:=0;
Assign(Met2File,'TABLA1.DTA');
Assign(Met3File,'TABLA2.DTA');
Reset(Met2File);
Reset(Met3File);
repeat
writeIn('1..... Metodo 2');writeIn;
writeIn('2..... Metodo 3');writeIn;
writeIn('3..... Balance De Momentos');writeIn;
writeIn('4..... Calculo Area De Acero');writeIn;
writeIn('5..... Salida Del Menu');writeIn;
writeIn('Due Desea ?? ');readIn(deseo);
if deseo=1 then
begin
writeIn('Cargando Las Tablas A Memorias');
writeIn;writeIn;
writeIn('Espere un Momento Por Favor !');
Assign(Met2File,'TABLA1.DTA');
Reset(Met2File);

```

```

for i:=1 to 6 do
begin
  Read(Met2File,TablaRec);
end;
for i:=1 to 15 do
begin
  for j:=1 to 6 do
  begin
    Read(Met2File,TablaRec);
  end;
end;
Close(Met2File);
end
end
else
if dese0=2 then
begin
  flag2:=flag2+1;
  if flag2=1 then
  begin
    writeLn('Cargando Las Tablas A Memoria:');
    writeLn;
    writeLn('Espere Un Momento Por Favor!');
    Assign(Met3File,'TABLA2.DTA');
    Reset(Met3File);
    for i:=1 to 11 do
    begin
      Read(Met3File,TablaRec);
    end;
    for k:=1 to 4 do
    begin
      for i:=1 to 22 do
      begin
        for j:=1 to 9 do
        begin
          Read(Met3File,TablaRec);
        end;
      end;
    end;
    Close (Met3File);
  end;
end;
end;
end;

Case dese0 of
  1:
    Metodo2;
  2:
    Metodo3;
  3:
    Balance;
  4:
    Acero2;
end;
until (dese0=5);
end.

```

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS  
 Biblioteca Científica

# PROGRAMA PARA DISEÑO DE VIGAS

var

```

),i,q,comp,n,condic,oper,k:Integer;
mompas,a,momeg,raiz,cort,fc,fy,peralte,bl,base,fi,aspos,asneg,carga,ancho,luz:real;
al,vc,vluk,a2,a3,ra,rb,yl,y2,p1,p2,p3,z1,z2,z3,el,es,rx,ax,am,as,af,af,pe,romax:real;
module,heta,lu,xy2,rom,asmax,momax,morre,aa,an,at,ax,asdici,astot,rac,x1,x2,asmin,vr:real;
al,rest,rt,vmax,vu,vtu,vlc,aspro,c,vs,contri,d,t,ac,asn,b,s,y,re,ln,no,dl:real;
d7,d8,av,x,ra,ca,espac,base1,dv,lon1,lon2,CONSTA,dif,difi,MR,cargan,xr,xresu,ltotal,lon:real;

```

```

dices:string[2];

```

```

ausp:string[2];

```

```

verlo:string[12];

```

```

dia:array[1..10] of real;

```

```

matriz:array[1..32,1..10] of real;

```

Procedure Momenrosto;

begin

```

  WriteLn(' Momento(+) [kg.cm#2]= ');
  ReadLn(mompas);
  WriteLn(' Momento(-) [kg/cm#2]= ');
  ReadLn(momeg);
  WriteLn(' Carga Distribuida [kg/cm]= ');
  ReadLn(carga);
  WriteLn(' Ancho De La Columna en apoyos [mts]= ');ReadLn(ancho);
  WriteLn(' Corte Actuante[kg]= ');ReadLn(cort);
  momeg:= cargatsqr(ancho)*0.5+momeg-cort*ancho;
  WriteLn(' Luz que cubre la viga [mts]= ');
  ReadLn(luz);
  cort:=(luz*0.5+cort)/(luz*0.5+ancho);
  WriteLn(' Momento(-) a Rostro= ',momeg:10:2);
  Write(' kg/cm#2 ');
  WriteLn(' Corte a rostro= ',cort:8:2);
  Write(' kg ');

```

end;

{Procedimiento para calcular el momento a rostro}

Procedure Introducer;

begin

```

  WriteLn(' Resistencia del concreto F'c [kg/cm#2] = ');
  ReadLn(fc);
  WriteLn(' Resistencia del acero F'y [kg/cm#2] = ');
  ReadLn(fy);
  WriteLn(' Peralte efectivo de la viga [cms]= ');
  ReadLn(peralte);
  WriteLn(' Base de la viga [cms]= ');
  ReadLn(base);
  WriteLn(' Factor de carga ultima= ');
  ReadLn(fi);

```

end;

{introduccion de datos de la viga}

Procedure Compresion;

begin

```

  WriteLn(' Momento Positivo= ',readln(mompas));

```



```

if fy>2810.0
then
  romax:=0.8186
else begin
  WriteLn(' Modulo de elasticidad [kg.cm2]= ');
  ReadLn(module);
  WriteLn(' factor beta = ');
  ReadLn(beta);
  rom:=(0.803*module)/(fy*0.803*module);
  rom:=rom*((sqr(beta)+fc)/fy);
  romax:=0.5*rom;
  end;
asmax:=romax*base*peralte;
mcomax:=0.9*(asmax*fy*(peralte-(asmax*fy)/(1.7*fc*base)));
mcomre:=mcompos-romax;
asdici:=(0.9*mcomre)/(fy*peralte);
astot:=asmax+asdici;
asneg:=asdici*1.33;
aspos:=astot;
WriteLn(' Area de acero para M(-) = ',asneg:6:2);
WriteLn(' Area de acero para M(+) = ',aspos:6:2);
end;

```

```

Procedure Acero;
begin
  i:=1;
  repeat
    if i=1 then
      a3:=mcomneg
    else
      a3:=mcompos;
    pe:=1.7*fc*base;
    a1:=sqr(fy)/pe;a2:=fy*peralte*(-1.0);
    a1:=a1+fi;a2:=a2+fi;
    a2:=a2/a1;a3:=a3/a1;a1:=a1/a1;
    raiz:=sqr(a2)-4.0*a1*a3;
    if raiz>0 then
      begin
        rac:=sqr(raiz);
        x1:=(-a2+rac)/(2*a1);
        x2:=(-a2-rac)/(2*a1);
        if x1<0.8
        then
          xresu:=x2
        else
          if x2<0.8
          then
            xresu:=x1
          else
            if x1<x2
            then
              xresu:=x1
            else
              xresu:=x2;
        WriteLn(' ecuacion cuadratica para As ');
        WriteLn(a1:4:2);Write(' x2 ');
        Write(a2:6:2);Write(' x ');
        Write(a3:6:2);
        WriteLn;
        WriteLn(' ** Solucion De La Ecuacion ** ');
      end;
    i:=i+1;
  until i=3;
end;

```

```

WriteLn(' x1= ',x1:6:2, ' x2= ',x2:6:2);
WriteLn;
WriteLn(' ## Solucion Propuesta= ',xresu:6:2);asi=xresu;
if fy=2810.0
then
romax=0.0186
else
begin
WriteLn(' Modulo De Elasticidad [kg/cm2] = ');
ReadLn(module);
WriteLn(' factor beta= ');
ReadLn(beta);
rom:=(0.003*module)/(fy+0.003*module);
rom:=rom*((sqr(beta)+fc)/fy);
romax=0.5*rom;
end;
asmax:=romax*base*peralte;
asein:=(14.0/fy)*base*peralte;
WriteLn(asmax:4:2, ' > ',as:4:2, ' > ',asmin:4:2);
if asmax<as then
WriteLn('La Seccion No cumple ##Dimensionar Denuovo o a Compresion')
else
if as<asmin
then
WriteLn('La Seccion Es Demasiado Grande')
else
WriteLn('La Seccion esta correcta');
end
else
begin
WriteLn('La seccion de la viga no soporta la carga actuante, cambiar la seccion ');
WriteLn(' O disenar a compresion');
end;
i:=i+1;
until i>2;
end;
Procedure Corte;
begin
WriteLn(' Factor De Carga Ultima Para Corte= ');
ReadLn(fi);
vr:=fi*sqr(fc)*0.53*base*peralte;
WriteLn(' Corte Resistente De La Seccion ');
Write(vr:8:2, ' kg ');
if vr>cort
then
WriteLn(' Estribos No 3 @ ',peralte/2.0:4:2)
else begin
re:=cort-vr;
WriteLn(' ## Corte a reforzar ## ');
WriteLn(' Vreforzar= ',re:8:2);
WriteLn(' Longitud de luz cubierta [mts]= ');
ReadLn(ln);
WriteLn(' No de varilla a utilizar = ');
ReadLn(no);
av:=(sqr(no/8.0)*2.54)*(3.1415/4.0);
v:=(vr/cort)*(ln/2.0);
espa:=(2.0*av*fy*peralte)/re;
WriteLn(' ## Confinamiento ## ');
WriteLn(' Confinando hasta ',x:4:2, ' Desde los apoyos');

```

```

        WriteLn(' hierro No ',no:2:2, ' @ ',espect:2:3, ' mts ');
        WriteLn(' hierro No 3 @ ',peralte/2.0:2:3);
    end;
end;

Procedure Vigat;
begin
    WriteLn('## Diseno De Vigas T ##');
    WriteLn('lo Paso Concliderarlo como Viga Rectangular');
    j:=0;
    WriteLn('Momento-Ultimo(kg-cm)=');ReadLn(ca);WriteLn('Base mayor[cms]=');ReadLn(base1);
    pe:=1.71*ca*base1;
    a1:=sqr(fy)/pe;
    a2:=fy*peralte*(-1.0);
    a3:=a1*fi;
    a2:=a2*fi;
    a3:=ca;
    a2:=a2/a1;
    a3:=a3/a1;
    a1:=a1/a1;
    WriteLn('Ecuacion Cuadratica');
    WriteLn(a1,10:2, 'X^2(+/-)',a2:10:2, 'X(+/-)',a3:10:2);
    ra:=sqr(a2)-4*a1*a3;
    if ra<0 then
        WriteLn('Existe Un Error En Datos Ingresados')
    else
        begin
            x1:=(-a2+sqr(ra))/(2*a1);
            x2:=(-a2-sqr(ra))/(2*a1);
            WriteLn('As[1]=' ,x1:10:2);
            WriteLn('As[2]=' ,x2:10:2);
            WriteLn('Todo en cm^2');
            if x1>x2 then
                ac:=x2
            else
                ac:=x1;
            WriteLn('As sugerido=',ac:10:2,'cm^2');
            a:=(ac*fy)/(0.85*ca*base1);
            WriteLn('a=',a:10:2);
            c:=a/0.85;
            WriteLn('t[cm]=');
            ReadLn(t);
            if t>c then
                WriteLn('Trabaja como Viga Rectangular, Disenarla')
            else
                begin
                    WriteLn('Trabaja Como Viga T');
                    WriteLn('B[cms]=');ReadLn(b);
                    WriteLn('b[cms]=');ReadLn(bl);
                    af:=0.85*ca*t*(b-bl);
                    WriteLn('As1fy=',af:10:2,'kg');
                    sf:=0.85*ca*bl;
                    WriteLn('(As-Asf)fy=',sf:10:2,'a');
                    pl:=af*(peralte-t/2.0)-ca/1;pl1=-1.0*pl;
                    p2:=sf*peralte;p21=-1.0*p2;p3:=sf*0.5;
                    p1:=pl/p3;
                    p2:=p2/p3;
                    p3:=p3/p3;
                    WriteLn('Ecuacion Cuadratica');
                    WriteLn(p3,10:2, 'x ^ 2(+/-)',p2:10:2, 'X(+/-)',p1:10:2);
                end;
            end;
end;

```

```

ra:=sqrt(sqrt(p2)-4*p1*p3);
y1:=(-p2+ra)/(2*p3);
y2:=(-p2-ra)/(2*p3);
WriteLn('a[1]=' ,y1:10:2);
WriteLn('a[2]=' ,y2:10:2);
WriteLn('a= ??');ReadLn(a);
as:=(a*sf)+af/fy;
WriteLn('As=' ,as:10:2,'cm^2');
WriteLn('Acero a Tension');
rm:=14/fy;
if fy=2810 then
  rb:=0.8373
else
  begin
    WriteLn('Beta=');ReadLn(e1);
    WriteLn('Es=');ReadLn(es);
    rb:=(0.85*el1/c*0.803*es)/(fy*(fy+0.803*es));
  end;
rx:=0.5*rb;
WriteLn('Ro balanceado=' ,rb:10:2);
WriteLn('Ro minimo=' ,rm:10:2);
WriteLn('Ro maximo=' ,rx:10:2);
ax:=rx*tb1*d;
am:=rm*tb1*d;
WriteLn( am:10:2,'<' ,as:10:2,'<' ,as:10:2);
if ax<as then
  begin
    WriteLn('Reforzar a Compresion');
    mx:=fit(ax*fy*(d-((ax*fy)/(1.7*fb1)))));
    WriteLn('Momento maximo=' ,mx:10:2);
    ar:=ca-mx;
    WriteLn('Momento a Reforzar=' ,ar:10:2);
    aa:=(fit*ar)/(fy*d);
    WriteLn('As adicional=' ,aa:10:2,'cm^2');
    an:=aa*1.33;
    at:=ax+aa;
    WriteLn(' Asc=' ,an:10:2);
    WriteLn(' Ast =' ,at:10:2);
    WriteLn(' cm^2');
  end;
end;
end;
end;

```

```

Procedure Torsion;
Procedure Datos;
begin
  WriteLn('Momento Torsionante (kg-at)=');
  ReadLn(tu);
  WriteLn;WriteLn;
  WriteLn('Determinacion Del Esfuerzo De Diseno');
  WriteLn;WriteLn(' 1..... Viga T ');
  WriteLn(' 2..... Viga L ');
  WriteLn(' 3..... Viga Rectangular');
  WriteLn;WriteLn('Que Caso Desea Trabajar= ??');
  ReadLn(oper);
  WriteLn('Datos De La Seccion i');
  WriteLn('Espesor de Losa [cm] t=');
  ReadLn(t);
  WriteLn('Y [cm]=');ReadLn(y);

```

```

if oper=1 then
    xy2:=sqr(base)*y+2*(sqr(t)*3*t)
else
    if oper=2 then
        xy2:=sqr(base)*y+sqr(t)*3*t
    else
        xy2:=sqr(base)*y;
vtu:=(3*tu*100)/(0.85*xy2);
vc:=0.4*sqr(fc);
WriteLn('Esfuerzo De Torsion Actuante=',vtu:10:2,'kg/cm2');
WriteLn('Esfuerzo Del Concreto A Torsion=',vc:10:2,'kg/cm2');
end;

```

Procedure Seccion;

```

begin
    vu:=cort/(0.85*base*peralte);WriteLn('Vu=',vu:10:2,'kg/cm2');
    vmax:=(3.2*sqr(fc))/sqr(1.8*sqr((1.2*vu)/vtu));
    WriteLn('Esfuerzo Maximo Permisible ',vmax:10:2,'kg/cm2');
    if vtu>vmax then
        begin
            WriteLn('Hay que Incrementar La Seccion');
            vtu:=0.8*vmax;
            xy2:=(3*tu*100)/(0.85*vtu);
            if oper=1 then
                contri:=xy2-2*sqr(t)*3*t
            else
                if oper=2 then
                    contri:=xy2-sqr(t)*3*t
                else
                    contri:=xy2 ;
            base:=sqr(contri/y);
            WriteLn('La Nueva Base De La Viga=',base:10:2,'cms');
            WriteLn('Base De La Viga [cns]=??');
            ReadLn(base);
            if oper=1 then
                xy2:=sqr(base)*y+2*(sqr(t)*3*t)
            else
                if oper=2 then
                    xy2:=sqr(base)*y+sqr(t)*3*t
                else
                    xy2:=sqr(base)*y;
            vu:=cort/(0.85*base*peralte);WriteLn('Vu=',vu:10:2,'kg/cm2');
            WriteLn('Sum. X2+Y2=',xy2:10:2,'cm3');
            vtu:=(3*tu*100)/(0.85*xy2);
            WriteLn('Vtu=',vtu:10:2,'kg/cm2');
            vmax:=(3.2*sqr(fc))/sqr(1.8*sqr((1.2*vu)/vtu));
            WriteLn('Esfuerzo Permisible=',vmax:10:2,'kg/cm2');
            if vmax>vtu then
                WriteLn('Esta bien');
        end;
        vtc:=0.6*(vmax/3.2);
        WriteLn('Esfuerzo Del Concreto a Torsion=',vtc:10:2,'kg/cm2');
    end;

```

Procedure Descarga;

```

begin
    rt:=0.66+0.33*((peralte)/(base-5));
    at:=(vtu-vtc)*xy2/(3*rt*(base-5)*(peralte)*y);
    WriteLn('Ro alfa=',rt:15:2);

```

```

WriteLn('At/s =',at:7:4,'cm2/cm');
WriteLn('### Diseno a Corte ###');
vc:=(0.5*sqrt(fc))/sqrt(1.0+sqrt(vtu/(1.2*vtu)));
WriteLn('Esfuerzo De Corte Del Concreto=',vc:10:2,'kg/cm2');
av:=(vu-vc)*base/fy;
WriteLn('Av/s=',av:7:4);
rest:=at+av;
end;

Procedure Estribos;
begin
for i:=3 to 7 do
begin
s:=(Pi/4.0)*sqrt(i/8.0)*2.54/rest;
WriteLn('Estribo');
WriteLn('Varilla No',i:2);
WriteLn('Ø',s:5:3,'cms');
end;
end;

Procedure Long;
begin
al:=2*at*((base-5)*peralte);
WriteLn('As longitudinal=',al:10:2,'cm2');
if y<30 then
begin
WriteLn('Usando 2 capas');
WriteLn('As longitudinal=',al:10:2,'cm2/capa');
end
else
if y<70 then
begin
WriteLn('Usando 3 Capas');
WriteLn('As longitudinal=',al:10:2,'cm2/capa');
end;
end;
end;

(Programa Principal)
begin
Datos;
if vtu>vc then
begin
Seccion;
Descarga;
Estribos;
Long;
WriteLn('El Resto De Hierro Longitudinal Se Calcula Con Los Momentos (+/-)');
end
else
WriteLn('La Torsion Es Despreciable,Disenarla como Viga Comun');
end;

Procedure Longitud;
Procedure Desarrollo;
begin
WriteLn(' factor de carga ultima = ');
ReadLn(fi);
WriteLn(' No de varilla = ');
ReadLn(no);
WriteLn(' Posicion capa arriba/capa abajo ');
ReadLn(verlo);

```

```

dv:=(no/8.0)*2.54;av:=(3.1415/4.0)*sqr(dv);
if no < 11.0
  then begin
    lon1:=0.84*av*fy*(1.0/sqr(fc));
    lon2:=0.0057*dv*fy;
  end
else
  if no <= 14.0
    then begin
      lon1:=0.8*fy*(1.0/sqr(fc));
      lon2:=0.0;
    end
  else begin
    lon1:=fy*(1.0/sqr(fc));
    lon2:=0.0;
  end;

Writeln(' hierro de cama arriba/cama abajo ');
Readln(verlo);
if verlo='cama arriba'
  then begin
    lon1:=lon1*1.4;
    lon2:=lon2*1.4;
  end;
if fy > 2400.0
  then begin
    lon1:=lon1*(2-4200/fy);
    lon2:=lon2*(2-4200/fy);
  end;
Writeln(' se usara concreto liviano si/no ');
Readln(anser);
if anser='si'
  then begin
    lon1:=lon1*1.33;
    lon2:=lon2*1.33;
  end;
dif:=base-8*2;difi:=peralte-8*2;
if dif < 15.0
  then begin
    lon1:=lon1*0.8;
    lon2:=lon2*0.8;
  end;
if lon1 > lon2
  then begin
    Writeln(' Longitud de desarrollo=',lon1:4:2);
    long:=lon1;
  end
else begin
    Writeln(' Longitud de desarrollo= ',lon2:4:2);
    long:=lon2;
  end;
end;

```

{Programa principal del procedimiento}

```

begin
  Desarrollo;
  desarrollo;
  Writeln(' Calculo Para Bastones');
  Desarrollo;
  if verlo = 'cama arriba'

```

```

then begin
  wr:=0.9*(asneg+fy*(peralte-(asneg*fy)/(1.7*(ctbase))));
  WriteLn(' Momento resistente= ',wr:8:2);
  WriteLn(' Carga Distribuida [kg/m]= ');
  ReadLn(cargan);
  a1:=cargan*8.5;a2:=(-1.0*ctort);
  a3:=(-1.0*(-momneg*wr))/100.0;
  a2:=a2/a1;a3:=a3/a1;a1:=a1/a1;
  ra:=sqrt((a2)2-4*a1*a3);
  x1:=(-a2+ra)/(2*a1);x2:=(-a2-ra)/(2*a1);
  if x1 < 0.8
    then
      x1:=x2
    else
      if x2 < 0.8
        then
          x1:=x1
        else
          if x1 < x2
            then
              x1:=x1
            else
              x1:=x2;
          ltotal:=long+x1*100.0;
          WriteLn(' Longitud de desarrollo= ',ltotal:4:2);
        end
      else begin
        wr:=0.9*(aspostfy*(peralte-(aspostfy)/(1.7*(ctbase))));
        WriteLn(' Momento resistente= ',wr:8:2);
        WriteLn(' Carga distribuida [kg/m]= ');
        ReadLn(cargan);
        a1:=sqrt((mompos-wr)/(cargan*8.5));
        WriteLn(' a= ',a1:8:2);
        a1:=a1*100.0;
        ltotal:=long+2*a1;
        WriteLn(' Longitud de desarrollo = ',ltotal:8:2);
        Write(' centrado [cm] ');
      end;
    end;
end;
(Programa principal )
begin
  WriteLn(' Diseno de Vigas ');
  WriteLn;WriteLn;
  WriteLn(' desea usar momentos y cortes a rostro (si/no) ');
  ReadLn(decisi);
  if decisi='si'
    then
      Momenrostro
    else begin
      WriteLn(' Momento (+) [kg.cm2]= ');
      ReadLn(mompos);
      WriteLn(' Momento (-) [kg/cm2]= ');
      ReadLn(momneg);
      WriteLn(' Corte actuante (kg)= ');
      ReadLn(cort);
    end;
  Introducer;
  repeat
    writeLn(' ##### MENU PRINCIPAL DE OPCIONES PARA DISENO #####');
    writeLn;writeLn;writeLn;writeLn(' ..... calculo del area de acero por momentos. ');

```



```

writeln(' 2..... diseno a compresion. ');
writeln(' 3..... diseno a corte actuante. ');
writeln(' 4..... longitud de desarrollo. ');
writeln(' 5..... diseno de vigas t. ');
writeln(' 6..... diseno de vigas a torsion. ');
writeln(' 7..... salida del menu. ');
writeln;writeln;
writeln(' que operacion desea efectuar ???');readln(oper);
case oper of
  1:
    Acero;
  2:
    Compresion;
  3:
    Corte;
  4:
    Longitud;
  5:
    Vigat;
  6:
    Torsion;
end;
until oper=7;
end.

```

## PROGRAMA PARA VERIFICACION DE VIGAS

CHARACTER PAL160

```

10 WRITE(1,1)
1  FORMAT(' ANALISIS DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO')
   WRITE(1,2)
2  FORMAT(' =====')
   WRITE(1,4)
4  FORMAT(' 1..... VIGAS RECTANGULARES BAJO FLEXION',/)
   WRITE(1,5)
5  FORMAT(' 2..... VIGAS BAJO CORTE & TENSION DIAGONAL',/)
   WRITE(1,6)
6  FORMAT(' 3..... VIGAS BAJO CORTE & TORSION',/)
   WRITE(1,7)
7  FORMAT(' 4..... SALIR DEL MENU',/)
   WRITE(1,8)
8  FORMAT(' INTRODUSCA SU SELECCION= ??')
   READ(1,1) N
   IF ((N .LT. 1) .OR. (N .GT.4)) GO TO 10
   IF (N .EQ. 1) THEN
       CNL PARTE1
   ELSE

```

```

IF (N .EQ. 2) THEN
    CALL PARTE2
ELSE
    CALL PARTES
ENDIF

```

```

ENDIF

```

```

STOP
END

```

```

SUBROUTINE PARTE1

```

```

WRITE(*,100)

```

```

100 FORMAT(' ANALISIS DE VIGAS DE CONCRETO DOBLEMENTE REFORZADO')

```

```

WRITE(*,102)

```

```

102 FORMAT(' ACI 318-83')

```

```

103 WRITE(*,105)

```

```

105 FORMAT(' Fc (KG/CM2)=' )

```

```

READ(*,*) FC

```

```

WRITE(*,106)

```

```

106 FORMAT(' Fy (KG/CM2)=' )

```

```

READ(*,*) S

```

```

WRITE(*,109)

```

```

109 FORMAT(' BASE (CM)=')

```

```

READ(*,*) B

```

```

WRITE(*,110)

```

```

110 FORMAT(' PERALTE EFECTIVO (CM)=')

```

```

READ(*,*) D

```

```

WRITE(*,115)

```

```

115 FORMAT(' PERALTE EFECTIVO D' (CM)=')

```

```

READ(*,*) D1

```

```

WRITE(*,120)

```

```

120 FORMAT(' AREA DE ACERO As (CM2)=' )

```

```

READ(*,*) A1

```

```

WRITE(*,125)

```

```

125 FORMAT(' AREA DE ACERO As' (CM2)=' )

```

```

READ(*,*) A2

```

```

WRITE(*,130)

```

```

130 FORMAT(' ESTAN CORRECTOS LOS DATOS Y=1,N=0 ?')

```

```

READ(*,*) M

```

```

IF (M .EQ. 0) GO TO 103

```

```

IF (F .LT. 4000.0) THEN

```

```

    BETA=0.85

```

```

ELSE

```

```

    IF (F .GT. 8000.0) THEN

```

```

        BETA=0.65

```

```

    ELSE

```

```

        BETA=0.85-(0.85*(F-4000.0)/1000.0)

```

```

    ENDIF

```

```

ENDIF

```

```

PM=200.0/B

```

```

R1=A1/(B*D)

```

```

F1=S

```

```

A=((A1*S)-(A2*F1))/(0.85*F1*B)

```

```

E1=0.003*(A-(BETA*D1))/A

```

```

IF (F1 .GT. 2900000.0) THEN

```

```

    F1=S

```

```

    GO TO 135

```

```

ENDIF

```

```

F1=2900000.0/E1

```

```

IF (E1 .LT. 0.0) THEN
    F1=0.0
    GO TO 135
ENDIF
A=(A1+S-A2+F1)/(0.85*F1B)
135 E2=0.003*((BETA*D)-A)/A
PB=0.75*((0.85*F1B*E1A/S)+(0.003*2.9E7/((0.003*2.9E7)+S)))
PB=PB*(A2*F1/(S1*B1D))
IF (E2 .LE. (S/2.9E7)) THEN
    PAL=' SECCION SOBRE-REFORZADA'
    GO TO 145
ENDIF
RI=A1/(B1D)
PM=200.0/D
IF (RI .GE. PB) THEN
    PAL=' SECCION SOBRE-REFORZADA'
    GO TO 145
ENDIF
IF (RI .LE. PM) THEN
    PAL=' AREA DE ACERO ES MENOR QUE LA MINIMA'
    GO TO 145
ENDIF
AM=0.9*(0.85*F1A*B*(D-A/2.0)+A2*F1*(D-D1))
WRITE(I,140) AM
140 FORMAT(' M ultimo [KG-M]=' ,F10.2)
145 WRITE(I,150) BETA
150 FORMAT(' BETA=' ,F10.4)
WRITE(I,155) A
155 FORMAT(' A=' ,F10.2)
WRITE(I,160) PB
160 FORMAT(' 0.75*Ro Bal=' ,F12.4)
WRITE(I,165) RI
165 FORMAT(' Ro=' ,F10.4)
WRITE(I,170) PM
170 FORMAT(' Ro minimo=' ,F10.4)
WRITE(I,175) PAL
175 FORMAT(A)
RETURN
END

```

```

SUBROUTINE PARTE2
WRITE(I,190)
190 FORMAT(' CORTE & TENSION DIAGONAL')
199 WRITE(I,200)
200 FORMAT(' Fc [KG/CM2]=')
READ(I,1) FC
WRITE(I,205)
205 FORMAT(' Fy [KG/CM2]=')
READ(I,1) FY
WRITE(I,207)
207 FORMAT(' B [CM]=')
READ(I,1) B
WRITE(I,210)
210 FORMAT(' D [CM]=')
READ(I,1) D
WRITE(I,212)
212 FORMAT(' Vu [KG]=')
READ(I,1) VU

```

```

WRITE(1,215)
215 FORMAT(' Mu (KG-CM)=')
READ(1,1) MU
WRITE(1,217)
217 FORMAT(' As (CM^2)=')
READ(1,1) A
WRITE(1,220)
220 FORMAT(' At (CM^2)=')
READ(1,1) AO
WRITE(1,225)
225 FORMAT(' ESTAN BIEN LOS DATOS Si=1,No=0 ?')
READ(1,1) M
IF (M .EQ. 0) GO TO 199
V1=VU/0.85
O=AM
IF (O .EQ. 0.0) GO TO 253
T1= VU/O/M
IF (T1 .LE. 1.0) GO TO 248
T1=1.0
240 C1=1.9*SQRT(FC)*B*D*2500.0/M/T1
C2=3.5*SQRT(FC)*B*D
IF (C1 .LT. C2) GO TO 252
C=C2
GO TO 254
C=C1
252 GO TO 254
253 C=2.0*SQRT(FC)*B*D
254 T=V1-C
C3=0.5*C
IF (C3 .GT. V1) GO TO 275
T1=0.8*SQRT(FC)*B*D
IF (T .GT. T1) GO TO 259
GO TO 260
259 WRITE(1,230)
230 FORMAT(' LA SECCION ES DEMASIADO PEQUENA CAMBIAR DIMENSIONES')
GO TO 276
260 A2=T/(FY*D)
A3=50.0*B/FY
IF (A2 .LT. A3) GO TO 264
A4=A2
GO TO 265
264 A4=A3
265 S1=AO/M
T2=T1/2.0
IF (T2 .GE. T) GO TO 269
S2=D/4.0
GO TO 270
269 S2=D/2.0
270 IF (S1 .LT. S2) GO TO 272
S1=S2
272 IF (S1 .LT. 24.0) GO TO 274
274 WRITE(1,285) S1
285 FORMAT(' ESPACIO DE ESTRIBOS=',F10.4)
GO TO 276
275 WRITE(1,232)
232 FORMAT(' REFUERZO A CURTE NO ES NECESARIO')
276 RETURN
END

```

SUBROUTINE PARTES

```

300 WRITE(1,301)
301 FORMAT(' VIGAS BAJO CORTE & TORSION')
WRITE(1,302)
302 FORMAT(' Fc (KG/CM2)=' )
READ(1,1) FC
WRITE(1,303)
303 FORMAT(' Fy (KG/CM2)=' )
READ(1,1) FY
WRITE(1,304)
304 FORMAT(' Vu (KG)=' )
READ(1,1) VU
WRITE(1,305)
305 FORMAT(' bw (CM)=' )
READ(1,1) BW
WRITE(1,306)
306 FORMAT(' d (CM)=' )
READ(1,1) D
WRITE(1,307)
307 FORMAT(' Mu (KG-CM)=' )
READ(1,1) MU
WRITE(1,308)
308 FORMAT(' Slim (X2+Y2)=' )
READ(1,1) SM
WRITE(1,310)
310 FORMAT(' X1=' )
READ(1,1) X1
WRITE(1,311)
311 FORMAT(' Y1=' )
READ(1,1) Y1
WRITE(1,312)
312 FORMAT(' As (CM2)=' )
READ(1,1) AS
WRITE(1,313)
313 FORMAT(' Iu (KG-CM)=' )
READ(1,1) IU
WRITE(1,314)
314 FORMAT(' Av (CM2)=' )
READ(1,1) AV
WRITE(1,315)
315 FORMAT(' ESTAN BIEN LOS DATOS SI=1,NO=2')
READ(1,1) M
IF (M .EQ. 0) GO TO 300
VN=VU/0.85
Q=AM
V1=18.0*SQRT(FC)*BW/D
WRITE(1,316) VN
316 FORMAT(' Vn=' ,F10.2)
IF (VN .GT. V1) THEN
WRITE(1,317)
317 FORMAT(' AUMENTE LA SECCION')
GO TO 500
ENDIF
IF (TU .EQ. 0.0) GO TO 350
T1=0.85*(0.5*SQRT(FC)*SM)
IF (TU .LE. T1) THEN
WRITE(1,320)
320 FORMAT(' SE PUEDE DESPRECIAR LA TORSION')
GO TO 350
ENDIF

```

```

CT=BN*W/SM
TC=0.8*SM*SQRT(FC)/(SQRT(((0.4*WJ/(CT*WU))**2)+1.0))
WRITE(1,325) TC
325 FORMAT(' Tc=',F10.2)
VC=2.0*SQRT(FC)*BN*W/(SQRT(1.0+((2.5*CT*WU/WJ)**2)))
IF (WJ .EQ. 0.0) THEN
    VC=0.0
ENDIF
GO TO 360
350 IF (Q .EQ. 0.0) THEN
    VC=2.0*SQRT(FC)*BN*W
    GO TO 360
ENDIF
V2=WU*W/AM
IF (V2 .GT. 1.0) THEN
    V2=1.0
ENDIF
VC=(1.9*SQRT(FC)*BN*W)+(2500.0*AS*V2)
V3=3.5*BN*W*SQRT(FC)
IF (VC .LE. V3) GO TO 360
VC=V3
360 WRITE(1,361) VC
361 FORMAT(' Vc=',F10.2)
IF ((VN-(VC/2.0)) .GT. 0.0) GO TO 365
IF ((VN-(VC/2.0)) .LT. 0.0) THEN
    V4=0.0
    WRITE(1,362)
362 FORMAT(' NO SE REQUIERE REFUERZO POR CORTE')
    GO TO 500
ENDIF
365 SS=(VN-VC)/(FY*W)
TN=TU/0.85
IF ((VN-VC) .LT. 0.0) THEN
    SS=0.0
ENDIF
IF (TU .EQ. 0.0) THEN
    WRITE(1,363)
363 FORMAT(' NO REQUIERE VARILLAS POR TORSION')
    GO TO 380
ENDIF
TS=TN-TC
IF (TS .LT. 0.0) THEN
    WRITE(1,364)
364 FORMAT(' NO REQUIERE REFUERZO POR TORSION')
    GO TO 380
ENDIF
IF (TS .GT. (4.0*TC)) THEN
    WRITE(1,465)
465 FORMAT(' AUMENTE LA SECCION DEBIDO AL CORTANTE POR TORSION')
    GO TO 500
ENDIF
SS=TS/(X1*Y1*FY)
AA=0.66+0.33*Y1/X1
IF (AA .LT. 1.5) GO TO 375
AA=1.5
GO TO 375
375 A6=2.0*SS/AA
WRITE(1,366) A6
366 FORMAT(' 2*AT/S=',F10.2)

```

```

300 A7=A6/SS
AP=50.01RW/FY
IF (A7 .GT. AP) GO TO 400
A7=AP
WRITE(1,367) A7
367 FORMAT(' Av/S+2*At/S=',F10.4)
IF ((TU .EQ. 0.0) .AND. ((VN-(VC/2.0)) .LT. 0.0)) THEN
    A7=0.0
    WRITE(1,368)
    FORMAT(' NO SE REQUIEREN ESTRIBOS')
    GO TO 500
ENDIF
400 WRITE(1,401) AP
401 FORMAT(' SR*W/Fy=',F10.4)
WRITE(1,402) A7
402 FORMAT(' Av/S+2*At/S=',F10.4)
IF (TU .EQ. 0.0) GO TO 450
S=AV/A7
IF (((X1+Y1)/4.0) .GE. 12.0) THEN
    S1=12.0
    GO TO 425
ENDIF
S1=(X1+Y1)/4.0
425 IF (S .GT. S1) THEN
    S=S1
ENDIF
WRITE(1,426) S
426 FORMAT(' ESPACIAMIENTO ENTRE ESTRIBOS=',F10.4)
AL=A6*(X1+Y1)
AP=50.01RW/FY
IF (AP .GT. A6) THEN
    AX=A6/5
ENDIF
IF (AP .LE. A6) THEN
    AX=A6/5
ENDIF
X=RW
IF (D .LT. RW) THEN
    X=D
ENDIF
LL=((400.01S1X/FY)*((TU/((VU/3.01CT)+TU))-AX)*((X1+Y1)/S)
IF (LL .GT. AL) THEN
    AL=LL
ENDIF
WRITE(1,427) AL
427 FORMAT(' AL=',F10.4)
PAUSE
GO TO 500
450 S=AV/A7
VS=4.01RW*D1(SORT(FC))
SZ=D/2.0
IF ((VN-VC) .GT. VS) THEN
    SZ=D/4.0
ENDIF
IF (SZ .GT. 24) THEN
    SZ=24.0
ENDIF
IF (S .GT. SZ) THEN
    S=SZ

```

```

ENDIF
WRITE(1,42B) S
42B FORMAT(' ESPACIAMIENTO FINAL=',F10.4)
PAUSE
500 RETURN
END

```

### PROGRAMA DE COLUMNAS PARA COMPROBACIÓN DE ESBELTEZ MARCOS SIN LADEO

```

var
  l:array[1..6] of real;
  m:array[1..4] of real;
  p:array[1..1] of real;
  f:array[1..3] of integer;

  j,i:integer;
  x,y,l1,x1,y1,g,r3,x2,y2,x3,y3,c3,x4,y4,x5,y5,x6,y6,s0,s1,s2,s3,g1,g2,k,k1,e,d3,p4,d4,b3:real;

```

Procedure Cero;

```

begin
  writeln(' ### Programa Para Chequear La Esbeltez De La Columna ### ');
  writeln(' Dimensiones de la Columna ');
  writeln(' Eje X [cms]=');readln(x);
  writeln(' Eje y [cms]=');readln(y);
  writeln(' Longitud Efectiva De La Columna[mts]=');readln(l1);
  writeln(' Cuanto Vale La Relacion Carga Muerta/Carga Total=' );
  readln(b3);
  writeln(' Resistencia Del Concreto A La Compresion[kg/cm2]=');readln(f[1]);
  writeln(' Peso Del Concreto [kg/m3]=');readln(f[3]);
  writeln;writeln;
  writeln(' ### Cargas Aplicadas Sobre La Columna ### ');
  writeln(' Carga axial[tons]=');readln(p[1]);
  p[1]:=p[1]*1000;
  writeln(' Momento Superior X-X [kg-mt]=');readln(m[1]);
  writeln(' Momento Inferior X-X [kg-mt]=');readln(m[2]);
  writeln(' Momento Superior Y-Y [kg-mt]=');readln(m[3]);
  writeln(' Momento Inferior Y-Y [kg-mt]=');readln(m[4]);
end;
(fin de la Introduccion de datos)

```

Procedure Indut;

```

begin
  if j=1 then
    writeln(' Marco en el Eje X ');
  else
    writeln(' Marco en el Eje Y ');
  writeln(' ### Caracteristicas Fisicas De La Columna Superior ### ');
  writeln(' X [cms]=');readln(x1);
  writeln(' Y [cms]=');readln(y1);

```



```

writeln(' Largo [mts]=' );readln(l[1]);
writeln(' #### Caracteristicas Fisicas De La Columna Inferior #### ');
writeln(' X [cms]=' );readln(x2);
writeln(' Y [cms]=' );readln(y2);
writeln(' Largo [mts]=' );readln(l[2]);
writeln(' #### Caracteristicas Fisicas De La Viga Inferior Izquierda #### ');
writeln(' base[cms]=' );readln(x3);
writeln(' altura[cms]=' );readln(y3);
writeln(' Largo[mts]=' );readln(l[3]);
writeln(' #### Caracteristica Fisica De La Viga Inferior Derecha #### ');
writeln(' base[cms]=' );readln(x4);
writeln(' altura[cms]=' );readln(y4);
writeln(' largo[mts]=' );readln(l[4]);
writeln(' #### Caracteristicas Fisicas De La Viga Superior Izquierda #### ');
writeln(' base[cms]=' );readln(x5);
writeln(' altura[cms]=' );readln(y5);
writeln(' Largo[mts]=' );readln(l[5]);
writeln(' #### Caracteristicas Fisica De La Viga Superior Derecha #### ');
writeln(' base[cms]=' );readln(x6);
writeln(' altura[cms]=' );readln(y6);
writeln(' largo[mts]=' );readln(l[6]);
end;
(fin introduccion de datos de vigas y columnas)

```

```

Procedure Present;
begin
  m[1]:=d4*m[1];
  m[2]:=d4*m[2];
  m[3]:=d3*m[3];
  m[4]:=d3*m[4];
  writeln(' #### Magnificador Del Momento en eje X-X =',d4:10:3);
  writeln(' #### Magnificador Del Momento en eje Y-Y =',d3:10:3);
  writeln;writeln;
  writeln(' #### Carga Axial=',p[1]:10:2,'kg');
  writeln(' Momento Eje X-X arriba=',m[1]:10:2);
  writeln(' Momento Eje X-X abajo=',m[2]:10:2);
  writeln(' Momento Eje Y-Y arriba=',m[3]:10:2);
  writeln(' Momento Eje Y-Y abajo=',m[4]:10:2);
end;
(Presentacion de los momentos ya magnificados)

```

```

(programa Principal)
begin
  Cero;writeln(' ## Efectos De Esbeltez (Estructuras sin Contraladeo) ## ');
  j:=1;
  repeat
    indut;
    for i:=1 to 6 do
      begin
        if l[i]=0 then
          l[i]:=1;
        end;
        if j=1 then
          so:=(x1*x1*y)/(12*100*11)+(x2*x2*y2)/(12*100*1[2]);
          else
          so:=(x1*y1*y1)/(12*100*11)+(x2*y2*y2)/(12*100*1[2]);
          s1:=(x3*y3*y3)/(2*12*100*1[3])+(x4*y4*y4)/(2*12*100*1[4]);
          if s1=0 then
            g:=1;
          else

```

```

      g:=s0/s1;
if j=1 then
  s2:=(x1*x1*y1)/(12*100*11)+(x1*x1*y1)/(12*100*11);
  else
  s2:=(x1*y1*y1)/(12*100*11)+(x1*y1*y1)/(12*100*11);
s3:=(x5*y5*y5)/(2*12*100*15)+(x6*y6*y6)/(2*12*100*16);
q1:=s2/s3;
q2:=Exp((Ln(q)+Ln(q1))/2);
if q2>2 then
  k:=0.9*sqrt(1+q2)
  else
  k:=(20-q2)/20*sqrt(1+q2);
writeln(' K=',k:10:2);
if j=1 then
  r3:=0.30*x
  else
  r3:=0.30*y;
k1:=k+11*100/r3;
if k1>22 then
  begin
    if k1<100 then
      begin
        c3:=1;
        if j=1 then
          begin
            e:=4270*f[3]+f[3]*0.5*sqrt(f[1])*x1*x1*y1/(2.5*12*(1+b3));
            p4:=P1*P1*te/sqr(k+11*100);
            d3:=c3/(1-(p[1]/(0.7*p4)));
            if d3<1 then
              d3:=1;
            end
          else
            begin
              e1:=4270*f[3]+f[3]*0.5*sqrt(f[1])*x1*y1*y1/(2.5*12*(1+b3));
              p4:=P1*P1*te/sqr(k+11*100);
              d4:=c3/(1-(p[1]/(0.7*p4)));
              if d4<1 then
                d4:=1;
              Present;
            end;
          end
        else
          begin
            writeln(' KL/R exceden los limites Aumentar La Seccion');
            j:=2;
          end;
        end
      end
    else
      if j=1 then
        d3:=1
        else
          begin
            d4:=1;
            Present;
          end;
        end
      end
    j:=j+1;
  until j=2;
end.

```

## PROGRAMA DE COLUMNAS PARA COMPROBACIÓN DE ESBELTEZ MARCOS CON LADEO

var

```
f:array[1..3] of integer;
p:array[1..1] of real;
a:array[1..4] of real;
```

```
x,y,l1,b3,k1,r4,d3,e,c3,p4,t,d4,r3:real;
```

```
Procedure Cerol;
```

begin

```
  writeln(' ### Programa Para Chequear La Esbeltez De La Columna Contraladeo ### ');
  writeln(' Introduciendo las Dimensiones de la Columna ');
  writeln(' Eje X[cms]=');readln(x);
  writeln(' Eje Y[cms]=');readln(y);
  writeln(' Longitud Efectiva De La Columna [mts]=');readln(l1);
  writeln(' Cuanto vale La Relacion Carga Muerta/Carga Total=');readln(b3);
  writeln(' Resistencia A La Compresion del Concreto [kg/cm2]=');readln(f[1]);
  writeln(' Peso Del Concreto [kg/m3]=');readln(f[3]);
```

end;

```
Procedure Decesi;
```

begin

```
  if k1<(34-12*t4) then
```

```
    d3:=1
```

```
  else
```

```
    begin
```

```
      c3:=0.6+0.8*t4;
```

```
      if c3<0.4 then
```

```
        c3:=0.4;
```

```
      e:=4270*f[3]+f[3]*0.5+sqrt(f[1])*x*x+y*(2.5*12*(1+b3));
```

```
      p4:=Pi*Pi*e/sqr(k1*100);
```

```
      d3:=c3/(1-(p1)/(0.7*p4));
```

```
      if d3<1 then
```

```
        d3:=1;
```

```
      end;
```

end;

```
Procedure Present;
```

begin

```
  a[1]:=d4*a[1];
```

```
  a[2]:=d4*a[2];
```

```
  a[3]:=d3*a[3];
```

```
  a[4]:=d3*a[4];
```

```
  writeln(' ##### Magnificador del Momento Eje X-X=',d4:10:3);
```

```
  writeln(' ##### Magnificador del Momento Eje Y-Y=',d3:10:3);
```

```
  writeln;writeln;
```

```
  writeln(' ### Carga Axial=',p[1]:10:2,'kg.');
```

```
  writeln(' Momento X-X arriba =',a[1]:10:2);
```

```
  writeln(' Momento X-X abajo=',a[2]:10:2);
```

```
  writeln(' Momento Y-Y arriba=',a[3]:10:2);
```

```
  writeln(' Momento Y-Y abajo=',a[4]:10:2);
```

```
  writeln(' En kg-m');
```

end;

```
(Programa Principal)
```

begin

```

Cevol;
writeln(' ##### Marco Del Eje X-X ##### ');
r3:=r3*x;
k:=1;
k1:=1111100/r3;
if (m[3]=0) and (m[4]=0) then
begin
r4:=1;
Decesi;
end
else
begin
if m[4]=0 then
begin
r4:=-m[3];
Decesi;
end
else
begin
if abs(m[3])>abs(m[4]) then
begin
if m[3]=0 then
begin
r4:=-m[3]/m[4];
Decesi;
end;
end;
end;
end;
end;
end;

```

```

writeln(' ##### Marco En Eje Y-Y ##### ');
r3:=0.3*y;
k1:=1111100/r3;
if (m[1]=0) and (m[2]=0) then
begin
r4:=1;
if k1<(34-12*r4) then
begin
d4:=1;
Present;
end
else
begin
c3:=0.6+0.4*r4;
if c3<0.4 then
begin
e1:=4270*(1/3)+(1/3)*0.5*sqrt((1/11)*x*y*y/(1242.5*(1+b3)));
p4:=P1*P1*a/sqr(k111100);
d4:=c3/(1-(p[1]/(0.7*p4)));
if d4<1 then
d4:=1;
Present;
end;
end;
end;
else
begin
if m[2]=0 then
begin

```

PROGRAMA PARA DISEÑO DE COLUMNAS SIN USO DE DIAGRAMAS DE BRESLER

```

var
  r:array [1..1] of real;
  f:array[1..2] of integer;
  p:array[1..1] of real;
  w,wl:string[2];

  j,k,nl:integer;
  m1,m2,go,y,x,b,g,b1,e1,e2,s,r1,po,a,a1,c,f2,p1,a2,d1,p2,p3,a3,r2,d:real;

Procedure General;
begin
  writeln(' !! Cuanto es el recubrimiento(cms)=');readln(r[1]);
  writeln(' Desea Chequeo Excentricidad[Y-Y] minima si/no ???');readln(w);
  writeln(' Desea Chequeo Excentricidad[X-X] minima si/no ???');readln(wl);
  writeln(' Resistencia Del Concreto a Compresion [kg/cm²]=');readln(f[1]);
  writeln(' Resistencia Del Acero [kg/cm²]=');readln(f[2]);
  writeln;writeln;
  writeln(' !!!! Fuerzas Actuantes En La Columna !!!!');
  writeln(' Momento Eje X-X[kg-m]=');readln(m1);
  writeln(' Momento Eje Y-Y[kg-m]=');readln(m2);
  writeln(' Carga Axial [ton]=');readln(p[1]);
  p[1]:=p[1]*1000;
end;

Procedure Calculo;
begin
  go:=p[1]/(f[1]*sqrt(y));
  if go<0.1 then
    b:=0.9-go²
  else
    b:=0.7;
  g:=p[1]/(f[1]*sqrt(x));
  if g<0.1 then
    b1:=0.9-g²
  else
    b1:=0.7;
  e1:=(m1*100)/p[1];
  e2:=(m2*100)/p[1];
  if w='si' then
    if e1<(0.1*y) then
      begin
        e1:=0.1*y;
        if e1 < 2.5 then
          e1:=2.5;
        end;
      end;
  if wl='si' then
    if e2<(0.1*x) then
      begin
        e2:=0.1*x;
        if e2<2.5 then
          e2:=2.5;
        end;
      end;
end;

Procedure Rento;

```

```

begin
  s:=x*y*r1;
  po:=(0.85*f[1]*x+y*s*f[2])*0.7;
  d:=y-r[1];
  j:=0;
  repeat
    j:=j+1;
    if j>1 then
      a:=(a1+a)/2;
    c:=a/0.85;
    f2:=0.803*2.1*1000000*(d-c)/c;
    if abs(f2)>f[2] then
      f2:=f[2]*(abs(f2)/f2);
    p1:=((0.85*f[1]*a*x*(d-0.5)+0.5*s*f[2]*(d-r[1]))/(e1+0.5*(d-r[1])))*b;
    a1:=(p1/(b)-s*f[2]*0.5+s*f2*0.5)/(0.85*f[1]*x);
  until abs(a1-a)<0.1;
  d1:=x-r[1];
  j:=0;
  repeat
    j:=j+1;
    if j>1 then
      a2:=(a3+a2)/2;
    c:=a2/0.85;
    f2:=0.803*2.1*1000000*(d-c)/c;
    if abs(f2)>f[2] then
      f2:=f[2]*(abs(f2)/f2);
    p2:=((0.85*f[1]*a2*y*(d1-0.5*a2)+0.5*s*f[2]*(d1-r[1]))/(e2+0.5*(d1-r[1])))*b1;
    a3:=(p2/(b1)-s*f[2]*0.5+s*f2*0.5)/(0.85*f[1]*y);
  until abs(a3-a2)<0.1;
  p3:=1/(1/p1+1/p2+1/po);
end;

```

Procedure Present;

```

begin
  writeln(' *** Calculo De La Columna *** ');
  writeln(' Dimension en X=',x:10:2,'cm');
  writeln(' Dimension en Y=',y:10:2,'cm');
  writeln(' Area De Acero =',s:10:2,'cms^2');
  writeln(' Porcentaje de Acero=',r1:10:10:2);
end;

```

{Programa Principal}

```

begin
  writeln(' ##### Metodos De Diseno De Columnas ##### ');
  repeat
    writeln(' 1 ..... Conocido X & Y ,encontrar As ');
    writeln(' 2 ..... Conocido X o Y & Porcentaje de As,Encontrar X o Y');
    writeln(' 3 ..... Conocida Rel X/Y + Porcentaje de As,Encontrar X O Y');
    writeln(' 4 ..... Salida Del Menu !');
    writeln;writeln;
    writeln(' Que Metodo desea Empezar ?? ');readln(k);
    if k=1 then
      begin
        writeln(' Metodo De Diseno # 1');
        writeln(' Cuanto vale X[cms]=');readln(x);
        writeln(' Cuanto vale Y[cms]=');readln(y);
        r1:=0.81;
        General;Calculo;a1=y;a2=x;
      end;
  until k=4;
end;

```

```

repeat
  Rento;
  if p3>p[1] then
    Present
  else
    begin
      r1:=r1+0.001;
      if r1>0.06 then
        begin
          writeln(' Aumentar La seccion');
          p3:=p[1]+1;
        end;
      end;
    until p3>p[1];
  end;
if k=2 then
  begin
    writeln(' Metodo De Diseno # 2');
    writeln(' Conoce Dimension X[ si=1,no=0]='');readln(x);
    if n1=1 then
      begin
        writeln(' Dimension X[cms]='');readln(x);
        y:=15;
      end
    else
      begin
        writeln(' Dimension Y[cms]='');readln(y);
        x:=15;
      end;
    writeln(' Cuanto Vale El Porcentaje De Acero (0.01-0.06)='');
    readln(r1);a:=y;a2:=x;
    repeat
      Calculo;Rento;
      if p3>p[1] then
        Present
      else
        if n1=0 then
          y:=y+5
        else
          x:=x+5;
    until p3 > p[1];
  end;
if k=3 then
  begin
    writeln(' Metodo De Diseno # 3');
    writeln(' Conocida Rel X/Y + Porcentaje De Acero');
    writeln;writeln;
    writeln(' Se Conoce X/Y + Porcentaje de Acero ,Encontrar X & Y');
    writeln(' Cual es el Porcentaje de Acero(0.01-0.06)='');
    readln(r1);
    writeln(' Cuanto Vale Rel X/Y='');readln(r2);
    y:=15;
    x:=y*r2;a:=y;a2:=x;
    repeat
      Calculo;Rento;
      if p3>p[1] then
        Present

```

```

        r4:=m[1];
        if k1<(34-124r4) then
            Present;
        end;
    end;
end.

```

## PROGRAMA PARA DISEÑO DE COLUMNAS USANDO DIAGRAMAS DE BRESLER

```

#include<stdio.h>

main()
{
    int i,j;
    float mx,ru,px,py,po,p,my,b,h,asl,fc,fy,pa,as,r1,r2,ey,ex,pu,ry,rx,yy,yx,kx,ky;

    printf(" Diseno De Columnas \n");
    printf(" b [cms]=\n");
    scanf("%f",&b);
    printf(" h [cms]=\n");
    scanf("%f",&h);
    printf(" Fc [kg/cm2]=\n");
    scanf("%f",&fc);
    printf(" Fy [kg/cm2]=\n");
    scanf("%f",&fy);
    printf(" Pact [ton]=\n");
    scanf("%f",&pa);
    printf(" Mx [ton-m]=\n");
    scanf("%f",&mx);
    printf(" My [ton-m]=\n");
    scanf("%f",&my);
    ey=my/pa;
    ex=mx/pa;
    printf(" ex= %10.2f ats ey= %10.2f ats \n",ex,ey);
    r1=ex/(b/100.0);
    r2=ey/(h/100.0);
    printf(" ex/b= %10.2f ey/h= %10.2f \n",r1,r2);
    as=0.811b/h;
    printf(" as= %10.2f \n",as);
    i=1;
    j=2;
    while (i == 1) {

        while (j == 2) {

            printf(" Area de acero a utilizar [cm2]=\n");
            scanf("%f",&asl);

```



```

if (asl < as)
{
printf(" El Area de acero es menor que la minima, proponer otra!\n");
j=2;
}
else
{
if (asl > (0.061bth))
{
printf(" Se pasa del area de acero maxima,proponer otra!\n");
j=2;
}
else
{
printf(" Area de acero esta bien!\n");
j=0;
}
}
if (j ==2)
{
printf(" Area de acero a utilizar [cm2]=\n");
scanf("%f",&asl);
}
}
ru=(asl/(bth))*(fy/(0.85fc));
printf("Ro= %10.2f\n",ru);
printf(" Recubrimiento en X[cm]=\n");
scanf("%f",&rx);
printf(" Recubrimiento en Y[cm]=\n");
scanf("%f",&ry);
yx=(b-2.0*rx);
yy=(h-2.0*ry);
yy=yy/h;
yx=yx/b;
printf("Yy=%10.2f Yx=%10.2f\n",yy,yx);
printf("kx=\n");
scanf("%f",&kx);
printf("ky=\n");
scanf("%f",&ky);
px=(kx*fc*bth)/1000.0;
py=(ky*fc*bth)/1000.0;
po=(0.7*(0.85*fc*(bth-asl)+asl*fy))/1000.0;
p=1.0/px+1.0/py-1.0/po;
printf("Px=%10.4f Py=%10.2f Po=%10.2f ton\n",px,py,po);
p=1.0/p;
printf("Pu= %10.2f ton\n",p);
if (pa > p)
{
i=1;
printf(" Fuerza actuante mayor que la resistente!\n");
}
else
{
i=0;
printf(" Fuerza resistente mayor que la actuante, OK!\n");
}
}
}

```

PROGRAMA PARA REVISIÓN DE COLUMNAS, CONSTRUCCIÓN DIABRAMA

DIMENSION D(20),A(20),FS(20),P1(100),AM1(100)

INTEGER IY  
REAL PI

MM=0.0  
ZK=0.0  
XI=0.0  
FL=0.0  
J=1  
4 WRITE(4,5)  
5 FORMAT(' ANALISIS DE COLUMNAS')  
WRITE(4,6)  
6 FORMAT(' 1..... ANALISIS PARA UNA PROFUNDIDAD C ')  
WRITE(4,7)  
7 FORMAT(' 2..... CALCULAR CONJUNTO VALORES DE Pu,Mu')  
WRITE(4,2)  
2 FORMAT('                   DIABRAMA DE ITERACCION')  
WRITE(4,3)  
3 FORMAT(' QUE DESEA = ???')  
READ(4,1) IY  
WRITE(4,8)  
8 FORMAT(' Fc=')  
READ(4,1) FC  
WRITE(4,9)  
9 FORMAT(' Fy=')  
READ(4,1) FY  
WRITE(4,10)  
10 FORMAT(' B=')  
READ(4,1) B  
WRITE(4,11)  
11 FORMAT(' H=')  
READ(4,1) H  
WRITE(4,12)  
12 FORMAT(' B1=')  
READ(4,1) B1  
WRITE(4,13)  
13 FORMAT(' C=')  
READ(4,1) C  
WRITE(4,14)  
14 FORMAT(' Pu=')  
READ(4,1) PU  
WRITE(4,15)  
15 FORMAT(' No De Lineas =')  
READ(4,1) N  
AST=0.0  
DO 19 I=1,N,1  
WRITE(4,16) I  
16 FORMAT(' LINEA ',I2)  
WRITE(4,17)  
17 FORMAT(' D=')  
READ(4,1) D(I)  
WRITE(4,18)  
18 FORMAT(' A=')

```

      READ(1,1) A(1)
      AS1=AS1+A(1)
19  CONTINUE
      WRITE(1,29)
29  FORMAT(' ESTAN CONECTOS LOS DATOS SI=1, No=0')
      READ(1,1) L
      IF (L .EQ. 0) GO TO 4
      IF (L .EQ. 2) GO TO 1020
332 IF (L .EQ. 2) THEN
          C=1.075H/B1
      ENDIF
      A1=AS1/(B1H)
      IF (A1 .LT. 0.0095) GO TO 66
      IF (A1 .GT. 0.0001) GO TO 67
      CRAL=07000.0*D(N)/(B/000.0*FY)
      CC=CRAL
      CALL DEMO(S1,S2,FS,D,A)
      PB=R.71*(0.851FC1D1*(CRAL*BS1)
      AMB=R.71*(0.851FC1B1(CRAL*B1(H/2.0-CRAL*B1/2.0)+S2)
      ER=AMB/PB
      PD=R.710.84*(0.851FC1(B1H-AS1)+AS1*FY)
      IF (TY .EQ. 2) THEN
          PU=PB
      ENDIF
44  W=R.11FC1B1H
      K=K+1
      IF (W .LT. PB) THEN
          P1=R.9-2.01PU/(FC1D1H)
      ENDIF
      IF (W .GE. PB) THEN
          P1=R.9-2.01PU/PB
      ENDIF
      IF (P1 .LT. 0.7) THEN
          P1=0.7
      ENDIF
      IF ((B11C) .LE. H) THEN
          AA=B11C
      ENDIF
      IF ((B11C) .GT. H) THEN
          AA=H
      ENDIF
      CC=C
      CALL DEMO(S1,S2,FS,D,A)
      PU=P1*(0.851FC1AMB*BS1)
      IF ((TY .EQ. 1) .AND. (K .EQ. 2)) GO TO 44
      IF (TY .EQ. 2) GO TO 33
      IF (PU .GT. PD) GO TO 72
53  AMB=P1*(0.851FC1AMB*B1(H/2.0-AA/2.0)+S2)
      EC=AMB/PU
      IF (TY .EQ. 2) GO TO 98
      WRITE(1,30) CRAL
30  FORMAT(' CB [CM]=' ,F10.2)
      WRITE(1,31) PB
31  FORMAT(' PUB [KG]=' ,F10.2)
      WRITE(1,32) AMB
32  FORMAT(' MUB [KG-CM]=' ,F15.2)
      WRITE(1,33) ER
33  FORMAT(' ER [CM]=' ,F15.2)
      WRITE(1,34) PU

```

```

34 1000001(' FUD (KG)=' ,F15.2)
    WRITE(1,35) P1
35 1000002(' P1=' ,F10.2)
    WRITE(1,36) PU
36 1000003(' PU (KG)=' ,F10.2)
    WRITE(1,37) MU
37 1000004(' MU (KG-CM)=' ,F15.2)
    WRITE(1,38) EC
38 1000005(' E (CM)=' ,F15.2)
66 1000006(' ' ,F15.2)
39 1000007(' RADIO DE REFUERZO MENOR DEL IX')
    PAUSE
    GO TO 740
67 1000008(' ' ,F15.2)
41 1000009(' RADIO DE REFUERZO MAYOR DEL IX')
    GO TO 740
    WRITE(1,42)
42 1000010(' LA CARGA DE DISEÑO PU ES MAYOR QUE LA MÁXIMA POSIBLE')
    GO TO 740
72 1000011(' ' ,F15.2)
73 1000012(' FINAL DE RESULTADOS')
98 P1(J)=FU/(H*H)
    MU(J)=MU/(H*H*2*B)
    IF (C .EQ. D(N)) THEN
        YY=P1(J)
    ENDIF
    J=J+1
    IF (PU .LE. (0.14FC*RH)) THEN
        C=C-0.005*H
    ENDIF
    IF (PU .GT. (0.14FC*RH)) THEN
        C=C-0.03*H
    ENDIF
    IF (C .LE. D(N)) .AND. (FL .EQ. 0.0) THEN
        C=D(N)
    ENDIF
    IF (C .EQ. D(N)) THEN
        FL=1.0
    ENDIF
    IF (PU .GT. 0.0) GO TO 44
    WRITE(1,200) FC
200 1000013(' Fc=' ,F10.2)
    WRITE(1,201)
201 1000014(' Fy=' ,F10.2)
    GAM=(D(N)-D(1))/H
    WRITE(1,202) GAM
202 1000015(' GAMMA=' ,F10.2)
    WRITE(1,203)
203 1000016(' COORDENADAS DE DIAGRAMA DE INTERACCION')
    WRITE(1,204)
210 1000017(' PU/AG (FS)      MU/AG (FS) ')
    WRT=PU/(H*H)
    WRITE(1,215) WRT
215 1000018(' F10.2, '0.000')
    DO 250 K=1,J-1,1
        IF (XX .EQ. 1.0) GO TO 99
        IF ((PR/(H*H)) .LT. P1(K)) GO TO 99
        DAT=PR/(H*H)
        DAT2=MO/(H*H*2*B)

```

```

WRITE(1,220) DAT, DAT2
220  FORMAT(2F10.2, 'FS=FY')
      XX=1.0
99   IF (PI(K) .EQ. YY) GO TO 182
      WRITE(1,225) PI(K), AM1(K)
225  FORMAT(2F10.2)
      GO TO 185
182  WRITE(1,230) PI(K), AM1(K)
230  FORMAT(2F10.2, 'FS=0.0')
185  WRITE(1,235)
235  FORMAT(' ')
      PAUSE
250  CONTINUE
1820 IF (MM .EQ. 0.00) GO TO 740
      XX=0.0
      FL=0.0
      J=1
      MM=MM+0.01
      AS1=MM*118
      N=2
      A(1)=AS1/2.0
      A(2)=AS1/2.0
      GO TO 332
740  STOP
      END

```

```

SUBROUTINE DEMO(V1, V2, VS, E, B)
  DIMENSION VS(20), E(20), B(20)

  V1=0.0
  V2=0.0
  DO 1840 I=1, N, 1
    VS(I)=(CC-E(I))*(B/000.0/CC)
    IF (ABS(VS(I)) .LE. FY) GO TO 830
    IF (VS(I) .GT. 0.0) THEN
      VS(I)=(-1.0*FY)
    ENDIF
830  IF (VS(I) .LT. 0.0) GO TO 850
      VS(I)=VS(I)-0.85*FC
850  V1=V1+VS(I)*R(I)
      V2=V2+VS(I)*R(I)*(H/2.0-E(I))
880  CONTINUE
      RETURN
      END

```

# PROGRAMA PARA DISEÑO DE ZAPATAS CUADRADAS

```
#include<stdio.h>
void root_cuad(float*p1,float*p2);

main()
{
    float vs,fc,ly,fu,num,raiz,a,rfc,b,hx,by,d1,dx,dy,pp,m,ladox,ladoy,d,q;
    float wu,t,vc,ap,ppi,vu,rc,nu,r,da,av,dp,lx,dc,wj,as,ax,e,pu,momenx,momeny;
    int cont;

    cont=0;
    printf("Valor Soporte Del Suelo (ton/m2)= \n");
    scanf("%f",&vs);
    printf("Resistencia Del Concreto Fc (kg/cm2)= \n");
    scanf("%f",&fc);
    printf("Resistencia Del Acero (kg/cm2)= \n");
    scanf("%f",&fy);
    printf("Factor De Carga Ultima= \n");
    scanf("%f",&fu);
    num=fc;
    root_cuad(&num,&raiz);
    rfc=raiz;
    printf("Datos De Cargas Aplicadas \n");
    printf("Carga Axial Ultima (ton)= \n");
    scanf("%f",&pu);
    printf("Momento Ultimo En Eje X (ton-m)= \n");
    scanf("%f",&momenx);
    printf("Momento Ultimo En Eje Y (ton-m)= \n");
    scanf("%f",&momeny);
    momenx/=fu;
    momeny/=fu;
    pu/=fu;
    printf("Cargas De Trabajo: \n");
    printf("Carga Axial= %10.2f \n",pu);
    printf("Momento En X= %10.2f \n",momenx);
    printf("Momento En Y= %10.2f \n",momeny);
    a=pu/vs;
    num=a;
    root_cuad(&num,&raiz);
    b=raiz;
    printf("Dimensiones De La Zapata: \n");
    printf("Lado minimo sugerido= %10.2f mts \n",b);
    while (cont == 0) {
        printf("Lado Eje X (mts)= \n");
        scanf("%f",&bx);
        printf("Lado Eje Y (mts)= \n");
        scanf("%f",&by);
        printf("Lado X= %10.2f Lado Y= %10.2f \n",bx,by);
        d1=bx/by;
        dx=by/b/bx;
        dx=dx/6.0;
    }
}
```

```

dy=bx/hy/hy;
dy=dy/6.8;
printf("d1=X10.2f\n",d1);
printf("dx= X10.2f \n",dx);
printf("dy= X10.2f \n",dy);
pp=(px/d1)+(momenx/dx)+(momeny/dy);
pm=(px/d1)-(momenx/dx)-(momeny/dy);
printf("Presion en += X10.2f",pp);
printf("Presion en -= X10.2f \n",pm);
if (pp < vs)
{
    printf("Si cumple Con el Valor Soporte\n");
    if (pm > 0.0)
    {
        printf("Si cumple con presiones negativas\n");
        cont=1;
    }
    else
    {
        printf("No cumple con presiones Negativas\n");
        cont=0.0;
    }
}
else
{
    printf("No cumple con el valor soporte\n");
    cont=0.0;
}
}
printf("Dimensiones De La Columna: \n");
printf("En Eje X (cms)= \n");
scanf("%f",&ladox);
printf("En Eje Y (cms)= \n");
scanf("%f",&lady);
vc=1.0;
vu=10.0;
while( vu>vc) {
    printf("d (cms)= \n");
    scanf("%f",&d);
    q=2.0*((ladox+d)+(lady+d));
    vc=0.85*1.06*fc*q*d/1000.0;
    ap=((ladox+d)/100.0)*((lady+d)/100.0);
    pp1=(px/lu)/(h/hy);
    vu=px/lu-pp1*ap;
    printf("d= X6.2f \n",d);
    printf("Corte resistente por el concreto= X10.2f ton \n",vc);
    printf("Corte Actuante = X10.2f ton \n",vu);
}
t=d+10.0;
printf("Espesor De La Zapata t= X4.2f cm \n",t);
printf("Recubrimiento (cms)= \n");
scanf("%f",&re);
printf("Varilla No= \n");
scanf("%f",&nu);
r=nu;
r/=8.0;
da=r*2.54;
da=da*0.5;
av=3.1415161*da*da;
dp1=(re+da+da/2.0);

```

```

d=dp;
printf("Espesor De La Zapata d= %15.2f cms \n",dp);
printf("Chequeo Por Funcionamiento \n");
lx=(bx-(ladox/100.0))/2.0-dp/100.0;
dc=t-(re+da+da/2.0);
mu=1.0;
printf("d critico = %10.2f cm \n",dc);
printf("X = %6.2f mts \n",lx);
printf("Carga Ultima Mu= %10.2f ton/m \n",mu);
printf("Corte Resistente por el Concreto Vc= %10.2f ton \n",vc);
printf("Chequeo Por Flexion: \n");
lx=(bx-ladox/100.0)/2.0;
mu=mu*lx*10.5;
printf("X = %5.2f mts \n",lx);
printf("Momento Ultimo Mu= %10.2f ton-m \n",mu);
num=(100.0*d)*(100.0*d)-(((mu*1000.0)*100.0)/(0.003251fc));
root_cuad(8num,4raiz);
ac=((100.0*d)-raiz)*0.85*(fc/ly);
as=0.0021*100.0*d;
printf("Area de acero exigido= %6.2f cm2 \n",ac);
printf("Area de acero minimo= %6.2f cm2 \n",as);
if (as<ac)
    (
        as=ac;
    )
printf("Area De La Varilla= %10.2f Area de acero= %10.2f \n",av,as);
e=av/as;
printf("Retorno No= %5.1f @ %5.2f mts \n",mu,e);
}

```

```

void root_cuad(float p1, float p2)
{
    float xn, xnl;
    int i;
    xn=50.0;
    i=1;
    for (i=1; i<=20; i++)
    {
        xn=xnl;
        xnl=xn-((xn*xn-p1)/(2.0*xn));
    }
    p2=xnl;
}

```



## CONCLUSIONES

1. La gran invasión de PC's (computadoras personales) al medio de trabajo del Ingeniero Civil, obliga a éste a llevar un conocimiento extenso de la computadora y a su vez, un constante enriquecimiento del software utilizado por las máquinas.
2. El Ingeniero Civil debe tener como herramienta de primer orden; a la computadora, para facilitar sus trabajos ingenieriles y que puedan manejar con facilidad el software que existe en el medio.
3. El profesional debe estar preparado, para cualquier tipo de trabajo laborioso que se presente en su área, donde tiene que disponer, de la herramienta a utilizar en su momento y necesidad.
4. El tiempo de trabajo es disminuido en forma drástica debido a la gran velocidad del procesamiento de datos de una computadora.

RECOMENDACIONES

1. Se debe introducir más el tema de la programación en la carrera de Ingeniería Civil para aumentar la versatilidad del Ingeniero.
  
2. La utilización de estos programas son condicionados al buen criterio del Ingeniero que los utilice, ya que, si no se tiene un gran concepto del funcionamiento de la estructura, jamás los programas darán buenos resultados.
  
3. El estudiante y el profesional deben actualizarse en el uso y manejo de la computadora, ya que el uso de este equipo le facilitará con rapidez los cálculos de trabajos laboriosos, dentro de cualquier campo de la Ingeniería.

BIBLIOGRAFIA

Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. Reglamento de las construcciones de concreto reforzado A.C.I. 318-89 y comentarios. IMCYC Editorial Limusa 2da edición. México. 1990.

Bonilla Vallejo, Oscar Alexis. Programas para análisis y diseño estructural usando turbo pascal y turbo C. (tesis:Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala), Guatemala, 1989, 8-31 pp.

Nawy, Edward G. Concreto reforzado, un enfoque básico. Editorial Prentice Hall. México. 1991.

R. Park y T. Paulay. Estructuras de concreto reforzado. Editorial Limusa. Nueva Zelanda. 1986.

Linares Cruz, Juan Carlos. Programación en turbo pascal para el análisis y diseño de elementos estructurales de concreto reforzado. (tesis:Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala), Guatemala, 1995.



