

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSOS ABIERTOS
ANALISIS ESTRUCTURAL
DEL 18 AL 29 DE SEPTIEMBRE DE 1995
DIRECTORIO DE PROFESORES

M.I. JOSE LUIS TRIGOS SUARES
DIRECTOR GENERAL
TRIGOS INGENIEROS CONSULTORES, S. A.
AV. TAXQUENA 1818 LOCAL 9
04280 MEXICO, D.F.
TEL. 689 68 88

DR. EN I. JOSE LUIS CAMBA CASTAÑEDA
DIRECTOR
CAMBA C. Y ASOCIADOS INGENIEROS CONSULTORES
CAMPECHE 305
COL. CONDESA
06100 MEXICO, D.F.
TEL. 564 30 02, 564 33 28

ING. MIGUEL ANGEL RODRIGUEZ VEGA
JEFE DEL DEPTO. DE ESTRUCTURAS
FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM
CIUDAD UNIVERSITARIA
04510 MEXICO, D.F.
TEL. 622 80 02

ING. AGUSTIN DEMENEGHI COLINA
PROFESOR DE MECANICA DE SUELOS
DEPTO. GEOTECNIA, DIV. ING. CIVIL
FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM
CIUDAD UNIVERSITARIA
04510 MEXICO, D.F.
TEL. 548 96 69

DR. GUSTAVO AYALA M.

CLAUDIA ROJAS SERNA
PROFESOR
ENEP ACATLAN
CERRO DE LAS CRUCES 218
COL. LOS PIRULES
54040 TLANEPANTLA, EDO. DE MEX.

LUIS MIGUEL VAZQUEZ CALDERON
ANALISTA
S.C.T.
ALTADENA 23
COL. NAPOLES
03810 MEXICO, D.F.
TEL. 687 61 99 EXT. 114, 100

MINERVA SANCHEZ SALAS
ESPECIALISTA (TECNICO)
S.C.T.
ALTADENA 23
COL. NAPOLES
03810 MEXICO, D.F.
TEL. 573 67 00

JOSE LUIS VERA LOPEZ
XOCHICALCO, MZ. 15 LT. 60-B
COL. LA FLORIDA
55120 ECATEPEC, EDO. DE MEX.
TEL. 774 61 61

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSOS ABIERTOS
ANALISIS ESTRUCTURAL
DEL 18 AL 29 DE SEPTIEMBRE DE 1995.

FECHA	HORARIO	TEMA	PROFESOR
Lunes 18	17 a 19 Hrs. 19 a 21 Hrs.	El proceso de diseño y construcción Métodos energéticos y de flexibilidad	M.I. José L. Trigos Suárez Dr. José L. Camba Castañeda
Martes 19	17 a 21 Hrs.	Métodos energéticos y de flexibilidad	Dr. J. Luis Camba Castañeda
Miércoles 20 y	17 a 21 Hrs.	Métodos de rigideces	Ing. Miguel A. Rodríguez Vega
Jueves 21	17 a 21 Hrs.	Análisis Dinámico de estructuras	Ing. J. Luis Trigos Suárez
Viernes 22 y	17 a 21 Hrs.	Interacción suelo, cimentación, estructura	M.I. Agustín Demenechi Colina
Lunes 25	17 a 21 Hrs.	Métodos del elemento finito (introducción)	Dr. Gustavo Ayala M.
Martes 26 y	17 a 21 Hrs.		
Miércoles 27	17 a 21 Hrs.		
Jueves 28 y	17 a 21 Hrs.		
Viernes 29	17 a 21 Hrs.		



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS

Las autoridades de la Facultad de Ingeniería, por conducto del jefe de la División de Educación Continua, otorgan una constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso.

El control de asistencia se llevará a cabo a través de la persona que le entregó las notas. Las inasistencias serán computadas por las autoridades de la División, con el fin de entregarle constancia solamente a los alumnos que tengan un mínimo de 80% de asistencias.

Pedimos a los asistentes recoger su constancia el día de la clausura. Estas se retendrán por el periodo de un año, pasado este tiempo la DECFI no se hará responsable de este documento.

Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece la División están planeados para que los profesores expongan una tesis, pero sobre todo, para que coordinen las opiniones de todos los interesados, constituyendo verdaderos seminarios.

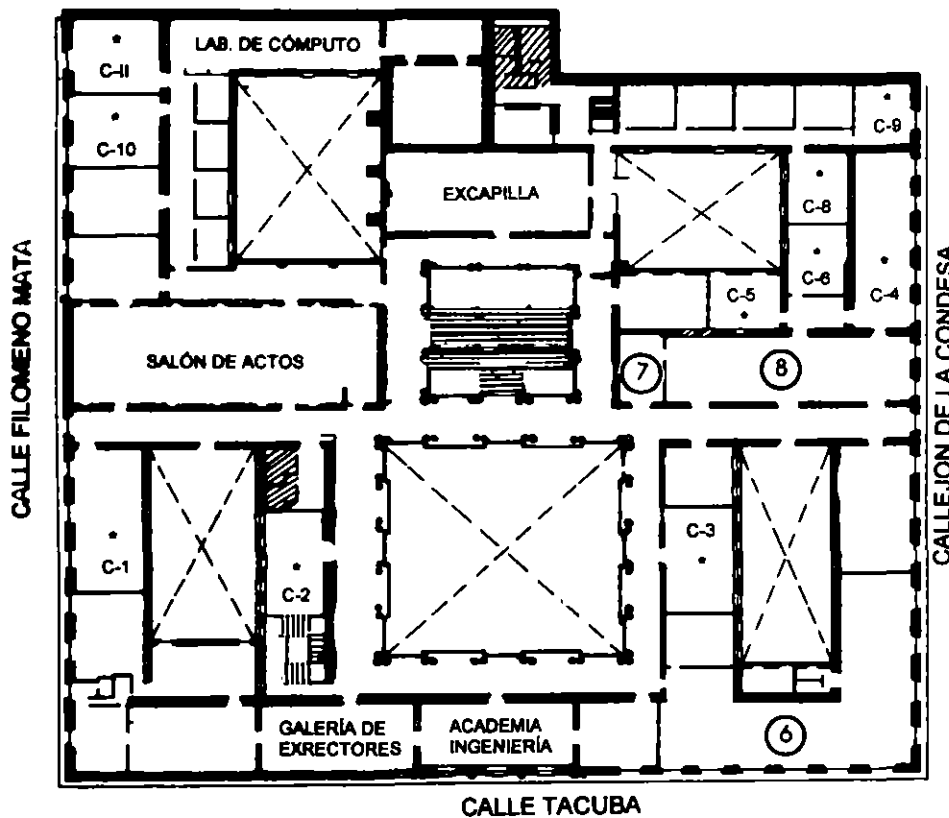
Es muy importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción al inicio del curso, información que servirá para integrar un directorio de asistentes, que se entregará oportunamente.

Con el objeto de mejorar los servicios que la División de Educación Continua ofrece, al final del curso deberán entregar la evaluación a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos.

Se recomienda llenar dicha evaluación conforme los profesores impartan sus clases, a efecto de no llenar en la última sesión las evaluaciones y con esto sean más fehacientes sus apreciaciones.

**Atentamente
División de Educación Continua.**

PALACIO DE MINERÍA



GUÍA DE LOCALIZACIÓN

1. ACCESO
 2. BIBLIOTECA HISTÓRICA
 3. LIBRERÍA UNAM
 4. CENTRO DE INFORMACIÓN Y DOCUMENTACIÓN
"ING. BRUNO MASCANZONI"
 5. PROGRAMA DE APOYO A LA TITULACIÓN
 6. OFICINAS GENERALES
 7. ENTREGA DE MATERIAL Y CONTROL DE ASISTENCIA
 8. SALA DE DESCANSO
- SANITARIOS
- * AULAS

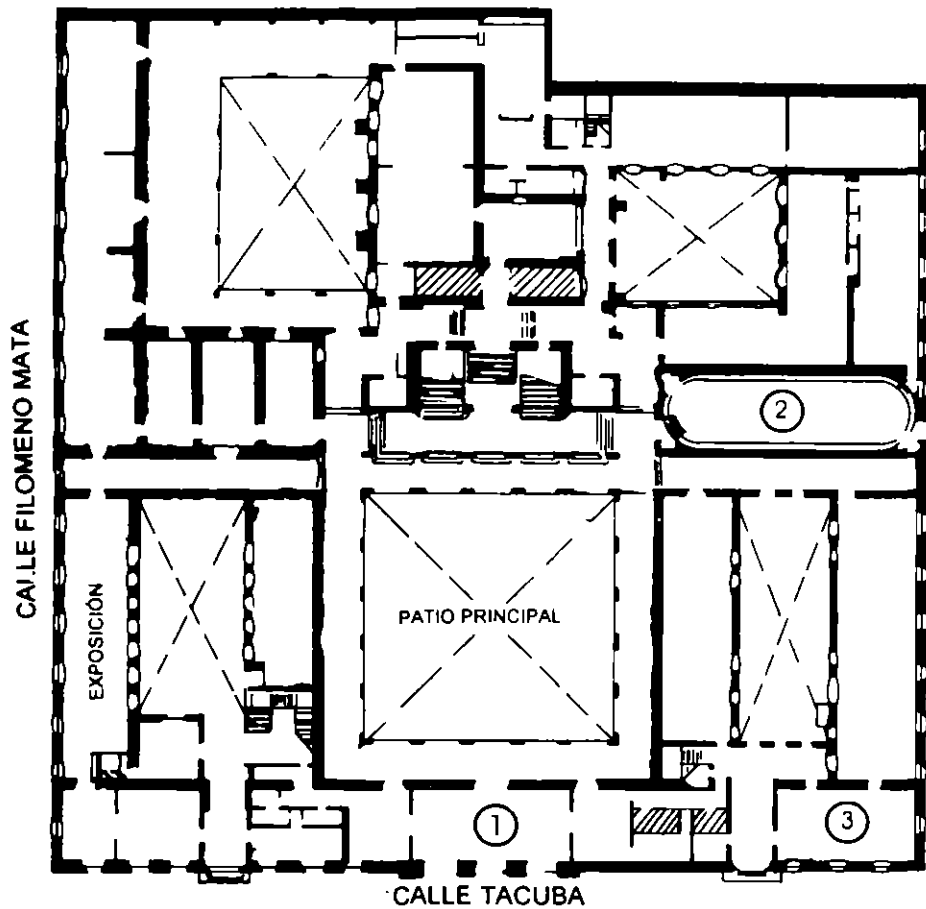
1er. PISO



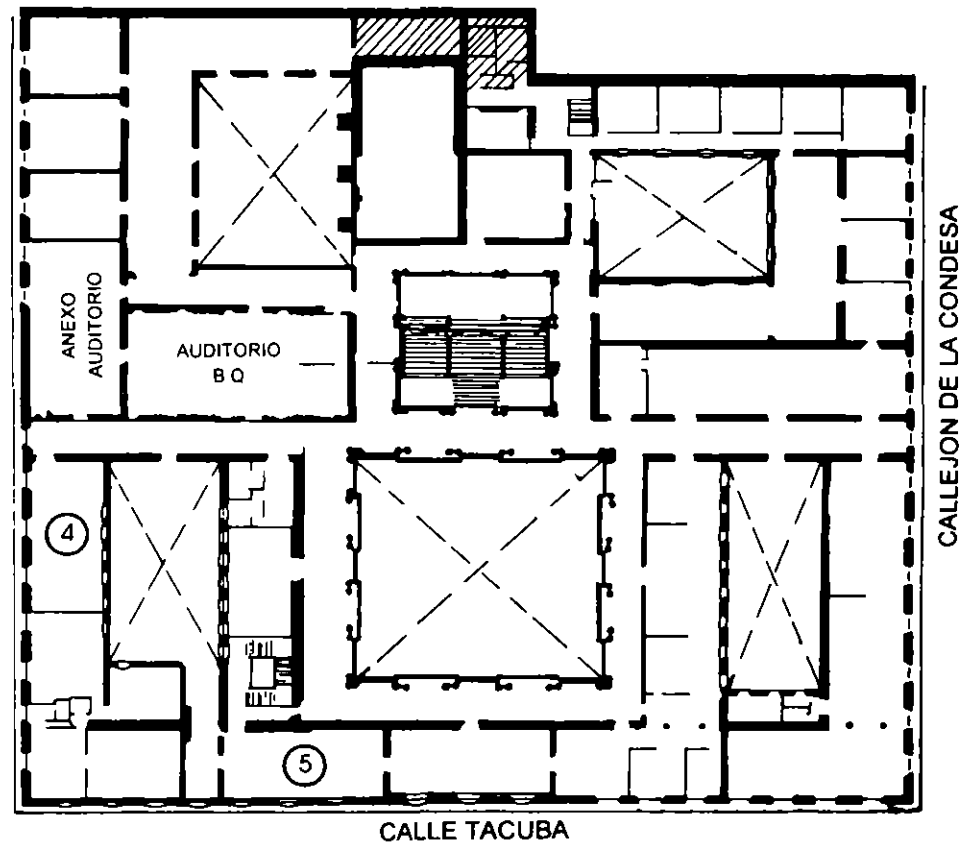
**DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERÍA U.N.A.M.
CURSOS ABIERTOS**



PALACIO DE MINERIA



PLANTA BAJA



MEZZANINNE



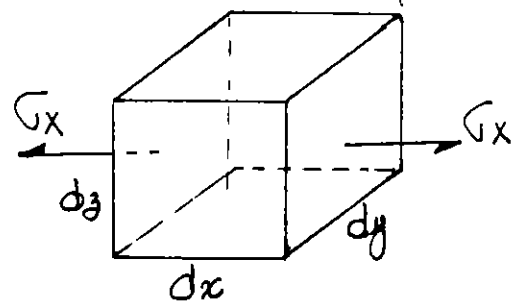
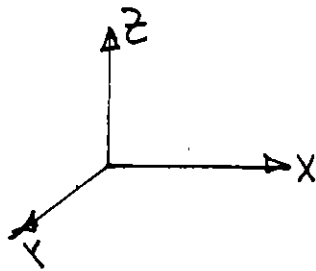
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS
ANALISIS ESTRUCTURAL

ANALISIS DE EFECTOS DINAMICOS
INTERACION SUELO - CIMENTACION - ESTRUCTURAL
METODO DEL ELEMENTO FINITO (INTRODUCCION)

M. EN I. JOSE LUIS TRIGOS
(COORDINADOR Y PROFESOR)

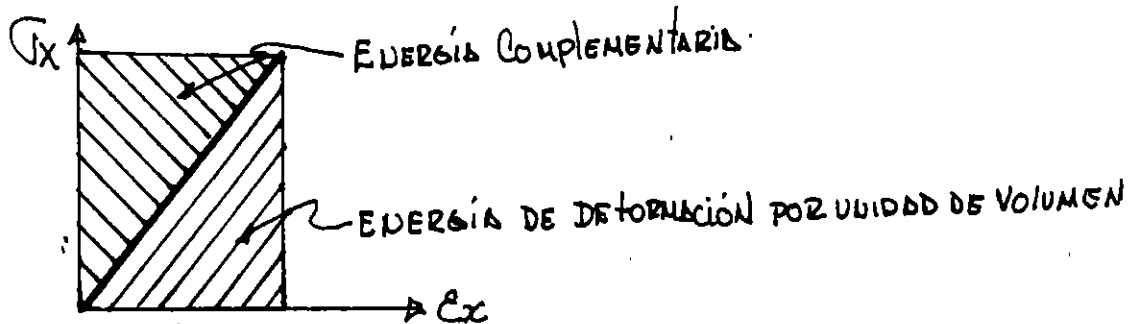
Energía Elástica de Deformación por Esfuerzo Normal



U = energía elástica interna

$$dU = \underbrace{\frac{1}{2} \sigma_x}_{\text{Esa promedio}} \underbrace{dx}_{\text{distancia}} dy dz = \frac{1}{2} \sigma_x \epsilon_x dx dy dz \quad (1)$$

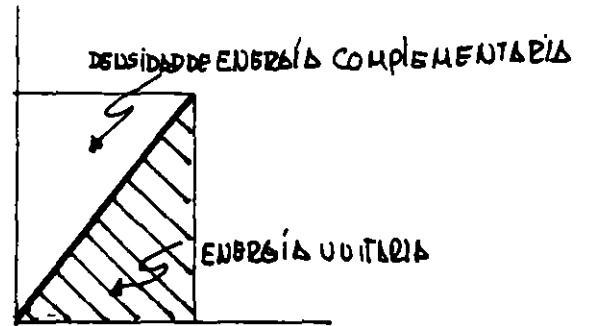
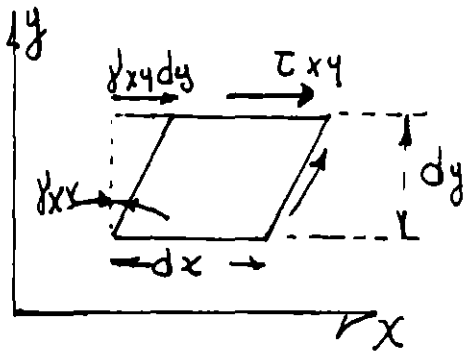
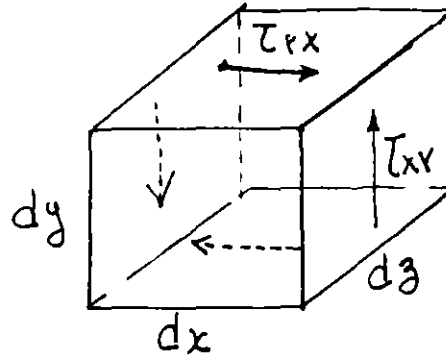
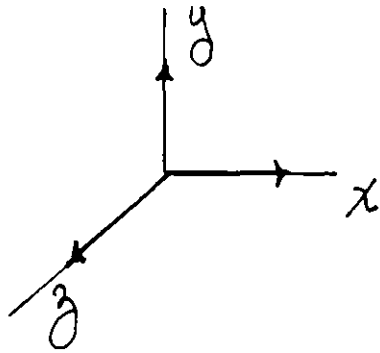
TRABAJO



Para un cuerpo elástico perfecto no hay disipación de energía y el trabajo hecho por un elemento es almacenado como energía de deformación interna recuperable de (1) la densidad de energía.

$$\frac{dU}{dV} = U_0 = \frac{\sigma_x \epsilon_x}{2} \quad (2)$$

Energía elástica de deformación por esfuerzo cortante



$$dU_{\text{CORTE}} = \frac{1}{2} \tau_{xy} dx dz \times \gamma_{xy} dy = \frac{1}{2} \tau_{xy} \gamma_{xy} dx dy dz$$

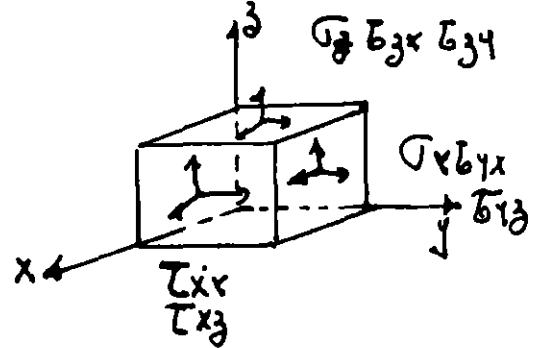
la densidad de energía por esfuerzo constante es

$$\left(\frac{\partial U}{\partial V} \right)_{\text{CORTE}} = \frac{1}{2} \tau_{xy} \gamma_{xy} \quad (4)$$

Aceptando el principio de superposición para un estado multiaxial de esfuerzos.

La densidad de energía de deformación es

$$[\sigma_{ij}]$$



$$\frac{dU}{dV} = U_0 = \frac{1}{2} \sigma_x \epsilon_x + \frac{1}{2} \sigma_y \epsilon_y + \frac{1}{2} \sigma_z \epsilon_z + \frac{1}{2} \tau_{xy} \gamma_{xy} + \frac{1}{2} \tau_{yz} \gamma_{yz} + \frac{1}{2} \tau_{zx} \gamma_{zx} \quad (5)$$

Expresando (5) matricialmente se obtiene

$$U_0 = \frac{1}{2} [\sigma_x \ \sigma_y \ \sigma_z \ \tau_{xy} \ \tau_{yz} \ \tau_{zx}] \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \epsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} = \frac{1}{2} [\sigma] \{\epsilon\} \quad (6)$$

Substituyendo en (5) la ley generalizada de Hooke (7)

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{\sigma_x}{E} - \nu \frac{\sigma_y}{E} - \nu \frac{\sigma_z}{E} & \gamma_{xy} &= \frac{\tau_{xy}}{G} \\ \epsilon_y &= -\nu \frac{\sigma_x}{E} + \frac{\sigma_y}{E} - \nu \frac{\sigma_z}{E} & \gamma_{yz} &= \frac{\tau_{yz}}{G} \\ \epsilon_z &= -\nu \frac{\sigma_x}{E} - \nu \frac{\sigma_y}{E} + \frac{\sigma_z}{E} & \gamma_{zx} &= \frac{\tau_{zx}}{G} \end{aligned} \quad (7)$$

se obtiene.

$$U_0 = \frac{1}{2E} (\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2) - \frac{\nu}{E} (\sigma_x \sigma_y + \sigma_y \sigma_z + \sigma_z \sigma_x) + \frac{1}{2G} (\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2) \quad (8)$$

Para materiales elásticos lineales homogéneos e isotrópicos se puede obtener una expresión similar a (8) en términos de las deformaciones en lugar de los esfuerzos, la energía total se obtiene de

$$U = \iiint_V U_0 dx dy dz \quad (9)$$

la ecuación (5), es importante al establecer las leyes de plasticidad y (8) es importante en análisis de esfuerzos por métodos energéticos.

Substituyendo (6) en (9) se obtiene

$$\begin{aligned}
 U &= \frac{1}{2} \iiint_V (\sigma_x \epsilon_x + \sigma_y \epsilon_y + \sigma_z \epsilon_z + \tau_{xy} \gamma_{xy} + \tau_{yz} \gamma_{yz} + \tau_{zx} \gamma_{zx}) dV \\
 &= \frac{1}{2} \iiint_V [\sigma] \{\epsilon\} dx dy dz \quad (10)
 \end{aligned}$$

Para barras axialmente cargadas, con flexión y cortante (w) queda.

$$U = \frac{1}{2} \iiint_V (\sigma_x \epsilon_x + \tau_{xy} \gamma_{xy}) dx dy dz \quad (11)$$

Para materiales elásticos lineales

$$\epsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} \quad \gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} \quad (12)$$

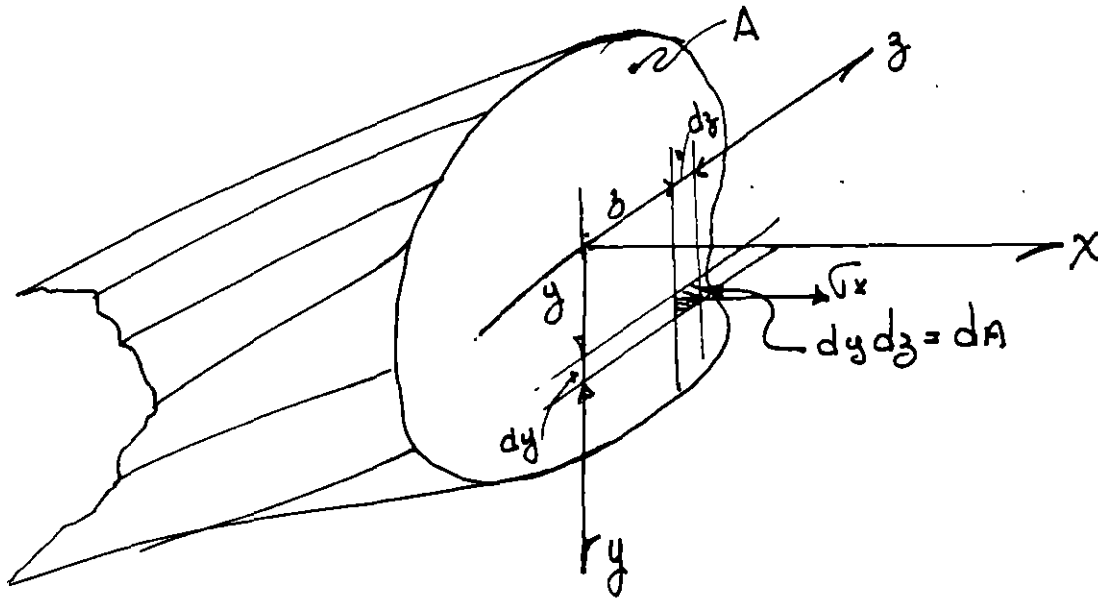
de (12) y (11) se obtiene que:

$$U = \underbrace{\iiint_V \frac{\sigma_x^2}{2E} dx dy dz}_{\text{Para Carga axial, y Flexión en Vigas}} + \underbrace{\iiint_V \frac{\tau_{xy}^2}{2G} dx dy dz}_{\text{Para cortante en Vigas.}} \quad (13)$$

Energía de deformación para barras cargadas axialmente

$$\sigma_x = \frac{N}{A} = \frac{\text{Carga Axial}}{\text{Sección Transversal}}, \quad A = \iint_A dy dz \quad (14)$$

N y A son funciones de x únicamente.



Por lo tanto (12) se reduce a

$$U_N = \iiint_V \frac{\sigma_x^2}{2E} dV = \iiint_V \frac{N^2}{2A^2E} dx dy dz$$

$$= \int \frac{N^2}{2A^2E} \left[\iint_A dy dz \right] dx \Rightarrow \int \frac{N^2}{2EA} dx$$

$$\boxed{U_N = \int_L \frac{N^2}{2EA} dx} \quad (15)$$

Energía de deformación en flexión en este caso

$$\sigma_x = \frac{M}{I} y \quad (16)$$

De (16) y (13) se obtiene

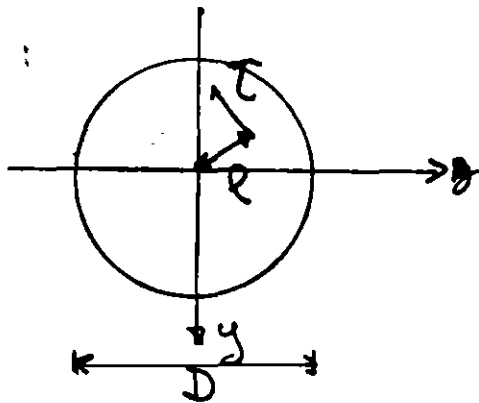
$$\begin{aligned} U_M &= \iiint \frac{\sigma_x^2}{2E} dV = \iiint \frac{1}{2E} \left(-\frac{M y}{I} \right)^2 dx dy dz \\ &= \int \frac{M^2}{2EI^2} \left[\iint y^2 dy dz \right] dx = \int \frac{M^2}{2EI} dx \end{aligned}$$

$$U_M = \int_L \frac{M^2}{2EI} dx \quad (17)$$

Energía de deformación para secciones circulares en torsión

Para este caso

$$\tau = \frac{M t}{J} \rho \quad (18)$$



Subst (18) en (13)

$$\begin{aligned} U_T &= \iiint \frac{\tau_x^2}{2G} dx dy dz \\ &= \iiint \frac{1}{2G} \left(\frac{M t}{J} \rho \right)^2 dx dy dz \end{aligned}$$

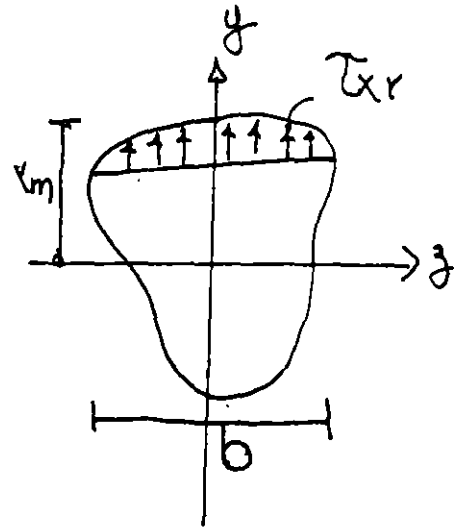
$$U_T = \int \frac{M^2}{2GJ^2} \left[\iint \rho^2 dy dz \right] dx = \int \frac{M t^2}{2GJ} dx$$

Energía de deformación por cortante

En este caso $\tau_{xy} = \frac{V Q_y^{y_m}}{b I}$

$V =$ Cortante en la sección

$Q_y^{y_m} = \int y da =$ momento estático de y a y_m .



$b =$ Ancho a la altura y de los ejes centroidales x y

$I =$ Momento de Inercia de la sección.

Substituyendo (20) en (13)

$$U_V = \iiint \frac{1}{2G} \left(\frac{V Q_y^{y_m}}{b I} \right)^2 dx dy dz = \int \frac{V^2}{2GI^2} \left[\iint_A \left(\frac{Q_y^{y_m}}{b} \right)^2 dy dz \right] dx$$

$$U_V = \int_L \frac{V^2}{2GI^2} \left[\iint_A \left(\frac{Q_y^{y_m}}{b} \right)^2 dy dz \right] dx \quad (21)$$

La expresión Total de la energía de deformación

será: $U = U_N + U_M + U_T + U_V$ o sea

$$U = \int \left\{ \frac{N^2}{2EA} + \frac{M^2}{2EI} + \frac{M_T^2}{2GI} + \frac{V^2}{2GI^2} \left[\iint_A \left(\frac{Q_y^{y_m}}{b} \right)^2 dy dz \right] \right\} dx \quad (22)$$

Desplazamientos

El principio de conservación de energía (la energía no puede ser creada o destruida), puede adoptarse para calcular deformaciones en sistemas elásticos debidos a las cargas aplicadas. La primera Ley de la Termodinámica expresa este principio como

$$\text{Trabajo Realizado} = \text{Cambio de Energía}$$

Para un proceso adiabático (no se agrega o sustrae calor al sistema) y cuando no se genera calor en el sistema, y cuando las fuerzas aplicadas se aplican en forma estática (las fuerzas se aplican tan lentamente que se desprecia la energía cinética $\frac{1}{2}mv^2$), el caso especial de esta ley para sistemas conservativos se reduce a

$$W_e = U$$

Donde: W_e = trabajo hecho por las fuerzas externas durante el proceso de carga.

U = Energía total de deformación almacenada en el Sistema.

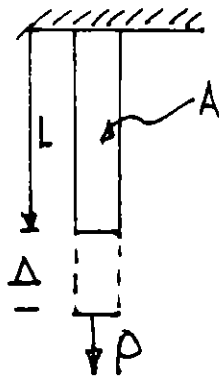
Similar a decir que la suma del trabajo externo W_e y el interno W_i deben ser cero.

$$W_e + W_i = 0$$

$U = -W_i$ las deformaciones siempre se oponen a las fuerzas internas. Es importante considerar la aplicación gradual de las cargas de cero a su valor total por lo tanto W_e será $\frac{1}{2}$ Fuerza total por el desplazamiento.

Ejemplos

a) Determine la deflexión de la viga mostrada



$$W_e = \frac{1}{2} P \Delta \quad \text{de (22)}$$

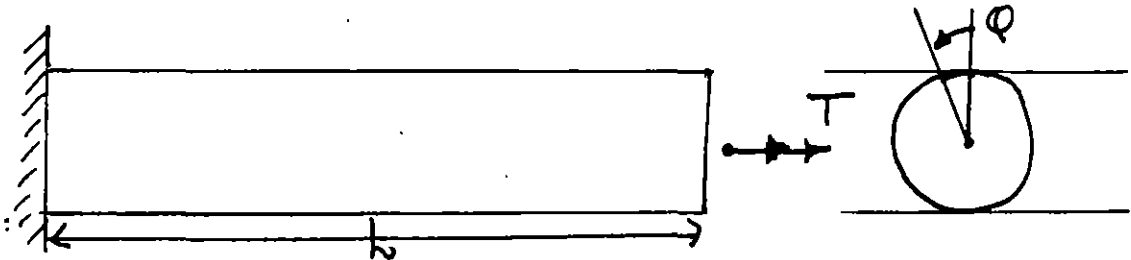
$$U = \frac{1}{2EA} \int N^2 dx$$

$$= \frac{P^2}{2EA} \int_0^L dx = \frac{P^2 L}{2EA}$$

$$\text{de (23)} \Rightarrow \frac{1}{2} P \Delta = \frac{P^2 L}{2EA}$$

$$\Delta = \frac{PL}{AE} \quad \text{Ley de Hooke}$$

b) Determine la rotación en el extremo de una flecha de sección circular.



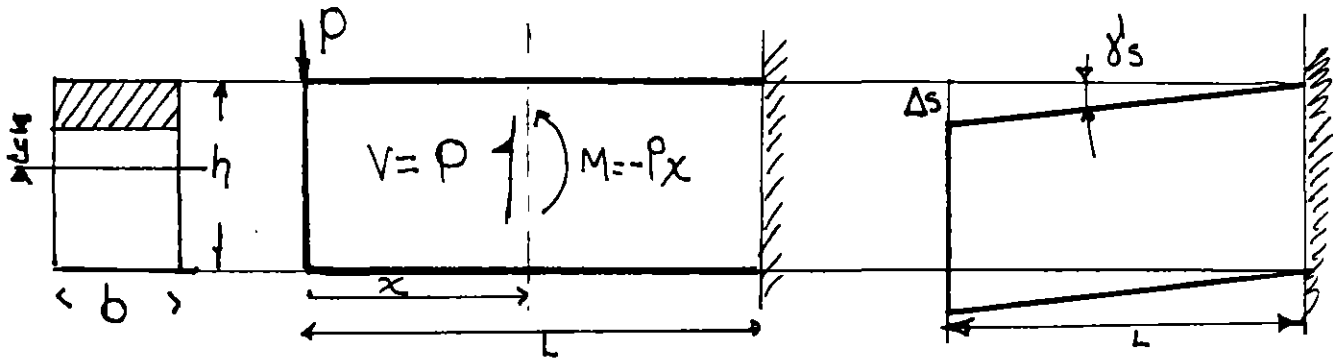
El trabajo externo $W_e = \frac{1}{2} T Q$ y el interno de (22)

$$U = \frac{T^2}{2GJ} \int_0^L dx = \frac{T^2 L}{2GJ} \quad \text{de (23)}$$

$$\frac{1}{2} T Q = \frac{T^2 L}{2GJ} \Rightarrow \varphi = \frac{T L}{GJ} \quad \text{que.}$$

coincide con los valores de los textos de Mecánica de Materiales.

- c) Determinar la deflexión máxima en la viga mostrada considerando el efecto del cortante y de flexión.



Trabajo externo $W_e = \frac{1}{2} P \Delta s$, la energía interna consta de dos partes, una debida a los esfuerzos de flexión y otra a los esfuerzos de corte de (17) y (13).

$$U_{\text{flexion}} = \frac{1}{2EI} \int_0^L M^2 dx = \frac{1}{2EI} \int_0^L (-Px)^2 dx = \frac{P^2 L^3}{6EI}$$

El esfuerzo de corte: $\tau = \frac{V Q y^m}{b I} = \frac{P}{2I} \left[\left(\frac{h}{2}\right)^2 - y^2 \right]$

que sustituido en la segunda parte de (13) se obtiene

obtiene

$$U_{\text{corte}} = \iiint_V \frac{\tau^2}{2G} dx dy dz = \frac{1}{2G} \int_{-h/2}^{h/2} \left\{ \frac{P}{2I} \left[\frac{h^2}{2} - y^2 \right] \right\}^2 L b dy$$
$$= \frac{P^2 L b}{8G I^2} \times \frac{h^5}{30} = \frac{P^2 L b h^5}{240G} \left(\frac{12}{bh^3} \right)^2 = \frac{3P^2 L}{5AG}$$

11

donde $A = bh$ sección transversal. Entonces

$$W_e = U = U_{\text{flexión}} + U_{\text{corte}}$$

$$\frac{P\Delta}{2} = \frac{P^2 L^3}{6EI} + \frac{3P^2 L}{5AG} \quad \text{de donde}$$

$$\Delta = \underbrace{\frac{PL^3}{3EI}}_{\text{flexión}} + \underbrace{\frac{6PL}{5AG}}_{\text{corte}} \quad (24)$$

El término debido al cortante se puede interpretar

$$\tau_{\text{av}} = \frac{P}{A} = \frac{V}{A} \quad \text{cortante promedio.}$$

puesto que τ varía parabólicamente $\frac{6}{5}$ representa un factor de corrección numérico por lo tanto

$$\Delta_{\text{corte}} = \delta_s L = \delta \frac{\tau_{\text{av}}}{G} L = \alpha \frac{VL}{AG} = \frac{6}{5} \frac{PL}{AG}$$

el valor α depende de la forma de la sección en general

puede variar con X de (24)

$$\Delta = \frac{PL^3}{3EI} \left(1 + \frac{3E}{10G} \frac{h^2}{L^2} \right) \quad (25)$$

suponiendo acero estructural

$$\frac{E}{G} = 2(1 + \nu) \doteq 2.5 \quad \text{y la ec. (25) queda}$$

$$\Delta = \left(1 + 0.75 \frac{h^2}{L^2}\right) \Delta_{\text{flexión}} \quad (26)$$

De (26) se observa que para una viga corta sea $h = L$ la deflexión total es $\Delta = 1.75 \Delta_{\text{flexión}}$ por lo cual la deformación de corte es muy importante para una viga flexible se $L = 10 h$.

$$\Delta = \left(1 + 0.75 \frac{h^2}{(10h)^2}\right) \Delta_{\text{flexión}}$$

$$\Delta = 1.0075 \Delta_{\text{flexión}}$$

La deflexión debida al corte se puede despreciar no siempre es posible considerar lo anterior.

Comparando las expresiones (1.1.6.1C) (1.1.6.2C) y (1.1.6.2C) para un claro $= 5.00$ m y un peralte $h = 30$ cm se obtiene:

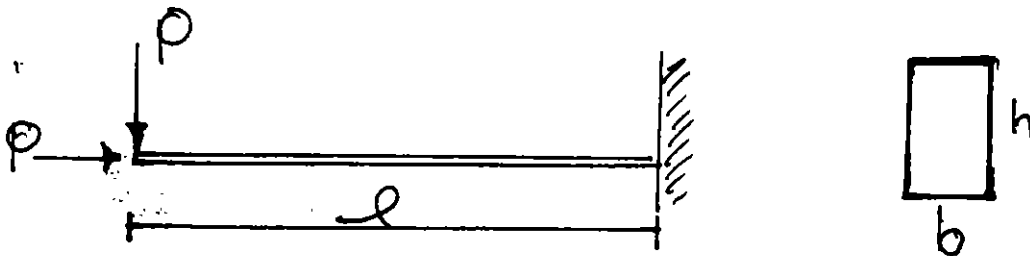
$$U = 0.00286 U_M$$

$$U_N = 0.0009 U_M$$

(a)

En la mayoría de los problemas estructurales elásticos lineales, la energía de deformación debida a la carga normal N y cortante V es despreciable respecto a la energía de deformación debida al momento flexionante M .

Cuando existe momento torsionante M_T (vigas en balcón, etc.), su energía de deformación es considerable y debe tomarse en cuenta su valor

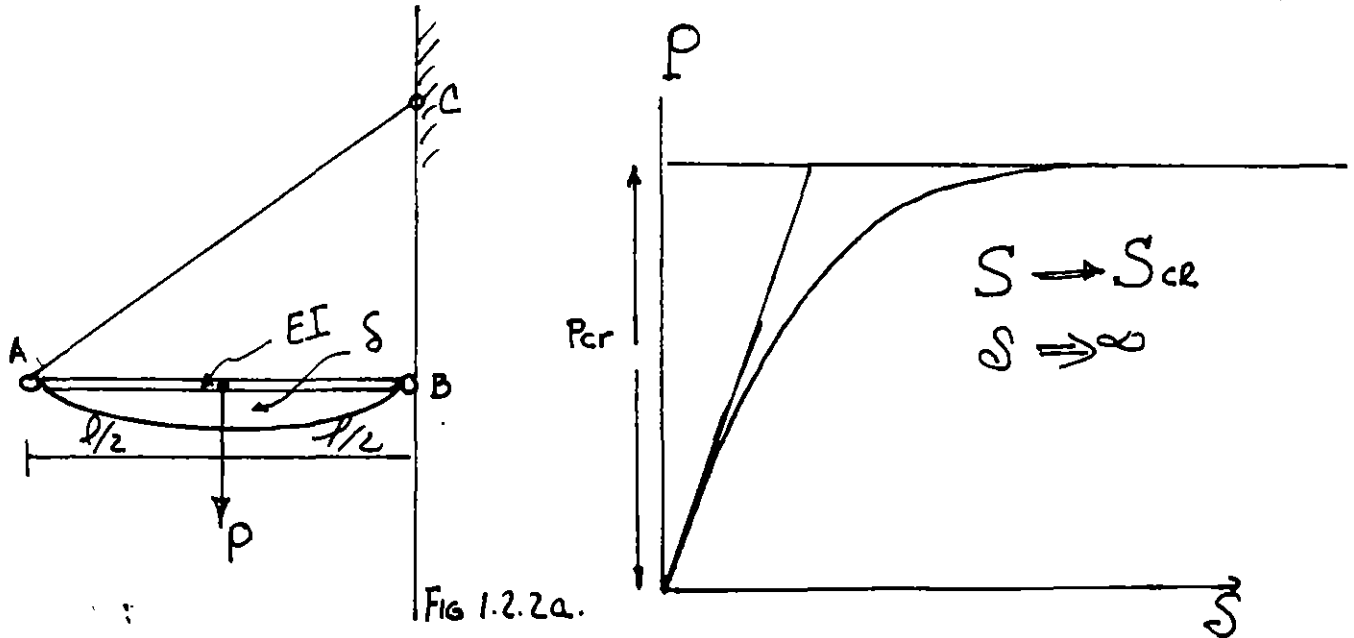


1.2 Principio de Superposición

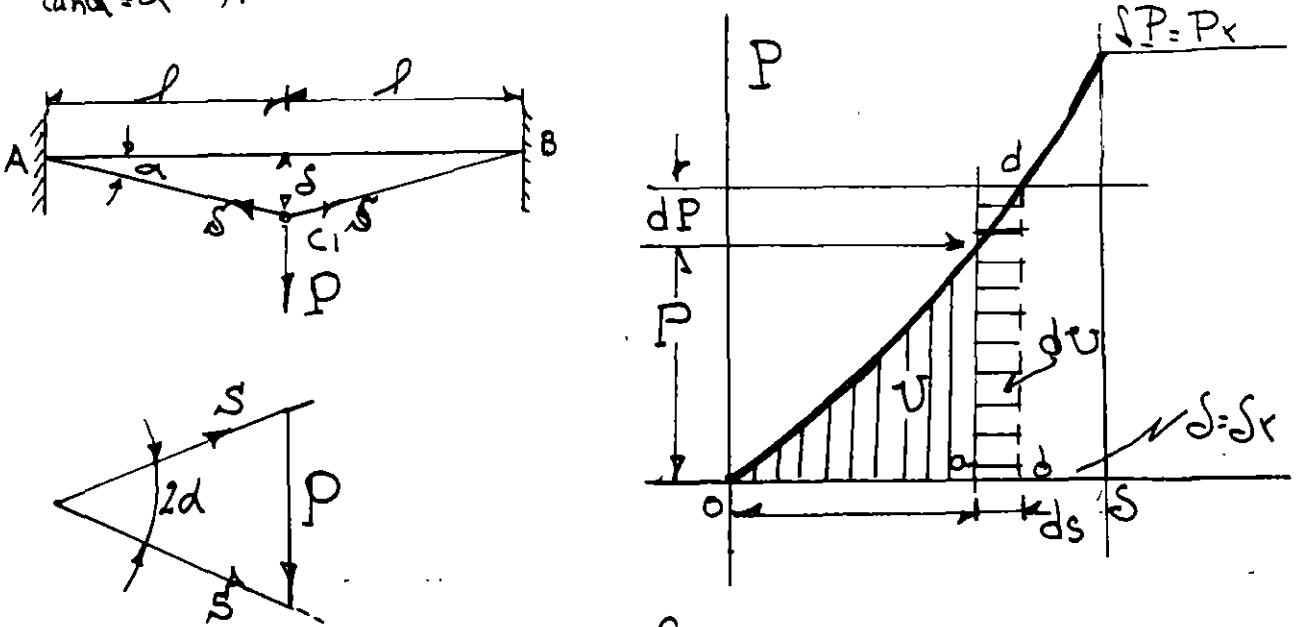
1.2.1.- Introducción

En los sistemas de cargas en los que las deflexiones son funciones lineales de las cargas, se puede obtener la deflexión en un punto cualquiera, mediante la suma de las deflexiones producidas individualmente en dicho punto por cada una de las cargas.

1.2.2.- Casos en que no rige el principio.



Otro ejemplo en el cual el principio de superposicion no rige, seria el sistema mostrado en la fig. 1.2.2.b, formado por dos barras articuladas, bajo la accion de pequeñas deformaciones ($\tan \alpha \approx \alpha$).



pequeñas deformaciones: $\alpha \approx S/l$ 1.2.2b

Equilibrio: $S = \frac{P}{2\alpha}$ 1.2.2c.

Compatibilidad geometrica: la deformacion axial unitaria es:

$$\epsilon = \frac{\sqrt{l^2 + S^2} - l}{l} \approx \frac{1}{2} \frac{S^2}{l^2} \quad 1.2.2d$$

Ley de Hooke:

$$\epsilon = \frac{S}{AE} \quad 1.2.2e$$

de 1.2.2 c,d y e se obtiene:

$$S = l \sqrt[3]{\frac{P}{AE}}, \quad P = \frac{S^3 AE}{l^3} \quad 1.2.2f$$

De nuevo se observa que la deflexión no es función lineal de P aunque el material cumple enteramente con la ley de Hooke y la relación entre y y P es representada por la curva de la figura 1.2.2.b. El área o a b representa el trabajo efectuado por durante la deflexión y y es igual a la energía de deformación almacenada en la barras AC y CB., la cual es igual a :

$$U = \int_0^S P ds = \frac{AE}{l^3} \int_0^S s^3 ds = \frac{AE S^4}{4 l^3} \quad 1.2.2.g$$

$$o \quad U = \frac{l P^{4/3}}{4^3 \sqrt{AE}} \quad 1.2.2.h.$$

Es muy importante observar que en los ejemplos anteriores no es función de segundo grado de S o P , como se obtiene en los casos que el principio de super posición rige.

En los ejemplos anteriores, se observa que la acción de las fuerzas exteriores es considerablemente afectada por las pequeñas deformaciones del sistema, en el primer ejemplo hay una flexión adicional SS a la compresión S y la barra trabaja en flexo compresión.

1.2.3 Ecuaciones generales de superposicion

1.2.3.1 Introduccion

*

En el analisis de esfuerzos en estructuras estaticamente indeterminadas no solamente hay que considerar la geometria y estatica, si no tambien las propiedades elasticas tales como modulo de elasticidad momento de inercia, etc. Generalmente para llegar al dimensionamiento final de la estructura, se suponen dimensiones preliminares de los miembros y se efectua su analisis correspondiente, ciclo que puede repetirse en algunos casos hasta llegar al diseño final. En general los esfuerzos desarrollados en estructuras hiperestaticas son debidos no solo a las cargas, si no tambien a cambios de temperatura, asentamiento de apoyos, errores de fabricacion. etc.

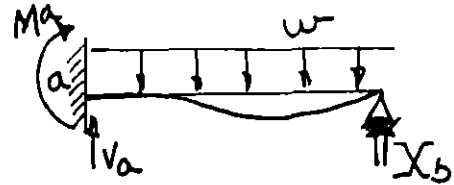
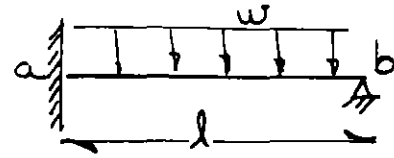
Es importante observar que la estructura este en condiciones de equilibrio estable. Con el proposito de ilustrar el uso de las ecuaciones generales de superposicion de causas y efectos, consideramos el siguiente ejemplo, viga con carga uniforme w .

* En ambos metodos de rigidez y flexibilidad debe regir el principio de superposicion.

empotrada en a y libremente apoyada en b.

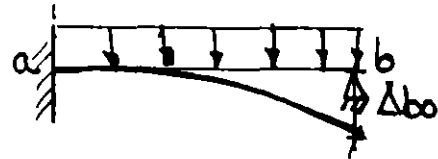
Estructura actual.

Δ_b = Deflexion de el punto b en la estructura debida a todas las causas.



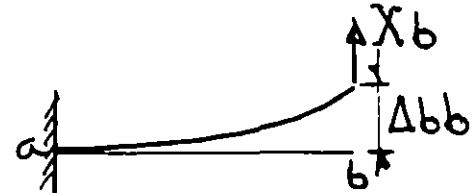
Estructura primaria.

Selección de redundante, X_b

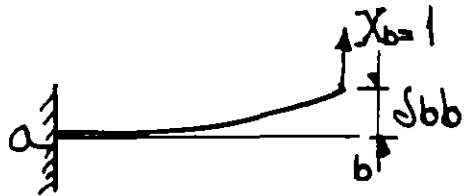


Condición de equilibrio $X_b=0$

Δ_{bo} = Deflexion en direccion de la redundante con $X_b=0$



Δ_{bb} = Deflexion en direccion de la redundante debida a con



S_{bb} = Deflexion en direccion de la redundante debido a una fuerza unitaria

La ecuacion de superposicion, si el principio es valido

$$\Delta_b = \Delta_{bo} + \Delta_{bb} = \Delta_{bo} + X_b S_{bb} = 0 \quad (a)$$

de donde:

$$X_b = -\frac{\Delta_{bo}}{S_{bb}}$$

(S_{bb} o Δ_{bb} es llamado coeficiente de flexibilidad)

1.2.3.2. Ecuaciones generales de super posición en análisis de estructuras estáticamente indeterminadas de grado n.

Suponiendo que la estructura es hiperestática de grado n, se seleccionan las redundantes X_1, X_2, \dots, X_n , en una forma tal que la estructura primaria en condición de equilibrio.

$X_i=0$ sea estable e isostatica, aceptando la siguiente notacion:

$\Delta_i =$ Deflexion total del punto i debida a todas las cargas y efectos.

$\Delta_{i0} =$ Deflexion del punto i en direccion de la redundante X_i en condiciones de equilibrio estable isostatico $X_i=0$.

$\Delta_{it} =$ Deflexion del punto i debida a un cambio de temperatura T.

$\Delta_{ia} =$ Deflexion del punto i debida a asentamientos de apoyo.

$\Delta_{ie} =$ Deflexiones en el punto i debido a errores de fabricacion.

$S_{i1} =$ Deflexion en el punto i debida a la condicion $X_1=1$

$S_{i2} =$ Deflexion en el punto i debida a la condicion $X_2=1$

•

$S_{in} =$ Deflexion en el punto i debido a la condicion $X_n=1$

Cualquier redundante puede suponerse que actúa arbitrariamente en cierto sentido. Cualquier deflexión del punto de aplicación de la redundante deberá ser medida a lo largo de su línea de acción y será positiva cuando el sentido es el mismo que el supuesto para la redundante.

Por lo tanto usando la notación y convención de signos mencionada, las ecuaciones generales de super posición en sistemas estructurales coplanares y espaciales son:

$$\left. \begin{aligned} \Delta_1 &= \Delta_{10} + \Delta_{1T} + \Delta_{1A} + \Delta_{1E} + X_1 S_{11} + X_2 S_{12} + \dots + X_n S_{1n} \\ \Delta_2 &= \Delta_{20} + \Delta_{2T} + \Delta_{2A} + \Delta_{2E} + X_1 S_{21} + X_2 S_{22} + \dots + X_n S_{2n} \\ &\vdots \\ \Delta_n &= \Delta_{n0} + \Delta_{nT} + \Delta_{nA} + \Delta_{nE} + X_1 S_{n1} + X_2 S_{n2} + \dots + X_n S_{nn} \end{aligned} \right\} (a)$$

Expresando (a) matricialmente se tiene

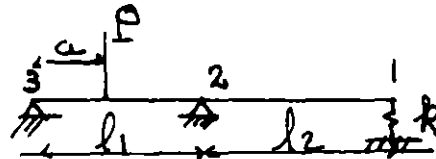
$$\begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} & \dots & S_{1n} \\ S_{21} & S_{22} & \dots & S_{2n} \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ S_{n1} & S_{n2} & & S_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ \vdots \\ X_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} (\Delta_1 - \Delta_{10} - \Delta_{1T} - \Delta_{1A} - \Delta_{1E}) \\ (\Delta_2 - \Delta_{20} - \Delta_{2T} - \Delta_{2A} - \Delta_{2E}) \\ \vdots \\ (\Delta_n - \Delta_{n0} - \Delta_{nT} - \Delta_{nA} - \Delta_{nE}) \end{bmatrix} \quad (b)$$

1.2.3.3. Ejemplos que ilustran el uso de las ecuaciones de super posición.

Antes de estudiar los ejemplos es conveniente observar lo siguiente:

1. Nunca seleccionar como redundante una reaccion estaticamente determinada, ello conduciria a una estructura primaria en equilibrio inestable en condicion $X_i=0$
2. El sentido positivo de la redundante se puede seleccionar arbitrariamente, y su deflexion sera positiva si tiene el mismo sentido
3. Debe observarse que A_i , deflexion total del punto de -- aplicacion de la redundante X_i debida a todas las causas es casi siempre cero

Estructura actual



k Constante elastica resorte (L/F)

Estructura primaria
 $A_i = X_i k l$ (c)



Condicion $X_i=0$



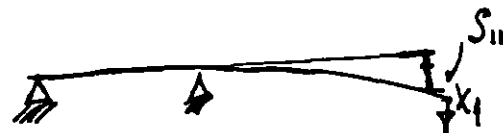
Condicion $X_i=1$

De Ec. (a) se tiene

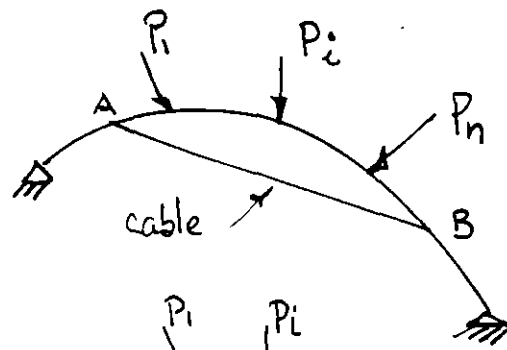
$$A_i = A_{i0} - X_i S_{ii} \quad (d)$$

de (c) y (d) se obtiene

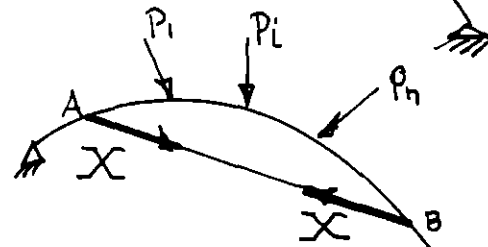
$$\underline{X_i = A_{i0} / (S_{ii} + k - 1)} \quad (e)$$



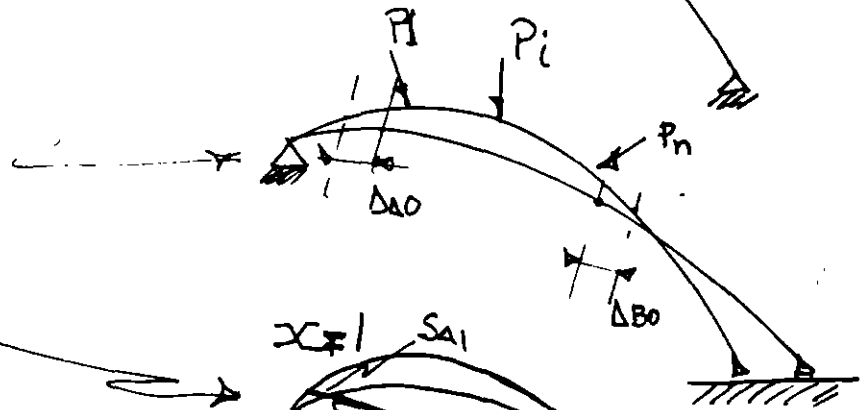
Estructura actual:
Arco coplanar con un tirane
AB bajo un sistema de cargas
 P_n



Estructura primaria:
Selección como redundante la
tensión en el cable, X



Condición $X=0$

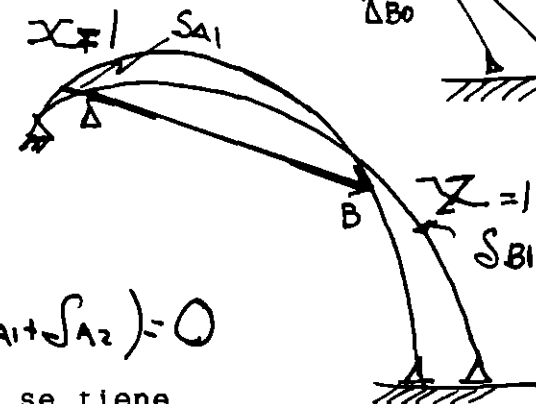


Condición $X=1$

$$\Delta_{AB} = \Delta_{A0} + \Delta_{B0} \quad (f)$$

$$\Delta_A = \Delta_{A0} + X S_{A1} \quad (g)$$

$$\Delta_B = \Delta_{B0} + X S_{B1} \quad (h)$$

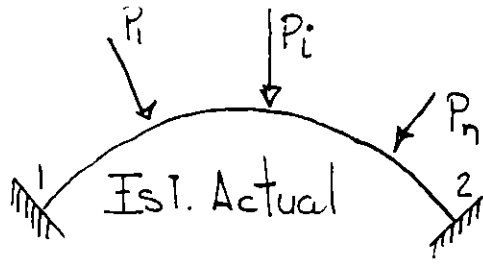


Su mando (g) y (h)

$$\Delta_A + \Delta_B = \Delta_{A0} + \Delta_{B0} + X (S_{A1} + S_{B1}) = 0$$

de donde despejando la redundante X se tiene

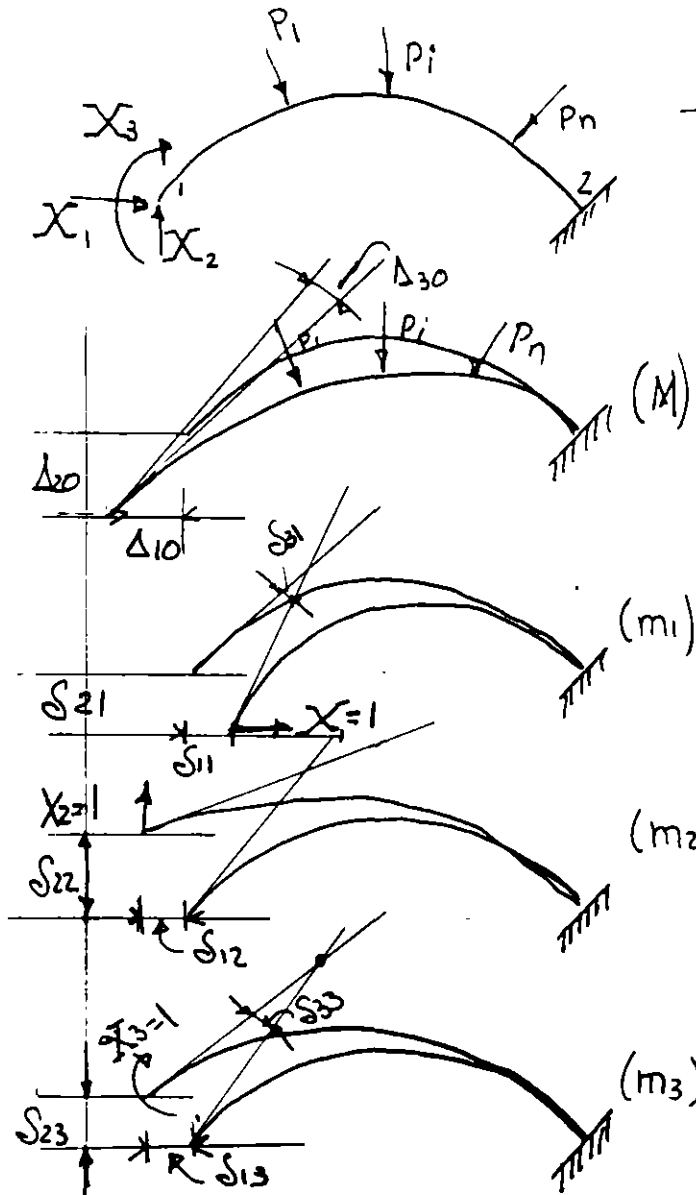
$$X = - \frac{\Delta_{A0} + \Delta_{B0}}{S_{A1} + S_{B1}} \quad (i)$$



ESTRUCTURA PRIMARIA

Selección de redundantes

X_1, X_2, X_3 y condición de empotramiento $\Delta_1 = \Delta_2 = \Delta_3 = 0$
 Condición $X=0$



Condición $X_1 = 1$

Condición $X_2 = 1$

Condición $X_3 = 1$

Las ecuaciones aplicando el principio de superposición

son: $\Delta_1 = \Delta_{10} + X_1 S_{11} + X_2 S_{12} + X_3 S_{13}$

$\Delta_2 = \Delta_{20} + X_1 S_{21} + X_2 S_{22} + X_3 S_{23}$

$\Delta_3 = \Delta_{30} + X_1 S_{31} + X_2 S_{32} + X_3 S_{33}$

(4)

Expresando (j) en forma matricial se tiene

$$\begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} & S_{13} \\ S_{21} & S_{22} & S_{23} \\ S_{31} & S_{32} & S_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} \Delta_{10} \\ \Delta_{20} \\ \Delta_{30} \end{Bmatrix} \quad (R)$$

Aplicando el teorema de Castigliano y la expresion de la energia de deformacion por flexion, los coeficientes de flexibilidad son igual a

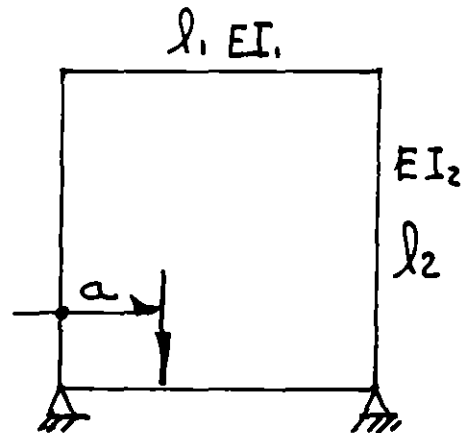
$$\Delta_{10} = \int \frac{M m_1}{EI} ds, \quad \Delta_{20} = \int \frac{M m_2}{EI} ds, \quad \Delta_{30} = \int \frac{M m_3}{EI} ds$$

$$S_{11} = \int \frac{m_1^2}{EI} ds, \quad S_{22} = \int \frac{m_2^2}{EI} ds; \quad S_{33} = \int \frac{m_3^2}{EI} ds$$

$$S_{12} = S_{21} = \left[\int \frac{m_1 m_2}{EI} ds \right], \quad S_{13} = S_{31} = \int \frac{m_1 m_3}{EI} ds, \quad S_{23} = S_{32} = \int \frac{m_2 m_3}{EI} ds$$

Marco continuo rectangular bajo la accion de una carga p

Estructura actual



selección de redundantes

En este caso las ecuaciones de superposición son:

$$\Delta_1 = \Delta_{10} + X_1 S_{11} + X_2 S_{12} + X_3 S_{13} = 0$$

$$\Delta_2 = \Delta_{20} + X_1 S_{21} + X_2 S_{22} + X_3 S_{23} = 0 \quad (m)$$

$$\Delta_3 = \Delta_{30} + X_1 S_{31} + X_2 S_{32} + X_3 S_{33} = 0$$

o

$$\begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} & S_{13} \\ S_{21} & S_{22} & S_{23} \\ S_{31} & S_{32} & S_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} \Delta_{10} \\ \Delta_{20} \\ \Delta_{30} \end{Bmatrix} \quad (n)$$

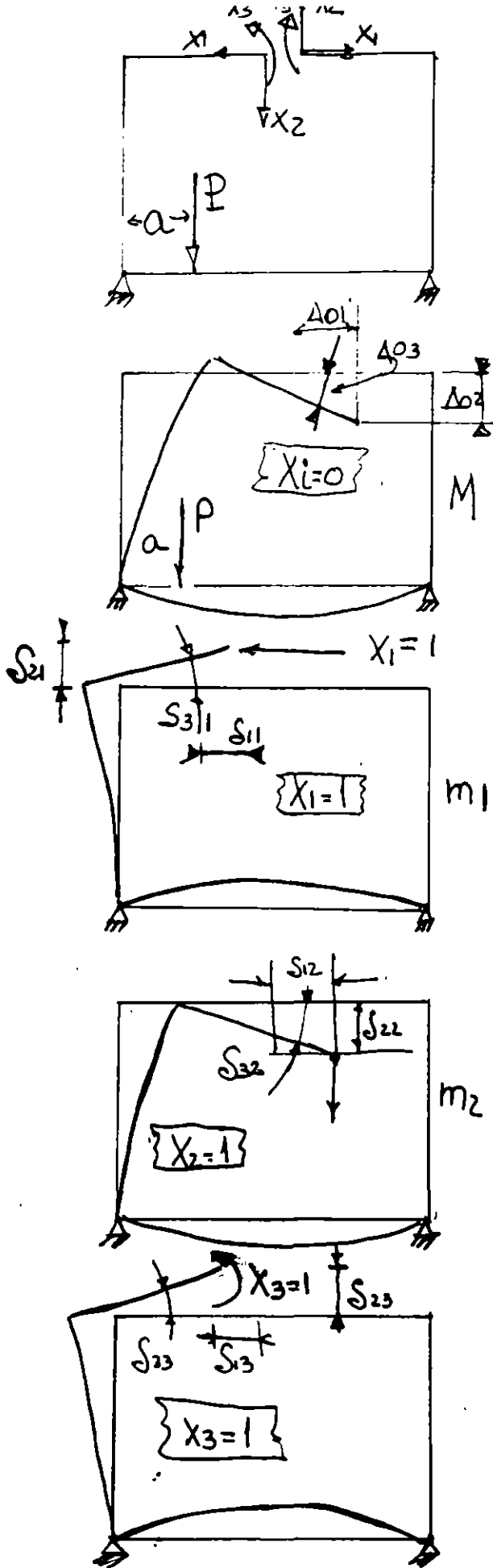
Del Teorema de Castigliano y la energía elástica de deformación se obtienen los coeficientes de flexibilidades S_{ij} y Δ_{oi}

$$\Delta_{o1} = \int \frac{M m_1}{EI} ds, \quad \Delta_{o2} = \int \frac{u m_2}{EI} ds, \quad \Delta_{o3} = \int \frac{u m_3}{EI} ds$$

$$S_{11} = \int \frac{m_1^2}{EI} ds, \quad S_{22} = \int \frac{m_2^2}{EI} ds, \quad S_{33} = \int \frac{m_3^2}{EI} ds$$

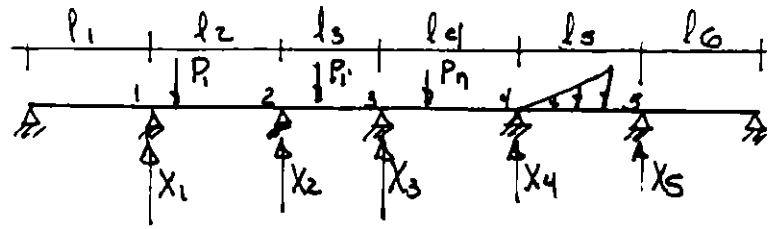
$$S_{12} = \int \frac{m_1 m_2}{EI} ds, \quad S_{13} = \int \frac{m_1 m_3}{EI} ds, \quad S_{23} = \int \frac{m_2 m_3}{EI} ds$$

$$S_{12} = S_{21}, \quad S_{13} = S_{31}, \quad S_{23} = S_{32}$$

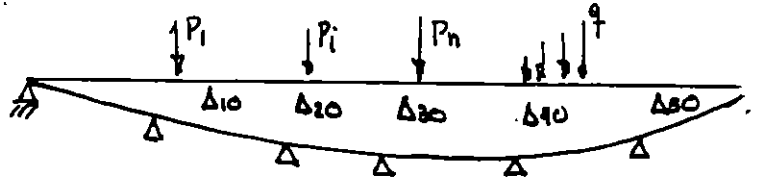


Viga continua de 7 apoyos

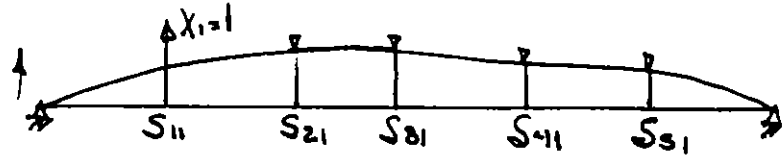
ESTRUCTURA ACTUAL Y PRIMARIA



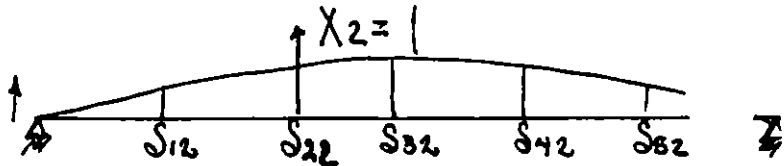
Condición $X_1 = 0$



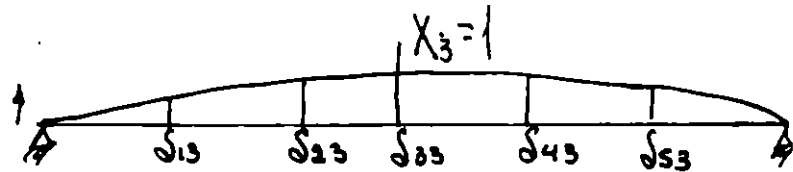
Condición $X_1 = 1$



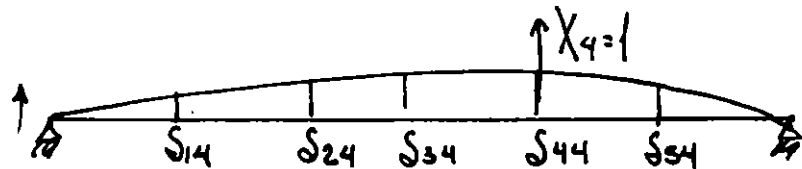
Condición $X_2 = 1$



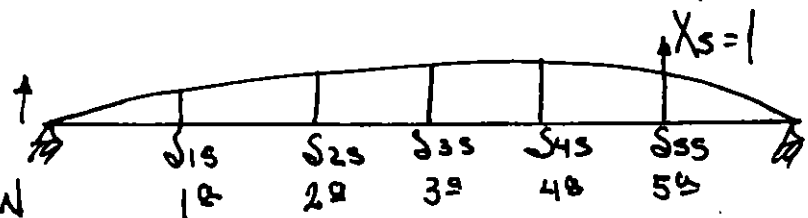
Condición $X_3 = 1$



Condición $X_4 = 1$



Condición $X_5 = 1$



ECUACION

$$\begin{aligned} \Delta_1 &= \Delta_{10} + X_1 S_{11} + X_2 S_{12} + X_3 S_{13} + X_4 S_{14} + X_5 S_{15} = 0 \\ \Delta_2 &= \Delta_{20} + X_1 S_{21} + X_2 S_{22} + X_3 S_{23} + X_4 S_{24} + X_5 S_{25} = 0 \\ \Delta_3 &= \Delta_{30} + X_1 S_{31} + X_2 S_{32} + X_3 S_{33} + X_4 S_{34} + X_5 S_{35} = 0 \\ \Delta_4 &= \Delta_{40} + X_1 S_{41} + X_2 S_{42} + X_3 S_{43} + X_4 S_{44} + X_5 S_{45} = 0 \\ \Delta_5 &= \Delta_{50} + X_1 S_{51} + X_2 S_{52} + X_3 S_{53} + X_4 S_{54} + X_5 S_{55} = 0 \end{aligned}$$

$$[S_{ij}] \{X_j\} + \{\Delta_{j0}\} = 0$$

1.3 Generalización de la energía de deformación

La energía de deformación de una barra elástica puede representarse como una función de segundo grado de la carga o la deformación.

La misma conclusión es válida para cualquier estructura dentro del régimen elástico, siempre y cuando el principio de superposición pueda aplicarse, en la Fig. 1.3.1 suponiendo que las fuerzas se aplican simultáneamente e incrementan gradualmente hasta su valor final.

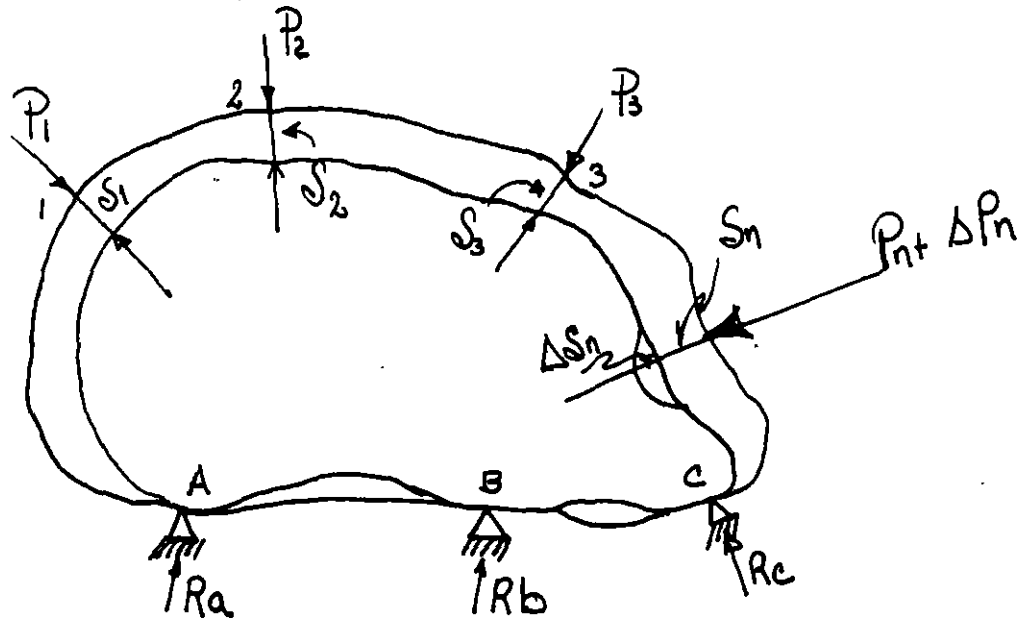


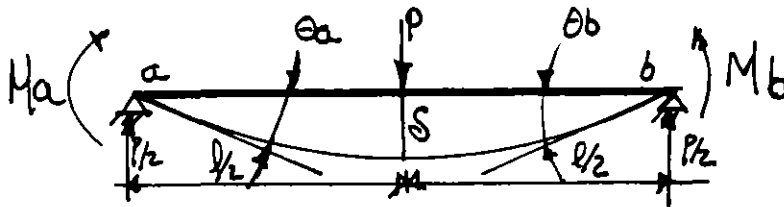
fig. 1.3.1

El principio de superposición rige, los desplazamientos serán funciones lineales de las cargas. El trabajo elástico de todas:

Las fuerzas externas es igual a la energía interna de deformación almacenada en el cuerpo elástico de la figura 1.3.1 y será

$$U = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n P_i \delta_i = \frac{1}{2} (P_1 \delta_1 + P_2 \delta_2 + \dots + P_n \delta_n) \quad (1.3.1)$$

1.3.1. Ejemplo, viga libremente apoyada cargada como se indica en la fig. 1.3.1a



La energía de deformación es:

$$U = \frac{1}{2} (P \delta + M_a \theta_a + M_b \theta_b) \quad (a)$$

De la curva elástica de la viga se demuestra que:

$$\left. \begin{aligned} \delta &= \frac{Pl}{48EI} + \frac{Mal^2}{16EI} + \frac{Mbl^2}{16EI} \\ \theta_a &= \frac{Pl^2}{16EI} + \frac{Mal}{3EI} + \frac{Mbl}{6EI} \\ \theta_b &= \frac{Pl^2}{16EI} + \frac{Mal}{6EI} + \frac{Mbl}{3EI} \end{aligned} \right\} (b)$$

Substituye (b) en (a) se obtiene

$$U = \frac{l^3}{96EI} \left(P^2 + \frac{6}{l} P M_a + \frac{6}{l} P M_b + \frac{16}{l^2} M_a^2 + \frac{16}{l^2} M_b^2 + 16/l^2 M_a M_b \right) \quad (c)$$

en (c) se observa que U es una función de segundo grado de las fuerzas y momentos P, M_a y M_b

Tarea

En el ejemplo de la viga de la fig. 1.3.1. a demostrar:

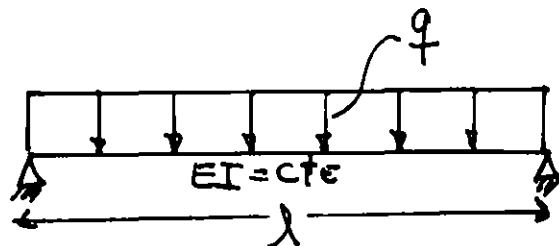
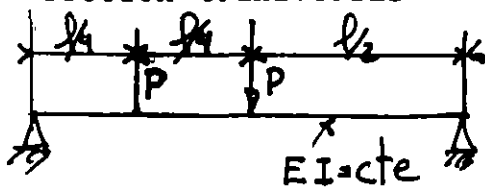
$$a) \frac{\partial U}{\partial P} = S, \quad \frac{\partial U}{\partial M_a} = \theta_a, \quad \frac{\partial U}{\partial M_b} = \theta_b$$

b) De (a) y (b) obtener U en función de los desplazamientos S, θ_a , θ_b

a) Demostrar que:

$$\frac{\partial U}{\partial S} = P, \quad \frac{\partial U}{\partial \theta_a} = M_a, \quad \frac{\partial U}{\partial \theta_b} = M_b$$

Calcular la energía de deformación de las siguientes vigas de sección transversal



1.4 Teorema de Castigliano

Suponiendo que el principio de superposición rige y que U se expresa en función de las fuerzas externas se tiene que: LA DERIVADA DE LA ENERGIA DE DEFORMACION CON RESPECTO A UNA DE LAS FUERZAS O MOMENTOS EXTERNOS DA EL DESPLAZAMIENTO O EL GIRO DE LA FUERZA O MOMENTO CORRESPONDIENTE

$$\frac{\partial U}{\partial P_n} = S_n \quad (1.4.1)$$

Considerando el cuerpo elástico bajo la aplicación de P_1, P_2, \dots, P_n . Durante la aplicación de P_i se producen deformaciones y se almacena cierta energía de deformación dentro del cuerpo (Fig. 1.3.1.) Si subsecuentemente a P_n se aplica un incremento ΔP_n , la energía U incrementará

$$U + \Delta U = U + \frac{\partial U}{\partial P_n} \Delta P_n \quad (1.4.2)$$

Si en vez de aplicar ΔP_n después de las cargas se aplica antes se tiene

$$U + \Delta U = U + \Delta P_n (S_n + \Delta S_n) = U + \Delta P_n S_n \quad (1.4.3)$$

igualando (1.4.2.) con (1.4.3.) se demuestra (1.4.1.).

1.4.1. Ejemplos de aplicacion

La variacion de $M(x)$ es

$$M = Ma - Px \quad (a)$$

La energia de deformacion por flexion

$$U = \int_0^l \frac{M^2 dx}{2EI} \quad (b)$$

Del teorema de Castigliano

$$\frac{\partial U}{\partial P} = \delta a = \int \frac{M}{EI} \frac{\partial M}{\partial P} ds$$

$$\delta a = \int_0^l \frac{M m_1}{EI} ds \quad (c)$$

Sustituyendo (a) en (c)

$$\delta a = \frac{1}{EI} \int_0^l (Ma - Px)(-x) dx$$

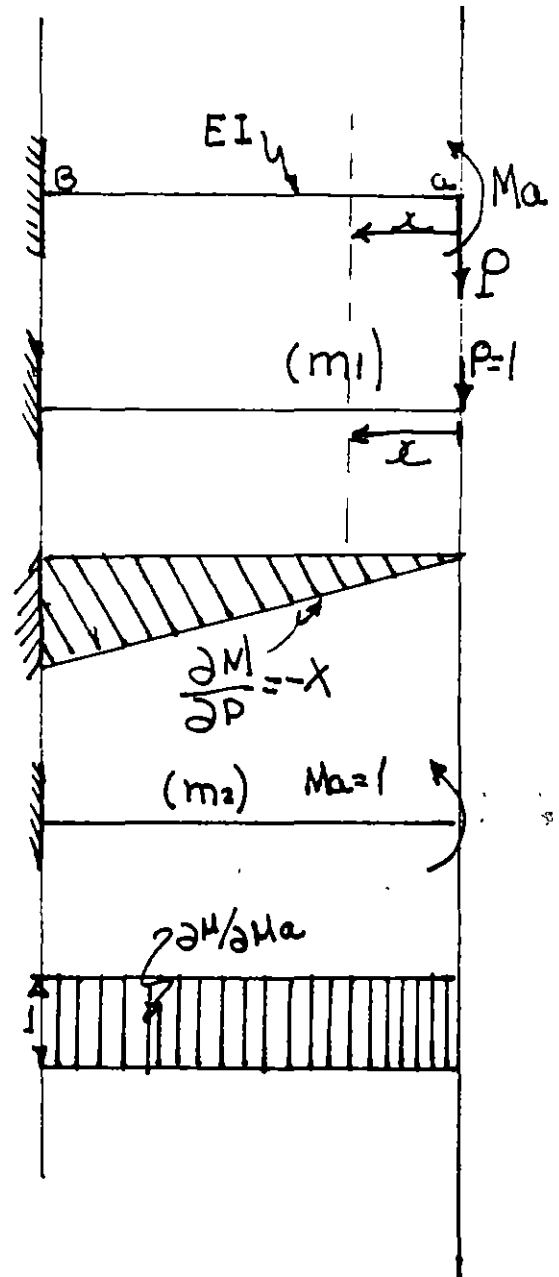
$$\delta a = \frac{Pl^3}{EI} - \frac{Mal^2}{2EI} \quad (d)$$

De nuevo del teorema de Castigliano

$$\frac{\partial U}{\partial Ma} = \Theta a = \int \frac{M}{EI} \frac{\partial M}{\partial Ma} dx = \int \frac{M m_2}{EI} dx \quad (e)$$

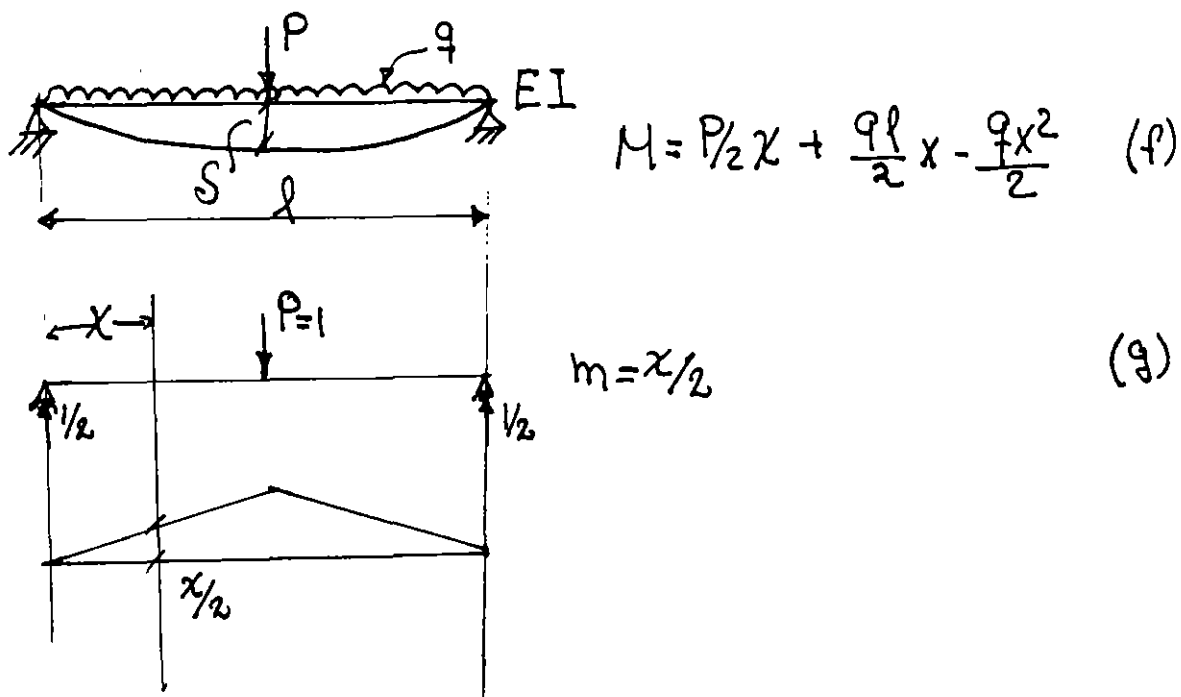
Sustituyendo (a) en (e) se obtiene

$$\Theta a = \frac{1}{EI} \int_0^l (Ma - Px)(1) dx = \frac{Mal}{EI} - \frac{Pl^2}{2EI}$$



En el ejemplo anterior no se calculó en función de las fuerzas externas, sino se utilizó la energía de deformación por flexión y se derivó bajo el signo integral.

Es importante observar que las derivadas corresponden a la variación de momento flexionante debido a causas unitarias P y M_a .



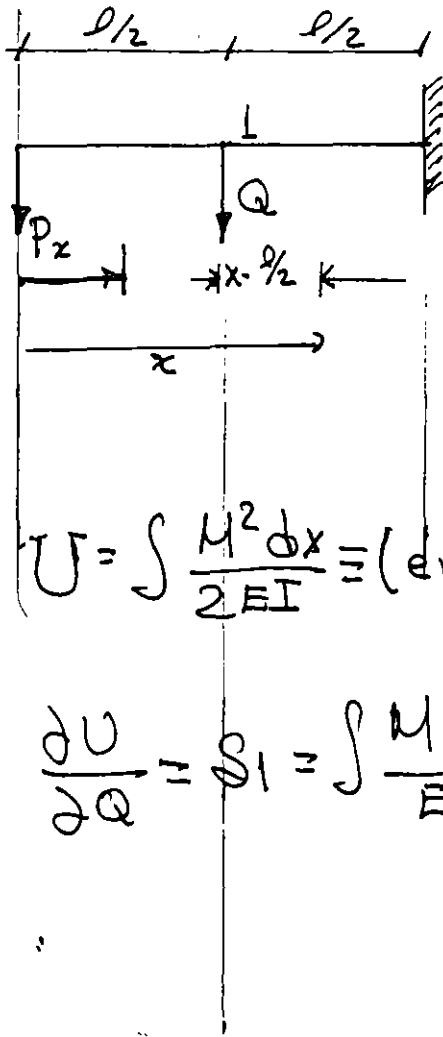
De la energía de deformación por flexión y el teorema de Castigliano.

$$S = 2 \int \frac{M m}{EI} dx \quad (h)$$

Substituyendo (f) y (g) en (h) se obtiene

$$S = \frac{2}{EI} \int_0^{l/2} \left(\frac{P}{2} x + \frac{q l}{2} x - \frac{q x^2}{2} \right) \left(\frac{x}{2} \right) dx = \frac{P l^3}{48 EI} + \frac{5}{384} \frac{q l^4}{EI} \quad (h)$$

En los casos en los cuales es necesario determinar los desplazamientos en un lugar donde no hay fuerzas o momentos, se agrega al sistema actual de fuerzas, una fuerza ficticia de magnitud infinitesimal, tal que no afecta al sistema actual de fuerzas y se obtiene el desplazamiento derivado con



$$M = Ma - Px \quad 0 \leq x \leq l/2$$

$$M = Ma - Px - Q(x - l/2)$$

$$\text{Para } l/2 \leq x \leq l$$

$$\frac{\partial M}{\partial Q} = m = -(x - l/2)$$

$$U = \int \frac{M^2 dx}{2EI} \equiv (\text{energía de deformación por flexión})$$

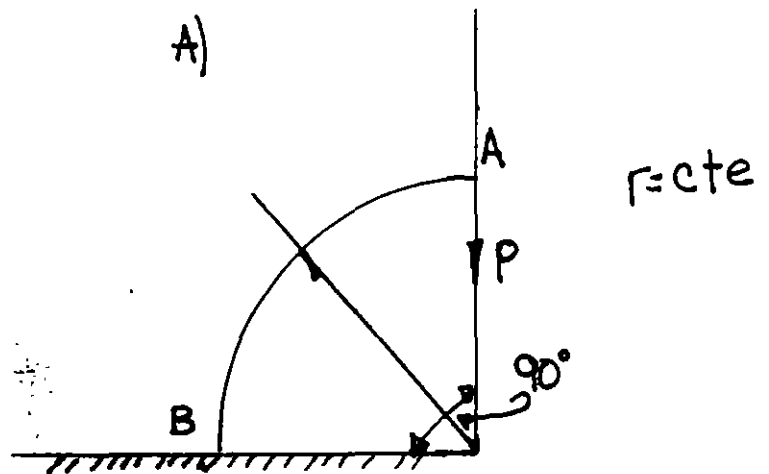
$$\frac{\partial U}{\partial Q} = \delta_1 = \int \frac{M}{EI} \frac{\partial M}{\partial Q} dx = - \int_{l/2}^l \frac{1}{EI} (Ma - Px)(x - l/2) dx$$

En conclusion se observa que la derivacion del teorema de Castigliano, fue basada en el principio de superposicion.

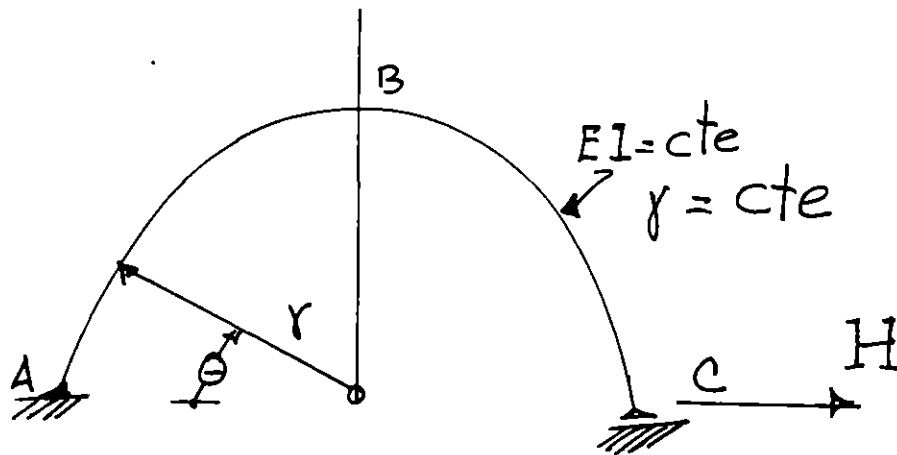
De alli que la energia de deformacion U debe ser una funcion de segundo grado de las fuerzas actuales. Si el principio de superposicion no rige y U no es funcion de segundo grado de las fuerzas, el Teorema de Castigliano no es aplicable, lo anterior se ilustra mediante ejemplos.

Ejemplos de tarea

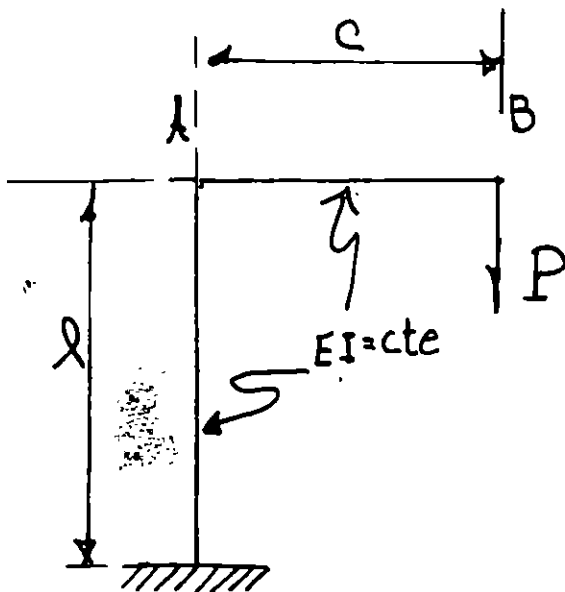
- a) Utilizando el teorema de Castigliano determinar los angulos en los extremos de una viga libremente apoyada con carga uniforme q , claro l , y rigidez flexionante $EI = \text{constante}$.
- b) Determinar los desplazamientos horizontales y vertical de la viga curva mostrada en A.



- c) Determinar el desplazamiento horizontal en c y el vertical en B en la estructura mostrada.



- d) Determinar los desplazamientos horizontal y vertical de A y B en la estructura mostrada.



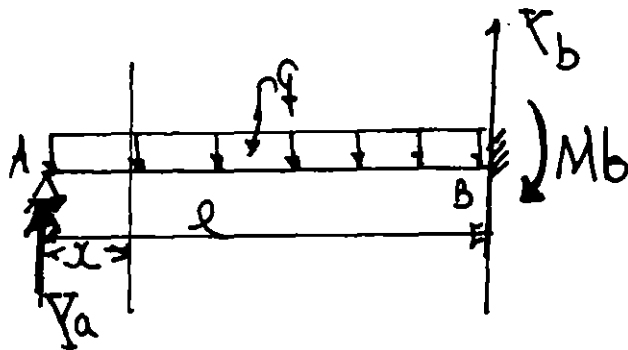
1.5 Teorema del trabajo minimo

Se han considerado aplicaciones del teorema de Castigliano a sistemas de fuerzas estaticamente determinados. Aplicandolo a sistemas estaticamente indeterminados se concluye que la derivada de la energia de deformacion con respecto a cualquier redundante debera ser cero si su accion es la de prevenir desplazamientos en su punto de aplicacion, de alli que las magnitudes de las acciones redundantes en sistemas hiperestaticos seran tal sistema en dicho punto sera maxima o minima, lo anterior es el metodo del trabajo minimo para calcular redundantes. En una estructura hiperestatico de grado "n" se tiene

$$(1.5.1) \quad \frac{\partial U}{\partial X_1} = 0, \quad \frac{\partial U}{\partial X_2} = 0 \dots \dots \frac{\partial U}{\partial X_n} = 0$$

1.5.1 Ejemplos

- a) Viga empotrada en un extremo con carga uniforme (grado $n=1$).



La energía de deformación del sistema es

$$U = \int \frac{M^2 dx}{2EI}$$

Del teorema del trabajo mínimo

$$\frac{\partial U}{\partial Y_a} = 0 = \frac{\partial}{\partial Y_a} \left[\int \frac{M^2 dx}{2EI} \right] = \frac{1}{EI} \int_0^l M \frac{\partial M}{\partial Y_a} dx \quad (b)$$

$$M = Y_a x - \frac{q x^2}{2} \quad (c)$$

$$\frac{\partial M}{\partial Y_a} = x \quad (d)$$

Sustituyendo (c) y (d) en (b) se obtiene

$$\int_0^l (Y_a x - \frac{q x^2}{2}) dx = \frac{l^3}{3} Y_a - \frac{q l^2}{8} = 0$$

de donde $Y_a = \frac{3}{8} q l$

En el sistema se tienen 3 reacciones Y_a, Y_b, Y_c y 3 ecuaciones dos de estática y una del teorema de Castigliano.

en el ejemplo anterior, se considera como redundante M_b se tiene

$$\frac{\partial U}{\partial M_b} = \frac{\partial}{\partial M_b} \left[\int_0^l \frac{M^2 dx}{2EI} \right] = \frac{1}{EI} \int_0^l M \frac{\partial M}{\partial M_b} dx = 0 \quad (f)$$

el momento flector es

$$M = \left(\frac{qL}{2} - \frac{M_b}{L} \right) x - \frac{qx^2}{2} \quad (g)$$

$$\frac{\partial M}{\partial M_b} = -\frac{x}{L} \quad (h)$$

sustituyendo (g) y (h) en (f) se obtiene

$$\int_0^l \left[\left(\frac{qL}{2} - \frac{M_b}{L} \right) x - \frac{qx^2}{2} \right] \frac{x}{L} dx = 0 \quad (i)$$

integrando (i) y despejando M_b se obtiene

$$\boxed{M_b = \frac{qL^2}{8}} \quad (j)$$

METODOS MATRIICIALES DE ANALISIS ESTRUCTURAL

2.1. Metodos de fuerzas y deformacion

En los metodos de analisis de sistemas estaticamente indeterminados, primero se seleccionaban las redundantes, y sus magnitudes se determinan mediante el teorema del trabajo minimo, considerando la energia de deformacion del sistema. Este procedimiento general es llamado el Metodo de fuerzas.

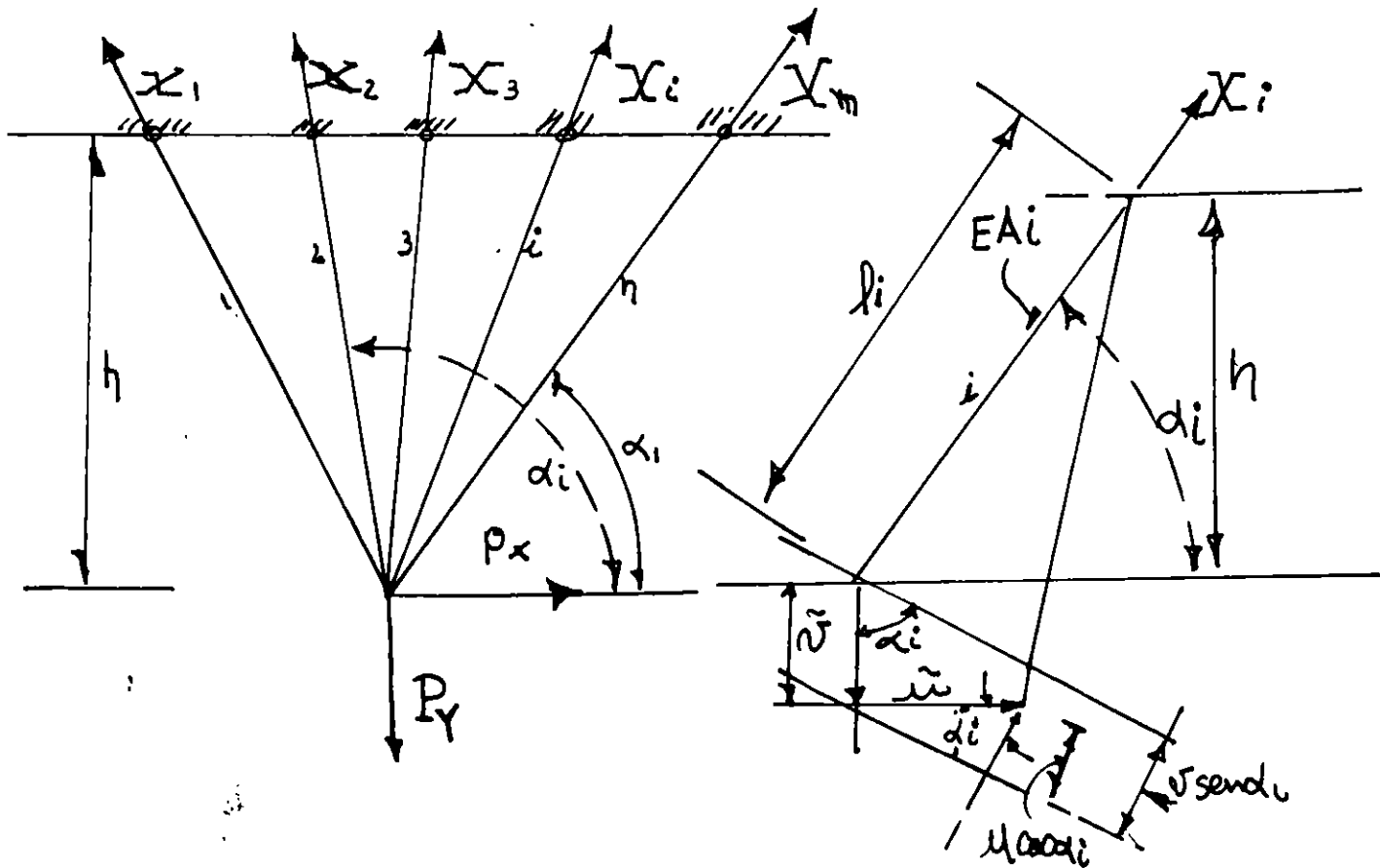


Fig. 2.1.
Para ilustrar en un mismo ejemplo

La distinción entre los dos métodos, consideremos la estructura estáticamente indeterminada coplanar mostrada en la figura 2.1 bajo la acción de dos fuerzas aplicadas con n barras, el número de redundantes será $n-2$. Entonces para determinar las redundantes X_1, X_2, \dots, X_{n-2} , se determina la energía de deformación del sistema en función de las fuerzas y usando el teorema del trabajo mínimo se obtienen las ecuaciones necesarias.

$$\frac{\partial U}{\partial X_1} = 0, \quad \frac{\partial U}{\partial X_2} = 0, \quad \dots \quad \frac{\partial U}{\partial X_{n-2}} = 0 \quad (a)$$

Lo anterior es el método de las fuerzas. Para resolver el mismo problema, Navier sugirió el método de desplazamientos. La deformación del sistema de la figura 2.1. estará completamente determinado si conocemos las componentes horizontales y vertical u y v respectivamente. Suponiendo que los desplazamientos son pequeños.

" Navier," **Resume des lecons**", 2ed., p.345,
Paris, 1833.

La deformación axial de cualquier barra i será

$$\Delta l_i = v \operatorname{sen} \alpha_i - u \operatorname{cos} \alpha_i \quad (b)$$

y de la ley de Hooke su fuerza axial correspondiente será

$$X_i = \frac{E A_i}{l_i} (v \operatorname{sen} \alpha_i - u \operatorname{cos} \alpha_i) \quad (c)$$

de la fig. 2.1.

$$l_i = h / \operatorname{sen} \alpha_i \quad (d)$$

sustituyendo (d) en (c) se obtiene

$$X_i = \frac{E A_i}{h} (v \operatorname{sen} \alpha_i - u \operatorname{cos} \alpha_i) \operatorname{sen} \alpha_i \quad (e)$$

De las condiciones de equilibrio se obtiene

$$\sum_{i=1}^n X_i \operatorname{cos} \alpha_i = P_x$$

$$\sum_{i=1}^n X_i \operatorname{sen} \alpha_i = P_y$$

sustituyendo (e) en (f) y (g) se obtiene

$$v \sum_{i=1}^n A_i \operatorname{sen}^2 \alpha_i \operatorname{cos} \alpha_i - u \sum_{i=1}^n A_i \operatorname{cos}^2 \alpha_i \operatorname{sen} \alpha_i = \frac{P_x h}{E} \quad (i)$$

$$v \sum_{i=1}^n A_i \operatorname{sen}^3 \alpha_i - u \sum_{i=1}^n A_i \operatorname{sen}^2 \alpha_i \operatorname{cos} \alpha_i = \frac{P_y h}{E} \quad (j)$$

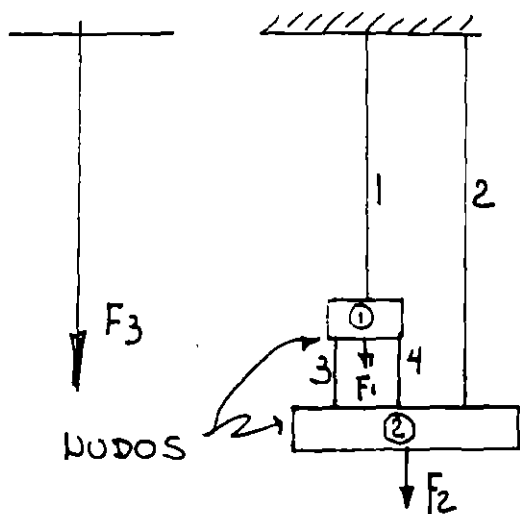
de (i) y (j) se determinan u y v las

de (i) y (j) se determinan u y v las cuales substituidas en (e) obtenemos la fuerza X_i en cualquier barra del sistema. Se observa en este caso que la consideración de las deformaciones directas del sistema resulta en una simplificación substancial, especialmente si el número de barras n es grande, puesto que solo tenemos que resolver dos ecuaciones con dos incógnitas que son las deformaciones u y v . En el caso del método de las fuerzas tendremos que resolver $n-2$ ecuaciones con $n-2$ incógnitas. Es conveniente observar que el método de las deformaciones involucre 3 etapas básicas que son:

Ecuación (b): Compatibilidad geométrica de deformaciones, u , v y Δl

Ecuación (e): Ley de Hooke

Ecuación (f) y (g): Equilibrio



barras

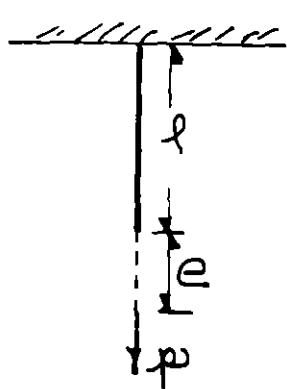
$n_b =$ numero de barras = 4

$n_N =$ numero de nodos = 2

$P =$ fuerzas axiales (P)

$e =$ alargamiento (S)

Rigidez de barra $k_i = \frac{P}{e} = \frac{\text{fuerza axial}}{\text{alargamiento}} \equiv \frac{E A_i}{l_i}$



Al continuidad

$$\{e\} = \begin{Bmatrix} e_1 \\ e_2 \\ e_3 \\ e_4 \end{Bmatrix} = \begin{cases} \text{Def ó alarg. de las} \\ \text{cuatro barras} \end{cases} \begin{cases} + \text{alarg} \\ - \text{acort} \end{cases}$$

$$\{d\} = \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \end{Bmatrix} = \begin{cases} \text{desplazamientos nodales} \end{cases} \begin{cases} + \downarrow \\ - \uparrow \end{cases}$$

de las figuras.

$$\begin{aligned} e_1 &= d_1 \\ e_2 &= d_2 \\ e_3 &= -d_1 + d_2 \\ e_4 &= -d_1 + d_2 \end{aligned}$$

\Rightarrow

$$\begin{Bmatrix} e_1 \\ e_2 \\ e_3 \\ e_4 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \\ -1 & 1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \end{Bmatrix}$$

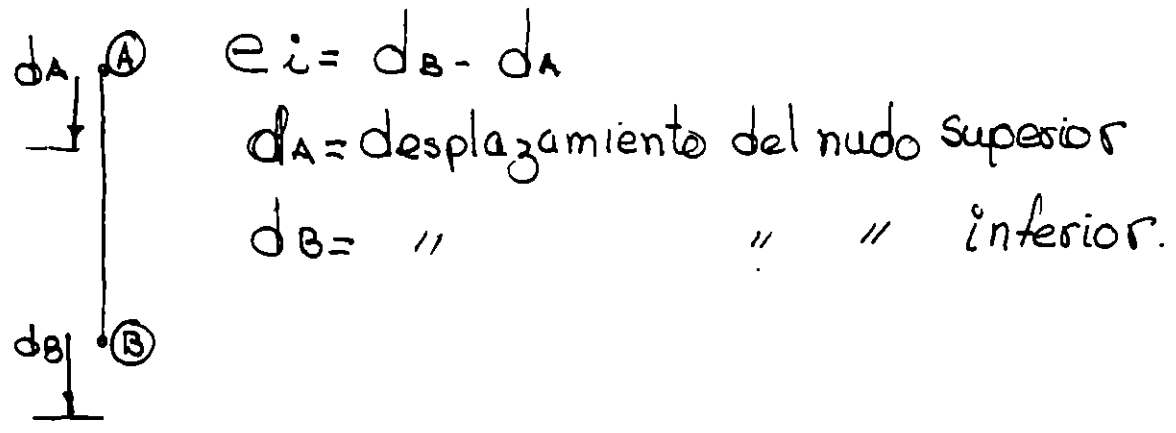
$$\{e\} = [a] \{d\}$$

$$\boxed{\{e\} = [a] \{d\}}$$

(1)

donde $[a] = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \\ -1 & 1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}$; matriz de continuidad.

Observar que para una barra i cualquiera



B) Ley de Hooke.

sea $\{p\} = \begin{Bmatrix} p_1 \\ p_2 \\ p_3 \\ p_4 \end{Bmatrix}$ fuerzas axiales en las barras
 + tensión, - Compresión

$p_1 = k_1 e_1$
 $p_2 = k_2 e_2$
 $p_3 = k_3 e_3$
 $p_4 = k_4 e_4$

$k_i = \frac{EA_i}{l_i}$ rigidez barra i .

$$\begin{Bmatrix} p_1 \\ p_2 \\ p_3 \\ p_4 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & k_4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} e_1 \\ e_2 \\ e_3 \\ e_4 \end{Bmatrix}; \text{ o } \{p\} = [k] \{e\} \quad (2)$$

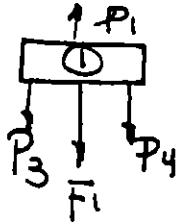
$\{p\} = [k] \cdot \{e\}$

$[k]$ matriz de rigidez de las barras.

c) Equilibrio: $\sum F_i = 0$ en cada nudo

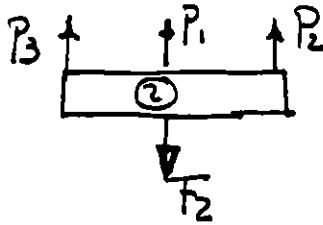
Sea: $\{F\} = \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix}$

Nudo 1



$$F_1 = P_1 + 0 - P_3 - P_4$$

Nudo 2



$$F_2 = 0 + P_2 + P_3 + P_4$$

$$\begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 & -1 \\ 0 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \end{Bmatrix} \quad \text{or} \quad \{F\} = [a]^T \{p\}$$

donde: $[a]^T = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 & -1 \\ 0 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$ matriz de equilibrio

observar: matriz de equilibrio es la transpuesta de la matriz de continuidad.

Solucion del problema anterior por el metodo de desplazamientos (rigideces).

Incognitas: $\{e\}$, $\{d\}$, $\{p\}$

Datos: $[a]$, $[a]^T$, $[k]$, $\{F\}$

Subst. (1) en (2)

$$\{p\} = [k][a]\{d\} \quad (4)$$

Subst. (4) en (3)

$$\{F\} = [a]^T [k] [a] \{d\} \quad (5)$$

$$\text{or} \quad \{F\} = [K] \{d\} \quad (5a)$$

La matriz $[a]^T [k] [a]$ es cuadrada
Ejemplo; Suponiendo

$$k_1 = k_2 = k_3 = k_4 = 1 \text{ TON/cm.}$$

$$F_1 = 10 \text{ TON}$$

$$F_2 = 5 \text{ TON}$$

$$[K] = [a]^T [k] [a]$$

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

Efectuando operaciones

$$[K] = \begin{bmatrix} 3 & -2 \\ -2 & 3 \end{bmatrix}$$

Observar que $[K]$ es simétrica
de (5a)

$$\{F\} = \begin{Bmatrix} 10 \\ 5 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 3 & -2 \\ -2 & 3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \end{Bmatrix}$$

despejando $\{d\} = \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 8 \text{ cm} \\ 7 \text{ cm} \end{Bmatrix}$ subten (1)

$$\begin{Bmatrix} e_1 \\ e_2 \\ e_3 \\ e_4 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \\ -1 & 1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 8 \\ 7 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 8 \\ 7 \\ -1 \\ -1 \end{Bmatrix} \text{ subten (2)}$$

$$\begin{Bmatrix} p_1 \\ p_2 \\ p_3 \\ p_4 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 8 \\ 7 \\ -1 \\ -1 \end{bmatrix} = \begin{Bmatrix} 8 \\ 7 \\ -1 \\ -1 \end{Bmatrix}$$

Comprobacion de equilibrio: de (3)

$$\begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 & -1 \\ 0 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 8 \\ 7 \\ -1 \\ -1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 10 \text{ ton} \\ 5 \text{ ton} \end{Bmatrix}$$

Metodo de las fuerzas (flexibilidad)

Usando los tres principios fundamentales en el orden inverso
Equilibrio, Ley de Hooke, Continuidad.

a) Equilibrio

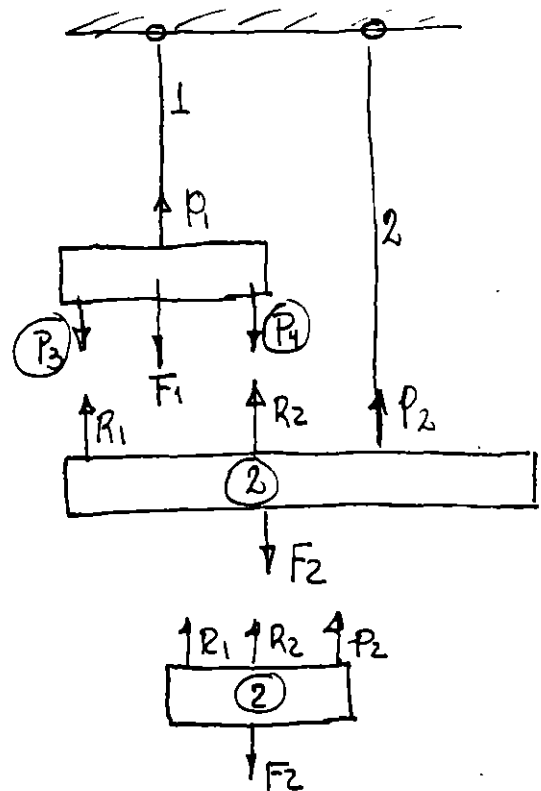
$$F_1 = P_1 - R_1 - R_2$$

$$F_2 = P_2 + R_1 + R_2$$

$$\begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 & -1 \\ 0 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ R_1 \\ R_2 \end{Bmatrix} \begin{matrix} [P_0] \\ [R] \end{matrix}$$

$$\{F\} = [a_0^T \ a_R^T] \begin{Bmatrix} P_0 \\ R \end{Bmatrix}$$

$$= a_0^T P_0 + a_R^T R$$



despejando a P_0

$$\{P_0\} = [a_0^T]^{-1} \{F\} - [a_0^T]^{-1} [a_R^T] [R]$$

en nuestro ejemplo

$$[a_0^T] = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \quad \therefore [a_0^T]^{-1} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}$$

$$\{P_0\} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} [F] - \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -1 & -1 \\ 1 & 1 \end{bmatrix} [R] = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} [F] - \begin{bmatrix} -1 & -1 \\ 1 & 1 \end{bmatrix} [R]$$

O bien

$$\begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ -1 & -1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \end{Bmatrix}$$

Ademas se tiene

$$P_3 = R_1$$

$$P_4 = R_2$$

Por lo tanto

$$\begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \end{Bmatrix} = \underbrace{\begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}}_{b_0} \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix} + \underbrace{\begin{bmatrix} 1 & 1 \\ -1 & -1 \\ 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}}_{b_R} \begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \end{Bmatrix} \quad \textcircled{a}$$

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= F_1 + R_1 + R_2 \\ P_2 &= F_2 - R_1 - R_2 \\ P_3 &= R_1 \\ P_4 &= R_2 \end{aligned} \right\}$$

(a) se puede escribir

$$\{P\} = [b_0] \{F\} + [b_R] \{R\} \quad \textcircled{b}$$

$$b_0 = \begin{bmatrix} (a_0^T)^{-1} \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$b_R = \begin{bmatrix} (-a_0^T)^{-1} a_1^T \\ I \end{bmatrix}$$

Ley de Hooke

$$\{p\} = [k] \{e\}$$

$$\{e\} = [k]^{-1} \{p\} \quad \textcircled{a} \quad [f] = [k]_{Flex}^{-1}$$

subst \textcircled{b} en \textcircled{c}

$$\{e\} = [f][b_0] \{F\} + [f][b_R] \{R\} \quad \textcircled{d}$$

CONTINUIDAD.- Considerando los desplazamientos relativos de llamados

$$u_1, u_2 \quad \{u\} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix}$$

$$d_1 = e_1$$

$$d_2 = e_2$$

$$u_1 = e_1 - e_2 + e_3$$

$$u_2 = e_1 - e_2 + e_4$$

$$\begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ -1 & -1 & 1 & 0 \\ 1 & -1 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} e_1 \\ e_2 \\ e_3 \\ e_4 \end{Bmatrix}$$

$$\text{pero} \quad \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \end{bmatrix} = [b_0]$$

$$\begin{bmatrix} 1 & -1 & 1 & 0 \\ 1 & -1 & 0 & 1 \end{bmatrix} = [b_R]^T$$

Por lo tanto

$$\{d\} = [b_o^T] \{e\} \quad (e)$$

$$\{u\} = [b_R^T] \{e\} \quad (f)$$

(Los valores de () deberan anularse)

subst (d) en (f)

$$\{u\} = [b_e^T] [f] [b_o] \{F\} + [b_e^T] [f] [b_R] \{R\}$$

como $\{u\} = 0$ se despeja $\{R\}$

$$\{R\} = -[b_e^T f b_e]^{-1} [b_R^T f b_o] \{F\}$$

(h) nos da los redundante $\{R\}$
subst (h) en (b) se obtiene $\{P\}$

$$\{P\} = b_o F - b_e (b^T f b_R)^{-1} (b_R^T f b_o) F$$

$$= \underbrace{[b_o - b_e (b_R^T f b_e)^{-1} b_R^T f b_o]}_{[b]} \{F\} \quad (i)$$

subst (i) c se obtiene $\{e\}$

$$(j) \{e\} = [f] [b] \{F\}$$

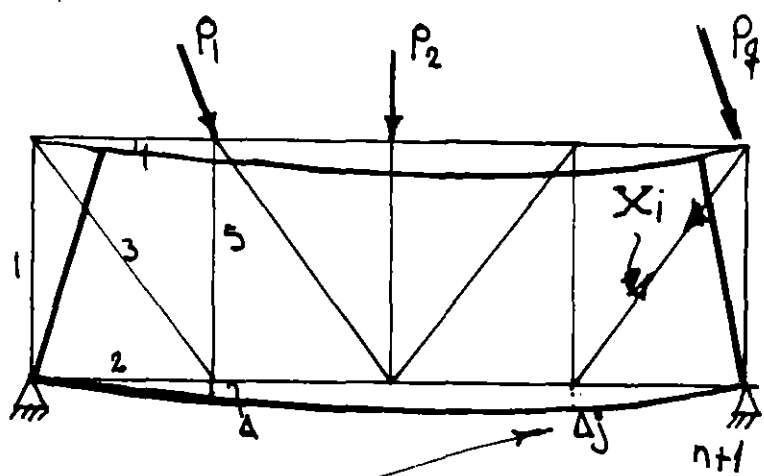
subst (j) en (e) se obtiene

$$\{d\} = [b_o^T] [f] [b] \{F\}$$

2.5 Aplicaciones de metodos matriciales a armaduras planas.

Para ilustrar el uso de metodos matriciales en el analisis de armaduras articuladas en los nudos, comensaremos considerando un problema de deflexiones. En la fig. 2.3.1. se tiene una armadura con miembros sujeta a sistema externo de cargas , y se requiere determinar la deflexion vertical del nudo j debida al sistema de cargas Si X_i representa las fuerzas axiales en la estructura real las fuerzas axiales en la estructura bajo la condicion de carga unitaria en j.

Estructura real o actual



Carga infinitesimal Q

Condición $Q=1$

$$\frac{\partial U}{\partial Q} = 1$$

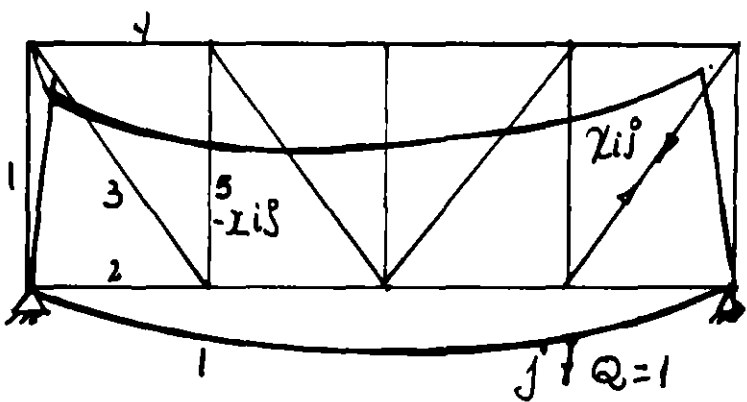


fig. 2.3.1

Del teorema de Castigliano y la energía de deformación por carga normal se tiene

$$U = \sum_{i=1}^m \frac{X_i^2 l_i}{2AE} \quad (a)$$

$$\frac{\partial U}{\partial Q} = \Delta_i = \sum_{i=1}^m \frac{X_i X_{ij} l_i}{EA_i} = \sum_{i=1}^m X_i X_{ij} P_i \quad (b)$$

donde $P_i = \frac{l_i}{EA_i}$ es el factor de flexibilidad de la barra i .

Si se desean calcular las n deflexiones verticales de nudos seleccionados debemos calcular los valores X_{ij} para una fuerza vertical unitaria aplicada en cada uno de los nudos. Supongamos que han sido calculados y que acomodamos los números de influencia en la forma de una matriz de orden $m \times n$ como sigue:

$$[X_{ij}] = \begin{bmatrix} X_{11} & X_{12} & \dots & X_{1n} \\ X_{21} & X_{22} & \dots & X_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ X_{m1} & X_{m2} & \dots & X_{mn} \end{bmatrix}$$

c) se denomina matriz de geometría de la armada acomodando los factores de flexibilidad en forma de una matriz diagonal de orden $m \times m$.

$$(d) \quad [P_i] = \begin{bmatrix} P_{11} & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & P_{22} & 0 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & P_m \end{bmatrix}$$

la cual es llamada matriz de flexibilidad de la armadura. Finalmente, suponiendo que las fuerzas axiales X_i producidas por el sistema de cargas han sido calculadas, y son arregladas en la forma de una matriz vector columna.

$$(e) \quad [X_i] = \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \\ \vdots \\ X_m \end{bmatrix}$$

la cual es llamada matriz de carga. Ahora de acuerdo con las reglas de multiplicación de matrices las m ecuaciones (b) pueden expresarse matricialmente.

$$\begin{bmatrix} \Delta_1 \\ \Delta_2 \\ \vdots \\ \Delta_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} X_{11} & X_{21} & \dots & X_{m1} \\ X_{12} & X_{22} & \dots & X_{m2} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ X_{1n} & X_{2n} & \dots & X_{mn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} P_{11} & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & P_{22} & 0 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & P_m \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ \vdots \\ X_m \end{bmatrix} \quad (f)$$

o sea con notación indicial

$$[\Delta_j] = [X_{ij}] [P_i] [X_i] \quad (g)$$

Como un ejemplo numerico, se considera la armadura mostrada en la fig. 2.3.2 la cual tiene $m=9$ miembros. Supongase que se requiere determinar la deflexion vertical de los nudos superiores a y b, bajo la accion de dos condiciones separadas de carga como se indica. La numeracion de los miembros se muestra en la figura, así como sus dimensiones. Cada barra tiene una seccion transversal $A_i=1\text{pul}^2$ y un modulo de elasticidad $E=30 \times 10^3$

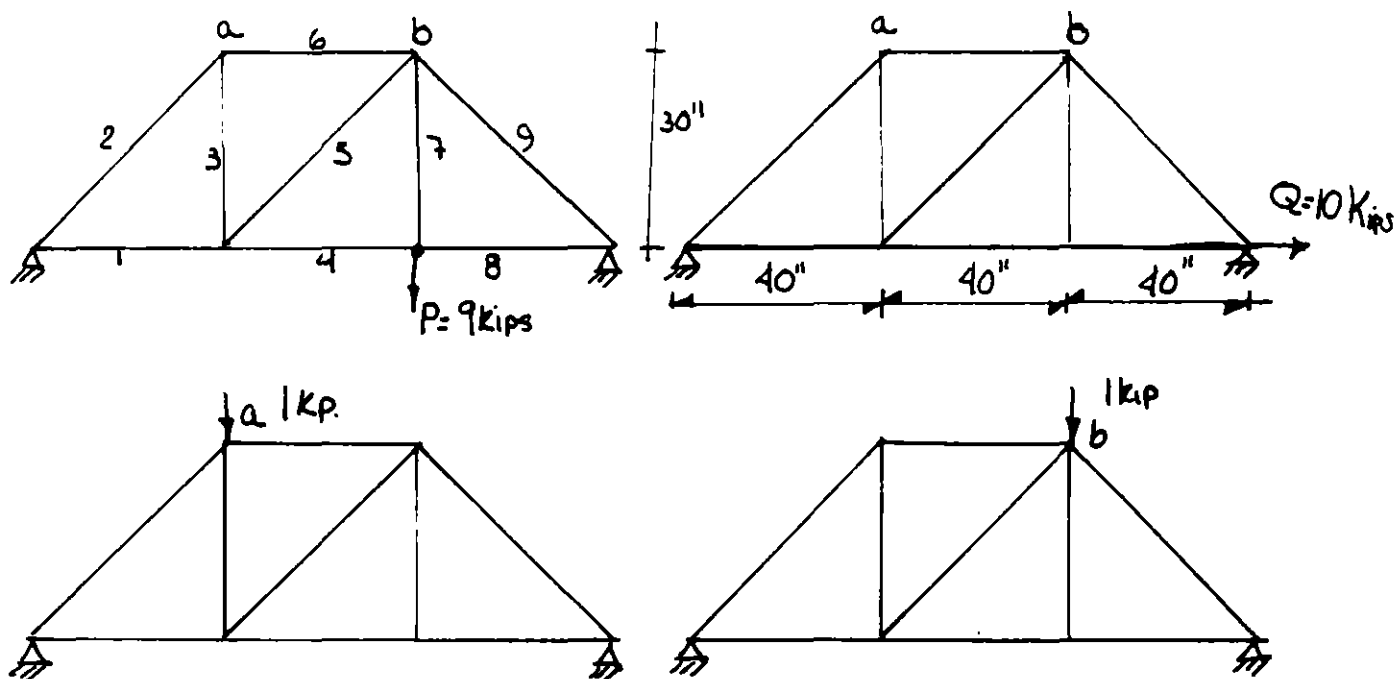


fig. 2.3.2

El procedimiento a seguir es el siguiente:

:
:

Sustituyendo (h), (i) y (j) en (g) se obtiene

$$[\Delta i] = [X_{ij}] [P_i] [X_u] \quad (9)$$

$$[\Delta i] = \frac{10}{9E} \begin{bmatrix} 8 & -10 & -3 & 4 & 5 & -8 & 0 & 4 & -5 \\ 4 & -5 & 3 & 8 & -5 & -4 & 0 & 8 & -10 \end{bmatrix} X$$

$$X = \begin{bmatrix} 4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 5 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 5 \end{bmatrix} \quad (k)$$

$$= \frac{10}{9E} \begin{bmatrix} 32 & -50 & -9 & 16 & 25 & -32 & 0 & 16 & -25 \\ 16 & -25 & 9 & 32 & -25 & -16 & 0 & 32 & -50 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 4 \\ -5 \\ 3 \\ 8 \\ 5 \\ 4 \\ 9 \\ 8 \\ -10 \\ 10 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (l)$$

$$= \frac{10}{9E} \begin{bmatrix} 860 & 640 \\ 147 & 800 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0318 & 0.0525 \\ 0.0237 & 0.0296 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \Delta a_p & \Delta b_p \\ \Delta a_g & \Delta b_g \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0318 & 0.0525 \\ 0.0237 & 0.0296 \end{bmatrix} \quad (m)$$



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

*CURSOS ABIERTOS
ANALISIS ESTRUCTURAL*

*METODOS ENERGETICOS Y METODO DE LAS
FLEXIBILIDADES PLANTEAMIENTO MATRICIAL*

DR. JOSE LUIS CAMBA CASTANEDA

**METODOS ENERGETICOS Y
METODO DE LAS FLEXIBILIDADES
Planteamiento Matricial**

1.- INTRODUCCION

2.- ENERGIA DE DEFORMACION.

Trabajo Real

Trabajo Virtual

Matriz de Flexibilidades no ensamblada

Matriz de Flexibilidades ensamblada

Teorema recíproco de Maxwell-Betti

3.- METODOS GENERALES DE ANALISIS

Método de las flexibilidades

Método de las Rigideces

4.- PROPIEDADES DE LAS MATRICES DE FLEXIBILIDADES Y RIGIDECES.

5.- SOLUCION MATRICIAL GENERALIZADA DEL METODO DE LAS FLEXIBILIDADES.

:

1.- INTRODUCCION.

El análisis estructural tiene como objetivo calcular el estado de esfuerzos y deformaciones en cualquier punto de una estructura.

Para el análisis de una estructuras se tendrán como datos la geometría y las cargas que actúan sobre ella y se calcularán las fuerzas internas y los desplazamientos.

En todo proceso de análisis estructural, deben considerarse los tres conceptos fundamentales:

1.1) Concepto de equilibrio

Toda estructura sometida a un sistema de fuerzas externas, deberá estar en equilibrio con las fuerzas internas en todos y cada uno de los miembros de dicha estructura, siendo las expresiones vectoriales que cumplan esa condición:

$$\sum_{i=1}^n \left\{ F_i \right\} = \left\{ 0 \right\} \quad (1.1)$$

$$\sum_{i=1}^n \left\{ F_i \right\} r_i + \sum_{i=1}^n \left\{ M_i \right\} = \left\{ 0 \right\} \quad (1.2)$$

en las cuales:

M_i y F_i son los vectores que indican los pares y fuerzas

actuando en la estructura y r_j los vectores de posición de las fuerzas con respecto a cada uno de los ejes coordenados.

Estas ecuaciones de equilibrio se pueden expresar escalares como sigue:

en un plano		en el espacio:
$\sum F_i x = 0$		$\sum F_i x = 0$
$\sum F_i y = 0$		$\sum F_i y = 0$
$\sum M_i = 0$		$\sum F_i z = 0$
		$\sum M_i x = 0$
		$\sum M_i y = 0$
		$\sum M_i z = 0$

1.2.- Concepto continuidad (o compatibilidad)

Al aplicar las fuerzas externas, la estructura se deforma pero conserva las características de continuidad iniciales, siendo los desplazamientos finales compatibles con las condiciones de deformación de los apoyos.

El concepto de continuidad o compatibilidad establece que los desplazamientos son funciones continuas y derivables, por lo tanto una vez conocidos los desplazamientos se pueden conocer las deformaciones. Expresado en ecuaciones, se tendría:

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{dU}{dx} & \delta u_x &= \frac{\partial U}{\partial u} + \frac{\partial W}{\partial x} \\ \epsilon_y &= \frac{\partial u}{\partial y} & \delta u_y &= \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial W}{\partial x} \\ \epsilon_z &= \frac{\partial v}{\partial z} & \delta u_z &= \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial y} \end{aligned}$$

u, v y w los 3 componentes de desplazamiento.

En forma matricial:

$$\begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \epsilon_z \\ \delta u_y \\ \delta u_z \\ \delta v_z \end{Bmatrix} = [E] \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{yz} \end{Bmatrix} \quad (1.3)$$

$\{\epsilon\} = [E] \{\sigma\}$; $[E]$ = matriz cuadrada simétrica que representa la flexibilidad del elemento.

1.3.- Relaciones fuerza desplazamiento.

En el análisis estructural es indispensable para cualquier estructura de geometría dada, conocer las relaciones entre las fuerzas y los desplazamientos.

Si llamamos $\{F\}$ al vector de fuerzas y $\{D\}$ el vector desplazamientos, sus componentes serán de acuerdo con la Fig. 1.1

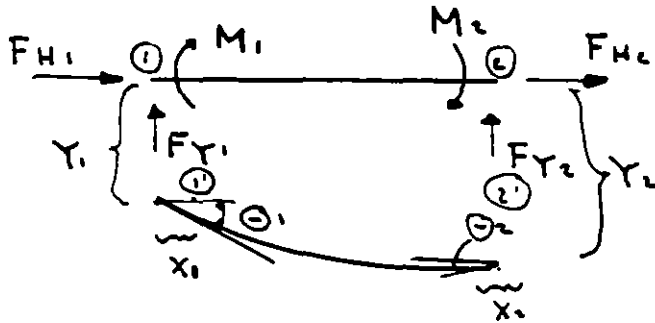


FIG. 1.1

$$\{F\} = \begin{Bmatrix} F_{Y_1} \\ F_{H_1} \\ M_1 \\ F_{Y_2} \\ F_{H_2} \\ M_2 \end{Bmatrix} ; \{D\} = \begin{Bmatrix} Y_1 \\ X_1 \\ \Theta_1 \\ Y_2 \\ X_2 \\ \Theta_2 \end{Bmatrix}$$

y la relación entre ellos será: $\{F\} = [K] \{D\}$ (1.4)

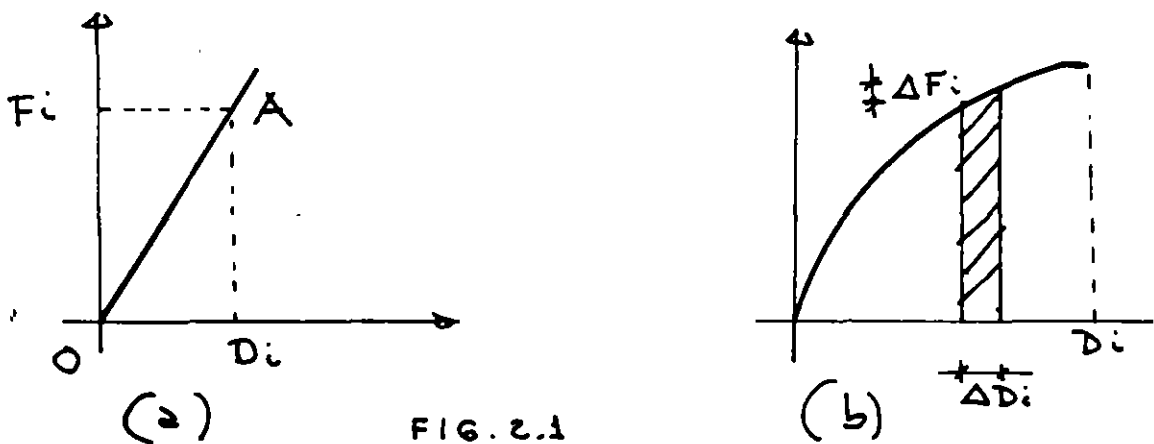
La matriz $[K]$ se determina a partir de la geometría de la estructura y de las características mecánicas del material.

Si la variación entre ellas es lineal, la matriz $[K]$ es una constante, y las estructuras que cumplen esta condición se les llama lineales (Ley de Hooke) y es aplicable el principio de superposición de efectos.

2.- ENERGIA DE DEFORMACION.

Si una fuerza F_i se aplica gradualmente a una estructura produce un desplazamiento D_i en la dirección en que se aplica la fuerza, ésta efectúa un trabajo, que se manifiesta por un incremento de la energía cinética de la masa, si ésta adquiere una aceleración o bien, en energía potencial si modifica su posición respecto al campo gravitacional.

Un sistema de fuerzas externo provoca un estado de deformación en una estructura, realizando un trabajo cada una de las fuerzas aplicadas que se permanece en la estructura bajo la forma de energía de deformación o energía interna. Si el sistema es perfectamente elástico el fenómeno es reversible (fig. 2.1a) y cuando se trata de un material elástico no lineal, corresponde a la (fig. 2.1b).



El trabajo hecho por un incremento de carga será: $W = F_i \Delta D_i$

El trabajo total efectuado será:

$$W = \int_0^{D_i} F d\Delta \quad (2.1)$$

Cuando se trata de un material elástico lineal, el trabajo hecho por la fuerza F_i es:

$$W = \frac{1}{2} F_i D_i.$$

Cuando un sistema de fuerzas se aplica gradualmente a la estructura y provocando desplazamientos en la dirección de las fuerzas aplicadas, el trabajo total externo o la energía de deformación será: $W = U = \frac{1}{2} (F_1 D_1 + F_2 D_2 + \dots + F_n D_n) = \frac{1}{2} \sum F_i D_i$ (2.2)

La ecuación anterior puede escribirse como:

$$[W] = \frac{1}{2} \left\{ F \right\}^T \left\{ D \right\} \quad (2.3)$$

en la cual $\left\{ F \right\}^T$ es el transpuesto del vector $\left\{ F \right\}$ que representa las fuerzas..

El área que se encuentra en la parte superior de la curva OA se le llama energía complementaria de deformación.

La expresión de igualdad del trabajo externo W y la energía de deformación o energía interna U , puede utilizarse para calcular deflexiones.

$$U = \frac{1}{2} \int \sigma_m \epsilon_m dV \quad (\text{Ref. 1}) \quad (2.4)$$

$$\text{Axial : } U_a = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \frac{P^2 L}{A E} \quad (2.5)$$

$$\text{Flexión : } U_f = \frac{1}{2} \int \frac{M^2}{E I} dx \quad (2.6)$$

$$\text{Cortante : } U_c = \frac{1}{2} \int \frac{V^2}{A G} dx \quad (2.7)$$

$$\text{Torción : } U_t = \frac{1}{2} \int \frac{T^2}{G J} dx \quad (2.8)$$

$$\sum = U_a + U_f + U_c + U_t \quad (2.9)$$

2.1.- Teorema de los Trabajos virtuales.

El nombre de virtual, se deriva del hecho de que un sistema ficticio (virtual) de fuerzas en equilibrio o un pequeño desplazamiento virtual se aplica a una estructura, relacionándolo con fuerzas o desplazamientos reales.

El método de los desplazamientos virtuales consiste en aplicar desplazamientos ficticios (virtuales) de cuerpo rígido en una estructura y calcular las reacciones reales, mediante el método energético.

Una variante sería la de calcular desplazamientos reales a través de fuerzas virtuales, como se indica a continuación.

Si en una estructura real, en equilibrio y deformada bajo un sistema de fuerzas reales aplicadas y llamando ϵ la deformación actual en cualquier punto y sus correspondientes desplazamientos en los puntos D_1, D_2, \dots, D_n , se introduce un sistema de fuerzas virtuales F_1, F_2, \dots, F_n en las coordenadas $1, 2, \dots, n$, provocando esfuerzos σ en esos puntos.

El principio del trabajo virtual establece que el producto de los desplazamientos reales y las fuerzas virtuales correspondientes es igual al producto de los desplazamientos internos y las fuerzas internas virtuales correspondientes, por lo tanto:

$$F_i D_i = \int_V \{ \sigma \}^T \{ \epsilon \} dV \quad (2.10)$$

en la cual:

σ = esfuerzos debidos a fuerzas virtuales F

ϵ = deformaciones reales compatibles con desplazamientos reales $\{ D \}$

Cuando se trata de una sola fuerza virtual aplicada para calcular el desplazamiento D_j en la coordenada j , la ecuación anterior se escribe :

$$1 \times D_j = \int \{ \sigma_{uj} \}^T \{ \epsilon \} dV \quad (2.11)$$

$$D_j = \int \{ \sigma_{uj} \}^T \{ \epsilon \} dV \quad (2.12)$$

siendo $\{ \sigma_{uj} \}$ los esfuerzos virtuales correspondientes a la fuerza virtual unitaria en j y $\{ \epsilon \}$ la deformación real debida a la carga real.

Las expresiones del trabajo virtual en axial, flexión, cortante y torsión se indican a continuación.

Tipo de deformación	Componente de la fuerza virtual	Componente del desplaz. real	Trabajo virtual interno
---------------------	---------------------------------	------------------------------	-------------------------

Axial	p	$dL = \frac{P}{AE} dx$	$\int p \frac{P}{AE} dx \quad (2.13)$
-------	-----	------------------------	---------------------------------------

Flexión	m	$d\theta = \frac{M}{EI} dx$	$\int m \frac{M}{EI} dx \quad (2.14)$
---------	-----	-----------------------------	---------------------------------------

Cortante	v	$dy = c \frac{V}{AG} dx$	$\int cv \frac{V}{AG} dx \quad (2.15)$
----------	-----	--------------------------	--

Torsión	t	$d\beta = \frac{T}{GJ} dx$	$\int t \frac{T}{GJ} dx \quad (2.16)$
---------	-----	----------------------------	---------------------------------------

De la tabla anterior, para valuar la integral de flexión $\int m \frac{M}{EI} dx$, para elementos de sección transversal constante se utiliza para los casos mas comunes de cargas, la multiplicación directa de diagramas de momentos flexionantes.

Cálculo de deflexiones por el método de los trabajos virtuales.

1) Armaduras

En armaduras, la expresión para el cálculo de deflexiones es:

$$D_j = \sum_{i=1}^m \int p \frac{P_i}{AE} dx \quad (2.17)$$

Un resultado igual se logrará si multiplicamos matrices tales que:

$$D_j = \left\{ p \right\}_{m \times 1}^T \left[f_M \right]_{m \times m} \left\{ P \right\}_{m \times 1} \quad (2.18)$$

en la cual:

$\left\{ P \right\}^T$ es la transpuesta de la matriz $\left\{ P \right\}$, siendo esta última las fuerzas en los elementos debidas a una carga virtual unitaria actuando en la coordenada correspondiente.

$\left\{ P \right\}$ son las fuerzas en los elementos debidas a las cargas reales

$$Y \quad [f_M] = \begin{bmatrix} \frac{L_1}{AE} & & 0 \\ & \frac{L_2}{AE} & \\ 0 & & \dots & \\ & & & \frac{L_m}{AE} \end{bmatrix}$$

siendo los elementos de la diagonal principal la flexibilidad por deformación axial de los elementos aislados. A esta matriz se le conoce como la matriz de flexibilidades de la estructura no ensamblada. (Ref. 2)

Cuando se desea calcular las deflexiones en diferentes puntos de la estructura, la carga virtual deberá aplicarse por separado en cada una de las coordenadas deseadas y que corresponde al conjunto de fuerzas determinadas, la ecuación tendrá la forma:

$$[D]_{n \times p} = [P]_{m \times n}^T [f_M]_{m \times m} [P]_{m \times p} \quad (2.20)$$

p = fuerza en un elemento debido a una carga virtual actuando en la coordenadas. Los elementos de la matriz $[p]$ son las fuerzas debidas a cargas unitarias aplicadas en la coordenada correspondiente

$$f_M = \text{La flexibilidad del elemento} = \frac{L}{AE}$$

P = fuerza en un elemento debido a la carga real. Cada columna de la matriz $[P]$ son las fuerzas correspondientes a un caso de carga.

m = número de elementos

n = número de coordenadas en las cuales se desea conocer el desplazamiento.

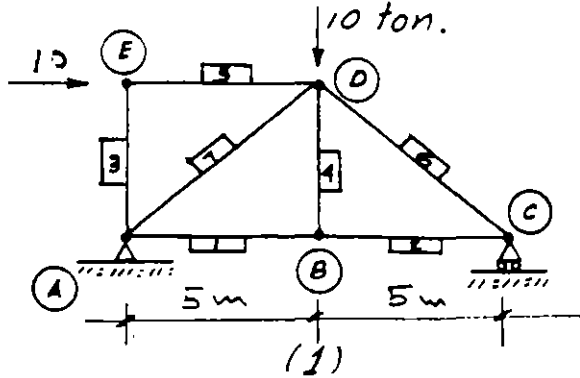
p = número de casos de carga.

El ejemplo No. 1 muestra la aplicación del cálculo de deformaciones en armaduras por trabajos virtuales.

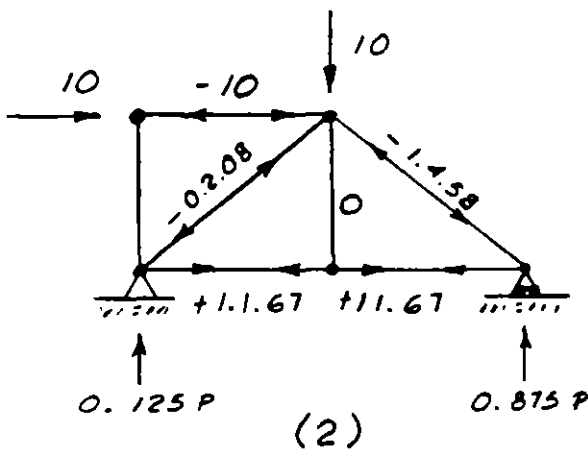
2.22.- Cálculo de deflexiones por trabajos virtuales en vigas y marcos.

En una estructura formada por varios miembros y sujeta a una carga cualesquiera en un miembro, de tal forma que los momentos extremos internos sean M_1, M_2 . Si se quieren calcular los desplazamientos en un extremo, se aplicaran momentos virtuales unita

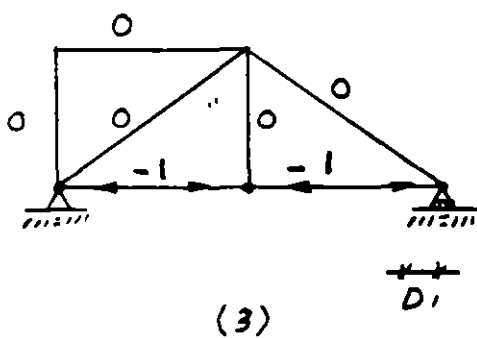
Ejemplo No. 1. Calcular el desplazamiento horizontal en el punto C y el movimiento relativo entre los nudos B y E de la armadura siguiente:



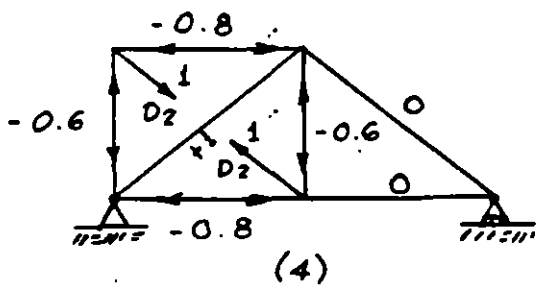
barras 1, 2, 3, 4 y 5 = AE
barras 6 y 7 = 1.25 AE



$$[P]_{7 \times 1} = \begin{Bmatrix} 11.67 \\ 11.67 \\ 0 \\ 0 \\ -10 \\ -14.58 \\ -2.08 \end{Bmatrix}$$



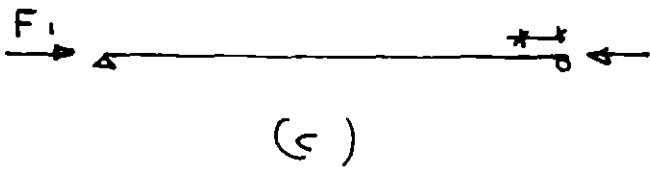
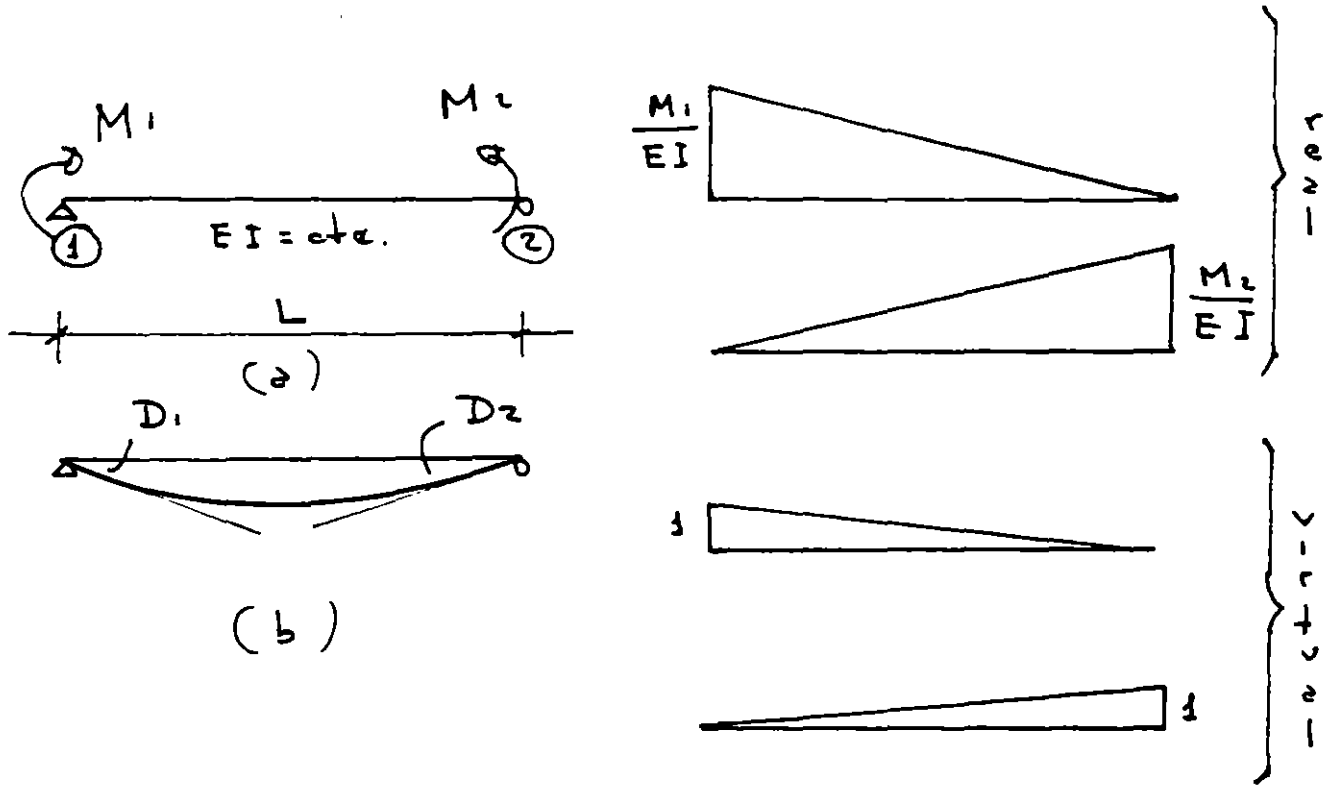
$$[P]_{7 \times 2} = \begin{bmatrix} -1 & -0.8 \\ -1 & 0 \\ 0 & -0.6 \\ 0 & -0.6 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}$$



$$[f_M]_{7 \times 7} = \frac{1}{AE} \begin{bmatrix} 5 & & & & & & \\ & 5 & & & & & \\ & & 3.75 & & & & \\ & & & 3.75 & & & \\ & & & & 5 & & \\ & & & & & 5 & \\ & & & & & & 5 \end{bmatrix}$$

$$[D]_{2 \times 1} = [P]_{7 \times 2}' [f_M] [P]_{7 \times 1} = \frac{1}{AE} \begin{Bmatrix} -116.5 \\ -17 \end{Bmatrix}$$

rios en los extremos para calcular los giros debidos a flexión.



Por trabajos virtuales la contribución de desplazamientos por flexión en j será:

$$D_j = \int m \frac{M}{EI} dx = \frac{L}{6EI} (2M_1 m_1 + M_1 m_2 + M_2 m_1 + 2 M_2 m_2)$$

NOTA.- SI SE CONSIDERA EFECTOS DE AXIAL:

y expresándolo matricialmente:

$$[f_M] = \begin{bmatrix} \frac{1}{3EI} & \frac{1}{6EI} & 0 \\ \frac{1}{6EI} & \frac{1}{3EI} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{EA} \end{bmatrix} L$$

en la cual:

$$\Delta D_j = \{m_u\}^T [f_M] \{M\}, \text{ en la cual: } \quad 2.21$$

$$\{m_u\} \{j\} = \begin{Bmatrix} m_1 \\ m_2 \end{Bmatrix}$$

$$\{M\} = \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \end{Bmatrix}$$

$$[f_M] = \frac{1}{6EI} \begin{bmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{bmatrix} \quad 2.21$$

Los elementos de $[f_M]$ son los giros izquierda y derecha debidos a momentos unitarios en un extremo de la viga. En forma semejante a la mencionada en armaduras, $[f_M]$ es la matriz de flexibilidad en flexión del elemento.

El desplazamiento en J sera la sumatoria de todos los elementos:

$$D_j = \sum_{i=1}^m \left\{ \mu \right\}_{2 \times 1}^T \left[f_M \right]_{2 \times 2m} \left\{ M \right\}_{2 \times 1} \quad (2.22)$$

en al cual:

$$\left\{ \mu \right\}_j = \begin{Bmatrix} m_{1j} \\ m_{2j} \\ \vdots \\ m_{nj} \end{Bmatrix}; \quad M = \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ \vdots \\ M_n \end{Bmatrix}; \quad [f_M] = \begin{bmatrix} [f_{M_1}] & & \\ & [f_{M_2}] & \\ & & \ddots \\ & & & [f_{M_n}] \end{bmatrix} \quad 2.23$$

A la matriz $[f_M]$ que contiene las matrices de flexibilidades separadas de todos los miembros se le llama matriz de flexibilidades no ensamblada.

Quando se requiere conocer los desplazamientos de n coordenadas, la carga virtual unitaria debe aplicarse en cada una de las coordenadas separadamente para determinar los momentos en los extremos, arreglándolos en tal forma que

$$[m]_{2 \times n} = \begin{bmatrix} - \left\{ m \right\}_{11} & \left\{ m \right\}_{12} & \left\{ m \right\}_{1n} \\ \left\{ m \right\}_{21} & \left\{ m \right\}_{22} & \left\{ m \right\}_{2n} \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ \left\{ m \right\}_{m1} & \left\{ m \right\}_{m2} & \left\{ m \right\}_{mn} \end{bmatrix} \text{ en la cual los}$$

elementos de cada submatriz son los momentos extremos en el elementos.

El primer subíndice indica el momento y el segundo la coordenada en la cual se aplica el momento unitario.

Cuando se trata de varios casos de carga, los desplazamientos se calcularán:

$$[D]_{n \times p} = [mu]_{2m \times n}^T [f_M]_{2m \times 2m} [M]_{2m \times p} \quad (2.2)$$

Matriz de flexibilidades ensamblada de la estructura.

Esta matriz puede determinarse a partir de las flexibilidades de cada uno de los elementos usando la ecuación 2.24. Los elementos de la matriz de flexibilidades puesto que son los desplazamientos en las coordenadas correspondientes debidos a una fuerza (o momento) unitaria actuando separadamente en cada una de esas coordenadas, la carga real y la carga virtual son las mismas, por lo que la ecuación 2.24 quedará:

$$[f] = \sum_{s=1}^4 [mu]_s^T [f_M]_s [mu]_s \quad (2.25)$$

en la cual $[f]$ es la matriz de flexibilidades ensamblada de la estructura y el subíndice s se refiere a las cuatro causas que pueden provocar deformación: flexión, axial, cortante y torsión.

Cuando solo se considera flexión la ec. 2.25, quedaría:

$$[f]_{n \times n} = [mu]_{2m \times n}^T [f_M]_{2m \times 2m} [mu]_{2m \times n} \quad 2.26$$

en la cual:
m = número de elementos
n = de coordenadas

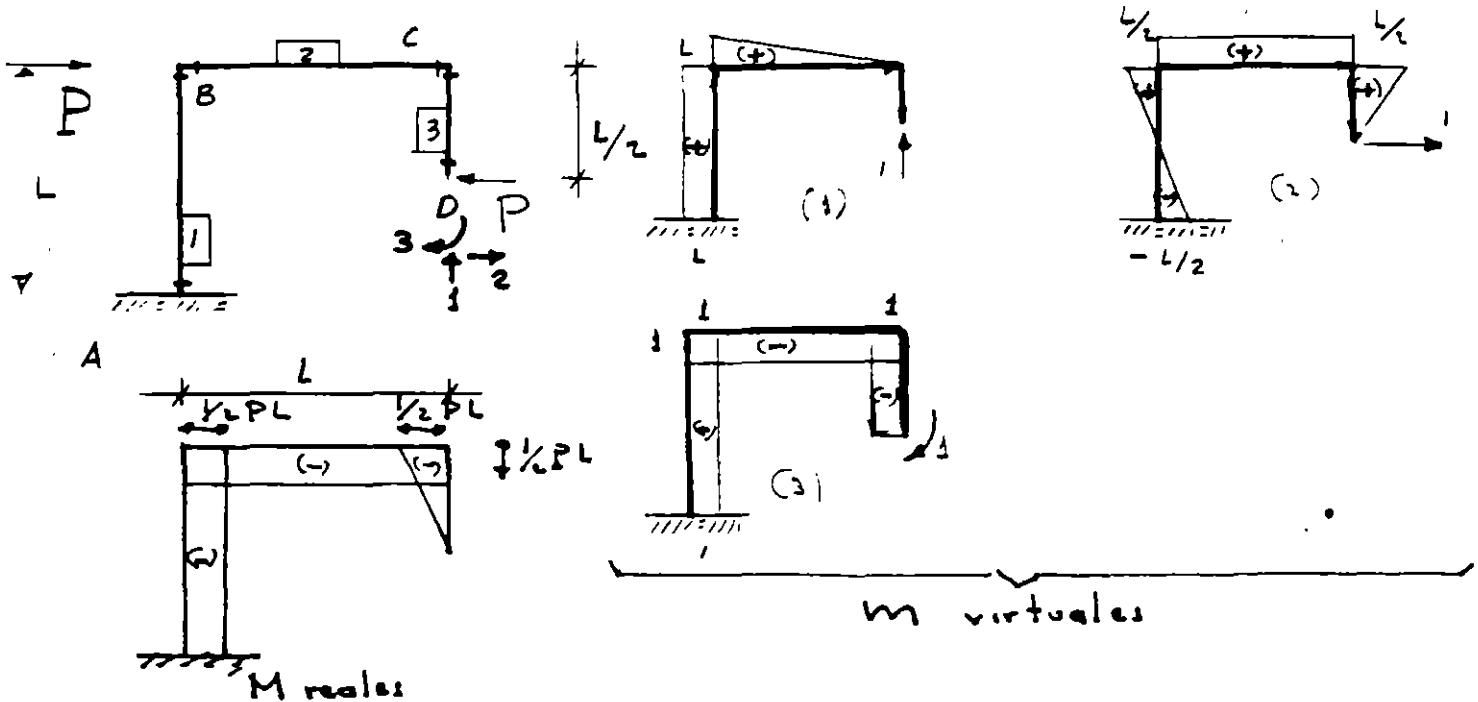
El ejemplo 2 muestra la aplicación de los conceptos anteriores.

Ejemplo No. 2 En el marco indicado se pide :

- A) Calcular los desplazamientos en D, debidos a flexión
- B) Calcular la matriz de flexibilidad.

(A)

$EI = \text{cte.}$



$$[m_u]_{6 \times 3} = \begin{bmatrix} L & -L/2 & -1 \\ -L & -L/2 & 1 \\ L & L/2 & -1 \\ 0 & -L/2 & 1 \\ 0 & L/2 & -1 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad [M]_{6 \times 1} = PL \begin{Bmatrix} -0.5 \\ -0.5 \\ -0.5 \\ -0.5 \\ -0.5 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

$$[f_M]_{6 \times 6} = \frac{L}{6EI} \begin{bmatrix} 2 & 1 & 0 & 0 \\ 1 & 2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0.5 \\ 0 & 0 & 0 & 0.5 & 1 \end{bmatrix}$$

$$\{D\}_{3 \times 1} = [m_u]_{6 \times 3}^T [f_M]_{6 \times 6} [M]_{6 \times 1} = \frac{PL^3}{EI} \begin{Bmatrix} -0.75 \\ -0.29 \\ +1.12/L \end{Bmatrix}$$

B) Calculo de la matriz de flexibilidad

$$[F]_{3 \times 3} = [mU]_{6 \times 3}^T [fm]_{6 \times 6} [mU]_{6 \times 3}$$

$$[F] = \begin{bmatrix} L & -L/2 & -1 \\ L & L/2 & -1 \\ L & \frac{L}{2} & -1 \\ 0 & -L/2 & -1 \\ 0 & -L/2 & -1 \\ 0 & 0 & -1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 2 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 2 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} L & -L/2 & -1 \\ -L & -L/2 & 1 \\ L & L/2 & -1 \\ 0 & -L/2 & 1 \\ 0 & +L/2 & -1 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

$$= \frac{1}{6EI} \begin{bmatrix} 8L^2 & 1.5L^2 & -9L \\ 1.5L^2 & 2.25L^2 & -3.75L \\ -9L & -3.75L & 15 \end{bmatrix}$$

2.3 Teorema recíproco de Maxwell-Betti.

Si un sistema de fuerzas F_1, F_2, \dots, F_n se aplica a una estructura en las coordenadas 1, 2, ..., n provocan desplazamientos D_1F, D_2F, \dots, D_nF . Manteniendo el sistema de fuerzas F_1, F_2, \dots, F_n , se aplica otro sistema de fuerzas Q_1, Q_2, \dots, Q_n , provocarán desplazamientos D_1Q, D_2Q, \dots, D_nQ y además desplazamientos D_1F, D_2F, \dots, D_nF en los puntos donde actúa el sistema F_1, F_2, \dots, F_n .

El trabajo externo total será:

$$W_{F+Q} = \frac{1}{2} \sum F_i D_i F + \frac{1}{2} \sum F_i D_i Q + \frac{1}{2} \sum Q_i D_i Q \quad 2.27$$

invertiendo: $W_{Q+F} = \frac{1}{2} \sum Q_i D_i Q + \frac{1}{2} \sum Q_i D_i F + \frac{1}{2} \sum F_i D_i F \quad 2.28$

como $W_{F+Q} = W_{Q+F} : \frac{1}{2} \sum F_i D_i Q = \frac{1}{2} \sum Q_i D_i F \quad 2.29$

Esta ecuación es el teorema recíproco de Betti cuyo enunciado sería que el trabajo externo hecho por un sistema de fuerzas F_i a través de desplazamientos debidos al sistema Q_i es igual al trabajo externo hecho por el sistema de fuerzas Q_i a través de desplazamientos provocados por el sistema F_i .

El teorema de Maxwell, consiste en aplicar el principio anterior a las deflexiones y haciendo que $F_i = 1$ en la coordenada i en el sistema de fuerzas F y $Q_j = 1$ en la coordenada j :

$$D_{iQ} = D_{jF}$$

que se puede escribir como $f_{ij} = f_{ji} \quad 2.30$

Estos desplazamientos se les llama coeficientes de flexibilidad como se vió en los ejemplos 1 y 2 y para una estructura de n coordenadas, estos coeficientes se arreglarán para formar una matriz de flexibilidades. Esta matriz deberá ser simétrica debido al

teorema recíproco de Maxwell - Betti.

3.- METODOS GENERALES DE ANALISIS.

Existen básicamente dos métodos generales, para la resolución de estructuras hiperestáticas principalmente y que son el método de las flexibilidades (o de las fuerzas) y el método de las rigideces (o de los desplazamientos) que se describen en los párrafos siguientes.

Mas adelante se analizan con detalle cada uno de estos métodos.

3.1.- Método de las flexibilidades.

En el inciso 2.2 al hablar de cálculo de deflexiones, se introdujo el concepto de matriz de flexibilidades de una estructura.

A continuación se definirá el método de las flexibilidades.

En este método las incógnitas son las fuerzas redundantes que se calculan superponiendo desplazamientos de estructuras isostáticas y planteando las ecuaciones para resolver las incógnitas con base en la compatibilidad de deformaciones de la estructura.

Las ecuaciones de compatibilidad son del tipo:

$$\{D\} + [f] \{F\} = \{0\}; \quad 3.1$$

en la cual :

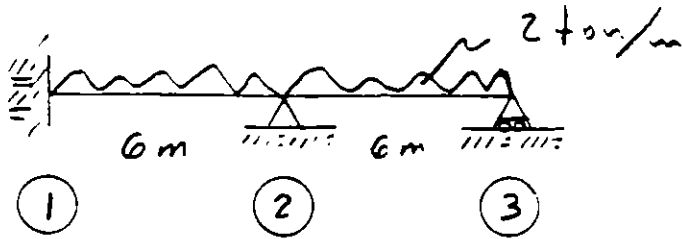
D = vector columna de los desplazamientos debidos a cargas externas.

F = vector de las fuerzas redundantes

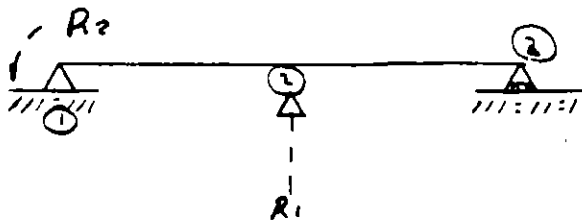
f = matriz de flexibilidades. Sus elementos representan desplazamientos debidos a fuerzas unitarias.

Ejemplo No. 3 Calcular las reacciones resolviendo por el metodo de las flexibilidades.

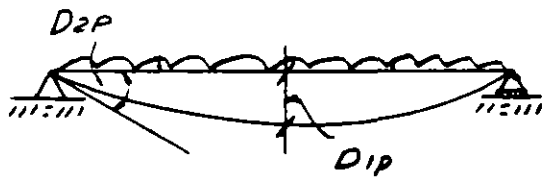
$EI = cte.$



a) Estructura primario

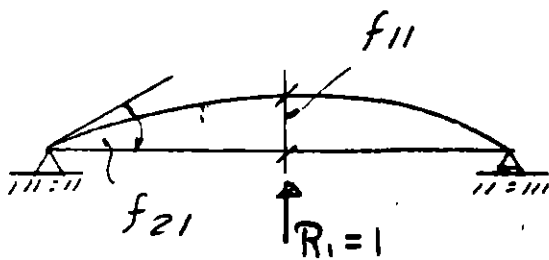


b) Desplazamientos debidos a las cargas



$$D = \begin{Bmatrix} -\frac{540}{EI} \\ -\frac{144}{EI} \end{Bmatrix}$$

c) Desplazamientos debidos a $R_1 = 1$

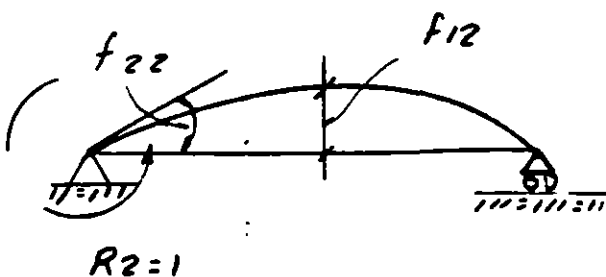


$$[F] = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} \\ f_{21} & f_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{36}{EI} & \frac{9}{EI} \\ \frac{9}{EI} & \frac{4}{EI} \end{bmatrix}$$

Ecuaciones de compatibilidad de deformaciones:

$$\{D\} + [F] \begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \end{Bmatrix} = \{0\}$$

d) Desplazamiento debidos a $R_2 = 1$



$$\begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \end{Bmatrix} = [F]^{-1} \{-D\}$$

$$\begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 13.71 \\ 5.14 \end{Bmatrix} \text{ ton}$$

La secuela de cálculo seá entonces:

- 1) Determinar el grado de hiperestaticidad
- 2) Plantear la estructura primaria isostática
- 3) Determinar los desplazamientos debidos a las cargas en los puntos liberados.
- 4) Determinar los desplazamientos debidos a cada una de las redundancias supuestas con valores unitarios, que son los coeficientes de flexibilidad
- 5) Sumar los desplazamientos debidos a las cargas y a cada redundante con base en condiciones de compatibilidad de deformaciones.

A continuación se indica el ejemplo 3 de aplicación.

3.2.- Método de las rigideces.

En este método, las incógnitas son los desplazamientos nodales y los elementos mecánicos se calculan superponiendo una estructura a la cual se restringen los desplazamientos nodales calculando las fuerzas que provocan estas restricciones.

Posteriormente se van permitiendo uno a uno los desplazamientos en los nudos, calculando los coeficientes de rigidez correspondientes.

Finalmente con base en ecuaciones de equilibrio se calculan los desplazamientos y con éstos se determinan los elementos mecánicos por superposición.

Las ecuaciones de equilibrio son de la forma:

$$\{F\} + [K]\{D\} = \{0\} \quad (3.2)$$

en la cual:

$\{ F \}$ = vector columna que depende de las cargas externas

$[K]$ = matriz de rigideces cuyos elementos representan fuerzas (o mom.)
debidas a desplazamientos unitarios.

No depende de las cargas

$\{ D \}$ = vector que representa las incógnitas que son los desplazamientos

La secuela de cálculo será:

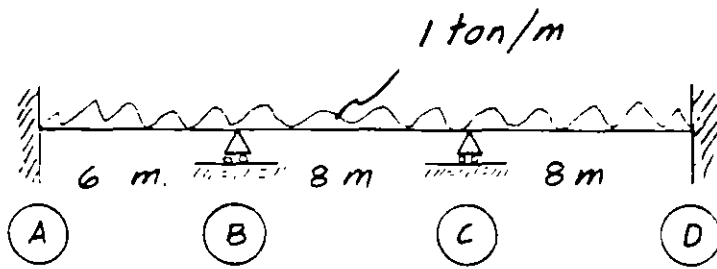
- 1) Encontrar el número de desplazamientos nodales posibles
- 2) Fijar los desplazamientos posibles calculando las fuerzas nodales de fijación correspondientes
- 3) Ir permitiendo desplazarse uno a uno los desplazamientos unitarios inicialmente impedidos, calculando las fuerzas correspondientes (coeficientes de rigidez)
- 4) Con base en las ecuaciones de equilibrio, calcular los desplazamientos
- 5) Los elementos mecánicos se obtendrán de superponer la estructura impedida de desplazarse en (2) con las correspondientes liberadas una a una

A continuación el ejemplo 4 muestra la aplicación de este método.

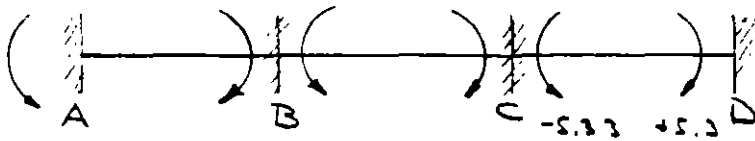
:

:

Ejemplo No. 4: Calcular reacciones por el método de las rigideces.



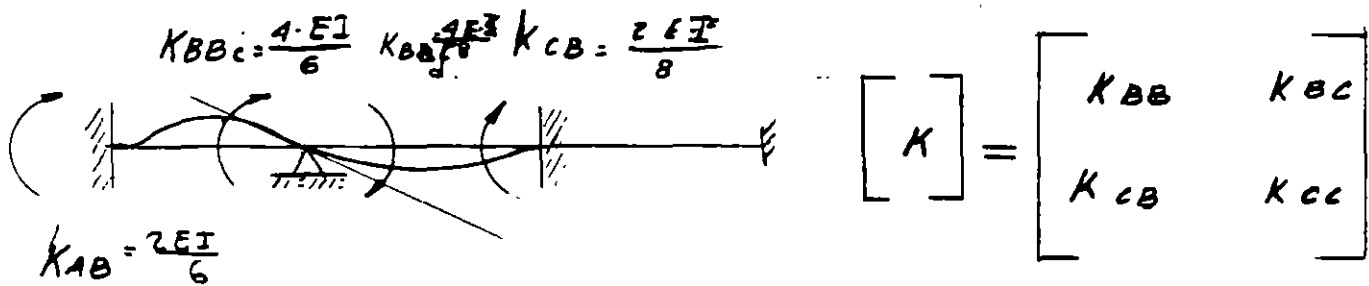
- 1) Incógnitas Θ_B y Θ_C
- 2) Fzas. nodales de fijación.



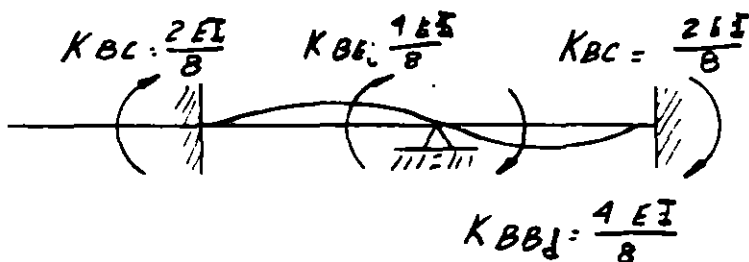
$$M_{AB} = -3 \text{ M}_{BA}, \quad M_{BC} = -M_{CB} = +M_{CD} = -M_{DC} = -5.33 \text{ ton-m}$$

$$M_{BA} = +3 \text{ ton-m}$$

3.1) $\Theta_B = +1$



3.2) $\Theta_C = +1$



4) Ecu. de equilibrio: $\sum M_B = 0$

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

$$\begin{Bmatrix} -2.33 \\ 0 \end{Bmatrix} = EI \begin{bmatrix} \frac{4}{6} + \frac{4}{8} & \frac{2}{8} \\ \frac{2}{8} + \frac{4}{8} & \frac{2}{8} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} D_1 \\ D_2 \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} D_1 \\ D_2 \end{Bmatrix} = [K]^{-1} \{-F\} = \begin{Bmatrix} \frac{24}{EI} \\ -0.53 \end{Bmatrix}$$

4.- PROPIEDADES DE LAS MATRICES DE FLEXIBILIDADES Y DE RIGIDECES.

La relación entre la matriz de flexibilidad y la de rigidez se estableciera a través del siguiente ejemplo (Fig. 1a).

Los desplazamientos $\{D\}$ se pueden expresar en términos de desplazamientos de cada una de las fuerzas actuando y superponiendo: (figura 1b).

$$D_1 = f_{11}F_1 + f_{12}F_2 + \dots + f_{1n}F_n$$

$$D_2 = f_{21}F_1 + f_{22}F_2 + \dots + f_{2n}F_n$$

⋮

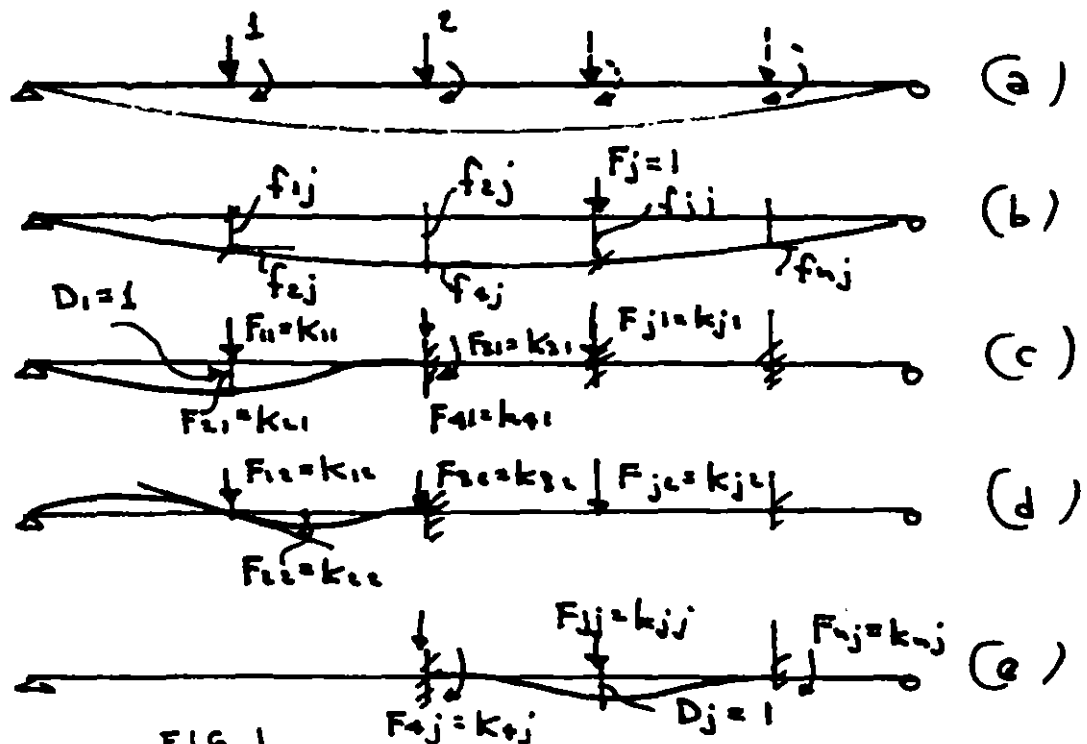
$$D_n = f_{n1}F_1 + f_{n2}F_2 + \dots + f_{nn}F_n$$

$$[f]_{n \times n} \{F\}_{n \times 1} = \{D\}_{n \times 1} \quad 4.1$$

resolviendo 4.1

$$\{F\}_{n \times 1} = [f]_{n \times n}^{-1} \{D\}_{n \times 1} \quad 4.2$$

La ecuación 4.2 puede usarse para determinar las fuerzas formando los elementos de la matriz de rigidez de la misma estructuras



Si la estructura es deformada por fuerzas F_{11} , F_{21} , F_{n1} , a través de coordenadas tales que el desplazamiento $D_1 = 1$, mientras que $D_2 = D_3 = \dots D_n = 0$, Fig.1(c)

$$\begin{Bmatrix} F_{11} \\ F_{21} \\ F_{31} \\ \vdots \\ F_{n1} \end{Bmatrix} = [f]^{-1} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{Bmatrix}$$

En forma similar, las fuerzas requeridas para conservar la estructura deformada tal que $D_2 = 1$, mientras que $D_1 = D_3 = \dots = D_n = 0$ (fig.1d)

$$\begin{Bmatrix} F_{12} \\ F_{22} \\ F_{32} \\ \vdots \\ F_{n2} \end{Bmatrix} = [f]^{-1} \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{Bmatrix}$$

En caso general, si $D_j = 1$, mientras todos los otros desplazamientos son cero, las ecuaciones serán:

$$\begin{bmatrix} F_{11} & F_{12} & \dots & F_{1n} \\ F_{21} & F_{22} & \dots & F_{2n} \\ F_{31} & \dots & \dots & \dots \\ F_{n1} & F_{n2} & \dots & F_{nn} \end{bmatrix} = [f]^{-1} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

siendo las fuerzas F_{ij} de la izquierda en esta ecuación los elementos de la matriz de rigideces, por lo tanto:

$$[K] = [f]^{-1} \quad \text{ó} \quad [K]^{-1} = [f] \quad 4.3$$

La matriz de rigideces es la inversa de la de flexibilidades y viceversa, teniendo el mismo sistema de coordenadas para fuerzas y desplazamientos.

Sin embargo en el análisis por flexibilidad se transforma la estructura en isostática: y el sistema de coordenadas representan la localización y dirección de las restricciones y en cambio en rigideces, se agregan fuerzas para restringir desplazamientos de nudos, siendo su sistema de coordenada la localización y dirección de los desplazamientos incógnitas; por lo tanto la inversa de la matriz de flexibilidad utilizada en el método de las fuerzas en una matriz, en la cual los elementos son coeficientes de rigidez, pero no los que se utilizan en el análisis del método de rigidez y viceversa.

Propiedades de simetría.

Como se demostró en el teorema recíproco de Maxwell-Betti y con relación a la matriz de flexibilidades, hace que esta matriz sea simétrica. Como la ecuación 4.3 indica que la matriz de rigideces es la inversa de la matriz de flexibilidades, será también simétrica, es decir que los coeficientes de la matriz de rigideces serán entonces:

$$K_{ij} = K_{ji} \quad 4.4$$

Otra propiedad importante es que los coeficientes de la diagonal principal f_{ij} ó K_{ij} deben ser positivos ya que para el cálculo de f_{ij} el desplazamiento ocurrirá en la coordenada i debida a una fuerza unitaria en i , teniendo ambos la misma dirección y en forma semejante para K_{ii} , la fuerza necesaria en la coordenada i que provoca un desplazamiento unitario en i , tendrán la misma dirección.

Si en la ecuación (2.3) se substituyen los desplazamientos expresados en la ecuación 4.1, se tiene:

$$[W]_{1 \times 1} = \frac{1}{2} \{F\}_{n \times 1}^T [f]_{n \times n} F \quad (4.5)$$

y por otro lado, substituyendo la ecuación (3.2) de nuevo en la 4.1

$$[W]_{1 \times 1} = \frac{1}{2} \{D\}^T [K] \{D\} \quad (4.6)$$

De las ecuaciones 4.5 y 4.6, los miembros de la derecha tienen forma cuadrática de las variables F o D y ésta es positivamente definida si tiene valores positivos para cualquier valor no nulo de la variable y será cero si F ó D son cero.

Por lo anterior, las ecuaciones 4.5 y 4.6 representan el trabajo externo de fuerzas a través de desplazamientos y esta cantidad debe ser positiva en una estructura estable, deduciendo que en esa forma cuadrática, las matrices [f] y [K] son matrices positivamente finidas, siendo los determinantes de [f] y [K] mayores que cero.

Selección del método de las flexibilidades o de las rigideces.

Para seleccionar cualquiera de los dos métodos generales, es necesario haberse familiarizado con ellos, para poder decidir en cada caso cual sería de aplicación mas sencilla.

Sin embargo se pueden adelantar algunos comentarios:

1.- El número de incógnitas es en general mayor en el método de las rigideces que en flexibilidades, pero la formulación de las ecuaciones es mas sencilla y de mas fácil aplicación para programas de computadora, debido principalmente a la dificultad de programar la estructura primaria.

2.- Cuando el trabajo se hace con calculadoras y para sistemas relativamente pequeños, la selección dependerá de comparar el grado de hiperestaticidad en flexibilidades con el número de grados de libertad en rigideces.

5.- METODO DE LAS FLEXIBILIDADES.

En el inciso 3 se describió este método. A continuación se analizan en detalle la aplicación de matrices para su resolución.

5.1.- Matriz de transformación de fuerzas.

En una estructura estáticamente determinada cada una de las fuerzas internas de sus elementos puede expresarse en función de las fuerzas externas nodales, por medio de la ecuación de equilibrio:

$$p_1 = b_{11} F_1 + b_{12} F_2 + \dots + b_{1n} F_n$$

$$p_2 = b_{21} F_1 + b_{22} F_2 + \dots + b_{2n} F_n$$

$$p_m = b_{m1} F_1 + b_{m2} F_2 + \dots + b_{mn} F_n$$

en la cual p son las fuerzas internas y F el conjunto del sistema de cargas aplicada a la estructura.

No existe relación entre los subíndices de F y p

En forma matricial:

$$\{p\} = [b] \{F\} \tag{5.1}$$

en la cual

$$b = \begin{bmatrix} b_{11} & b_{12} & \dots & b_{1n} \\ b_{21} & b_{22} & \dots & b_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ b_{m1} & b_{m2} & \dots & b_{mn} \end{bmatrix} \tag{5.2}$$

[b] es la matriz de transformación de fuerzas que relaciona las fuerzas internas con las externas.

La matriz [b] es una matriz rectangular y el elemento b_{ij} representa el valor de la componente de p_i de la fuerza interna, producida por la fuerza externa F_j de valor unitario.

Cuando la estructura es hiperestática, las fuerzas internas no pueden determinarse en función de las cargas externas aplicando solamente ecuaciones de equilibrio. Sin embargo, haciendo la estructura isostática, que llamaremos primaria, suprimiendo las redundantes, como se hace en el método de las flexibilidades, se considera la estructura primaria sujeta primeramente a las cargas reales aplicadas y posteriormente a las redundantes. En esta forma, se pueden expresar las fuerzas internas de los elementos en función de las cargas externas F y de las redundantes o hiperestáticas R , como sigue:

$$\{p\} = [b_F] F + [b_R] R \quad (5.3)$$

o utilizando la propiedad de subdivisión de matrices:

$$\{p\} = \begin{bmatrix} b_F & \vdots & b_R \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} F \\ R \end{Bmatrix} \quad (5.4)$$

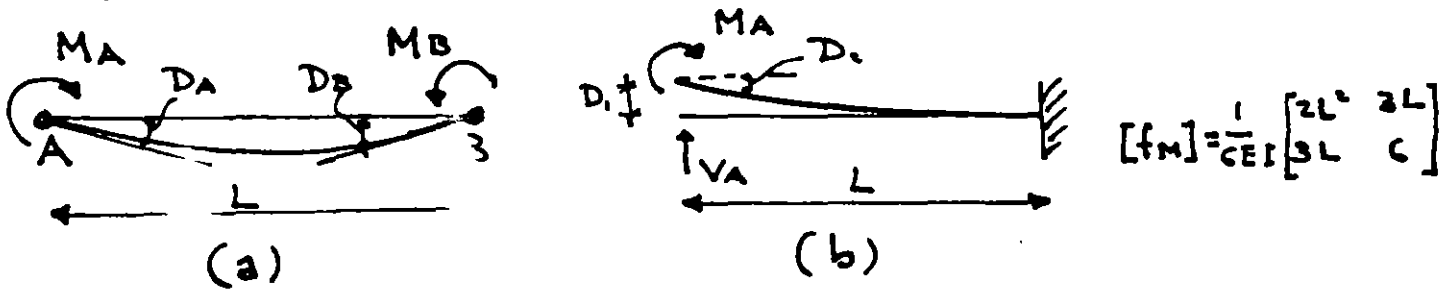
En la cual:

$[b_F]$ = matriz de transformación de fuerzas externas en la que cada columna representa los valores de p producidos por las fuerzas externas unitarias aplicadas a la estructura primaria con redundantes nulas.

$[b_R]$ = Matriz de transformación de fuerzas redundantes en la que cada columna representa los valores de p producidos por redundantes unitarias aplicadas a la estructura primaria con fuerzas externas nulas.

5.2.- Solución matricial generalizada por el método de las flexibilidades.

Considerando un elemento aislado, despreciando los efectos de fuerza axial



Los vectores de fuerzas internas y deformaciones se pueden expresar: $\{P\} = \begin{Bmatrix} M_A \\ M_B \end{Bmatrix}$; $\{D\} = \begin{Bmatrix} D_A \\ D_B \end{Bmatrix}$ quedando cada componente del vector desplazamiento con la misma componente del vector carga.

La matriz de flexibilidades de la barra será como se indicó anteriormente:

$[f_M] = \frac{1}{6EI} \begin{bmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{bmatrix}$ y la relación con las deformaciones es:

$$\{q\} = [f_M] \{P\} \quad (5.5)$$

Los vectores de fuerzas internas y deformaciones quedarán como sigue:

$$\{P\} = \begin{Bmatrix} p_1 \\ \dots \\ p_2 \\ \dots \\ \dots \\ \dots \\ p_n \end{Bmatrix} \quad D = \begin{Bmatrix} D_1 \\ \dots \\ D_2 \\ \dots \\ \dots \\ \dots \\ D_n \end{Bmatrix}$$

Los subíndices se refieren a la designación de cada elemento en que se ha descompuesto la estructura.

En la ecuación 5.4 se puede ver por el principio de contragradencia, tal y como se verá para el cálculo de los desplazamientos; que:

$$\begin{Bmatrix} D_F \\ \text{---} \\ D_R \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [b_F]^T \\ \text{---} \\ [b_R]^T \end{bmatrix} \{e\} \quad (5.6)$$

Siendo D_F los desplazamientos debidos a $\{F\}$ y D_R los desplazamientos debidos a las redundantes $\{R\}$, obteniéndose:

$$\{D_F\} = [b_F]^T \{e\} \quad (5.7)$$

$$\{D_R\} = [b_R]^T \{e\} \quad (5.8)$$

Para calcular las redundantes, se substituye el valor $\{p\}$ de la ecuación de equilibrio 5.3 en la ecuación que relaciona deformaciones y fuerzas, expresada en ecuación (5.5):

$$\{e\} = [f_M] \{p\} = [f_M] [b_F] \{F\} + [f_M] [b_R] \{R\} \quad (5.9)$$

Por último, si sustituimos el valor de las deformaciones obtenidas en 5.9, en la ecuación de continuidad 5.8, se tendrá:

$$\begin{aligned} \{D_R\} &= [b_R]^T \{e\} \\ &= [b_R]^T [f_M] [b_F] \{F\} + [b_R]^T [f_M] [b_R] \{R\} \end{aligned} \quad 5.10$$

y debido al principio de compatibilidad de deformaciones, las discontinuidades impuestas para obtener la estructura primaria isostática no existen realmente, los valores de $\{D_R\}$ deben ser nulos:

$$[b_R]^T [f_M] [b_F] \{F\} + [b_R]^T [f_M] [b_R] \{R\} = 0 \quad 5.11$$

Ecuación que permite calcular los valores de las redundantes.

El producto de las tres primeras matrices del primer miembro de la ecuación 5.11 y que están premultiplicando al vector F, representan la aplicación del principio de trabajos virtuales tal y como se expuso anteriormente en la ecuación 2.18. Este primer término da como resultado un vector de $n \times 1$ y representa los desplazamientos debidos a las fuerzas aplicadas a la estructura.

En forma semejante, las tres primeras matrices del segundo término 5.11 y que están premultiplicando a las redundantes, representan la matriz de flexibilidades ensamblada de la estructura, tal y como se expreso en la ecuación 2.25. Esta matriz será siempre cuadrada, simétrica, no singular y de orden $n_R \times n_R$.

Este segundo término del primer miembro de la ecuación 5.11 representa físicamente los desplazamientos debidos a las redundantes.

La forma mas general de la ecuación 5.11 se escribe de la manera siguiente:

$$[b_R]^T [f_M] [b_F] \{F\} + [b_R]^T [f_M] [b_R] \{R\} = \{D_a\} \quad 5.12$$

El vector D_a indica los desplazamientos reales que ocurren en los coordenadas seleccionadas en la estructura primaria, siendo iguales a cero generalmente en la práctica o iguales a los desplazamientos reales impuestos D_a , como serían asentamientos de apoyos, giros, efectos de temperatura, resortes elásticos, etc.

De la ecuación 5.11:

$$R = -[f]^{-1} [b_R]^T [f_M] [b_F] \{F\} \quad 5.18$$

Con las redundantes R obtenidas, aplicando el principio de superposición se obtienen los elementos mecánicos:

$$\{P\} = [b_F] \{F\} + [b_R] \{R\} \quad 5.3$$

Las ecuaciones anteriores son válidas para cualquier tipo de estructuras: armaduras, vigas, marcos, etc., tomando las flexibilidades correspondientes de axial, flexión, etc.

Para el caso de armaduras, es conveniente aplicar la ecuación equilibrio:

$$\{P\} = [b_F] \{F\} = \{p_0\}$$

siendo $\{p_0\}$ el vector de fuerzas internas en las barras debidas a fuerzas externas $\{F\}$ aplicada en la estructura primaria, quedando la ecuación 5.18

$$[b_R]^T [f_M] \{p_0\} + [b_R]^T [f_M] \{b_R\} \{R\} = 0 \quad 5.20$$

ecuaciones en las cuales no será necesario calcular $[b_F]$

Para calcular los desplazamientos, la ecuación 5.3 puede escribirse:

$$\{P\} = \begin{bmatrix} b_F \\ \vdots \\ b_R \end{bmatrix} \{F\} \quad (5.4)$$

$$\begin{Bmatrix} D_F \\ -D_R \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -b_F^T \\ b_R^T \end{bmatrix} \{Q\} \quad (5.21)$$

En la cual: $\{D_F\}$ = desplazamientos debidos a $\{F\}$
 $\{D_R\}$ = desplazamientos debidos a las redundantes

Por el principio de contragradencia:

$$\{D_F\} = [b_F]^T \{e\} \quad (5.22)$$

$$\{D_R\} = [b_R]^T \{e\} \quad (5.23)$$

Pero por continuidad o compatibilidad, dado que los elementos de la estructura no están realmente "cortados", los valores de D_R deben ser nulos.

Por otro lado como:

$$\{e\} = [f_M] \{p\} \quad (5.24)$$

que es la ley de Hooke al revés, substituyendo en 5.22

$$\{D\} = [b_F]^T \{e\} = [b_F]^T [f_M] \{p\} \quad (5.25)$$

Esta ecuación permite calcular los desplazamientos aplicando una fuerza unitaria en la estructura primaria isostática.

5.21.- Caso de fuerzas aplicadas en los elementos

La solución matricial generalizada requiere que las fuerzas estén aplicadas en los nudos, lo cual supone que en el caso de vigas y marcos que el momento flexionante entre nudos varía linealmente y que los desplazamientos entre nudos son nulos.

Sin embargo como en la práctica las cargas se aplican en cualquier punto, habrá que trasladarlas a los nudos previamente seleccionados, calculando además los desplazamientos locales debidos a estas cargas en los nudos externos del elemento considerado.

Las deformaciones locales deben tomar en cuenta las condiciones de frontera, establecidas para cada barra, cuando se subdivide la estructura en elementos. La expresión para obtener los desplazamientos según el sistema de redundantes basada en el teorema de trabajos virtuales, será:

$$\{D_i\} = [b_R]^T \{D\}$$

en la cual $\{D\}$ es el vector de desplazamientos impuesto a cada elemento debido a las cargas aplicadas sobre él.

5.3- Resumen de aplicación del método de las flexibilidades

5.31- Estructuras isostáticas.

- a) Las fuerzas internas se obtienen con la aplicación de la ecuación de equilibrio:

$$\{F\} = [b_F] \{F\}$$

- b) Los desplazamientos nodales se calcularán:

$$\{D\} = [b_M]^T [f_M] [b_F] \{F\} = [f] \{F\}$$

(Nota.- En el caso de vigas o marcos cargados en los elementos deberán trasladarse las cargas a los nudos).

El ejemplo No. 5 muestra la aplicación del método a una armadura isostática.

5.32.- Estructuras hiperestáticas.

- a) Definir la estructura primaria y por lo tanto especificar cuales son las redundantes
- b) Calcular vector de fuerzas y la matriz de transformación de redundantes $[b_R]$ y la asociada a las cargas $[b_F]$
- c) Calcular la matriz de flexibilidad no ensamblada de los elementos $[f_M]$
- d) Calcular el producto $[b_R]^T [f_M] [b_F]$ que es la matriz de flexib. asociada a las cargas
- e) Calcular la matriz de flexibilidades ensamblada de la estructura

$$[f]_{R \times R} = [b_R]^T [f_M] [b_R]$$

- f) Plantear y resolver las ecuaciones de compatibilidad de deformaciones:

$$D_A = [D_{XF}] \{F\} + [D_{RR}] R = D_X \overset{\circ}{=} 0$$

- g) Si se desea calcular los desplazamientos.

$$D_A = [b_F]^T [f_M] \{P\}$$

Los siguientes ejemplos ilustran la aplicación de la secuela mencionada.

5.4-Variante propuesta para el cálculo de la matriz de flexibilidades en el caso de flexión. (ref. 3)

En vigas y marcos, la matriz de flexibilidades de un elemento está formada por cuatro términos, como se vió en la ecuación 2.21A

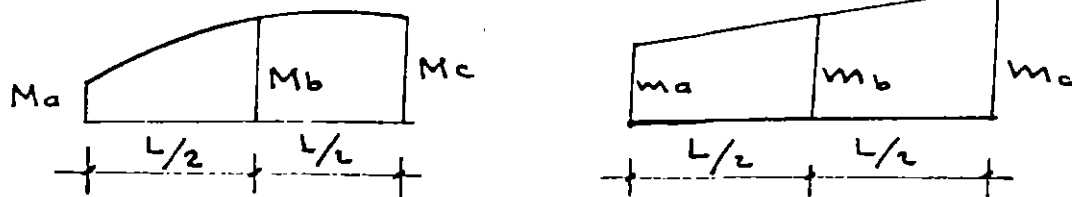
$$\begin{bmatrix} f \\ M \end{bmatrix} = \frac{L}{6EI} \begin{bmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{bmatrix}$$

Para lograr que la matriz de flexibilidades sea diagonal, como sucede en el caso de las armaduras, debido a la forma de multiplicación del producto:

$$\int m \frac{M}{EI} dx$$

si en una estructura de n elementos, se llama $\{p\}$ a las fuerzas internas, y definimos tres ordenadas por elemento, en tal forma:

que $p_i = \begin{cases} M_a \\ M_b \\ M_c \end{cases}$, sean los momentos flexionantes de acuerdo con la Fig. 2.23



Integrando un polinomio de grado 2, de la forma $Y = Ax^2 + Bx + C$, la integral será una función lineal de las ordenadas Y_a, Y_b y Y_c .

En el caso de carga uniformemente repartida la variación de M será parabólica y como la variación de m siempre es lineal, la integración del producto m M será:

$$\begin{bmatrix} f \\ M \end{bmatrix}_i = \frac{L}{6EI} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 4 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.23B)$$

que es semejante a la fórmula de Simpson. (Ref. 5), esta matriz será de la misma forma si se integra el producto M lineal multiplicado por m.

Se puede también diagonalizar la matriz de flexibilidad para el caso de variación de M en tercer o cuarto grado, integrando la ecuación de una cónica de 3° ó 4° grado, debido a la variación lineal de

Por tratarse de matrices diagonales, la ecuación 3.10 se puede almacenar en un vector de la forma:

$$\left. \begin{matrix} f \\ M \end{matrix} \right\} i = \frac{L}{6EI} \left. \begin{matrix} 1 \\ 4 \\ 1 \end{matrix} \right\} \quad (2.21c)$$

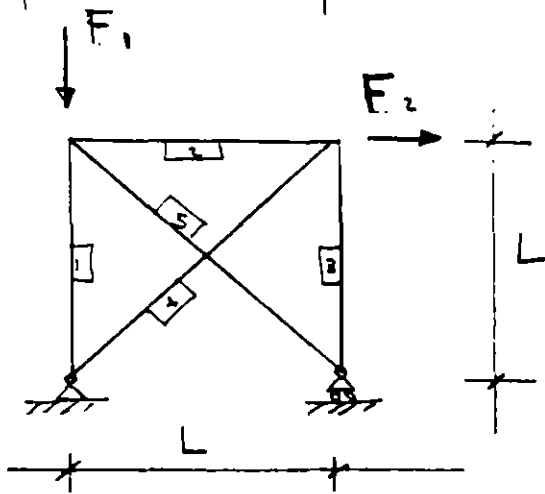
La ecuación **2.21c**, presenta ventajas importantes con relación a la matriz de flexibilidades en flexión de la forma **(2.21A)** :

- a) La matriz es diagonal, por lo tanto de mas fácil manejo operativo, a pesar de tener un renglón mas.
- b) En el caso de cargas uniformemente repartidas, utilizando la matriz diagonal, no es necesario pasar las cargas a los nudos y luego trasponerlas como se indicó en la pág. 35^a, simplificándose en forma considerable el trabajo.

El ejemplo No. 12. muestra la forma de aplicar la secuela de cálculo así como la variante mencionada, para resolver un marco rígido mediante el método de las flexibilidades.

EJEMPLO No.5 - Calcular las fuerzas

en las barras resolviendo por flexibilidad de y los desplaz. corresp en la dirección de F_1 y



$\frac{L}{AE} = \text{constante.}$

1.- La armadura es isostática

2.- La ecuación de equilibrio es

$$\{P\} = [b_F] \{F\}$$

Cálculo de b_F $F_1=1$ $F_2=1$

$$[b_F]_{5 \times 2} = \begin{bmatrix} +1 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} ;$$

Cálculo de $\{F\}$

$$\{F\} = \begin{Bmatrix} -F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix}$$

$$\{P\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -1 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ \sqrt{2} & -1 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -F_1 \\ 0 \\ -F_2 \\ \sqrt{2}F_2 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

3.- Cálculo de desplazamientos

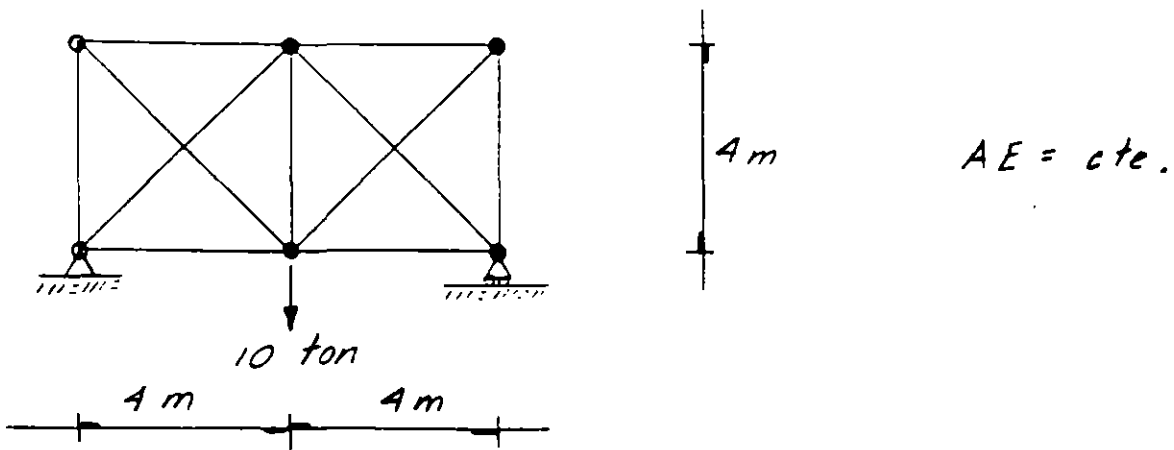
$$\{D\} = [b_F]^T [f_n] [b_F] \{F\} ; [f_n] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} = \frac{1}{AE} \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 3 \end{bmatrix}$$

$$[f] = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & \sqrt{2} & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1 \\ 0 \\ 0 \\ \sqrt{2} \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\therefore \{D\} = \begin{Bmatrix} D_1 \\ D_2 \end{Bmatrix} = \frac{1}{AE} \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} -F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -F_1/AE \\ 3F_2/AE \end{Bmatrix}$$

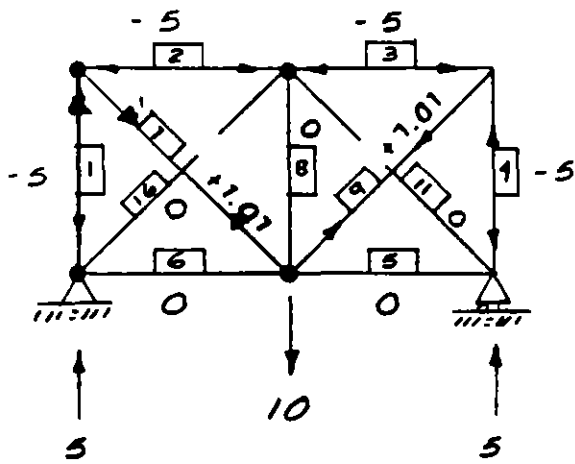
Ejemplo No. 6

Resolver la armadura por flexibilidades.



Solución:

1. - La estructura es hiperestática en 2º grado y la estructura primaria seleccionada será la siguiente:



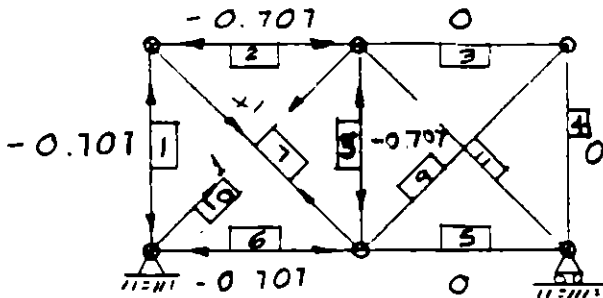
El vector de fuerzas internas:
 $p_0 = [b^T] F$

El vector $\begin{Bmatrix} p_0 \\ 11 \times 1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -5 \\ -5 \\ -5 \\ -5 \\ 0 \\ 0 \\ +7.07 \\ 0 \\ +7.07 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$

2) Obtención de $[b_R]$

1ª columna de $[b_R]$ ^{9x2}

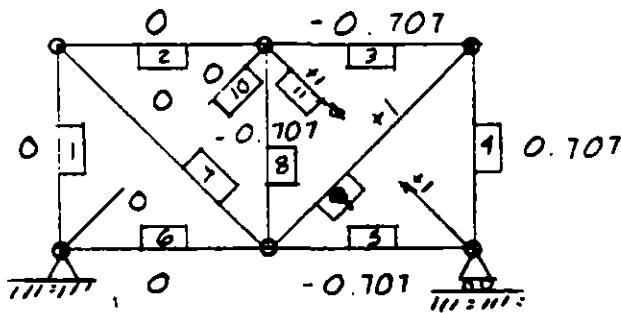
$R_1 = 1$



$$\begin{matrix} -0.707 \\ -0.707 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -0.707 \\ +1 \\ -0.707 \\ 0 \\ +1 \\ 0 \end{matrix}$$

2ª columna de $[b_R]$

$R_2 = 1$



$$\begin{matrix} 0 \\ 0 \\ -0.707 \\ -0.707 \\ -0.707 \\ 0 \\ 0 \\ -0.707 \\ +1 \\ 0 \\ +1 \end{matrix}$$

$[b_R] =$

-0.707	0
-0.707	0
0	-0.707
0	-0.707
0	-0.707
-0.707	0
+1	0
-0.707	-0.707
0	+1
+1	0
0	+1

Ahora calculando el producto $[b_R]^T [f_M] [b_R]$

$$\begin{matrix} [f_M] \\ 11 \times 11 \end{matrix} \begin{matrix} [b_R] \\ 11 \times 2 \end{matrix} = \begin{bmatrix} 4 & -0.707 & 0 & -2.83 & 0 \\ 4 & -0.707 & 0 & -2.83 & 0 \\ 4 & 0 & -0.707 & 0 & -2.83 \\ 4 & 0 & -0.707 & 0 & -2.83 \\ 4 & 0 & -0.707 & 0 & -2.83 \\ 4 & -1 & 0 & -2.83 & 0 \\ 5.65 & -0.707 & 0 & +5.65 & 0 \\ 4 & +1 & 0 & -2.83 & -2.83 \\ 5.65 & -0.707 & -0.707 & 0 & +5.65 \\ 5.65 & 0 & 1 & 5.65 & 0 \\ 5.65 & +1 & 0 & 0 & +5.65 \\ & 0 & +1 & & \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -2.83 & 0 \\ -2.83 & 0 \\ 0 & -2.83 \\ 0 & -2.83 \\ 0 & -2.83 \\ -2.83 & 0 \\ +5.65 & 0 \\ -2.83 & -2.83 \\ 0 & +5.65 \\ +5.65 & 0 \\ 0 & +5.65 \end{bmatrix}$$

$$[f] = [b_R]^T [f_M] [b_R] = \begin{bmatrix} -0.707 & -0.707 & 0 & 0 & 0 & -0.707 & +1 & -0.707 & 0 & +1 \\ 0 & 0 & 0.707 & -0.707 & -0.707 & 0 & 0 & -0.707 & 1 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -2.83 & 0 \\ -2.83 & 0 \\ 0 & -2.83 \\ 0 & -2.83 \\ 0 & -2.83 \\ -2.83 & 0 \\ +5.65 & 0 \\ -2.83 & -2.83 \\ 0 & +5.65 \\ +5.65 & 0 \\ 0 & +5.65 \end{bmatrix}$$

$$[f] = \begin{bmatrix} 19.32 & 2 \\ 2 & 19.32 \end{bmatrix} \frac{1}{AE}$$

La ecuación de compatibilidad de deformación será:

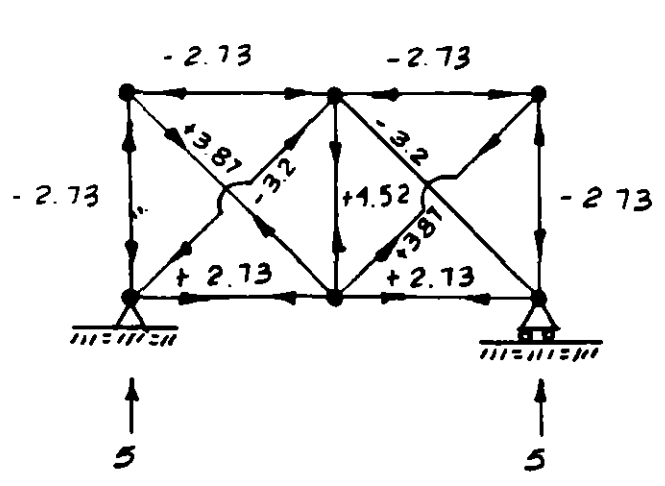
$$\{D_{XF}\} + \{f\} \{R\} = \{0\}$$

$$\begin{Bmatrix} 68.28 \\ 68.28 \end{Bmatrix} \times \frac{1}{AE} + \begin{bmatrix} 19.32 & 2 \\ 2 & 19.32 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix}; \begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 3.2 \\ 3.2 \end{Bmatrix}$$

Las fuerzas en las barras serán :

$$\{P\} = \{P_0\} + [bR] \quad \{R\} = \{0\}$$

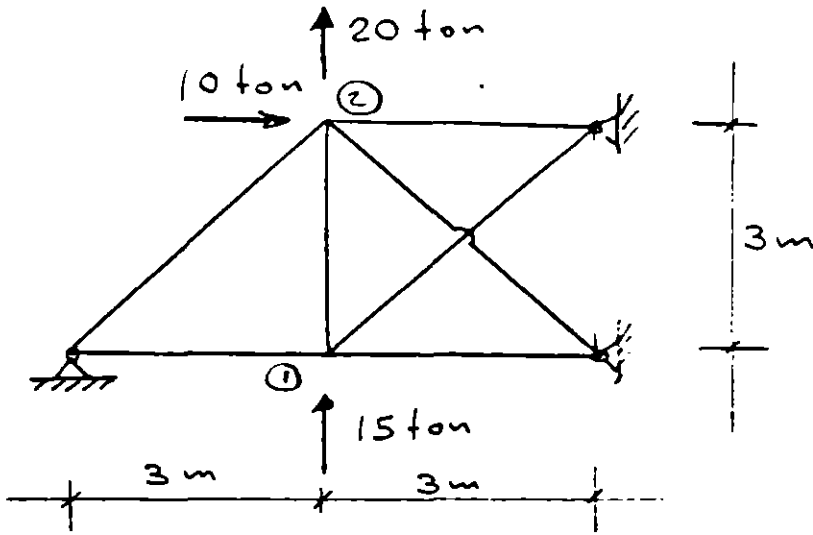
$$\begin{Bmatrix} -5 \\ -5 \\ -5 \\ -5 \\ 0 \\ 0 \\ +7.07 \\ 0 \\ +7.07 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} -0.107 & 0 \\ -0.107 & 0 \\ 0 & -0.707 \\ 0 & -0.707 \\ 0 & -0.707 \\ -0.707 & 0 \\ +1 & 0 \\ -0.107 & -0.707 \\ 0 & +1 \\ +1 & 0 \\ 0 & +1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} -3.2 \\ -3.2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -2.73 \\ -2.73 \\ -2.73 \\ -2.73 \\ +2.73 \\ +2.73 \\ +3.81 \\ +4.52 \\ +3.81 \\ -3.2 \\ -3.2 \end{Bmatrix}$$



+ = tensión
- = compresión

Fuerzas finales en las barras (ton)

Ejemplo No. 7 - Resolver la armadura por flexibilidades y calcular $\{P\}$, $\begin{Bmatrix} D_{1x} \\ D_{2x} \end{Bmatrix}$

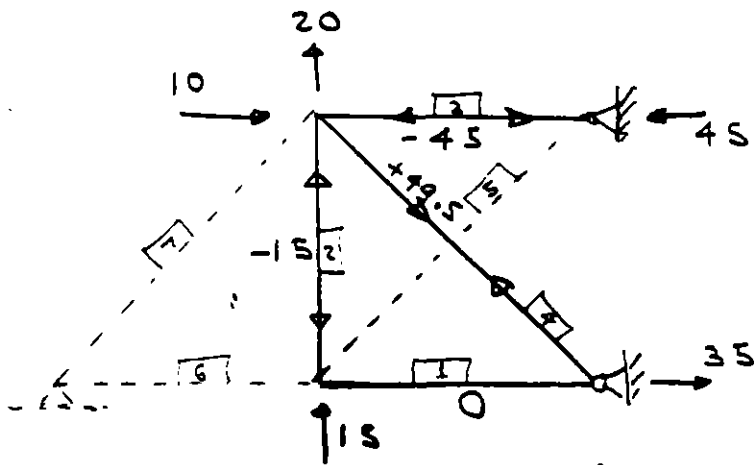


$$A = 30 \text{ cm}^2$$

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

Solución 1) CALCULO DE FUERZAS

La estructura es hiperestática en tercer grado y se seleccionará la siguiente estructura primaria

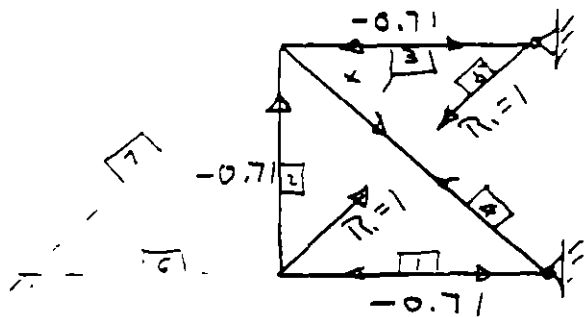


Cálculo de $P_0 =$

$$\begin{Bmatrix} 0 \\ -15 \\ -45 \\ +49.5 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

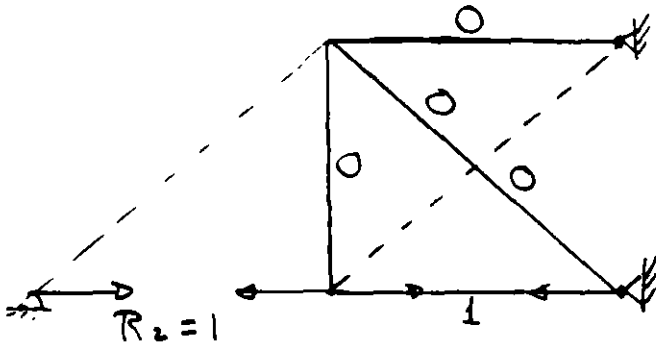
Obtención de $[b_R]$

1) 1ª columna de $[b_R]$; $R_1 = 1$



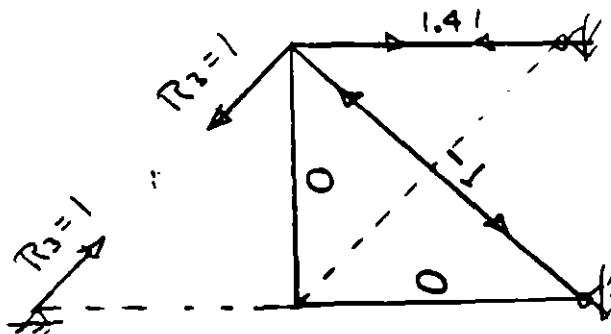
$$\begin{bmatrix} -0.71 \\ -0.71 \\ -0.71 \\ +1 \\ +1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

2ª columna de $[b_R]$; $R_2 = 1$



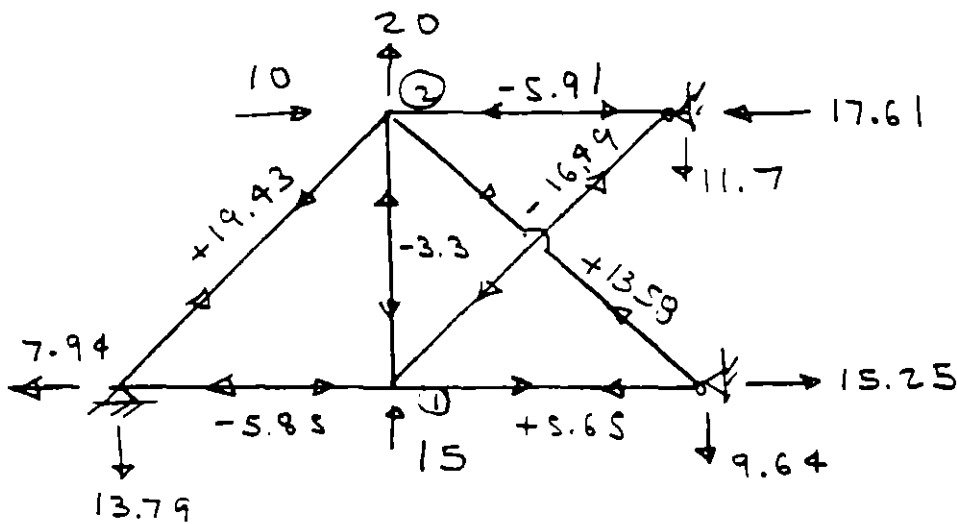
$$\begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \end{bmatrix}$$

3ª columna de $[b_R]$; $R_3 = 1$



$$\begin{bmatrix} 0 \\ +1.41 \\ -1.41 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \end{bmatrix}$$

$$[b_R] = \begin{bmatrix} -0.71 & 1 & 0 \\ -0.71 & 0 & 0 \\ -0.71 & 0 & +1.41 \\ 1 & 0 & -1 \\ 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$



2) CALCULO DE DESPLAZAMIENTOS

Como se obtuvo directamente $\{p\}$ del equilibrio de la armadura bajo las cargas, se tendrá que calcular $[b_F]$

$$[b_F] = \begin{matrix} & F_{x1}=1 & F_{y1}=1 & F_{x3}=1 & F_{y3}=1 \\ \begin{matrix} - \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{matrix} & \begin{matrix} -1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & -1 & -1 \\ 0 & +1.41 & 0 & +1.41 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{matrix} \end{matrix}$$

Como $\{D\} = [b_F]^T \{f\} \{P\}$

$$D_{1x} = \begin{Bmatrix} -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} +16.95 \\ -9.90 \\ -17.73 \\ +57.57 \\ -69.91 \\ -17.55 \\ +82.35 \end{Bmatrix} \frac{1}{AE} = \frac{16.95}{AE}$$

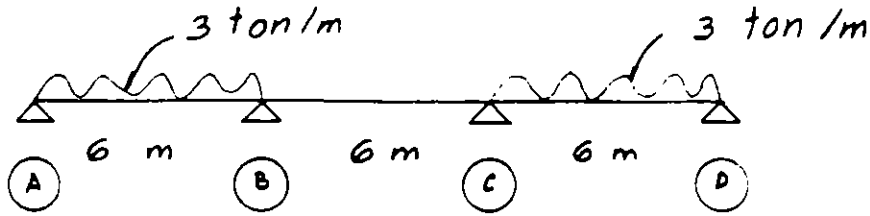
= 0.00027 m

$$D_{2y} = \begin{Bmatrix} 0 & 0 & -1 & +1.41 & 0 & 0 & 0 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} -17.73 \\ +57.57 \end{Bmatrix} \frac{1}{AE} = \frac{98.90}{AE}$$

= 0.00157 m

Ejemplo No.- 8

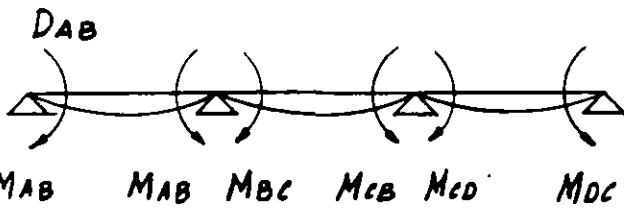
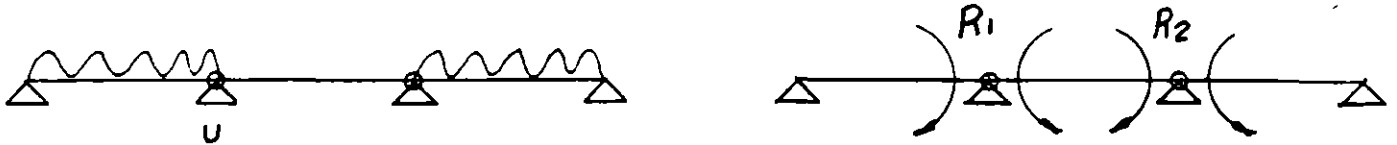
Resolver la viga siguiente por el método de la flexibilidad:



$E I = cte.$

Solución.-

El grado de hiperestaticidad es dos y se seleccionará la siguiente estructura primaria:

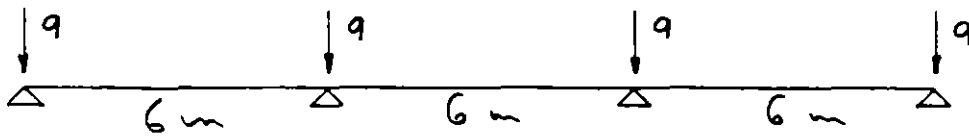


Los vectores de fuerzas y desplazamientos será:

$$F = \begin{Bmatrix} M_{AB} \\ M_{BA} \\ M_{BC} \\ M_{CB} \\ M_{CD} \\ M_{DC} \end{Bmatrix} \quad D = \begin{Bmatrix} D_{AB} \\ D_{BA} \\ D_{BC} \\ D_{CB} \\ D_{CD} \\ D_{DC} \end{Bmatrix}$$

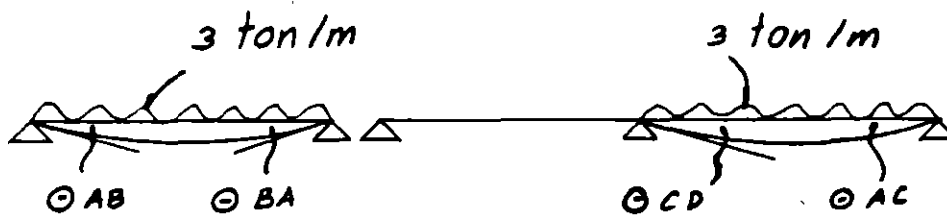
Como el sistema de fuerzas externas no está aplicado en los nudos, habrá que trasladarlo a los apoyos y calcular los giros en los extremos de las barras

$$\odot_F = \int m \frac{M}{EI} dx$$



El vector de carga será:

$$F = \begin{Bmatrix} -q \\ -q \\ -q \\ -q \end{Bmatrix}$$



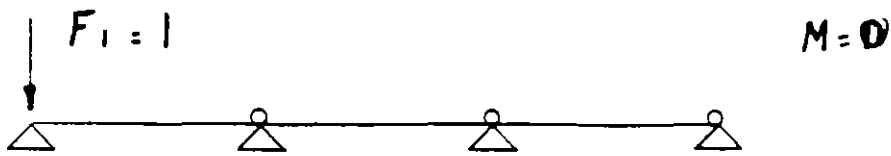
$$\ominus BA = \ominus BC = \ominus CD = \ominus DC = \frac{1}{3} Lk = \frac{27}{EI}$$

El vector de desplazamiento será:

$$\{D_i\} = \begin{Bmatrix} 27 \\ 27 \\ 0 \\ 0 \\ 27 \\ 27 \end{Bmatrix} \frac{1}{EI}$$

Cálculo de matrices de transformación de fuerzas.

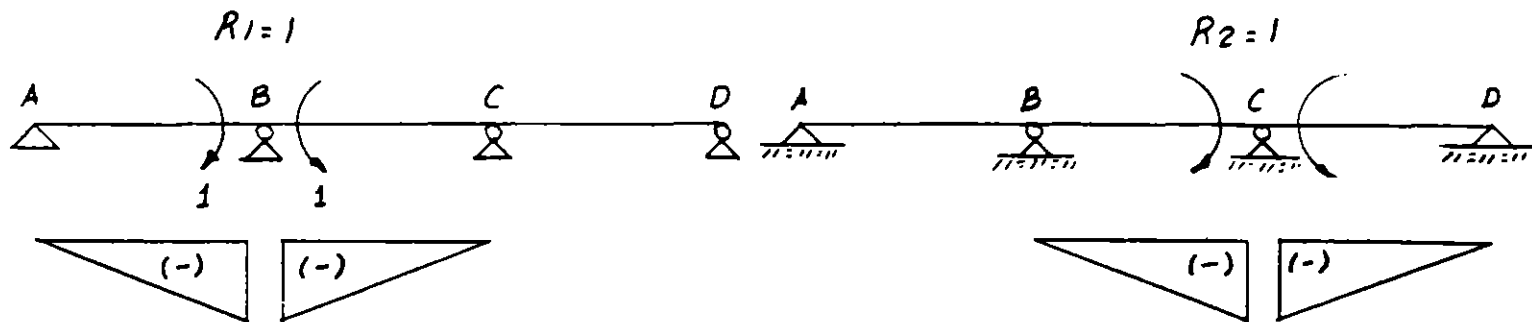
Trazando los diagramas de momentos debidos a fuerzas unitarias y redundantes unitarias:



Para las condiciones $F_2=1$, $F_3=1$ y $F_4=1$ tampoco producen momentos flexionales, por lo tanto la matriz $[b_F]$ será:

$$[b_F] = 0$$

Cálculo de $[b_R]$



La matriz de transformación de redundantes será:

$$[b_R]_{6 \times 2} = \begin{matrix} & R_1 & R_2 \\ M_{AB} & 0 & 0 \\ M_{BA} & -1 & 0 \\ M_{BC} & -1 & 0 \\ M_{CB} & 0 & -1 \\ M_{CD} & 0 & -1 \\ M_{DC} & 0 & 0 \end{matrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ -1 & 0 \\ -1 & 0 \\ 0 & -1 \\ 0 & -1 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$$

Cálculo de $[f_M]$

La matriz de flexibilidades no ensamblada será:

$$[f_M] = \begin{bmatrix} [f_{AA}] & & \\ & [f_{BC}] & \\ & & [f_{CD}] \end{bmatrix} = \frac{1}{6EI} \begin{bmatrix} 12 & 6 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 6 & 12 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 12 & 6 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 6 & 12 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 12 & 6 \\ 0 & 0 & 0 & 6 & 6 & 12 \end{bmatrix}$$

El producto $[b_R]^T [f_M] [b_F] = 0$

Cálculo del producto $[b_R]^T [f_M] [b_R]$, que es la matriz de flexibilidades ensamblada

$$[f] = [b_R]^T [f_M] [b_R] = \frac{1}{EI} \begin{bmatrix} 4 & 1 \\ 1 & 4 \end{bmatrix}$$

Los desplazamientos debidos a las cargas en las barras, referidas al sistema general serán:

$$\{D_i\} = [b_R] \{D\} = \begin{bmatrix} 0 & -1 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 & -1 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix} = \frac{27}{EI} \begin{Bmatrix} -1 \\ -1 \end{Bmatrix}$$

Por lo cual los desplazamientos totales debidos a las cargas serán:

$$\{D_{XF}\} = [f_F] \{F\} + [D_i] = 0 + \frac{27}{EI} \begin{Bmatrix} -1 \\ -1 \end{Bmatrix} = \frac{27}{EI} \begin{Bmatrix} -1 \\ -1 \end{Bmatrix}$$

y la ecuación de compatibilidad de deformaciones será:

$$\{D_{XF}\} + [f] \{R\} = \{0\}$$

$$\frac{27}{EI} \begin{Bmatrix} -1 \\ -1 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 4 & 1 \\ 1 & 4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

de donde $\begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 5.4 \\ 5.4 \end{Bmatrix}$ ton-m

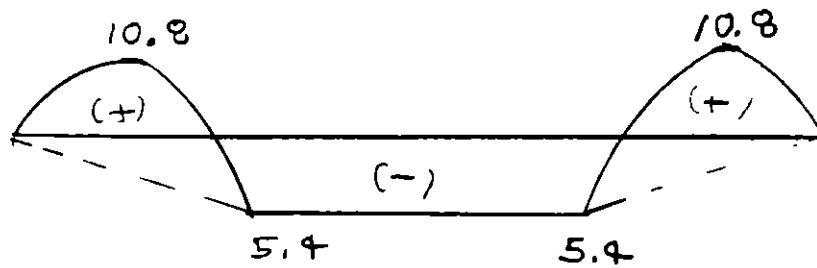
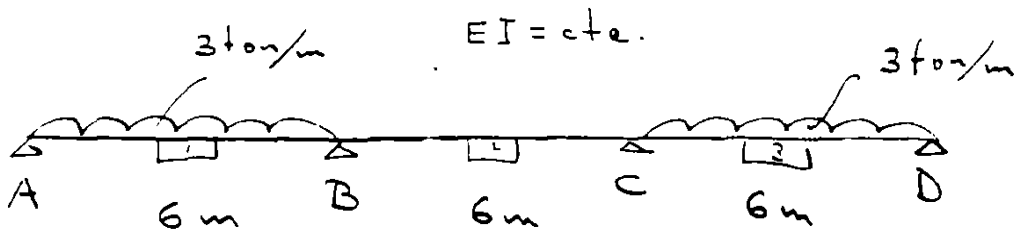


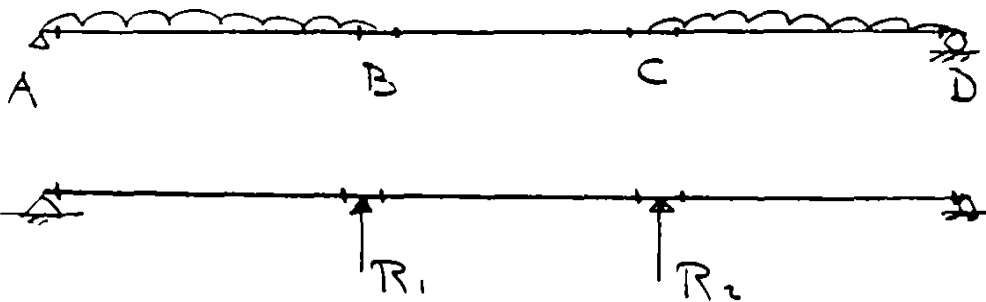
Diagrama de momentos flexionantes (ton-m)

EJEMPLO No. 9 - Resolver la misma viga del ejemplo anterior por flexibilidades, utilizando otra estructura primaria.



Solución

1) Grado de hiperestaticidad = 2 y se selecciona la siguiente estructura primaria:

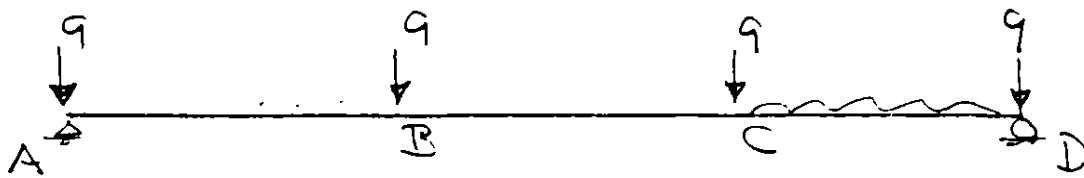


Los vectores de fuerzas y desplazamiento serán

$$F = \begin{Bmatrix} M_{AB} \\ M_{BA} \\ M_{BC} \\ M_{CB} \\ M_{CD} \\ M_{DC} \end{Bmatrix} ; D = \begin{Bmatrix} D_{AB} \\ D_{BA} \\ D_{BC} \\ D_{CB} \\ D_{CD} \\ D_{DC} \end{Bmatrix}$$

Como el sistema de fuerzas externas no está aplicado en los nudos, habrá que trasladarlo a los apoyos y calcular los giros en los extremos de cada barra

Igual que en el ejemplo anterior



El vector de cargas será:

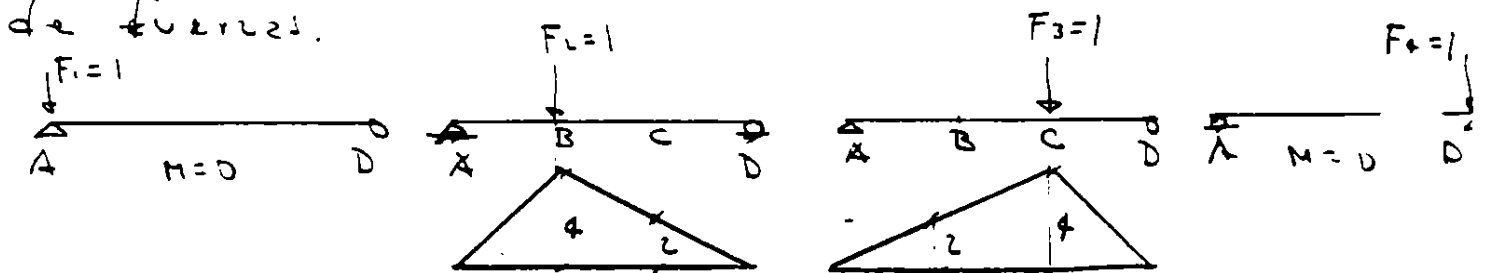
$$\{F\} = \begin{Bmatrix} q \\ q \\ q \\ q \end{Bmatrix}$$

$$\text{y } \Theta_{AB} = \Theta_{BA} = \Theta_{CD} = \Theta_{DC} = \frac{27}{EI}$$

(valores ya calculados)

$$D = \begin{Bmatrix} 27 \\ 27 \\ 0 \\ 0 \\ 27 \\ 27 \end{Bmatrix}$$

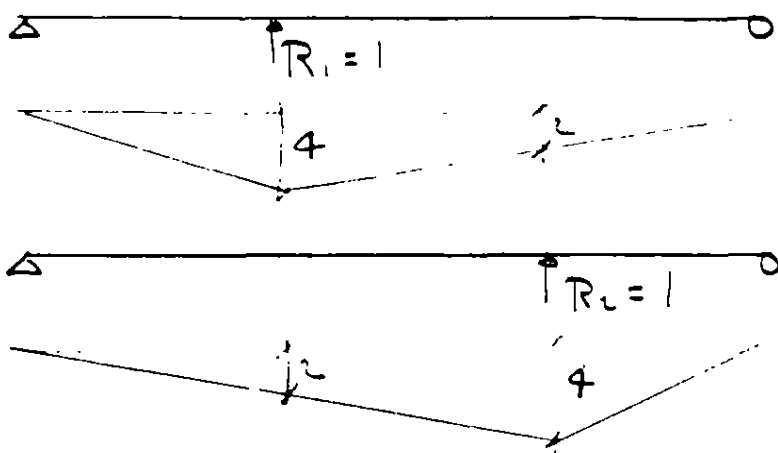
Cálculo de las matrices de transformación de fuerzas.



$$[b_F] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4 & 2 & 0 \\ 0 & 4 & 2 & 0 \\ 0 & 2 & 4 & 0 \\ 0 & 2 & 4 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$[f_M] = \begin{bmatrix} 2 & 1 & & & & \\ 1 & 2 & & & & \\ & & 2 & 1 & & \\ & & 1 & 2 & & \\ & & & & 2 & 1 \\ & & & & 1 & 2 \end{bmatrix}$$

Cálculo de $[b_R]$



$$[b_R] = \begin{matrix} R_1 = 1 & R_2 = 1 \\ \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ -4 & -2 \\ -4 & -2 \\ -2 & -4 \\ -2 & -4 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

Cálculo de $[f_F] = [b_R]^T [f_M] [b_F]$

$$[f_F] = \frac{1}{EI} \begin{bmatrix} 0 & 96 & 84 & 0 \\ 0 & 84 & 96 & 0 \end{bmatrix}$$

∴ Los desplazamientos debidos a las cargas serán: los nodales + debidos a las cargas repartidas.

$$[f_F] \{ F \} + [b_R]^T \{ D \} = \frac{1}{EI} \begin{bmatrix} 0 & 96 & 84 & 0 \\ 0 & 84 & 96 & 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} -9 \\ -9 \\ -9 \\ -9 \end{matrix} + \begin{bmatrix} 0 & -4 & -4 & -2 & -2 & 0 \\ 0 & -2 & -2 & -4 & -4 & 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} 2 \\ 2 \\ 0 \\ 2 \\ 2 \end{matrix}$$

$$= \frac{1}{EI} \begin{bmatrix} 1620 \\ -1620 \end{bmatrix} + \frac{1}{EI} \begin{bmatrix} -162 \\ -162 \end{bmatrix} = \frac{1}{EI} \begin{bmatrix} 1782 \\ -1782 \end{bmatrix}$$

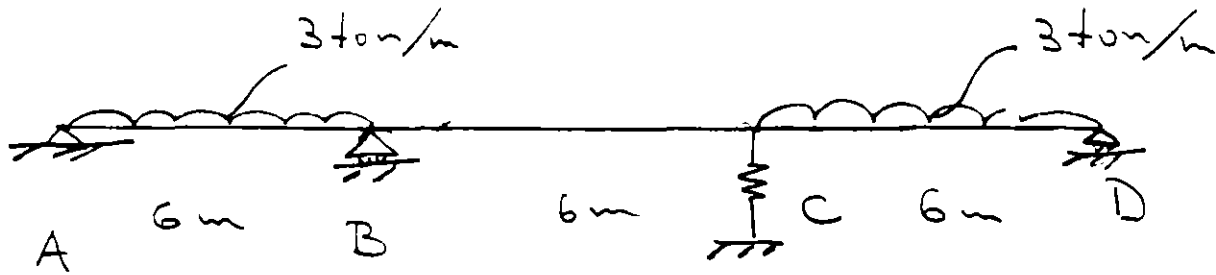
$$[f] = [b_R]^T [f_M] [b_R] = \frac{1}{EI} \begin{bmatrix} 96 & 84 \\ 84 & 96 \end{bmatrix}$$

La ecuación de compatibilidad de deformaciones será:

$$\frac{1}{EI} \begin{bmatrix} -1782 \\ -1782 \end{bmatrix} + \frac{1}{EI} \begin{bmatrix} 96 & 84 \\ 84 & 96 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} R_1 \\ R_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} R_1 \\ R_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 9.90 \\ 9.90 \end{bmatrix} \text{ ton}$$

EJEMPLO No 10 - Resolver la viga de los dos ejemplos anteriores, sabiendo que en C hay un apoyo elástico



$$k_{resorte} = \frac{EI}{20}$$

Solución -

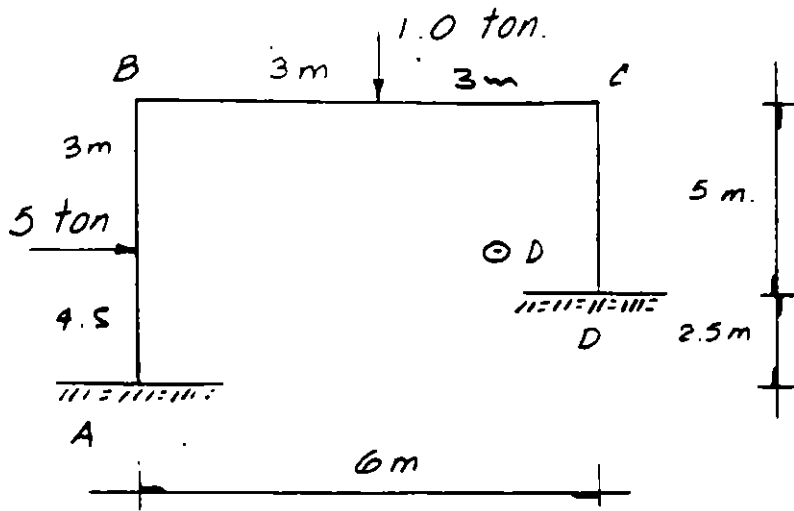
1) Los cálculos serán idénticos a los del ejemplo salvo las ecuaciones de compatibilidad de deformaciones que serán

$$\begin{aligned} \left\{ D_{XF} \right\} + \left\{ D_{XR} \right\} &= \begin{Bmatrix} \Delta_B \\ \Delta_C \end{Bmatrix} \\ \frac{1}{EI} \begin{Bmatrix} -1782 \\ -1782 \end{Bmatrix} + \frac{1}{EI} \begin{bmatrix} 96 & 84 \\ 84 & 96 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \end{Bmatrix} &= \begin{Bmatrix} 0 \\ -\frac{R_2}{k_{res.}} \end{Bmatrix} \end{aligned}$$

$$\begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 3.98 \\ 5.29 \end{Bmatrix} \text{ ton}$$

Ejemplo No. 11

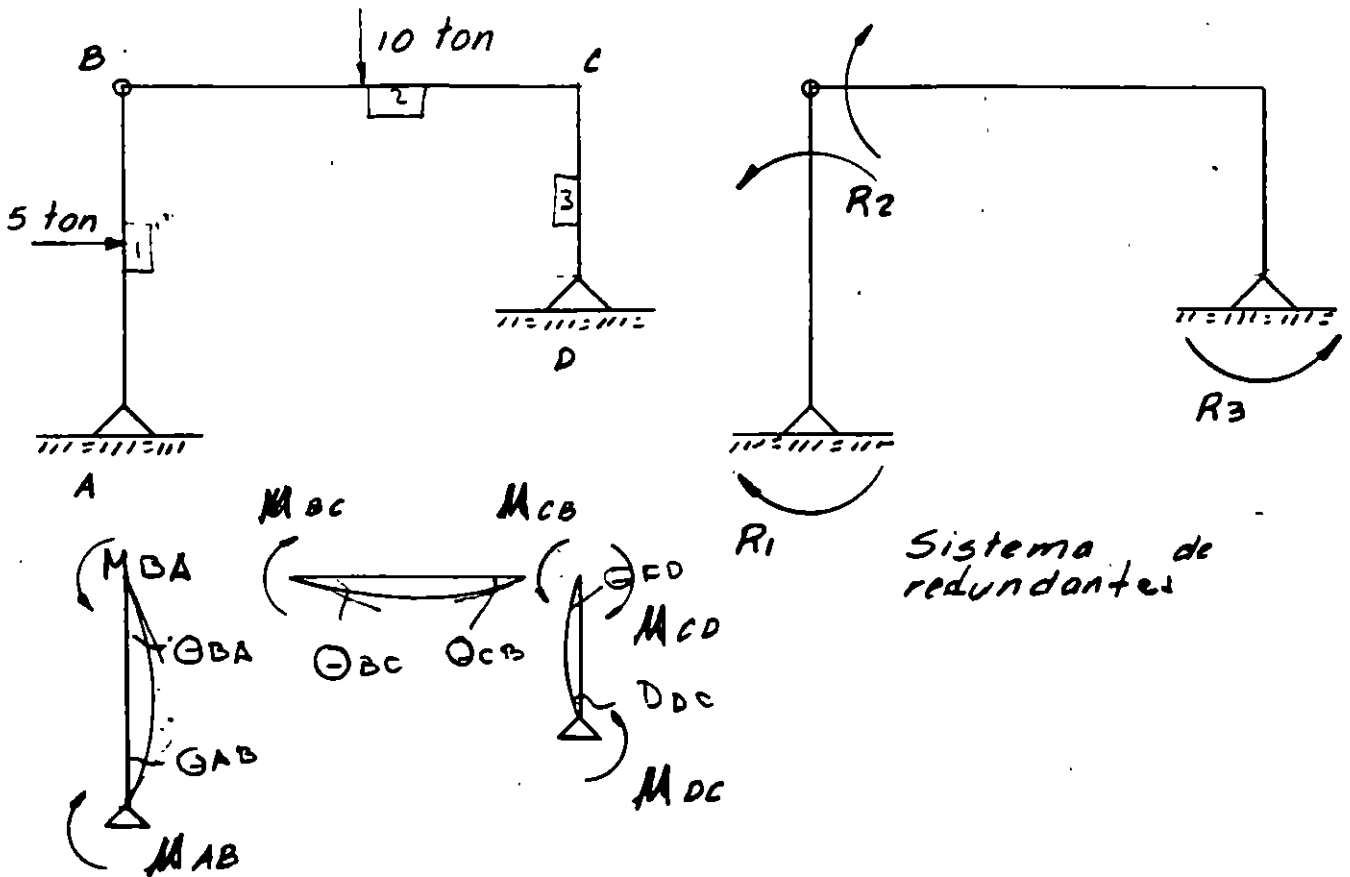
Resolver por flexibilidades considerando efectos de flexión y calcular los desplazamientos de los nudos.



$E \cdot I = 6600 \text{ ton} \cdot \text{m}^2$
 $\odot_D = +0.002 \text{ rad.}$

Solución.

La estructura es hiperestática en tercer grado y se seleccionará la siguiente estructura primaria:

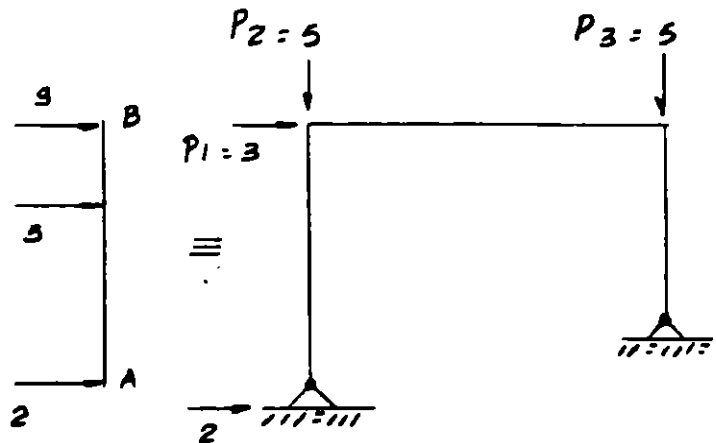
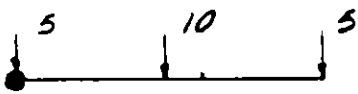


Sistema de redundantes

Los vectores de fuerzas internas y desplazamientos serán:

$$\{P^o\} = \begin{Bmatrix} M_{AB} \\ M_{BA} \\ M_{BC} \\ M_{CB} \\ M_{CD} \\ M_{DC} \end{Bmatrix} \quad \{D\} = \begin{Bmatrix} D_{AB} \\ D_{BA} \\ D_{BC} \\ D_{CB} \\ D_{CD} \\ D_{DC} \end{Bmatrix}$$

Como el sistema de fuerzas externas no está aplicado en los nudos, habrá que trasladarlos a los apoyos; para hacerlo se aplicarán las ecuaciones de estática.

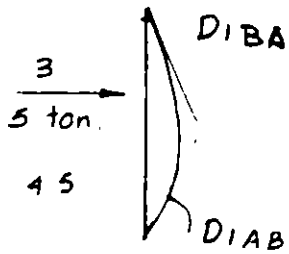


El vector de carga será:

$$\{F\} = \begin{Bmatrix} 3 \\ 5 \\ 5 \end{Bmatrix}$$

Además el sistema externo de cargas por estar aplicado en las barras impone deformaciones que se calculan con la expresión de trabajo virtuales.

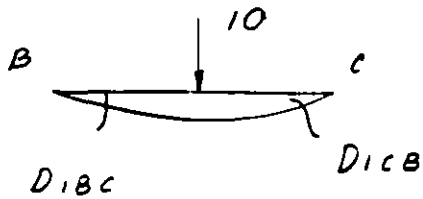
$$\Theta_F = \int m \frac{M}{EI} dx$$



Haciendo uso de las tablas para multiplicar diagramas:

$$D_{IAB} = \frac{15.75}{E \cdot I}$$

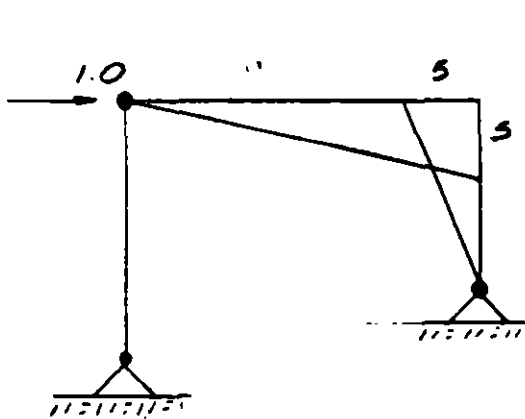
$$D_{IAB} = \frac{18}{E \cdot I}$$



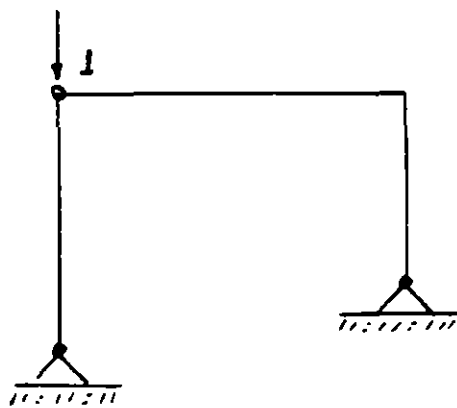
$$D_{IBC} = D_{ICB} = \frac{22.5}{E \cdot I} \quad \therefore D_1 = \begin{Bmatrix} 15.75 \\ 18 \\ 22.5 \\ 22.5 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \frac{1}{E \cdot I}$$

Para poder calcular las matrices de transformación de fuerzas, se calcularán los diagramas debidos a fuerzas externas unitarias y los de redundancia unitarias.

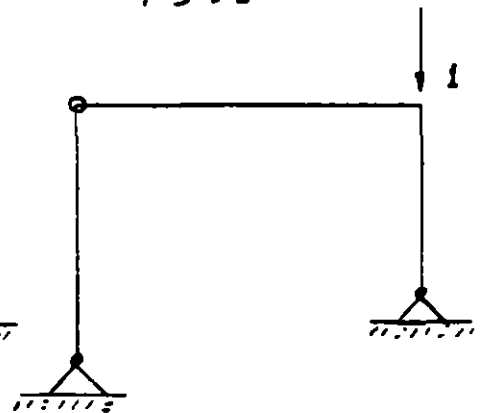
$F_1 = 1$



$F_1 = 1$

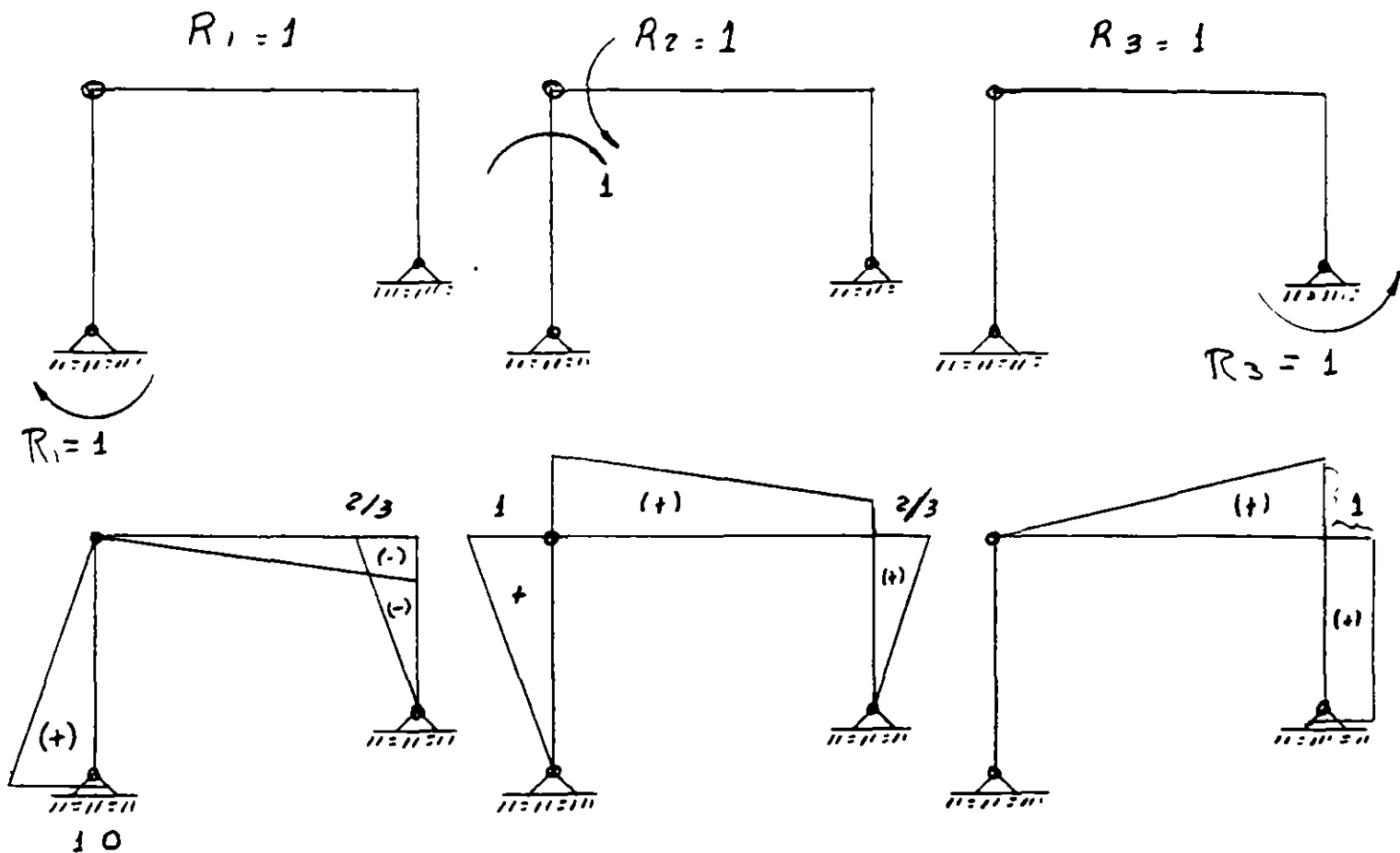


$F_3 = 1$



$M = 0$

$M = 0$



La matriz de transformación de carga será:

$$p_0 = [b_F] \{ F \}$$

	$F_1=1$	$F_2=1$	$F_3=1$	
M_{AB}	0	0	0	$[b_0] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ -5 & 0 & 0 \\ -5 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$
M_{BA}	0	0	0	
M_{BC}	0	0	0	
M_{CB}	-5	0	0	
M_{CD}	-5	0	0	
M_{DC}	0	0	0	

La matriz de transformación de redundante:

	R_1	R_2	R_3	
M_{AB}	1	0	0	$[b_R] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ -2/3 & 2/3 & 1 \\ -2/3 & 2/3 & 1 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$
M_{BA}	0	1	0	
M_{BC}	0	1	0	
M_{CB}	-2/3	2/3	1	
M_{CD}	-2/3	2/3	1	
M_{DC}	0	0	1	

Cálculo de $[f_M]$

La matriz no ensamblada de la estructura será:

$$[f_M] = \begin{bmatrix} [f_{AB}] \\ [f_{BC}] \\ [f_{CD}] \end{bmatrix} = \frac{1}{6EI} \begin{bmatrix} 15 & 7.5 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 7.5 & 15 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 12 & 6 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 6 & 12 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 10 & 5 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 5 & 10 \end{bmatrix}$$

Cálculo del producto $[b_R]^T [f_M] [b_0] = [f_F]$

$$[b_R]^T [f] [b_0] = \begin{bmatrix} 73.33 & 0 & 0 \\ -103.33 & 0 & 0 \\ 135 & 0 & 0 \end{bmatrix} \frac{1}{6EI}$$

Cálculo del producto $[br]^T [f_m] [br]$, que es la matriz de flexibilidad ensamblada

$$[f] = \begin{bmatrix} 24.78 & -62.78 & -18 \\ -62.78 & 44.78 & 24 \\ -18 & 24 & 42 \end{bmatrix} \times \frac{1}{6EI}$$

A los desplazamientos producidos por el sistema de carga en los nudos, deberá sumarse el de las cargas aplicadas en las barras y que referido al sistema general, mediante la ecuación:

$$\{D_i\} = [br] \{D\} = \begin{Bmatrix} 0.75 \\ 55.50 \\ 22.50 \end{Bmatrix} \frac{1}{EI}$$

Por lo tanto los desplazamientos totales debidos al sistema de carga externa será:

$$\begin{aligned} \{D_{xp}\} &= [f_p] \{F\} + \{D_i\} \\ &= \frac{1}{6EI} \begin{bmatrix} 73.33 & 0 & 0 \\ -103.33 & 0 & 0 \\ -135 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 3 \\ 5 \\ 5 \end{Bmatrix} + \frac{1}{EI} \begin{Bmatrix} 0.75 \\ 55.50 \\ 22.50 \end{Bmatrix} \\ &= \frac{1}{EI} \begin{Bmatrix} 36.67 \\ -51.67 \\ -67.50 \end{Bmatrix} + \frac{1}{EI} \begin{Bmatrix} 0.75 \\ 55.50 \\ 22.50 \end{Bmatrix} = \frac{1}{EI} \begin{Bmatrix} 37.42 \\ 3.91 \\ -45.00 \end{Bmatrix} \end{aligned}$$

Las ecuaciones de compatibilidad de deformación serán:

$$\{D_{xp}\} + \{f\} \{R\} = \{0\}$$

$$\frac{1}{EI} \begin{Bmatrix} 37.42 \\ 3.97 \\ -45.00 \end{Bmatrix} + \frac{1}{6EI} \begin{bmatrix} 24.78 & -6.28 & -18 \\ -6.28 & 44.78 & +24 \\ -18 & +24 & 42 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \\ R_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ -0.002 \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \\ R_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -7.60 \\ -3.21 \\ +3.20 \end{Bmatrix}$$

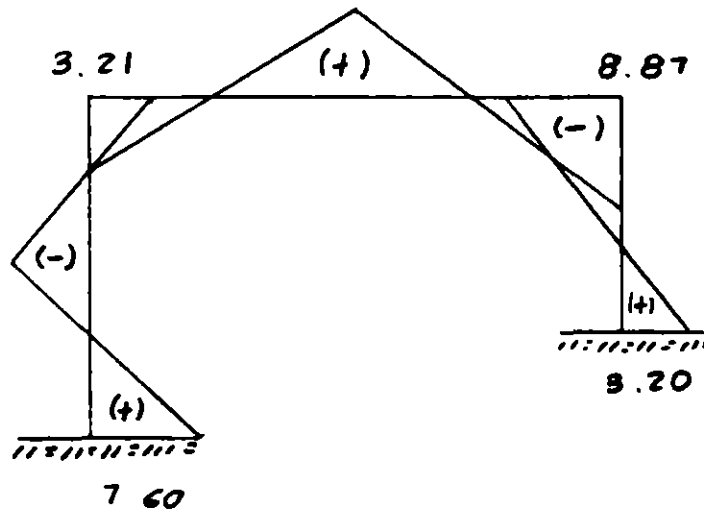
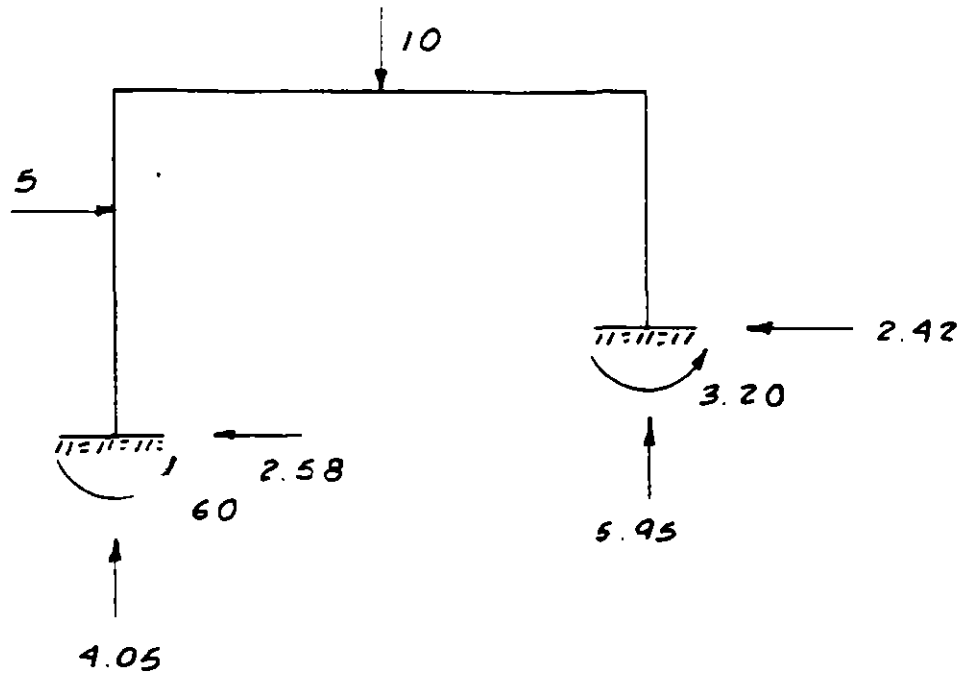


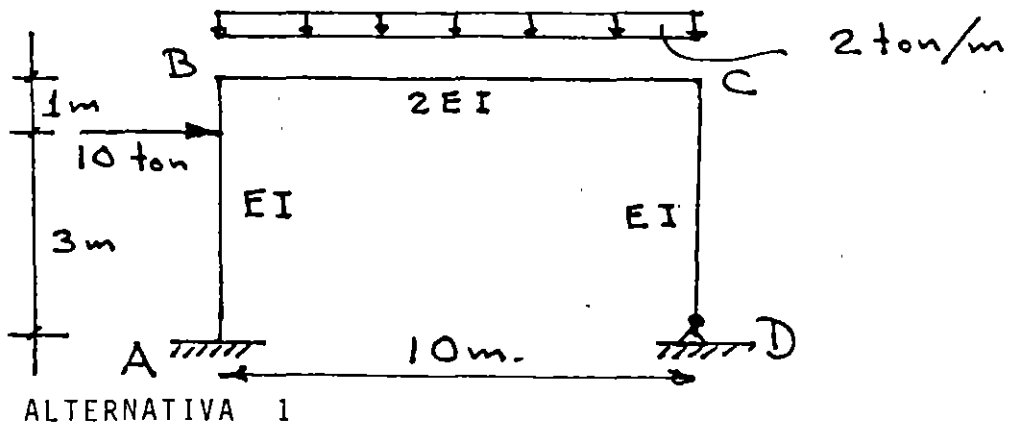
Diagrama de momentos finales las fuerzas internas se obtienen calculando por su superposición los efectos debidos a carga externas y por redundantes:

$$\{P\} = [b_F] \{F\} + [b_R] \{R\}$$

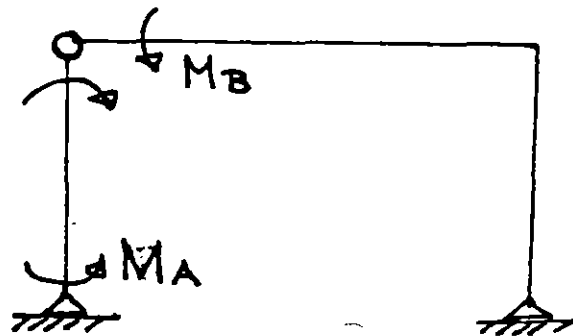
EJEMPLO No. 12

Analizar el marco siguiente utilizando el método de las flexibilidades.

- 1) Sin diagonalizar la matriz de flexibilidades.
- 2) Diagonalizándola (variante propuesta).

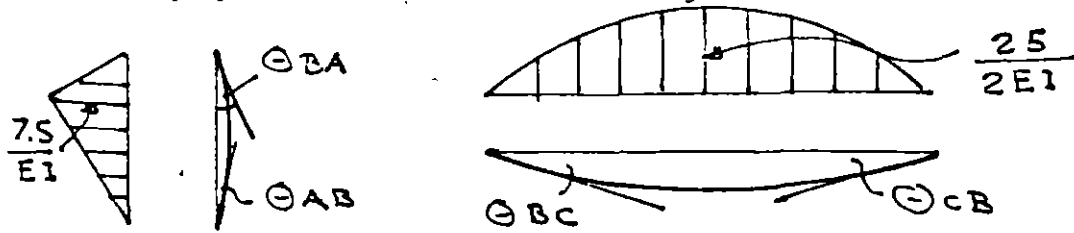


La estructura es hiperestática en segundo grado y se elegirá la siguiente estructura primaria, isostática.



Estructura isostática y sistema de Redundantes.

Como el sistema de cargas no se encuentra aplicado en los nudos, habrá que calcular las deformaciones angulares en los extremos y se trasladarán las cargas a los nudos.

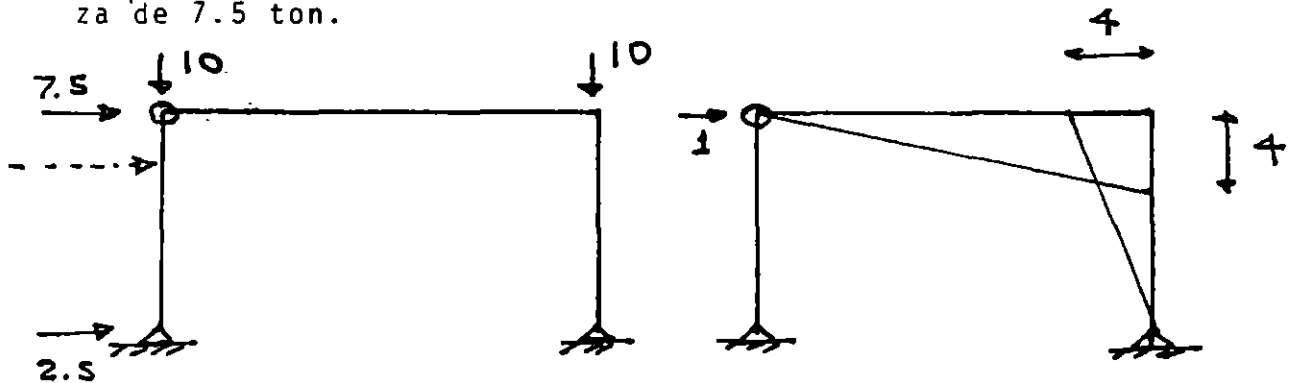


por el método de trabajos virtuales:

$$D = \begin{Bmatrix} \ominus AB \\ \omin� BA \\ \omin� BC \\ \omin� CB \\ \omin� CD \\ \omin� DC \end{Bmatrix} = \frac{1}{EI} \begin{Bmatrix} 6.25 \\ 8.75 \\ 41.66 \\ 41.66 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Los signos positivos indican que el sentido supuesto a los momentos virtuales aplicados fueron del mismo sentido que los desplazamientos.

El sistema de fuerza equivalente aplicado en los nudos se presenta en la figura, provocando efectos de flexión solo la fuerza de 7.5 ton.



Sistema de cargas equivalente y diagrama de momentos.

La matriz de flexibilidades ensamblada será:

$$[f] = [b_R]^T [f_M] [b_R] = \frac{1}{6EI} \begin{bmatrix} 26 & -19 \\ -19 & 46 \end{bmatrix}$$

Refiriendo los desplazamientos angulares debidos a las cargas intermedias, al sistema general de coordenadas mediante la ecuación:

$$D_1 = [b_R]^T \left\{ D \right\} = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 1 & 1 & 0 \\ 0 & -1 & -1 & -1 & -1 & 0 \end{bmatrix} \frac{1}{EI} \begin{Bmatrix} 6.25 \\ 8.75 \\ 41.66 \\ 41.66 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} = \frac{1}{EI} \begin{bmatrix} 35.41 \\ -92.07 \end{bmatrix}$$

Finalmente, calculando el primer término de la ecuación de compatibilidad de deformaciones (3.8) y sumándole los desplazamientos debidos a las cargas intermedias se tendrá:

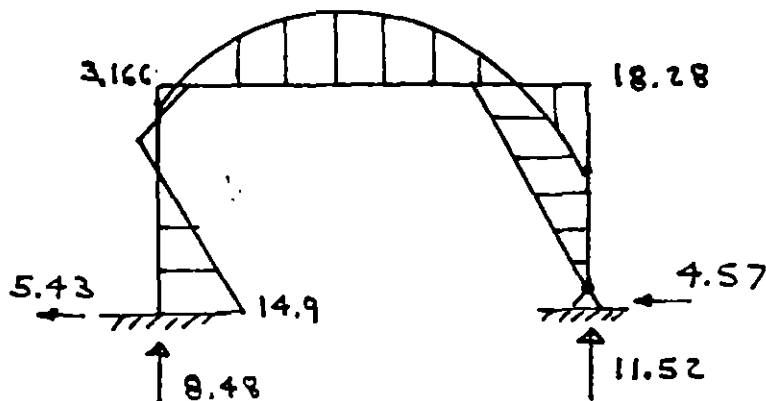
$$[b_R]^T [f_M] [b_F] \left\{ F \right\} + [b_R]^T \left\{ D \right\} = \frac{1}{EI} \begin{Bmatrix} -90 \\ +115 \end{Bmatrix} + \frac{1}{EI} \begin{Bmatrix} 35.41 \\ -92.09 \end{Bmatrix}$$

El segundo miembro de la ecuación (3.8) será:

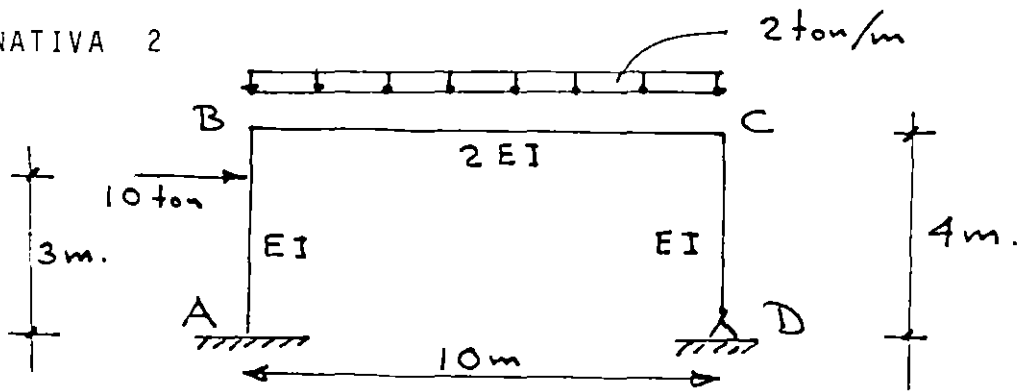
$$[b_R]^T [f_M] [b_R] \begin{Bmatrix} M_A \\ M_B \end{Bmatrix} = \frac{1}{6EI} \begin{bmatrix} 26 & -19 \\ -19 & 46 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M_A \\ M_B \end{Bmatrix}$$

Por lo tanto:

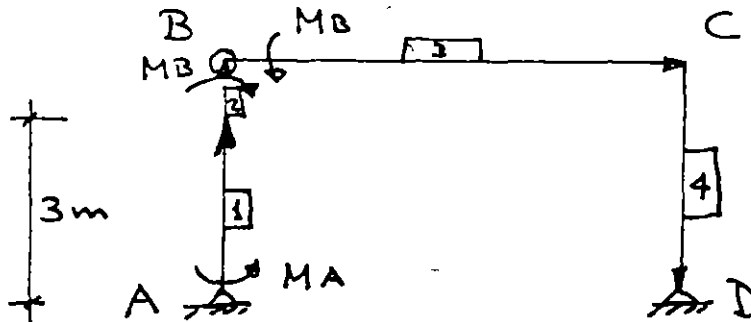
$$\frac{1}{EI} \begin{Bmatrix} -54.59 \\ +22.91 \end{Bmatrix} + \frac{1}{6EI} \begin{bmatrix} 26 & -19 \\ -19 & 46 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M_A \\ M_B \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix}; \quad \begin{matrix} M_A = 3.166 \text{ ton-m} \\ M_B = 14.9 \text{ ton-m} \end{matrix}$$



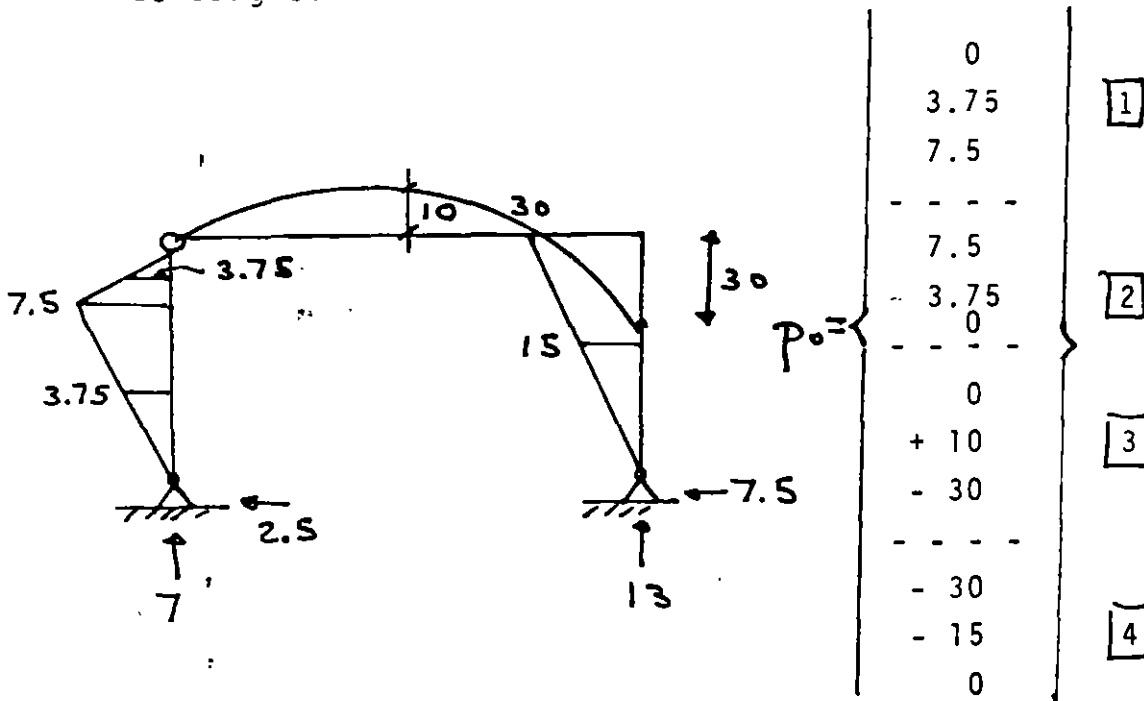
ALTERNATIVA 2



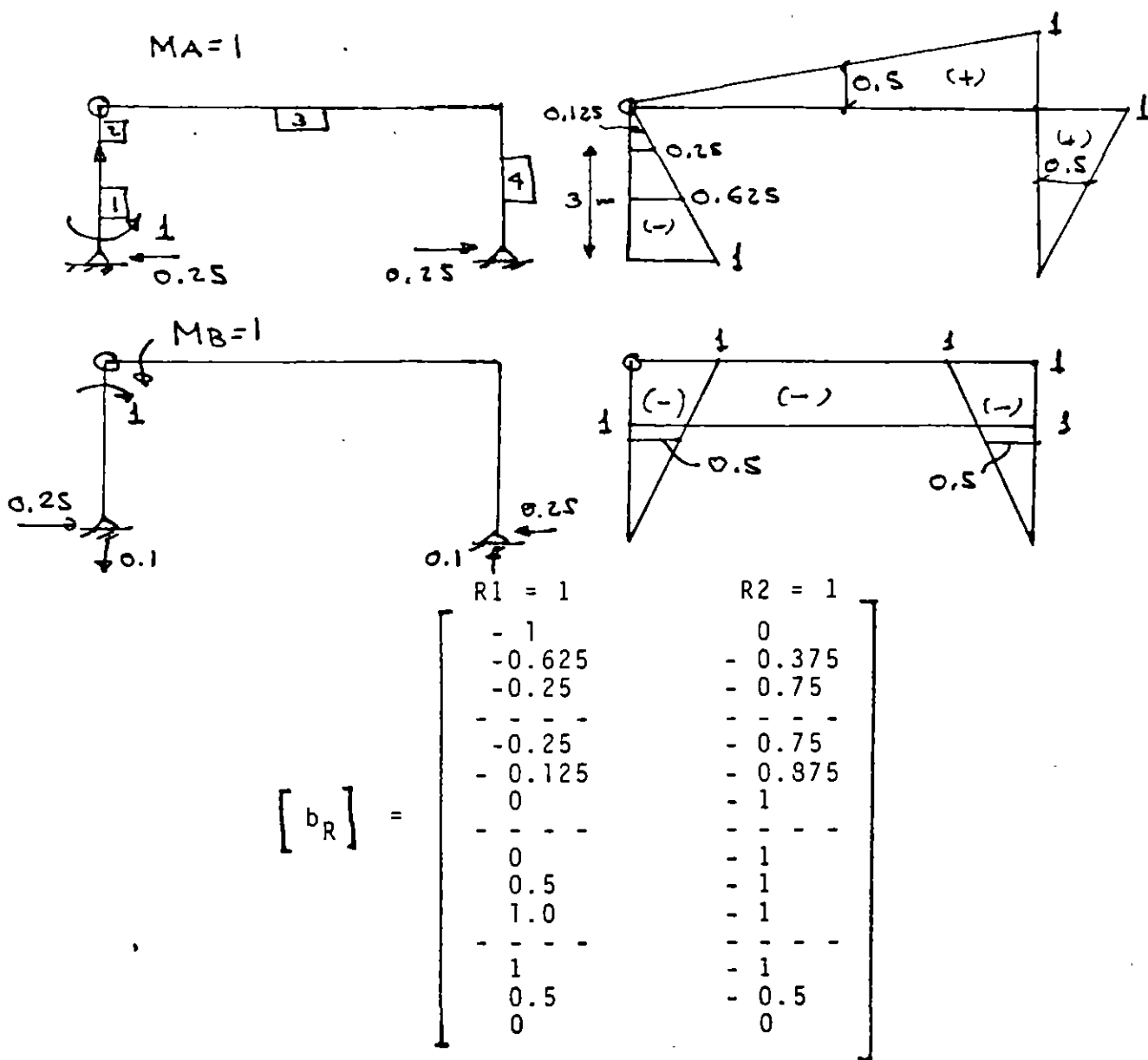
Seleccionando la misma estructura isostática que en el caso 1 y debido a la presencia de la carga concentrada, se tendrán 4 elementos:



Resolviendo la estructura isostática y calculando los momentos en los extremos y al centro de cada elemento, se obtiene el vector de cargas.



Obtención de la matriz de redundantes $[b_R]$



Es evidente que para calcular P^o y b_R , se puede prescindir del trazo de diagramas de momentos.

La matriz de flexibilidades no ensamblada, de acuerdo con la ecuación 3.11, es una matriz diagonal:

REFERENCIAS

- 1.- Ghali A, Neville M, "Structural Analysis", Intext Educational Publisher, Scranton 1972
- 2.- Yuan-Yu Hsieh "Teoría de Estructuras" Prentice Hall Internacional, Madrid 1982
- 3.- Dany R. Julio, "Curso Análisis Estructural" DEPMI, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F.
- 4.- H.H. West "Análisis de Estructuras" Compañía Editorial Continental, S.A. México. 1984
- 5.- W.A. Granville "Cálculo Diferencial e Integral" Unión Tipográfica Editorial Hispano Americana 1952



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

*CURSOS ABIERTOS
ANALISIS ESTRUCTURAL*

METODOS DE RIGIDECES

ING. MIGUEL ANGEL RODRIGUEZ VEGA

ANALISIS ESTRUCTURAL
METODO DE LAS RIGIDECES

CONTENIDO:

- INTRODUCCION
- INDETERMINACION CINEMATICA
- COEFICIENTES DE RIGIDEZ
- ECUACIONES DEL EQUILIBRIO
- PROCEDIMIENTO PARA OBTENER ELEMENTOS MECANICOS EN VIGAS Y MARCOS HIPERESTATICOS
- PROPIEDADES DE LA MATRIZ DE RIGIDECES
- EJEMPLOS

ANALISIS ESTRUCTURAL
FACULTAD DE INGENIERIA UNAM.

INTRODUCCION

En 1880 Heinrich Manderla realizó los primeros estudios considerando los desplazamientos de los nudos como incógnitas en el análisis de una armadura, tomando en cuenta las deformaciones producidas en los elementos de la estructura por la acción de momentos flexionantes y fuerzas axiales, para lo cual consideró que la armadura tenía nudos rígidos. Este procedimiento resultó inadecuado por la complejidad que resultaba el resolver un sistema de ecuaciones, ya que estaba en función de los desplazamientos angulares y lineales de cada nudo.

En 1892, Otto Mohr, desarrolló un método aproximado para el cálculo de los esfuerzos producidos por la flexión en una armadura con nudos rígidos, para lo cual también se necesitó resolver un sistema de ecuaciones, que estaba en términos de la rotación de los nudos.

En 1914, Alex Bendixen desarrolló el método pendiente-deflexión para el análisis de estructuras que requiere la solución de un sistema de ecuaciones en términos de los desplazamientos de los nudos. En 1915, G.A. Maney dió a conocer el desarrollo de éste método, el cual era muy semejante al presentado por Mohr.

En 1930, Hardy Cross, dió a conocer el método de la distribución de momentos, que consistía en lograr el equilibrio de los momentos en los nudos mediante aproximaciones sucesivas. Este método tuvo gran aceptación debido a que se evitó la necesidad de resolver el sistema de ecuaciones que se requería en el método de pendiente-deflexión. En 1935, R.C. Southwell propuso el método de relajación de aproximaciones sucesivas.

Con el advenimiento de las computadoras se eliminó la solución del sistema de ecuaciones simultáneas como un obstáculo para el análisis estructural, lo que permitió la utilización de un método muy generalizado, basándose en el método de pendiente-deflexión, donde las incógnitas son los desplazamientos de los nudos, a este método de análisis se le llamó método de las rigideces.

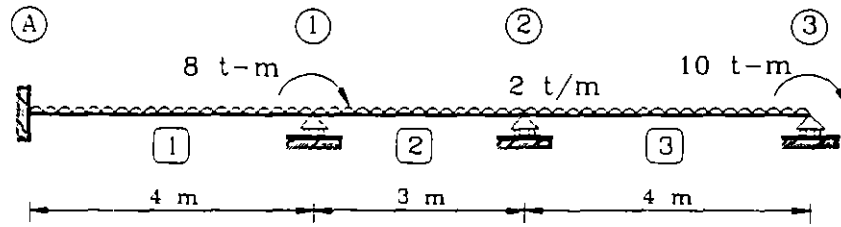
INDETERMINACION CINEMATICA.

En el método de las rigideces, al número total de los desplazamientos de los nudos no restringidos (y de los apoyos) se le llama número de grados de libertad o grado de indeterminación cinemática. En una estructura plana, se pueden tener desplazamientos lineales (en dos direcciones ortogonales), y desplazamientos angulares (giros) en cada nudo.

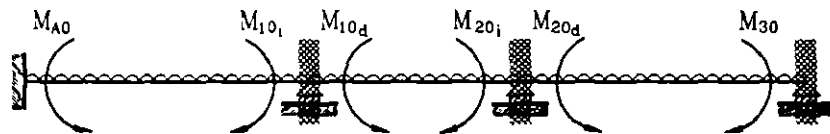
Para determinar el grado de indeterminación cinemática en una estructura, es importante decidir si se tomará en cuenta o no el alargamiento o acortamiento de los miembros estructurales (deformación axial de barras). Por ejemplo, en la figura 1, caso (a), si se toma en cuenta la deformación axial de barras, se tendrían 7 grados de indeterminación cinemática, sin embargo si no se toma en cuenta la deformación axial de las barras solo se tendrían 4 grados de libertad, como se ilustra en el caso (b) de la misma figura. En el caso de armaduras no se toman en cuenta las rotaciones de los nudos, únicamente los desplazamientos lineales de los nudos, como se observa en el caso (c) de la figura 1.

En el método de las rigideces, también llamado de los desplazamientos, se tendrá que definir una estructura restringida o primaria (también llamada cinemáticamente restringida) en la que se

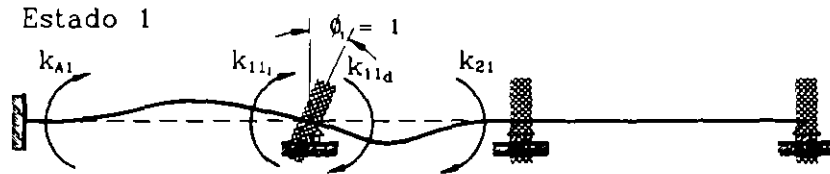
EJEMPLO 1



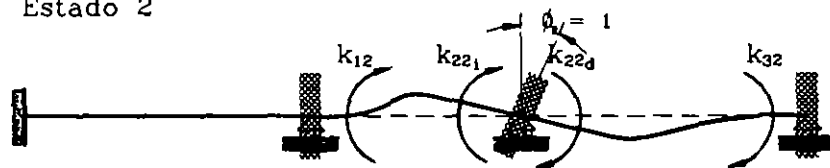
Estado 0



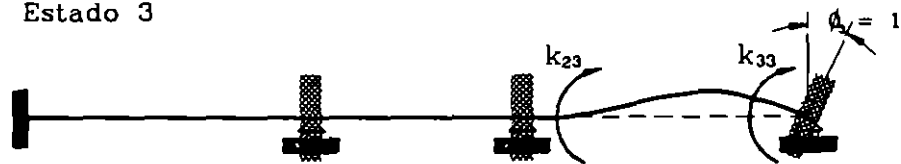
Estado 1



Estado 2



Estado 3



considera a todos los nudos empotrados y a partir de esto, se calculan los momentos de empotramiento que son los que habrá de equilibrar posteriormente. A este primer paso del método se le conoce como el estado I.

COEFICIENTES DE RIGIDEZ

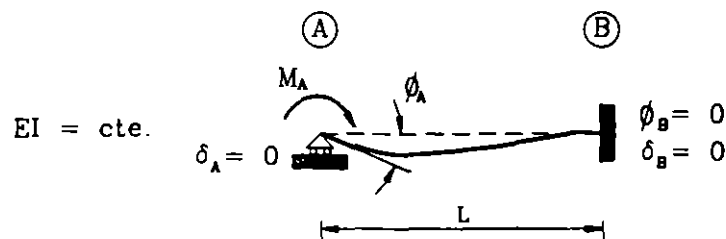
Por rigidez debemos de entender que es la capacidad que tiene un cuerpo para no deformarse cuando está sujeto a cargas externas, dicha deformación puede ser un giro o un desplazamiento. Al referirnos a cargas estamos considerando tanto fuerzas como momentos concentrados.

Las rigideces se expresan como sigue:

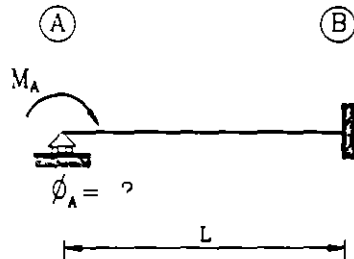
$$r_A = \frac{M}{\phi} \qquad r_E = \frac{V}{\delta}$$

- r_A = rigidez angular.
- M = momento en el extremo considerado.
- ϕ = giro en el extremo en donde se aplicó.
- r_E = rigidez de entrepiso.
- V = cortante de entrepiso.
- δ = desplazamiento relativo de entrepiso.

La rigidez angular de barras de sección constante, considerando únicamente deformaciones por momento flexionante, se calculará para el caso de la viga siguiente, donde el extremo A es un apoyo fijo y el extremo B es un empotramiento:



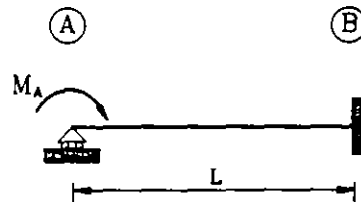
Como se vio anteriormente, la rigidez angular se calcula con la expresión: $r_A = M_A / \phi_A$, como nuestra incógnita es el giro en el punto A de la viga en estudio, tendremos que valuar el giro debido a un momento aplicado en A como se indica en la siguiente figura:



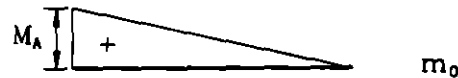
Aplicando el método de las flexibilidades para resolver la viga hiperestática, tendremos la siguiente estructura primaria:

ESTRUCTURA PRIMARIA

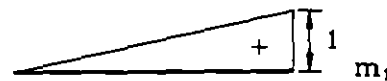
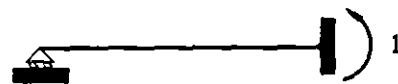
ESTADO 0



$EI = \text{cte.}$



ESTADO I



resolviendo la ecuación de compatibilidad: $\delta_{10} + R_1 f_{11} = 0$

donde:

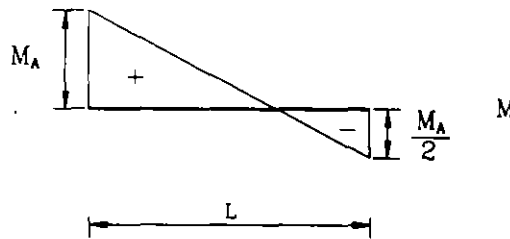
$$\delta_{10} = \frac{1}{6EI} (L)(M_A)(1) = \frac{M_A L}{6EI}$$

$$f_{11} = \frac{1}{3EI} (L)(1)(1) = \frac{L}{3EI}$$

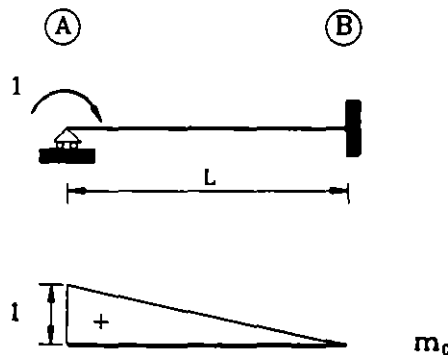
sustituyendo: $\frac{M_A L}{6EI} + R_1 \frac{L}{3EI} = 0$

resolviendo: $R_1 = -\frac{M_A}{2}$

Por lo tanto, el diagrama de momento flexionante final será:



Para poder determinar el valor de ϕ_A volveremos a emplear el método de las flexibilidades, aplicando un momento unitario en el punto A (en la dirección donde se quiere encontrar el giro), por lo que tendremos:



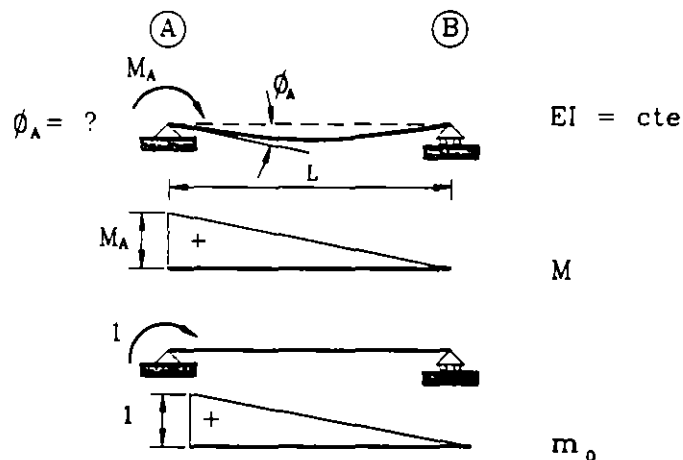
donde:
$$\phi = \int \frac{M m_0}{EI} ds$$

sustituyendo:
$$\phi_A = \frac{1}{6EI} (L)(1)(2M_A - \frac{M_A}{2}) = \frac{M_A L}{4EI}$$

conociendo:
$$r_A = \frac{M_A}{\phi_A}$$

sustituyendo:
$$r_A = \frac{4EI}{L}$$

En caso de una viga, donde su extremo B es un apoyo fijo, el valor de su rigidez angular cambia, calculandose de la manera siguiente:



Su giro será:
$$\phi_A = \frac{1}{3EI} (L)(M_A)(1) = \frac{L M_A}{3EI}$$

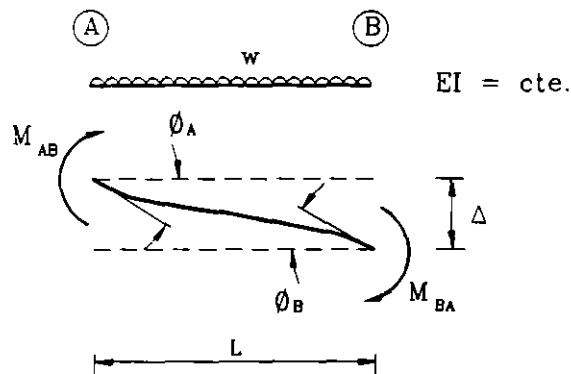
Su rigidez será:
$$r_A = \frac{3EI}{L}$$

ECUACIONES DEL EQUILIBRIO

La base del método pendiente-desviación está en las ecuaciones de

equilibrio, que nos definen los momentos en los extremos de cada barra en función de los desplazamientos angulares de sus extremos y de los desplazamientos lineales relativos entre sus extremos.

Si consideramos la siguiente barra, que se aisló de un sistema estructural estáticamente determinado y que está deformado debido a las rotaciones en los extremos ϕ_A , ϕ_B y un desplazamiento lineal relativo entre A y B, Δ . Los momentos en sus extremos los llamaremos M_{AB} y M_{BA} que están en función de sus deformaciones elásticas y de las cargas que actúan sobre la barra.

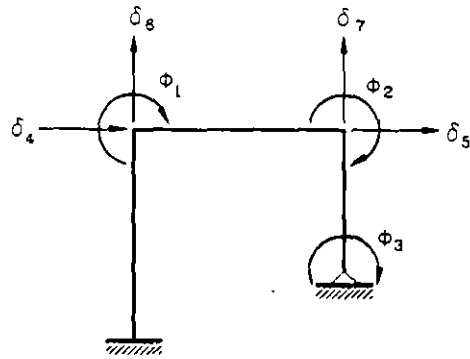


Para obtener los momentos M_{AB} y M_{BA} aplicaremos el método de superposición, sumando algebraicamente los efectos debido a:

1. El momento debido al giro ϕ_A del extremo A, manteniendo empotrado el extremo B.
2. El momento debido al giro ϕ_B del extremo B, manteniendo empotrado el extremo A.
3. El momento debido a la traslación relativo Δ entre los extremos A y B.
4. El momento debido a las cargas que actúan sobre la barra, sin alterar las deformaciones existentes en los extremos A y B.

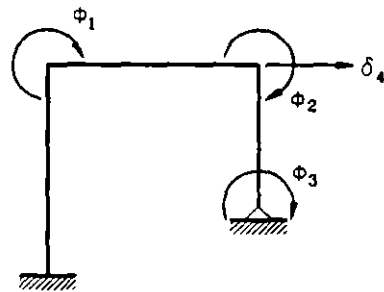
Grados de indeterminación cinemática

G.I.C. = 7
Se considera la deformación axial de barras.



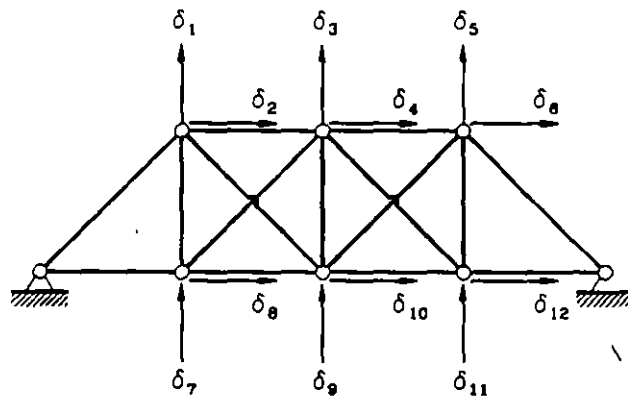
(A)

G.I.C. = 4
Se desprecia la deformación axial de barras.



(B)

G.I.C. = 12



(C)

F I G U R A 1

Para determinar estos efectos se realizará lo siguiente:

1. Considerando la barra A-B, con las condiciones de soporte que se indican en la figura 2(A), donde el extremo A gira un ángulo ϕ_A , mientras que el extremo B esta fijo, $\phi_B = 0$, y no hay desplazamiento relativo entre los extremos A y B, $\Delta = 0$.

Utilizando el método de la viga conjugada, figura 2(B), con el diagrama de momentos dividido entre EI como carga elástica, donde ϕ_A es la reacción en sentido positivo, de tal manera que sea la pendiente positiva que se busca de la viga real, por lo que tenemos la solución:

$$\text{haciendo: } \sum M_A = 0 \quad \left(\frac{M_{AB}^1 L}{2EI} \right) \left(\frac{L}{3} \right) - \left(\frac{M_{BA}^1 L}{2EI} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 0$$

$$\text{donde: } M_{BA}^1 = \frac{1}{2} M_{AB}^1 \quad \dots (a)$$

$$\text{haciendo: } \sum M_B = 0 \quad (\phi_A L) - \left(\frac{M_{AB}^1 L}{2EI} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) + \left(\frac{M_{BA}^1 L}{2EI} \right) \left(\frac{L}{3} \right) = 0$$

sustituyendo (a) en la expresión anterior:

$$M_{AB}^1 = \frac{4EI}{L} \phi_A$$

por lo tanto:

$$M_{BA}^1 = \frac{2EI}{L} \phi_A$$

2. Si consideramos la estructura de la figura 2(C), en donde ahora el extremo B se ha rotado un ángulo ϕ_B y el extremo A está empotrado, procediendo de manera similar al caso anterior llegamos a las siguientes expresiones:

$$M_{AB}^2 = \frac{1}{2} M_{BA}^2$$

$$M_{AB}^2 = \frac{2EI}{L} \phi_B$$

$$M_{BA}^2 = \frac{4EI}{L} \phi_B$$

3. Considerando la figura 2(D), donde ahora se tiene un desplazamiento relativo Δ entre los extremos de la barra (sin rotaciones por estar empotrados). Observando a la estructura y debido a simetría de la deformación con respecto al punto central de la barra, los dos momentos que actúan en los extremos deben ser iguales, es decir:

$$M_{AB}^3 = M_{BA}^3 = M^3$$

Deben ser de signo negativo, pues tienen sentido antihorario. Por el método de la viga conjugada, y considerando su respectivo diagrama de momentos como cargas elásticas sobre la viga conjugada, figura 2(E) se observa que debe actuar un momento igual a Δ en el extremo B, debido al desplazamiento obligado Δ en la viga real.

haciendo: $\sum M_B = 0 \quad \left(\frac{M^3 L}{2EI} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) - \left(\frac{M^3 L}{2EI} \right) \left(\frac{L}{3} \right) - \Delta = 0$

donde: $M^3 = \frac{6EI}{L^2} \Delta$

por lo tanto: $M_{AB}^3 = M_{BA}^3 = - \frac{6EI}{L^2} \Delta$

4. Si consideramos a la barra A-B que no sufre deformaciones debido a las cargas que tenga sobre su claro, entonces podremos calcular los momentos de empotramiento perfecto (ANEXO A), y que se definen respectivamente en sus extremos por: M_{AB}^4 y M_{BA}^4 .

Sumando los cuatro efectos tendremos:

$$M_{AB} = M_{AB}^1 + M_{AB}^2 + M_{AB}^3 \pm M_{AB}^4$$

$$M_{BA} = M_{BA}^1 + M_{BA}^2 + M_{BA}^3 \pm M_{BA}^4$$

sustituyendo:

$$M_{AB} = \frac{4EI}{L} \phi_A + \frac{2EI}{L} \phi_B - \frac{6EI}{L^2} \Delta \pm M_{AB}^4$$

$$M_{BA} = \frac{2EI}{L} \phi_A + \frac{4EI}{L} \phi_B - \frac{6EI}{L^2} \Delta \pm M_{BA}^4$$

Las ecuaciones anteriores fueron para una barra sujeta a giros en sus extremos A y B, con desplazamientos en uno de sus extremos, que son el caso general de las ecuaciones pendiente-deflexión. Para nuestro caso del método de las rigideces, y de forma matricial, las ecuaciones de equilibrio son:

$$(F) + (K)(D) = (0)$$

PROCEDIMIENTO PARA OBTENER ELEMENTOS MECANICOS EN VIGAS Y MARCOS HIPERESTATICOS

El procedimiento general para la solución de vigas y marcos hiperestáticos se describirá a continuación:

1.- Se determina el número de grados de libertad de la estructura.

2.- Se empotran todas las barras en sus extremos, menos en los apoyos de empotramiento, Estado I, logrando con ello una estructura cinemáticamente determinada.

3.- Se calculan los momentos de empotramiento en los extremos de las barras debidos a las cargas sobre ellas.

4.- Se liberan los nudos, Estados II, III, IV, etc. liberando los desplazamientos unitarios uno a uno que fueron impedidos en el paso 2, calculando las fuerzas necesarias para lograr estos desplazamientos (coeficientes de rigidez).

5.- Se plantean las ecuaciones del equilibrio, que será un sistema de n incógnitas, siendo n el número de grados de libertad cinemática de la estructura.

6.- Se resuelve el sistema de ecuaciones, obteniendo los desplazamientos de la estructura, tanto giros como desplazamientos lineales.

7.- Con los giros y desplazamientos lineales se obtienen los momentos en los extremos de las barras correspondientes, aplicando las ecuaciones del equilibrio para cada caso, superponiendo cada Estado.

8.- Se obtienen los diagramas de momentos de la estructura real, sumando los momentos obtenidos en paso 7 con los debidos a las cargas que actúan sobre las barras (superposición).

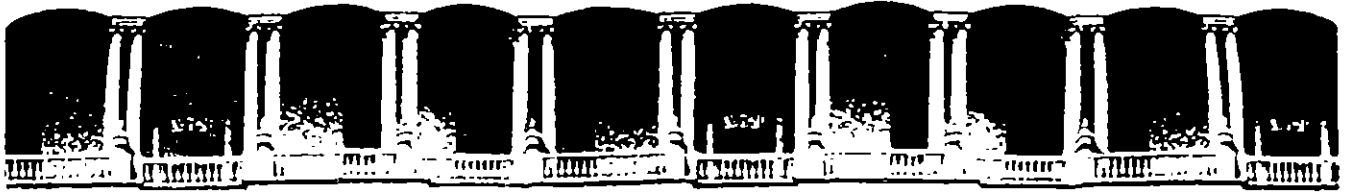
9.- Por último, se obtiene el diagrama de fuerzas cortantes aplicando la estática y el de fuerzas normales (si es el caso) por equilibrio interno de la estructura, así como sus reacciones.

PROPIEDADES DE LA MATRIZ DE RIGIDECES

- La matriz de rigideces debe ser cuadrada, de orden n por n , donde n sería igual al grado de indeterminación cinemática.

- Tiene propiedades de simetría: $k_{ij} = k_{ji}$
- Los coeficientes de la diagonal principal deben ser positivos.
- Debe ser una matriz positivamente definida, es decir, su determinante debe ser mayor que cero.
- La matriz de rigideces es la inversa de la de flexibilidades, sin embargo se debe tener en cuenta que por flexibilidades se basa en una estructura isostática, y el sistema de coordenadas representan la localización y dirección de las restricciones, y en cambio en rigideces, se restringen desplazamientos en nudos, siendo su sistema de coordenada la localización y dirección de los desplazamientos incógnitas, por lo tanto tanto la inversa de la matriz de flexibilidades utilizada en el método de las fuerzas es una matriz, en la cual los elementos son coeficientes de rigidez, pero no los que se utilizan en el análisis del método de rigidez y viceversa.

NOTA: Estos apuntes fueron elaborados por el Ing. Miguel Angel Rodríguez Vega. Profesor Facultad de Ingeniería. UNAM.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

*CURSOS ABIERTOS
ANALISIS ESTRUCTURAL*

*INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA Y DISEÑO
ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES*

M. en I. AGUSTIN DEMENECHI COLINA

SIMPOSIO SOBRE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA Y DISEÑO ESTRUCTURAL
DE CIMENTACIONES

SMMS, SMIS, SMIE Septiembre de 1991

"INTERACCION ESTATICA SUELO-ESTRUCTURA"

Agustín Deméneghi Colina

Profesor del Departamento de Geotecnia
Facultad de Ingeniería, UNAM

RESUMEN Se presenta una breve descripción de los métodos de interacción estática suelo-estructura que se han desarrollado en la República Mexicana hasta la fecha. Se comenta sobre la necesidad de tomar en cuenta la variación de las propiedades de los materiales que forman la estructura y el terreno de cimentación. Se presentan algunas aplicaciones de la interacción estática suelo-estructura.

1. INTRODUCCIÓN

La cimentación de estructuras sobre suelos de mediana a alta compresibilidad plantea el problema de determinar los hundimientos totales y diferenciales, así como los elementos mecánicos (momento flexionante, fuerza cortante y fuerza normal), tanto en la subestructura como en la superestructura, ocasionados por los hundimientos del terreno de cimentación. Estos valores dependen por un lado de la compresibilidad del subsuelo y por otro de la rigidez de la estructura. Tomando en cuenta que con frecuencia en los análisis estructurales se considera a la estructura empotrada o articulada en su cimentación, o si se trata de una losa de apoyo se supone una presión de contacto uniforme, o que el cálculo de hundimientos del terreno de cimentación se realiza considerando la estructura de cimentación totalmente flexible, lo cual suele distar bastante de la realidad, se ve clara la necesidad de desarrollar métodos que tomen en cuenta los

efectos de los hundimientos y que, al mismo tiempo, permitan calcular los valores de estos últimos. A estas técnicas es lo que se denomina interacción estática suelo-estructura.

Por lo tanto, el propósito de la interacción estática suelo-estructura es llevar a cabo un análisis estructural tomando en cuenta el efecto de la rigidez del terreno de cimentación. La interacción suelo-estructura proporciona los diagramas de hundimientos diferenciales y de reacción del terreno de cimentación (véanse las figs 11 y 12), lo que a su vez permite determinar los diagramas de momento flexionante y fuerza cortante en la estructura de cimentación, considerando la influencia de la rigidez del suelo de cimentación, lo que conduce a un diseño racional de dicha subestructura. Algunos procedimientos de interacción consideran también el efecto de la superestructura, con lo que se conoce además el efecto de la rigidez del terreno en los elementos mecánicos de toda la estructura.

En este trabajo se presenta una breve descripción de los métodos de interacción estática que se han desarrollado hasta la fecha en la República Mexicana, así como algunas de sus aplicaciones. El lector que tenga interés en estudiar al detalle uno de los procedimientos de interacción puede consultar las referencias que se incluyen al final del texto.

Las características de alta compresibilidad de los sedimentos del subsuelo de la ciudad de México ha dado lugar a que se desarrollen un buen número de métodos de interacción suelo-estructura, teniendo la mayoría de ellos una buena dosis de mérito. Se puede afirmar que nuestro país es inclusive uno de los pioneros en este campo de estudio.

En el inciso 2 se trata el problema de la interacción suelo-estructura en cimentaciones someras, mientras que el inciso 3 contiene algunas técnicas para cimentaciones profundas. En el inciso 4 se comenta sobre la importancia de considerar en la forma más realista posible las propiedades mecánicas de los materiales de estructura y terreno de cimentación. El inciso 5 trata de ciertas aplicaciones de la interacción estática suelo-estructura. Finalmente, en el inciso 6 se presentan las conclusiones de este trabajo.

Cabe aclarar que no en todas las cimentaciones surge el problema de considerar la rigidez del suelo. Por ejemplo, para niveles de carga medianos y suelos muy rígidos, los hundimientos del suelo son muy pequeños y no se requiere tomarlos en cuenta en el análisis estructural. En el diseño estructural de zapatas de dimensiones usuales, la diferencia entre una reacción uniforme y la reacción real es pequeña y queda cubierta por los factores de seguridad empleados para el diseño estructural. En consecuencia, la interacción se aplica sobre todo a estructuras cimentadas sobre suelos de mediana a alta compresibilidad, en las que los asentamientos diferenciales tienen importancia en el comportamiento de dichas estructuras.

2. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN CIMENTACIONES SOMERAS

2.1 Métodos de interacción suelo-estructura

Existen varios métodos para llevar a cabo la interacción estática suelo-estructura. A continuación describimos brevemente algunos de ellos.

En 1956, Samuel Chamecki, profesor de Ingeniería estructural de la Universidad de Paraná, en Brasil, presenta uno de los primeros procedimientos para tomar en cuenta en forma racional la interacción suelo-estructura, aplicable a vigas y marcos estructurales (Chamecki, 1956). Trata el caso de una viga con tres apoyos, desplantada en un suelo con un estrato de arcilla compresible; resuelve el problema utilizando unos coeficientes de transferencia de carga (que equivalen a la matriz de rigideces de la estructura) en la viga, y considerando una arcilla normalmente consolidada, en la que se conoce su índice de compresibilidad. Estableciendo la compatibilidad de deformaciones entre viga y suelo, resuelve el problema en forma explícita. A continuación trata el caso de marcos estructurales, y debido a que las relaciones esfuerzo-deformación unitaria en los suelos son no lineales, propone un procedimiento iterativo para la solución del problema, usando los coeficientes de transferencia de carga en la estructura y calculando los hundimientos del suelo por procedimientos usuales. Los valores de los asentamientos en las aproximaciones sucesivas oscilan alrededor de un valor medio y tienden a él. Para evitar un gran número de iteraciones, se aplica una corrección después de la primera iteración, calculando las cargas en las columnas con un promedio de los asentamientos obtenidos. En la mayoría de los casos prácticos no hay necesidad de correcciones adicionales para alcanzar la convergencia del procedimiento (Chamecki, 1956).

Otro procedimiento es el de Flores Victoria (1968), en el que para resolver el problema de la interacción suelo-estructura se establece la siguiente ecuación matricial

$$\underline{K} \underline{\delta} = \underline{P} + \underline{E}_c \underline{P}_c - \underline{E} \underline{Q} \quad (1)$$

donde \underline{K} = matriz de rigidez del conjunto superestructura cimentación

$\underline{\delta}$ = vector de asentamientos de los nudos de la cimentación, los cuales deben ser iguales a los de las bases de las columnas inferiores de la superestructura

\underline{E}_c = matriz de transmisión de peso propio de trabes a cargas en nudos

\underline{P}_c = cargas debidas al peso propio de trabes

\underline{E} = matriz de transmisión de cargas del suelo a los nudos de la cimentación

\underline{Q} = cargas que la cimentación aplica al suelo

Los movimientos del suelo están dados por

$$\underline{F}_s \underline{Q}_s = \underline{\delta}_s \quad (2)$$

donde \underline{Q}_s = cargas aplicadas al suelo

\underline{F}_s = matriz de flexibilidades del suelo, que es función no lineal de \underline{Q}_s

$\underline{\delta}_s$ = vector de movimientos verticales de la superficie del suelo

Suponiendo que la cimentación no se despega del suelo, las cargas \underline{Q} sobre la cimentación deben ser iguales a las cargas \underline{Q}_s . Los hundimientos $\underline{\delta}$ de la cimentación deben ser iguales a los del suelo, por lo que la ec 2 puede escribirse

$$\underline{F}_s \underline{Q} = \underline{\delta}$$

En la superestructura y cimentación, de la ec 1 debe tenerse

$$\underline{K} \underline{\delta} = \underline{P}_T - \underline{E} \underline{Q} \quad (3)$$

donde $\underline{P}_T = \underline{P} + \underline{E}_c \underline{P}_c$

son las cargas del edificio sobre los nudos de la cimentación, junto con su peso propio. Las ecs 2 y 3 dan un planteamiento que en forma directa permite obtener como solución los asentamientos $\underline{\delta}$ del suelo y cimentación juntos, así como las fuerzas de contacto \underline{Q} . Para ello se requieren como datos las matrices \underline{K} y \underline{E} , y el vector \underline{P}_T , junto con las propiedades del suelo, localización y tamaño de las áreas rectangulares asociadas a cada \underline{Q} . Para conocer momentos, cortantes, fuerzas normales en columnas, etc, faltará calcular el efecto que producen $\underline{\delta}$ y \underline{Q} en el edificio y sumarlo con el efecto de las cargas verticales \underline{P} y \underline{P}_c .

La solución del problema se lleva a cabo sustituyendo la ec 2 en la ec 3

$$\underline{K} \underline{F}_s \underline{Q} = \underline{P}_T - \underline{E} \underline{Q}$$

de donde $(\underline{E} + \underline{K} \underline{F}_s) \underline{Q} = \underline{P}_T$

Finalmente $\underline{Q} = (\underline{E} + \underline{K} \underline{F}_s)^{-1} \underline{P}_T$

Conocida \underline{Q} , con la ec 2 se obtiene $\underline{\delta}$. No se puede despejar $\underline{\delta}$ de la ec 3 porque no existe la inversa de \underline{K} .

Flores Victoria señala que la matriz \underline{F}_s es función no lineal de \underline{Q} , lo que no permite resolver el problema directamente, sino que se requiere acudir a métodos iterativos.

Operando con las ecuaciones matriciales anteriores, el método iterativo tiene la interpretación física de aplicar una distribución de presiones al suelo $\underline{Q}^{(n)}$, y calcular asentamientos del suelo; con esos asentamientos determinar el estado de cargas que debe tener la estructura como reacción del suelo. Esa reacción se vuelve a aplicar al suelo, y así sucesivamente, hasta lograr

la convergencia; esta interpretación es debida a Chamecki (1956).

De acuerdo con Flores Victoria (1968), este procedimiento es divergente para suelos compresibles, como el de la ciudad de México, o para cimentaciones excesivamente rígidas. Esto lleva a usar un criterio de interpolación para lograr y acelerar la convergencia, el cual se basa en el concepto físico de permitir que $Q^{(n)}$ se modifique en un porcentaje razonable en cada ciclo, y difiera poco de $Q^{(n+1)}$.

El método de Flores Victoria se aplica con un programa de computadora, el cual proporciona los elementos mecánicos correspondientes.

En un trabajo posterior (Flores Victoria y Esteva, 1970) presentan además un procedimiento simplificado en el que se considera lo siguiente:

- El suelo es un medio elástico lineal semiinfinito
- Cimentación rectangular con una red ortogonal de trabes
- No se toma en cuenta la rigidez de la superestructura

Para las condiciones mencionadas, y empleando valores normalizados, los autores proporcionan los valores de los asentamientos de la estructura y de las reacciones del terreno sobre la misma. Estos resultados los presentan en forma tabular.

Los resultados del trabajo de Flores Victoria y Esteva (1970) son los que se emplean en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1976 y en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad de 1980. Sin embargo, en las primeras no se incluye el cálculo de la magnitud de las reacciones del suelo de cimentación.

Para tomar en cuenta el comportamiento no lineal del suelo, Dany et al (1977) presentan un método incremental, que consiste en suponer que el vector de cargas se aplica gradualmente al conjunto en incrementos, siendo los incrementos suficientemente pequeños para que el sistema responda linealmente, con rigideces iguales a los valores tangentes que corresponden al estado de esfuerzos existente al iniciar la aplicación de los incrementos. Al aplicar el último incremento deben satisfacerse las ecuaciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo.

Por su parte, Esteva et al (1977) proponen dos procedimientos de interacción. El primero es a base de aproximaciones sucesivas, y consiste en suponer inicialmente que la distribución de presiones en el terreno es igual a la de las carga aplicadas sobre el sistema estructural; con las reacciones y la correspondiente matriz secante de flexibilidades del suelo se obtiene una estimación de los desplazamientos del suelo, y una estimación de las deformaciones de la estructura, empleando matrices secantes de rigideces de la estructura y de flexibilidades del suelo. El proceso se repite un número de veces tal que los valores de los desplazamientos del suelo sean suficientemente parecidos en dos estimaciones sucesivas. El segundo método es un procedimiento incremental aproximado, que consiste en aplicar gradualmente la carga total en incrementos; en cada incremento se efectúa un ciclo semejante al del procedimiento de aproximaciones comentado antes; el resultado de dicho ciclo iterativo se toma como punto de partida para la aplicación de otro incremento de carga. Los autores proponen dos criterios alternativos: en el primero se logra el equilibrio al final de cada ciclo, pero no se logra la compatibilidad entre las deformaciones de la estructura y las del suelo; en el segundo se alcanza dicha compatibilidad, pero a costa de un desequilibrio. Por lo anterior, en ambos casos

debe hacerse una corrección en el siguiente ciclo (Esteva *et al*, 1977).

El Dr Leonardo Zeevaert (1973, 1980, 1983) ha trabajado profusamente en el desarrollo de métodos de interacción suelo-estructura. El método que utiliza consiste en formar la ecuación matricial de asentamientos o hundimientos (EMA), que relaciona los asentamientos del suelo en función de las cargas aplicadas en la superficie:

$$\underline{\delta} = \underline{D} \underline{q}$$

donde $\underline{\delta}$ = vector de asentamientos en el contacto cimentación suelo
 \underline{D} = matriz de asentamientos ocasionados por presiones unitarias
 \underline{q} = vector de cargas aplicadas en el contacto cimentación suelo

Para la formación de la matriz \underline{D} se emplea el concepto de valor de influencia, que es el esfuerzo ocasionado por una presión unitaria en la superficie, lo que facilita de manera importante la determinación de los elementos de la matriz \underline{D}

A continuación se forma la ecuación matricial de interacción (EMI), que relaciona las deformaciones de la estructura con las cargas que le transmite el suelo:

$$\underline{S} \underline{X} = \underline{\Delta}$$

donde \underline{S} = matriz de flexibilidades del suelo
 \underline{X} = vector de cargas del suelo sobre la estructura
 $\underline{\Delta}$ = vector de deformaciones de la estructura

La interacción de la estructura de cimentación con el suelo depende del valor de módulo de cimentación por área tributaria K , definido como el cociente de la carga sobre el suelo (en unidades de fuerza)

entre la deformación que produce. Debe notarse en la ecuación EMI que los valores del vector de deformaciones de la estructura $\underline{\Delta}$ son función del módulo K por área tributaria (Zeevaert 1980). Si los valores de K fuesen independientes entre sí, la ecuación matricial EMI daría los resultados definitivos de las reacciones incógnitas. Sin embargo, la hipótesis anterior no es exacta porque la masa del suelo debe considerarse como un medio continuo, donde los valores de K para los diferentes puntos considerados no son independientes entre sí y dependen de la distribución de esfuerzos de contacto con la estructura de cimentación. La interacción correcta entre la estructura de cimentación y la masa del suelo se obtiene utilizando las reacciones X_i obtenidas por EMI, en la ecuación matricial de hundimientos EMA, obteniéndose los desplazamientos verticales δ_i que proporcionan valores del módulo de cimentación iguales a los usados en la ecuación matricial de interacción EMI, $K_i = X_i / \delta_i$. Si los valores encontrados en esta forma no concuerdan con los utilizados inicialmente, no se tendrá la interacción correcta, ya que los módulos de cimentación no fueron correctamente elegidos, por lo cual será necesario utilizar la ecuación matricial EMA para conciliar este problema. Así pues, se deduce que las ecuaciones matriciales EMA y EMI quedan ligadas por los valores de K_i , los cuales son únicos para la solución de cada problema en particular y dependen de la distribución de las reacciones del suelo sobre la estructura de cimentación, rigidez de ésta y de la posición de las cargas que actúan sobre ella (Zeevaert, 1980).

Es posible hallar una matriz única de interacción para resolver el problema sin realizar iteraciones y obtener resultados más precisos (Zeevaert, 1983). La nueva ecuación matricial se denomina ecuación matricial de interacción suelo-estructura (EMISE), mediante el empleo de la cual no se necesitan

iteraciones para resolver el problema de interacción.

El procedimiento de Zeevaert (1980) se puede aplicar a cimentaciones compensadas, tomando en cuenta el efecto de las condiciones hidráulica en la interacción suelo-estructura.

Otro procedimiento de interacción estática suelo-estructura es el que propone Deméneghi (1979, 1983, 1985), el cual considera a las reacciones del terreno como un sistema de cargas sobre la estructura, manejándolas durante el proceso de análisis como incógnitas. El análisis estructural se lleva a cabo empleando el método de rigideces, pero el problema no se puede resolver en esta etapa porque sobran incógnitas, ya que se están agregando al vector de cargas las reacciones del suelo, que no se conocen. Las ecuaciones faltantes las proporciona el análisis de hundimientos del terreno de cimentación, en el que se obtienen las deformaciones del suelo en función de las cargas sobre el mismo (estas cargas son iguales y de sentido contrario a las reacciones del suelo sobre la estructura, por la tercera ley de Newton); en esta etapa se hace uso del concepto de valores de influencia de Zeevaert (1980), lo que facilita la determinación de los hundimientos del suelo en función de las cargas sobre el mismo (recuérdese que las cargas sobre el suelo no se conocen). Las deformaciones del suelo se sustituyen en las ecuaciones obtenidas inicialmente con el método de rigideces, lo que permite resolver el problema en forma directa, sin necesidad

de iteraciones. Con este procedimiento se obtienen los diagramas de deformaciones y de reacciones del suelo, en el contacto entre éste y la estructura de cimentación. Este procedimiento tiene la ventaja de que se puede tomar en cuenta el número de pisos que se desee de la superestructura, así como de que se puede programar en una computadora con relativa facilidad.

El método de Sánchez Martínez y Enriquez (1982) se emplea en cimentaciones someras y consiste en realizar un análisis del conjunto suelo-estructura como un sistema estructural único que se resuelve utilizando el método general de las rigideces. Cabe aclarar que es un método no iterativo.

El procedimiento consiste en considerar al suelo sustituido por una serie de resortes, en los que el módulo de reacción o la constante de cada resorte depende de toda la masa del suelo, es decir, no se consideran los resortes independientes entre sí, como se verá más adelante.

Se establece primero la matriz de rigideces de la estructura a partir de la de sus miembros. Las reacciones del suelo se toman en cuenta a través de resortes que se conectan con la cimentación de la estructura.

A continuación se obtiene la matriz de rigideces del suelo. Esta se determina dando desplazamientos verticales con valor unitario a cada uno de los resortes que lo idealizan y calculando las fuerzas que aparecen por este efecto en todos ellos. Al dar un desplazamiento unitario en un resorte aparecen fuerzas no sólo en el propio resorte, sino también en todos los demás, ya que ellos deben considerarse ligados de alguna forma por pertenecer a un medio continuo. Lo mismo sucede al aplicar sucesivamente desplazamientos unitarios en los demás resortes. El cálculo de la matriz

de rigideces del suelo es en general laborioso y algo complicado; sin embargo, se puede determinar dicha matriz en forma indirecta, teniendo en cuenta que la matriz de rigideces es la inversa de la de flexibilidades.

Las expresiones generales que se usan son

$$\underline{\delta} = \underline{S}_T^{-1} \underline{A} \quad (4)$$

donde $\underline{\delta}$ = vector de desplazamientos desconocidos
 \underline{A} = vector de acciones
 \underline{S}_T^{-1} = inversa de la matriz de rigideces del sistema

Además

$$\underline{S}_T = \underline{S}_E + \underline{S}_S$$

siendo \underline{S}_E = matriz de rigideces de la estructura
 \underline{S}_S = matriz de rigideces del suelo

La matriz de rigideces se obtiene en función de las de sus miembros, como es usual en el análisis estructural usando computadoras.

La matriz de flexibilidades del suelo puede calcularse fácilmente determinando los hundimientos del terreno debidos a la aplicación de fuerzas unitarias. Sánchez Martínez y Enriquez emplean el procedimiento de Zeevaert (1980) para alcanzar este propósito. Llamando \underline{F}_S a la matriz de flexibilidades, la matriz de rigideces del suelo vale

$$\underline{S}_S = \underline{F}_S^{-1}$$

La matriz global del sistema estructura-suelo vale

$$\underline{S}_T = \underline{S}_E + \underline{S}_S$$

Aplicando la ec 4 se determinan los desplazamientos de la estructura y del suelo.

Los elementos mecánicos en los miembros se hallan a partir de sus matrices de rigidez, mientras que las fuerzas en el suelo se obtienen empleando la matriz de rigideces del suelo.

Para utilizar el procedimiento anterior los autores han desarrollado un programa de computadora.

El método de Sánchez Martínez y Enriquez es general, como lo es el método de las rigideces del análisis estructural en que se basa. Se puede considerar no sólo la estructura de cimentación, sino también la superestructura total del edificio, sin más limitaciones que la capacidad de la computadora que se emplee.

También el procedimiento se puede aplicar a la solución de estructuras de retículas de cimentación, constituidas por traveses horizontales en dos sentidos perpendiculares: el área de cimentación se divide en una serie de áreas tributarias que corresponden a las de las columnas y se considera en el centro de cada una de ellas los resortes que idealizan al terreno, y con cuyo comportamiento se establece la matriz de flexibilidades del suelo.

Los autores comentan que el problema podría atacarse utilizando alguno de los programas conocidos de análisis estructural, tomando del programa la matriz de rigideces de la estructura en estudio, modificándola para incluir los términos que representan el comportamiento del suelo e insertando nuevamente en el programa la matriz corregida.

Una propuesta de colaboración geotecnista-estructurista en el cálculo de interacción suelo-estructura es la que presentan Elistein y Granados (1988), que deja a cada especialista la labor que le corresponde. El ingeniero de geotecnia obtiene la matriz de deformaciones del suelo en función de las características geométricas del proyecto y de un vector cualquiera de cargas bajadas por las columnas; la matriz de influencias en el suelo es invariable, así como el conjunto de curvas de compresibilidad; al variar el vector de cargas cambian los asentamientos, pero el nuevo cálculo se lleva a cabo con las mismas matrices de características del subsuelo. La estructura se representa mediante una parrilla de contratraveses.

con las cargas y reacciones perpendiculares a su plano; su rigidez es la propia de las contrarribas de la subestructura, más un cierto incremento calculado o estimado de la contribución de la estructura a tal rigidez. Se conocen las cargas en las columnas y con ellas se calculan los asentamientos s_s del suelo, suponiendo una rigidez nula de la estructura, de tal manera que pueden calcularse las constantes K_s de unos resortes virtuales localizados bajo los nudos de la parrilla; estos resortes son de Winkler en apariencia, pero en realidad están relacionados entre sí al tomar en cuenta la influencia de los asentamientos del suelo en los valores de K_s . Con la ayuda de un programa de computadora se aplican las cargas sobre la estructura, colocándose los resortes virtuales bajo los nudos para proveer las reacciones. El análisis arroja como resultados las fuerzas en los resortes contra los nudos, R_s , y sus deformaciones s_s ; se especifica la diferencia máxima permisible entre s_s (suelo) y s_s (resorte), por ejemplo 5%; si no se cumple esta diferencia, hay que calcular nuevos asentamientos s_s , utilizando un nuevo vector de presiones determinado con los valores de las reacciones R_s y con ellos establecer los nuevos valores de las constantes K_s , iterando para obtener las nuevas deformaciones de los resortes s_s , y así hallar las diferencias $s_s - s_s$. El proceso debe ser rápidamente convergente para la mayoría de los casos, obteniéndose finalmente la configuración real de asentamientos por efecto de la rigidez de la estructura. El geotecnista

proporciona al estructurista los archivos de datos con las matrices de propiedades del suelo y coeficientes de influencia, para que éste puede llevar a cabo las iteraciones necesarias entre estructura y suelo (Ellstein y Granados, 1988).

Un enfoque novedoso que trata la interacción suelo-estructura en sus etapas de análisis y diseño (Moreno, 1990) comprende una serie

de opciones como considerar las características del suelo a partir del módulo de cimentación, características de la estructura, determinación de los elementos mecánicos (deflexiones, momento flexionante, giros, fuerza cortante), presentando éstos en forma de gráficas en pantalla o en impresora a escala. La ventaja de este enfoque es que simplifica la presentación de resultados, y que comprende en forma integral las etapas de análisis y diseño de la estructura de cimentación, ahorrando considerable tiempo al ingeniero que realiza el cálculo correspondiente (Moreno, 1990).

La interacción suelo-estructura se puede atacar utilizando el método del elemento finito (Zienkiewicz, 1977) en el terreno de cimentación. El inconveniente de esta técnica es que el número de datos y de operaciones es muy alto, y usualmente se requiere el uso de computadoras de gran capacidad.

2.2 Interacción suelo-estructura considerando el asentamiento y el giro de zapatas aisladas

El método de rigideces del análisis estructural establece que se debe satisfacer el equilibrio de momentos flexionantes en los nudos y el equilibrio de fuerzas cortantes en los ejes de las barras de la estructura. Esta condición se puede poner en forma matricial de la siguiente forma

$$K \delta + P_s + P_c = 0 \quad (5)$$

El significado de las cantidades de la ec 5 se presenta en los siguientes párrafos.

K es la matriz de rigideces de la estructura, dada por la suma de las matrices de rigidez de cada una de las barras, es decir:

$$K = \sum K_i \quad (6)$$

donde K_i es la matriz de rigidez de cada

barra. A manera de ejemplo, en una barra con apoyos continuos (fig 1), la matriz de rigidez vale

$$K_c = \begin{bmatrix} 4EI/L & 2EI/L & -6EI/L^2 & 6EI/L^2 \\ 2EI/L & 4EI/L & -6EI/L^2 & 6EI/L^2 \\ -6EI/L^2 & -6EI/L^2 & 12EI/L^3 & -12EI/L^3 \\ 6EI/L^2 & 6EI/L^2 & -12EI/L^3 & 12EI/L^3 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \end{matrix} \quad (7)$$

δ es el vector de desplazamientos de la estructura, y está formado por los desplazamientos angulares (giros) de los nudos de la estructura y los desplazamientos lineales de los ejes de la estructura.

P_e es el vector de cargas de empotramiento, formado por los momentos y cortantes de empotramiento que transmiten las barras sobre los nudos de la estructura.

P_c es el vector de cargas externas concentradas, formado por los momentos concentrados sobre los nudos de la estructura y

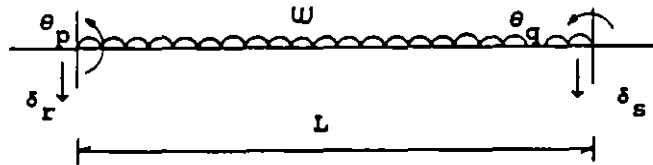


FIG 1 GRADOS DE LIBERTAD DE UNA BARRA

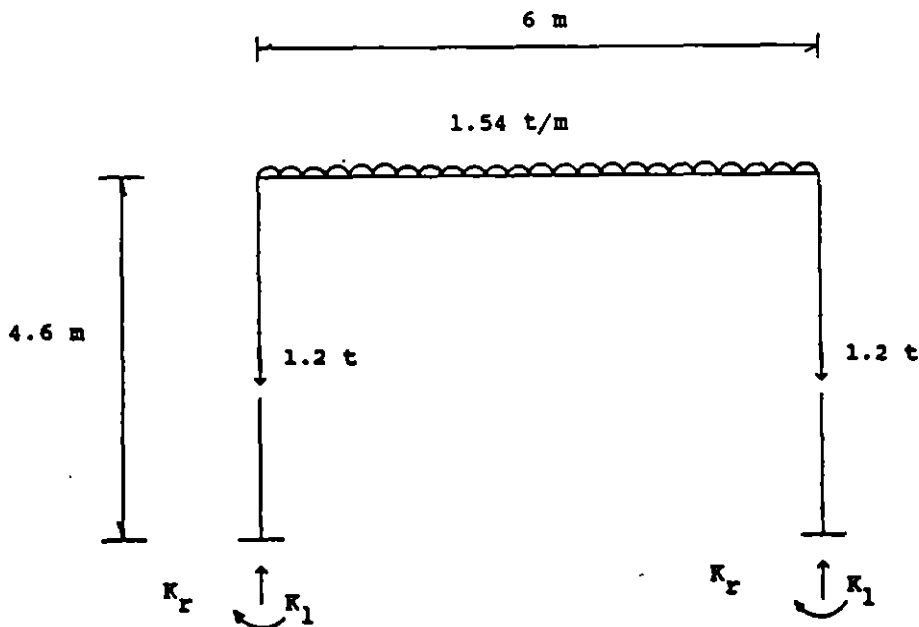


FIG 2 CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

las fuerzas concentradas que actúan sobre los ejes de la estructura.

Cuando una estructura a base de zapatas aisladas sufre desplazamientos debidos a la deformabilidad del terreno de cimentación, se generan en la cimentación acciones que se pueden determinar usando los conceptos de rigidez angular K_r y rigidez lineal K_l del terreno de cimentación. Se define la rigidez angular como el cociente del momento M que actúa sobre una zapata y el giro en radianes θ que sufre esta zapata:

$$K_r = M / \theta \quad (8)$$

La rigidez lineal se define como el cociente entre la carga vertical Q que actúa sobre una zapata y el desplazamiento vertical δ que sufre la zapata:

$$K_l = Q / \delta \quad (9)$$

Los valores de K_r y K_l dependen de las propiedades de deformación del suelo.

De las ecs 8 y 9 se obtienen el momento y la carga vertical debidas a la reacción del suelo sobre la estructura:

$$M = K_r \theta \quad (10)$$

$$Q = K_l \delta \quad (11)$$

Conociendo los valores de K_r y K_l de un suelo, se pueden calcular los giros y los desplazamientos verticales que sufre una estructura cimentada sobre zapatas aisladas, ya que las acciones debidas a la deformabilidad del terreno se pueden incorporar, con relativa facilidad, en el vector de cargas concentradas sobre la estructuras P_c . Este procedimiento lo vamos a ilustrar mediante un ejemplo muy sencillo como el mostrado en la fig 2, en el que vemos que las cargas sobre la estructura son: la repartida de 1.54 t/m, las concentradas sobre las

columnas de 1.2 t y las debidas a la rigidez angular y lineal de las zapatas de cimentación. En la estructura:

Módulo de elasticidad del concreto $2\ 214\ 000\ \text{t/m}^2$
 Momento de inercia de las columnas $0.000675\ \text{m}^4$
 Momento de inercia de las trabes $0.0054\ \text{m}^4$

En el terreno de cimentación

$$K_l = 1880\ \text{t/m} \quad K_r = 720\ \text{t.m} / \text{rad}$$

A continuación presentamos el análisis detallado de la estructura.

Iniciamos numerando las barras y los grados de libertad de la estructura, los cuales se muestran en la fig 3. Las cargas sobre la estructura, correspondientes a los grados de libertad definidos, se aprecian en la fig 4. Con estos datos podemos formar las cantidades que aparecen en la ecuación matricial 5.

a) Vector de desplazamientos

El vector de desplazamiento vale (fig 3)

$$\underline{\delta} = \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \theta_3 \\ \theta_4 \\ \theta_5 \\ \theta_6 \end{Bmatrix}$$

b) Matriz de rigideces

Para formar la matriz de rigideces de la estructura usamos la ec 6. Empezamos por visualizar los grados de libertad de cada barra

Barra	θ_3	θ_4	δ_1	δ_2
1	θ_3	θ_4	-	-
2	θ_3	θ_4	-	-
3	θ_5	θ_6	δ_1	δ_2

A continuación, aplicando la ec 6 formamos la matriz de rigidez de cada barra:

$$K_1 = \begin{bmatrix} \theta_3 & \theta_5 \\ 1299.52 & 649.76 \\ 649.76 & 1299.52 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_3 \\ \theta_5 \end{matrix}$$

$$K_2 = \begin{bmatrix} \theta_4 & \theta_6 \\ 1299.52 & 649.76 \\ 649.76 & 1299.52 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_4 \\ \theta_6 \end{matrix}$$

$$K_3 = \begin{bmatrix} \theta_3 & \theta_4 & \delta_1 & \delta_2 \\ 7970.4 & 3985.2 & -1992.6 & 1992.6 \\ 3985.2 & 7970.4 & -1992.6 & 1992.6 \\ -1992.6 & -1992.6 & 664.2 & -664.2 \\ 1992.6 & 1992.6 & -664.2 & 664.2 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_3 \\ \theta_4 \\ \delta_1 \\ \delta_2 \end{matrix}$$

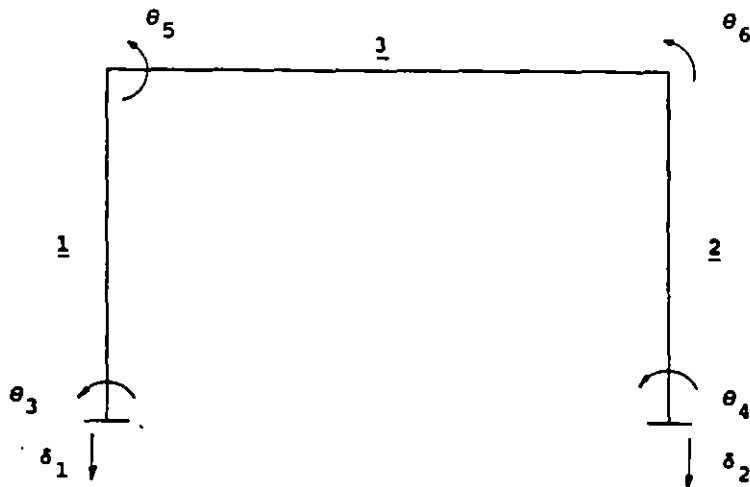


FIG 3 NUMERACIÓN Y GRADOS DE LIBERTAD DE LA ESTRUCTURA

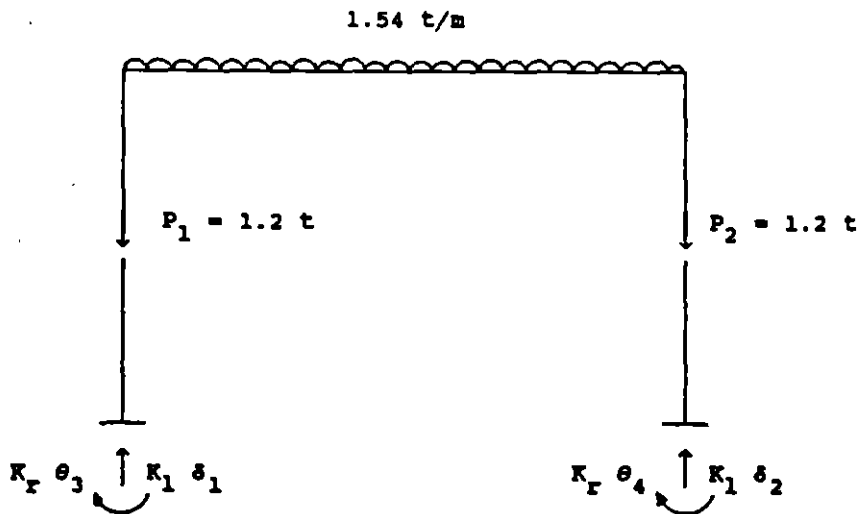


FIG 4 SISTEMA DE CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA

Sustituyendo en la ec 6

$$\underline{K} = \Sigma \underline{K}_i = \underline{K}_1 + \underline{K}_2 + \underline{K}_3$$

$$\underline{K} = \begin{bmatrix} \delta_1 & \delta_2 & \theta_3 & \theta_4 & \theta_5 & \theta_6 \\ 664.2 & -664.2 & 0 & 0 & -1992.6 & -1992.6 \\ -664.2 & 664.2 & 0 & 0 & 1992.6 & 1992.6 \\ 0 & 0 & 1299.52 & 0 & 649.76 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1299.52 & 0 & 649.76 \\ -1992.6 & 1992.6 & 649.76 & 0 & 9269.92 & 3985.2 \\ -1992.6 & 1992.6 & 0 & 649.76 & 3985.2 & 9269.92 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \theta_3 \\ \theta_4 \\ \theta_5 \\ \theta_6 \end{matrix}$$

c) Vector de cargas de empotramiento

$$\underline{P}_e = \begin{Bmatrix} -wL/2 \\ -wL/2 \\ 0 \\ 0 \\ wL^2/12 \\ -wL^2/12 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -4.62 \\ -4.62 \\ 0 \\ 0 \\ 4.62 \\ -4.62 \end{Bmatrix}$$

d) Vector de cargas concentradas

$$\underline{P}_c = \begin{Bmatrix} -1.2 + 1880 \delta_1 \\ -1.2 + 1880 \delta_2 \\ 720 \theta_3 \\ 720 \theta_4 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Sustituyendo valores en la ec 5

$$664.2 \delta_1 - 664.2 \delta_2 - 1992.6 \theta_5 - 1992.6 \theta_6 - 4.62 - 1.2 + 1880 \delta_1 = 0$$

$$-664.2 \delta_1 + 664.2 \delta_2 + 1992.6 \theta_5 - 1992.6 \theta_6 - 4.62 - 1.2 + 1880 \delta_2 = 0$$

$$1299.52 \theta_3 + 649.76 \theta_5 + 0 + 720 \theta_6 = 0$$

$$1299.52 \theta_4 + 649.76 \theta_6 + 0 + 720 \theta_3 = 0$$

$$-1992.6 \delta_1 + 1992.6 \delta_2 + 649.76 \theta_5 + 9269.92 \theta_6 + 3985.2 \theta_3 + 4.62 + 0 = 0$$

$$-1992.6 \delta_1 + 1992.6 \delta_2 + 649.76 \theta_6 + 3985.2 \theta_5 + 9269.92 \theta_4 - 4.62 + 0 = 0$$

Por simetria

$$\delta_1 = \delta_2, \theta_3 = -\theta_4, \theta_5 = -\theta_6$$

Por lo tanto

$$-5.82 + 1880 \delta_1 = 0$$

$$2019.52 \theta_3 + 649.76 \theta_5 = 0$$

$$649.76 \theta_5 + 5284.72 \theta_3 + 4.62 = 0$$

Resolviendo el sistema

$$\delta_1 = 0.003096 \text{ m}$$

$$\theta_3 = 0.0002929$$

$$\theta_5 = -0.0009102$$

El momento que llega a la cimentación se puede obtener multiplicando el giro respectivo por su rigidez angular

$$M_3 = K_r \theta_3 = 720 (0.0002929) = 0.211 \text{ t.m}$$

La carga vertical sobre la zapata es igual al desplazamiento vertical por la rigidez lineal

$$P_1 = K_l \delta_1 = 1880 (0.003096) = 5.82 \text{ t}$$

También se pueden hallar las acciones que transmite la estructura a la zapata, empleando las siguientes expresiones, que proporcionan los elementos mecánicos que transmite una barra sobre el nudo

$$M_p = M_{op} + 4 EI \theta_p / L + 2 EI \theta_q / L - 6 EI \delta_p / L^2 + 6 EI \delta_q / L^2 \quad (12)$$

$$M_q = M_{\cdot q} + 2 EI \theta_p / L + 4 EI \theta_q / L - 6 EI \delta_r / L^2 + 6 EI \delta_s / L^2 \quad (13)$$

$$V_r = V_{\cdot r} - 6 EI \theta_p / L^2 - 6 EI \theta_q / L^2 + 12 EI \delta_r / L^3 - 12 EI \delta_s / L^3 \quad (14)$$

$$V_s = V_{\cdot s} + 6 EI \theta_p / L^2 + 6 EI \theta_q / L^2 - 12 EI \delta_r / L^3 + 12 EI \delta_s / L^3 \quad (15)$$

donde $M_{\cdot p}$, $M_{\cdot q}$, $V_{\cdot r}$ y $V_{\cdot s}$ son los momentos y cortantes de empotramiento de barra sobre nudo.

Sustituyendo valores en las expresiones anteriores, para la barra 1 se halla el momento sobre la zapata (ec 13)

$$M_q = M_s = - 0.211 t.m$$

Con la barra 3 se obtiene el cortante sobre el nudo de la izquierda (ec 14)

$$V_1 = 4.62 t$$

La carga vertical sobre la zapata será la suma del cortante anterior y de la carga concentrada de 1.2 t. En consecuencia, la carga vertical sobre la zapata vale

$$\Sigma Q = 5.82 t$$

El momento y la carga vertical sobre la zapata se emplean para la revisión de estabilidad por mecánica de suelos y para el diseño estructural de la zapata.

3. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN CIMENTACIONES PROFUNDAS

3.1 Cimentaciones profundas sometidas a cargas verticales

Para el caso de cimentaciones profundas, Zeevaert (1980) trata los dos siguientes casos:

I. Cimentaciones en que la punta de los pilotes o pilas queda firmemente apoyada en un depósito de muy baja compresibilidad y gran espesor (fig 5).

II. Cimentaciones en que la punta de los pilotes o pilas queda firmemente apoyada en un estrato resistente de espesor limitado de baja compresibilidad, pero bajo el cual se localizan estratos compresibles (fig 6).

El caso I se puede resolver considerando que cada pilote tiene un módulo de reacción K_i constante e independiente de los demás pilotes. Así, el problema se reduce al de una cimentación apoyada sobre resortes (uno por cada pilote), en que la constante de cada resorte es independiente del resto de los resortes. Además, si todos los pilotes tienen la misma sección y longitud, su número es igual en cada línea, y se considera un valor del módulo de deformación constante

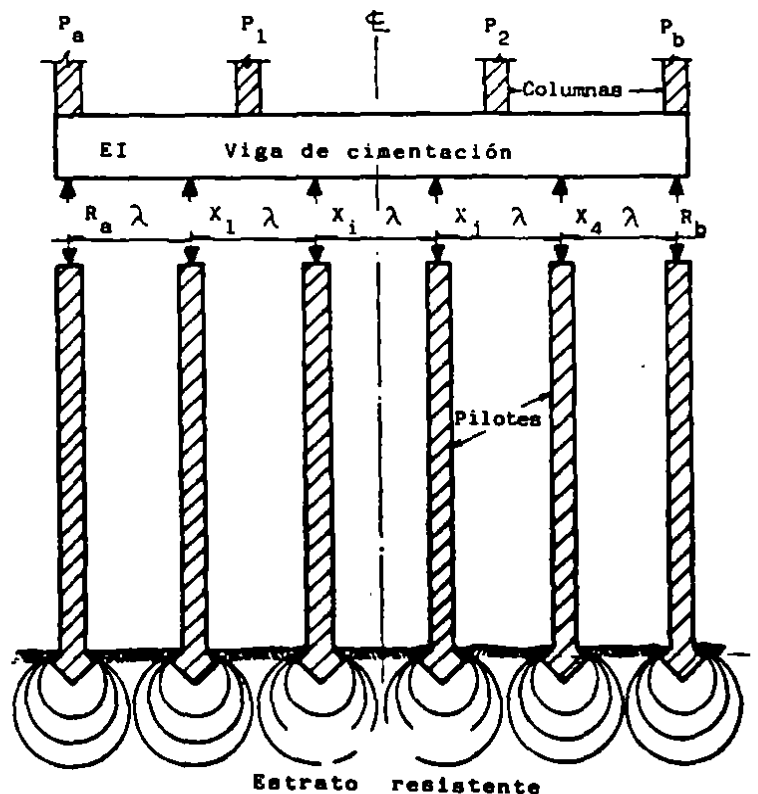


FIG 5 CIMENTACIÓN CON PILOTES. CASO I (ZEEVAERT, 1980)

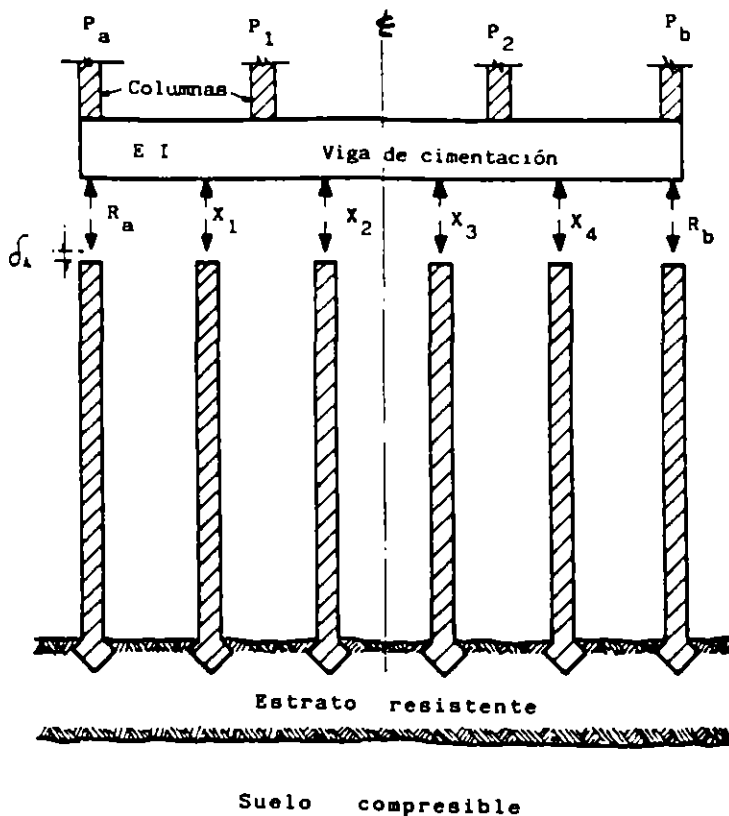


FIG 6 CIMENTACIÓN CON PILOTES. CASO II
(ZEEVAERT, 1980)

para el estrato resistente de apoyo de la punta de los pilotes, entonces K_i es igual para todos los pilotes (Zeevaert, 1980).

Cuando existe un depósito compresible subyaciendo al estrato resistente de apoyo (caso II, fig 6), el valor de K_i no se puede considerar constante para cualquier punto, ya que en este caso interviene la deformación de los estratos compresibles que subyacen al estrato resistente donde apoyan los pilotes. Por lo tanto, será necesario emplear el procedimiento indicado en el inciso 2.1, es decir, determinar las ecuaciones matriciales EMA y EMI, con la consideración adicional de que en el módulo de cimentación K_i hay que tomar en cuenta la deformación del estrato de apoyo del pilote y la deformación del propio pilote (Zeevaert, 1980).

3.2 Pilas o pilotes sujetos a cargas laterales

La construcción de estructura marinas fuera de la costa (offshore structures) requiere el uso de cimentaciones profundas a base de pilas o pilotes, y ha propiciado el desarrollo de métodos de análisis para estos elementos, sobre todo cuando están sometidos a fuerzas laterales debidas a atraque de embarcaciones o a efectos de oleaje. Uno de los primeros trabajos en este sentido es el de Matlock y Reese (1961), en el que establecen que para una solución racional de la interacción suelo-estructura es necesario que tanto las condiciones de equilibrio estático como las de compatibilidad de deformaciones se deben cumplir en todas las partes del sistema estructura-suelo. Usualmente tratan la estructura y los pilotes como elementos linealmente elásticos, pero comentan que las características del suelo son marcadamente no lineales; la solución al problema se alcanza mediante repetidos cálculos con la teoría de la elasticidad, con los valores de la rigidez del suelo ajustándolos en cada iteración.

Las características fuerza-deformación del suelo se tratan con una familia de curvas del tipo "p-y", como las mostradas en la fig 7, las cuales se obtienen a partir de las propiedades de cada suelo.

Matlock y Reese (1961) consideran al pilote como una viga, en la que se debe cumplir la ecuación diferencial

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = p \quad (16)$$

En el suelo se requiere un módulo secante de deformación E_s (correspondiente al nivel de esfuerzo con el que se está trabajando), el cual está dado por

$$E_s = - p / y \quad (17)$$

donde p es la reacción del suelo sobre el pilote, por unidad de longitud (t/m, por ejemplo), y "y" es el desplazamiento lateral del pilote. Combinando las ecs 16 y 17 se obtiene la siguiente expresión

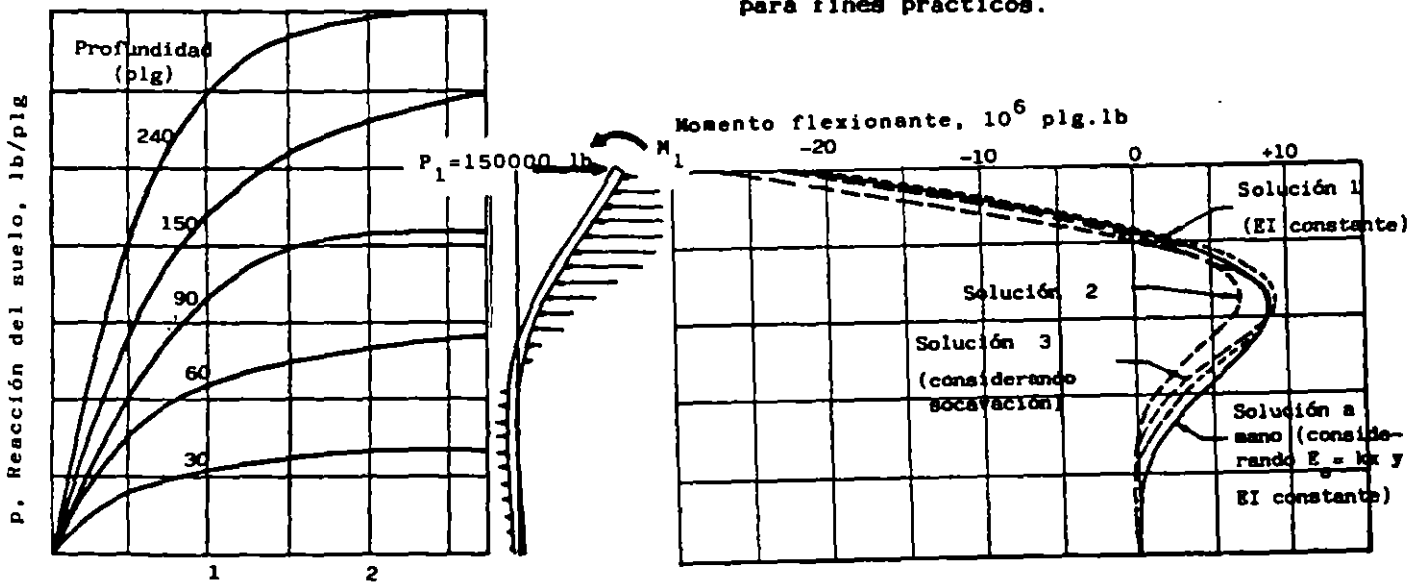
$$d^4y / dz^4 + (E_s / EI) y = 0 \quad (18)$$

La solución de la ec 18 se lleva a cabo con dos procedimientos. El primero consiste en suponer que E_s es proporcional a la profundidad $E_s = k \cdot z$. Mediante sucesivas soluciones de la ecuación diferencial se va logrando que la elástica de la viga se asemeje lo más posible a la curva p-y determinada a partir de las propiedades del suelo. Esto es necesario debido a las características no lineales de deformación del suelo. Esta solución se lleva a cabo con el auxilio de tablas y gráficas construidas ex-profeso para el caso.

El segundo procedimiento se emplea cuando se encuentran variaciones importantes en las propiedades del suelo, y cuando se requiere tomar en cuenta cambios en la rigidez del pilote, para lo cual se requiere el empleo de una computadora. Mediante soluciones su-

cesivas de la ecuación diferencial del pilote, haciendo repetidas referencias a la curva p-y del suelo, la computadora determina para cada tramo elegido del pilote el valor del módulo de deformación del suelo que satisface las condiciones de compatibilidad y de equilibrio entre suelo, pilote y superestructura. Se toman en cuenta variaciones en las condiciones de apoyo del pilote y el efecto de la posible socavación que se pudiera presentar en la parte superior del pilote. En la fig 8 se presentan los resultados de la aplicación de los métodos usados por Matlock y Reese (1961).

Debido a las cargas laterales sobre los pilotes, en la parte superior se alcanza con frecuencia el rango de comportamiento plástico del suelo en las curvas p-y, razón por la cual se han desarrollado métodos para tomar en cuenta el comportamiento del suelo cerca y en la falla, tanto para arcillas blandas (Matlock, 1970), como para arenas (Reese et al. 1974). En ambos casos se han comparado los resultados de las teorías con mediciones de campo y de laboratorio, obteniéndose en general acercamientos bastante satisfactorios a la realidad, sobre todo para fines prácticos.



y, Deflexión lateral del pilote, plg

FIG 7 CURVAS TÍPICAS p-y, DETERMINADAS PARA EL SUELO A DIFERENTES PROFUNDIDADES (MATLOCK Y REESE, 1961)

FIG 8 COMPARACIÓN DE DIAGRAMAS DE MOMENTO FLEXIONANTE, DE LA SOLUCIÓN A MANO CON: (a) SOLUCIÓN 1, CON COMPUTADORA, AJUSTANDO LOS VALORES DE E CON LA PROFUNDIDAD, y (b) SOLUCIÓN 2, TOMANDO ADEMÁS EN CUENTA LA VARIACIÓN DE LA RIGIDEZ DEL PILOTE CON LA PROFUNDIDAD (MATLOCK Y REESE, 1961)

También se ha empleado el método del elemento finito para tomar en cuenta, entre otros efectos, el desplazamiento relativo que puede ocurrir entre pilote y suelo durante la deformación lateral del elemento (Yegian y Wright, 1973). También se puede tomar en cuenta la influencia de dos o de tres pilotes cercanos entre sí (Yegian y Wright, 1973); el número de pilotes a considerar es pequeño, dada la gran cantidad de elementos que se tendrían que trazar para un número mayor de pilotes.

Por su parte, Zeevaert (1980) presenta un método muy completo para el análisis de pilas o pilotes sujetos a cargas laterales. Considera cinco casos principales de análisis de una pila o pilote:

- I. Pilote libre de girar en sus extremos
- II. Pilote empotrado en la estructura de cimentación y libre de girar en la punta
- III. Pilote libre de girar en la cabeza y empotrado en la base
- IV. Pilote empotrado en ambos extremos con giro en la base
- V. Restricción parcial del giro en los extremos de una pila

Para la solución de estos problemas se emplea la Ecuación Matricial de Interacción Horizontal (HEMI), la cual depende de las condiciones de apoyo y de las características estructurales del pilote. Por otra parte, se obtiene la Ecuación Matricial de Desplazamientos Horizontales (HEMA), la cual es función de las propiedades de deformación del suelo, considerando la influencia entre las diferentes reacciones del suelo sobre el pilote. Debe haber compatibilidad de deformaciones del pilote con la masa de suelo, para lo que se emplea el módulo horizontal de cimentación K_h , definido de manera análoga a como se hizo en el inciso 2.1 de este trabajo. El procedimiento de Zeevaert (1980) para pilas o pilotes sometidos a cargas laterales es similar al descrito en el inciso 2.1, en el que se varían los valores de K_h

mediante iteraciones hasta que se cumple la condición de compatibilidad de deformaciones entre pilote y suelo.

También se pueden combinar las matrices HEMI y HEMA, para hallar la matriz HEMISE, que permite resolver el problema de la interacción suelo-pilote sin necesidad de recurrir a iteraciones (Zeevaert, 1980). En las figs 9 y 10 se presenta la aplicación del método de Zeevaert a una pila sometida a una carga lateral de 10 t.

La publicación Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes (1983), de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, contiene los valores del coeficiente de reacción horizontal K_h dados por Terzaghi (1955), para suelos sin y con cohesión, así como un procedimiento aproximado, tomado de

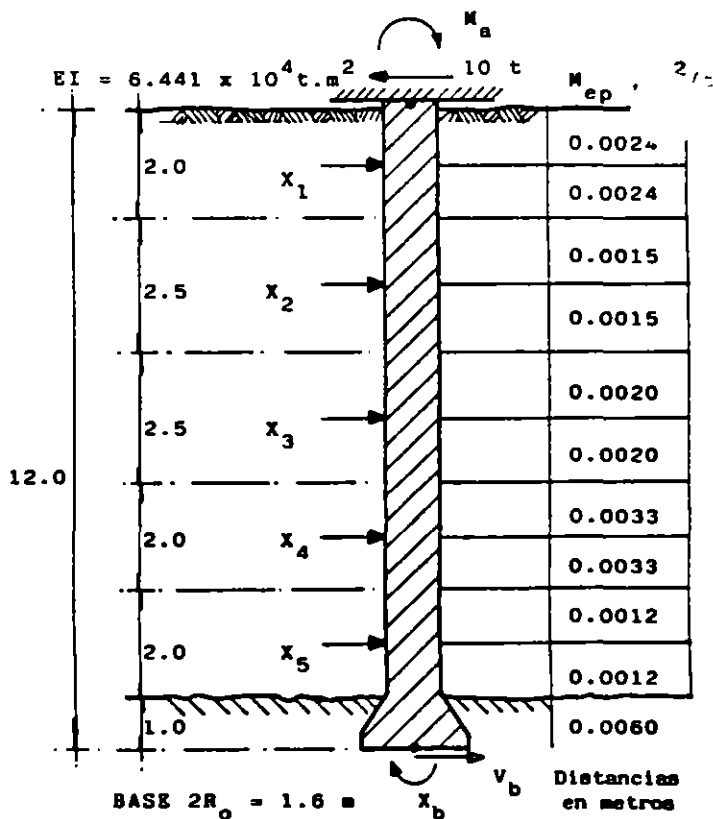


FIG 9 PILA SUJETA A FUERZAS HORIZONTALES (ZEEVAERT, 1980)

la Sociedad Geotécnica Canadiense (1978), que proporciona en forma gráfica las magnitudes de la deflexión y del momento flexionante en función de la profundidad a lo largo del pilote, haciendo uso de la rigidez relativa del sistema pilote-suelo.

4. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES QUE FORMAN LA ESTRUCTURA Y EL TERRENO DE CIMENTACIÓN

Como se ha podido observar en los incisos anteriores, al trabajar con la interacción suelo-estructura se toma en cuenta tanto la estructura como el terreno de cimentación, por lo que es necesario conocer las propiedades de ambos medios.

En estructuras de concreto reforzado se acepta que el módulo de elasticidad del concreto tiende a disminuir con el tiempo. Así, Flores Victoria (1968) señala que en edificios de concreto, el módulo de elasticidad puede tomarse del orden de $3000 \sqrt{f'_c}$

al tener en cuenta que los asentamientos totales suceden a largo plazo. Nótese que este valor es bastante inferior al de $10000 \sqrt{f'_c}$ que usualmente se toma para cálculos a corto plazo.

Por su parte, Ellstein y Granados (1988) comentan que la magnitud de los asentamientos que determinan corresponde al 100 % de consolidación primaria, misma que tardará un cierto tiempo en ocurrir. Las deformaciones de la estructura no son instantáneas sino diferidas y por tanto las propiedades elásticas de los materiales estructurales no son las medidas con las pruebas rápidas usuales; para el caso del concreto armado en la ciudad de México, el componente diferido puede ser tomado en cuenta multiplicando el módulo de elasticidad del concreto por un factor menor que uno, probablemente del orden de 0.2 ó 0.25 (Ellstein y Granados, 1988).

Puede observarse que en general existe coincidencia en señalar que el módulo de elasticidad del concreto se debe reducir en forma importante cuando se lleva a cabo la interacción suelo-estructura a largo plazo.

La variación de los módulos de deformación es todavía más importante en el terreno de cimentación, sobre todo si se trata de suelos plásticos saturados, en los que la deformabilidad depende no sólo del nivel de esfuerzos sino también en forma importante del tiempo. En consecuencia, los módulos de deformación deben seleccionarse acordes con ambos factores: nivel de esfuerzos y tiempo.

El hecho de que el suelo tenga un comportamiento no lineal ha sido tomado en cuenta por la mayoría de los investigadores de la interacción suelo-estructura. Así, Chamecki (1956) trabaja con el índice de compresibilidad en una arcilla normalmente consolidada, al cual toma como una constante. Además, señala que el módulo de deformación de un suelo es función del estado de esfuerzo.

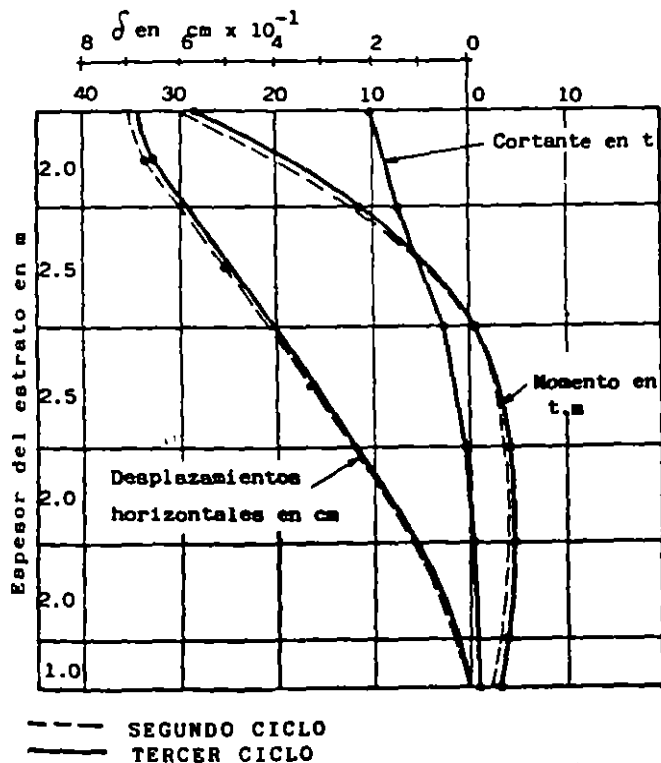


FIG 10 CORTANTES Y MOMENTOS FLEXIONANTES, Y DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DE LA PILA (ZEEVAERT, 1980)

siendo la derivada de la curva esfuerzo-deformación unitaria, con respecto al esfuerzo. Debido a que las relaciones esfuerzo-deformación en los suelos son no lineales, Chamecki (1956) propone un método iterativo para la resolución de la interacción suelo-estructura.

Varios autores toman en cuenta el comportamiento no lineal de los suelos, proponiendo métodos iterativos para considerar este efecto (Flores Victoria, 1968; Flores Victoria y Esteva, 1970), en los que utilizan criterios para acelerar la convergencia de los métodos.

El comportamiento no lineal del terreno de cimentación es considerado por Dany *et al* (1977) y Esteva *et al* (1977), al utilizar matrices secantes de rigideces en la estructura y de flexibilidades en el suelo, para cada iteración.

Zeevaert (1980) señala que las reacciones efectivas en la orilla de la cimentación pueden resultar altas, lo que origina un flujo viscoplástico, y consecuentemente un relajamiento del esfuerzo de reacción bajo deformación constante en esos lugares. El esfuerzo límite efectivo o respuesta máxima que puede admitirse en condiciones estáticas en la orilla de la cimentación es igual a la resistencia de material, cuando se inicia un flujo viscoplástico incipiente (sin necesariamente alcanzar la capacidad de carga última en el borde de la cimentación). En suelos de alta sensibilidad podría establecerse la condición de que el esfuerzo máximo en el borde de la cimentación, en condiciones estáticas, no rebase el esfuerzo crítico (o de preconsolidación) correspondiente al quiebre de la curva de compresibilidad (Zeevaert, 1980).

En pilotes sujetos a cargas laterales el suelo alcanza niveles de esfuerzo cercanos a la falla: véanse las curvas p-y de la fig 7.

Inclusive, existen técnicas para tomar en cuenta el comportamiento plástico del terreno en estado de falla, tanto para suelos cohesivos (Matlock, 1970) como para suelos friccionantes (Reese *et al*, 1974).

5. APLICACIONES

Presentamos en este inciso algunas de las aplicaciones de la interacción estática suelo-estructura.

En la fig 11 se presenta una estructura reticular con una cimentación a base de una zapata corrida. (Poza, 1980). Empleando interacción suelo-estructura se obtienen los resultados mostrados en la fig 12. Es interesante comparar estos resultados con los obtenidos suponiendo una reacción uniforme, los cuales se muestran en la fig 13. Como se puede observar los momentos en todos los nudos de la estructura difieren comparando ambos casos. En el nudo central inferior el momento con reacción uniforme es 31 % mayor que el que se obtiene tomando en cuenta la interacción suelo-estructura. En el nudo inferior izquierdo el momento es 320 % mayor con el primero que con el segundo método. Aun en la superestructura se deja sentir el efecto de la rigidez de la estructura: el momento sobre el nudo de la izquierda del primer piso, debido a la columna inferior, cambia inclusive de sentido (figs 12 y 13). En resumen, los momentos flexionantes determinados con reacción uniforme difieren de los momentos obtenidos tomando en cuenta la interacción, tanto en la superestructura como en la subestructura. Esta variación ocurre tanto en la magnitud como en el sentido de los momentos, pues en uno de los nudos estos llegan a cambiar de signo, tal como puede verse comparando las figs 12 y 13.

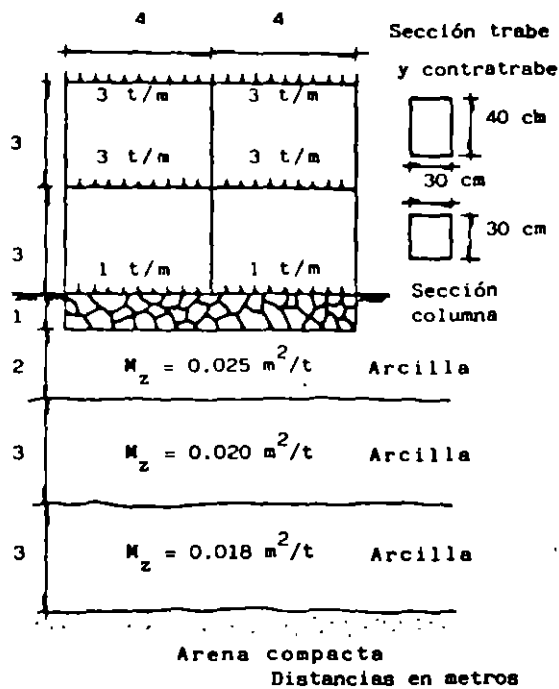


FIG 11 ESTRUCTURA RETICULAR (POZAS, 1980)

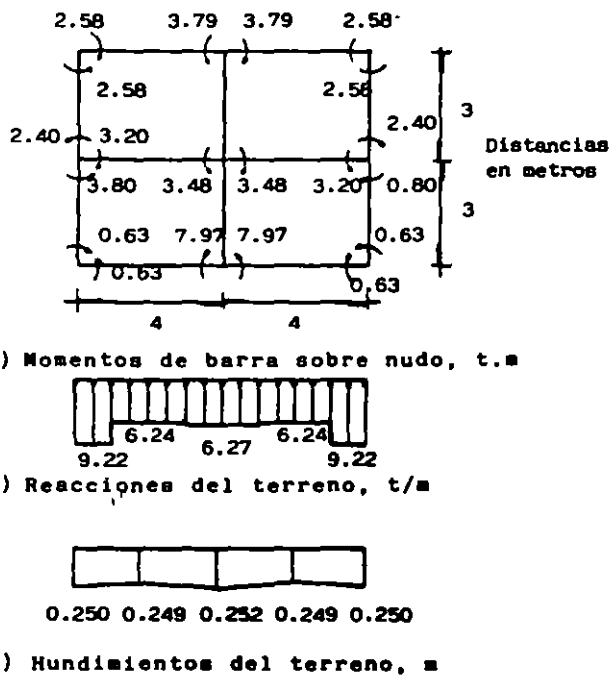


FIG 12 RESULTADOS OBTENIDOS UTILIZANDO INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA (POZAS, 1980)

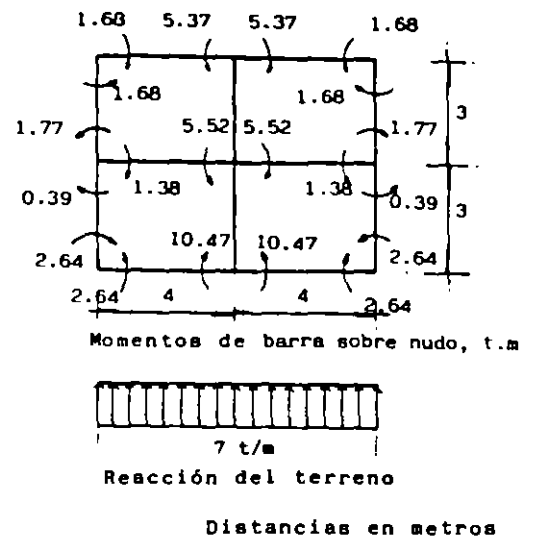


FIG 13 RESULTADOS OBTENIDOS SUPONIENDO REACCIÓN UNIFORME (POZAS, 1980)

Otro caso real de aplicación de la interacción suelo-estructura es el correspondiente a zapatas corridas que se emplean para tomar fuerzas laterales debidas a sismo a través de muros de cortante que se unen a las zapatas en diferentes tramos. En la fig 14 se muestran los resultados de un análisis de interacción suelo-viga flotante para una zapata de concreto reforzado. El módulo de elasticidad del concreto utilizado fue de $1,581,000 \text{ t/m}^2$ y los momentos de inercia en los diferentes tramos se indican en la fig 14. También pueden observarse las cargas que actúan en la zapata, así como la estratigrafía y propiedades del subsuelo. En la misma figura están graficados los diagramas de reacciones y de hundimientos del terreno, sirviendo el primero de ellos para la determinación de los elementos mecánicos y del diseño estructural de la zapata y el segundo para el conocimiento de los asentamientos totales y diferenciales de la cimentación (Deméneghi, 1990). Puede observarse que en el contacto del terreno de cimentación con las zapatas se presentan, teóricamente, esfuerzos de tensión, es decir, se obtienen reacciones negativas, fenómeno

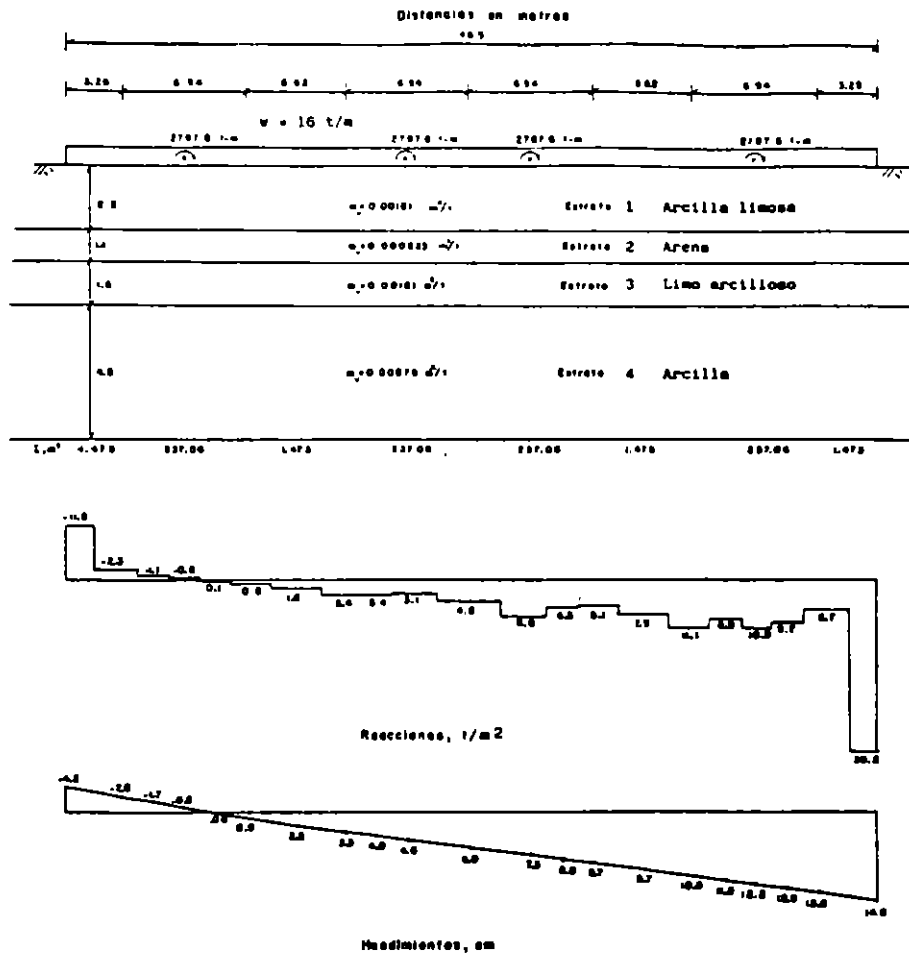


FIG. 14. RESULTADOS DEL ANALISIS DE INTERACCION SUELO - VIGA
FLOTANTE

debido a los momentos que transmiten los muros de cortante a la cimentación en uno de los extremos de las zapatas.

Otro ejemplo de interacción suelo-estructura consiste en el análisis de un marco estructural en el que se considera que sus apoyos tienen una rigidez al desplazamiento vertical y otra al giro; es decir, se considera por ejemplo un marco estructural cimentado en zapatas aisladas que pueden sufrir tanto un hundimiento vertical como un giro. En este sentido, este análisis es un poco más general que los análisis convencionales que suponen que los apoyos del marco estructural están empotrados o

articulados en el terreno de cimentación. La forma de llevar a cabo el análisis de interacción suelo-estructura para este caso se presentó en el inciso 2.2 de este trabajo. En la fig 15 se presenta la aplicación esta técnica a una estructura real, la cual está formada por una trabe de concreto reforzado de 0.5 m de ancho y de 2 m de peralte, apoyada sobre unas pilas de cimentación de concreto reforzado de diámetros de 1.12, 1.48 y 1.74 m. Las cargas que actúan sobre el marco se indican en la fig 15. Las pilas tienen los siguientes diámetros

Pila	Díámetro, m
1	1.12
2	1.48
3	1.74

El terreno de cimentación es una toba de origen volcánico que se encuentra al poniente de la ciudad de México, que tiene un módulo de deformación del orden de 8,000 a 10,000 t/m². El material comprendido entre la trabe superior y el nivel de desplante de las pilas es un relleno suelto cuya rigidez se desprecia para fines de análisis.

En la fig 15 se muestran los momentos flexionantes en los nudos de la estructura, correspondientes a un módulo de elasticidad del concreto reforzado de 2,214,000 t/m² y un módulo de elasticidad del terreno de cimentación de 8,000 t/m². Se pueden observar las altas magnitudes de los momentos flexionantes. En la fig 16 se indican las magnitudes de las fuerzas cortantes y en la fig 17 las de las fuerzas normales en las pilas. Nótese la fuerte redistribución de cargas debido a la interacción suelo-estructura. Así, en la

parte central de la estructura la carga en un nudo es de 150 t, mientras que por el efecto combinado de rigidez de estructura y suelo la carga en la pila que está bajo el nudo aumenta hasta 302 t (fig 17); en el nudo vecino la carga concentrada es de 480 t, mientras que la carga en la pila de abajo disminuye a 350 t. Un fenómeno similar se presenta en el resto del marco.

Con el propósito de observar la influencia de un aumento en la rigidez del terreno y una disminución en la rigidez de la estructura, se llevó a cabo un segundo análisis incrementando el módulo de elasticidad del suelo a 16,000 t/m² y disminuyendo el módulo de elasticidad del concreto a 1,265,000 t/m². Los resultados se muestran en las figs 18 a 20, para los momentos flexionantes, fuerzas cortantes y fuerzas normales, respectivamente. Como era de esperarse, la redistribución de carga es menor; así, en la fig 20, en el nudo donde la carga concentrada es de 150 t, en la pila aumenta a 253 t (en el primer análisis aumenta hasta 302 t). En el nudo vecino la carga concentrada de 480 t disminuye a 389 t

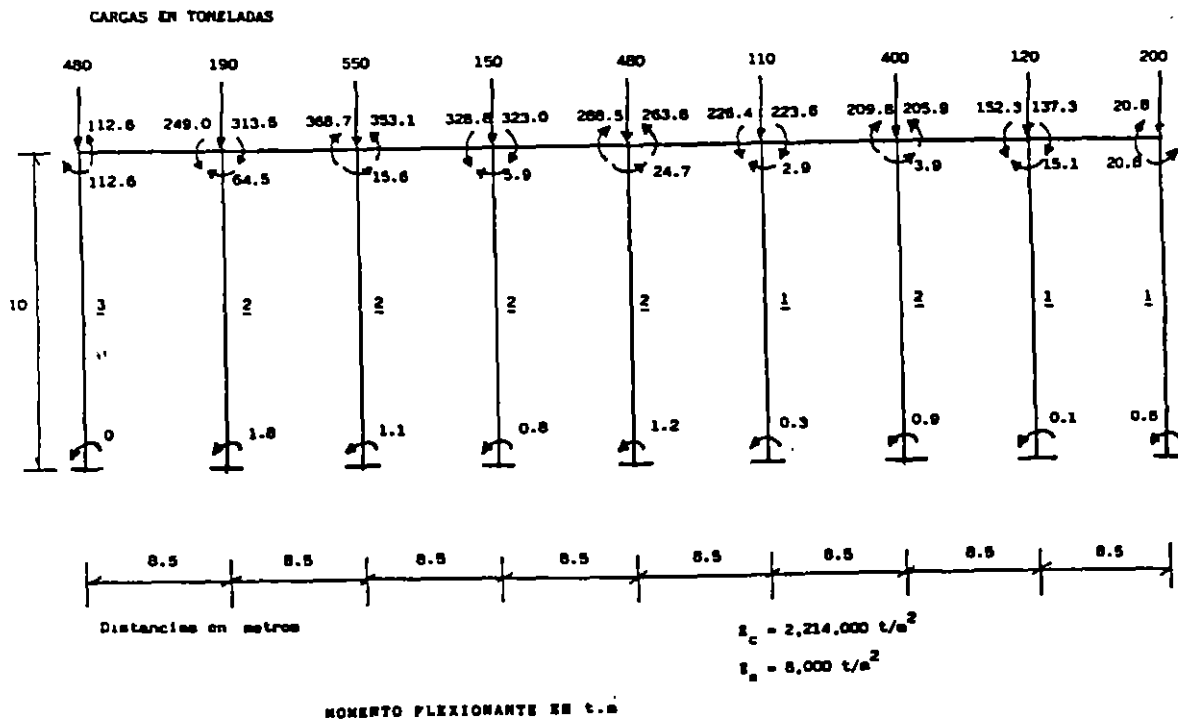


FIGURA 15

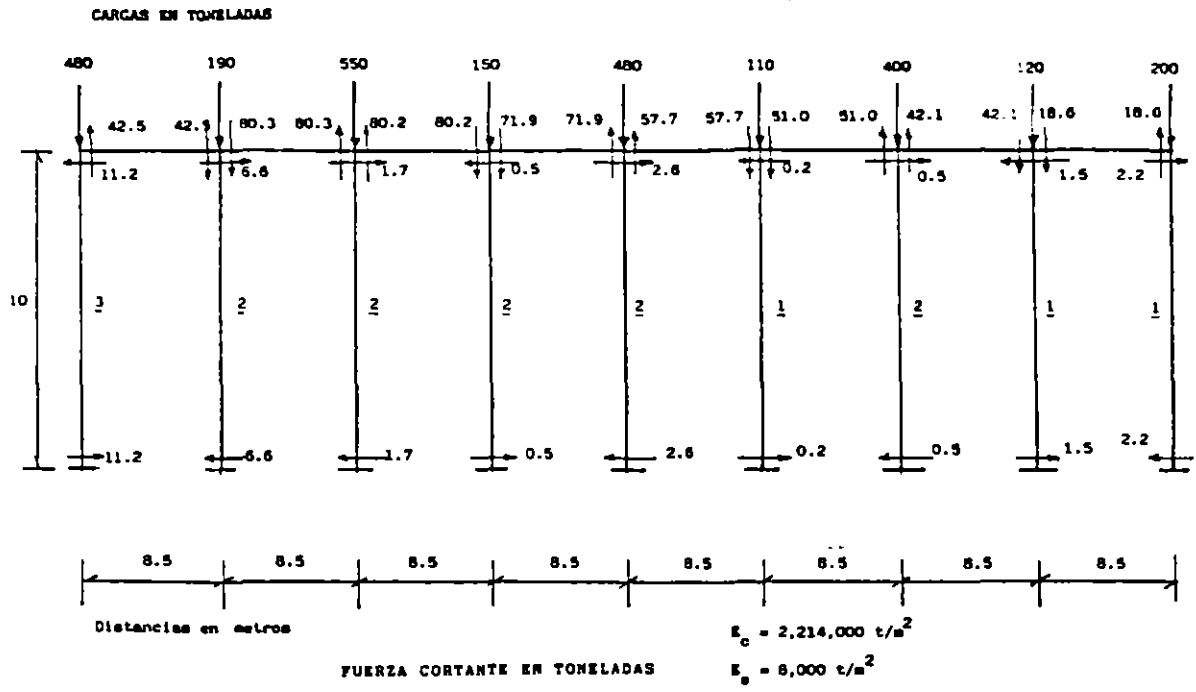


FIGURA 16

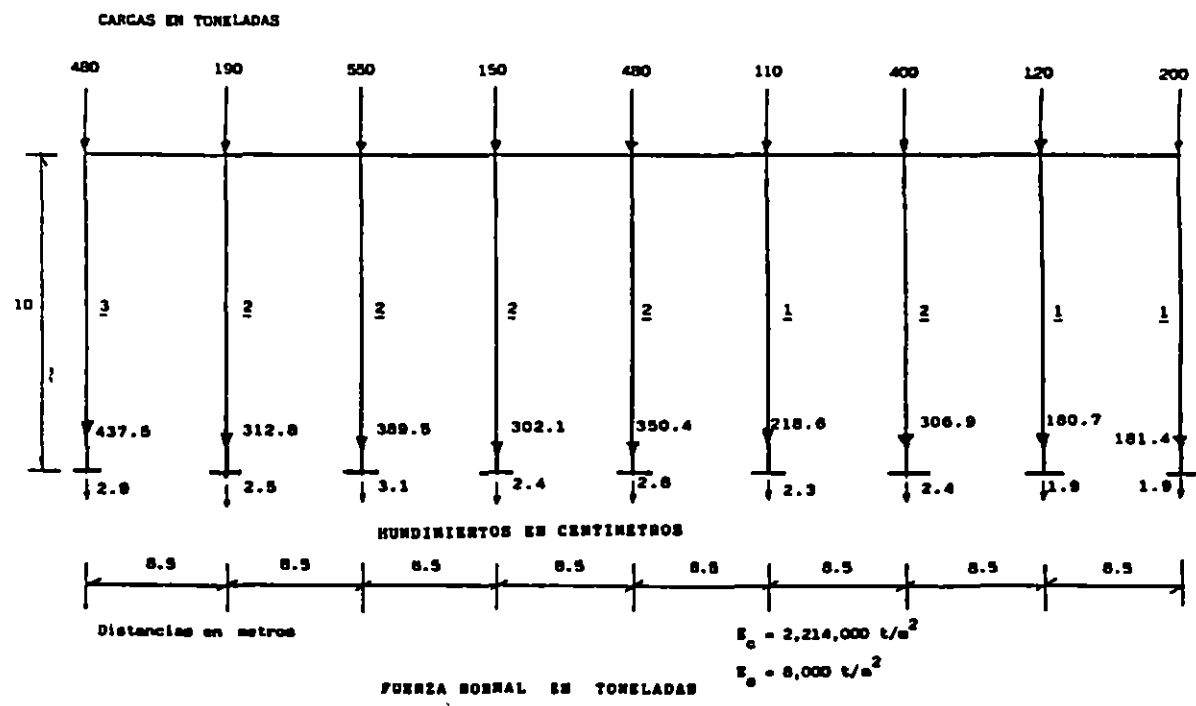


FIGURA 17

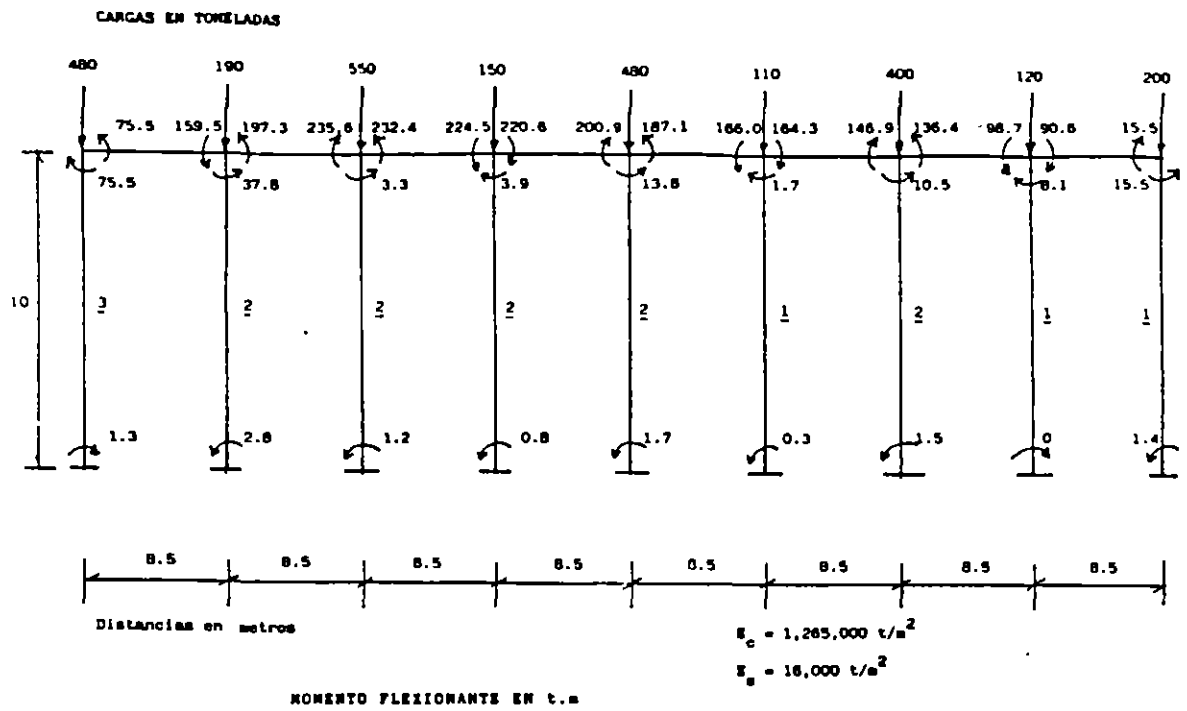


FIGURA 18

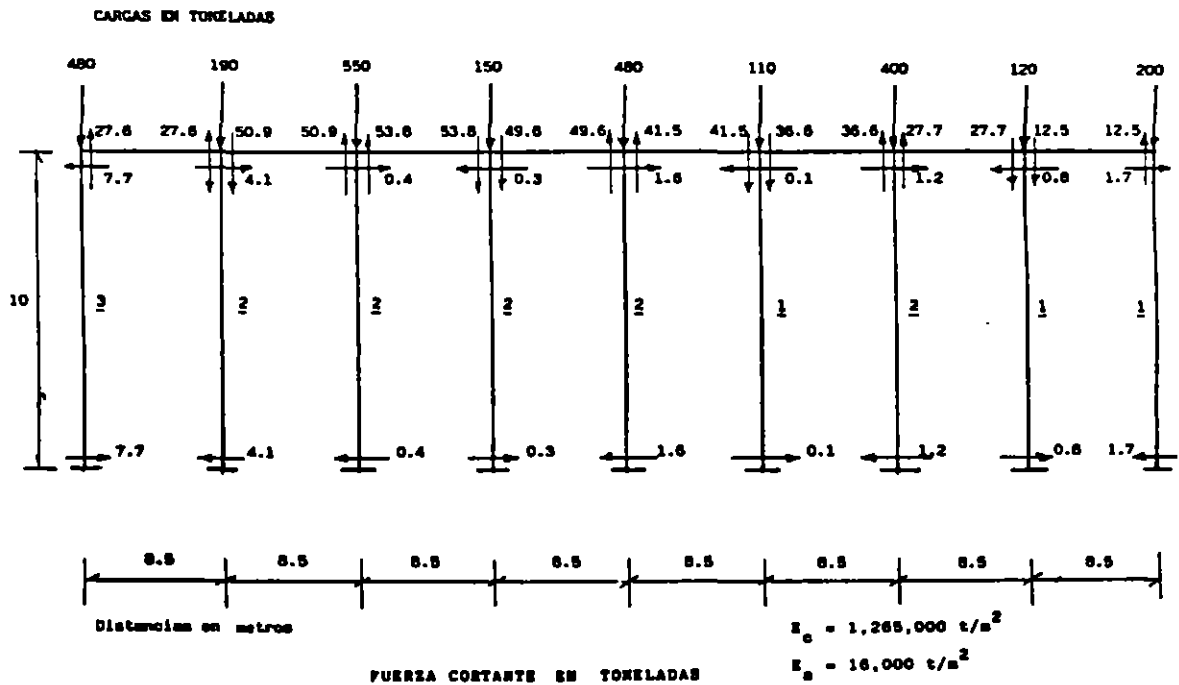


FIGURA 19

(en el primer análisis disminuyó a 350 t). De todas formas, el efecto de la interacción suelo-estructura en este caso también es importante.

Se han llevado a cabo mediciones en campo, en las cimentaciones reales, para verificar la validez de los análisis de interacción suelo-estructura. Meyerhof (1979) presenta los resultados que se describen en los siguientes párrafos.

Las observaciones indican que en zapatas rígidas cargadas uniformemente, con la excepción de arena suelta, la presión de contacto es mayor en la esquina y menor en el centro, como era de esperar de acuerdo a la teoría (fig 21; Meyerhof, 1979). Las mediciones anteriores también han mostrado que la heterogeneidad local de las propiedades del suelo cerca de la base tiene una influencia considerable en la distribución de la presión de contacto (sobre todo se deja sentir el efecto de la falta de confinamiento del suelo cerca de los extremos de la zapata). Por otro lado, las mediciones indican que el má-

ximo momento flexionante puede ser hasta 30 % mayor que el obtenido con el método de análisis convencional.

En las fig 22 y 23 se presentan resultados (Meyerhof, 1979) de mediciones en estructuras reales de gran tamaño (en el primer caso se trata de un edificio de 52 pisos y en el segundo de otro de 15 pisos). El análisis de las dos figuras permite afirmar que los valores teóricos determinados empleando los métodos de interacción suelo-estructura, es decir, considerando la rigidez de la estructura, son muy similares a los valores medidos en el campo (asentamiento, presión de contacto, momento flexionante y fuerza cortante).

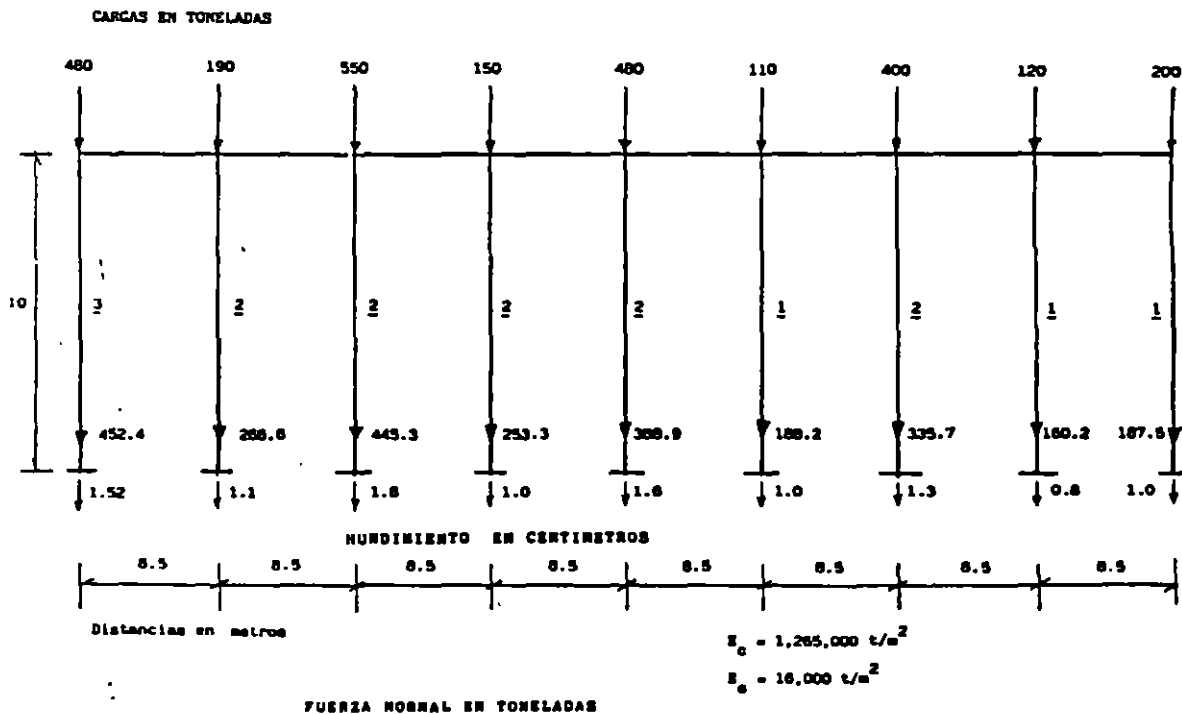


FIGURA 20

ARENA — LEUSINK et al (1966)
 ARCILLA — SUTHERLAND Y LINDSAY (1961)

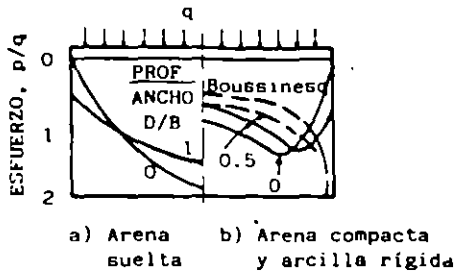
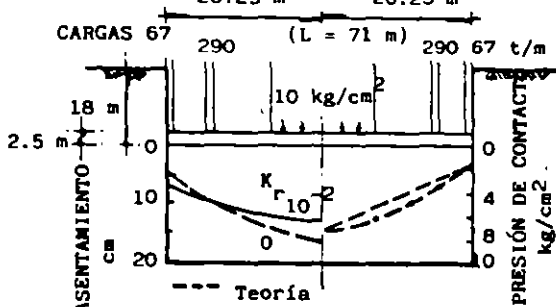


FIG 21 PRESIÓN E CONTACTO SOBRE ZAPATAS RÍGIDAS CARGADAS UNIFORMEMENTE SOBRE ARENA Y ARCILLA (MEYERHOF, 1979)

REFERENCIA: FOCHT et al (1978) 52 PISOS + SÓTANO
 26.25 m 26.25 m

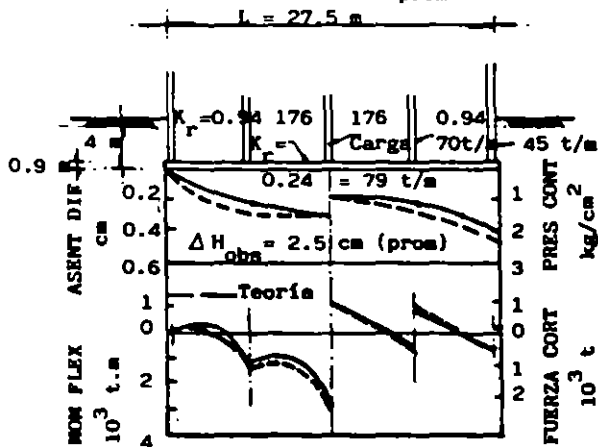


Arcilla arenosa muy preconsolidada $w = 20\%$
 $I_p = 40\%$ $c_u = 1.5 \text{ kg/cm}^2$

FIG 22 ASENTAMIENTO Y PRESIÓN DE CONTACTO PARA LOSAS SEMIRRÍGIDAS SOBRE ARCILLA (MEYERHOF, 1979)

REFERENCIA: EDEN et al (1973)

EDIFICIO DE 15 PISOS + SÓTANO ($B_{prom} = 18 \text{ m}$)



Arcilla poco preconsolidada $w = 45\%$ $I_p = 25\%$

FIG 23 ASENTAMIENTOS, PRESIÓN DE CONTACTO, MOMENTO FLEXIONANTE Y FUERZA CORTANTE PARA LOSAS RÍGIDAS SOBRE ARCILLA (MEYERHOF, 1979)

6. CONCLUSIONES

En relación con la interacción estática suelo-estructura se puede concluir lo siguiente:

a) Existe un buen número de métodos que tratan el problema. En términos generales, la mayoría de ellos determinan las deformaciones del terreno de cimentación utilizando la matriz de flexibilidades del suelo. En cambio, en el análisis de la estructura, algunos procedimientos emplean la matriz de rigideces, mientras que otros usan la matriz de flexibilidades de la estructura. Cabe aclarar que prácticamente todos los métodos resuelven el problema, es decir, todos ellos obtienen los diagramas de asentamientos diferenciales del suelo y de reacciones del mismo, tomando en cuenta la rigidez de la estructura de cimentación. Inclusive, algunos de los procedimientos toman en cuenta el efecto de la superestructura (con todos sus pisos) en el análisis de interacción.

b) La mayoría de los procedimientos de interacción se presentan en forma bidimensional, en el plano (quizá por facilidad de exposición), pero se pueden extender en forma relativamente sencilla a tres dimensiones. El principal inconveniente de tratar el problema en el espacio es que el número de operaciones es elevado, lo cual cae fuera del alcance de la mayoría de las oficinas de cálculo estructural o de mecánica de suelos.

c) La solución del problema de interacción se puede realizar haciendo un análisis de la estructura y un análisis de deformaciones del suelo, y llevando a cabo después una combinación adecuada de ambos, que de hecho es lo que hacen la mayoría de los métodos presentados en los incisos anteriores. Se observa que el ingeniero de cimentaciones, al dedicarse a la interacción suelo-estructura, debe manejar en la forma más clara posible sus conceptos de análisis estructural y de mecánica de suelos.

d) Dada la gran cantidad de operaciones a realizar, la resolución de un problema de interacción suelo-estructura se lleva a cabo en general con el auxilio de programas de computadora, los cuales, actualmente, se pueden correr en una microcomputadora (o PC), con las que se cuenta en las oficinas de cálculo.

e) Un aspecto importante de la interacción suelo-estructura es el relativo a las propiedades de la estructura y el suelo. En la estructura el módulo de elasticidad del concreto, para fines de cálculo, disminuye con el tiempo. En el terreno de cimentación, la deformabilidad es función del nivel de esfuerzos, ya que el comportamiento de los suelos es no lineal. Además, en los sedimentos plásticos saturados la deformabilidad del suelo depende del tiempo. Por lo tanto, en los cálculos de interacción se debe tomar en cuenta en forma apropiada en cambio de las propiedades de los suelos con las variables mencionadas. Inclusive, en los extremos de una estructura de cimentación, o en pilotes sujetos a cargas laterales, el suelo alcanza niveles de esfuerzo cercanos a la falla, por lo que hay que considerar en estos casos el comportamiento plástico del terreno. Por lo anterior, conviene trabajar con los módulos secantes de deformación del suelo, acordes con el nivel de esfuerzos y, en caso de suelos finos saturados, con el tiempo.

f) Algunos procedimientos emplean el módulo de reacción K en la interacción suelo-estructura. Dado que K depende de las propiedades del suelo, es válido lo expuesto en el inciso (e) anterior respecto a la variabilidad de las propiedades de los suelos. Pero, además, en una cimentación continua el módulo K depende de la reacción del suelo y de las deformaciones de la cimentación, por lo que no se conoce a priori, sino que solo con iteraciones es posible determinar su valor. En consecuencia, en cimentaciones continuas no es posible asignar valores de K

en función del tipo de suelo, como se pretende hacer en ocasiones en la práctica.

g) En cimentaciones a base de zapatas aisladas, cuando no existe influencia de un cimiento sobre otro, ya sea por el tipo de terreno o porque estén las zapatas suficientemente separadas, se puede realizar la interacción suelo-estructura considerando módulos de reacción al desplazamiento vertical y al giro. En el inciso 2.2 se presentó un procedimiento que resuelve este caso, considerando las reacciones del suelo como cargas sobre la estructura.

h) La comparación de resultados entre considerar una reacción uniforme y tomar en cuenta la interacción suelo-estructura exhibe diferencias notables en los diagramas de hundimientos diferenciales, reacción del terreno y elementos mecánicos (momento flexionante y fuerza cortante), en la mayoría de los casos. Se puede presentar inclusive en algunos casos cambio de sentido en los momentos flexionantes de la estructura de cimentación o de la superestructura.

i) En cambio, la comparación entre observaciones de campo en estructuras reales con los métodos que toman en cuenta la rigidez de la estructura de cimentación, ha dado resultados promisorios, pues los valores determinados con los métodos de interacción son similares a los valores medidos en campo.

7. REFERENCIAS

- Chamecki, S (1956), "Structural rigidity in calculating settlements", Journal of the Soil Mech and Found Div, Proc ASCE, Vol 88, No SM1, ene:
- Damy, J, Esteva, L y Guerra, R (1977), "Métodos incrementales en el análisis de cimentaciones continuas sobre terreno compresible", Memoria del Ier

- Congreso Nal sobre Ing Estructural, Soc Mex de Ing Estructural, México, D F
- Deméneghi, A (1979), "Un método para el análisis conjunto de la estructura y el suelo", Rev Ingeniería, Vol XLIX, No 3, pp 56-64
- Deméneghi, A (1983), "Interacción suelo-estructura", Rev Ingeniería, Vol LIII, No 4, pp 80-90
- Deméneghi, A (1985), "Non-iterative method for the analysis of soil-structure interaction", Proceedings of the XI Int Conf on Soil Mech and Found Eng, San Francisco, pp 733-736
- Deméneghi, A (1990), "Interacción suelo-viga flotante", Memorias de la XV Reunión Nal de Mec de Suelos, Soc Mex de Mec de Suelos, San Luis Potosi, SLP, Vol 1, pp 19-31
- Ellstein, A y Granados, R (1988), "La colaboración geotecnista-estructurista en el cálculo de interacción suelo-estructura", Memorias del 6to Congreso Nal de Ing Estructural, Soc Mex de Ing Estructural, Puebla, Pue
- Esteva, L, Guerra, R y Barradas, L (1977), "Aproximaciones sucesivas en el análisis de cimentaciones continuas sobre terreno compresible", Memoria del 1er Congreso Nal sobre Ing Estructural, Soc Mex de Ing Estructural, México, D F
- Flores Victoria, A (1968), Análisis de Cimentaciones sobre Suelos Compresibles, Instituto de Ingeniería, No 171, Julio
- Flores Victoria, A y Esteva, L (1970), Análisis y Diseño de Cimentaciones sobre Terreno Compresible, Instituto de Ingeniería, No 258, febrero
- Manual de Diseño de Obras Civiles. C.2.2. Diseño Estructural de Cimentaciones (1980). Comisión Federal de Electricidad
- Matlock, H (1970), "Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay", Second Annual Offshore Technology Conf, Houston, Tex, april
- Matlock, H y Reese, L C (1961), "Foundation analysis of offshore pile supported structures", Proceedings of the Fifth Int Conf of Soil Mech and Found Eng, Paris, pp 17-22, July
- Meyerhof, G G (1979), "Soil-structure interaction and foundations", Memorias del VI Congreso Panamericano de Mec de Suelos e Ing de Cimentaciones, Vol I, pp 109-140, Lima, Perú
- Moreno, M (1990), "Análisis y diseño de cimentaciones", Seminario Técnico-Científico IMP-IIE-ININ, Mesa 7, Ing Civil, Cuernavaca, Mor
- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (1976). (Véase publicación No 405 del Instituto de Ingeniería)
- Pozas, M (1980), "Un ejemplo del análisis de interacción suelo-estructura", Tesis profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM
- Reese, L C, Cox, W R y Koop, F D (1974), "Analysis of laterally loaded piles in sand", Sixth Annual Offshore Technology Conf, Houston, Tex, may
- Sánchez Martínez, J L y Enriquez, P (1982), "Un método de solución al problema de interacción suelo-estructura en cimentaciones someras", Memorias del 3er

Congreso Nal de Ing Estructural, Morelia

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (1983), Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes, México. (Elaborado por el Instituto de Ingeniería y Sólum)

Yegian, M y Wright, S G (1973), "Lateral soil resistance - Displacement relationships for pile foundations in soft clays", Fifth Annual Offshore Technology Conf, Houston, Tex, april-may

Zeevaert, L (1973), Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold, New York

Zeevaert, L (1980), Interacción Suelo-Estructura de Cimentación, Limusa

Zeevaert, L (1983), Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, 2nd edition, Van Nostrand Reinhold, New York

Zienkiewicz, O C (1977), The Finite Element Method, 3rd edition, McGraw-Hill



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

ANALISIS ESTRUCTURAL

**UN METODO PARA EL ANALISIS TRIBERCIONAL DE LA LUTERCACION
ESTATICA SUELO ESTRUCTURA**

A. DERENEGH

UN MÉTODO PARA EL ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL DE LA INTERACCIÓN ESTÁTICA SUELO-ESTRUCTURA

A Deméneghi
Facultad de Ingeniería, UNAM. México

RESUMEN

Se presenta un procedimiento para el análisis de interacción estática suelo-estructura en tres dimensiones, el cual toma en cuenta toda la estructura y todos los estratos del subsuelo. Esta técnica permite además conocer los elementos mecánicos en cualquier nudo de la estructura, incluyendo desde luego la estructura de cimentación. Con el propósito de ilustrar el empleo del método, se presenta un ejemplo sencillo de aplicación resuelto paso a paso.

ABSTRACT

A method for the three dimensional analysis of static soil-structure interaction is presented, in which the whole structure and all the subsoil strata are considered. With this technique we can determine the mechanical elements in each node of the structure, including the substructure. A simple illustrative example is presented for the explanation of the method.

1. INTRODUCCIÓN

Se han desarrollado hasta la fecha técnicas de interacción estática suelo-estructura bastante útiles la mayoría de ellas; sin embargo, muchos de estos métodos están elaborados para aplicarse únicamente en dos dimensiones, de manera que el análisis de una estructura se realiza en un plano, lo cual hace que se pierda la visualización del fenómeno tridimensional. Se puede intentar hacer análisis en dos direcciones ortogonales y superponer los efectos, para representar el fenómeno tridimensional, pero aun así el procedimiento es aproximado, y además no es posible conocer los elementos mecánicos en las vigas intermedias de la estructura de cimentación. Por lo tanto, es necesario desarrollar procedimientos que tomen en cuenta el efecto tridimensional en la interacción suelo-estructura.

En este artículo se presenta un método de interacción tridimensional que toma en cuenta toda la estructura y todos los estratos del subsuelo.

La técnica de interacción que se propone (Deméneghi 1983) consiste en considerar las reacciones del terreno de cimentación como cargas sobre la estructura, manejándolas como ingógnitas. Después se calculan los hundimientos del suelo en función de las cargas sobre él (estas cargas son iguales en magnitud y de sentido contrario a las reacciones, por la tercera ley de Newton). Finalmente se establece la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo, lo que equivale a igualar los desplazamientos entre ambos medios; con esto se resuelve el problema, ya que se obtienen los hundimientos del suelo y las reacciones sobre la estructura. Como previamente se realizó el análisis estructural, es posible determinar además los giros en los nudos de la estructura. Con estos resultados se pueden calcular los elementos mecánicos en toda la estructura, incluyendo desde luego a la estructura de cimentación.

2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para fines de interacción es conveniente utilizar el método de rigideces del análisis estructural, en el que la ecuación general de equilibrio de una estructura está dada por (Beaufait et al 1970)

$$K \underline{\delta} + P_e + P_c = 0 \quad (1)$$

donde

K = matriz de rigideces de la estructura

$\underline{\delta}$ = vector de desplazamientos

P_e = vector de cargas de empotramiento

P_c = vector de cargas concentradas

La matriz de rigideces de la estructura se puede obtener mediante la suma de las matrices de rigidez de todas y cada una de las barras que forman la estructura. Para la determinación de los vectores de empotramiento en las vigas de la estructura de cimentación, debido a la reacción del terreno, consideramos una carga repartida de un extremo hasta la mitad de una barra y otra carga repartida de la mitad hasta el otro extremo de la barra. La convención de signos utilizada es la siguiente: los giros se consideran positivos en sentido antihorario y los desplazamientos lineales son positivos si van hacia abajo en una barra horizontal (o hacia la izquierda en barra vertical). Los momentos flexionantes son positivos en sentido horario, y las fuerzas cortantes son positivas si van hacia arriba en barra horizontal (o hacia la derecha en barra vertical). A

continuación presentamos las matrices de rigidez y los vectores de empotramiento para las siguientes condiciones de apoyo:

a) Barra con una articulación a la izquierda y un apoyo continuo a la derecha (fig 1)

La matriz de rigidez está dada por

$$\underline{K}_m = \begin{bmatrix} \theta_q & \delta_r & \delta_s \\ 3EI/L & -3EI/L^2 & 3EI/L^2 \\ -3EI/L^2 & 3EI/L^3 & -3EI/L^3 \\ 3EI/L^2 & -3EI/L^3 & 3EI/L^3 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \end{matrix} \quad (2)$$

El vector de cargas de empotramiento vale

$$\underline{P}_{em} = \begin{bmatrix} -wL^2/8 + (7/128)L^2 r_r + (9/128)L^2 r_s \\ -3wL/8 + (41/128)L r_r + (7/128)L r_s \\ -5wL/8 + (23/128)L r_r + (57/128)L r_s \end{bmatrix} \quad (3)$$

b) Barra con una articulación a la derecha y un apoyo continuo a la izquierda (fig 2)

La matriz de rigidez está dada por

$$\underline{K}_m = \begin{bmatrix} \theta_p & \delta_r & \delta_s \\ 3EI/L & -3EI/L^2 & 3EI/L^2 \\ -3EI/L^2 & 3EI/L^3 & -3EI/L^3 \\ 3EI/L^2 & -3EI/L^3 & 3EI/L^3 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_p \\ \delta_r \\ \delta_s \end{matrix} \quad (4)$$

El vector de cargas de empotramiento vale

$$\underline{P}_{em} = \begin{bmatrix} wL^2/8 - (9/128)L^2 r_r - (7/128)L^2 r_s \\ -5wL/8 + (57/128)L r_r + (23/128)L r_s \\ -3wL/8 + (7/128)L r_r + (41/128)L r_s \end{bmatrix} \quad (5)$$

La matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento para una barra con dos apoyos continuos se obtiene en forma similar a la de las barras anteriores (véase Beaufait et al 1970).

Como indicamos antes, la matriz de rigideces de toda la estructura es la suma de las matrices de rigidez de todas y cada una de las barras de la estructura. El vector de cargas de empotramiento de toda la estructura se obtiene sumando los vectores de cargas de empotramiento de todas y cada una de

las barras. El vector de cargas concentradas es determina asignando a cada grado de libertad la carga concentrada que actúa sobre él. Con esto se realiza el análisis estructural de toda la estructura.

Por falta de espacio no presentamos las expresiones para la determinación de los elementos mecánicos, pero, a manera de ejemplo, para una barra con una articulación a la izquierda y un apoyo continuo a la derecha (fig 1)

$$M_q = - wL^2/8 + (7/128) L^2 r_r + (9/128) L^2 r_s + (3EI/L) \theta_q - (3EI/L^2) \delta_r + (3EI/L^2) \delta_s \quad (6)$$

$$V_r = - 3wL/8 + (41/128) L r_r + (7/128) L r_s - (3EI/L^2) \theta_q + (3EI/L^3) \delta_r - (3EI/L^3) \delta_s \quad (7)$$

3. HUNDIMIENTOS DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN

En este inciso consideramos las cargas que transmite la estructura sobre el terreno de apoyo, las que son iguales en magnitud y de sentido contrario a las reacciones del suelo sobre la estructura, por la tercera ley de Newton. Calculemos los asentamientos del terreno en función de estas cargas; consideremos una reacción r_k actuando en la superficie (fig 3); la presión vertical vale $r_k d_k / a_k$, donde d_k y a_k son la longitud y el área en las que actúa la carga, respectivamente. La deformación del estrato de espesor H_{ij} , debida a la carga r_k vale

$$\delta_{ijk} = M_{z_{ij}} H_{ij} \sigma_{z_{ijk}}$$

Pero $\sigma_{z_{ijk}} = I_{ijk} r_k d_k / a_k$

donde I_{ijk} es el valor de influencia, el cual está dado por el esfuerzo normal vertical en el punto ij , producido por una presión unitaria actuando en el área a_k (Zeevaert 1973).

$M_{z_{ij}}$ es el módulo lineal de deformación, es cual se define como el cociente de la deformación unitaria vertical del estrato, entre el esfuerzo normal vertical que la ocasiona.

En consecuencia $\delta_{ijk} = M_{z_{ij}} H_{ij} I_{ijk} r_k d_k / a_k$

La deformación del estrato, debida a todas las cargas vale

$$\delta_{ij} = M_{z_{ij}} H_{ij} \sum_{k=1}^{n_r} I_{ijk} r_k d_k / a_k$$

donde n_r = número total de cargas r_k

El asentamiento bajo el punto i vale

$$\delta_i = \sum_{j=1}^{n_e} M_{z_{ij}} H_{ij} \sum_{k=1}^{n_r} I_{ijk} r_k d_k / a_k \quad (8)$$

donde n_e = número total de estratos

En la ec 8 los hundimientos del terreno quedan en función de las cargas r_k .

4. COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES

En esta etapa se establece la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo de cimentación, lo que equivale a considerar que tanto los desplazamientos de la estructura como los del terreno son iguales, es decir, que el suelo no se despega de la estructura. Analíticamente esto se alcanza sustituyendo los valores dados por la ec 8 en la ec 1. De esta manera desaparecen como incógnitas los desplazamientos lineales y quedan únicamente como incógnitas los giros en los nudos y las reacciones del terreno. Es fácil ver que el número de ecuaciones es el mismo que el de incógnitas, con lo que se puede resolver el sistema de ecuaciones y despejar los giros y las reacciones. Empleando la ec 8, ya conocidas las reacciones, se pueden determinar también los hundimientos del terreno de apoyo.

5. EJEMPLO ILUSTRATIVO

Presentamos en este inciso un ejemplo muy sencillo resuelto paso a paso, con el propósito de que el lector visualice las etapas requeridas para el análisis de interacción.

Se pide determinar las reacciones y los hundimientos del terreno, para la estructura mostrada en la fig 4, cuya cimentación es a base una losa corrida. Se piden también los elementos mecánicos. La estratigrafía y propiedades del subsuelo se muestran en la fig 5.

a) Análisis estructural

Primeramente numeramos las barras y los grados de libertad de la estructura, como se indica en la fig 6. Dada la simetría de la estructura, presentamos a continuación los de la barra 1 (articulación a la izquierda) y la barra 7 (articulación a

la derecha). Cabe aclarar que se desprecian efectos de torsión en las barras.

Barra	θ_p	θ_q	δ_r	δ_s
1	---	θ_{10}	δ_1	δ_2
7	θ_{10}	---	δ_2	δ_3

A continuación hallaremos las matrices de rigidez y los vectores de empotramiento de las barras 1 y 7. Las demás matrices y vectores se obtienen en forma similar. Aplicando la ec 2 para la barra 1:

$$K_1 = \begin{bmatrix} 1786.898 & -415.558 & 415.558 \\ -415.558 & 96.641 & -96.641 \\ 415.558 & -96.641 & 96.641 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_{10} \\ \delta_1 \\ \delta_2 \end{matrix}$$

Aplicando la ec 4 para la barra 3

$$K_7 = \begin{bmatrix} 1786.898 & -415.558 & 415.558 \\ -415.558 & 96.641 & -96.641 \\ 415.558 & -96.641 & 96.641 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_{10} \\ \delta_2 \\ \delta_3 \end{matrix}$$

La matriz de rigideces de toda la estructura es la suma de las matrices de rigidez de todas y cada una de la barra de la estructura (el rango de cada matriz se toma de 15 por 15). A manera de ejemplo se presenta a continuación la matriz de rigidez de la estructura para los primeros 5 grados de libertad.

$$K = \begin{bmatrix} 193.282 & -96.641 & 0 & -96.641 & 0 & \dots \\ -96.641 & 214.937 & -96.641 & 0 & -21.655 & \dots \\ 0 & -96.641 & 193.282 & 0 & 0 & \dots \\ -96.641 & 0 & 0 & 214.937 & -21.655 & \dots \\ 0 & -21.655 & 0 & -21.655 & 86.620 & \dots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_4 \\ \delta_5 \\ \vdots \end{matrix}$$

El vector de desplazamientos, para los primeros cinco grados de libertad, vale

$$\underline{\delta} = \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_4 \\ \delta_5 \\ \vdots \end{bmatrix}$$

Determinemos a continuación el vector de cargas de empotramiento. Aplicando la ec 3 para la barra 1:

$$P_{e1} = \begin{bmatrix} -1.849 + 1.011 r_1 + 1.3 r_2 \\ -1.29 + 1.377 r_1 + 0.2352 r_2 \\ -2.15 + 0.7727 r_1 + 1.9148 r_2 \end{bmatrix} \begin{matrix} \text{GL} \\ 10 \\ 1 \\ 2 \end{matrix}$$

GL = grado de libertad

Aplicando la ec 5 para la barra 3:

$$P_{e7} = \begin{bmatrix} 1.849 - 1.3 r_2 - 1.011 r_3 \\ -2.15 + 1.915 r_2 + 0.7727 r_3 \\ -1.29 + 0.2352 r_2 + 1.3773 r_3 \end{bmatrix} \begin{matrix} \text{GL} \\ 10 \\ 2 \\ 3 \end{matrix}$$

Como ejemplo presentamos a continuación el vector de cargas de empotramiento de la estructura para los primeros 5 grados de libertad.

$$P_e = \begin{bmatrix} -2.58 + 2.7546 r_1 + 0.2352 r_2 + 0.2352 r_4 \\ -6.88 + 0.7727 r_1 + 5.2069 r_2 + 0.7727 r_3 + 0.2352 r_5 \\ -2.58 + 0.2352 r_2 + 2.7546 r_3 + 0.2352 r_6 \\ -6.88 + 0.7727 r_1 + 5.2069 r_4 + 0.2352 r_5 + 0.7727 r_7 \\ -17.2 + 0.7727 r_2 + 0.7727 r_4 + 7.6592 r_5 + 0.7727 r_6 + 0.7727 r_8 \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \end{bmatrix} \begin{matrix} \text{GL} \\ 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \end{matrix}$$

GL = grado de libertad

El vector de cargas concentradas, para los primeros 5 grados

de libertad, está dado por:

$$\begin{array}{r}
 \underline{P}_C = \begin{bmatrix} -9.6 \\ 0 \\ -9.6 \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \end{bmatrix} \quad \begin{array}{l} \text{GL} \\ 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ \vdots \end{array}
 \end{array}$$

Sustituyendo valores en la ec 1, y tomando en cuenta que, por simetría:

$$\begin{array}{ll}
 \delta_1 = \delta_3 = \delta_7 = \delta_9 & \delta_2 = \delta_4 = \delta_6 = \delta_8 \\
 r_1 = r_3 = r_7 = r_9 & r_2 = r_4 = r_6 = r_8 \\
 \theta_{10} = \theta_{11} = \theta_{12} = \theta_{13} = \theta_{14} = \theta_{15} = 0
 \end{array}$$

se obtiene el siguiente sistema de ecuaciones (que representan el equilibrio de cortantes o de momentos en el grado de libertad correspondiente):

Grado de libertad 1

$$193.28 \delta_1 - 193.28 \delta_2 + 2.7546 r_1 + 0.4704 r_2 - 2.58 - 9.6 = 0 \quad (a)$$

Grado de libertad 2

$$\begin{aligned}
 -193.28 \delta_1 + 214.937 \delta_2 - 21.655 \delta_5 + 1.5454 r_1 + 5.2069 r_2 \\
 + 0.2352 r_5 - 6.88 = 0 \quad (b)
 \end{aligned}$$

Grado de libertad 5

$$-86.62 \delta_2 + 86.62 \delta_5 + 3.0896 r_2 + 7.6592 r_5 - 17.2 = 0 \quad (c)$$

b) Análisis de deformaciones del terreno de cimentación
 Haciendo $i = 1$ en la ec 8

$$\begin{aligned}
 \delta_1 &= \sum_{j=1}^2 M_{z_{1j}} H_{1j} \sum_{k=1}^9 I_{1jk} r_k d_k / a_k \\
 &= M_{z_{11}} H_1 (I_{111} d_1 r_1 / a_1 + I_{112} d_2 r_2 / a_2 + \dots \\
 &\quad \dots + I_{119} d_9 r_9 / a_9) \\
 &+ M_{z_{12}} H_2 (I_{121} d_1 r_1 / a_1 + I_{122} d_2 r_2 / a_2 + \dots \\
 &\quad \dots + I_{129} d_9 r_9 / a_9) \quad (d)
 \end{aligned}$$

Como se indicó en el inciso 3, el valor de influencia I_{1jk}

representa el esfuerzo en el punto ij debido a una presión unitaria colocada en el área k. Calculemos como ejemplo un valor de influencia, digamos el I_{115} . En la fig 7 se muestra la planta del área 5 y del punto 1. Colocamos una presión unitaria en el área 5 y calculamos el esfuerzo bajo el punto 1, a la mitad del estrato 1, es decir, a una profundidad de 1.2 m. Aplicando la ecuación de Boussinesq, se obtiene un esfuerzo vertical de 0.002988. Los demás valores de influencia se obtienen en forma similar. Sustituyendo valores en la ec (d)

$$\begin{aligned} \delta_1 = & 0.0154(2.4) [0.2271(4.3r_1)/4.6225 + 0.009375(6.45r_2)/9.245 \\ & + 0.0001528(4.3r_3)/4.6225 + 0.009375(6.45r_4)/9.245 \\ & + 0.002988(8.6r_5)/18.49 + 0.0001625(6.45r_6)/9.245 \\ & + 0.0001528(4.3r_7)/4.6225 + 0.0001625(6.45r_8)/9.245 \\ & + 0.00002824(4.3r_9)/4.6225] \\ & + 0.0222(2.0) [0.1139(4.3r_1)/4.6225 + 0.04407(6.45r_2)/9.245 \\ & + 0.002284(4.3r_3)/4.6225 + 0.04407(6.45r_4)/9.245 \\ & + 0.028026(8.6r_5)/18.49 + 0.002638(6.45r_6)/9.245 \\ & + 0.0022836(4.3r_7)/4.6225 + 0.002638(6.45r_8)/9.245 \\ & + 0.0005157(4.3r_9)/4.6225] \end{aligned}$$

Sabemos que por simetría

$$r_1 = r_3 = r_7 = r_9 \quad r_2 = r_4 = r_6 = r_8$$

Sustituyendo valores y haciendo operaciones

$$\delta_1 = 0.012733 r_1 + 0.0033854 r_2 + 0.00063012 r_5 \quad (e)$$

En forma análoga se obtienen δ_2 y δ_5

$$\delta_2 = 0.0036877 r_1 + 0.020326 r_2 + 0.0021424 r_5 \quad (f)$$

$$\delta_5 = 0.0028714 r_1 + 0.010629 r_2 + 0.025023 r_5 \quad (g)$$

c) Compatibilidad de deformaciones

La compatibilidad de deformaciones entre la estructura y el terreno de cimentación se logra sustituyendo las ecs (e), (f) y (g) en las ecs (a), (b) y (c); así, se obtiene:

Grado de libertad 1

$$4.5029 r_1 - 2.8039 r_2 - 0.2923 r_5 - 12.18 = 0 \quad (a')$$

Grado de libertad 2

$$- 0.1852 r_1 + 8.6912 r_2 + 0.03202 r_5 - 6.88 = 0 \quad (b')$$

Grado de libertad 5

$$- 0.07071 r_1 + 2.2496 r_2 + 9.6411 r_5 - 17.2 = 0 \quad (c')$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones

$$r_1 = 3.343 \text{ t/m} \quad r_2 = 0.8569 \text{ t/m} \quad r_5 = 1.609 \text{ t/m}$$

Los hundimientos del terreno de cimentación se obtienen sustituyendo los valores de las reacciones en las ecs (e), (f) y (g)

$$\delta_1 = 0.0465 \text{ m} \quad \delta_2 = 0.0332 \text{ m} \quad \delta_5 = 0.0590 \text{ m}$$

Para ilustrar la determinación de elementos mecánicos, utilizamos para la barra 1 las ecs 6 y 7

$$M_{10} = - 2.88 \text{ t.m} \quad V_1 = 4.8 \text{ t}$$

6. CONCLUSIONES

Como se puede apreciar en los incisos anteriores, es posible en forma relativamente sencilla llevar a cabo el análisis de interacción suelo-estructura en el espacio, sin necesidad de hacer iteraciones. Además, se toma en cuenta toda la estructura y todos los estratos del subsuelo.

Uno de los aspectos importantes es que para aplicar esta técnica en la práctica profesional, es necesario elaborar programas de computadora, los cuales utilizan grandes cantidades de memoria, ya que en tres dimensiones el número de grados de libertad es mucho mayor que el que se utiliza en análisis bidimensionales.

REFERENCIAS

Beaufait, F W, Rowan, W H, Hoadley, P G y Hackett, R M, Computer Methods of Structural Analysis, Prentice-Hall, 1970
Deméneghi, A, "Interacción suelo-estructura", Rev Ingeniería, Vol LIII, No 4, pp 80-90, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1983
Zeevaert, L, Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold. 1973

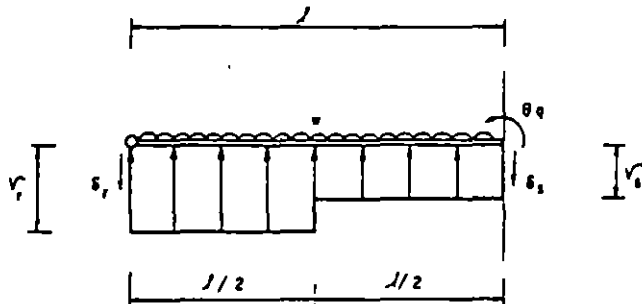


Figura 1. Barra articulada a la izquierda

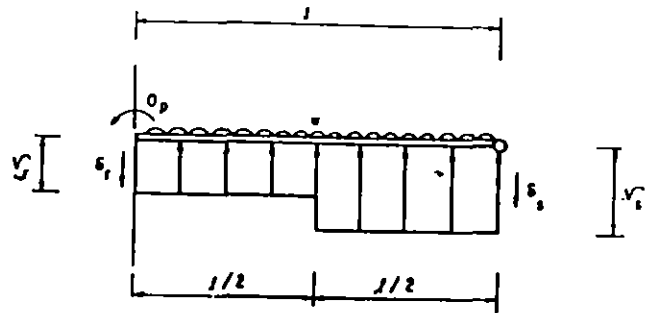


Figura 2. Barra articulada a la derecha

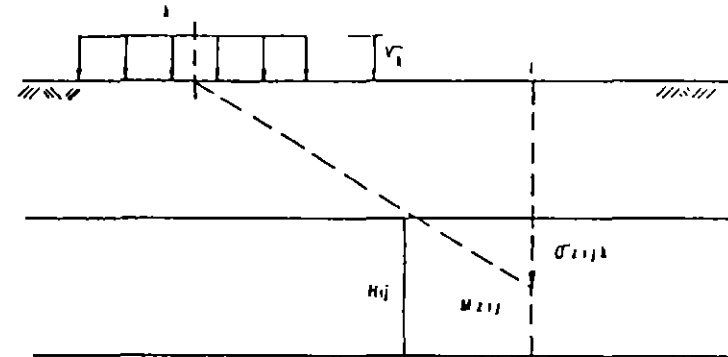
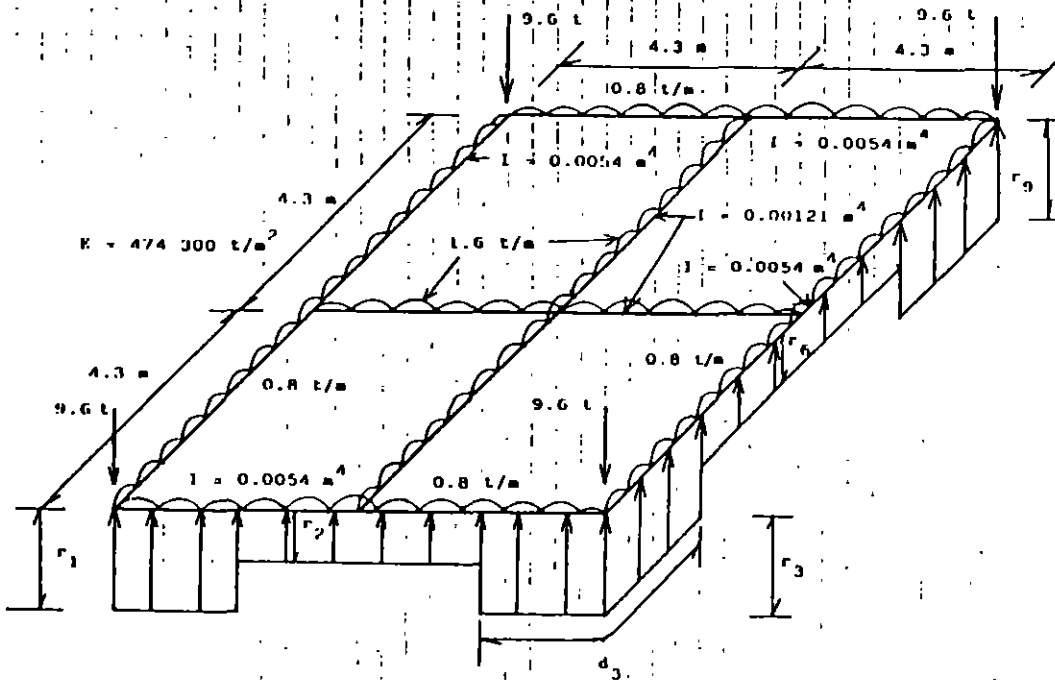


Figura 3. Cálculo de los hundimientos del terreno

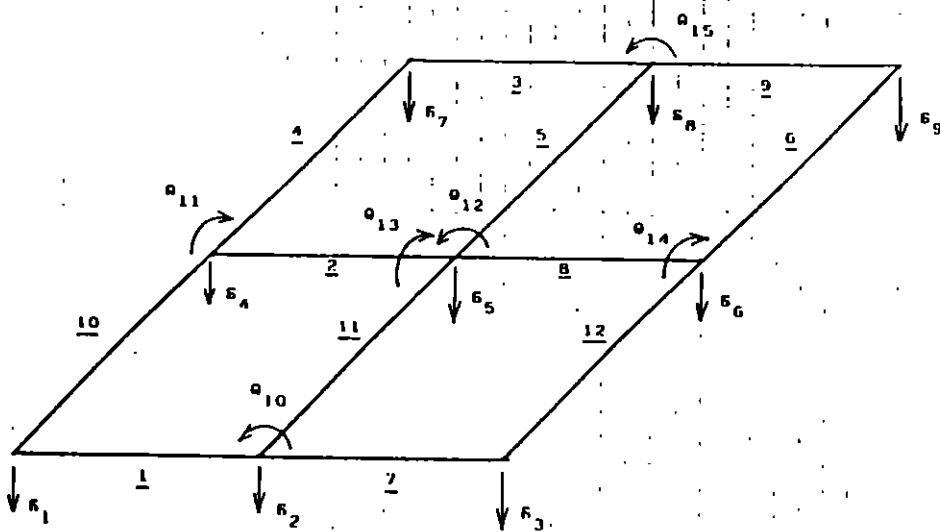


GEOMETRÍA Y SISTEMA DE CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA

Figura 4

USM	USM	
$M_z = 0.0154 \cdot m^2/l$	2.4 m	Estrato 1
$M_z = 0.0222 \cdot m^2/l$	2.0 m	Estrato 2
Roca		

Figura 5. Estratigrafía y propiedades
(Ejemplo)



NUMERACIÓN DE BARRAS Y GRADOS DE LIBERTAD

Figura 6

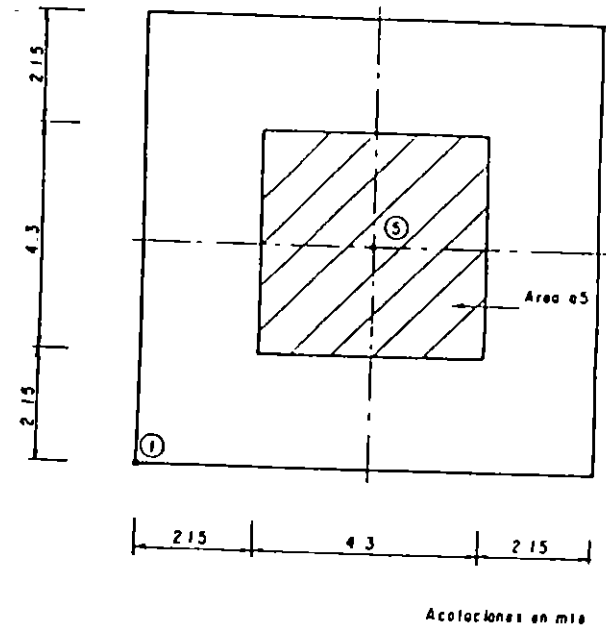


Figura 7. Determinación de los valores de influencia



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

ANALISIS ESTRUCTURAL

**METODO MIXTO DE FLEXIBILIDAD Y RIGIDECES
APLICACION A ANALISIS DE TUBERIA**

**ING. JULIO DAMY RIOS
EXPOSITOR DR. JOSE LUIS CAMBA CASTAÑEDA**

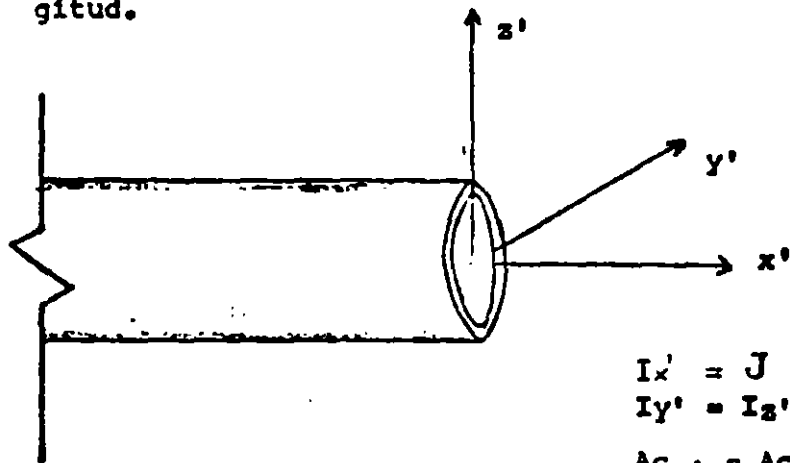
El análisis estructural, a través del método de rigideces, resuelve el problema del análisis de sistemas estructurales, mediante la solución de la ecuación general $\{F\} = \{K\}\{d\}$, en donde el tamaño de la matriz de rigideces de la estructura $\{K\}$, mantiene una relación directa con el número de grados de libertad angular y lineal del sistema estructural.

En un planteamiento tradicional, el análisis estructural concibe como nudos de una estructura a todos aquellos puntos en que concurren dos o más elementos de la misma.

Es posible, a través de un planteamiento más elaborado reducir el número de nudos de una estructura si sólo se consideran como tales a los puntos en que concurren tres o más elementos de esta, lo cual reduce considerablemente el tamaño de la matriz de rigideces de la estructura $\{K\}$, siendo esto ventajoso desde el punto de vista de la solución matemática y sobre todo de la aplicación de computadores al análisis estructural.

Este planteamiento es de interés particular cuando se aplica al análisis estructural de sistemas de tuberías en dos o tres dimensiones, debido a que en estos sistemas estructurales existe por lo general un número suficientemente grande de puntos en que concurren solamente dos tramos de tubería (quiebres), como para pensar en un tratamiento especial para ellos, sin considerarlos como nudos.

- 1.- NUDO.- Se considerarán como nudos sólo aquellos puntos de la estructura en que concurren tres o más tramos de barra y a los apoyos incompletos.
- 2.- TRAMO DE BARRA.- Se llamará así al tramo recto comprendido entre dos quiebres adyacentes de una barra.
- 3.- BARRA.- Se entenderá por barra, a la parte de tubería comprendida entre dos nudos.
- 4.- SECCION TRANSVERSAL.- La sección transversal de cada barra, será un anillo circular constante en toda su longitud.



$$\begin{aligned} I_{x'} &= J \\ I_{y'} &= I_{z'} = I \\ A_{c_{y'}} &= A_{c_{z'}} = A_c \end{aligned}$$

FIG 1 .- Propiedades de la sección transversal y ejes locales de referencia. (S.L.)

DEFINICIONES

III

A).- Para análisis en dos dimensiones.

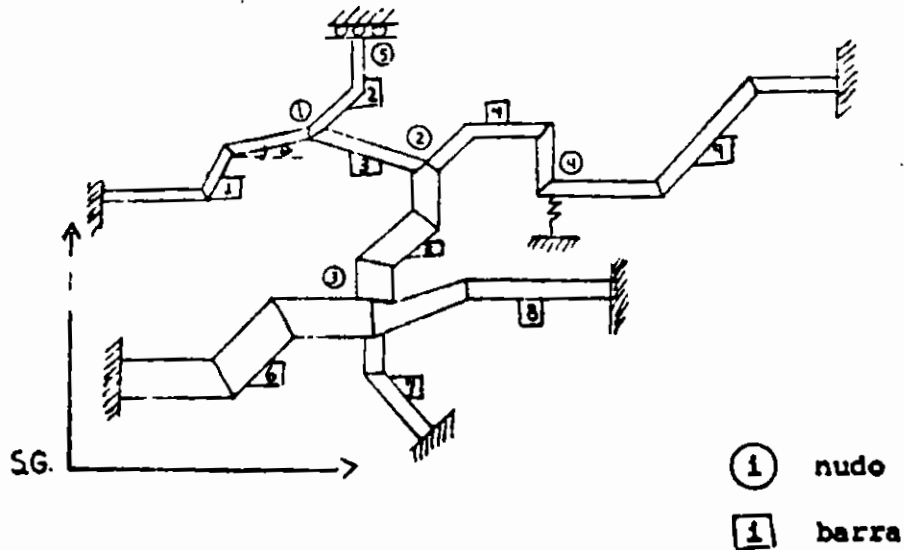
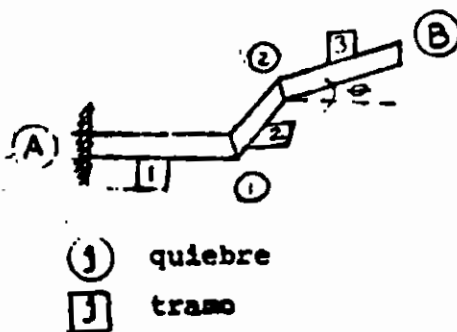


FIG. 2.- Tubería en el plano.
 Nótese que en un nudo pueden concurrir barras con diferente sección transversal.

S.G. = Sistema global de referencia.

A. 1.)- Matriz de transformación de coordenadas T para un tramo de barra.



$$(T)_j = \begin{pmatrix} \cos \theta & -\text{sen } \theta & 0 \\ \text{sen } \theta & \cos \theta & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix}$$

FIG. 3.- Tramos de barra y ángulo θ para la barra 1 de la figura 2.

donde θ = inclinación del tramo de barra j referido al eje x positivo en el S.G. medido en sentido contrario al de las manecillas del reloj.

A. 2.) Matriz de transporte entre los puntos B y j referidos al S.G.

$$[H_{Bj}] = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ -(Y_i - Y_j) & (X_i - X_j) & 1 \end{pmatrix}$$

Referido al tramo $[3]$ de la barra $[1]$ (fig. 3), B es el nudo 1 y j es el quiebre 2

Nótese que para el tramo adyacente a un nudo, la matriz de transporte $[H_{Bj}]$ toma la forma de la matriz identidad $[I]$.

A. 3.) Matriz de flexibilidad del tramo $[j]$ en su extremo j referido al S. L. de referencia. (ver fig. 1)

$$[f'_{33}]_j = \begin{pmatrix} \frac{L}{EA} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{L^3(1+C)}{3EI} & \frac{L^2}{2EI} \\ 0 & \frac{L^2}{2EI} & \frac{L}{EI} \end{pmatrix}$$

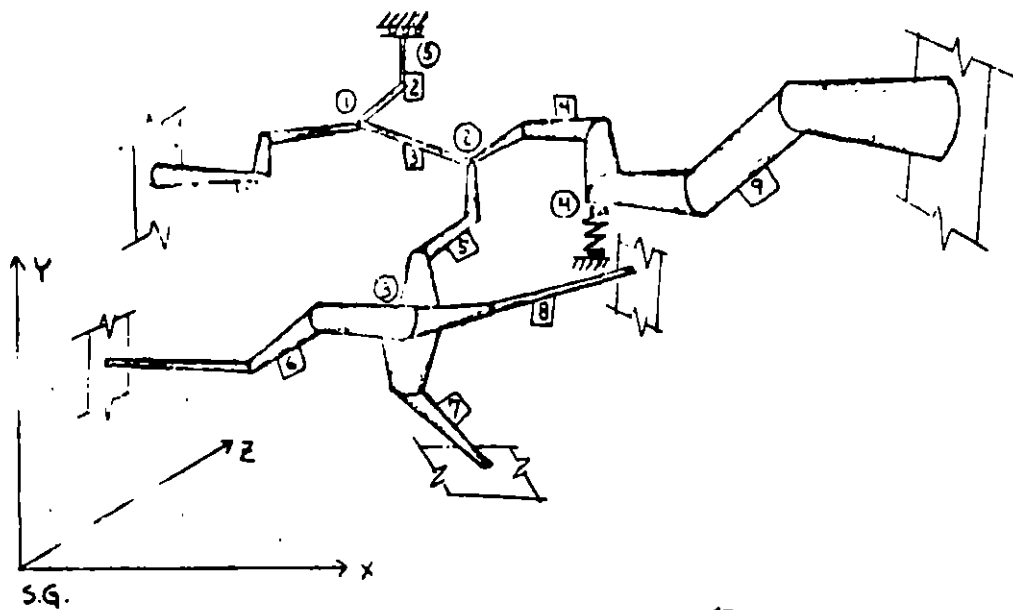
(en S.L.)

donde: $C = G(1+\nu) \frac{I}{AcL}$

ν = Módulo de Poisson del material

Ac = Area de cortante de la sección transversal

B).- Para análisis en tres dimensiones.



(i) nudo

[i] barra

S.G. Sistema global de referencia

FIG. 4.- Tubería en el espacio. Nótese que en el nudo pueden concurrir barras con diferente sección transversal.

B. 1.) .- Matriz de transformación de coordenadas (T) para un tramo de barra.

$$(T)_{ij} = \begin{bmatrix} \Lambda_{ij} & 0 \\ 0 & \Lambda_{ij} \end{bmatrix}$$

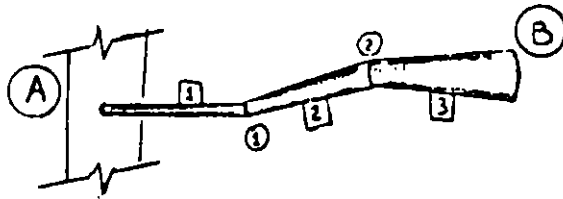
donde: $(\Lambda_{ij}) = \begin{bmatrix} C_{x'x} & C_{y'x} & C_{z'x} \\ C_{x'y} & C_{y'y} & C_{z'y} \\ C_{x'z} & C_{y'z} & C_{z'z} \end{bmatrix}$

En la matriz (Λ_{ij}) los elementos de las columnas 1, 2 y 3 son los cosenos directores de x' , y' y z' respectivamente, del tramo [j] en la barra [i] en S.L., con respecto al S.G. (ver fig 1 y fig 4)

B. 2.) .- Matriz de transporte entre los puntos B y j referidos al S.G.

$$[H_{Bj}] = \begin{bmatrix} [I] & 0 \\ (h) & [I] \end{bmatrix}$$

donde: $(h) = \begin{bmatrix} 0 & -(Z_B - Z_j) & (Y_B - Y_j) \\ (Z_B - Z_j) & 0 & -(X_B - X_j) \\ -(Y_B - Y_j) & (X_B - X_j) & 0 \end{bmatrix}$



Ⓧ quiebre

Ⓜ tramo

FIG.5.- Tramos de barra y quiebres para la barra $\boxed{1}$ de la figura 4 (para el tramo $\boxed{1}$, B es el nudo $\textcircled{3}$ y j es el quiebre $\textcircled{1}$)

Nótese que para el tramo adyacente a un nudo, la matriz de transporte $[H_{Bj}]$ toma la forma de la matriz identidad $[I]$.

B. 3.) .- Matriz de flexibilidad del tramo \boxed{j} en su extremo \textcircled{j} referido al S. L. de referencia. (ver fig. 1)

donde: $C = G(1+\nu) \frac{I}{AcL}$

$\nu \equiv$ Módulo de Poisson del material

$Ac =$ Area de cortante de la sección transversal

$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

$$\left\{ f'_{8B} \right\} [j] = \begin{pmatrix} \frac{L}{EA} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{L^3(1-C)}{3EI} & 0 & 0 & 0 & \frac{L^2}{2EI} \\ 0 & 0 & \frac{L^3(1+C)}{3EI} & 0 & -\frac{L^2}{2EI} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{L}{GJ} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{L^2}{2EI} & 0 & \frac{L}{EI} & 0 \\ 0 & \frac{L^2}{2EI} & 0 & 0 & 0 & \frac{L}{EI} \end{pmatrix}$$

(en S. L.)

La solución de la ecuación general planteada en el análisis estructural a través del método de rigideces

$$\{F\} = [K]\{d\} \quad \dots (1)$$

comprende las siguientes etapas:

- A.- Formación de la matriz de rigideces $[K]$
- B.- Cálculo del vector de fuerzas $\{F\}$
- C.- Obtención del vector de desplazamientos d mediante la solución de la ecuación general (1).
- D.- Obtención de los elementos mecánicos en los extremos de cada barra, calculados a partir del vector de desplazamiento $\{d\}$

Se tratarán aquí solamente los puntos A y B. Los puntos C y D corresponden a un planteamiento tradicional del análisis estructural.

A.- Formación de la matriz de rigideces $[K]$

1).- Formación de la matriz $[K]$ en forma topológica

Se entiende por forma topológica de la matriz K a la representación matricial de la relación que guardan los extremos de las barras con los nudos de la estructura

La matriz topológica $[K]$ para las estructuras de las figuras 2 y 4 es idéntica y tiene la siguiente forma, si el extremo B de las barras coincide con el nudo ①,

$$\textcircled{4} \circ \textcircled{3}$$

$$[K] = \begin{array}{|c|c|c|c|c|}
 \hline
 (k_{BB})_B + (k_{BB})_B & (k_{BA})_B & 0 & 0 & (k_{BA})_B \\
 \hline
 (k_{AB})_B & (k_{AA})_B + (k_{AA})_B & (k_{AB})_B & (k_{AB})_B & 0 \\
 \hline
 0 & (k_{BA})_B & (k_{BB})_B + (k_{BB})_B & 0 & 0 \\
 \hline
 0 & (k_{BA})_B & 0 & (k_{BB})_B + (k_{BB})_B & 0 \\
 \hline
 (k_{AB})_B & 0 & 0 & 0 & (k_{AA})_B \\
 \hline
 \end{array}$$

(en S. G.)

Nótese que puede pensarse en una reordenación de la nomenclatura de los nudos a fin de obtener un menor ancho de banda de la matriz $[K]$, lo cual es conveniente desde el punto de vista de la aplicación de computadores.

2.- Obtención de las matrices (k_{AA}) , (k_{AB}) , (k_{BA}) y (k_{BB}) para cada barra en S. G.

Estas matrices están relacionadas entre si através de las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}
 (k_{AA}) &= (H_{BA})(k_{BB})(H_{BA})^T \\
 (k_{AB}) &= -(H_{BA})(k_{BB}) \\
 (k_{BA}) &= -(k_{BB})(H_{BA})^T
 \end{aligned}$$

donde A y B son los extremos de la barra (ver figuras 3 y 5)

Por lo que sólo será necesario calcular (k_{BB}) de cada barra, y aplicar las expresiones anteriores para calcular (k_{AA}) , (k_{AB}) y (k_{BA}) .

Para calcular (k_{BB}) se procede de la manera siguiente:

Recuérdese que $(k_{BB}) = (f_{BB})^{-1}$, por lo que el problema se reduce a calcular (f_{BB}) en S. G., la cual se obtiene a

partir de la siguiente expresión : (Ver figuras 3 y 5).

$$\{f_{30}\}_I = \sum_{j=1}^{N^{\text{tramos}}} (H_{3j})^T \{f_{30}\}_J (H_{3j}) \quad (\text{en S.G.})$$

donde $\{H_{3j}\}$ y $\{f_{30}\}_J$ se encuentran referidas al S.G. de referencia.

La matriz de flexibilidades del tramo j en el extremo B, referida al S.G. puede calcularse con la siguiente expresión.

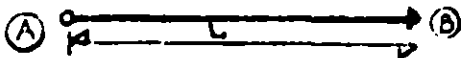
$$\{f_{30}\}_J = \{T\}_J \{f'_{30}\}_J \{T\}_J^T$$

(en S.G.)

3).- Tratamiento de apoyos incompletos

Un apoyo incompleto puede no ser considerado como nudo, si se emplean las rigideces modificadas del tramo de barra que concurre en él.

A continuacion se listan las matrices de rigideces modificadas para dos casos de interés práctico:



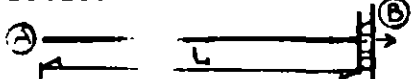
(A) \xrightarrow{L} (B)

$$\{k'_{AB}\} = \begin{pmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{3EI}{L^3} & \frac{3EI}{L^2} \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}$$

(en S.L.)

$$\{k'_{BA}\} = \begin{pmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{3EI}{L^3} & \frac{3EI}{L^2} \\ 0 & \frac{3EI}{L^2} & \frac{3EI}{L} \end{pmatrix}$$

(en S.L.)



(A) \xrightarrow{L} (B)

$$\{k'_{BB}\} = \{k'_{AA}\} = \begin{pmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{EI}{L} \end{pmatrix}$$

(en S.L.)

$$\{k'_{AB}\} = \{k'_{BA}\} = \begin{pmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{EI}{L} \end{pmatrix}$$

(en S.L.)

Para obtener $\{k\}$ en S.G. se emplea la siguiente expresion:

$$\{k\} = \{T\}\{k'\}\{T\}^T$$

Con $\{T\}$ tal como fue definido en III

B.- Cálculo del vector de fuerzas $\{F\}$

Las cargas que pueden presentarse en un sistema de tuberías como el de las figuras 2 y 4, son las siguientes:

1.- Fuerzas externas aplicadas en:

- los nudos de la estructura
- los quiebres de las barras
- los tramos de cada barra

Considérese la barra $\boxed{1}$ de la fig. 2, cargada como se muestra en la figura 6

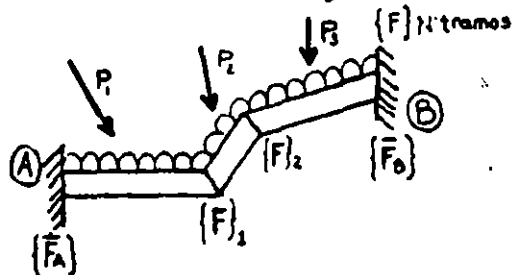


FIG. 6.- Barra $\boxed{1}$ cargada y fuerzas de fijación $\{\bar{F}_A\}$ y $\{\bar{F}_B\}$



$\{F_j\}$ = Fuerzas quiebre
- Fuerzas fijación.

FIG. 7.- Barra $\boxed{1}$ en cantiliver.

Las fuerzas de fijación en el extremo B de la barra $\boxed{1}$ se obtienen a partir de la siguiente expresión:

$$\{\bar{F}_B\} = -\{k_{BB}\}\{d_B\}^*$$

donde $\{d_0^*\}$ es la matriz de desplazamientos del extremo B considerando a la barra en cantiliver (ver fig. 7) y se calcula con la siguiente expresión

$$\{d_0^*\} = \sum_{j=1}^{N_{\text{tramos}}} [H_{0j}]^T \{\tilde{f}_j\} \{F_j\}$$

En la expresión anterior, $\{F_j\}$ es el vector resultante de restar las fuerzas externas aplicadas en el quiebre \textcircled{j} ($\{F_1, \dots, \dots, \{F_{N_{\text{tramos}}}$ en la figura 6) menos las fuerzas de fijación producidas por las cargas externas aplicadas en los tramos adyacentes al quiebre \textcircled{j} abas referida. al S.G.

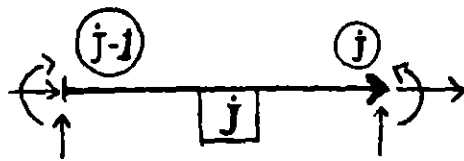
El vector $\{F_j\}$, tiene la forma siguiente para el caso de sistemas de tuberías en dos y tres dimensiones.

$$\{F_j\} = \begin{Bmatrix} F_{jx} \\ F_{jy} \\ M_{ja} \end{Bmatrix}$$

(S.P. 2D)

$$\{F_j\} = \begin{Bmatrix} F_{jx} \\ F_{jy} \\ F_{jz} \\ M_{jx} \\ M_{jy} \\ M_{ja} \end{Bmatrix}$$

(S.G. 3D)



Convención positiva del vector $\{F_j\}$

La matriz $\{H_{0j}\}$ se aplica tal como fue definida en III.

La matriz $\{\tilde{f}_j\}$ es la matriz de flexibilidades del segmento de barra comprendido entre el extremo origen \textcircled{A} y el quiebre \textcircled{j} respecto al extremo destino \textcircled{j} y está definida mediante la siguiente fórmula de recurrencia.

$$\{\tilde{f}_{j+1}\} = \{\tilde{f}_{j+1}\} + \{I_{(j+1)}\} \{\tilde{f}_j\} \{H_{(j+1)}\}$$

$1 \leq j \leq (N_{\text{tramos}})$

en donde $\{H_{BD}\}$ se aplica tal como fue definida en III y $\{f_{\overline{11}}\}$ se obtiene por un procedimiento similar al descrito en A.2.

Nótese que en la ecuación anterior se tiene que:

$$\{\tilde{F}_1\} = \{f_{BB}\}_{\overline{1}}$$

y

$$\{\tilde{F}_{N'tramos}\} = \{f_{BB}\}_{\overline{1}}$$

Mediante el procedimiento descrito, se obtiene $\{d_B^x\}$ se calcula $\{\tilde{F}_B\}$ y se le suman las fuerzas de fijación en el extremo \textcircled{B} de la barra $\overline{1}$ producidas por las cargas aplicadas en el tramo adyacente a él, obteniéndose así el vector $\{\tilde{F}_B\}$ definitivo.

Una vez conocido el vector de fuerzas $\{\tilde{F}_B\}$ de la barra $\overline{1}$ se calcula el vector de fuerzas $\{\tilde{F}_A\}$ de la misma barra con la siguiente expresión:

$$\{\tilde{F}_A\} = \{\tilde{F}_A\}^* - \{H_{BA}\}\{\tilde{F}_B\}$$

donde: $\{\tilde{F}_A\}^*$ es el vector de fuerzas en el extremo \textcircled{A} de la barra $\overline{1}$, producido por las cargas actuantes en ella considerándola en cantiliver, (ver fig. 7) y $\{H_{BA}\}$ se aplica tal como fue definida en III.

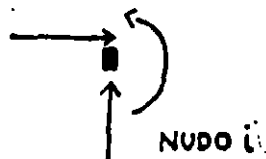
Los vectores de fuerzas $\{\tilde{F}_A\}$ y $\{\tilde{F}_B\}$ así obtenidos constituyen el estado I de cargas (fuerzas de fijación).

Al aplicar vectores de carga en sentido contrario a los del estado I, y sumar los que concurren en un nudo mas el vector de cargas aplicado en el mismo, se constituye el estado II de cargas.

La forma topológica del vector de cargas $\{P\}$ en la ecuación (1) para las estructuras de las figuras 2 y 4, siendo nudos destino el $\textcircled{1}$, $\textcircled{3}$ o $\textcircled{4}$, es la siguiente:

$$\{F\} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{\{\bar{F}_B\}_1 + \{\bar{F}_B\}_2 + \{\bar{F}_B\}_3 + \{F\}_1}{\text{---}} \\ \frac{\{\bar{F}_A\}_3 + \{\bar{F}_A\}_4 + \{\bar{F}_A\}_5 + \{F\}_2}{\text{---}} \\ \frac{\{\bar{F}_B\}_5 + \{\bar{F}_B\}_6 + \{\bar{F}_B\}_7 + \{\bar{F}_B\}_8 + \{F\}_3}{\text{---}} \\ \{\bar{F}_B\}_9 + \{\bar{F}_B\}_{10} + \{F\}_4 \end{array} \right\}$$

Convención positiva para los componentes del vector $\{F\}$



Estamos ahora en posibilidad de resolver la ecuación general $\{F\} = [K]\{d\}$ y obtener los desplazamientos de los nudos de la estructura y calcular a partir de ellos los elementos mecánicos que se generan en los extremos de las barras (inciso IV.C), lo cual puede hacerse a través de un planteamiento tradicional de análisis estructural.

A los elementos mecánicos así obtenidos, se les suman los vectores de fuerzas de fijación que constituyen el estado I de cargas para obtener los elementos mecánicos definitivos en los extremos de cada barra de la estructura.

2.- Fuerzas Producidas por Cambios de Temperatura

Es aplicable todo lo estipulado en B.1, pero ahora el problema es más sencillo, ya que la única diferencia con lo visto allá, es que la matriz d ahora se calcula de la manera siguiente:

α = Coeficiente de dilatación lineal del material

Δt = Cambio de temperatura

Para $\alpha = \text{cte}$

$\Delta t = \text{cte}$

$$\{d_B^*\} = \begin{cases} dx_B^* = \alpha \Delta t (X_B - X_A) \\ dy_B^* = \alpha \Delta t (Y_B - Y_A) \\ \phi_{z_B}^* = 0 \end{cases}$$

(S.G. 2D)

$$d = \begin{cases} dx_B^* = \alpha \Delta t (X_B - X_A) \\ dy_B^* = \alpha \Delta t (Y_B - Y_A) \\ dz_B^* = \alpha \Delta t (Z_B - Z_A) \\ \phi_{x_B}^* = 0 \\ \phi_{y_B}^* = 0 \\ \phi_{z_B}^* = 0 \end{cases}$$

(S.G. 3D)

Para $\alpha = \text{cte}$

$(\Delta t)_j$ = variable para cada tramo j

$$\{d_B^*\} = \begin{cases} dx_B^* = \sum_{j=1}^{N\text{-tramos}} \Delta t_j (\Delta x)_j \\ dy_B^* = \sum_{j=1}^{N\text{-tramos}} \Delta t_j (\Delta y)_j \\ \phi_{z_B}^* = 0 \end{cases} \quad (\text{S.G. 2D})$$

$$\{ds^*\} = \begin{cases} dx_B^* = \sum_{j=1}^{N\text{-tramos}} \alpha \Delta t_j (\Delta x)_j & \phi_{x_B}^* = 0 \\ dy_B^* = \sum_{j=1}^{N\text{-tramos}} \alpha \Delta t_j (\Delta y)_j & \phi_{y_B}^* = 0 \\ dz_B^* = \sum_{j=1}^{N\text{-tramos}} \alpha \Delta t_j (\Delta z)_j & \phi_{z_B}^* = 0 \end{cases} \quad (\text{S.G. 3D})$$

3.- Fuerzas producidas por desplazamientos impuestos a los apoyos.

Es aplicable también ahora todo lo estipulado en B.1 y el problema resulta ser mas sencillo que los planteados en B.1 y B.2 puesto que ahora $\{\bar{F}_0\}$ se calcula directamente a partir de la siguiente expresión:

$$\{\bar{F}_0\} = [k_{0A}]\{\bar{d}_A\}$$

donde $\{\bar{d}_A\}$ es el vector de desplazamientos impuestos a la estructura en el apoyo A.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

ANALISIS ESTRUCTURAL

3. ANALISIS DE DEFORMACIONES EN LOS SUELOS.

ING. AGUSTIN DEMENEGHI COLINA.

3.1 Determinación de deformaciones en los suelos

Julio de 1991

3.1.1 Deformación de un suelo en el campo

Para ilustrar la forma de determinar las deformaciones del terreno de cimentación, consideremos un elemento de suelo que por peso propio está sometido al estado de esfuerzos mostrado en la fig 3.1a. Consideremos que este estado de esfuerzos se puede sustituir por una presión de confinamiento equivalente al esfuerzo normal en el plano octaédrico p_o , dada por el promedio de los tres esfuerzos normales

$$p_o = (1/3) (p_x + p_x + p_y) \quad (3.1)$$

Supongamos que las presiones horizontales p_x y p_y son iguales entre sí y proporcionales a la presión vertical p_x

$$p_x = p_y = K_o p_x$$

donde K_o es el coeficiente de presión en reposo del suelo. Sustituyendo en la ec 3.1.

$$p_o = (1 + 2 K_o) p_x / 3 \quad (3.2)$$

La fig 3.1b muestra al elemento de suelo sometido a una presión de confinamiento equivalente p_o .

Supongamos ahora que se construye una cimentación y ésta ocasiona incrementos de esfuerzo normal σ_x , σ_x y σ_y en el elemento (fig 3.2). Estos incrementos de esfuerzo producen deformaciones verticales y horizontales en el elemento. En cimentaciones es usual que la deformación que interesa al ingeniero sea la deformación vertical δ_z del elemento. Existen varios métodos para determinar esta deformación; uno de ellos trata del empleo de la ley de Hooke, que consiste en lo siguiente

$$c_z = [\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y)] / E \quad (3.3)$$

$$\delta_z = c_z H \quad (3.4)$$

donde c_z = deformación unitaria del elemento
 E = módulo de elasticidad del material
 ν = relación de Poisson
 H = espesor del elemento

Los esfuerzos σ_x , σ_y y σ_z se pueden obtener con la teoría de Boussinesq, empleando las ecuaciones que se presentan en el inciso 3.4 de este capítulo.

3.1.2 Propiedades de deformación de los suelos

En los suelos ocurren diversos tipos de deformaciones: elástica, plástica, elastoplástica, viscosa, etc, por lo que el valor de E se tiene que tomar de acuerdo con el tipo de suelo y el fenómeno que se esté estudiando. Cabe aclarar que, dado que las relaciones esfuerzo-deformación en los suelos son no lineales, conviene con frecuencia trabajar con el módulo secante de deformación para determinar el valor de E correspondiente, utilizando niveles de esfuerzo lo más cercanos a la realidad.

A continuación veremos la forma de determinar los diferentes valores de E .

La determinación de las propiedades de deformación para el análisis de movimientos en una cimentación, se puede ilustrar considerando un elemento de suelo en una prueba de compresión triaxial, sometido al estado de esfuerzos que se muestra en la fig 3.3; consideremos adicionalmente que se trata de una arcilla saturada. Suponiendo que la probeta de suelo tiene un esfuerzo de confinamiento p_0 y un esfuerzo desviador σ_r iniciales, primeramente se reduce el esfuerzo σ_r a cero (para representar la descarga por excavación, decremento de carga, etc), con lo que se obtiene el módulo de rebote elástico E_r .

del suelo (fig 3.4). A continuación, manteniendo aplicado el confinamiento p_c , se vuelve a aplicar el esfuerzo σ_r , con lo que se determina el módulo de recompresión E_{r_0} (fig 3.4). Aplicando un esfuerzo de compresión σ_z se presentará un asentamiento adicional debido al incremento neto de carga $\sigma_n = \sigma_z - \sigma_r$, donde σ_z es el esfuerzo normal debido a la carga total de la estructura; a esta deformación se le puede denominar asentamiento por compresión; el módulo de deformación correspondiente será E_0 (fig 3.4). Tenemos entonces tres módulos de deformación, a saber

$$E_0 = \sigma_r / c_0$$

$$E_{r_0} = \sigma_r / c_{r_0}$$

$$E_0 = \sigma_n / c_0$$

Dependiendo del tipo de deformación que se esté determinando, se emplea alguno de los módulos E_0 , E_{r_0} o E_0 en la ley de Hooke de la ec 3.3.

Finalmente, y dado que el suelo es una arcilla saturada, manteniendo el esfuerzo σ_z constante se presentará una deformación a largo plazo c_v (fig 3.4).

Vemos entonces que las propiedades de deformación para una cimentación se pueden determinar todas ellas en una prueba de compresión triaxial. Sin embargo, este tipo de ensaye resulta difícil de realizar en arcillas saturadas, debido fundamentalmente a que la deformación diferida c_v toma mucho tiempo en esta prueba; por esta razón, las deformaciones debidas al incremento neto de carga, entre las que se encuentra la deformación a largo plazo, se determinan a partir de los resultados de una prueba de consolidación. Además, se ha observado que los módulos E_0 y E_{r_0} se pueden obtener a partir de una prueba de compresión no confinada, debido a que el esfuerzo efectivo cambia poco al ser extraída una muestra de arcilla saturada del terreno natural, es decir, se hace la consideración de que el esfuerzo efectivo en una prueba de compresión no confinada es aproximadamente igual al esfuerzo efectivo de campo. Con el módulo E_0 se obtiene la componente elástica de la deformación debida al incremento neto de carga.

En resumen, la expansión por descarga y el asentamiento por recompresión se determinan con los módulos de rebote elástico y de recompresión, respectivamente, ambos obtenidos en una prueba de compresión no confinada. Con el módulo de rebote elástico se determina además la componente elástica de la deformación debida al incremento neto de presión de la cimentación. La componente plástica de la deformación instantánea, y la deformación diferida, ocasionadas por el incremento neto de carga de la cimentación, se determinan a partir de los resultados de una prueba de consolidación.

Las propiedades de deformación para la determinación de movimientos de la cimentación debidos a acciones sísmicas se obtienen a partir de ensayos de tipo dinámico como el péndulo de torsión (Zeevaert 1973), la columna resonante (Jaime et al 1987), etc.

En suelos friccionantes se sigue un procedimiento similar al de las arcillas, con la diferencia de que el efecto de la presión confinamiento es mayor y que el efecto del tiempo es mucho menor en estos materiales. Para suelos granulares existen procedimientos que toman en cuenta en forma explícita el efecto del confinamiento y que la relación esfuerzo-deformación en ellos es de tipo no lineal; una de estas técnicas se presenta en el inciso 3.7 de este capítulo (Deméneghi 1989).

3.2 Deformaciones permisibles

Las deformaciones calculadas deben compararse con las deformaciones permisibles de una cimentación, las cuales deben determinarse para cada estructura en particular. Por ejemplo, el asentamiento total y los asentamientos diferenciales de una cimentación dependen de la opinión de las siguientes personas involucradas en el diseño de la cimentación (Zeevaert 1991)

- a) Propietario del inmueble
- b) Inquilino
- c) Ingeniero estructurista
- d) Arquitecto
- e) Autoridad municipal

- f) Compañía de seguros
- g) Opinión pública

Por lo tanto, con el concurso de opinión de las personas mencionadas, se llegan a definir los movimientos permisibles de una cimentación.

Sin embargo, para que el lector se dé una idea de los asentamientos permisibles, y únicamente para fines de anteproyecto se presentan los valores de la tabla 3.1 (Sowers 1962).

3.3 Estados límite de servicio

Los reglamentos de construcción especifican los diferentes movimientos que se deben revisar en una cimentación, los cuales dependen de cada caso particular. Por ejemplo, las Normas de Cimentaciones del Distrito Federal establecen que para una cimentación compensada se deben revisar los estados límite de servicio que se indican a continuación. Cabe aclarar que este criterio se puede aplicar en general a cimentaciones superficiales, profundas, etc, con las modalidades propias de cada cimentación.

a) Desplazamientos instantáneos del suelo de cimentación

Los desplazamientos instantáneos en suelos finos saturados se pueden calcular utilizando la ley de Hooke (ec 3.3), considerando que la deformación del suelo ocurre a volumen aproximadamente constante. Véase el ejemplo 6.1, donde se trata el cálculo de expansiones y asentamientos por recompresión, considerándolos como movimientos instantáneos.

Los suelos granulares, debido a su permeabilidad relativamente alta, experimentan movimientos instantáneos de magnitud alta comparados con los desplazamientos diferidos. La determinación de deformaciones en suelos granulares se puede ver en los ejemplos 3.1, 5.4 y 5.5.

b) Deformaciones transitorias y permanentes del terreno de cimentación

Las propiedades de deformación para la determinación de deformaciones transitorias de la cimentación debidas a acciones sísmicas se obtienen a partir de ensayos de tipo dinámico como el péndulo torsión (Zeevaert 1973), la columna resonante (Jaime et al), etc.

En la obtención de las deformaciones permanentes de un suelo ocasionadas por un sismo, el fenómeno de la repetición de carga es importante; por lo tanto, deben determinarse, en muestras en el laboratorio, las deformaciones permanentes acumuladas por la repetición de cargas. En forma aproximada y únicamente para fines de anteproyecto, se pueden emplear las siguientes expresiones

$$\delta_{pN} = \delta_p (1 + a \log N) \quad (3.5)$$

donde δ_{pN} = deformación permanente debida a N repeticiones de carga

δ_p = deformación permanente correspondiente a la primera aplicación de carga

N = número de repeticiones de carga

a = coeficiente que depende del tipo de suelo. Para suelos granulares $a \approx 0.25$

log = logaritmo decimal (base 10)

c) Asentamiento diferido debido al incremento neto de carga

Considerando que la presión efectiva en una arcilla saturada no cambia en forma importante por una excavación, el asentamiento a largo plazo se calcula entonces empleando el incremento neto de carga, el cual es el resultado de sustraer de la presión o carga total transmitida al suelo por una subestructura o un elemento de ella, la presión o carga total previamente existente en el suelo al nivel de desplante (RCDF 1976). Además, si el terreno de cimentación consiste en arcilla, el asentamiento debido a cedencia lateral de suelo es usualmente pequeño en comparación con el asentamiento total; por esta razón, aun el asentamiento de cimentaciones en estratos de gran espesor de arcilla puede ser evaluado por métodos basados en

deformación unidimensional (Terzaghi y Peck 1967, art 41); es decir, para calcular los asentamientos diferidos únicamente hay que utilizar el esfuerzo normal vertical σ_z .

En el ejemplo 6.1 se presenta la valuación del asentamiento a largo plazo en una cimentación compensada. Cabe aclarar que si se desea obtener adicionalmente la evolución del hundimiento, se puede emplear la teoría de consolidación de Terzaghi-Zeevaert que considera adicionalmente la componente de deformación por viscosidad intergranular (consolidación secundaria); véase para esto Zeevaert (1985).

3.4 Incrementos de esfuerzo en la masa de suelo ocasionados por una carga repartida aplicada en la superficie

3.4.1 Carga uniforme

A continuación se presentan las expresiones para determinar los esfuerzos normales verticales bajo la esquina de un rectángulo sometido a una carga uniforme q aplicada en la superficie (fig 3.5).

Para σ_z (Damy 1985)

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{x-y-z}{\lambda} + \text{ang tan } \frac{x-y}{z} \right] \quad (3.6)$$

Para σ_x y σ_y (Dashkó y Kagán 1980)

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{x-y-z}{(x^2 + z^2)\lambda} - \text{ang tan } \frac{z}{x} \frac{\lambda}{y} + (1 - 2\nu) (\text{ang tan } y/x - \text{ang tan } \frac{y}{x} \frac{\lambda}{z}) \right] \quad (3.7)$$

$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{x-y-z}{(y^2 + z^2)\lambda} - \text{ang tan } \frac{z}{y} \frac{\lambda}{x} + (1 - 2\nu) (\text{ang tan } x/y - \text{ang tan } \frac{x}{y} \frac{\lambda}{z}) \right] \quad (3.8)$$

$$\lambda = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2} \quad (3.9)$$

3.4.2 Carga triangular

Cuando la carga que se aplica en la superficie es de tipo triangular (fig 3.6), se pueden utilizar las fórmulas de Hamilton Gray (Juárez Badillo y Rico 1980)

Bajo el punto A

$$\sigma_{zA} = \left[\frac{p L}{2 \pi B} \right] \left(\frac{z \sqrt{L^2 + B^2 + z^2}}{L^2 + z^2} - \frac{z}{\sqrt{L^2 + z^2}} + \frac{B L}{\sqrt{B^2 L^2 + B^2 z^2 + L^2 z^2 + z^4}} \right) \quad (3.10)$$

Bajo el punto B

$$\sigma_{zB} = \left[\frac{p L}{2 \pi B} \right] \left(\frac{z}{\sqrt{L^2 + z^2}} - \frac{z^3}{(B^2 + z^2) \sqrt{B^2 + L^2 + z^2}} \right) \quad (3.11)$$

donde L es la longitud de la carga triangular.

3.5 Cimientos sujetos a carga vertical y momento

3.5.1 Reacción del terreno trapecial

En numerosas ocasiones en la práctica un cimiento se ve sometido a carga vertical y momento. Por ejemplo, una columna le trasmite usualmente a una zapata aislada carga vertical y momento. El efecto de un sismo se traduce en fuerzas cortantes y momentos al nivel de cimentación; así, un edificio alto desplantado sobre una losa de apoyo o un cajón de cimentación, en una región sísmica trasmite al terreno de cimentación un fuerte momento de volteo, el cual ocasiona deformaciones en dicho terreno que pueden llegar a ser muy importantes. Por lo tanto, se hace necesario determinar las deformaciones del suelo ocasionadas por una fuerza vertical y un

momento de volteo, tema que trataremos en este inciso.

Consideremos un cimiento sometido al sistema de cargas de la fig 3.7, y supongamos que la reacción del terreno es la suma de una reacción uniforme debida a la carga Q , y a una reacción debida al momento M . La reacción uniforme se obtiene del cociente Q/A , siendo A el rea del cimiento, mientras que la reacción provocada por el momento se obtiene en forma aproximada utilizando la fórmula de la escuadría: $\Delta\sigma = (M/I) y$. Observamos que la reacción del suelo se calcula entonces con la siguiente expresión:

$$\sigma = Q/A \pm (M/I) y$$

donde I = momento de inercia de la planta de la cimentación
 y = distancia del centroide del área de la cimentación a la fibra donde se esté calculando el esfuerzo

En los puntos extremos A y B del cimiento los esfuerzos se calculan

$$\sigma_a = Q/A + (M/I) B/2 \quad (3.12)$$

$$\sigma_b = Q/A - (M/I) B/2 \quad (3.13)$$

Si el cimiento es rectangular de ancho B y longitud L

$$\sigma_a = Q / B L + 6 M / L B^2 \quad (3.14)$$

$$\sigma_b = Q / B L - 6 M / L B^2 \quad (3.15)$$

Por la tercera ley de Newton, la carga sobre el terreno es la de la fig 3.7, pero con sentido de arriba hacia abajo (fig 3.8).

Por lo tanto, para determinar las deformaciones del suelo provocadas por un cimiento con carga vertical y momento, es necesario determinar el estado de esfuerzo dentro de la masa de suelo ocasionado por la carga de tipo trapecial de la fig 3.8.

Cuando solo se desea determinar el esfuerzo normal vertical en la

masa de suelo, el problema se puede dividir en el de una carga rectangular σ_0 y de una carga triangular σ_0' (fig 3.8). El esfuerzo normal ocasionado por la primera se calcula con la fórmula de Darcy (ec 3.6), mientras que para la carga triangular se pueden emplear las fórmulas de Hamilton Gray (fig 3.7, ecs 3.10 y 3.11).

Cuando se requiere conocer además del esfuerzo normal vertical σ_x , los esfuerzos normales horizontales σ_x y σ_y , el problema se puede resolver dividiendo la carga trapezoidal en un número n de cargas uniformes como se ilustra en la fig 3.9. Los esfuerzos buscados se obtienen aplicando las ecs 3.6 a 3.9, para cada una de las cargas uniformes en las que se dividió la carga trapezoidal.

3.5.2 Reacción triangular

Cuando el momento de volteo es alto, puede ocurrir que se presenten en un extremo esfuerzos teóricos de tensión entre cimiento y terreno (fig 3.10). En la realidad la resistencia a la tensión entre estos dos materiales es prácticamente nula, por lo que no existe dicha zona de tensión. Por lo anterior, se requiere determinar la reacción del terreno ignorando esta zona de tensión.

Supongamos una reacción triangular como la indicada en la fig 3.11. Por equilibrio de fuerzas verticales

$$\sigma_0 C / 2 = Q = \text{área del triángulo} \quad (3.16)$$

Tomando momentos con respecto a un eje que pasa por el punto A

$$\Sigma M_A = - Q C / 3 + Q B / 2 - M = 0$$

$$C = 1.5 B - 3 M / Q \quad (3.17)$$

De la ec 3.16 $\sigma_0 = 2 Q / C \quad (3.18)$

En consecuencia, dado un cimiento en el que las cargas Q y M ocasionan esfuerzos teóricos de tensión en el contacto entre terreno

y suelo, la reacción de este, supondiéndola triangular (fig 3.11), se obtiene utilizando la ec 3.17 para determinar la distancia C, y la ec 3.18 para obtener el esfuerzo σ_c .

Los esfuerzos en el interior del medio elástico, ocasionados por la carga triangular se hallan empleando las ecs 3.10 y 3.11 del inciso 3.4.2 anterior.

3.6 Fórmulas para deformaciones elásticas

3.6.1 Rectángulo cargado

Las deformaciones instantáneas en los suelos se pueden calcular de manera aproximada utilizando las expresiones que proporciona la teoría de la elasticidad.

El asentamiento de la superficie de un medio semiinfinito, homogéneo e isotrópico, bajo la esquina de un rectángulo sometido a carga uniformemente repartida q, está dado por (Terzaghi 1943)

$$\delta = [q(1-\nu^2)/(\pi E)] \left(L \ln \frac{B + \sqrt{B^2 + L^2}}{L} + B \ln \frac{L + \sqrt{L^2 + B^2}}{B} \right) \quad (3.19)$$

- donde B = ancho del rectángulo
- L = longitud del rectángulo
- E = módulo de elasticidad del medio
- ν = relación de Poisson del medio

Cuando el medio elástico tiene un espesor D, el asentamiento bajo la esquina de un rectángulo sometido a carga uniforme q está dado por (Juárez Badillo y Rico 1980)

$$\delta = [q(1-\nu^2)/E] \left[L \ln \frac{(B + \sqrt{L^2 + B^2}) \sqrt{L^2 + z^2}}{L (B + A)} + B \ln \frac{(L + \sqrt{L^2 + B^2}) \sqrt{B^2 + z^2}}{B (L + A)} \right] + (q/2\pi E) (1-\nu-2\nu^2) z \operatorname{ang} \tan \frac{L B}{z A} \quad (3.20)$$

$$A = \sqrt{L^2 + B^2 + z^2} \quad (3.21)$$

Cuando existe un medio estratificado como el de la fig 3.12, formado por n estratos de propiedades elásticas E y ν , el asentamiento de la superficie se puede calcular utilizando la ley de Hooke para cada estrato:

$$c_z = (1/E) [\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y)] \quad (3.22)$$

donde σ_z , σ_x y σ_y son los esfuerzos normales vertical y horizontales ocasionados por la carga aplicada en la superficie del medio, y c_z es la deformación unitaria del estrato. La deformación, en unidades de longitud, del estrato está dada por

$$\delta = c_z H \quad (3.23)$$

donde H es el espesor del estrato.

La deformación de la superficie será la suma de las deformaciones de cada estrato.

3.6.2 Círculo cargado

En un círculo de radio R sometido a carga uniforme q en su superficie, el asentamiento bajo el centro está dado por (Zeevaert 1973)

$$\delta = [\pi (1 - \nu^2) R q] / 2 E \quad (3.24)$$

El giro del círculo ocasionado por un momento M vale (Richart et al 1970)

$$\theta = [3 (1 - \nu) M] / 8 G R^3 \quad (3.25)$$

en que $G = E / 2 (1 + \nu)$ (3.26)

Con las expresiones anteriores se pueden obtener las rigideces lineal y angular de un cimiento de planta circular. La rigidez lineal se define como la carga vertical entre el asentamiento que produce:

$$K_l = Q / \delta = 2 E R / (1 - \nu^2) \quad (3.27)$$

La rigidez angular se define como el cociente del momento entre el giro que produce:

$$K_\theta = M / \theta = 8 G R^3 / 3 (1 - \nu) \quad (3.28)$$

3.6.3 Giro de un rectángulo sometido a momento

El giro de un rectángulo sujeto a un momento M (fig 3.13) se puede calcular determinando la carga de tipo trapecial (ecs 3.14 y 3.15) o triangular (ecs 3.17 y 3.18) que actúa sobre el terreno. A continuación se divide la carga en un número n de cargas uniformes (fig 8) y se determinan los esfuerzos normales σ_x , σ_x y σ_y , con las ecs 3.6 a 3.9, a la mitad de cada uno de los estratos del subsuelo. La deformación unitaria de cada estrato se obtiene aplicando la ley de Hooke (ec 3.22) y la deformación en unidades de longitud utilizando la ec 3.23. Esta operación se realiza bajo los puntos A y B de la fig 8, con lo que se determina, mediante la suma de las deformaciones de cada estrato, la deformación en la superficie. Con estos resultados se puede calcular el giro del rectángulo sometido a momento. En el ejemplo 6.1 se presenta una aplicación de este procedimiento.

En forma simplificada, se puede usar el siguiente artificio: se obtiene el momento de inercia del rectángulo I_r en el sentido que se está analizando, y se obtiene el radio equivalente a un círculo (Normas de Sismo 1987):

$$R = (4 I_p / \pi)^{1/4}$$

(3.29)

Con el radio equivalente R se emplea la ec 3.25 para determinar giro de la cimentación de planta rectangular.

Esfuerzos bajo el centro de un círculo sometido a una sobrecarga uniformemente repartida q (Yoder 1959)

$$\sigma_z = q \left[1 - \frac{z^3}{(R^2 + z^2)^{3/2}} \right]$$

$$\sigma_r = (q/2) \left[1 + 2\nu - 2(1 + \nu) \frac{z}{(R^2 + z^2)^{1/2}} + \frac{z^3}{(R^2 + z^2)^{3/2}} \right]$$

R = radio del círculo

Fórmula de Fröhlich para la determinación del giro de un cimienta corrido, apoyado sobre un medio elástico semiinfinito (Zeevaert 1973)

$$\theta = \text{ang tan} \left[\frac{16 (1 - \nu^2) M'}{(\pi E B^2)} \right]$$

E = módulo de elasticidad

ν = relación de Poisson

B = ancho del cimienta

M' = momento por unidad de longitud

La fórmula de Fröhlich se recomienda cuando la longitud del cimienta es mayor o igual que tres veces el ancho del mismo.

Desplazamiento lateral producido por una fuerza lateral (horizontal)

$$\delta_h = \frac{(7 - 8\nu) Q_h}{32 (1 - \nu) G R}$$

R = radio del círculo

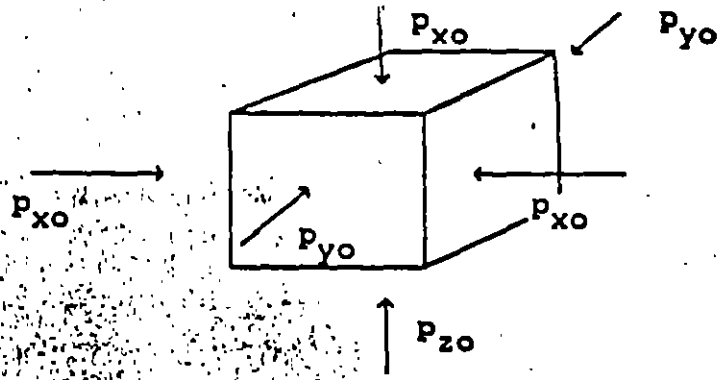
TABLA 3.1
ASENTAMIENTOS PERMISIBLES

Asentamiento total permisible de la cimentación de una estructura, de tal forma que no se presente daño funcional en las siguientes instalaciones o elementos:

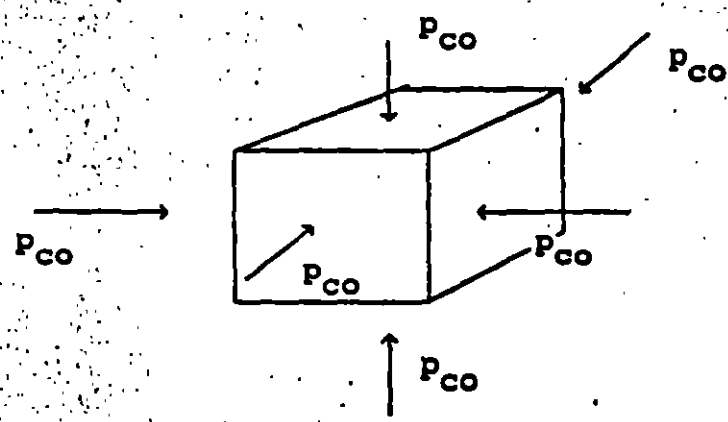
Obras de drenaje	15 a 30 cm
Accesos a la estructura	30 a 60 cm
Muros de mampostería	2.5 a 5 cm
Marcos estructurales de concreto o acero	5 a 10 cm
Losas o cajones de cimentación	7.5 a 30 cm

Los valores mayores son para asentamientos en terrenos de cimentación homogéneos y estructuras de buena calidad de construcción. Los valores menores son para asentamientos en terrenos de cimentación con estratigrafía errática y estructuras de regular calidad de construcción.

Tomado de Sowers (1962)



a) Estado de presión inicial



b) Presión de confinamiento equivalente

$$p_{co} = (1 + 2 K_0) p_{zo} / 3$$

FIG 3.1 PRESIÓN DE CONFINAMIENTO EQUIVALENTE

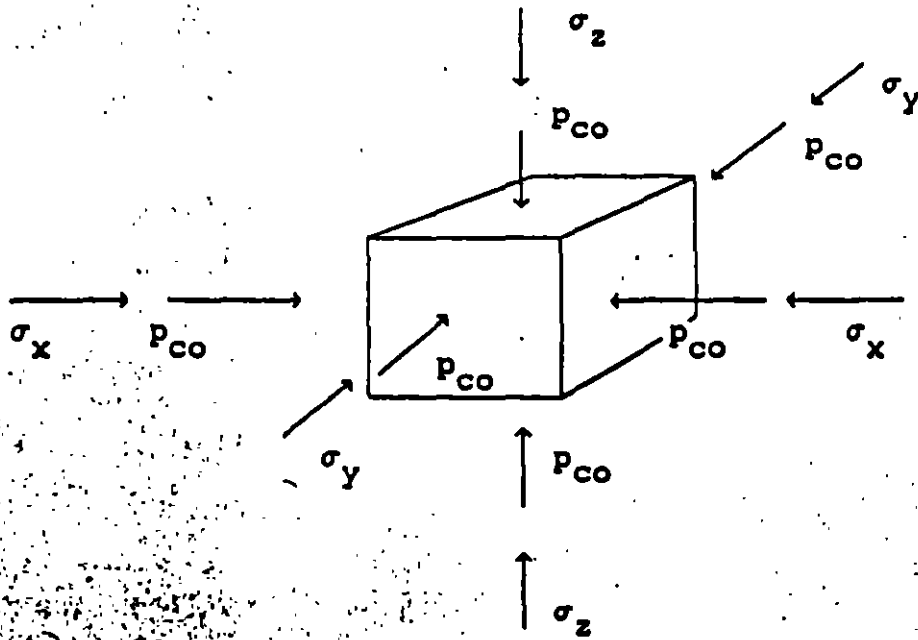


FIG 3.2 INCREMENTOS DE ESFUERZO σ_x , σ_y Y σ_z SOBRE EL ELEMENTO

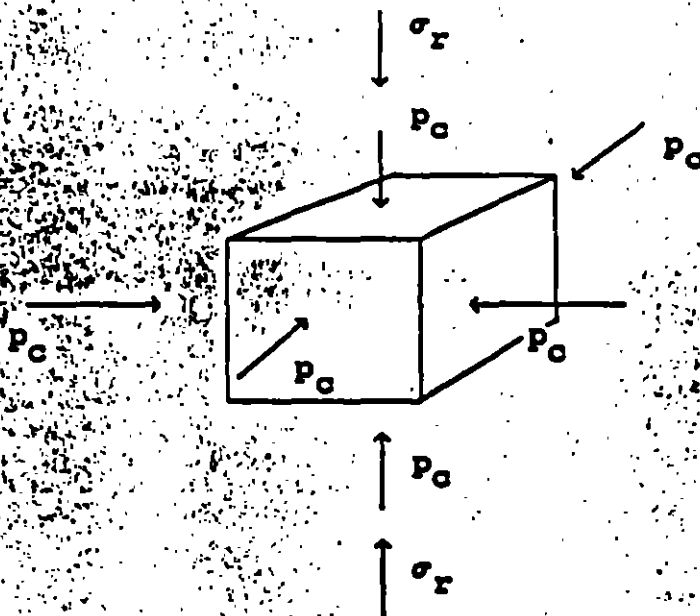
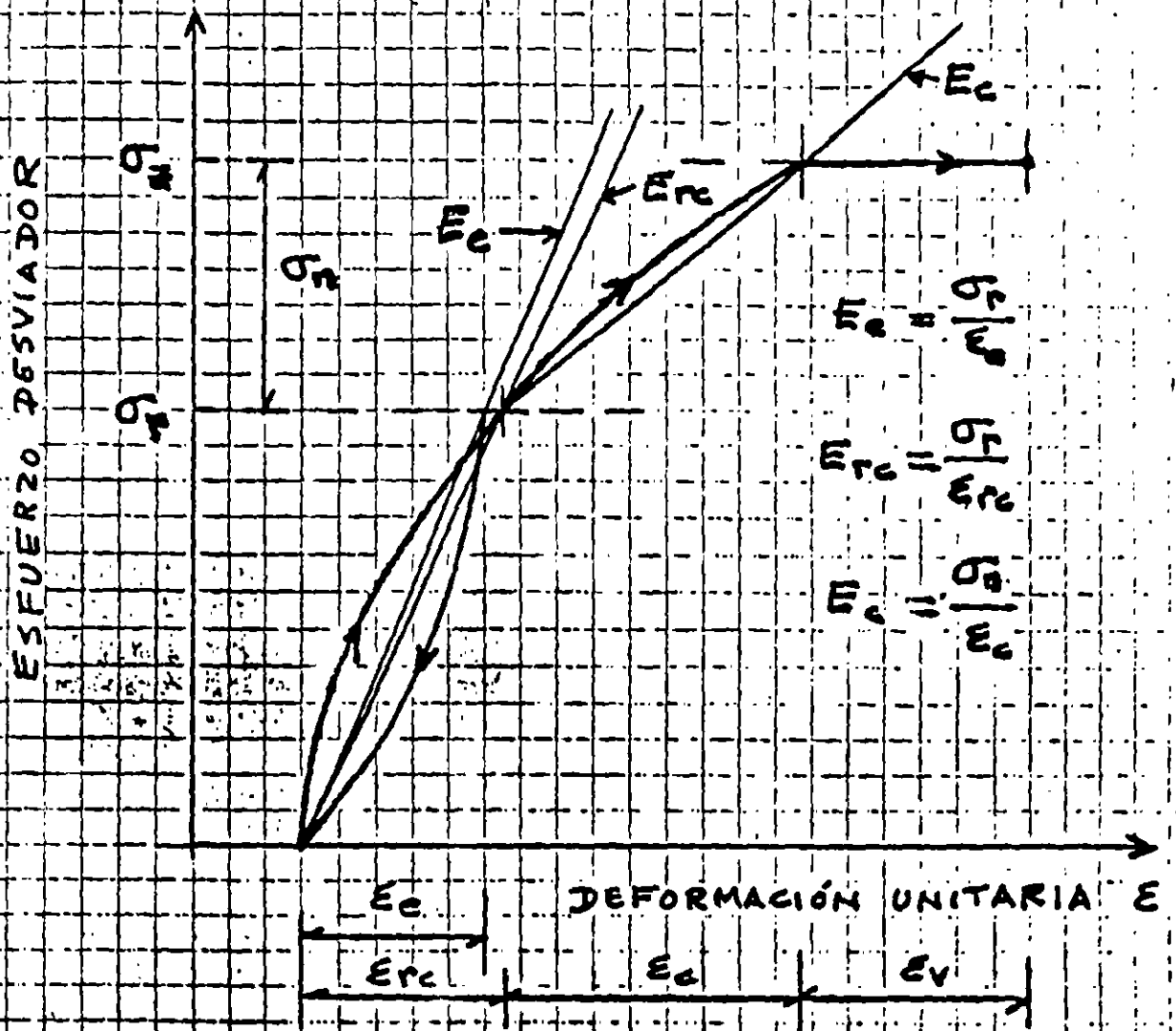
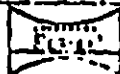


FIG 3.3 ELEMENTO DE SUELO EN UNA PRUEBA DE COMPRESIÓN TRIAXIAL



DETERMINACIÓN DE MÓDULOS DE DEFORMACIÓN

FIG 3.A



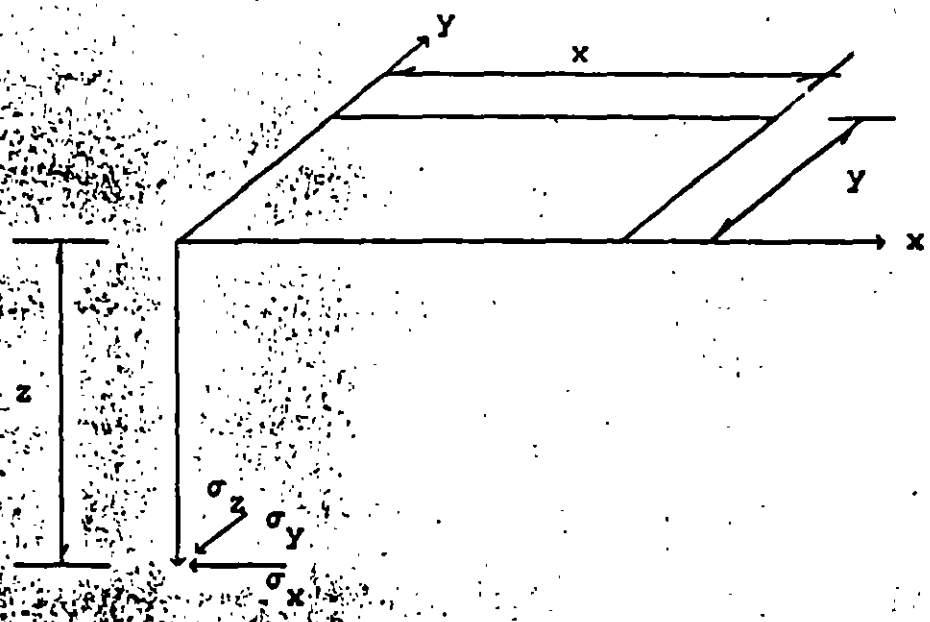


FIG 3.5 INCREMENTOS DE ESFUERZO NORMAL BAJO LA ESQUINA DE UN RECTÁNGULO CARGADO, EN UN MEDIO SEMIINFINITO

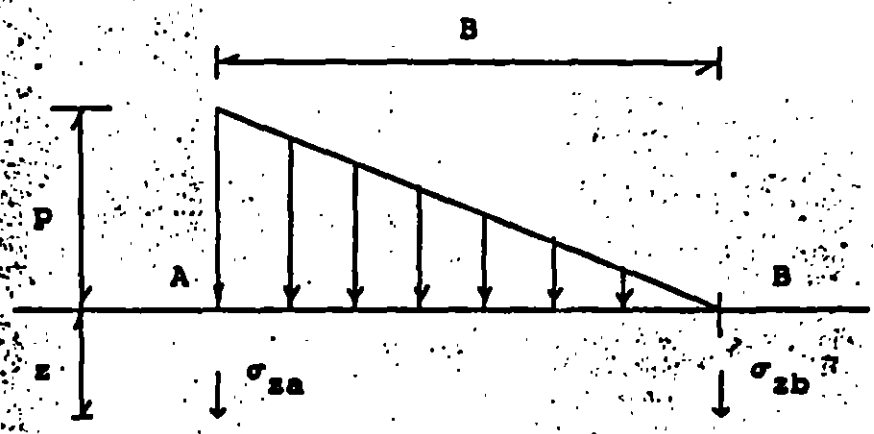


FIG 3.6 ESFUERZOS NORMALES OCASIONADOS POR UNA CARGA TRIANGULAR

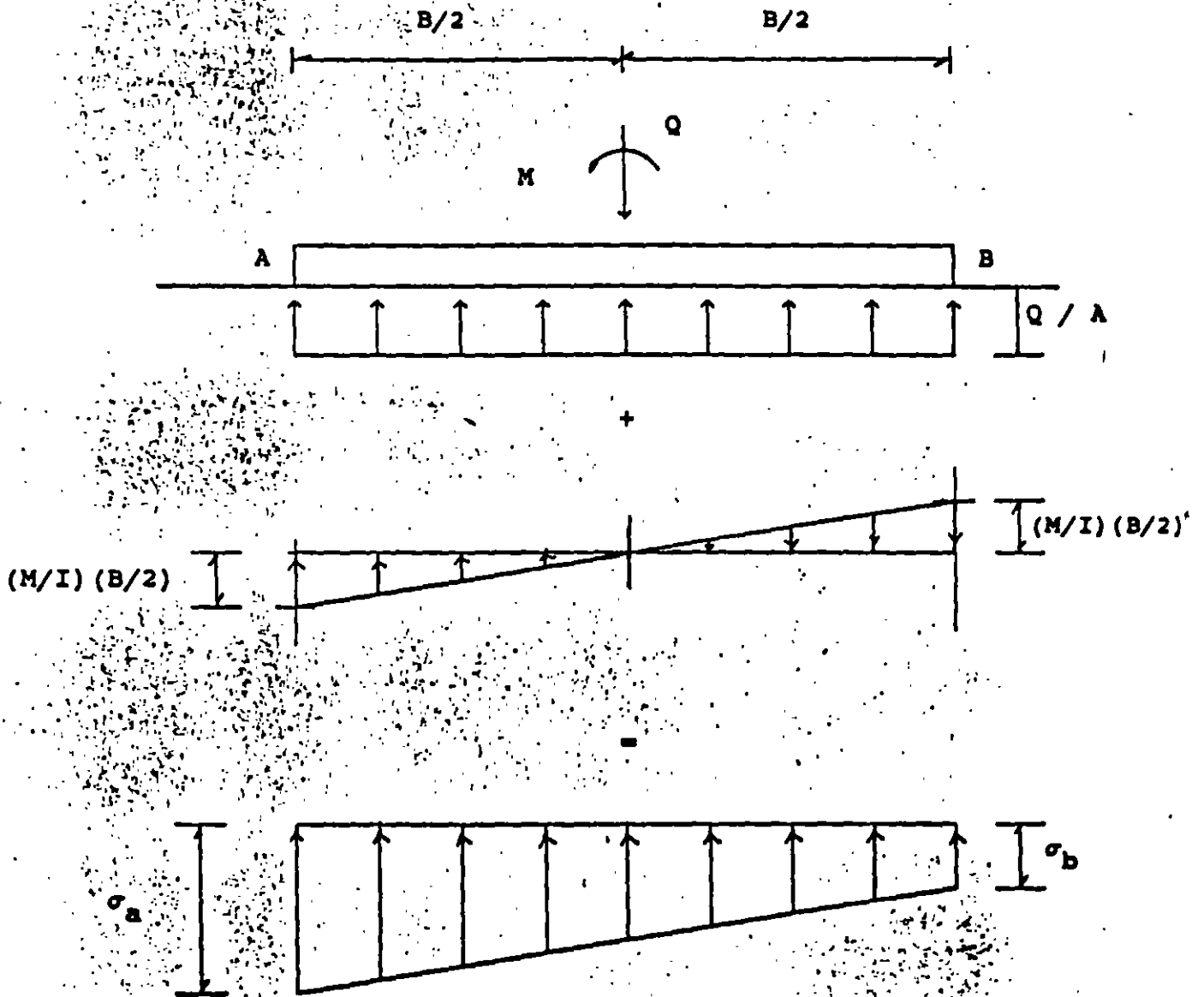


FIG 3.7 REACCIÓN DEL TERRENO. CIMIENTO SOMETIDO A CARGA VERTICAL Y MOMENTO

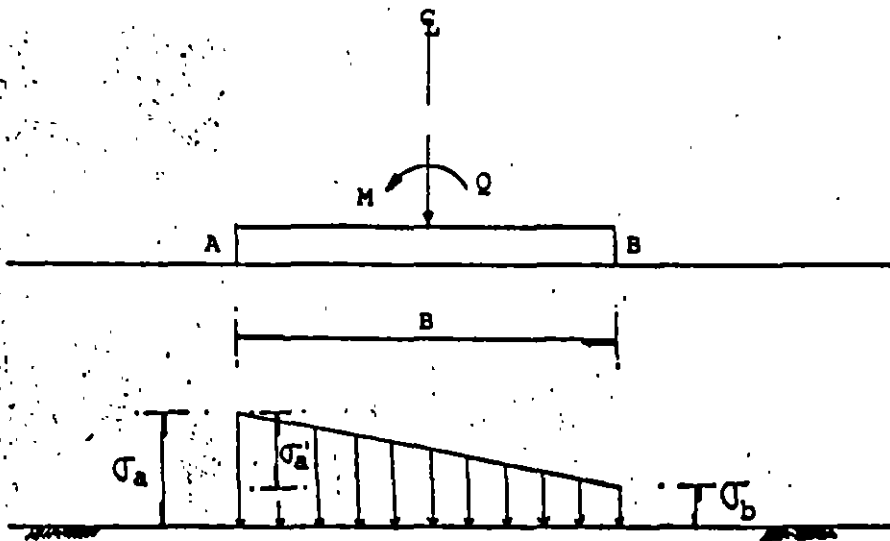


FIG. 3.8 CARGA TRAPEZIAL SOBRE EL TERRENO

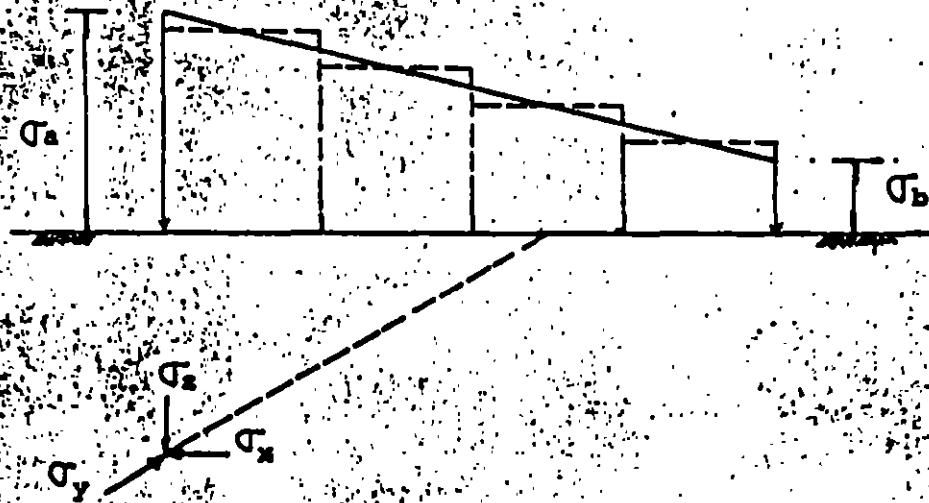


FIG. 3.9 CARGA TRAPEZIAL DIVIDIDA EN UN NUMERO
n DE CARGAS UNIFORMES

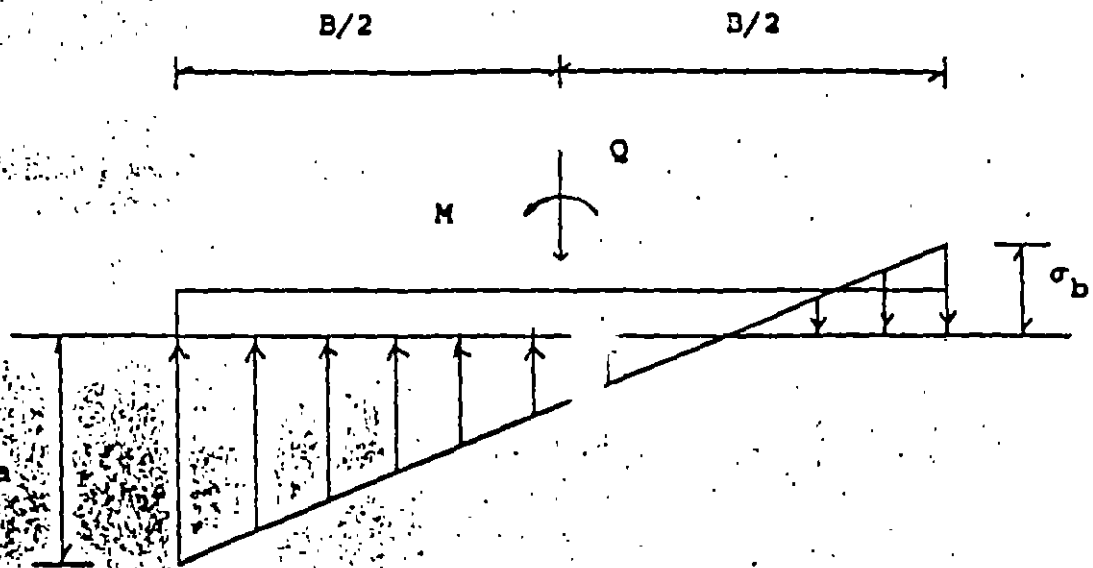


FIG 3.10 ESFUERZOS TEÓRICOS DE TENSION EN EL CONTACTO CIMENTO-SUELO

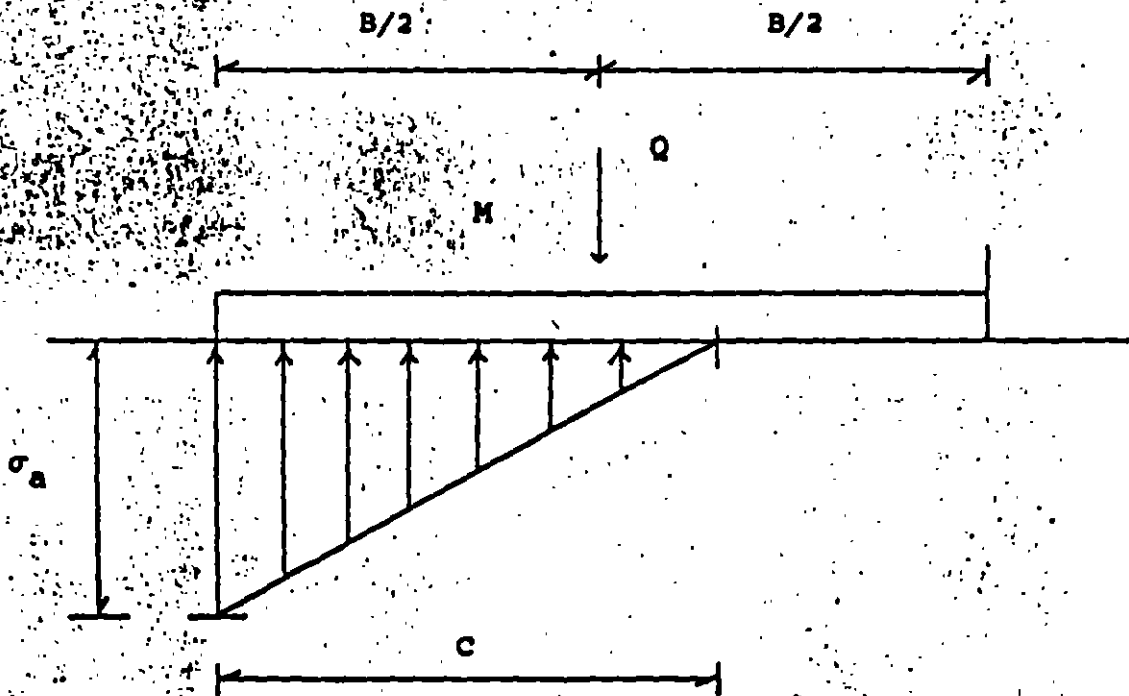


FIG 3.11 REACCIÓN DEL TERRENO TRIANGULAR

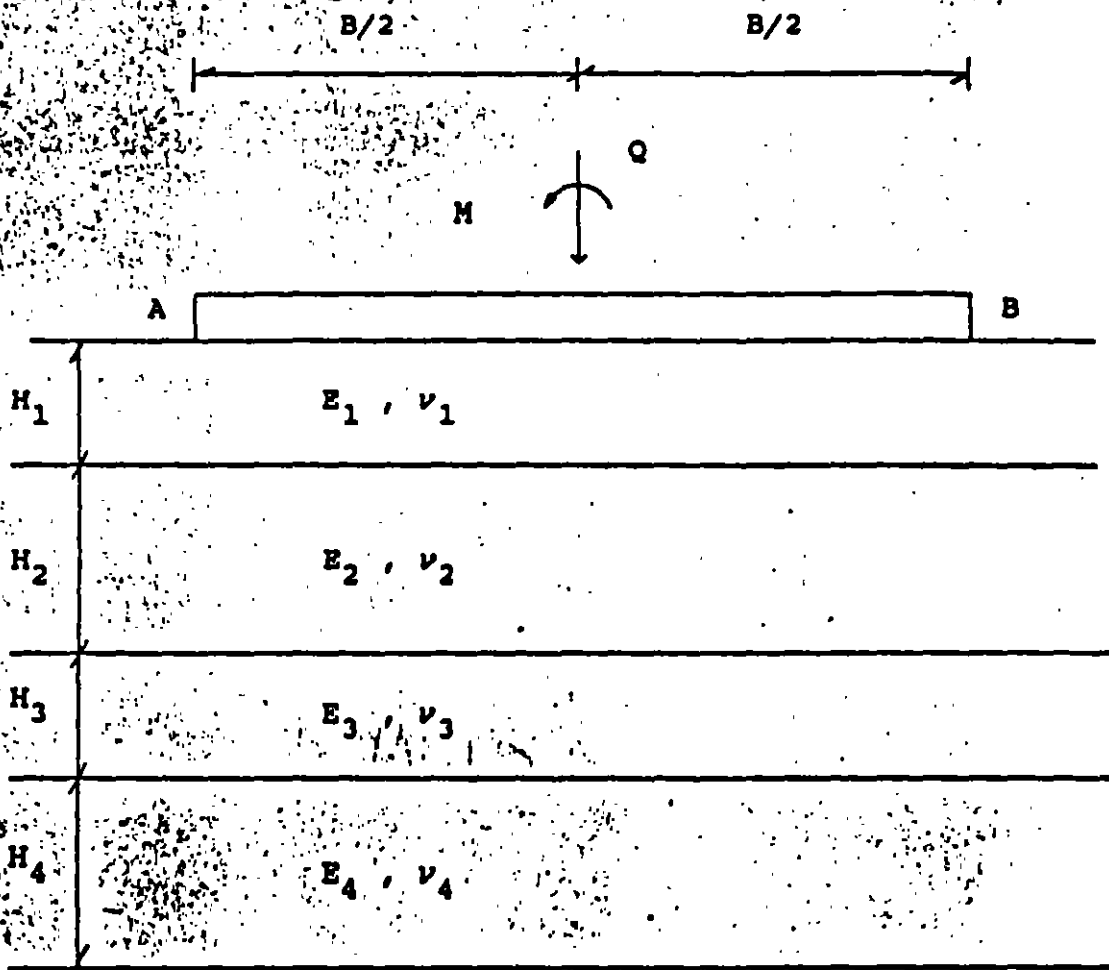


FIG 3.12 MEDIO ESTRATIFICADO

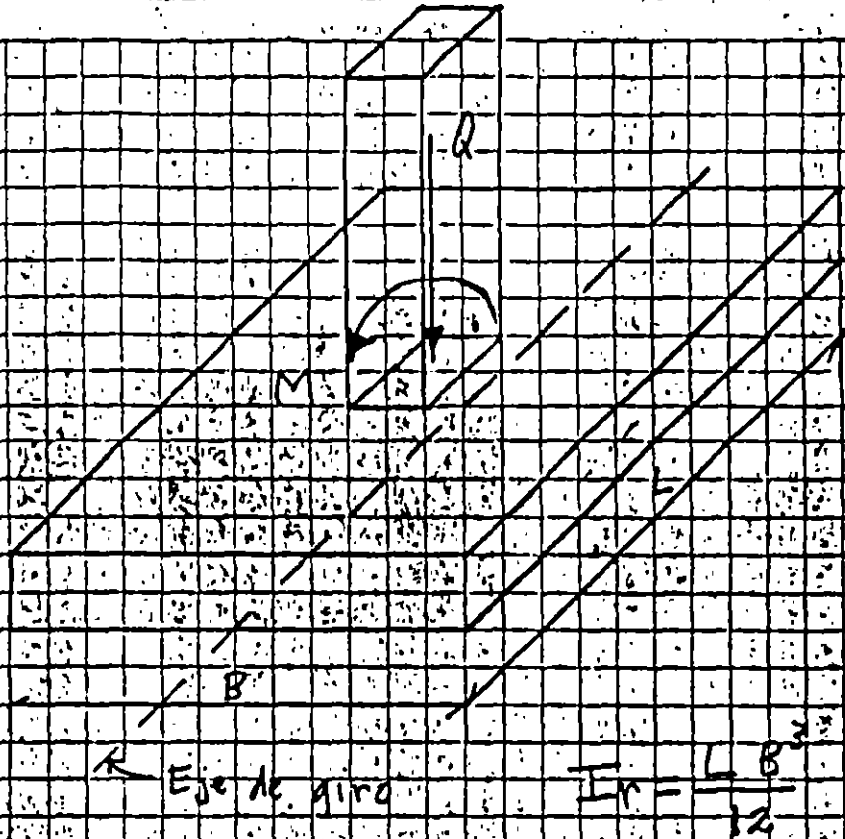


FIG 3.3 GIRO DE UN RECTANGULO



ANÁLISIS SÍSMICO DE CIMENTACIONES

Agustín Deméneghi Colina*

Cuando se realiza el análisis sísmico de una cimentación, es usual que se cuente con un coeficiente sísmico para la región en cuestión, dado por el código del Estado donde se construirá la estructura correspondiente. Con este coeficiente sísmico se procede al análisis y diseño de la estructura, incluyendo desde luego en éste al de la estructura de cimentación.

Sin embargo, cuando el subsuelo del sitio está formado por sedimentos de consistencia blanda, se presenta un fenómeno de amplificación de las ondas sísmicas que llegan al lugar, el cual consiste en que, en la base constituida por terreno firme, se presenta una cierta aceleración, mientras que en la superficie del suelo blando la aceleración puede ser varias veces mayor que la del terreno firme (fig 1).

El comportamiento anterior se debe a que ocurre, por lo menos en forma parcial, la resonancia del suelo blando. Para ilustrar este fenómeno consideremos un sistema de un grado de libertad como el mostrado en la fig 2, en el que la base se somete a un movimiento dado por

$$x_0 = a \operatorname{sen} \Omega t$$

La velocidad de la base vale

$$\dot{x}_0 = a \Omega \cos \Omega t$$

y la aceleración

$$\ddot{x}_0 = -a \Omega^2 \operatorname{sen} \Omega t$$

La respuesta de la masa está dada por (Newmark y Rosenblueth 1976)

Desplazamiento relativo

$$y = a B_d \operatorname{sen} (\Omega t - \phi)$$

* Profesor del Departamento de Geotecnia. División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería. UNAM

Velocidad relativa $\dot{y} = a \Omega B_d \cos (\Omega t - \phi)$

Aceleración relativa $\ddot{y} = - a \Omega^2 B_d \sin (\Omega t - \phi)$

En las expresiones anteriores

$$B_d = \frac{1}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{\Omega}{\omega_1}\right)^2\right]^2 + \left[2 \zeta \frac{\Omega}{\omega_1}\right]^2}}$$

$$\phi = \text{ang tan} \frac{2 \zeta \frac{\Omega}{\omega_1}}{1 - \left(\frac{\Omega}{\omega_1}\right)^2}$$

ω_1 es la frecuencia circular del sistema

$$\omega_1 = \sqrt{K / M}$$

Los desplazamientos absolutos están dados por

Desplazamiento $x = x_0 + y$

Velocidad $\dot{x} = \dot{x}_0 + \dot{y}$

Aceleración $\ddot{x} = \ddot{x}_0 + \ddot{y}$

Definamos el factor de amplificación de la aceleración como el cociente entre la máxima aceleración absoluta de la masa y la máxima aceleración de la base:

$$f_a = \max \ddot{x} / \max \ddot{x}_0$$

En la fig 3 se muestra la variación de f_a con el cociente T_1 / T , para amortiguamientos de 2 y 10 % del amortiguamiento crítico.

Recordemos que los períodos están dados por

$$T_1 = 2 \pi / \omega_1 \text{ (masa que vibra)} \quad \text{y} \quad T = 2 \pi / \Omega \text{ (base)}$$

Se observa en la fig 3 que la amplificación de la aceleración depende del cociente T_1 / T y del amortiguamiento. La máxima amplificación se presenta cuando $T_1 / T = 1$; al aumentar el amortiguamiento decrece el factor f_a . Para $T_1 / T \rightarrow \infty$ la amplificación de la aceleración es nula.

Un fenómeno similar sucede en el suelo blando, en el que éste hace las veces de la masa del ejemplo anterior. Consideremos un estrato de espesor H como el indicado en la fig 1, y supongamos que el desplazamiento de la base rígida está dado por

$$x_0(t) = C \exp(i\Omega t) = C (\cos \Omega t + i \sen \Omega t) \quad i = \sqrt{-1}$$

lo que implica que la base tiene un movimiento armónico de frecuencia Ω .

La solución del movimiento cuando existe amortiguamiento cae en el campo de los números complejos, lo que conduce a que haya un cambio tanto en la amplitud como en la fase del movimiento. Definiendo la función de amplificación $f_a = A(\Omega)$ como el valor absoluto del cociente de la máxima aceleración en la superficie del estrato entre la máxima aceleración en la base rígida, se obtiene (Roesset 1969)

$$A(\Omega) = 1 / \sqrt{\cosh^2 \alpha \cos^2 \beta + \sinh^2 \alpha \sen^2 \beta} \quad (1)$$

donde

$$\alpha = H \Omega \sqrt{[\sqrt{1 + (\eta \Omega / G)^2} - 1] / [1 + (\eta \Omega / G)^2]} / \sqrt{2} c_s \quad (2)$$

$$\beta = H \Omega \sqrt{[\sqrt{1 + (\eta \Omega / G)^2} + 1] / [1 + (\eta \Omega / G)^2]} / \sqrt{2} c_s \quad (3)$$

donde $c_s = \sqrt{G / \rho}$ = velocidad de la onda de cortante en el suelo blando

20

η = amortiguamiento del suelo blando
 Ω = frecuencia circular natural de la base rígida
 H = espesor del suelo blando
 G = módulo de rigidez al cortante dinámico del suelo blando
 ρ = masa específica del suelo blando

La respuesta depende de la hipótesis que se haga respecto al amortiguamiento. Se puede considerar que la viscosidad es inversamente proporcional a la frecuencia, de tal modo que $\eta \Omega / G = 2 \zeta$ sea una constante. Aplicando las ecs 1 a 3 se obtiene la respuesta del estrato.

Las frecuencias correspondientes a los modos naturales de vibrar del estrato se hallan con las siguientes expresiones

$$\begin{aligned}
 \omega_n &= \text{frecuencia circular del modo } n \text{ de vibrar} \\
 \omega_n &= (2n - 1) \pi \sqrt{G / \rho} / 2 H = (2n - 1) \pi C_s / 2 H \quad (4)
 \end{aligned}$$

Para pequeños valores de $(\eta \Omega / G)$, la función de amplificación, para los modos naturales de vibrar, vale aproximadamente (Roesset 1969):

$$A(\omega_n) = 4 / (2n - 1) \pi (2\zeta) \quad (5)$$

ζ = fracción del amortiguamiento crítico

En la fig 4 se muestra la variación de la función de amplificación con la frecuencia de vibración de la base firme, para un estrato de espesor $H = 30.5$ m, con una velocidad de la onda de cortante en el suelo blando $C_s = 229$ m/s y un peso volumétrico del suelo $\gamma = 2$ t/m³. La función de amplificación se obtiene empleando las ecs 1 a 3, considerando que $\eta \Omega / G = 2 \zeta$.

Vemos que la máxima respuesta se presenta cuando el terreno firme vibra con una frecuencia igual a la frecuencia correspondiente al primer modo de vibrar del estrato blando. Esto significa que si la frecuencia dominante de las ondas sísmicas que arriban a un sitio

coincide o está cercana a la frecuencia del primer modo de vibrar de un estrato de suelo blando, la aceleración en la superficie de éste puede ser varias veces superior a la aceleración en el terreno firme. En este ejemplo la amplificación de la aceleración es de 3.18 , para un amortiguamiento del suelo blando de 20 % del crítico.

En forma aproximada se pueden calcular las frecuencias de vibración y los valores correspondientes a los "picos" de la función de amplificación (fig 4), empleando las ecs 4 y 5 . En la tabla 1 se presentan los resultados para los primeros cinco modos de vibrar, considerando un amortiguamiento del 20 % del amortiguamiento crítico.

TABLA 1
VALORES APROXIMADOS DE LA FUNCIÓN DE AMPLIFICACIÓN A (ω_n)

n	ω_n s ⁻¹	f ciclos/s	T _n s	A (ω_n)
1	11.78	1.875	0.533	3.183
2	35.34	5.625	0.178	1.061
3	58.90	9.375	0.107	0.637
4	82.47	13.125	0.076	0.455
5	106.03	16.875	0.059	0.354

$$\omega_n = (2n - 1) \pi C_s / 2 H \quad A(\omega_n) = 4 / (2n - 1)\pi (2\zeta)$$

$$f = \omega_n / 2\pi \quad T_{n} = 2\pi / \omega_n$$

Desafortunadamente, no se puede controlar la frecuencia dominante de vibración de las ondas sísmicas que llegan a un sitio; en todo caso, es conveniente observar las frecuencias dominantes de los temblores que llegan a una localidad, para reconocer los estratos en los que se puede presentar el fenómeno de amplificación de aceleración que hemos comentado en los párrafos anteriores.

El razonamiento anterior es válido también en términos de los periodos de vibración de ondas y suelo blando. Vemos que la máxima

respuesta de aceleración se presenta cuando el período de vibración de la base firme coincide con el período natural del primer modo de vibrar, siendo esta respuesta de 3.18 en nuestro ejemplo (fig 4). Es decir, la aceleración en la superficie del terreno blando será 3.18 veces mayor que la aceleración en la base, si el amortiguamiento del suelo es de 20 %. Vemos entonces que la aceleración en la superficie del suelo blando depende fundamentalmente del cociente T_{s1}/T , donde T_{s1} es el período natural de vibración del estrato blando y T es el período dominante de vibración de las ondas sísmicas.

Para un estrato de suelo homogéneo (fig 1), los periodos de vibración están dados por

$$T_{s_n} = 4 H \sqrt{\rho / G} / (2n - 1) \quad (6)$$

$n = 1, 2, \dots$

donde ρ = masa específica del suelo
 G = módulo de rigidez al cortante dinámico del suelo

El primer modo de vibrar, o modo fundamental, se obtiene para $n = 1$:

$$T_{s1} = 4 H \sqrt{\rho / G} \quad (7)$$

Para la estimación del período natural de vibración de un suelo estratificado véase Zeevaert (1973, 1980).

El período de vibración de la estructura se halla con los métodos usuales del análisis estructural. Sin embargo, cuando el terreno de cimentación está formado por un suelo blando, es importante considerar además el efecto de balanceo y de traslación horizontal de la cimentación. Así, el período de vibración acoplado de una estructura vale (Normas de Sismo 1987):

$$T_1 = \sqrt{T_o^2 + T_x^2 + T_r^2}$$

donde T_0 = período fundamental que tendría la estructura si se apoyara sobre una base rígida (este período se debe a la flexibilidad propia de la estructura)

T_x = período natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solo pudiera trasladarse en la dirección que se analiza

T_r = período natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solo pudiera girar con respecto a un eje horizontal que pasara por el centroide de la superficie de desplante de la estructura y fuera perpendicular a la dirección que se analiza

Para el cálculo de los períodos de vibración anteriores, véase el Apéndice de las Normas de Sismo (inciso A7, interacción suelo-estructura).

Una vez que se conocen los períodos de vibración del suelo T_{s1} y de la estructura T_1 , se puede emplear el espectro de respuesta sísmica de Zeevaert (1980) para la determinación del factor de amplificación f_a (fig 5), definido como el cociente de la máxima aceleración en el centro de gravedad de la estructura entre la máxima aceleración en la superficie del terreno blando.

Vemos que la máxima respuesta se obtiene cuando $T_1 / T_{s1} = 1$. Por lo visto anteriormente, no se puede evitar la amplificación de la aceleración de un suelo blando, pero sí es factible evitar que coincidan el período natural de vibración del suelo con el período natural de vibración de una estructura.

La aceleración en la superficie del terreno la proporciona en la ciudad de México el Reglamento de Construcciones en las Normas de Sismo. Así, en el inciso 3 de éstas se señala que "la ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico "a", expresada como

fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por la siguiente expresión:

$$a = (1 + 3 T / T_a) c / 4 , \text{ si } T \text{ es menor que } T_a''$$

La aceleración en la superficie del suelo se obtiene haciendo $T = 0$ en esta expresión (pues para $T = 0$ la estructura vibra igual que la superficie del terreno), por lo tanto $a = c_s = c / 4$ en la superficie. Las aceleraciones para las diferentes zonas estratigráficas del Distrito Federal se presentan a continuación (artículo 206 del Reglamento):

Zona	Coefficiente sismico c	Coefficiente c_s (superficie)	Aceleración (superficie) cm/s ²
I	0.16	0.04	39
II	0.32	0.08	78
III	0.40	0.10	98

Vemos entonces que, por ejemplo, en la zona III la aceleración de diseño de la superficie del terreno es de 98 cm/s².

También se puede utilizar el siguiente criterio para hallar "c" (Normas de Sismo, Apéndice): "en sitios en que se conozca el período dominante del terreno T_{s1} , y que se hallen en las parte sombreadas de la fig 3.1 (de esas Normas), también se adoptará $c = 0.4$ para estructuras del grupo B, y 0.6 para las del A; fuera de las partes sombreadas se adoptará

$$c = 1.6 T_{s1} / (4 + T_{s1}^2)$$

Vemos que el coeficiente sísmico depende del período de vibración dominante del suelo T_{s1} . Considerando que el coeficiente sísmico en la superficie $c_s = c / 4$ y que la aceleración en la superficie, en cm/s², es igual a c_s por 980, en la fig 6 se presenta la variación de esta aceleración en función del período T_{s1} .

EJEMPLO

Determinar la respuesta de aceleración de un edificio sobre un estrato de suelo blando, con las siguientes características:

$$\text{Masa} = 217.5 \text{ t.s}^2/\text{m}$$

$$\text{Peso} = 2133 \text{ t}$$

$$\text{Periodo de la estructura } T_o = 0.3 \text{ s}$$

$$\text{Amortiguamiento en la estructura } \zeta_o = 5 \%$$

$$\text{Periodo por rotación } T_r = 0.76 \text{ s}$$

$$\text{Amortiguamiento en el terreno de cimentación } \zeta_r = 15 \%$$

$$\bullet \text{ Periodo por traslación } T_x = 0.22 \text{ s}$$

$$\text{Periodo del terreno de cimentación } T_{s1} = 2.4 \text{ s}$$

El periodo acoplado de la estructura vale

$$T_1 = \sqrt{T_o^2 + T_x^2 + T_r^2} = 0.85 \text{ s}$$

Obtenemos el cociente $T_1 / T_{s1} = 0.35$

Para entrar en el espectro de la fig 5 necesitamos el amortiguamiento acoplado del sistema, el cual está dado por (Zeevaert 1980):

$$\zeta_1 = \sqrt{1 - g_1}$$

$$g_1 = g_o \cdot g_r \cdot (T'_1)^2 / (g_o \cdot T_r^2 + g_r \cdot T_o^2)$$

donde $T'_1 = \sqrt{T_o^2 + T_r^2} = 0.817 \text{ s}$

$$g_o = 1 - \zeta_o^2 = 0.9975$$

$$g_r = 1 - \zeta_r^2 = 0.9775$$

Sustituyendo $g_1 = 0.98$ $\zeta_1 = 0.141$

Es decir, el sistema acoplado tiene un amortiguamiento de 14.1 % .

Entrando al espectro para diseño sísmico (fig 5, Zeevaert 1980), se obtiene un factor de amplificación $f_a = 1.9$.

Considerando una aceleración en la superficie de 98 cm/s^2 , la aceleración en el centro de gravedad de la estructura está dada por $(98)(1.9) = 186 \text{ cm/s}^2$.

REFERENCIAS

Newmark, N M y Rosenblueth, E, Fundamentos de Ingeniería Sísmica, Diana, 1976

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (RCDF), 1987

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 1986

Roesset, J M, "Fundamentals of soil amplification", Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, 1969

Zeevaert, L, Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold, 1973

Zeevaert, L, Interacción Suelo-Estructura de Cimentación, Limusa, 1980

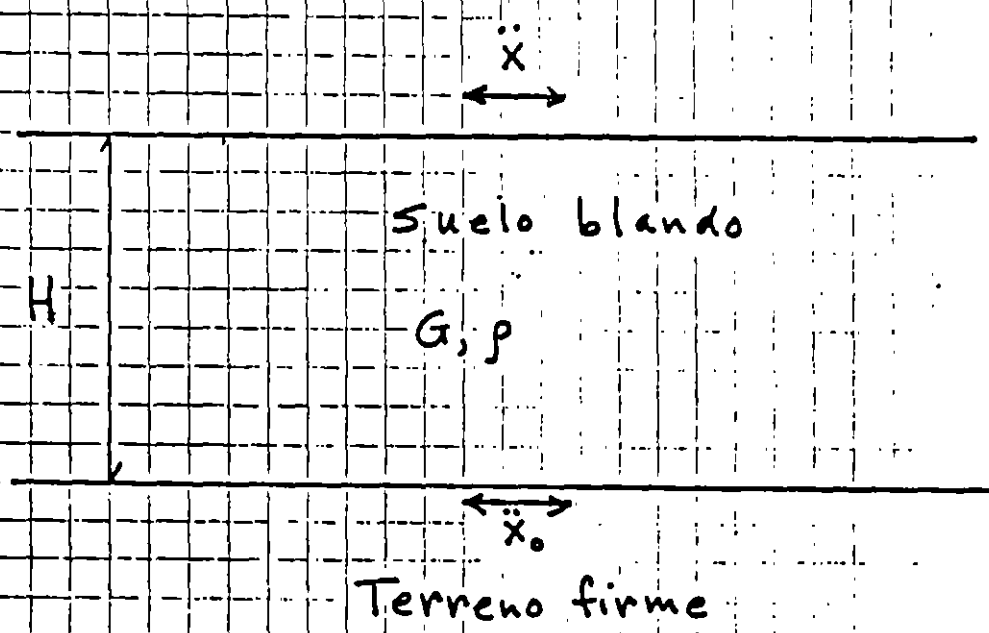


FIG 1

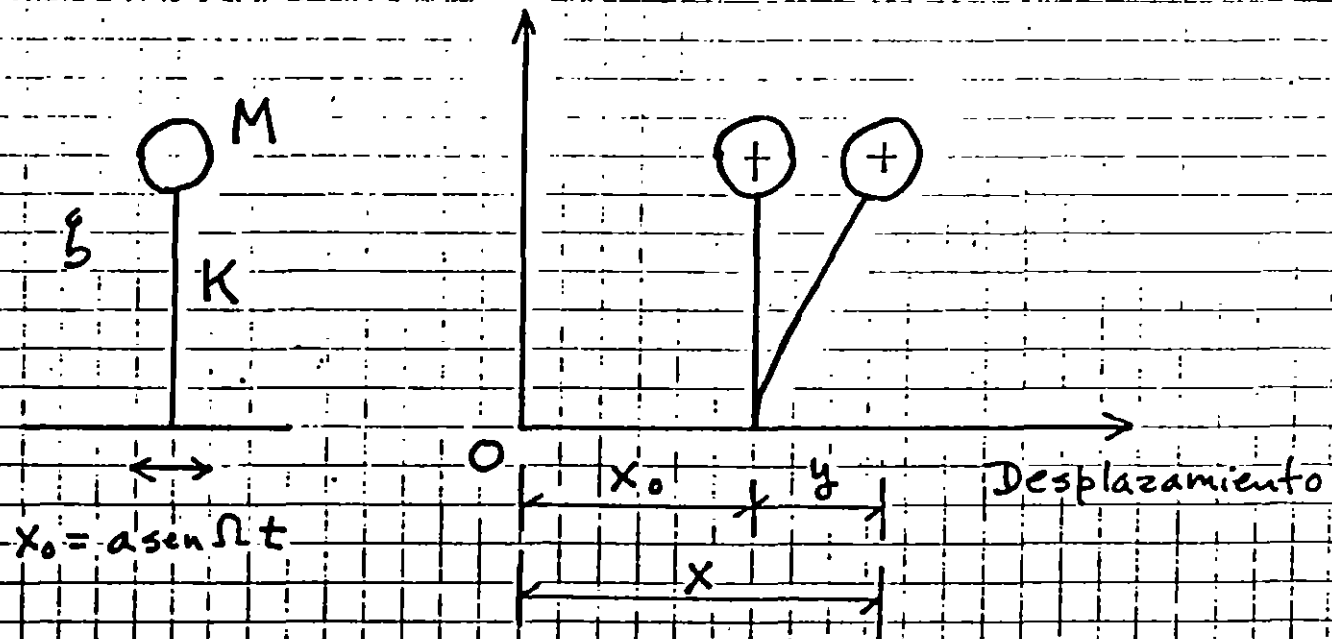
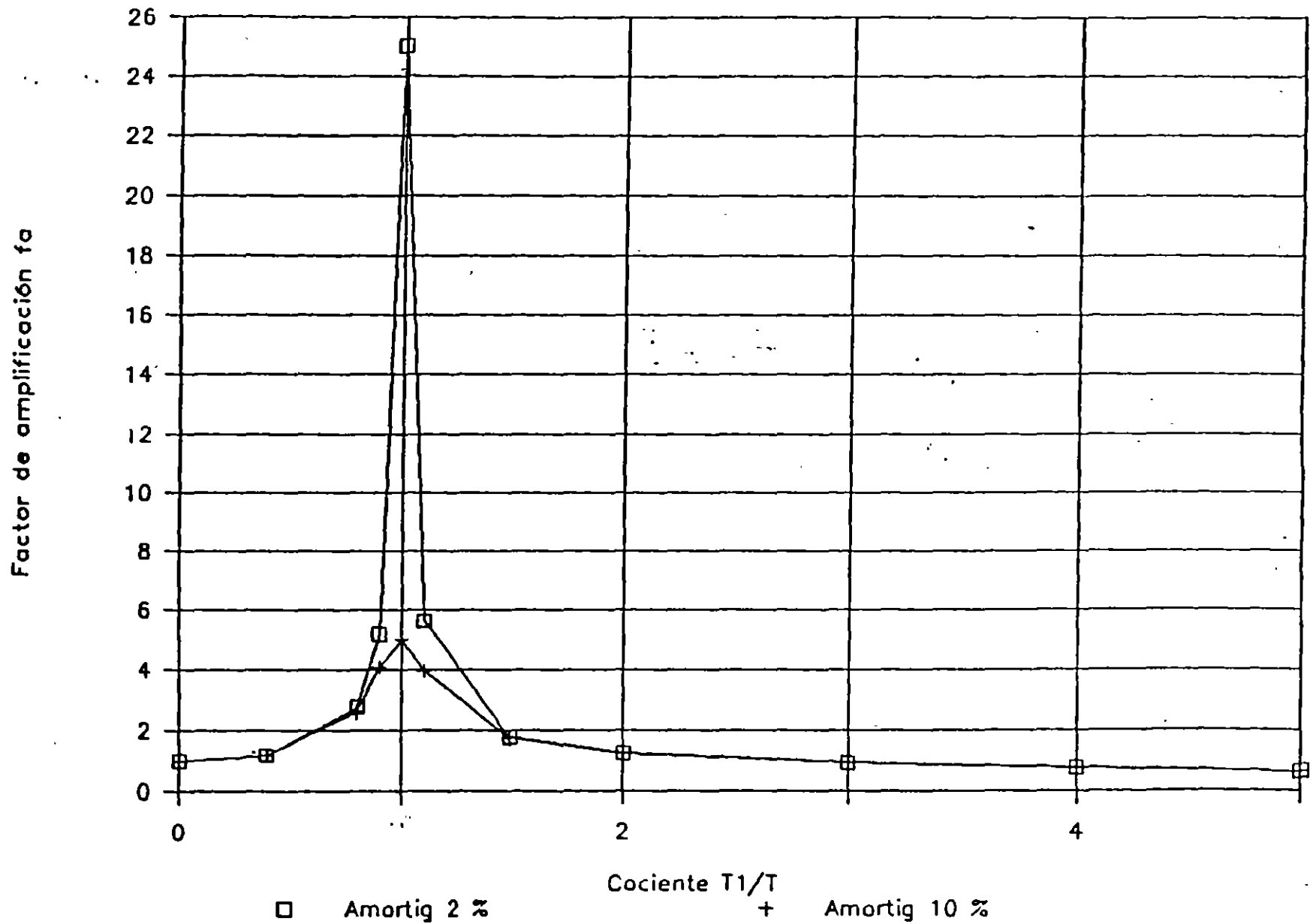


FIG 2

VARIACIÓN DEL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN



VARIACIÓN DEL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN

AMORTIGUAMIENTO 20 % DEL CRÍTICO

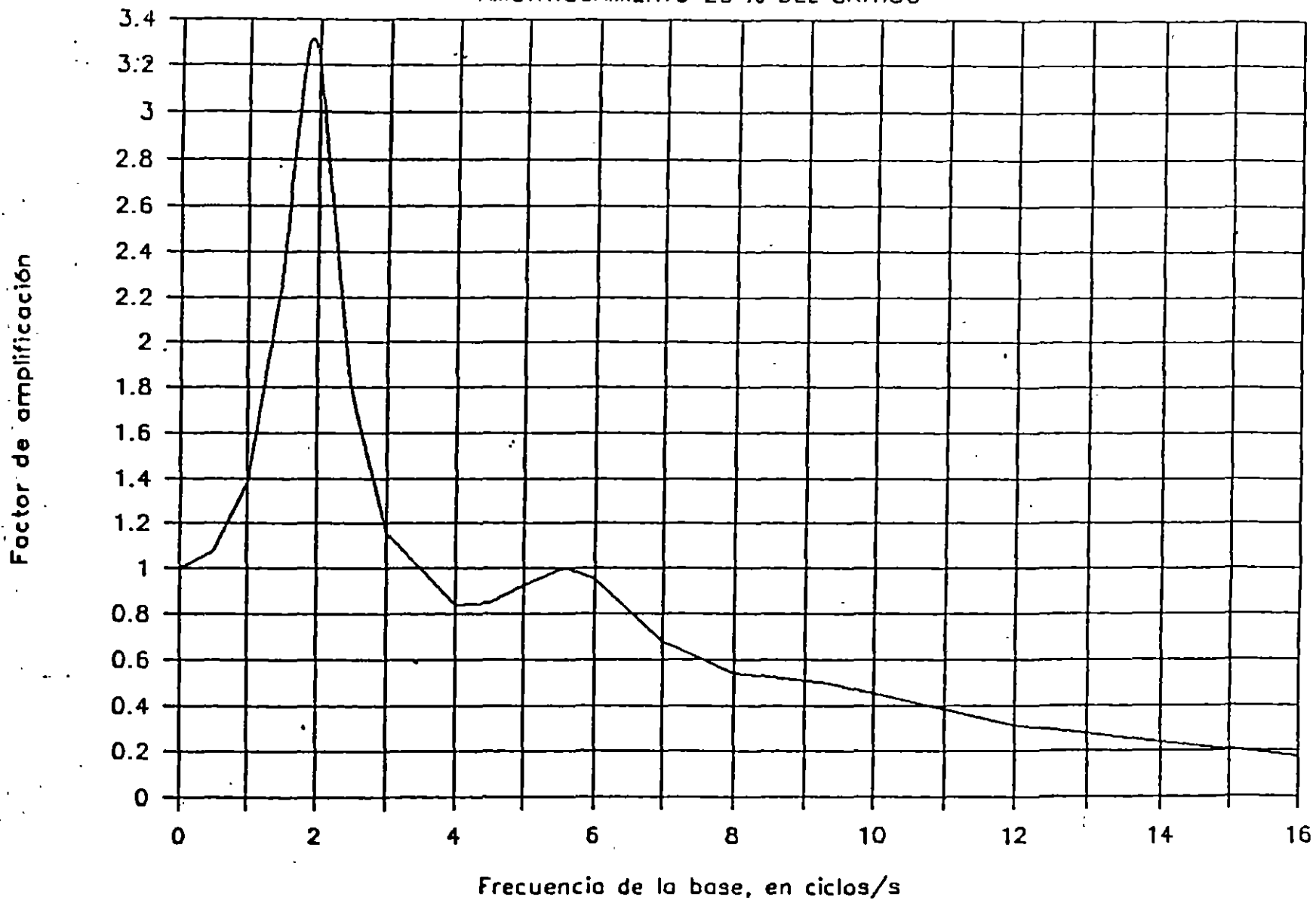
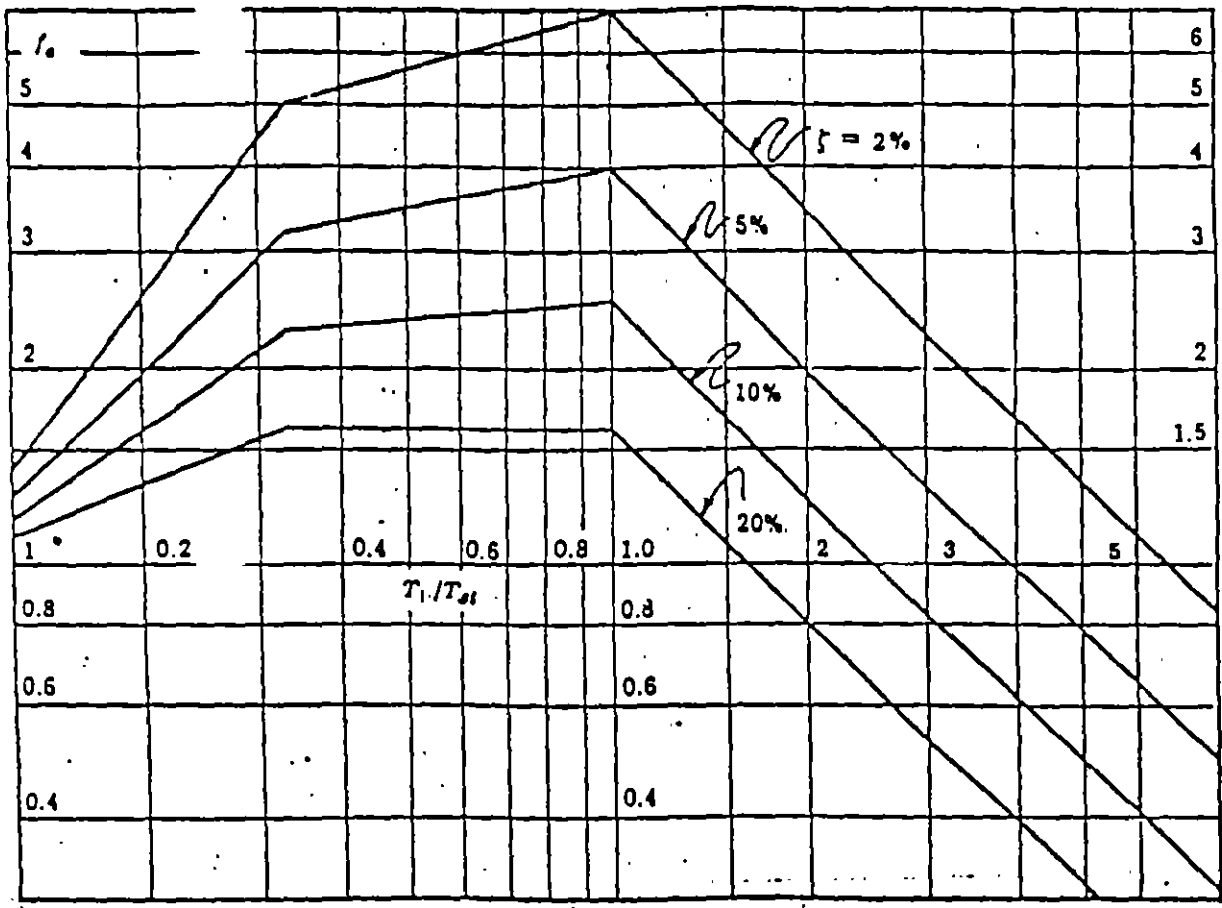


FIG 4

679



Espectro envolvente para diseño sismico. (Zeevaert 1980)

FIG 5

ESPECTRO DE RESPUESTA DEL TERRENO

CIUDAD DE MÉXICO

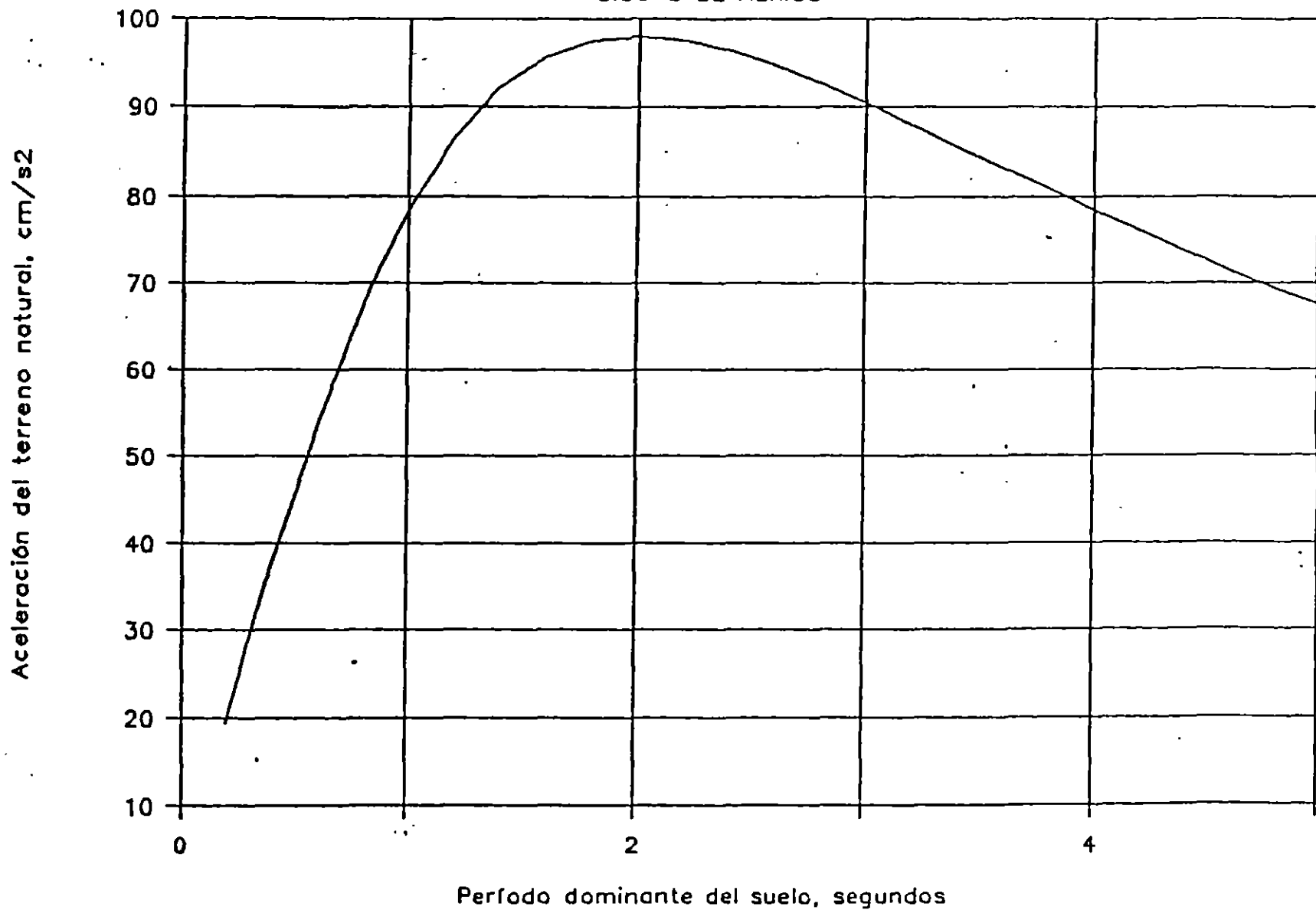


FIG 6

11

DINÁMICA DE SUELOS

VIBRACIONES

Agustín Deméneghi Colina*
Héctor Sanginés García**

Vibraciones libres

Consideremos un sistema de un grado de libertad, como el mostrado en la fig 1. Se trata de un cuerpo de masa M unido a una base firme mediante una barra de cierta rigidez. La rigidez K se define como el cociente de la fuerza horizontal aplicada en el centro de gravedad del cuerpo, dividida entre el desplazamiento horizontal que produce dicha fuerza, es decir:

$$K = P / \delta$$

El amortiguamiento C toma en cuenta las pérdidas de energía que se producen durante el movimiento (fundamentalmente por fricción interna en el sistema). Se ha observado experimentalmente que la pérdida de energía se puede representar mediante una fuerza que se opone al movimiento, la cual es proporcional a la velocidad del cuerpo; esta fuerza vale $C \dot{x}$.

Por el principio de D'Alembert, la fuerza de inercia es igual al producto $M \ddot{x}$, pero tiene sentido contrario a la aceleración. Esta fuerza de inercia se agrega al equilibrio dinámico del cuerpo.

El fenómeno físico que estamos estudiando consiste en dar inicialmente un desplazamiento horizontal δ_0 al cuerpo, para después soltarlo y dejarlo vibrar libremente.

* Profesor del Departamento de Geotecnia

** Jefe del Departamento de Geotecnia

División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería. UNAM

El equilibrio dinámico de fuerzas en el cuerpo da lugar a la siguiente ecuación

$$M \ddot{x} + C \dot{x} + K x = 0 \quad (1)$$

Supongamos inicialmente que no hubiera amortiguamiento, $C = 0$ en la ec 1:

$$M \ddot{x} + K x = 0 \quad (2)$$

La ec 2 es una ecuación diferencial homogénea de segundo orden. Su ecuación característica es

$$M \lambda^2 + K \lambda^0 = 0 \quad M \lambda^2 + K = 0 \quad (3)$$

La solución de la ecuación característica es

$$\lambda_1 = \sqrt{-K/M} = \sqrt{K/M} i$$

$$\lambda_2 = -\sqrt{-K/M} = -\sqrt{K/M} i$$

Denominemos a $\sqrt{K/M} = \omega =$ frecuencia circular natural del sistema

Cuando las raíces de una ecuación característica son complejas, la solución de una ecuación diferencial homogénea de segundo orden está dada por

$$x = C_1 e^{at} \cos bt + C_2 e^{at} \operatorname{sen} bt$$

donde "a" es la parte real y "b" la parte imaginaria del número complejo. Por lo tanto

$$x = C_1 \cos \omega t + C_2 \operatorname{sen} \omega t \quad (4)$$

$$\dot{x} = -C_1 \omega \operatorname{sen} \omega t + C_2 \omega \cos \omega t \quad (5)$$

De acuerdo con las condiciones iniciales, para $t = 0$, $\dot{x} = 0$. Sustituyendo en la ec 5

$$\begin{aligned} 0 &= C_2 \omega (1) & \Rightarrow & C_2 = 0 \\ \therefore x &= C_1 \cos \omega t \end{aligned}$$

Para $t = 0$, $x = \delta_0$. Sustituyendo en la ec 4

$$\therefore \delta_0 = C_1 \quad x = \delta_0 \cos \omega t \quad (6)$$

En la figura 2 se muestra la variación de x en función del tiempo t .

Se define el período T como el tiempo en que la masa pasa por el mismo punto, con el mismo sentido del movimiento. De la figura 2 se observa que

$$\omega T = 2\pi \quad \therefore \quad T = 2\pi / \omega$$

Pero $\omega = \sqrt{K / M}$ $\therefore \quad T = 2\pi \sqrt{M / K}$ (7)

T se conoce también como el período natural de vibración del sistema de un grado de libertad.

La velocidad se halla derivando la ec 6

$$\dot{x} = -\omega \delta_0 \sin \omega t \quad (8)$$

La aceleración se halla derivando la ec 8

$$\ddot{x} = -\omega^2 \delta_0 \cos \omega t = -\omega^2 x \quad (9)$$

Vemos que la aceleración es igual al desplazamiento multiplicado por el cuadrado de ω , con signo contrario.

Vibraciones libres amortiguadas

Consideremos ahora que si hay pérdida de energía en el sistema, es decir, que existe amortiguamiento: $C \neq 0$. El movimiento queda representado por la ec 1

$$M \ddot{x} + C \dot{x} + K x = 0 \quad (1)$$

La ecuación característica es

$$M \lambda^2 + C \lambda + K = 0 \quad (10)$$

Las raíces de la ec 10 son

$$\lambda_1 = -C / 2M + \sqrt{(C/2M)^2 - K/M}$$

$$\lambda_2 = -C / 2M - \sqrt{(C/2M)^2 - K/M}$$

Las raíces λ_1 y λ_2 pueden ser reales o complejas, dependiendo del valor del radical $\sqrt{(C/2M)^2 - K/M}$. Se distinguen tres casos.

Caso I. Dos raíces reales diferentes

Si las raíces son reales: $(C/2M)^2 - K/M > 0$. La solución de la ec 1 está dada por

$$x = C_1 e^{\lambda_1 t} + C_2 e^{\lambda_2 t} \quad (11)$$

En este caso el sistema no vibra, sino que la masa después de haber sido desplazada una distancia δ_0 regresa a su posición inicial. Este fenómeno se presenta cuando el amortiguamiento C es alto.

Caso II. Una raíz real

Se presenta cuando $(C/2M)^2 - K/M = 0$. Sólo existe una raíz real que vale

$$\lambda = -C/2M$$

La solución de la ec 1 es

$$x = C_1 e^{\lambda t} + C_2 t e^{\lambda t}$$

$$\dot{x} = C_1 \lambda e^{\lambda t} + C_2 (t \lambda e^{\lambda t} + e^{\lambda t})$$

De acuerdo con las condiciones iniciales, para $t = 0$, $x = \delta_0$, por lo tanto

$$C_1 = \delta_0$$

Para $t = 0$, $\dot{x} = 0$, por lo tanto

$$0 = C_1 \lambda + C_2 \quad C_2 = -\lambda \delta_0$$

Por lo tanto, la solución de la ec 1 es

$$x = \delta_0 e^{\lambda t} (1 - \lambda t)$$

$$x = \delta_0 e^{-(C/2M)t} [1 + (C/2M)t] \quad (12)$$

En la fig 3 se muestra la variación de x en función del tiempo.

Caso III. Dos raíces complejas

Ahora $(C/2M)^2 - K/M < 0$, y

$$\lambda_1 = -C/2M + \sqrt{K/M - (C/2M)^2} \quad i$$

$$\lambda_2 = -C/2M - \sqrt{K/M - (C/2M)^2} \quad i$$

Cuando las raíces de una ecuación característica son complejas, la solución de una ecuación diferencial homogénea de segundo orden está dada por

$$x = C_1 e^{at} \cos b t + C_2 e^{at} \sen b t \quad (13)$$

donde "a" es la parte real y "b" la parte imaginaria del número complejo. Por lo tanto $a = -C / 2M$, y $b = \sqrt{K / M - (C/2M)^2}$.

Derivando la ec 13

$$\dot{x} = e^{at} (-C_1 b \operatorname{sen} bt + C_2 b \operatorname{cos} bt) + a e^{at} (C_1 \operatorname{cos} bt + C_2 \operatorname{sen} bt) \quad (14)$$

Para $t = 0$, $x = \delta_0$, por lo tanto, de la ec 13: $C_1 = \delta_0$.

Para $t = 0$, $\dot{x} = 0$. Sustituyendo en la ec 14: $C_2 = -a \delta_0 / b$

Sustituyendo en la ec 13

$$x = \delta_0 e^{at} [\operatorname{cos} bt - (a/b) \operatorname{sen} bt] \quad (15)$$

Pero $a = -C / 2M$, y $b = \sqrt{K / M - (C/2M)^2}$.
Hagamos $\zeta = C / C_{\text{crit}} = C / 2 \sqrt{MK}$

Al cociente de $\zeta = C / C_{\text{crit}}$ lo denominaremos porcentaje del amortiguamiento crítico:

$$\zeta = C / C_{\text{crit}} = C / 2 \sqrt{MK}$$

Por otra parte $\omega = \sqrt{K / M}$, por lo tanto $\zeta \omega = C / 2M$.
Sustituyendo en la ec 15

$$x = \delta_0 e^{-\zeta \omega t} [\operatorname{cos} \omega \sqrt{1 - \zeta^2} t + (\zeta / \sqrt{1 - \zeta^2}) \operatorname{sen} \omega \sqrt{1 - \zeta^2} t] \quad (16)$$

La fig 4 muestra la variación de x en función del tiempo.

Vibraciones estacionarias

Se denominan movimientos estacionarios cuando la acción sobre el sistema es de tipo armónico.

a) Vibraciones forzadas

Consideremos un cuerpo como el de la fig 1, que se somete a una fuerza estacionaria dada por $F = F_0 \text{ sen } \Omega t$. La ecuación de equilibrio dinámico queda

$$M \ddot{x} + C \dot{x} + K x = F_0 \text{ sen } \omega t \quad (17)$$

La respuesta de la masa está dada por (Newmark y Rosenblueth 1976)

$$x = \frac{F_0}{K} \frac{\text{sen}(\Omega t - \phi)}{\sqrt{\left(1 - \frac{\Omega^2}{\omega_1^2}\right)^2 + \left(2\zeta \frac{\Omega}{\omega_1}\right)^2}} \quad (18)$$

$$\phi = \text{ang tan} \frac{2\zeta \frac{\Omega}{\omega_1}}{1 - \left(\frac{\Omega}{\omega_1}\right)^2} \quad (19)$$

ω_1 es la frecuencia circular del sistema $\omega_1 = \sqrt{K / M}$

Consideremos ahora un sistema de un grado de libertad como el mostrado en la fig 5, en el que la base se somete a un movimiento dado por

$$x_0 = a \text{ sen } \Omega t \quad (20)$$

La velocidad de la base vale $\dot{x}_0 = a \Omega \text{ cos } \Omega t \quad (20')$

y la aceleración $\ddot{x}_0 = -a \Omega^2 \text{ sen } \Omega t \quad (20'')$

La ecuación de equilibrio dinámico está dada por

$$M \ddot{x} + c \dot{y} + K y = 0$$

Pero, de la fig 5 $\ddot{x} = \ddot{x}_0 + \ddot{y}$

$$\therefore M (\ddot{x} + \ddot{y}) + c \dot{y} + K y = 0$$

$$M \ddot{y} + c \dot{y} + K y = -M \ddot{x}_0 \quad (21)$$

$$M \ddot{y} + c \dot{y} + K y = a \Omega^2 M \text{ sen } \Omega t \quad (22)$$

Vemos que la ec 22 es similar a la ec 17. Por lo tanto, se puede emplear la misma solución de la ec 17, con

$$F_0 \text{ sen } \Omega t = a \Omega^2 M \text{ sen } \Omega t$$

Con este cambio de variable, la respuesta de la masa está dada por

$$\text{Desplazamiento relativo} \quad y = a B_d \text{ sen } (\Omega t - \phi) \quad (23)$$

$$\text{Velocidad relativa} \quad \dot{y} = a \Omega B_d \text{ cos } (\Omega t - \phi) \quad (23')$$

$$\text{Aceleración relativa} \quad \ddot{y} = -a \Omega^2 B_d \text{ sen } (\Omega t - \phi) \quad (23'')$$

En las expresiones anteriores

$$B_d = \frac{1}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{\Omega}{\omega_1}\right)^2\right]^2 + \left[2 \zeta \left(\frac{\Omega}{\omega_1}\right)\right]^2}} \quad (24)$$

$$\phi = \text{ang tan } \frac{2 \zeta \frac{\Omega}{\omega_1}}{1 - \left(\frac{\Omega}{\omega_1}\right)^2} \quad (25)$$

ω_1 es la frecuencia circular del sistema

$$\omega_1 = \sqrt{K / M}$$

Los desplazamientos absolutos están dados por

$$\text{Desplazamiento} \quad x = x_0 + y \quad (26)$$

$$\text{Velocidad} \quad \dot{x} = \dot{x}_0 + \dot{y} \quad (27)$$

$$\text{Aceleración} \quad \ddot{x} = \ddot{x}_0 + \ddot{y} \quad (28)$$

Definamos el factor de amplificación de la aceleración como el cociente entre la máxima aceleración absoluta de la masa y la máxima aceleración de la base:

$$f_a = \max | \ddot{x} | / \max | \ddot{x}_0 | \quad (29)$$

$$\text{Es decir} \quad f_a = \max | \sin \Omega t + B_a \sin (\Omega t - \phi) | \quad (30)$$

En la fig 6 se muestra la variación de f_a con el cociente T_1 / T , para amortiguamientos de 2 y 10 % del amortiguamiento crítico.

Recordemos que los períodos están dados por

$$T_1 = 2 \pi / \omega_1 \text{ (masa que vibra)} \quad \text{y} \quad T = 2 \pi / \Omega \text{ (base)}$$

Se observa en la fig 6 que la amplificación de la aceleración depende del cociente T_1 / T y del amortiguamiento. La máxima amplificación se presenta cuando $T_1 / T = 1$; al aumentar el amortiguamiento decrece el factor f_a . Para $T_1 / T \rightarrow \infty$ la amplificación de la aceleración es nula.

Vibración debida a rotación

Consideremos una masa como la indicada en la fig 7, vibrando libremente. La fuerza de inercia vale $F = M \ddot{x}$. De la figura $x = \theta H$, $\ddot{x} = \ddot{\theta} H$. Por lo tanto $F = M \ddot{\theta} H$.

El momento de volteo al nivel de cimentación, debido a la inercia de la masa vale

$$O_T = F H = M \ddot{\theta} H^2 = M H^2 \ddot{\theta}$$

Supongamos ahora que la cimentación está sometida a un momento estacionario dado por $O_T = O_{T_0} \text{ sen } \Omega t$. En el diagrama de cuerpo libre de la cimentación (fig 8) se muestran los momentos que actúan sobre ella. El equilibrio de momentos indica que

$$M H^2 \ddot{\theta} + C \dot{\theta} + K_r \theta = O_{T_0} \text{ sen } \Omega t \quad (31)$$

La ecuación dinámica obtenida para un sistema de un grado de libertad sometido a una fuerza vertical estacionaria es (ec 17)

$$M \ddot{x} + C \dot{x} + K x = F_0 \text{ sen } \Omega t \quad (32)$$

Las ecs 31 y 32 son similares, por lo que para hallar la solución de la ec 31 podemos emplear la solución de la ec 32, cambiando M por $M H^2$ y P_0 por O_{T_0} . Por lo tanto, la solución de la ec 31 es

$$\theta = \frac{O_{T_0}}{K_r} \frac{\text{sen } (\Omega t - \alpha)}{\sqrt{(1 - \Omega^2/\omega^2)^2 + 4 \zeta^2 (\Omega/\omega)^2}} \quad (33)$$

donde $\alpha = \text{ang tan } 2 \zeta \omega \Omega / (\omega^2 - \Omega^2) \quad (34)$

$$\omega = \sqrt{K_r / M H^2} = \sqrt{K_r / M} / H \quad (35)$$

$$\zeta = C / C_{\text{crit}} = C / 2 \sqrt{K_r M H^2} = C / 2 H \sqrt{K_r M} \quad (36)$$

Por lo anterior, el período natural de vibración por rotación de una masa está dado por

$$T_r = 2 \pi \sqrt{M H^2 / K_r} = 2 \pi H \sqrt{M / K_r} \quad (37)$$

$$T_r = 2 \pi \sqrt{W H^2 / K_r} \quad (38)$$

Vibración de un estrato de suelo

Un fenómeno similar al de vibración de un sistema de un grado de libertad sucede en un estrato de suelo blando, en el que éste hace las veces de la masa del sistema de un grado de libertad.

Consideremos un estrato de suelo de espesor H, como el indicado en la fig 9. El estudio de la vibración de este estrato se lleva a cabo estableciendo las ecuaciones de equilibrio dinámico de un elemento de suelo (fig 10); considerando una onda de cortante que viaja en dirección vertical, las fuerzas que actúan sobre el elemento son (Roesset 1969)

Fuerza de inercia $\rho \partial^2 u / \partial t^2$

Fuerza debida a la pérdida de energía $\eta \partial^3 u / \partial t \partial z^2$

Aplicando la segunda ley de Newton al elemento

$$\begin{aligned}
 - \tau_{zx} dx dz + (\tau_{zx} + \partial \tau_{zx} / \partial z) dx dz + \eta \partial^3 u / \partial t \partial z^2 dx dz \\
 = (\rho \partial^2 u / \partial t^2) dx dz \quad (39)
 \end{aligned}$$

Es decir $\rho \partial^2 u / \partial t^2 = \partial \tau_{zx} / \partial z + \eta \partial^3 u / \partial t \partial z^2 \quad (40)$

Por la ley de Hooke $\gamma_{zx} = (1/G) \tau_{zx}$

y $\gamma_{zx} = \partial w / \partial x + \partial u / \partial z \quad \text{con } \partial w / \partial x = 0$

$\therefore \gamma_{zx} = \partial u / \partial z$

Sustituyendo valores en la ec 40

$$\rho \partial^2 u / \partial t^2 = G \partial^2 u / \partial z^2 + \eta \partial^3 u / \partial t \partial z^2 \quad (41)$$

Para hallar el movimiento del estrato de espesor H se tiene que resolver una ecuación diferencial parcial de segundo orden (ec 41). Supongamos que el desplazamiento de la base rígida está dado por

$$x_0(t) = C \exp(i\Omega t) = C (\cos \Omega t + i \operatorname{sen} \Omega t) \quad (42)$$

$$i = \sqrt{-1}$$

lo que implica que la base tiene un movimiento armónico de frecuencia Ω .

La solución del movimiento cuando existe amortiguamiento cae en el campo de los números complejos, lo que conduce a que haya un cambio tanto en la amplitud como en la fase del movimiento. Definiendo la función de amplificación $f_a = A(\Omega)$ como el valor absoluto del cociente de la máxima aceleración en la superficie del estrato entre la máxima aceleración en la base rígida, se obtiene (Roesset 1969)

$$A(\Omega) = 1 / \sqrt{\cosh^2 \alpha \cos^2 \beta + \operatorname{senh}^2 \alpha \operatorname{sen}^2 \beta} \quad (43)$$

donde

$$\alpha = H \Omega \sqrt{[\sqrt{1 + (\eta \Omega / G)^2} - 1] / [1 + (\eta \Omega / G)^2]} / \sqrt{2} c_s \quad (44)$$

$$\beta = H \Omega \sqrt{[\sqrt{1 + (\eta \Omega / G)^2} + 1] / [1 + (\eta \Omega / G)^2]} / \sqrt{2} c_s \quad (45)$$

donde $c_s = \sqrt{G / \rho}$ = velocidad de la onda de cortante en el suelo blando

η = amortiguamiento del suelo blando

Ω = frecuencia circular natural de la base rígida

H = espesor del suelo blando

G = módulo de rigidez al cortante dinámico del suelo blando

ρ = masa específica del suelo blando

La respuesta depende de la hipótesis que se haga respecto al amortiguamiento. Se puede considerar que la viscosidad es inversamente proporcional a la frecuencia, de tal modo que $\eta \Omega / G = 2 \zeta$ sea una constante. Aplicando las ecs 43 a 45 se obtiene la respuesta del estrato.

Las frecuencias correspondientes a los modos naturales de vibrar del estrato se hallan con las siguientes expresiones

$$\begin{aligned} \omega_n &= \text{frecuencia circular del modo } n \text{ de vibrar} \\ \omega_n &= (2n - 1) \pi \sqrt{G / \rho} / 2 H = (2n - 1) \pi C_s / 2 H \end{aligned} \quad (46)$$

Para pequeños valores de $(\eta \Omega / G)$, la función de amplificación, para los modos naturales de vibrar, vale aproximadamente (Roesset 1969):

$$A(\omega_n) = 4 / (2n - 1)\pi (2\zeta) \quad (47)$$

ζ = fracción del amortiguamiento crítico

En la fig 11 se muestra la variación de la función de amplificación con la frecuencia de vibración de la base firme, para un estrato de espesor $H = 30.5$ m, con una velocidad de la onda de cortante en el suelo blando $C_s = 229$ m/s y un peso volumétrico del suelo $\gamma = 2$ t/m³. La función de amplificación se obtiene empleando las ecs 43 a 45, considerando que $\eta \Omega / G = 2 \zeta$.

Vemos que la máxima respuesta se presenta cuando el terreno firme vibra con una frecuencia igual a la frecuencia correspondiente al primer modo de vibrar del estrato blando. Esto significa que si la frecuencia dominante de las ondas sísmicas que arriban a un sitio coincide o está cercana a la frecuencia del primer modo de vibrar de un estrato de suelo blando, la aceleración en la superficie de éste puede ser varias veces superior a la aceleración en el terreno firme. En este ejemplo la amplificación de la aceleración es de 3.18, para un amortiguamiento del suelo blando de 20 % del crítico.

En forma aproximada se pueden calcular las frecuencias de vibración y los valores correspondientes a los "picos" de la función de amplificación (fig 11), empleando las ecs 46 y 47 . En la tabla 1 se presentan los resultados para los primeros cinco modos de vibrar, considerando un amortiguamiento del 20 % del amortiguamiento crítico.

TABLA 1
VALORES APROXIMADOS DE LA FUNCIÓN DE AMPLIFICACIÓN A (ω_n)

n	ω_n s ⁻¹	f ciclos/s	T _{gn} s	A (ω_n)
1	11.78	1.875	0.533	3.183
2	35.34	5.625	0.178	1.061
3	58.90	9.375	0.107	0.637
4	82.47	13.125	0.076	0.455
5	106.03	16.875	0.059	0.354

$$\omega_n = (2n - 1) \pi C_s / 2 H \quad A(\omega_n) = 4 / (2n - 1)\pi (2\zeta)$$

$$f = \omega_n / 2\pi \quad T_{gn} = 2\pi / \omega_n$$

Desafortunadamente, no se puede controlar la frecuencia dominante de vibración de las ondas sísmicas que llegan a un sitio; en todo caso, es conveniente observar las frecuencias dominantes de los temblores que llegan a una localidad, para reconocer los estratos en los que se puede presentar el fenómeno de amplificación de aceleración que hemos comentado en los párrafos anteriores.

El razonamiento anterior es válido también en términos de los periodos de vibración de ondas y suelo blando. Vemos que la máxima respuesta de aceleración se presenta cuando el periodo de vibración de la base firme coincide con el periodo natural del primer modo de vibrar, siendo esta respuesta de 3.18 en nuestro ejemplo (fig 11). Es decir, la aceleración en la superficie del terreno blando será 3.18 veces mayor que la aceleración en la base, si el amortiguamiento del

suelo es de 20 %. Veros entonces que la aceleración en la superficie del suelo blando depende fundamentalmente del cociente T_{s1} / T , donde T_{s1} es el periodo natural de vibración del estrato blando y T es el periodo dominante de vibración de las ondas sísmicas.

Para un estrato de suelo homogéneo (fig 9), los periodos de vibración están dados por

$$T_{sn} = 4 H \sqrt{\rho / G} / (2n - 1) \quad (48)$$

$$n = 1, 2, \dots$$

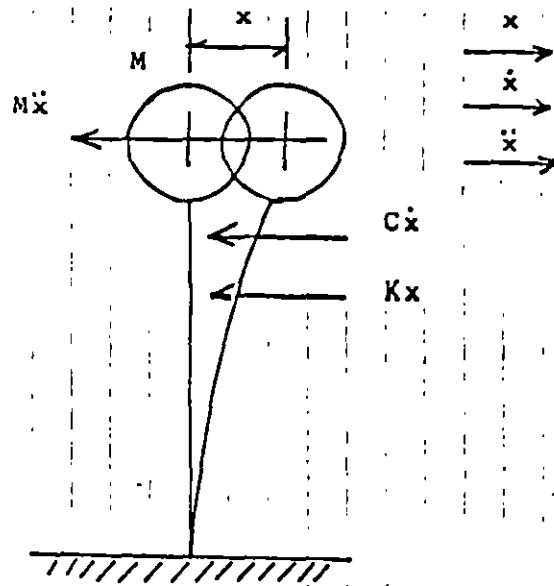
donde ρ = masa específica del suelo
 G = módulo de rigidez al cortante dinámico del suelo

El primer modo de vibrar, o modo fundamental, se obtiene para $n = 1$:

$$T_{s1} = 4 H \sqrt{\rho / G} \quad (49)$$

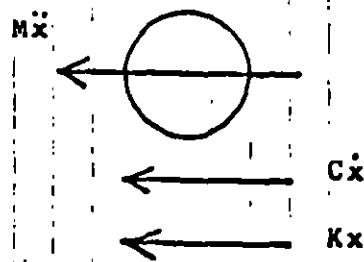
REFERENCIAS

- Newmark, N M y Rosenblueth, E, Fundamentos de Ingeniería Sísmica, Diana, 1976
- Roesset, J M, "Fundamentals of soil amplification", Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, 1969



VIBRACIÓN LIBRE DE UN SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD

(a)



FUERZAS QUE ACTÚAN EN EL DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE LA MASA

(b)

FIGURA 1

MOVIMIENTO PARA AMORTIGUAMIENTO CRÍTICO

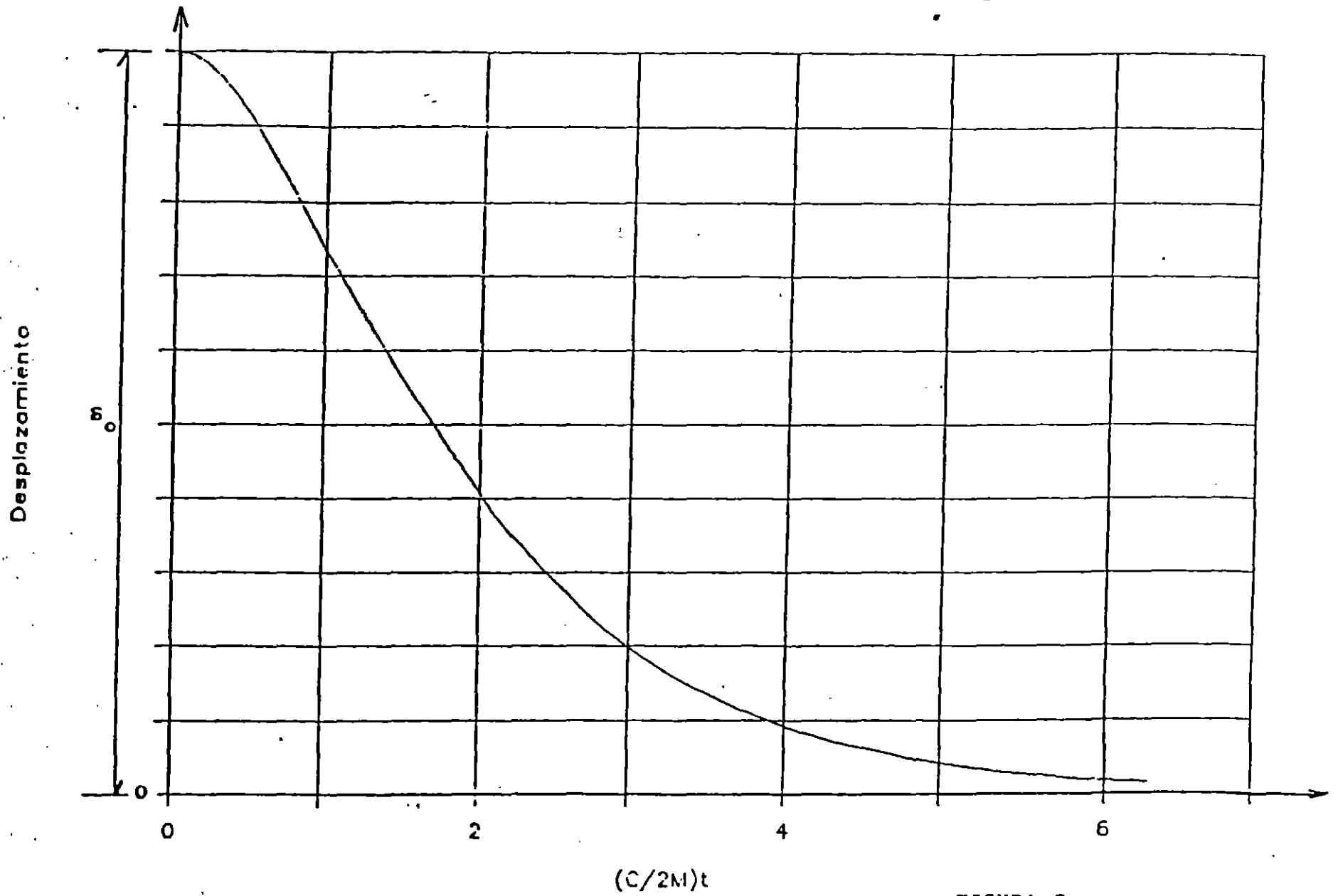


FIGURA 3

VIBRACIÓN LIBRE CON AMORTIGUAMIENTO

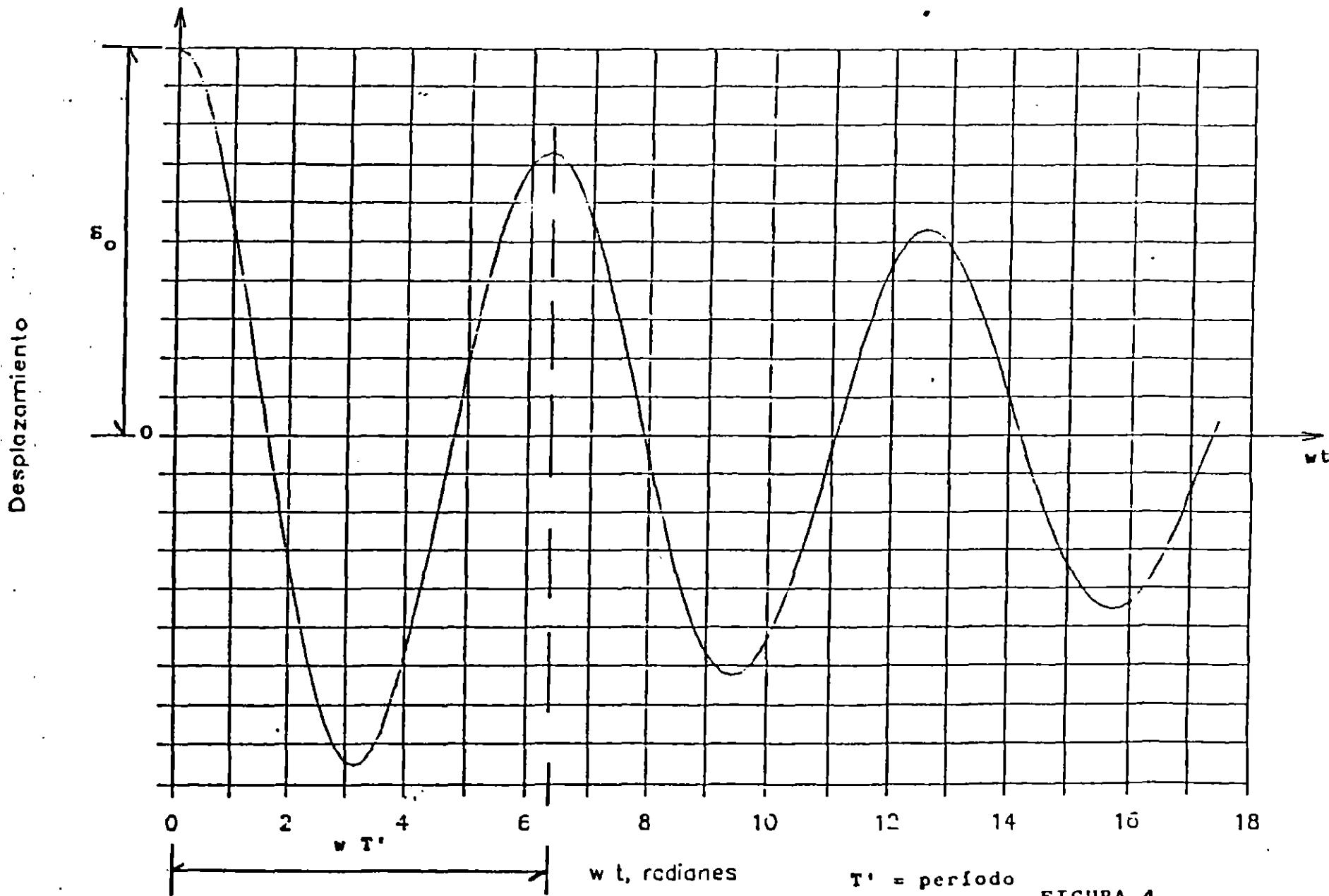
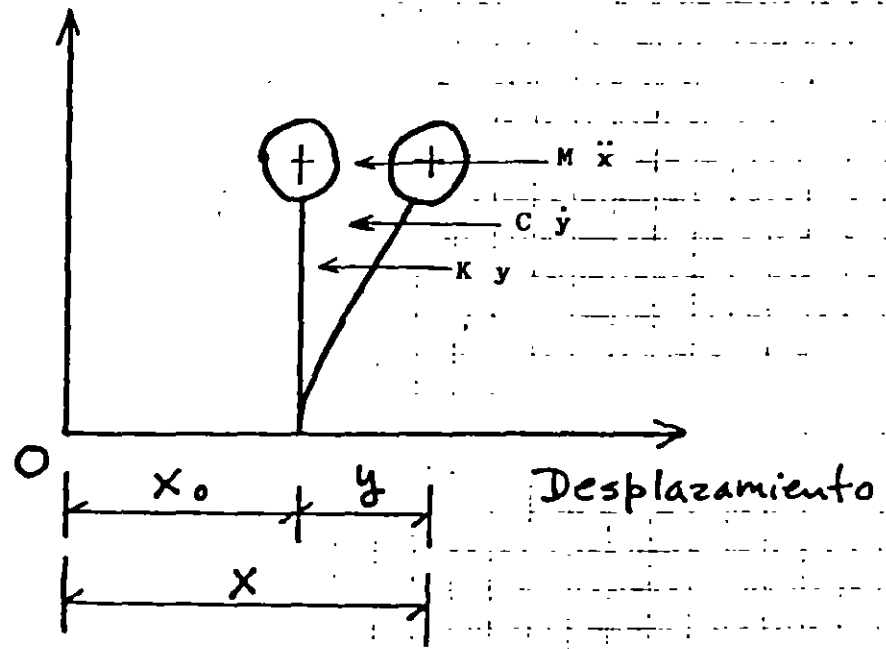
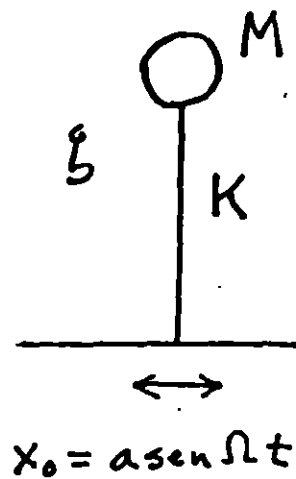


FIGURA 4



MOVIMIENTO ESTACIONARIO EN LA BASE

FIGURA 5

VARIACIÓN DEL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN

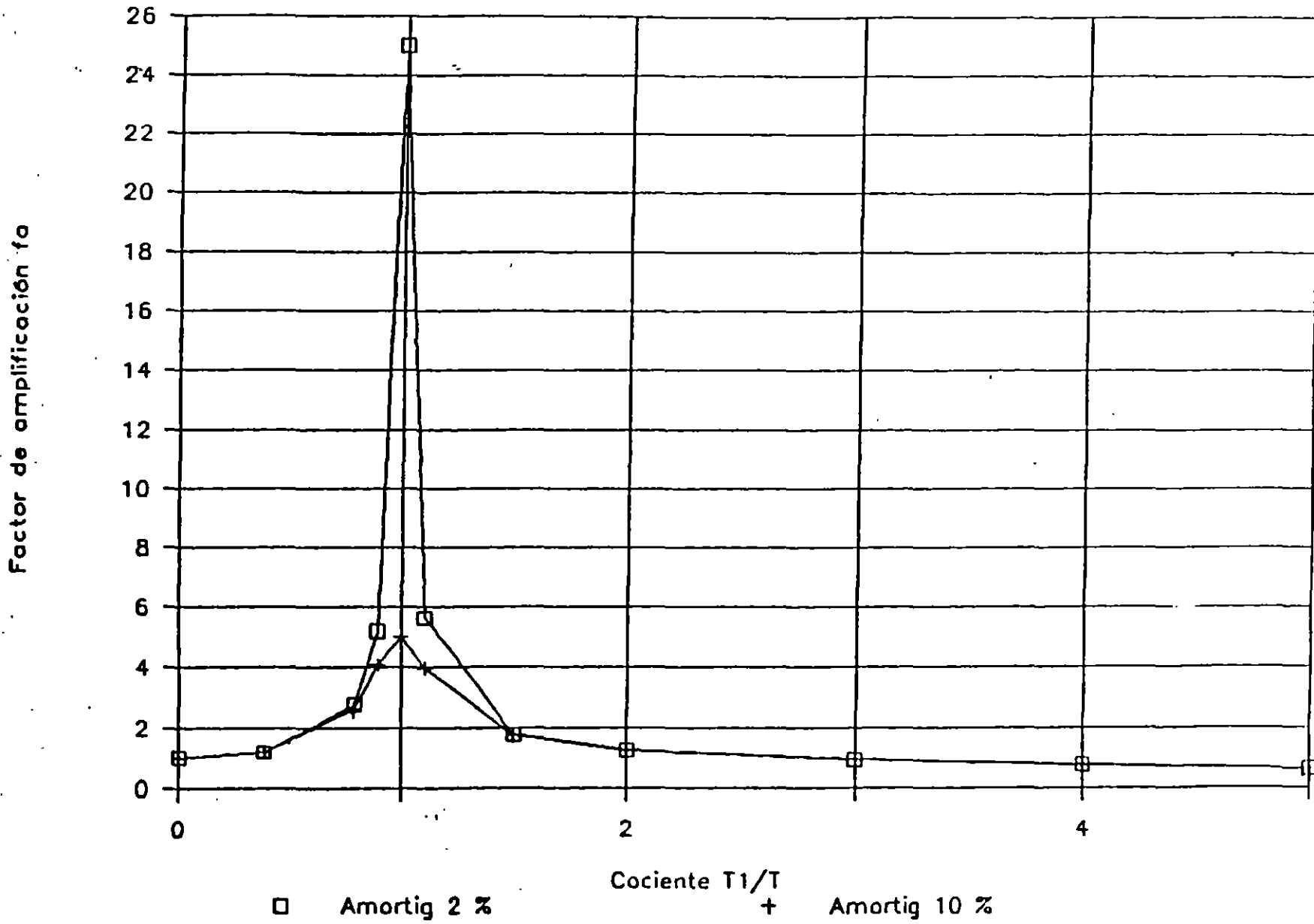
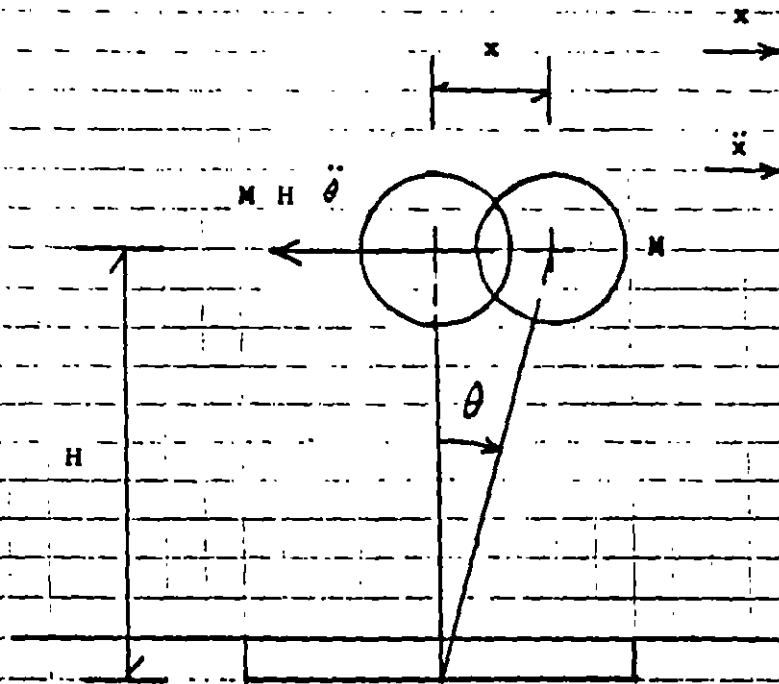


FIGURA 6

69



ROTACIÓN DE UNA MASA DE UN GRADO DE LIBERTAD

FIGURA 7

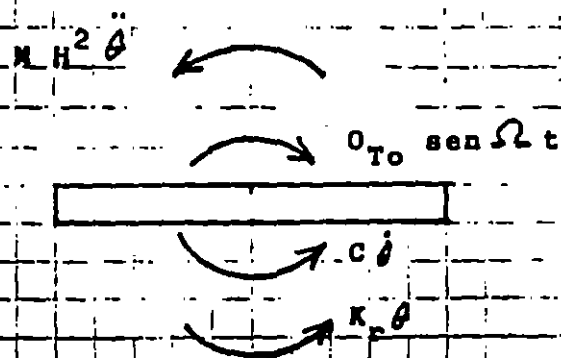
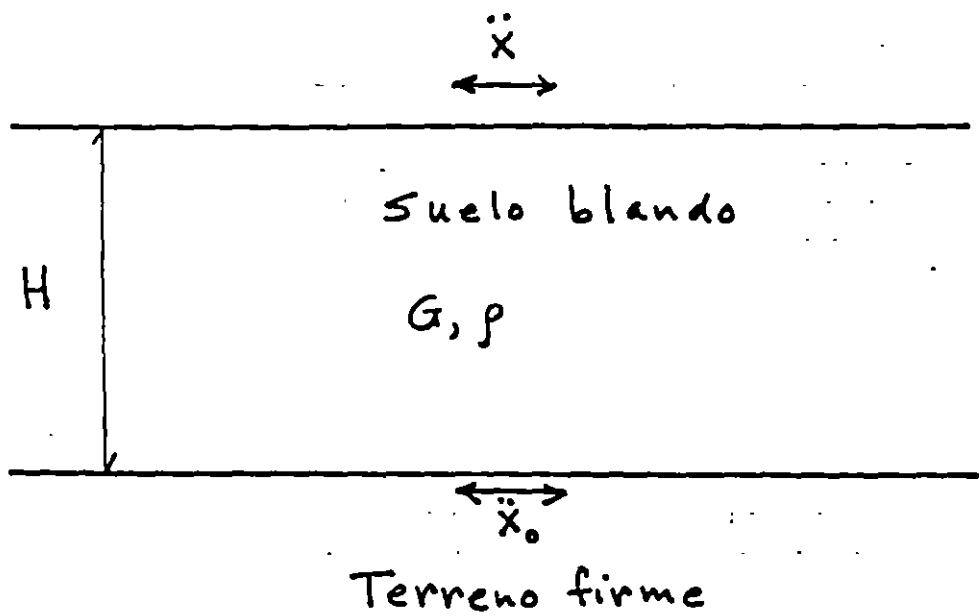


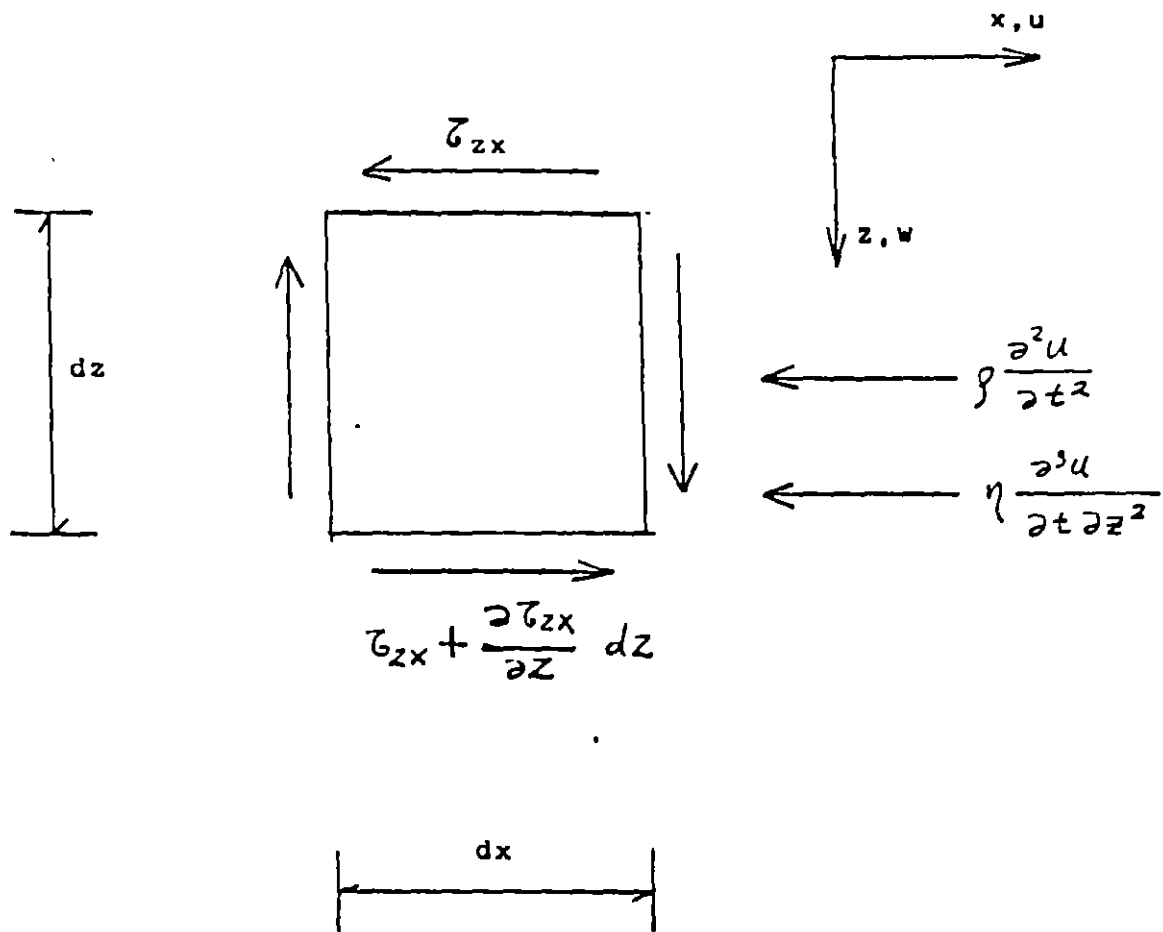
DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE LA CIMENTACIÓN

FIGURA 8



ESTRATO BLANDO DE ESPESOR H

FIGURA 9



EQUILIBRIO DINÁMICO DEL ELEMENTO

FIGURA 10

VARIACIÓN DEL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN

AMORTIGUAMIENTO 20 % DEL CRÍTICO

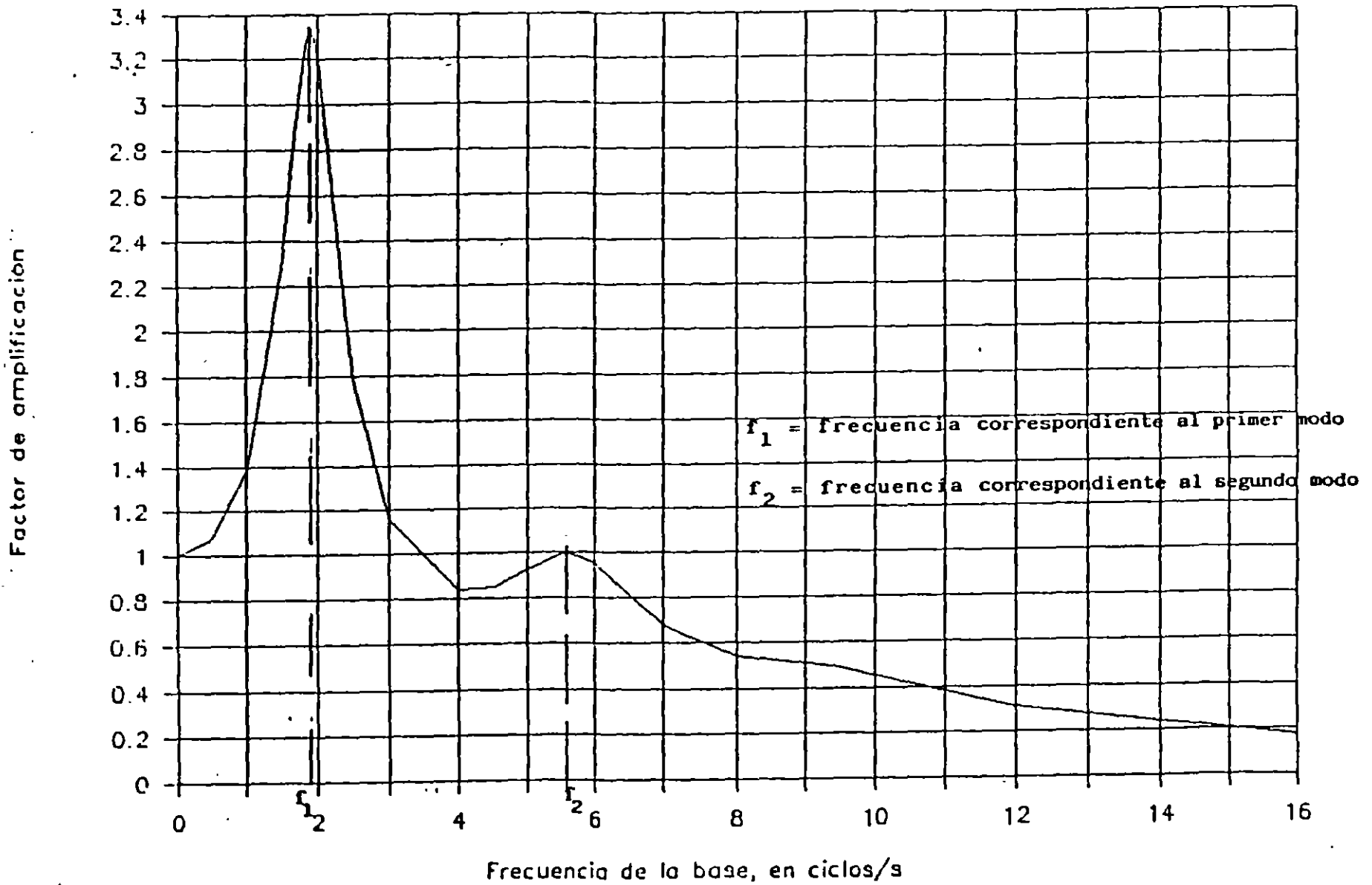
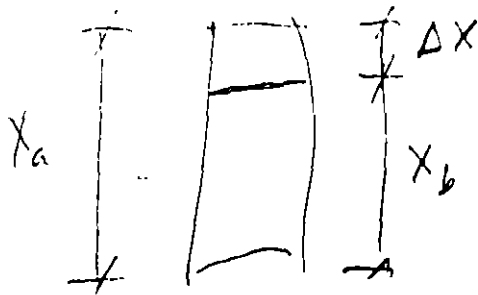


FIGURA 11

$$E = \frac{1}{2} P \Delta X$$

$$P = KX$$

$$\left[E = \frac{1}{2} K X \Delta X = \frac{1}{2} K X^2 \right]$$



$$\frac{\Delta X}{X_b} = \int_{X_b}^{X_a} \frac{dX}{X} = \ln X \Big|_{X_b}^{X_a} = \ln \frac{X_a}{X_b}$$

$$\frac{X_a - X_b}{X_b} = \ln \frac{X_a}{X_b}$$

DINÁMICA DE SUELOS
VIBRACIONES

Agustín Deméneghi Colina*
Héctor Sanginés García**

Amortiguamiento (Kolsky 1963)

Durante la vibración de un sólido, se produce cierta pérdida de energía por calor, lo que se conoce en términos generales como fricción interna en el sistema.

La forma más directa de definir la fricción interna es determinando el cociente de la energía disipada durante un ciclo de esfuerzos ΔW entre la energía elástica W almacenada cuando la deformación unitaria es máxima. A este valor se denomina "amortiguamiento específico" o "pérdida específica de energía", y se ha observado que depende de la amplitud y de la velocidad del esfuerzo en el ciclo, y a menudo de la historia de cargas del espécimen.

En general se acepta que las fuerzas de restitución son proporcionales a la amplitud de la vibración y que las fuerzas disipativas de energía son proporcionales a la velocidad. Cuando esto se cumple, la relación de amplitudes positivas entre dos ciclos consecutivos es constante, y el logaritmo natural de esta relación, Δ' , se toma como una medida de la fricción interna.

Demostremos a continuación que Δ' es igual a la mitad de la pérdida específica de energía cuando el amortiguamiento es bajo. De la fig 1

* Profesor del Departamento de Geotecnia

** Jefe del Departamento de Geotecnia

División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería. UNAM

$$\Delta' = \ln (x_a / x_b)$$

El desplazamiento está dado por la ec 16

$$x = \delta_0 e^{-\zeta \omega t} [\cos \omega \sqrt{1 - \zeta^2} t + (\zeta / \sqrt{1 - \zeta^2}) \operatorname{sen} \omega \sqrt{1 - \zeta^2} t] \quad (16)$$

$$\text{Para } t = t_a \quad x_a = \delta_0 e^{-\zeta \omega t_a}$$

$$\text{Para } t = t_b \quad x_b = \delta_0 e^{-\zeta \omega (t_a + 2\pi/\omega)}$$

$$x_a / x_b = e^{2\pi\zeta}$$

$$\text{Pero } \zeta = c / 2 \sqrt{M K} \quad \text{y} \quad \omega = \sqrt{K / M}$$

$$\therefore x_a / x_b = e^{\pi c / K \omega}$$

$$\Delta' = \ln (x_a / x_b) = \pi c / M \omega = \pi c \omega / K$$

$$\text{Por otra parte} \quad \frac{\Delta W}{W} = \frac{x_a^2 - x_b^2}{x_a^2} = \frac{(x_a - x_b)(x_a + x_b)}{x_a^2}$$

$$\text{Pero } x_b \approx x_a$$

$$x_a x_b + x_b^2 \approx x_a^2 + x_a^2 = 2 x_a^2, \quad x_b (x_a + x_b) \approx 2 x_a^2$$

$$\frac{x_a + x_b}{x_a^2} \approx \frac{2}{x_b}$$

Sustituyendo

$$\frac{\Delta W}{W} = \frac{2 (x_a - x_b)}{x_b} \approx 2 \ln \left(\frac{x_a}{x_b} \right) = 2 \Delta'$$

Por lo tanto, en vibraciones libres con amortiguamiento pequeño, el

amortiguamiento específico $\Delta W/W$ es igual al doble del decremento logaritmico Δ' .

Por otra parte, en una vibración forzada, para amortiguamiento pequeño la forma de la curva desplazamiento-frecuencia es muy aguda, mientras que para amortiguamiento grande la curva es mucho más tendida. Si denominamos ΔN a la diferencia entre la frecuencia correspondiente a la mitad del "pico" del lado derecho de la curva menos la frecuencia correspondiente a la mitad del "pico" del lado izquierdo, y N a la frecuencia de resonancia, el cociente $\Delta N/N$ es una medida de la fricción interna, y se puede demostrar que

$$\Delta N/N = \sqrt{3} \Delta' / \pi$$

En efecto, en una vibración forzada, el desplazamiento está dado por

$$x = \frac{F_o}{K} \frac{\text{sen} (\Omega t - \phi)}{\sqrt{\left(1 - \frac{\Omega^2}{\omega_1^2}\right)^2 + \left(2 \zeta \frac{\Omega}{\omega_1}\right)^2}} \quad (18)$$

$$\phi = \text{ang tan} \frac{2 \zeta \frac{\Omega}{\omega_1}}{1 - \left(\frac{\Omega}{\omega_1}\right)^2} \quad (19)$$

ω_1 es la frecuencia circular del sistema $\omega_1 = \sqrt{K / M}$

El máximo valor de x ocurre para $\omega_1 = \Omega$, es decir

$$\max x = \frac{F_o}{K} \frac{1}{2 \zeta} \quad \text{pero} \quad \zeta = C / 2 \sqrt{M K}$$

$$\max x = F_o / C \omega_1$$

La mitad del máximo de x vale $F_0 / 2 C \omega_1$. Por lo tanto, haciendo $x = F_0 / 2 C \omega_1$ en la ec 18, obtenemos:

$$\sqrt{\left(1 - \frac{\Omega^2}{\omega_1^2}\right)^2 + \left(2 \zeta \frac{\Omega}{\omega_1}\right)^2} = 2 C \omega_1 / K$$

$$\left(K - K \frac{\Omega^2}{\omega_1^2}\right)^2 + \left(2 \zeta K \frac{\Omega}{\omega_1}\right)^2 = 4 C^2 \omega_1^2$$

Pero $\omega_1^2 = K / M$

$$\therefore (K - M \Omega^2)^2 + (C \Omega)^2 = 4 C^2 \omega_1^2$$

Despejemos los valores de Ω^2 de esta ecuación

$$(M \Omega^2)^2 + (C^2 - 2 M K) \Omega^2 + K^2 - 4 C^2 \omega_1^2 = 0$$

$$\Omega^2 = \frac{-(C^2 - 2MK) \pm \sqrt{(C^2 - 2KM)^2 - 4M^2(K^2 - 4C^2\omega_1^2)}}{2 M^2}$$

$$\Omega^2 = \frac{K}{M} - \frac{C^2}{2M^2} \pm \frac{\sqrt{\left(\frac{C^2}{4M^2} - \frac{K}{M} + \frac{K}{2M}\right) (C^2 - 2KM) - K^2 + 4C^2\omega_1^2}}{M}$$

Pero $\omega_1^2 = K / M - C^2 / 4 M^2$

$$\Omega^2 = \frac{K}{M} - \frac{C^2}{2M^2} \pm \frac{\sqrt{\frac{K C^3}{2 M} + 3 C^2 \omega_1^2 - 2 K^2 + 2 K M \omega_1^2}}{M}$$

$$\Omega^2 = \frac{K}{M} - \frac{C^2}{2M^2} \pm \frac{\sqrt{\frac{K C^2}{2 M} + 3 C^2 \omega_1^2 - 2 K^2 + 2 K M \left(\frac{K}{M} - \frac{C^2}{4 M^2} \right)}}{M}$$

$$\Omega^2 = \frac{K}{M} - \frac{C^2}{2M^2} \pm \frac{\sqrt{3} C \omega_1}{M}$$

Denominando Ω_2 y Ω_3 a las dos raíces de Ω

$$\Omega_2^2 - \Omega_3^2 = \frac{2 \sqrt{3} C \omega_1}{M}$$

Como se comentó antes, $\Delta N = \Omega_2 - \Omega_3$ y $N = \omega_1$, por lo tanto

$$\frac{\Delta N}{N} = \frac{\Omega_2 - \Omega_3}{\omega_1} = \frac{(\Omega_2 - \Omega_3) (\Omega_2 + \Omega_3)}{\omega_1 (\Omega_2 + \Omega_3)}$$

Para valores bajos de amortiguamiento $\omega_1 \approx \frac{\Omega_2 + \Omega_3}{2}$

$$\frac{\Delta N}{N} \approx \frac{\Omega_2^2 - \Omega_3^2}{2 \omega_1^2} = \frac{\sqrt{3} C}{M \omega_1} = \frac{\sqrt{3} \Delta'}{\pi}$$

Propagación de una onda de cortante en un sólido viscoelástico (Kolsky 1963)

Modelo de Voigt

Voigt consideró que las componentes de esfuerzo en un sólido son la suma de dos términos: el primero proporcional a la deformación

unitaria y el segundo proporcional a la velocidad de la deformación unitaria. En un material isotrópico y elástico, las ecuaciones que relacionan los esfuerzos y las deformaciones serán ahora

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \lambda \Delta + 2 G \epsilon_x + \lambda' (\partial\Delta/\partial t) + 2 \eta (\partial\epsilon_x/\partial t) \\ \vdots & & \vdots \\ \tau_{yz} &= G \gamma_{yz} + \eta (\partial\gamma_{yz}/\partial t) \\ \vdots & & \vdots \end{aligned}$$

Estas ecuaciones conducen a relaciones similares a aquellas obtenidas para un sólido elástico, pero el operador $\lambda + \lambda' (\partial/\partial t)$ toma el lugar de λ , y $G + \eta (\partial/\partial t)$ ^{toma el lugar de G.} La ecuación para los desplazamientos horizontales es la siguiente:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \Delta}{\partial x} + G \nabla^2 u$$

Haciendo las sustituciones anteriores

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = [(\lambda + G) + (\lambda' + \eta) \frac{\partial}{\partial t}] \frac{\partial \Delta}{\partial x} + (G + \eta \frac{\partial}{\partial t}) \nabla^2 u$$

En una onda de cortante exclusivamente

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \nabla^2 u + \eta \nabla^2 \left(\frac{\partial u}{\partial t} \right)$$

Si consideramos una onda de cortante que se propaga en dirección vertical, con movimiento de partículas en dirección horizontal:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial t \partial z^2}$$

Referencia

Kolsky, H, Stress Waves in Solids, Dover, 1963

VIBRACIÓN LIBRE CON AMORTIGUAMIENTO

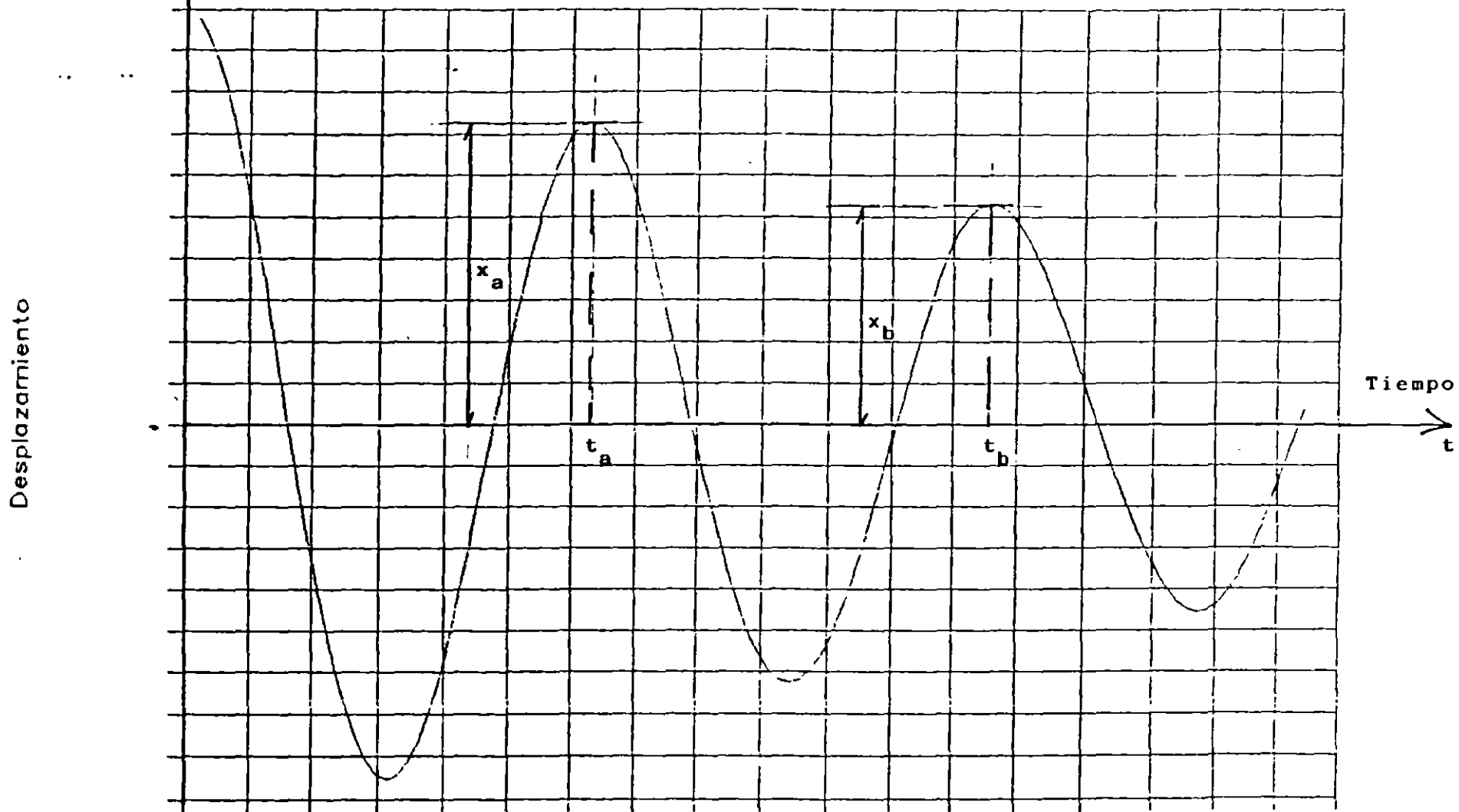


FIGURA 1

ht

ANALISIS DE PILOTES SUJETOS A SOLICITACIONES DINAMICAS

Agustín Deménegui Colina
Facultad de Ingeniería, UNAM

1. INTRODUCCION

Durante la ocurrencia de un sismo, un edificio cimentado sobre pilotes se ve sujeto a una serie de efectos ocasionados por el movimiento telúrico. Entre las principales acciones se cuentan el momento de volteo y la fuerza horizontal sobre la estructura, ambos debidos al efecto dinámico del fenómeno, Fig. 1

La determinación del momento de volteo M_T y la fuerza horizontal V_T sísmicos se puede efectuar por el análisis estático o por el análisis dinámico, tratados con amplitud en la literatura del diseño estructural.

Zeevaert (1973) presenta un método para la obtención de las solicitaciones M_T y V_T , que tiene la ventaja de que toma en cuenta en forma integral el efecto del subsuelo y el de la estructura. Este procedimiento se lleva a cabo en condiciones dinámicas, lo cual es otra ventaja adicional del mismo.

Desde luego, es claro que los análisis dinámicos son recomendables sobre los análisis estáticos, dado que representan de una manera más realista el fenómeno, aun cuando su aplicación en la práctica resulta en ocasiones laboriosa. Por otro lado, los análisis estáticos, aun cuando son de menor precisión, son de manejo más simplificado.

El momento de volteo M_T ocasiona un incremento de carga en los pilotes de un extremo de la cimentación y un decremento de carga en el otro extremo. En ocasiones, se valda este incremento (positivo y negativo) por me

dio de la fórmula de la escuadría.

La fuerza horizontal V_T provoca un desplazamiento horizontal de la estructura con respecto al subsuelo y genera en cada pilote fuerzas cortantes y momentos flexionantes a lo largo de toda la pieza.

En este trabajo sólo estudiaremos el efecto de la fuerza cortante V_T . En los siguientes incisos comentaremos sobre los desplazamientos que se generan en el suelo y en el pilote por el sismo, así como sobre los desplazamientos relativos entre pilote y suelo, lo que ocasiona una reacción repartida a lo largo de todo el pilote. En el Inciso 3 trataremos sobre las propiedades del suelo que es necesario conocer, las cuales deben ser obviamente propiedades dinámicas. En el Inciso 4 presentaremos un método para determinar las reacciones del subsuelo provocadas por la acción de una fuerza cortante en la cabeza del pilote; conociendo estas reacciones se pueden determinar los desplazamientos relativos entre pilote y suelo, y obtener los diagramas de momento flexionante y fuerza cortante, a lo largo de todo el pilote, con lo cual se puede efectuar el diseño estructural del mismo. En la parte final de este artículo presentaremos las conclusiones derivadas de este estudio.

2. DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DE SUELO Y PILOTE

Como indicamos anteriormente, la fuerza sísmica horizontal V_T ocasiona en la cabeza de un pilote una fuerza cortante que se puede va

luar dividiendo la fuerza total V_T entre el número total de pilotes. De esta manera, se obtiene la fuerza cortante en la cabeza de un pilote individual, que denominaremos V_n (Fig. 2).

Debido al sismo se presenta un movimiento horizontal del suelo con respecto a un plano de referencia A-A', que denominaremos δ_s (Fig. 3a); este desplazamiento se puede determinar utilizando el método propuesto por Zeevaert (1973). Por el efecto de la fuerza cortante V_n , el pilote experimenta un desplazamiento horizontal δ_p , con respecto al mismo plano de referencia A-A' (Fig. 3a). En estas condiciones, se presenta entre el suelo y el pilote un desplazamiento relativo $\delta_s - \delta_p = \delta$, tal como se indica en la Fig. 3a (Zeevaert 1973), el cual ocasiona una reacción repartida de suelo sobre pilote (Fig. 3b).

El desplazamiento horizontal relativo entre suelo y pilote depende de la magnitud de la fuerza cortante en la cabeza de la pieza V_n , de la rigidez del pilote y de la rigidez del suelo.

La valuación de V_n la comentamos anteriormente. La rigidez del pilote está dada por el producto EI, siendo E el módulo de elasticidad del material que forma el pilote y que para el caso de pilotes de concreto se puede obtener como $E = 10\,000 \sqrt{f'_c}$, en Kg/cm^2 , siendo f'_c la resistencia en compresión no confinada del concreto a los 28 días de fabricado, en Kg/cm^2 . I es el momento de inercia de la sección de un pilote, supuesto de tipo prismático o cilíndrico, es decir, de sección constante en toda su longitud.

La rigidez del suelo debe valuar en condiciones dinámica. Sabemos que la deformación de un estrato de suelo de espesor e está dada por:

$$\delta = M_V e \Delta p \quad (1)$$

siendo:

M_V = módulo longitudinal de deformación del suelo

Δp = esfuerzo promedio aplicado a la mitad del estrato

Desde luego, el módulo M_V debe ser el módulo longitudinal dinámico de deformación, el cual está relacionado con el módulo cortante de rigidez G de acuerdo con la siguiente expresión:

$$M_V = \frac{2(1 + \nu)}{G} \quad (2)$$

en donde ν = módulo de Poisson

Para el caso de suelos finos saturados sujetos a una sollicitación dinámica (lo que ocurre en un sismo), se puede considerar

$\nu = 0.5$, alcanzando M_V el valor:

$$M_V = \frac{1}{3G} \quad (3)$$

En términos generales, en dinámica de suelos ha resultado de mayor facilidad la determinación en la práctica del módulo cortante G, para después emplear las Ecs. 2 ó 3 para valuar el módulo longitudinal M_V .

En el siguiente inciso veremos la forma de obtener el valor del módulo cortante G en condiciones dinámicas.

3. PROPIEDADES DINAMICAS DEL SUELO

Para fines de análisis de pilotes sujetos a cargas laterales por sismo, interesa conocer principalmente dos propiedades del suelo: el módulo cortante de rigidez G y la relación de Poisson ν .

En general, el módulo cortante G se puede determinar en el campo y en el laboratorio. Dentro de las pruebas de campo se pueden mencionar el ensaye geofísico, la prueba del vibrador de superficie y un cierto tipo de prue-

ba de placa de carga y descarga. Parece ser que la principal limitación de estas pruebas es el rango de las deformaciones que se alcanzan, ya que se hace necesario que se llegue a deformaciones unitarias en el rango de 0.1 a 0.01 % en el campo (intervalo usual de deformaciones ocasionadas por el sismo) (Wilson 1972).

Las pruebas de laboratorio empleadas son la prueba triaxial cíclica, la prueba de corte cíclico y la prueba de la columna de torsión. Aparentemente, esta última es el ensaye más realista para la determinación de G , aunque es de difícil ejecución (Wilson 1972).

La determinación del módulo G por medio del péndulo de torsión ha dado buenos resultados en la práctica de la ingeniería. Esta prueba consiste en hacer una pequeña modificación a la cámara triaxial convencional, la cual se emplea para someter una muestra de suelo a diferentes esfuerzos de confinamiento. Al espécimen de suelo se le da una pequeña torsión (en un plano horizontal), permitiendo que el sistema vibre libremente, movimiento debido a la respuesta elástica de los elementos del suelo. De esta manera se puede hallar el módulo de cortante G (Zeevaert 1973).

Los resultados de pruebas con el péndulo de torsión indican que G aumenta con el confinamiento, tanto en suelos cohesivos como en suelos no cohesivos; en estos materiales parece necesario determinar la variación causada por la amplitud usada en las pruebas y por el método de aplicación del esfuerzo de confinamiento (Zeevaert 1973).

Por lo que respecta al módulo de Poisson ν , se puede emplear un valor de 0.25 para materiales granulares parcialmente saturados y un valor de 0.42 a 0.45 como límite para suelos cohesivos no consolidados (Zeevaert 1973).

4. ANALISIS DE PILOTES SUJETOS A CARGAS LATERALES

La determinación de las propiedades dinámicas de un suelo es de gran importancia para evaluar

los efectos de un sismo sobre un pilote. De igual importancia es la posibilidad de poder manejar los datos de propiedades mecánicas para efectuar el análisis de los pilotes. De otra manera, ¿de qué sirve obtener las propiedades dinámicas de un suelo con gran precisión-suponiendo que logremos esto-si después no sabremos cómo utilizarlas y conocer el efecto que tienen sobre un pilote?.

En este inciso trataremos la manera de llevar a cabo el análisis de un pilote sujeto a una carga lateral, que puede ser debida a un sismo. Como comentamos en el Inciso 2, al ser cargado un pilote con una fuerza horizontal V_n en su cabeza, se produce una reacción del suelo por el desplazamiento relativo δ entre suelo y pilote (Fig. 3). Nos interesa conocer la distribución de esta reacción para valuar el diagrama de momento -- flexionante y el diagrama de fuerza cortante en el pilote.

El diagrama de presión de suelo sobre pilote está limitado por una línea continua -- (Fig. 3b), pero para fines de análisis lo podemos sustituir por cargas repartidas en tramos de longitud d (Fig. 4a); es obvio que a mayor precisión que se desee se tendrá que disminuir la longitud d de tramo y aumentar el número n de tramos.

En la Fig. 4b se muestra la elástica del pilote, causante de la reacción del suelo. La posición original se refiere a la posición de desplazamiento relativo nulo entre pilote y terreno.

La Fig. 4c muestra las propiedades dinámicas del suelo en cada uno de los tramos, a saber el módulo cortante de rigidez G y la relación de Poisson ν .

El procedimiento que se propone para el análisis de la interacción suelo-pilote consiste en términos generales en lo siguiente: manejar las reacciones r_1 del suelo (Fig. 4a) como incógnitas y mediante el análisis estructural del pilote hallar los desplazamientos del suelo δ_1 (Fig. 4b) en función de las

Desplazamiento nudo j:

$$EI \theta_j - EI \delta_j + EI S_j + \sum_{i=1}^{j-1} D_{ji} r_i + \frac{1}{64} A_j d_j r_j = \sum_{i=1}^{j-1} L_{ji} w_i + \frac{1}{64} A_j d_j w_j + \frac{1}{6} \sum_{k=1}^{n_j} k p_{jk} F_k$$

reacciones; con esto obtenemos un sistema de ecuaciones en el que tenemos como incógnitas los desplazamientos del suelo δ_i y las reacciones r_i . A continuación determinamos los desplazamientos δ_i en función de las reacciones r_i mediante el cálculo de deformaciones en el suelo, obteniendo otro sistema de ecuaciones en el que los desplazamientos δ_i quedan en función de las reacciones r_i . Sustituyendo este último sistema en el obtenido con la aplicación del análisis estructural quedan únicamente como incógnitas las reacciones r_i ; resolvemos el sistema y hallamos las r_i . Como tenemos los δ_i en función de las r_i , también podremos obtenerlos. De esta manera, al final de la aplicación de este procedimiento se conocen los desplazamientos δ_i y las reacciones r_i (Deméneghi 1979).

Veamos el desarrollo al detalle de lo expuesto en el párrafo anterior. Empezaremos con el análisis estructural del pilote, continuaremos con el cálculo de las deformaciones del suelo y terminaremos con el establecimiento de la compatibilidad de desplazamientos.

4.1 Análisis estructural del pilote

El análisis estructural se puede realizar utilizando el método de la viga conjugada para todo el pilote (Flores Ojeda 1980).

En nuestro caso, nos interesa determinar los desplazamientos δ_i del pilote en función de las reacciones r_i y de la rigidez de la pieza (Fig. 4). Nos conviene trabajar con una sola reacción r_i y después tomar en cuenta el efecto de todas las r_i . En la Fig. 5a se muestra el intervalo de pilote del nudo 1 al nudo j; en una posición intermedia se encuentra la reacción r_i . En la Fig. 5b está indicada la viga conjugada para esta condición de carga, en la cual:

$$A_1^i = \frac{1}{3} d_i \frac{r_i d_i^2}{2EI} = \frac{1}{EI} r_i \frac{1}{6} d_i^3$$

$$A_2^i = l_{j1} \frac{r_i d_i^2}{2EI} = \frac{1}{EI} r_i \frac{1}{2} d_i^2 l_{j1}$$

$$A_3^i = \frac{1}{2} l_{j1} \frac{r_i d_i}{EI} = \frac{1}{EI} r_i \frac{1}{2} d_i l_{j1}^2$$

Designemos como:

$$A_i = \frac{1}{6} d_i^3 \quad (4)$$

$$B_{j1} = \frac{1}{2} d_i^2 l_{j1} \quad (5)$$

$$C_{j1} = \frac{1}{2} d_i l_{j1}^2 \quad (6)$$

por lo tanto:

$$A_1^i = \frac{r_i}{EI} A_i ; A_2^i = \frac{r_i}{EI} B_{j1} ; A_3^i = \frac{r_i}{EI} C_{j1}$$

Tomemos momentos en la viga conjugada con respecto al nudo j:

$$-\theta_1^i l_j + \delta_1^i - \delta_j^i - A_1^i (l_{j1} + \frac{1}{4} d_i) - A_2^i \frac{l_{j1}}{2} - A_3^i \frac{l_{j1}}{3} = 0$$

Es decir

$$\theta_1^i l_j - \delta_1^i + \delta_j^i + \frac{1}{EI} r_i (A_i (l_{j1} + \frac{1}{4} d_i) + \frac{B_{j1} l_{j1}}{2} + \frac{C_{j1} l_{j1}}{3}) = 0$$

$$\text{Hagamos: } D_{j1}^i = A_i (l_{j1} + \frac{1}{4} d_i) + \frac{B_{j1} l_{j1}}{2} + \frac{C_{j1} l_{j1}}{3} \quad (7)$$

Por lo tanto:

$$\theta_1^i l_j - \delta_1^i + \delta_j^i + \frac{1}{EI} r_i D_{j1}^i = 0$$

De manera análoga, para una reacción colocada en el tramo j:

$$\theta_1^j l_j - \delta_1^j + \delta_j^j + \frac{1}{64EI} A_j d_j r_j = 0$$

Para todas las reacciones r_i en el intervalo 1-j:

$$\theta_1^j l_j - \delta_1^j + \delta_j^j + \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{j-1} D_{j1}^i r_i + \frac{1}{64EI} A_j d_j r_j = 0$$

en donde θ_1^j es el giro en el nudo 1 debido a la totalidad de las reacciones.

Multiplicando ambos miembros de esta última ecuación por EI:

$$EI \theta_1^j l_j - EI \delta_1^j + EI \delta_j^j + \sum_{i=1}^{j-1} D_{j1}^i r_i + \frac{1}{64} A_j d_j r_j = 0 \quad (8) \quad \checkmark$$

$$2 \leq j \leq n-1$$

Para la reacción r_1 , $l_1 = 0$ y $l_{j1} = l_j - d_1$ (9)

$$i = 1$$

Para el resto de las reacciones r_i :

Desplazo nudo n

$$EI \theta_n \theta_1 - EI \delta_1 + EI \delta_n + \sum_{i=1}^{n-1} D_{ni} \delta_i + \frac{1}{4} A_n d_n \theta_n = \sum_{i=1}^{n-1} D_{ni} w_i + \frac{1}{4} A_n d_n w_n + \frac{1}{6} \sum_{k=1}^3 \rho_{pk} P_k$$

$$l_{ji} = l_j - (l_i + \frac{d_i}{2}) \quad (10)$$

$$2 \leq i \leq n$$

En forma similar obtenemos para el nudo n lo siguiente:

$$EII_n \theta_1 - EI \delta_1 + EI \delta_n + \sum_{i=1}^{n-1} D_{ni} r_i + \frac{1}{4} A_n d_n r_n = 0 \quad (11) \quad j = n$$

La condición de equilibrio de fuerzas en toda la viga conjugada permite establecer la siguiente expresión:

$$\frac{1}{EI} \sum_{i=1}^n (A_i + B_{ji} + C_{ji}) r_i + \theta_1 - \theta_n = 0$$

Pero $\theta_n = 0$, dado que consideramos que el pilote está empotrado en su cabeza, por lo tanto:

$$EI \theta_1 + \sum_{i=1}^n (A_i + B_{ji} + C_{ji}) r_i = 0 \quad (12) \quad j = n$$

En el pilote debe haber equilibrio de fuerzas:

$$\sum_{i=1}^n d_i r_i = V_n \quad (13)$$

Cabe aclarar que las expresiones 8, 11, 12 y 13 son válidas para pilotes de tipo prismático o cilíndrico, es decir, para pilotes de sección constante en toda su longitud. También recordamos que se considera que el pilote está empotrado en su cabeza (nudo n).

En resumen, para el análisis estructural del pilote empleamos las Ecs. 8, 11, 12 y 13, con lo que tenemos como incógnitas el giro en el nudo 1, θ_1 , los desplazamientos δ_i y las reacciones r_i . Lo que falta ahora es obtener los δ_i en función de las r_i con un análisis de deformaciones del suelo, lo cual se efectuará en el siguiente inciso.

4.2 Deformaciones del suelo

Como se comentó en el Inciso 3, en el campo o laboratorio se obtienen el módulo cortante G y el de Poisson ν . Empleando la Ec. 2 puede

mos conocer el módulo longitudinal de deformación M_v .

Hallemos ahora las deformaciones del suelo en función de las reacciones: la deformación del "cuadro" i, j debida a una reacción aplicada en k valdrá

$$\alpha_{ijk} = M_{vij} e_j (\Delta T)_{ijk}$$

en donde:

α_{ijk} = deformación del "cuadro" i, j debida a una reacción colocada en k

M_{vij} = módulo longitudinal de deformación del cuadro i, j

e_j = espesor del "estrato vertical" j

$(\Delta T)_{ijk}$ = incremento del esfuerzo normal horizontal en el cuadro i, j debido a la presión r_k/b en el contacto pilote-suelo

b = ancho (o diámetro) del pilote

Pero:

$$(\Delta T)_{ijk} = I_{ijk} \frac{r_k}{b}$$

siendo

I_{ijk} = valor de influencia en el cuadro i, j debido a una presión unitaria colocada en k.

El valor de I_{ijk} se puede determinar calculando el esfuerzo que ocasiona una presión unitaria colocada en el tramo k sobre el cuadro i, j (Zeevaert 1973).

Con lo anterior, la deformación del cuadro i, j debida a todas las reacciones r_k será:

$$\delta_{ij} = \frac{1}{b} M_{vij} e_j \sum_{k=1}^n I_{ijk} r_k$$

El desplazamiento horizontal del nudo i valdrá

$$\delta_i = \sum_{j=1}^p \delta_{ij}$$

siendo: p = número de "estratos verticales" del subsuelo

Por tanto:

$$\delta_i = \frac{1}{B} \sum_{j=1}^p Mv_{ij} e_j \cdot \sum_{k=1}^n I_{ijk} r_k \quad (14)$$

En esta ecuación, los desplazamientos δ_i del suelo quedan en función de las reacciones r_k .

4.3 Compatibilidad de desplazamientos

En las expresiones obtenidas del análisis estructural del pilote (Ecs. 8 y 11) aparecen como incógnitas los desplazamientos δ_i de la pieza. Estos desplazamientos deben ser iguales a los obtenidos con la Ec. 14, para que haya compatibilidad entre desplazamientos del pilote y desplazamientos del suelo. Por lo tanto, hay que sustituir los valores -- hallados con la Ec. 14 en las Ecs. 8 y 11; de esta manera, desaparecen como incógnitas los desplazamientos δ_i y quedan por determinar solamente el giro en el nudo 1, θ_1 , y las n reacciones r_i .

La Ec. 8 se aplica a los nudos 2 a $n-1$; contamos además con las Ecs. 11, 12 y 13; por consiguiente disponemos de $n+1$ ecuaciones, número igual al de valores desconocidos, por lo que resolviendo el sistema de ecuaciones establecido conocemos el giro θ_1 y las reacciones r_i . Sustituyendo estos valores en la Ec. 14 determinamos los desplazamientos δ_i del suelo (y del pilote).

El problema ha quedado resuelto, pues obtenemos los valores de interés práctico para el ingeniero: el giro en el extremo libre del pilote (θ_1), las reacciones del suelo r_i y los desplazamientos horizontales relativos del pilote con respecto al suelo δ_i . Con las r_i podemos obtener el diagrama de momento - flexionante y el diagrama de fuerza cortante en el pilote, con lo que podemos diseñarlo estructuralmente.

5. CONCLUSIONES

a) Se ha presentado un procedimiento para

el análisis del pilote en un suelo estratificado, sujetos a cargas laterales, las cuales pueden ser debidas a un sismo.

- b) El método tiene la ventaja de que es relativamente sencillo de aplicar: el análisis estructural se efectúa utilizando únicamente el método de la viga conjugada.
- c) La determinación de los desplazamientos relativos entre suelo y pilote, tomando en cuenta la rigidez de la pieza estructural, se lleva a cabo considerando la influencia de las reacciones del suelo en cualquier punto de la masa, mediante el concepto de valores de influencia propuesto por Zeevaert (1973).
- d) Estableciendo la compatibilidad de deformaciones del pilote y deformaciones del suelo, se puede resolver el problema sin recurrir a iteraciones.
- e) Lo anterior se consigue empleando las Ecs. 4 a 13 en la estructura y la Ec. 14 en el suelo. Estas expresiones quedan en forma de algoritmos y pueden ser programadas para que las genere y resuelva una computadora electrónica.
- f) La precisión del método se aumenta incrementando el número n y disminuyendo la longitud d de los tramos.
- g) Desde luego, la aproximación del análisis depende de los datos con los que sea alimentado. En este sentido, la determinación de las propiedades dinámicas del suelo en el campo o en el laboratorio es de gran importancia.
- h) Resulta conveniente la instrumentación en el campo de pilotes sujetos a cargas laterales, así como el uso de modelos en el laboratorio, para calibrar los métodos de análisis y diseño que se emplean.
- i) La principal aplicación del análisis de pilotes sujetos a cargas laterales estriba en la determinación del desplazamiento

relativo entre suelo y pilote y en la obtención del diagrama de reacción del suelo sobre el pilote. Con este último resultado se pueden calcular el diagrama de fuerza cortante y el diagrama de momento flexionante, y a partir de éstos poder efectuar el diseño estructural del pilote.

- j) Cabe aclarar que el procedimiento es válido para pilotes de sección constante en toda su longitud, En el caso de que estos miembros sean de sección variable, se pueden desarrollar ecuaciones semejantes a las aquí presentadas, tomando en cuenta la variación de EI a lo largo del pilote.

RECONOCIMIENTO

Una buena parte de los conceptos tratados en los Incisos 1 a 3 de este trabajo se deben a los conocimientos adquiridos en la excelente clase de Cimentaciones en la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM, motivo por el cual expreso mi reconocimiento al Dr. Leonardo -- Zeevaert, profesor de esa materia.

REFERENCIAS

Deméneghi A., "Un método para el análisis - conjunto de la estructura y el suelo", Rev. Ingeniería, Nueva Epoca, Vol. XLIX, No. 3, pp. 56-64, 1979.

Flores Ojeda M., Comunicación personal, 1980.

Zeevaert L., Foundation Engineering for -- Difficult Subsoil Conditions, Chap. XII, Van Nostrand Reinhold, 1973.

Wilson S. D., Conferencia sustentada en la División de Estudios Superiores de la Facultad de Ingeniería, UNAM., 1972.

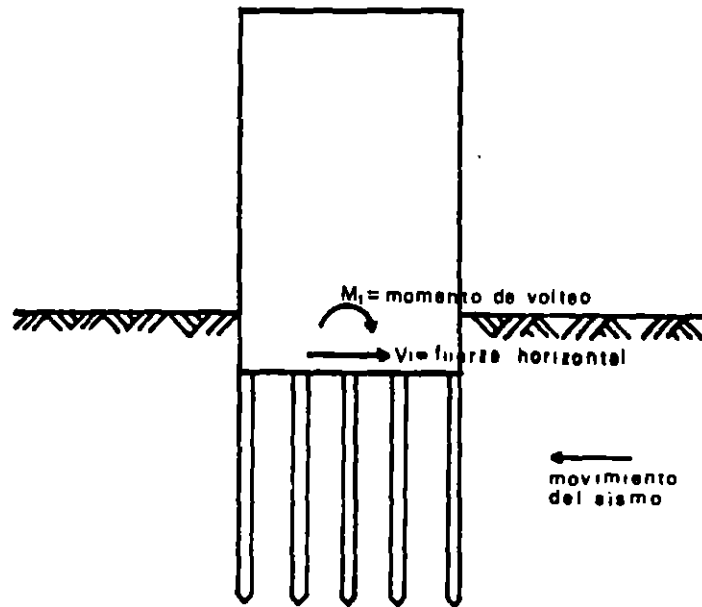
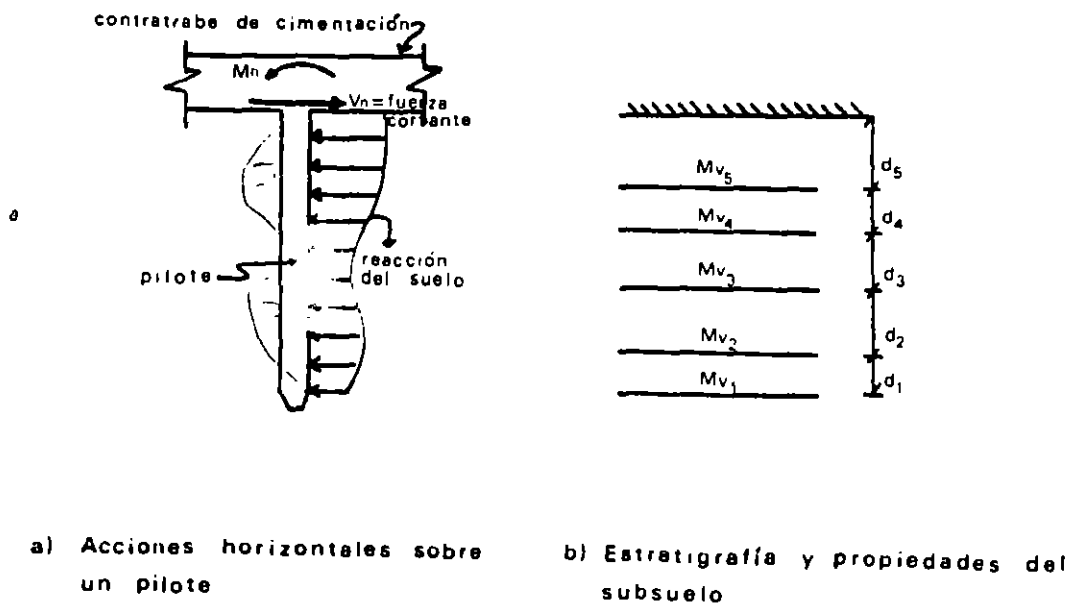


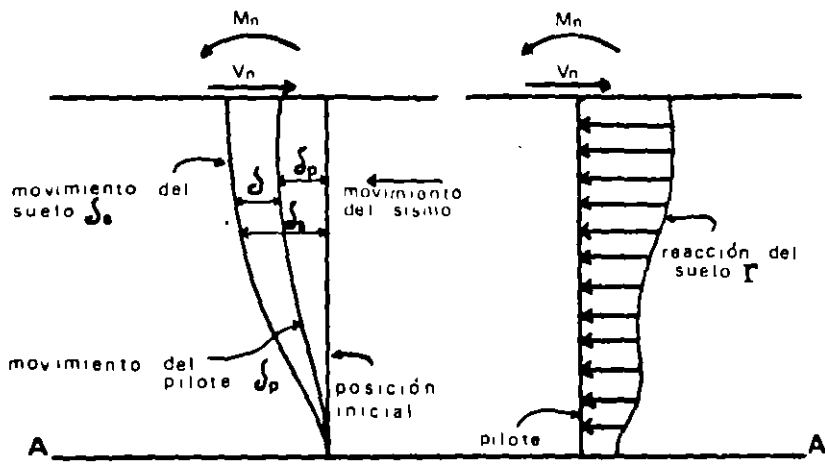
Fig. 1 Solicitaciones Sísmicas Sobre La Cimentación De Un Edificio



a) Acciones horizontales sobre un pilote

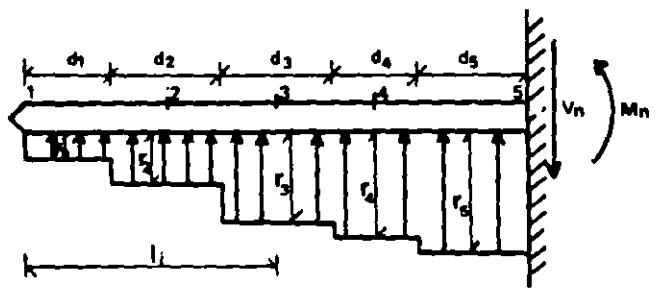
b) Estratigrafía y propiedades del subsuelo

Fig. 2 Fuerza cortante sobre un pilote, Características del subsuelo

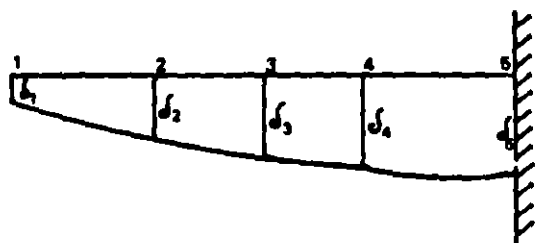


a) desplazamientos b) Reacciones del suelo

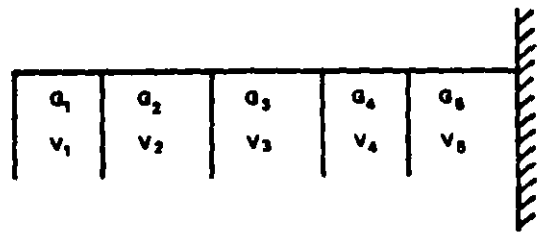
Fig. 3 Desplazamiento del suelo δ_s , desplazamiento del pilote δ_p , desplazamiento relativo entre suelo y pilote $\delta = \delta_s - \delta_p$, y reacción del suelo Γ



a) Geometría y cargas

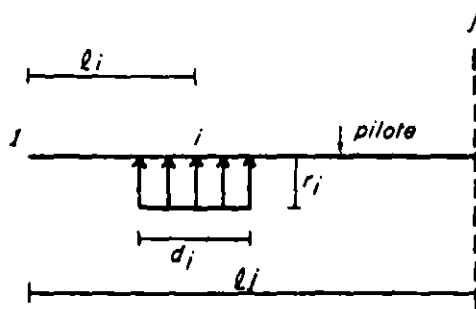


b) Desplazamientos

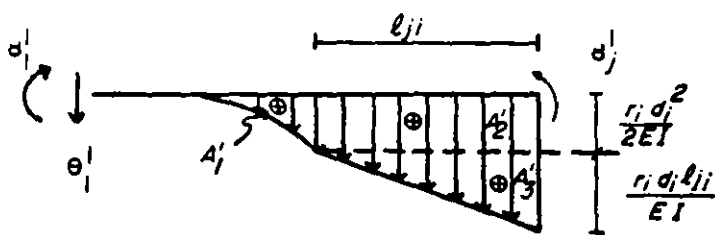


c) Propiedades dinámicas del suelo

Fig. 4 Cargas y desplazamientos de un pilote.



a) Posición de la reacción r_i



b) Viga conjugada

Fig. 5 Determinación de los desplazamientos debidos a una reacción r_i

27

```

10 PRINT "ANALISIS ESTRUCTURAL CONSIDERANDO QUE ZAPATAS AISLADAS PUEDEN SUFRIR H
UNDIMIENTOS Y GIROS, DEBIDO A LA DEFORMABILIDAD DEL TERRENO DE CIMENTACION"
20 PRINT "PROGRAMA ELABORADO POR AGUSTIN DEMENEGHI COLINA. 30/09/94. PROGRAMA 'A
ERC9'"
40 PRINT "EJEMPLO ILUSTRATIVO DE CLASE"
45 REM LECTURA DE DATOS
50 READ NGL,NG,NB,NA,NTC,NTF
60 PRINT "NGL=",NGL,"NG=",NG,"NB=",NB,"NA=",NA,"NTC=",NTC,"NTF=",NTF
70 PRINT "NGL=NUMERO AMPLIADO DE GRADOS DE LIBERTAD, PARA EL CALCULO DE LOS ELEM
ENTOS MECANICOS, NG=NUMERO DE GRADOS DE LIBERTAD, NB=NUMERO DE BARRAS, NA=NUMERO
DE APOYOS DE LA CIMENTACION, NTC=NUMERO DONDE EMPIEZA LA RIGIDEZ ANGULAR DE LA
CIMENTACION"
80 PRINT "NTF=NUMERO DONDE TERMINA LA RIGIDEZ ANGULAR DE LA CIMENTACION"
90 DIM E(NB),IN(NB),LO(NB),W(NB),TP(NB),TQ(NB),DR(NB),DS(NB)
100 DIM KR(NGL,NGL)
110 PRINT "PROPIEDADES Y GRADOS DE LIBERTAD DE LAS BARRAS"
120 FOR I = 1 TO NB
130 READ I,E(I),IN(I),LO(I),W(I),TP(I),TQ(I),DR(I),DS(I)
140 PRINT I,E(I),IN(I),LO(I),W(I),TP(I),TQ(I),DR(I),DS(I)
150 NEXT I
160 REM LECTURA DE FUERZAS DE EMPOTRAMIENTO Y FUERZAS CONCENTRADAS
170 PRINT "FUERZAS DE EMPOTRAMIENTO Y FUERZAS CONCENTRADAS"
180 DIM B(NGL),V(NGL,NB),VE(NGL),VC(NGL)
190 DIM KL(NA),KT(NTF)
200 FOR I=1 TO NG
210 READ I,VC(I)
220 PRINT I,VC(I);
230 NEXT I
240 REM RIGIDECES DEL TERRENO DE CIMENTACION
250 PRINT
260 PRINT "GRADO DE LIBERTAD, RIGIDEZ LINEAL"
270 FOR I=1 TO NA
280 READ I, KL(I)
290 PRINT I,KL(I)
300 NEXT I
310 PRINT "GRADO DE LIBERTAD, RIGIDEZ ANGULAR"
320 FOR I=NTC TO NTF
330 READ I,KT(I)
340 PRINT I,KT(I)
350 NEXT I
360 REM FORMACION DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ
370 DIM VM(NGL,NB)
380 PRINT
390 REM PRINT "I,J,KR(I,J)"
400 FOR Q=1 TO NB: I=TP(Q): J=TQ(Q): K=DR(Q): L=DS(Q)
410 A1=4*E(Q)*IN(Q)/LO(Q): A2=6*E(Q)*IN(Q)/LO(Q)^2: A3=12*E(Q)*IN(Q)/LO(Q)^3
420 KR(I,I)=KR(I,I)+A1: KR(I,J)=KR(I,J)+A1/2: KR(I,K)=KR(I,K)-A2: KR(I,L)=KR(I,L)
)+A2: KR(J,J)=KR(J,J)+A1: KR(J,K)=KR(J,K)-A2: KR(J,L)=KR(J,L)+A2: KR(K,K)=KR(K,K)
)+A3: KR(K,L)=KR(K,L)-A3: KR(L,L)=KR(L,L)+A3
430 KR(J,I)=KR(I,J): KR(K,I)=KR(I,K): KR(L,I)=KR(I,L): KR(K,J)=KR(J,K): KR(L,J)=
KR(J,L): KR(L,K)=KR(K,L)
440 REM PRINT I,I,KR(I,I),I,J,KR(I,J),I,K,KR(I,K),I,L,KR(I,L),J,J,KR(J,J),J,K,KR
(J,K),J,L,KR(J,L),K,K,KR(K,K),K,L,KR(K,L),L,L,KR(L,L),J,I,KR(J,I),K,I,KR(K,I),L,
I,KR(L,I),K,J,KR(K,J),L,J,KR(L,J),L,K,KR(L,K)
450 VE(I)=VE(I)+W(Q)*LO(Q)^2/12: VE(J)=VE(J)-W(Q)*LO(Q)^2/12
460 VE(K)=VE(K)-W(Q)*LO(Q)/2: VE(L)=VE(L)-W(Q)*LO(Q)/2
470 VM(I,Q)=W(Q)*LO(Q)^2/12: VM(J,Q)=-W(Q)*LO(Q)^2/12
480 VM(K,Q)=-W(Q)*LO(Q)/2: VM(L,Q)=-W(Q)*LO(Q)/2
490 NEXT Q
500 PRINT "GRADO DE LIBERTAD, VECTOR DE TERMINOS INDEPENDIENTES"

```

```

510 FOR I=1 TO NG
520 B(I)=-VE(I)-VC(I)
530 PRINT I,B(I)
540 NEXT I
550 FOR I=1 TO NA
560 KR(I,I) = KR(I,I) + KL(I)
570 NEXT I
580 FOR I=NTC TO NTF
590 KR(I,I) = KR(I,I) + KT(I)
600 NEXT I
610 REM SOLUCION DEL SISTEMA DE ECUACIONES
620 GOSUB 820
630 GOSUB 1330
640 PRINT
650 PRINT "GRADO DE LIBERTAD, DESPLAZAMIENTO"
660 FOR I=1 TO NG
670 PRINT I,D(I);
680 PRINT
690 NEXT I
700 REM MOMENTOS Y CORTANTES EN LOS NUDOS DE LAS BARRAS
710 PRINT "BARRA, GRADO DE LIBERTAD, MOMENTO O CORTANTE EN EL NUDO"
720 FOR Q=1 TO NB
730 I=TP(Q): J=TQ(Q): K=DR(Q): L=DS(Q)
740 A1=4*E(Q)*IN(Q)/LO(Q): A2=6*E(Q)*IN(Q)/LO(Q)^2: A3=12*E(Q)*IN(Q)/LO(Q)^3
750 V(I,Q)=VM(I,Q)+A1*D(I)+A1*D(J)/2-A2*D(K)+A2*D(L)
760 V(J,Q)=VM(J,Q)+A1*D(I)/2+A1*D(J)-A2*D(K)+A2*D(L)
770 V(K,Q)=VM(K,Q)-A2*D(I)-A2*D(J)+A3*D(K)-A3*D(L)
780 V(L,Q)=VM(L,Q)+A2*D(I)+A2*D(J)-A3*D(K)+A3*D(L)
790 PRINT Q,I,V(I,Q),J,V(J,Q),K,V(K,Q),L,V(L,Q)
800 NEXT Q
810 END
820 REM SUBROUTINA DECOMP
830 DIM SCAL(NG),IPS(NG)
840 N=NG
850 FOR I=1 TO N
860 IPS(I)=I: ROWN=0!
870 FOR J=1 TO N
880 IF ROWN>=ABS(KR(I,J)) THEN 900
890 ROWN=ABS(KR(I,J))
900 NEXT J
910 IF ROWN=0 THEN 940
920 SCAL(I)=1/ROWN
930 GOTO 970
940 M=1
950 GOSUB 1670
960 SCAL(I)=0!
970 NEXT I
980 REM ELIMINACION GAUSSIANA CON PIVOTEO PARCIAL
990 NM1=N-1
1000 FOR K=1 TO NM1
1010 BIG=0!
1020 FOR I=K TO N
1030 IP=IPS(I)
1040 SIZE=ABS(KR(IP,I))*SCAL(IP)
1050 IF SIZE<=BIG THEN 1080
1060 BIG=SIZE
1070 IDXP=I
1080 NEXT I
1090 IF BIG<>0 THEN 1130
1100 M=2

```

```

1110 GOSUB 1670
1120 GOTO 1270
1130 IF IDXP=K THEN 1170
1140 J=IPS(K)
1150 IPS(K)=IPS(IDXP)
1160 IPS(IDXP)=J
1170 KP=IPS(K)
1180 PIVO=KR(KP,K)
1190 FOR I=K+1 TO N
1200 IP=IPS(I)
1210 EM=-KR(IP,K)/PIVO
1220 KR(IP,K)=-EM
1230 FOR J=K+1 TO N
1240 KR(IP,J)=KR(IP,J)+EM*KR(KP,J)
1250 NEXT J
1260 NEXT I
1270 NEXT K
1280 KP=IPS(N)
1290 IF(KR(KP,N))<>0 THEN 1320
1300 M=2
1310 GOSUB 1670
1320 RETURN
1330 REM SUBROUTINA SOLVE
1340 DIM D(NGL)
1350 N=NG: IP=IPS(1): D(1)=B(IP)
1360 FOR I=2 TO N
1370 IP=IPS(I): SUM=0.0
1380 FOR J=1 TO I-1
1390 SUM=SUM+KR(IP,J)*D(J)
1400 NEXT J
1410 D(I)=B(IP)-SUM
1420 NEXT I
1430 IP=IPS(N)
1440 D(N)=D(N)/KR(IP,N)
1450 FOR IB=2 TO N
1460 I=N+1-IB
1470 REM I VA DESDE N-1 HASTA 1
1480 IP=IPS(I)
1490 SUM=0!
1500 FOR J=I+1 TO N
1510 SUM=SUM+KR(IP,J)*D(J)
1520 NEXT J
1530 D(I)=(D(I)-SUM)/KR(IP,I)
1540 NEXT IB
1550 RETURN
1560 REM "NGL=NUMERO AMPLIADO DE GRADOS DE LIBERTAD, PARA EL CALCULO DE LOS ELEM
ENTOS MECANICOS, NG=NUMERO DE GRADOS DE LIBERTAD, NB=NUMERO DE BARRAS, NA=NUMERO
DE APOYOS DE LA CIMENTACION, NTC=NUMERO DONDE EMPIEZA LA RIGIDEZ ANGULAR DE LA
CIMENTACION"
1570 REM "NTF=NUMERO DONDE TERMINA LA RIGIDEZ ANGULAR DE LA CIMENTACION"
1580 REM NGL, NG, NB, NA, NTC, NTF
1590 DATA 8,6,3,2,3,4
1600 REM I, E, IN, LO, W, TP, TQ, DR, DS
1610 DATA 1,2214000,0.000675,4.6,0,5,3,7,8
1620 DATA 2,2214000,0.000675,4.6,0,4,6,7,8
1630 DATA 3,2214000,0.0054,6.0,1.54,5,6,1,2
1640 REM I, VC (VC = FUERZAS DE EMPOTRAMIENTO O FUERZAS CONCENTRADAS)
1650 DATA 1,-1.2,2,-1.2,3,0,4,0,5,0,6,0
1660 REM I, KL (KL = RIGIDEZ LINEAL VERTICAL)
1670 DATA 1,1880,2,1880

```

1680 REM I, KT (KT = RIGIDEZ ANGULAR)

1690 DATA 3,720,4,720

:

:

:



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS.

ANALISIS ESTRUCTURAL

**TEMA: METODO DE LA RIGIDECES
(METODO TRADICIONAL)**

PROF. ING. CIVIL MIGUEL ANGEL RODRIGUEZ V.

figura 2(E), se observa que debe actuar un momento igual a Δ en el extremo B, debido al desplazamiento obligado Δ en la viga real.

haciendo:

$$\sum M_B = 0$$

$$\left(\frac{M^3 L}{2EI}\right)\left(\frac{2L}{3}\right) - \left(\frac{M^3 L}{2EI}\right)\left(\frac{L}{3}\right) - \Delta = 0$$

donde:

$$M^3 = \frac{6EI}{L^2} \Delta$$

por lo tanto:

$$M_{AB}^3 = M_{BA}^3 = -\frac{6EI}{L^2} \Delta$$

4. Si consideramos a la barra A-B que no sufre deformaciones debido a las cargas que tenga sobre su claro, entonces podremos calcular los momentos de empotramiento perfecto, y que se definen respectivamente en sus extremos por:

$$M_{AB}^4, \text{ y } M_{BA}^4$$

Sumando los cuatro efectos tendremos:

$$M_{AB} = M_{AB}^1 + M_{AB}^2 + M_{AB}^3 + M_{AB}^4$$

$$M_{BA} = M_{BA}^1 + M_{BA}^2 + M_{BA}^3 + M_{BA}^4$$

sustituyendo:

$$M_{AB} = \frac{4EI}{L} \phi_A + \frac{2EI}{L} \phi_B - \frac{6EI}{L^2} \Delta + M_{AB}^4$$

$$M_{BA} = \frac{2EI}{L}\phi_A + \frac{4EI}{L}\phi_B - \frac{6EI}{L^2}\Delta \pm M_{BA}^A$$

Las ecuaciones anteriores fueron para una barra sujeta a giros en sus extremos A y B, con desplazamientos en uno de sus extremos, que son el caso general de las ecuaciones pendiente-deflexión. Para nuestro caso del método de las rigideces, y de forma matricial, las ecuaciones de equilibrio son:

$$\{F\} + \{K\}\{D\} = \{0\}$$

PROCEDIMIENTO PARA OBTENER ELEMENTOS MECANICOS EN VIGAS Y MARCOS HIPERESTATICOS

El procedimiento general para la solución de vigas y marcos hiperestáticos se describirá a continuación:

1. Se determina el número de grados de libertad de la estructura.
2. Se empotran todas las barras en sus extremos, menos en los apoyos de empotramiento, Estado I, logrando con ello una estructura cinemáticamente determinada.
3. Se calculan los momentos de empotramiento en los extremos de las barras debidos a las cargas sobre ellas.

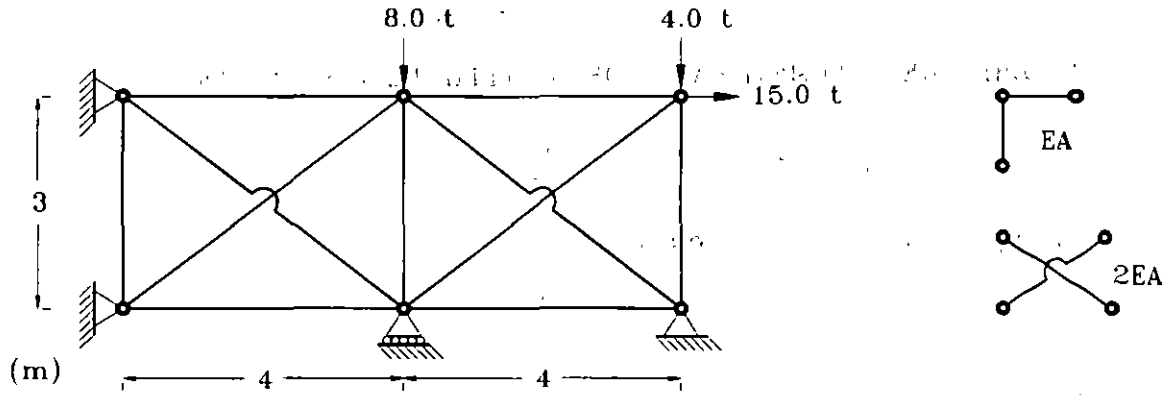
4. Se liberan los nudos, Estados II, III, etc., liberando los desplazamientos unitarios uno a uno, que fueron impedidos en el paso 2, calculando las fuerzas necesarias para lograr estos desplazamientos (coeficientes de rigidez).
5. Se plantean las ecuaciones de equilibrio, que será un sistema de n incógnitas, siendo n el número de grados de libertad cinemática de la estructura.
6. Se resuelve el sistema de ecuaciones, obteniendo los desplazamientos de la estructura, tanto giros como desplazamientos lineales.
7. Con los giros y desplazamientos lineales se obtienen los momentos en los extremos de las barras correspondientes, aplicando las ecuaciones del equilibrio para cada caso, superponiendo cada Estado.
8. Se obtienen los diagramas de momentos de la estructura real, sumando los momentos obtenidos en el paso 7 con los debidos a las cargas que actúan sobre las barras (principio de superposición).
9. Por último, se obtiene el diagrama de fuerzas cortantes aplicando la estática y el de fuerzas normales (si es el caso) por equilibrio interno de la estructura, así como sus reacciones.

PROPIEDADES DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ

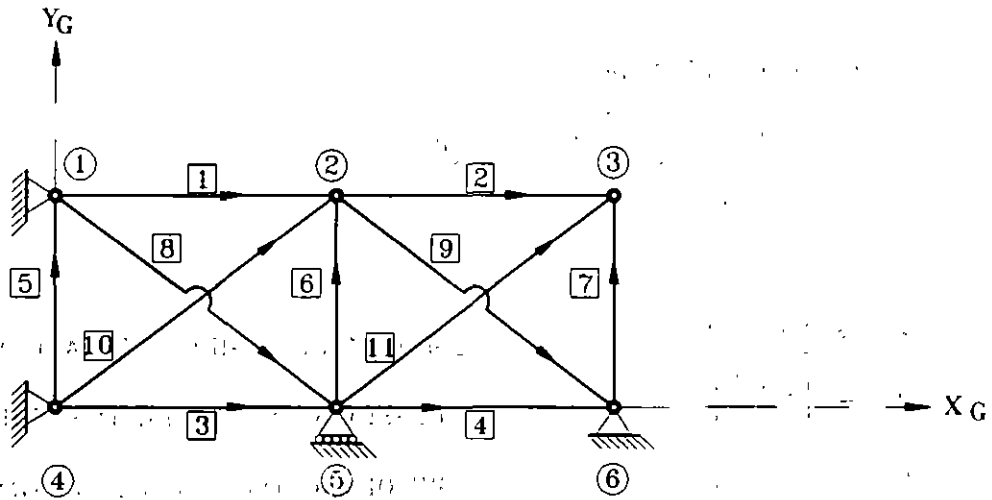
- La matriz de rigideces debe ser cuadrada, de orden n por n , donde n sería igual al grado de indeterminación cinemática.
- Tiene propiedades de simetría: $k_{ij} = k_{ji}$.
- Los coeficientes de la diagonal principal deben ser positivos.
- Debe ser una matriz positivamente definida, es decir, su determinante debe ser mayor que cero.
- La matriz de rigideces es la inversa de la de flexibilidades, sin embargo se debe tomar en cuenta que el método de las flexibilidades, se basa en una estructura isostática, y el sistema de coordenadas representan la localización y dirección de las restricciones, en cambio, en rigideces se restringen desplazamientos en los nudos, siendo su sistema de coordenadas, la localización y dirección de los desplazamientos incógnitas, por lo tanto, la inversa de la matriz de flexibilidades utilizada en el método de las fuerzas es una matriz, en la cual los elementos son coeficientes de rigidez, pero no los que se utilizan en el análisis del método de rigidez y viceversa.

EJEMPLO No. 1

OBTENER LAS FUERZAS AXIALES EN LAS BARRAS DE LA SIGUIENTE ESTRUCTURA, ASICOMO SUS CORRESPONDIENTES REACCIONES.



IDENTIFICACION DE NUDOS Y BARRAS



GRADO DE INDETERMINACION CINEMATICA = 5

SOLUCION NUMERICA DEL EJEMPLO No. 1

DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS - DICTYO - FACULTAD DE INGENIERIA - UNAM
sep-98 DEC_01

METODO DE LAS RIGIDEZES
EJEMPLO No. 01

MATRIZ DE CONTINUIDAD: [a]

dx1	dy1	dx2	dy2	dx3	dy3	dx4	dy4	dx5	dy5	dx6	dy6		
-1.0000	0.0000	1.0000	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	e1	0 fx1
0	0	-1.0000	0.0000	1.0000	0.0000	0	0	0	0	0	0	e2	0 fy1
0	0	0	0	0	0	-1.0000	0.0000	1.0000	0.0000	0	0	e3	0 fx2
0	0	0	0	0	0	0	0	-1.0000	0.0000	1.0000	0.0000	e4	-8 fy2
0.0000	1.0000	0	0	0	0	0.0000	-1.0000	0	0	0	0	e5	15 fx3
0	0	0.0000	1.0000	0	0	0	0	0.0000	-1.0000	0	0	e6	-4 fy3
0	0	0	0	0.0000	1.0000	0	0	0	0	0.0000	-1.0000	e7	0 fx4
-0.8000	0.6000	0	0	0	0	0	0	0.8000	-0.8000	0	0	e8	0 fy4
0	0	-0.8000	0.8000	0	0	0	0	0	0	0.8000	-0.8000	e9	0 fx5
0	0	0.8000	0.8000	0	0	-0.8000	-0.8000	0	0	0	0	e10	0 fy5
0	0	0	0	0.8000	0.8000	0	0	-0.8000	-0.8000	0	0	e11	0 fx6
													0 fy6

VECTOR DE FUERZAS EXTERNAS
EN LOS NUDOS: {F}

MATRIZ DE RIGIDEZ DE LAS BARRAS: [k]

k1	k2	k3	k4	k5	k6	k7	k8	k9	k10	k11	
0.2500	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	k1
0	0.2500	0	0	0	0	0	0	0	0	0	k2
0	0	0.2500	0	0	0	0	0	0	0	0	k3
0	0	0	0.2500	0	0	0	0	0	0	0	k4
0	0	0	0	0.3333	0	0	0	0	0	0	k5
0	0	0	0	0	0.3333	0	0	0	0	0	k6
0	0	0	0	0	0	0.3333	0	0	0	0	k7
0	0	0	0	0	0	0	0.4000	0	0	0	k8
0	0	0	0	0	0	0	0	0.4000	0	0	k9
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.4000	0	k10
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.4000	k11

MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA: [K] = [a]^T [k] [a]

dx1	dy1	dx2	dy2	dx3	dy3	dx4	dy4	dx5	dy5	dx6	dy6	
0.50800	-0.19	-0.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.28	0.19	0.00	0.00	dx1 = 0
-0.19	0.47733	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.33	0.19	-0.14	0.00	0.00	dy1 = 0
-0.25	0.00	1.01200	0.00	-0.25	0.00	-0.28	-0.19	0.00	0.00	-0.28	-0.19	dx2 = 0
0.00	0.00	0.00	0.62133	0.00	0.00	-0.19	-0.14	0.00	-0.33	0.19	-0.14	dy2 = 0
0.00	0.00	-0.25	0.00	0.50800	0.19	0.00	0.00	-0.28	-0.19	0.00	0.00	dx3 = 0
0.00	0.00	0.00	0.00	0.19	0.47733	0.00	0.00	-0.19	-0.14	0.00	-0.33	dy3 = 0
0.00	0.00	-0.28	-0.19	0.00	0.00	0.50800	0.19	-0.25	0.00	0.00	0.00	dx4 = 0
0.00	-0.33	-0.19	-0.14	0.00	0.00	0.19	0.47733	0.00	0.00	0.00	0.00	dy4 = 0
-0.28	0.19	0.00	0.00	-0.28	-0.19	-0.25	0.00	1.01200	0.00	-0.25	0.00	dx5 = 0
0.19	-0.14	0.00	-0.33	-0.19	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.62133	0.00	0.00	dy5 = 0
0.00	0.00	-0.28	0.19	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.25	0.00	0.50800	-0.19	dx6 = 0
0.00	0.00	0.19	-0.14	0.00	-0.33	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.19	0.47733	dy6 = 0

MATRIZ DE RIGIDEZ MODIFICADA DE LA ESTRUCTURA: [K]

dx2	dy2	dx3	dy3	dx5	
1.01200	0.00	-0.25	0.00	0.00	dx2
0.00	0.62133	0.00	0.00	0.00	dy2
-0.25	0.00	0.50800	0.19	-0.28	dx3
0.00	0.00	0.19	0.47733	-0.19	dy3
0.00	0.00	-0.28	-0.19	1.01200	dx5

DESPLAZAMIENTOS DE LOS NUDOS:

(d) = [K]⁻¹ * {F}

12.10	dx2
-12.88	dy2
48.98	dx3
-23.01	dy3
7.85	dx5

DESPLAZAMIENTOS DE LOS NUDOS MODIFICADO: {d}

0.00	dx1
0.00	dy1
12.10	dx2
-12.88	dy2
48.98	dx3
-23.01	dy3
0.00	dx4
0.00	dy4
7.85	dx5
0.00	dy5
0.00	dx6
0.00	dy6

DEFORMACIONES EN LAS BARRAS:

{e} = [a] * {d}

12.10	e1
38.88	e2
7.85	e3
-7.85	e4
0.00	e5
-12.88	e6
-23.01	e7
6.12	e8
-17.40	e9
1.96	e10
18.08	e11

FUERZAS AXIALES EN LAS BARRAS:

{p} = [k] * {e}

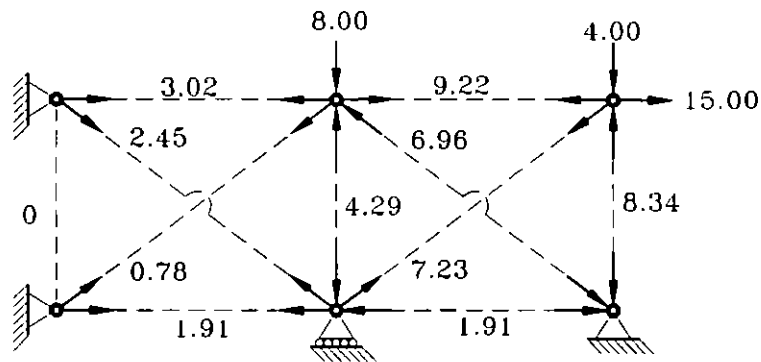
3.02	p1
9.22	p2
1.91	p3
-1.91	p4
0.00	p5
-4.28	p6
-8.34	p7
2.45	p8
-8.98	p9
0.78	p10
7.23	p11

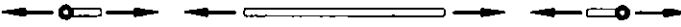
COMPROBACION CON FUERZAS EXTERNAS

{F} = [a]^T * {p}

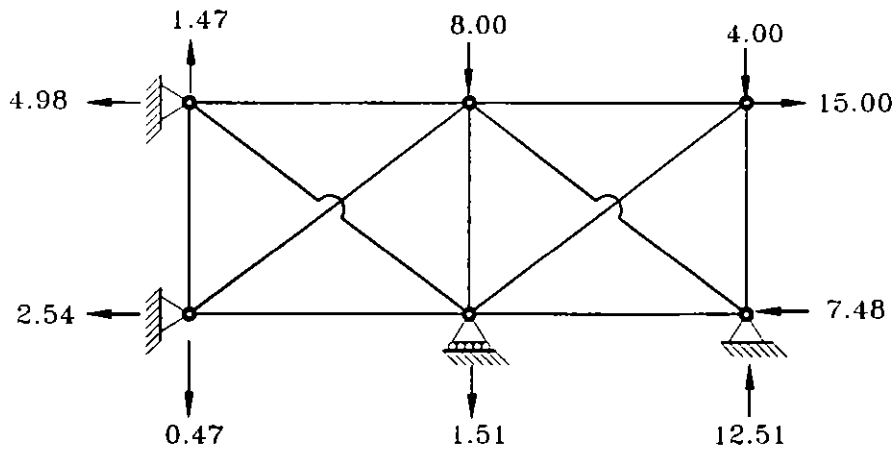
-4.98	<Rfx1>
1.47	<Rfy1>
-0.00	fx2
-8.00	fy2
15.00	fx3
-4.00	fy3
-2.54	<Rfx4>
-0.47	<Rfy4>
-0.00	fx5
-1.51	<Rfy5>
-7.48	<Rfx6>
12.51	<Rfy6>

FUERZAS AXIALES EN LAS BARRAS [ton]



CONVENCION: 
(TENSION)

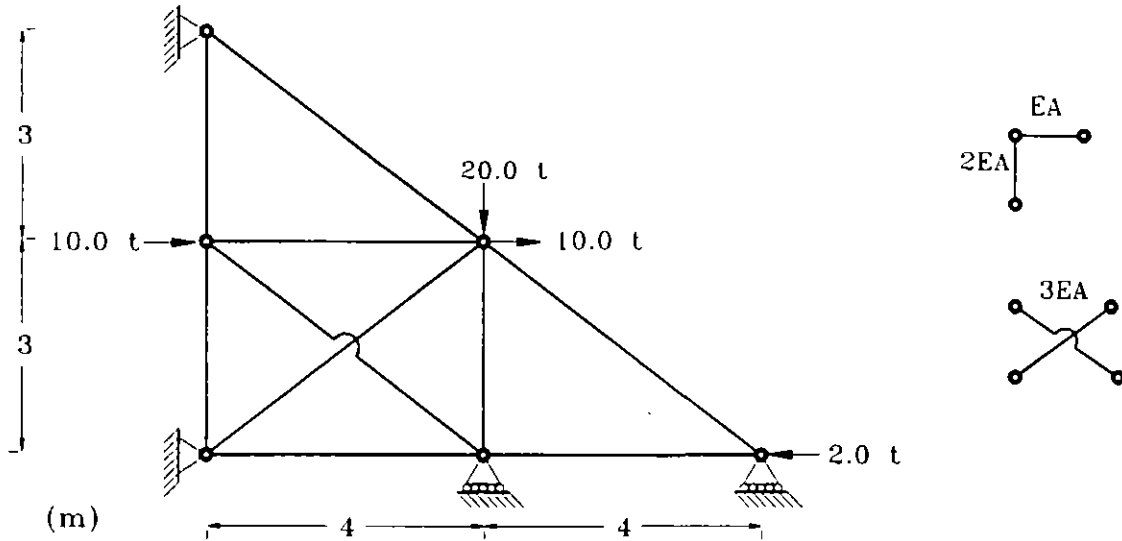
REACCIONES [ton]



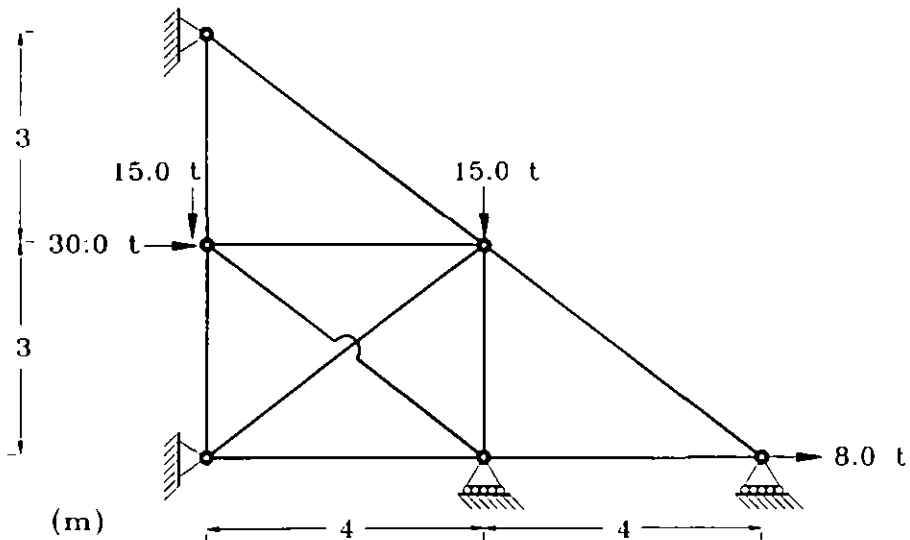
EJEMPLO No. 2

OBTENER LAS FUERZAS AXIALES EN LAS BARRAS DE LA SIGUIENTE ESTRUCTURA, ASICOMO SUS CORRESPONDIENTES REACCIONES PARA LAS DOS CONDICIONES DE CARGA QUE SE INDICAN.

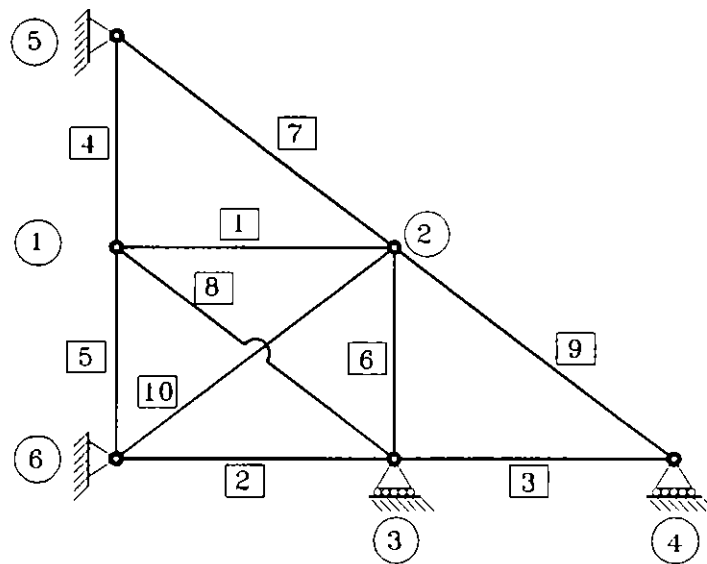
CONDICION DE CARGA No.1



CONDICION DE CARGA No.2



IDENTIFICACION DE NUDOS Y BARRAS



GRADO DE INDETERMINACION CINEMATICA = 6

SOLUCION NUMERICA DEL EJEMPLO No. 2

DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS - DICTYO - FACULTAD DE INGENIERIA - UNAM
sep-98 DEC_02

METODO DE LAS RIGIDEZES
EJEMPLO No. 02

MATRIZ DE CONTINUIDAD: [a]

dx1	dy1	dx2	dy2	dx3	dy3	dx4	dy4	dx5	dy5	dx6	dy6	e1	e2	e3	e4	e5	e6	e7	e8	e9	e10
-1.0000	0.0000	1.0000	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	e1	e2	e3	e4	e5	e6	e7	e8	e9	e10
0	0	0	0	1.0000	0.0000	0	0	0	0	-1.0000	0.0000	e1	e2	e3	e4	e5	e6	e7	e8	e9	e10
0	0	0	0	-1.0000	0.0000	1.0000	0.0000	0	0	0	0	e1	e2	e3	e4	e5	e6	e7	e8	e9	e10
0.0000	-1.0000	0	0	0	0	0	0	0.0000	1.0000	0	0	e1	e2	e3	e4	e5	e6	e7	e8	e9	e10
0.0000	1.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0.0000	-1.0000	e1	e2	e3	e4	e5	e6	e7	e8	e9	e10
0	0	0.0000	1.0000	0.0000	-1.0000	0	0	0	0	0	0	e1	e2	e3	e4	e5	e6	e7	e8	e9	e10
0	0	0.8000	-0.8000	0	0	0	0	-0.8000	0.8000	0	0	e1	e2	e3	e4	e5	e6	e7	e8	e9	e10
-0.8000	0.8000	0	0	0.8000	-0.8000	0	0	0	0	0	0	e1	e2	e3	e4	e5	e6	e7	e8	e9	e10
0	0	-0.8000	0.8000	0	0	0.8000	-0.8000	0	0	0	0	e1	e2	e3	e4	e5	e6	e7	e8	e9	e10
0	0	0.8000	0.8000	0	0	0	0	0	0	-0.8000	-0.8000	e1	e2	e3	e4	e5	e6	e7	e8	e9	e10

VECTOR DE FUERZAS EXTERNAS
EN LOS NUDOS: (F)

fx1	fy1	fx2	fy2	fx3	fy3	fx4	fy4	fx5	fy5	fx6	fy6
10	30	fx1									
0	-15	fy1									
10	0	fx2									
-20	-15	fy2									
0	0	fx3									
0	0	fy3									
-2	8	fx4									
0	0	fy4									
0	0	fx5									
0	0	fy5									
0	0	fx6									
0	0	fy6									

MATRIZ DE RIGIDEZ DE LAS BARRAS: [k]

k1	k2	k3	k4	k5	k6	k7	k8	k9	k10	
0.2500	0	0	0	0	0	0	0	0	0	k1
0	0.2500	0	0	0	0	0	0	0	0	k2
0	0	0.2500	0	0	0	0	0	0	0	k3
0	0	0	0.6667	0	0	0	0	0	0	k4
0	0	0	0	0.6667	0	0	0	0	0	k5
0	0	0	0	0	0.6667	0	0	0	0	k6
0	0	0	0	0	0	0.8000	0	0	0	k7
0	0	0	0	0	0	0	0.8000	0	0	k8
0	0	0	0	0	0	0	0	0.8000	0	k9
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.8000	k10

MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA: [K] = [a]^t * [k] * [a]

dx1	dy1	dx2	dy2	dx3	dy3	dx4	dy4	dx5	dy5	dx6	dy6	
0.63400	-0.29	-0.25	0.00	-0.38	0.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	dx1
-0.29	1.54933	0.00	0.00	0.29	-0.22	0.00	0.00	0.00	-0.67	0.00	-0.67	dy1
-0.25	0.00	1.40200	-0.29	0.00	0.00	-0.38	0.29	-0.38	0.29	-0.38	-0.29	dx2
0.00	0.00	-0.29	1.31487	0.00	-0.67	0.29	-0.22	0.29	-0.22	-0.29	-0.22	dy2
-0.38	0.29	0.00	0.00	0.88400	-0.29	-0.25	0.00	0.00	0.00	-0.25	0.00	dx3
0.29	-0.22	0.00	-0.67	-0.29	0.88287	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	dy3 = 0
0.00	0.00	-0.38	0.29	-0.25	0.00	0.63400	-0.29	0.00	0.00	0.00	0.00	dx4
0.00	0.00	0.29	-0.22	0.00	0.00	-0.29	0.21800	0.00	0.00	0.00	0.00	dy4 = 0
0.00	0.00	-0.38	0.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.38400	-0.29	0.00	0.00	dx5 = 0
0.00	-0.67	0.29	-0.22	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.29	0.88287	0.00	0.00	dy5 = 0
0.00	0.00	-0.38	-0.29	-0.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.63400	0.29	dx6 = 0
0.00	-0.67	-0.29	-0.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.29	0.88287	dy6 = 0

MATRIZ DE RIGIDEZ MODIFICADA DE LA ESTRUCTURA: [K]

dx1	dy1	dx2	dy2	dx3	dx4	
0.63400	-0.29	-0.25	0.00	-0.38	0.00	dx1
-0.29	1.54933	0.00	0.00	0.29	0.00	dy1
-0.25	0.00	1.40200	-0.29	0.00	-0.38	dx2
0.00	0.00	-0.29	1.31487	0.00	0.29	dy2
-0.38	0.29	0.00	0.00	0.88400	-0.25	dx3
0.00	0.00	-0.38	0.29	-0.25	0.63400	dx4

DESPLAZAMIENTOS DE LOS NUDOS:

(d) = [K]⁻¹ * (F)

38.50	93.78	dx1
2.81	-3.33	dy1
18.48	30.09	dx2
-18.80	-18.57	dy2
21.38	59.56	dx3
22.80	62.78	dx4

DESPLAZAMIENTOS DE LOS NUDOS MODIFICADOS: (d)

38.50	93.78	dx1
2.81	-3.33	dy1
18.48	30.09	dx2
-18.80	-18.57	dy2
21.38	59.56	dx3
0.00	0.00	dy3
22.80	62.78	dx4
0.00	0.00	dy4
0.00	0.00	dx5
0.00	0.00	dy5
0.00	0.00	dx6
0.00	0.00	dy6

DEFORMACIONES EN LAS BARRAS:

(e) = [a] * (d)

-20.02	-63.66	e1
21.38	59.56	e2
1.41	3.21	e3
-2.81	3.33	e4
2.81	-3.33	e5
-18.80	-18.57	e6
23.14	36.21	e7
-10.40	-29.36	e8
-4.80	15.00	e9
3.22	12.93	e10

FUERZAS AXIALES EN LAS BARRAS:

(p) = [k] * (e)

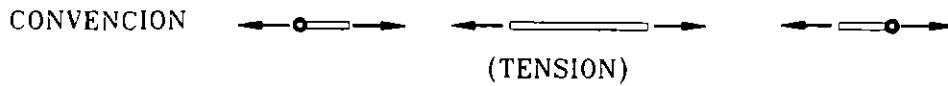
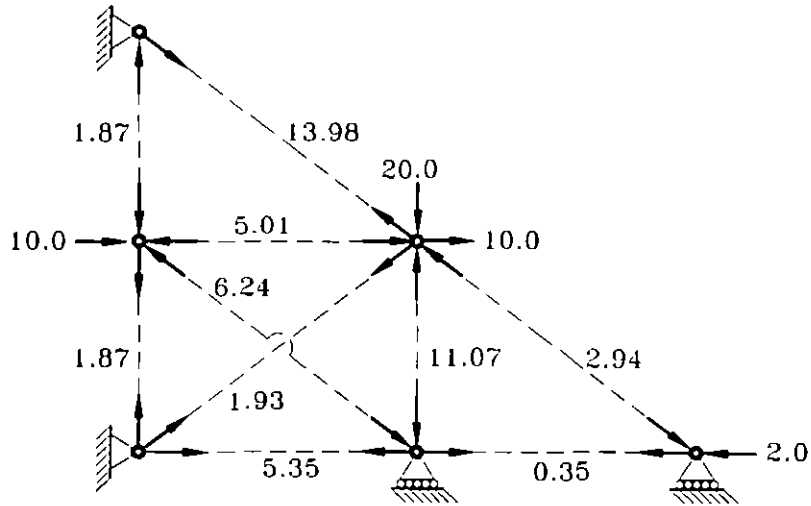
-5.01	-15.91	p1
5.36	14.89	p2
0.35	0.80	p3
-1.87	2.22	p4
1.67	-2.22	p5
-11.07	-12.38	p6
13.88	21.13	p7
-6.24	-17.81	p8
-2.94	9.00	p9
1.93	7.78	p10

COMPROBACION CON FUERZAS EXTERNAS

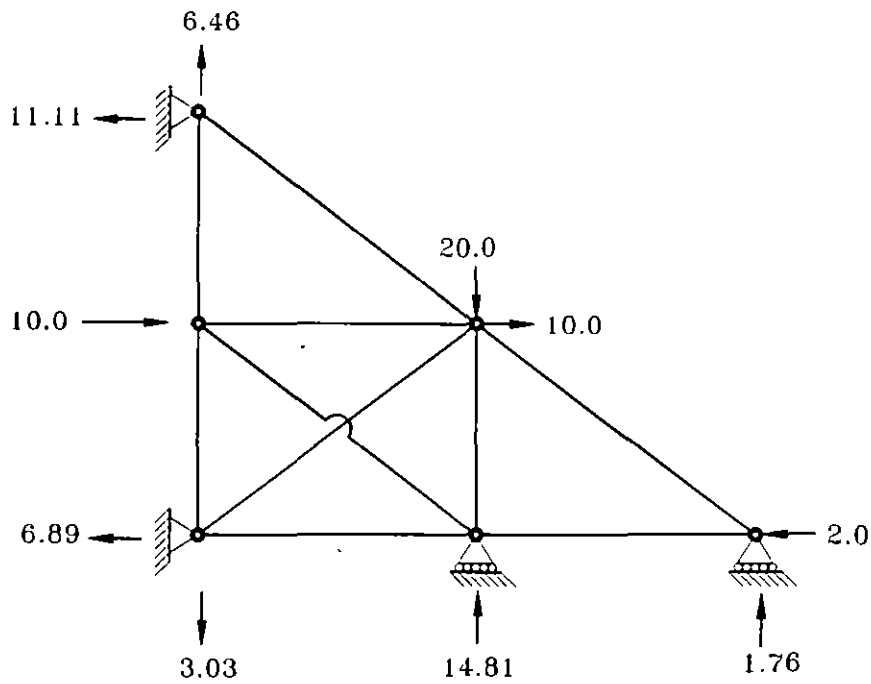
(F) = [a]^t * (p)

10.00	30.00	fx1
0.00	-15.00	fy1
10.00	0.00	fx2
-20.00	-15.00	fy2
0.00	0.00	fx3
14.81	22.94	<Ry3>
2.00	8.00	fx4
1.78	-5.40	<Ry4>
-11.11	-15.90	<Ry5>
6.48	14.89	<Ry5>
-6.88	-21.10	<Ry6>
-3.03	-2.44	<Ry6>

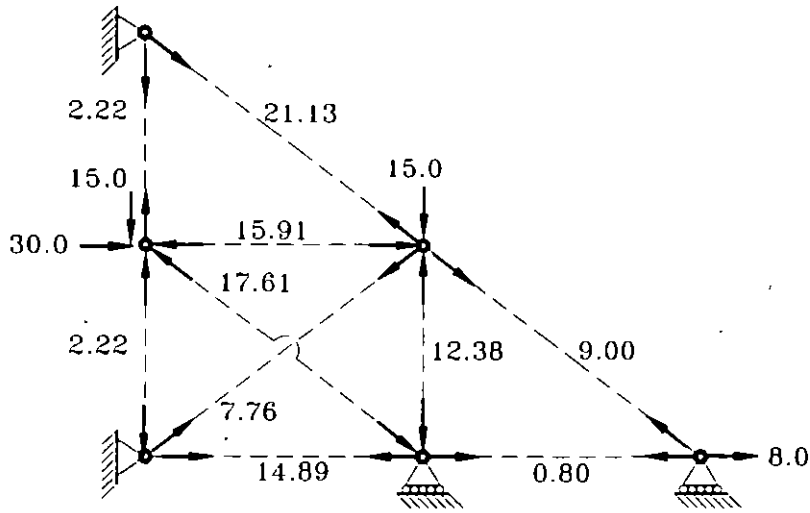
FUERZAS AXIALES EN LAS BARRAS, PARA LA CONDICION DE CARGA No.1 [ton]



REACCIONES DE LA CONDICION DE CARGA No.1 [ton]

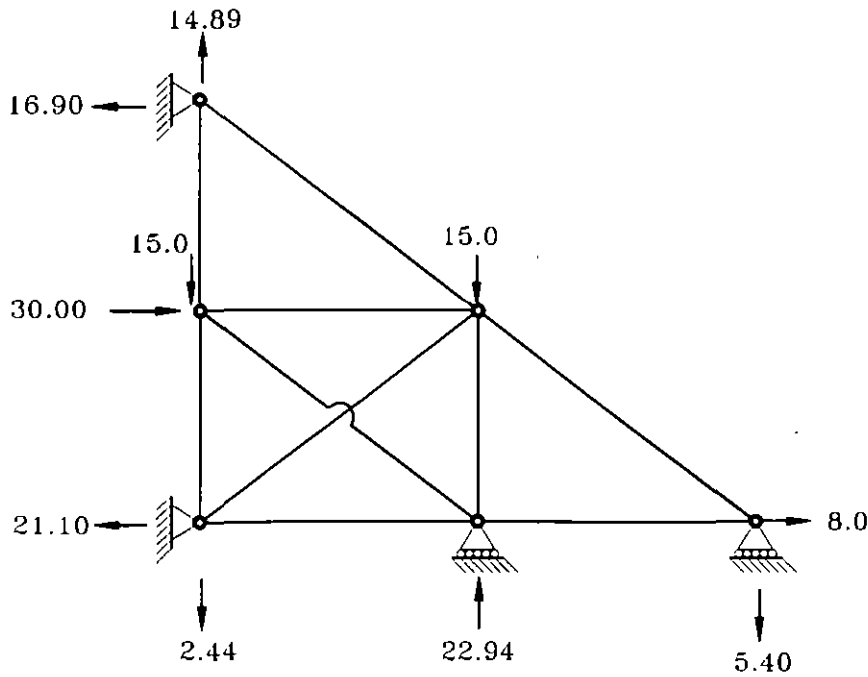


FUERZAS AXIALES EN LAS BARRAS, PARA LA CONDICION DE CARGA No.2 [ton]



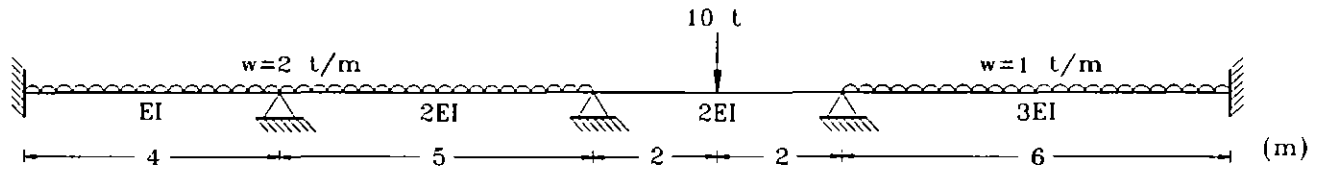
CONVENCION (TENSION)

REACCIONES DE LA CONDICION DE CARGA No.2 [ton]



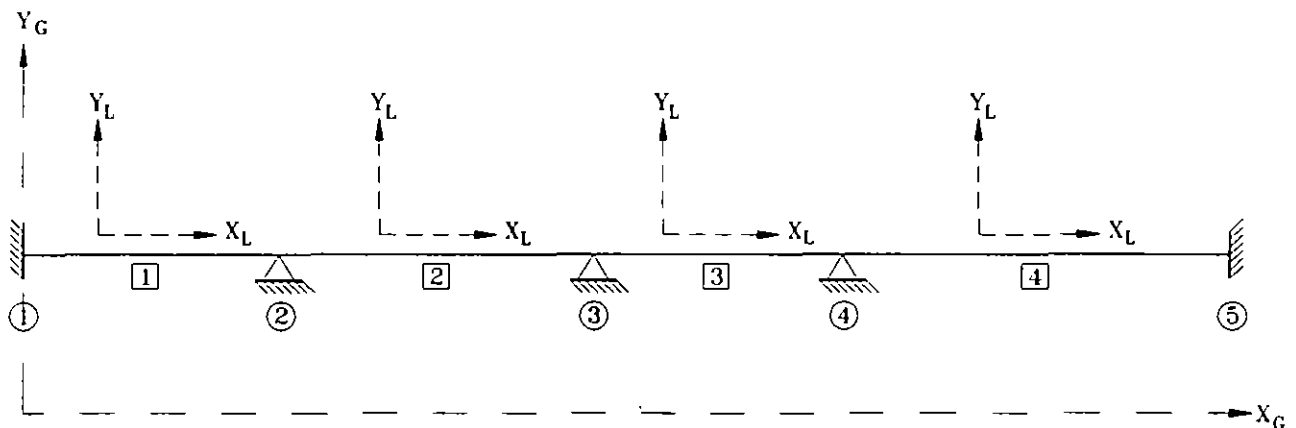
EJEMPLO No. 3

OBTENER LOS DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECANICOS DE LA SIGUIENTE ESTRUCTURA, ASI COMO SUS CORRESPONDIENTES REACCIONES.



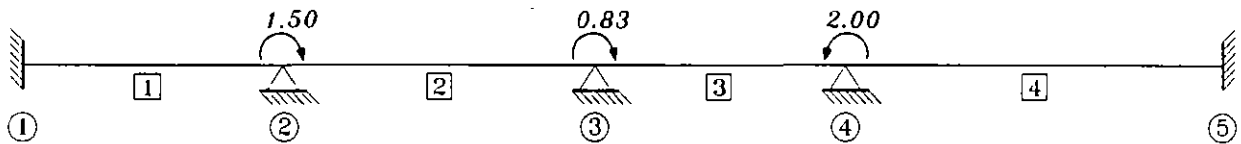
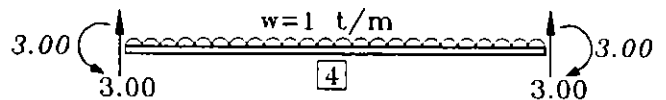
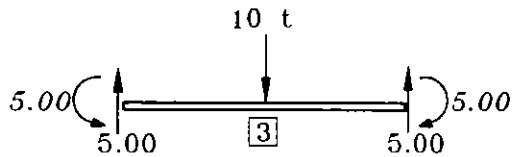
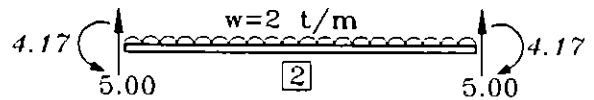
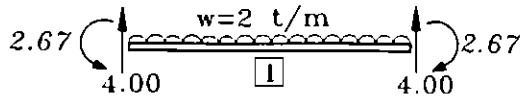
EA= cte.

IDENTIFICACION DE NUDOS Y BARRAS



GRADO DE INDETERMINACION CINEMATICA= 3

OBTENCION DE FUERZAS EN LOS NUDOS, DEBIDAS A CARGAS EN LAS BARRAS.



SOLUCION NUMERICA DEL EJEMPLO No. 3

DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS - DICTYG - FACULTAD DE INGENIERIA - UNAM
sep-88 DEC 83

METODO DE LAS RIGIDEZES
EJEMPLO No. 03

MATRIZ DE CONTINUIDAD: [a]

dx1	dy1	g1	dx2	dy2	g2	dx3	dy3	g3	dx4	dy4	g4	dx5	dy5	g5	VECTOR DE FUERZAS EXT. EN LOS NUDOS: {F}									
0.0000	-0.2500	-1.0000	0.0000	0.2500	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	ta1	0.00	ta2	9.00	ta3	9.00	ta4	9.00	ta5	9.00
0.0000	0.2500	0.0000	0.0000	-0.2500	1.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	tb1	-1.50	tb2	0.00	tb3	10.00	tb4	0.00	tb5	0.00
-1.0000	0.0000	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	tc1	0.00	tc2	-0.83	tc3	0.00	tc4	0.00	tc5	0.00
0	0	0	0.0000	-0.2000	-1.0000	0.0000	0.2000	0.0000	0	0	0	0	0	0	td1	0.00	td2	0.00	td3	0.00	td4	0.00	td5	0.00
0	0	0	0.0000	0.2000	0.0000	0.0000	-0.2000	1.0000	0	0	0	0	0	0	te1	0.00	te2	10.00	te3	0.00	te4	0.00	te5	0.00
0	0	0	-1.0000	0.0000	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000	0	0	0	0	0	0	tf1	0.00	tf2	-0.83	tf3	0.00	tf4	0.00	tf5	0.00
0	0	0	0	0	0	0	0.0000	-0.2500	-1.0000	0.0000	0.2500	0.0000	0	0	tg1	0.00	tg2	0.00	tg3	0.00	tg4	0.00	tg5	0.00
0	0	0	0	0	0	0.0000	0.2500	0.0000	0.0000	0.0000	-0.2500	1.0000	0	0	th1	0.00	th2	0.00	th3	0.00	th4	0.00	th5	0.00
0	0	0	0	0	0	-1.0000	0.0000	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000	0	0	0	ti1	2.00	ti2	2.00	ti3	2.00	ti4	2.00	ti5	2.00
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.0000	-0.1887	-1.0000	0.0000	0.1887	ta4	0.0000	ta5	0.0000	ta6	0.0000	ta7	0.0000	ta8	0.0000
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.0000	0.1887	0.0000	0.0000	-0.1887	tb4	0.0000	tb5	0.0000	tb6	0.0000	tb7	0.0000	tb8	0.0000
0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1.0000	0.0000	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000	tc4	0.0000	tc5	0.0000	tc6	0.0000	tc7	0.0000	tc8	0.0000

MATRIZ DE RIGIDEZ DE LAS BARRAS: [k]

1.0000	-0.5000	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	k1	
-0.5000	1.0000	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	k2	
0.0000	0.0000	0.2500	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	k3	
0	0	0	1.8000	-0.8000	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	k4	
0	0	0	-0.8000	1.8000	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	k5	
0	0	0	0.0000	0.0000	0.2000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	k6	
0	0	0	0	0	0	2.0000	-1.0000	0.0000	0	0	0	0	0	0	k7	
0	0	0	0	0	0	-1.0000	2.0000	0.0000	0	0	0	0	0	0	k8	
0	0	0	0	0	0	0.0000	0.0000	0.2500	0	0	0	0	0	0	k9	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	2.0000	-1.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	k10	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1.0000	2.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	k11	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.0000	0.0000	0.1887	0.0000	0.0000	0.1887	k12	

MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA: [K] = [a] * [k] * [a]

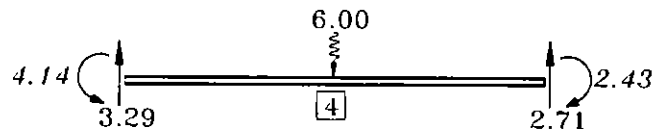
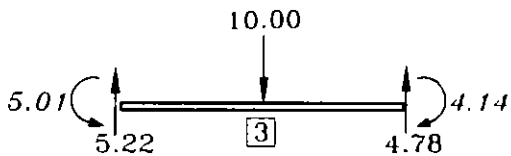
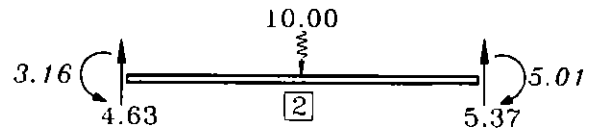
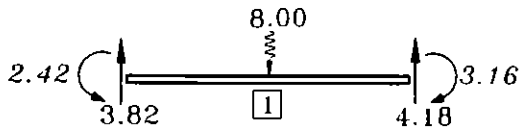
dx1	dy1	g1	dx2	dy2	g2	dx3	dy3	g3	dx4	dy4	g4	dx5	dy5	g5	dx1	dy1	g1	dx2	dy2	g2	dx3	dy3	g3	dx4	dy4	g4	dx5	dy5	g5
0.25000	0.00	0.00	-0.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	dx1	= 0													
0.00	0.18750	0.38	0.00	-0.18	0.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	dy1	= 0													
0.00	0.38	1.00000	0.00	-0.38	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	g1	= 0													
-0.25	0.00	0.00	0.45000	0.00	0.00	-0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	dx2	= 0													
0.00	-0.18	-0.38	0.00	0.37500	0.11	0.00	-0.18	0.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	dy2	= 0													
0.00	0.38	0.50	0.00	0.11	2.60000	0.00	-0.48	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	g2	= 0													
0.00	0.00	0.00	-0.20	0.00	0.00	0.45000	0.00	0.00	-0.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	dx3	= 0													
0.00	0.00	0.00	0.00	-0.18	-0.48	0.00	0.56700	0.27	0.00	-0.38	0.75	0.00	0.00	0.00	dy3	= 0													
0.00	0.00	0.00	0.00	0.48	0.80	0.00	0.27	3.60000	0.00	-0.75	1.00	0.00	0.00	0.00	g3	= 0													
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.25	0.00	0.00	0.41667	0.00	0.00	-0.17	0.00	dx4	= 0													
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.38	-0.75	0.00	0.54167	-0.25	0.00	-0.17	dy4	= 0													
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	1.00	0.00	-0.25	4.00000	0.00	-0.50	1.00	g4	= 0													
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.17	0.00	0.00	0.16667	0.00	0.00	dx5	= 0													
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.17	-0.50	0.00	0.16667	-0.50	0.00	dy5	= 0													
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	1.00	0.00	-0.50	2.00000	g5	= 0													

MATRIZ DE RIGIDEZ MODIFICADA DE LA ESTRUCTURA: [K]

g2	g3	g4	g2	g3	g4
2.60000	0.80	0.00	g2		
0.80	3.60000	1.00	g3		
0.00	1.00	4.00000	g4		

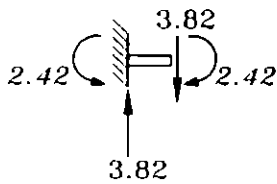
DESPLAZAMIENTOS DE LOS NUDOS: {d} = [K] ⁻¹ * {F}	DESPLAZAMIENTOS DE LOS NUDOS MODIFICADO: {d}	DEFORMACIONES EN LAS BARRAS: {e} = [a] * {d}	ELEM. MECANICOS EN LAS BARRAS: {p} = [k] * {e}	MOMENTOS FLEX. EN LAS BARRAS: {po}	MOMENTOS FINALES EN LAS BARRAS: {pf} = {p} + {po}	COMPROBACION CON FUERZAS EXTERNAS {F} = [a] ^T * {p}			
-0.49	g2	0.00	dx1	0.00	ta1	0.00	<Rn1>		
-0.28	g3	0.00	dy1	-0.49	tb1	-0.18	4.00	3.82	<Ry1>
0.57	g4	0.00	g1	0.00	tc1	-0.25	2.67	2.42	<m1>
		0.00	dx2	0.49	ta2	0.00		0.00	<Rn2>
		0.00	dy2	-0.28	tb2	-0.84	9.00	8.81	<Ry2>
		-0.49	g2	0.00	tc2	-1.50		-1.50	m2
		0.00	dx3	0.28	ta3	-0.01		-0.01	<Rn3>
		0.00	dy3	0.57	tb3	-5.00	10.00	10.59	<Ry3>
		-0.28	g3	0.00	tc3	-0.83		-0.83	m3
		0.00	dx4	-0.57	ta4	-1.14		-1.14	<Rn4>
		0.00	dy4	0.00	tb4	0.57	8.00	8.07	<Ry4>
		0.57	g4	0.00	tc4	2.00		2.00	m4
		0.00	dx5			0.00		0.00	<Rn5>
		0.00	dy5			-0.28	3.00	2.72	<Ry5>
		0.00	g5			0.57	-3.00	-2.43	<m5>

DIAGRAMAS DE CUERPO LIBRE DE LAS BARRAS EN COORDENADAS LOCALES.

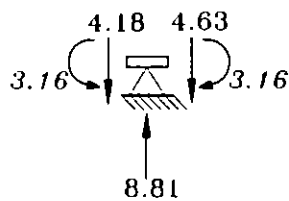


DIAGRAMAS DE CUERPO LIBRE DE LOS NUDOS LIBRES, EN COORDENADAS GLOBALES.

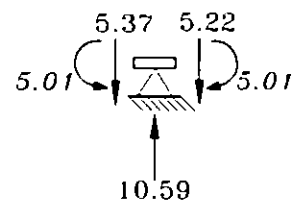
NUDO ①



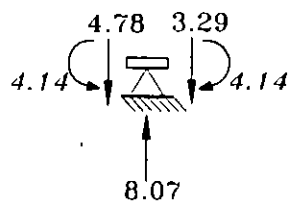
NUDO ②



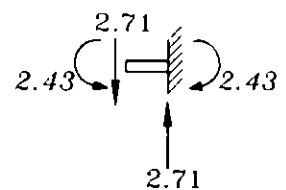
NUDO ③



NUDO ④



NUDO ⑤



DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECANICOS.

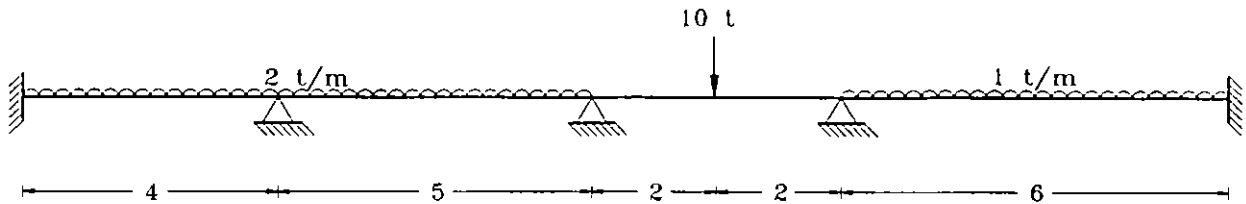


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE [ton-met]

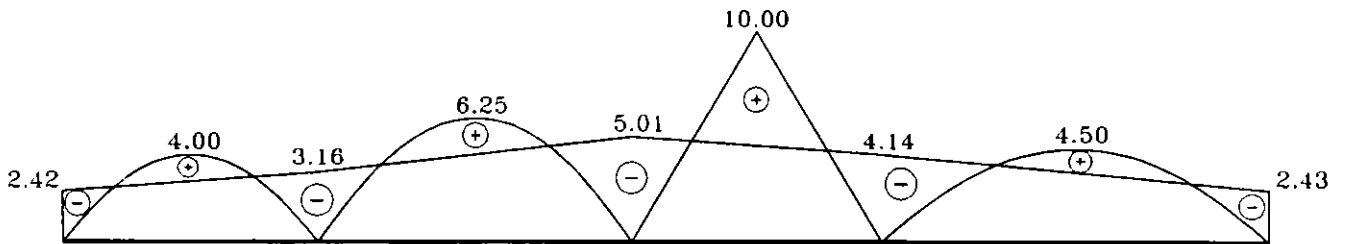
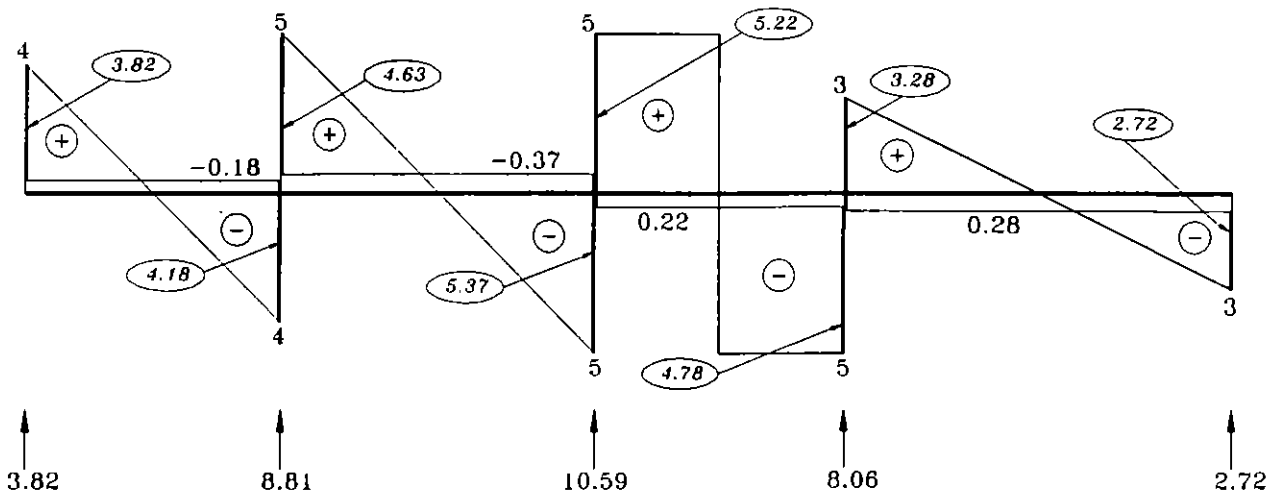
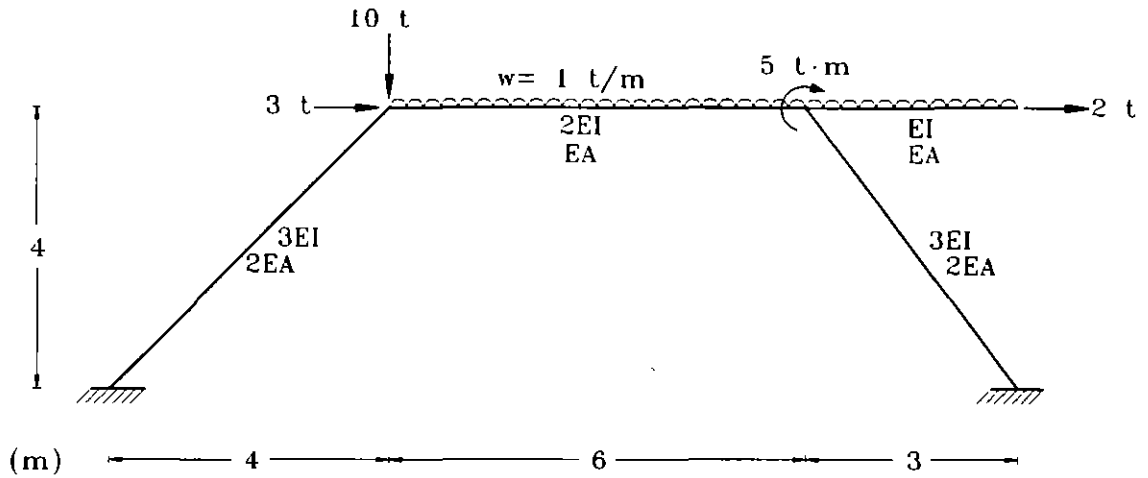


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE [ton]

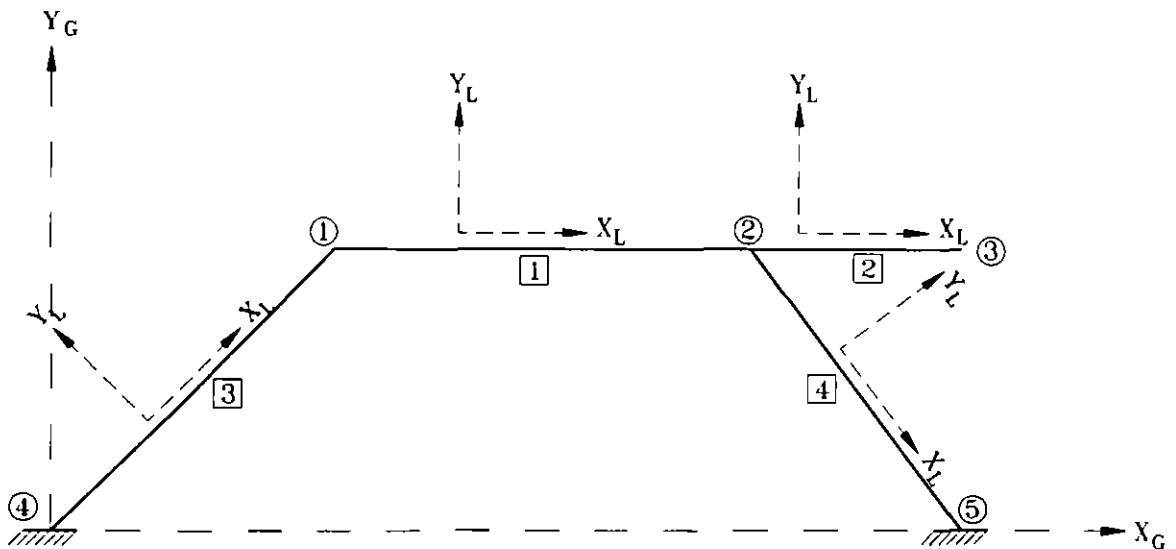


EJEMPLO No. 4

OBTENER LOS DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECANICOS DE LA SIGUIENTE ESTRUCTURA, ASI COMO SUS CORRESPONDIENTES REACCIONES.

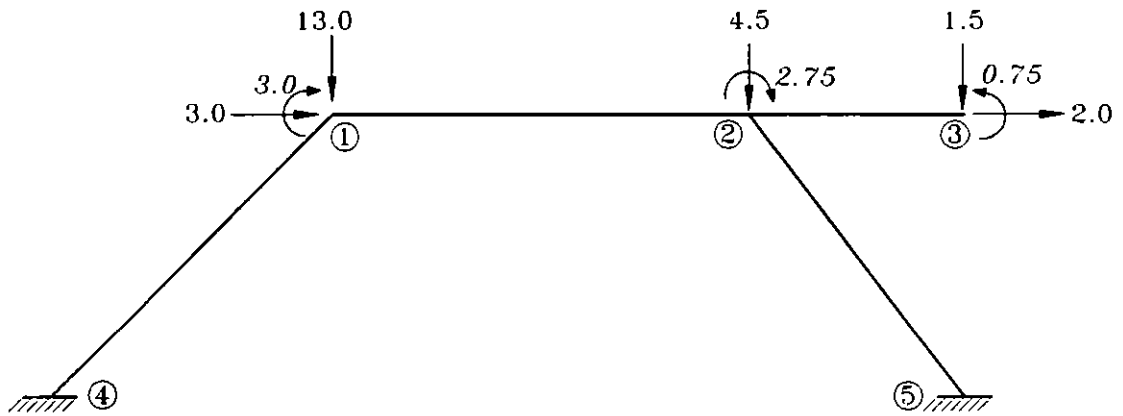
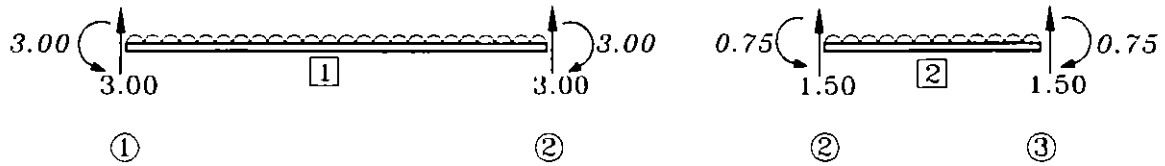


IDENTIFICACION DE NUDOS Y BARRAS



GRADO DE INDETERMINACION CINEMATICA = 9

OBTENCION DE FUERZAS EN LOS NUDOS, DEBIDAS A CARGAS EN LAS BARRAS.



SOLUCION NUMERICA DEL EJEMPLO No. 4

DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS - DICTYO - FACULTAD DE INGENIERIA - UNAM
sep-98 DEC_04

METODO DE LAS RIGIDECES
EJEMPLO No. 04

MATRIZ DE CONTINUIDAD: [a]

VECTOR DE FUERZAS EXT.
EN LOS NUDOS: (F)

dx1	dy1	g1	dx2	dy2	g2	dx3	dy3	g3	dx4	dy4	g4	dx5	dy5	g5		
0.0000	-0.1867	-1.0000	0.0000	0.1867	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	ta1	3.00
0.0000	0.1867	0.0000	0.0000	-0.1867	1.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	tb1	-13.00
-1.0000	0.0000	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	e1	-3.00
0	0	0	0.0000	-0.3333	-1.0000	0.0000	0.3333	0.0000	0	0	0	0	0	0	ta2	0.00
0	0	0	0.0000	0.3333	0.0000	0.0000	-0.3333	1.0000	0	0	0	0	0	0	tb2	-4.50
0	0	0	-1.0000	0.0000	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000	0	0	0	0	0	0	e2	-2.75
-0.1250	0.1250	0.0000	0	0	0	0	0	0	0.1250	-0.1250	-1.0000	0	0	0	ta3	2.00
0.1250	-0.1250	1.0000	0	0	0	0	0	0	-0.1250	0.1250	0.0000	0	0	0	tb3	-1.50
0.7071	0.7071	0.0000	0	0	0	0	0	0	-0.7071	-0.7071	0.0000	0	0	0	e3	0.75
0	0	0	-0.1800	-0.1200	-1.0000	0	0	0	0	0	0	0.1800	0.1200	0.0000	ta4	0.00
0	0	0	0.1800	0.1200	0.0000	0	0	0	0	0	0	-0.1800	-0.1200	1.0000	tb4	0.00
0	0	0	-0.8000	0.8000	0.0000	0	0	0	0	0	0	0.8000	-0.8000	0.0000	e4	0.00

MATRIZ DE RIGIDEZ DE LAS BARRAS: [k]

1.3333	-0.6667	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
-0.6667	1.3333	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	k1	
0.0000	0.0000	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
0	0	0	1.3333	-0.6667	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
0	0	0	-0.6667	1.3333	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	k2	
0	0	0	0.0000	0.0000	0.3333	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
0	0	0	0	0	0	2.1213	-1.0607	0.0000	0	0	0	0	0	0		
0	0	0	0	0	0	-1.0607	2.1213	0.0000	0	0	0	0	0	0	k3	
0	0	0	0	0	0	0.0000	0.0000	0.3536	0	0	0	0	0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	2.4000	-1.2000	0.0000	0	0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1.2000	2.4000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	k4	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.0000	0.0000	0.4000	0	0	0		

MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA: [K] = [a]*[k]*[a]

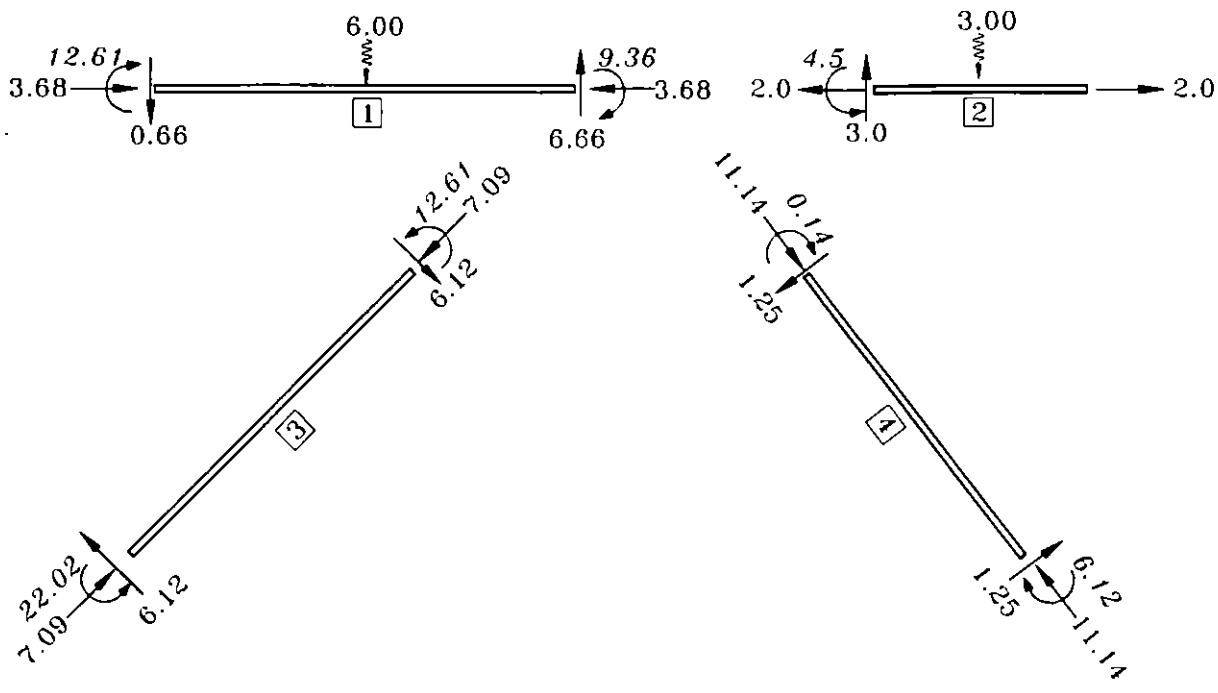
dx1	dy1	g1	dx2	dy2	g2	dx3	dy3	g3	dx4	dy4	g4	dx5	dy5	g5		
0.44287	0.08	0.40	-0.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.28	-0.08	0.40	0.00	0.00	0.00	dx1	
0.08	0.38732	-0.08	0.00	-0.11	0.33	0.00	0.00	0.00	-0.08	-0.28	-0.40	0.00	0.00	0.00	dy1	
0.40	-0.08	3.45486	0.00	-0.33	0.67	0.00	0.00	0.00	-0.40	0.40	1.08	0.00	0.00	0.00	g1	
-0.17	0.00	0.00	0.82832	-0.06	0.58	-0.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.33	0.06	0.68	dx2	
0.00	-0.11	-0.33	-0.06	0.91524	0.77	0.00	-0.44	0.67	0.00	0.00	0.00	0.06	-0.36	0.43	dy2	
0.00	0.33	0.67	0.68	0.77	5.08867	0.00	-0.67	0.67	0.00	0.00	0.00	-0.58	-0.43	1.20	g2	
0.00	0.00	0.00	-0.33	0.00	0.00	0.33333	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	dx3	
0.00	0.00	0.00	0.00	-0.44	-0.67	0.00	0.44444	-0.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	dy3	
0.00	0.00	0.00	0.00	0.67	0.67	0.00	-0.67	1.33333	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	g3	
-0.28	-0.08	-0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.27821	0.08	-0.40	0.00	0.00	0.00	dx4	= 0
-0.08	-0.28	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.08	0.27821	0.40	0.00	0.00	0.00	dy4	= 0
0.40	-0.40	1.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.40	0.40	2.12132	0.00	0.00	0.00	g4	= 0
0.00	0.00	0.00	-0.33	0.06	-0.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.32832	-0.06	-0.58	0.68	dx5	= 0
0.00	0.00	0.00	0.06	-0.36	-0.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.06	0.36888	-0.43	dy5	= 0
0.00	0.00	0.00	0.58	0.43	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.58	-0.43	2.40000	g5	= 0

MATRIZ DE RIGIDEZ MODIFICADA DE LA ESTRUCTURA: [K]

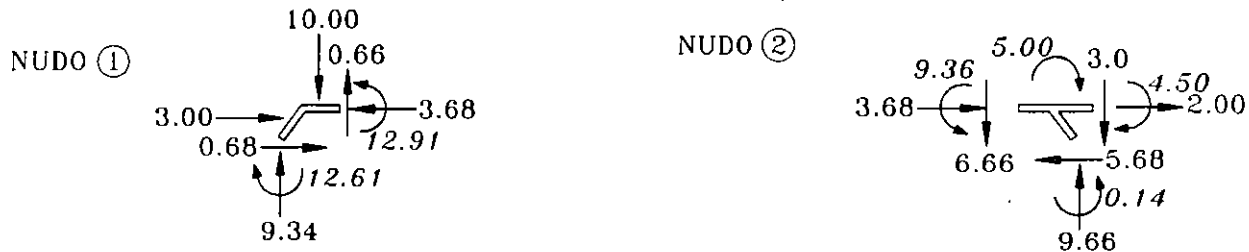
dx1	dy1	g1	dx2	dy2	g2	dx3	dy3	g3		
0.44287	0.08	0.40	-0.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	dx1	
0.08	0.38732	-0.08	0.00	-0.11	0.33	0.00	0.00	0.00	dy1	
0.40	-0.08	3.45486	0.00	-0.33	0.67	0.00	0.00	0.00	g1	
-0.17	0.00	0.00	0.82832	-0.06	0.58	-0.33	0.00	0.00	dx2	
0.00	-0.11	-0.33	-0.06	0.91524	0.77	0.00	-0.44	0.67	dy2	
0.00	0.33	0.67	0.68	0.77	5.08867	0.00	-0.67	0.67	g2	
0.00	0.00	0.00	-0.33	0.00	0.00	0.33333	0.00	0.00	dx3	
0.00	0.00	0.00	0.00	-0.44	-0.67	0.00	0.44444	-0.67	dy3	
0.00	0.00	0.00	0.00	0.67	0.67	0.00	-0.67	1.33333	g3	

DESPLAZAMIENTOS DE LOS NUDOS: (d) = [K]^-1*(F)	DESPLAZAMIENTOS DE LOS NUDOS MODIFICADO: (d)	DEFORMACIONES EN LAS BARRAS: (e) = [a] * (d)	ELEM. MECANICOS EN LAS BARRAS: (p) = [k] * (e)	MOMENTOS FLEX. EN LAS BARRAS: (po)	MOMENTOS FINALES EN LAS BARRAS: (pf) = (p) + (po)	COMPROBACION CON FUERZAS EXTERNAS (F) = [a] * (d)						
25.34	dx1	25.34	dx1	12.42	ta1	15.61	ma1	-3.00	12.61	ma1	3.00	fx1
-53.68	dy1	-53.68	dy1	1.44	tb1	-8.36	mb1	-3.00	-9.36	mb1	-13.00	fy1
-8.87	g1	-8.87	g1	-22.09	e1	-3.68	n1		-3.68	n1	-3.00	m1
3.25	dx2	3.25	dx2	-3.38	ta2	-3.75	ma2	-0.75	-4.50	ma2	0.00	fx2
-32.37	dy2	-32.37	dy2	-1.13	tb2	0.75	mb2	-0.75	-0.00	mb2	-4.50	fy2
4.98	g2	4.98	g2	6.00	e2	2.00	n2		-2.00	n2	-2.75	m2
9.25	dx3	9.25	dx3	-9.88	ta3	-22.02	ma3		-22.02	ma3	2.00	fx3
-27.52	dy3	-27.52	dy3	1.00	tb3	12.81	mb3		12.81	mb3	-1.50	fy3
0.48	g3	0.48	g3	-20.04	e3	-7.09	n3		-7.09	n3	0.75	m3
		0.00	dx4	-1.63	ta4	0.14	ma4		0.14	ma4	0.00	<R4>
		0.00	dy4	-3.38	tb4	-8.12	mb4		-8.12	mb4	9.34	<R4>
		0.00	g4	-27.85	e4	-11.14	n4		-11.14	n4	22.02	<R4>
		0.00	dx5								-5.68	<R5>
		0.00	dy5								9.88	<R5>
		0.00	g5								-8.12	<R5>

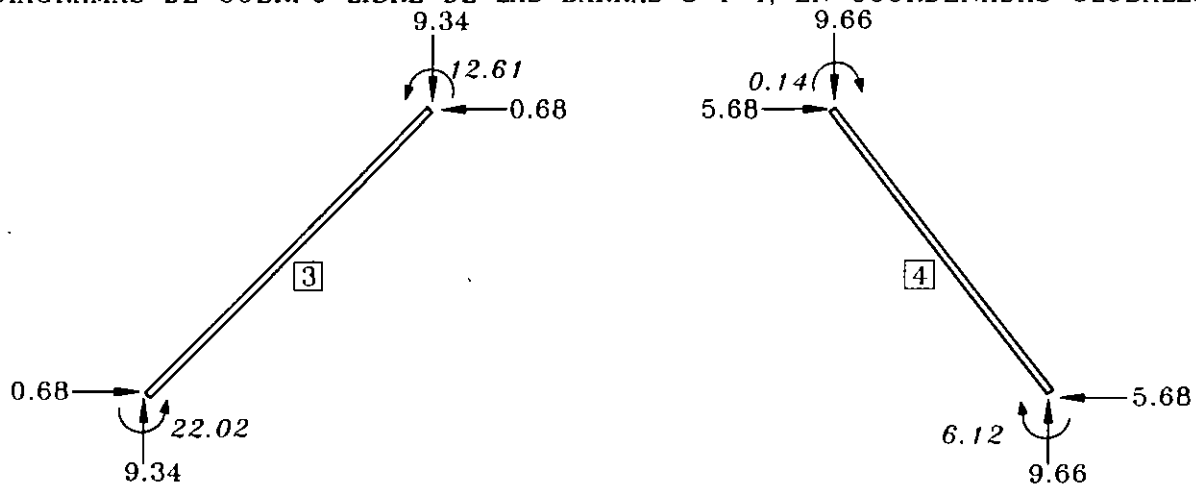
DIAGRAMAS DE CUERPO LIBRE DE LAS BARRAS EN COORDENADAS LOCALES.



DIAGRAMAS DE CUERPO LIBRE DE LOS NUDOS LIBRES, EN COORDENADAS GLOBALES.



DIAGRAMAS DE CUERPO LIBRE DE LAS BARRAS 3 Y 4, EN COORDENADAS GLOBALES.



DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECANICOS

DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE [ton-met]

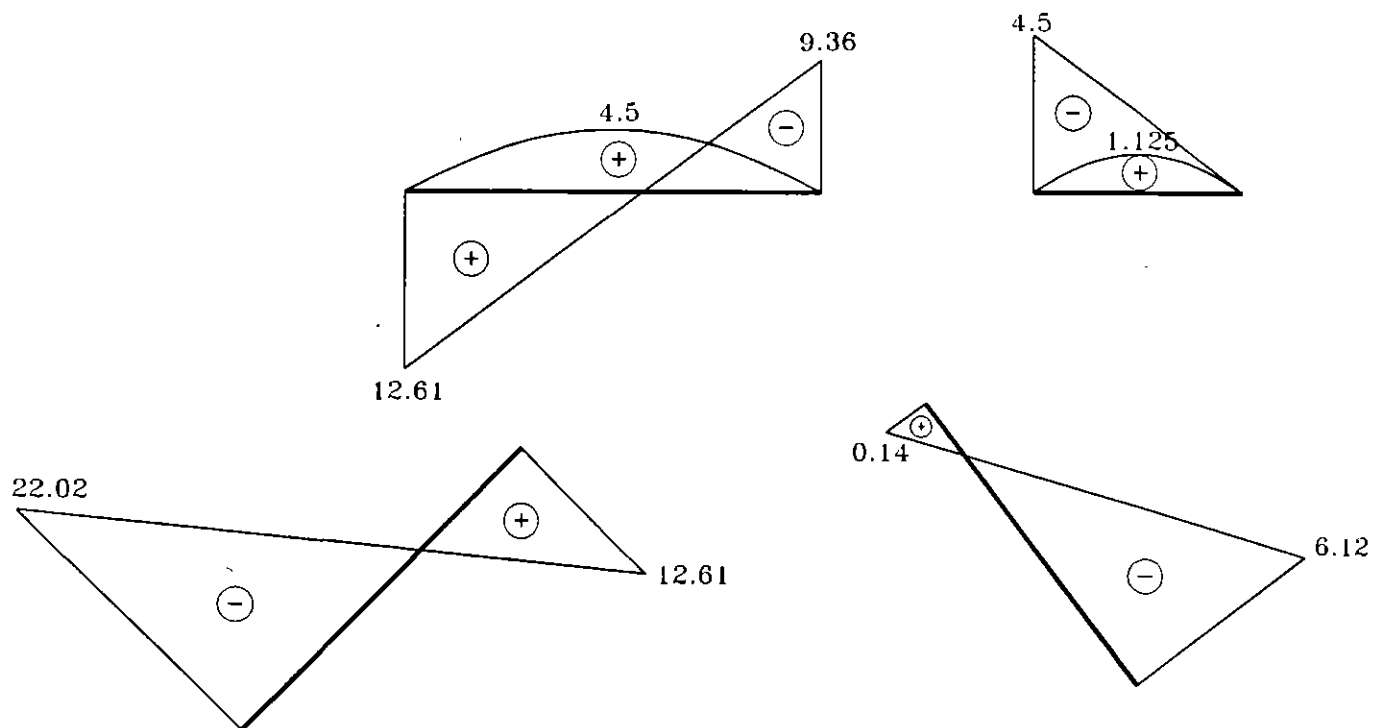


DIAGRAMA DE FUERZA AXIAL [ton]

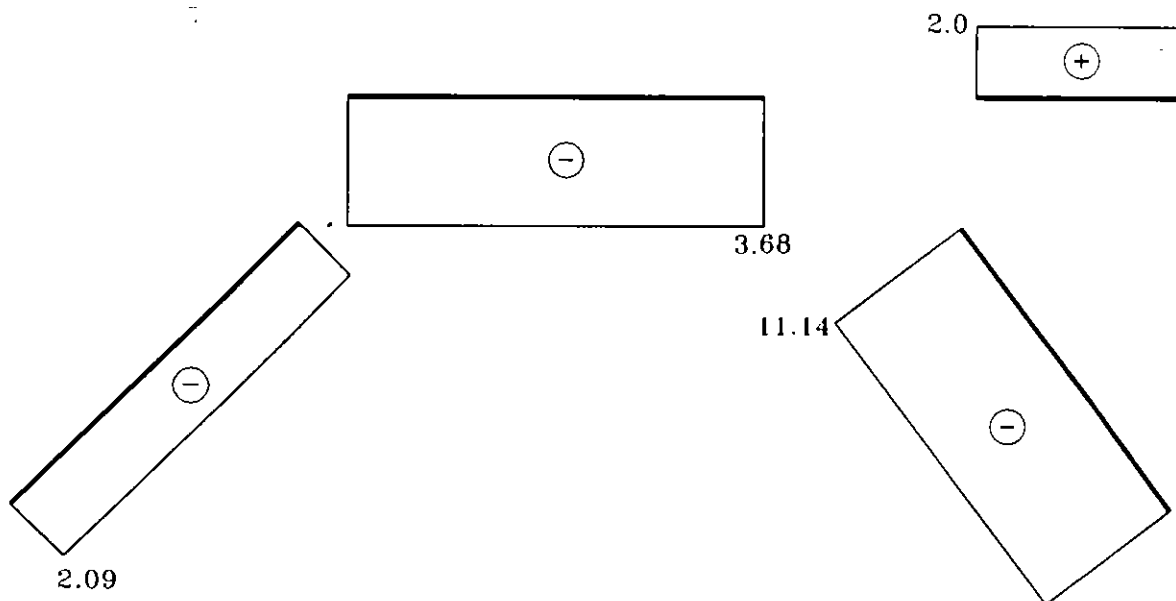
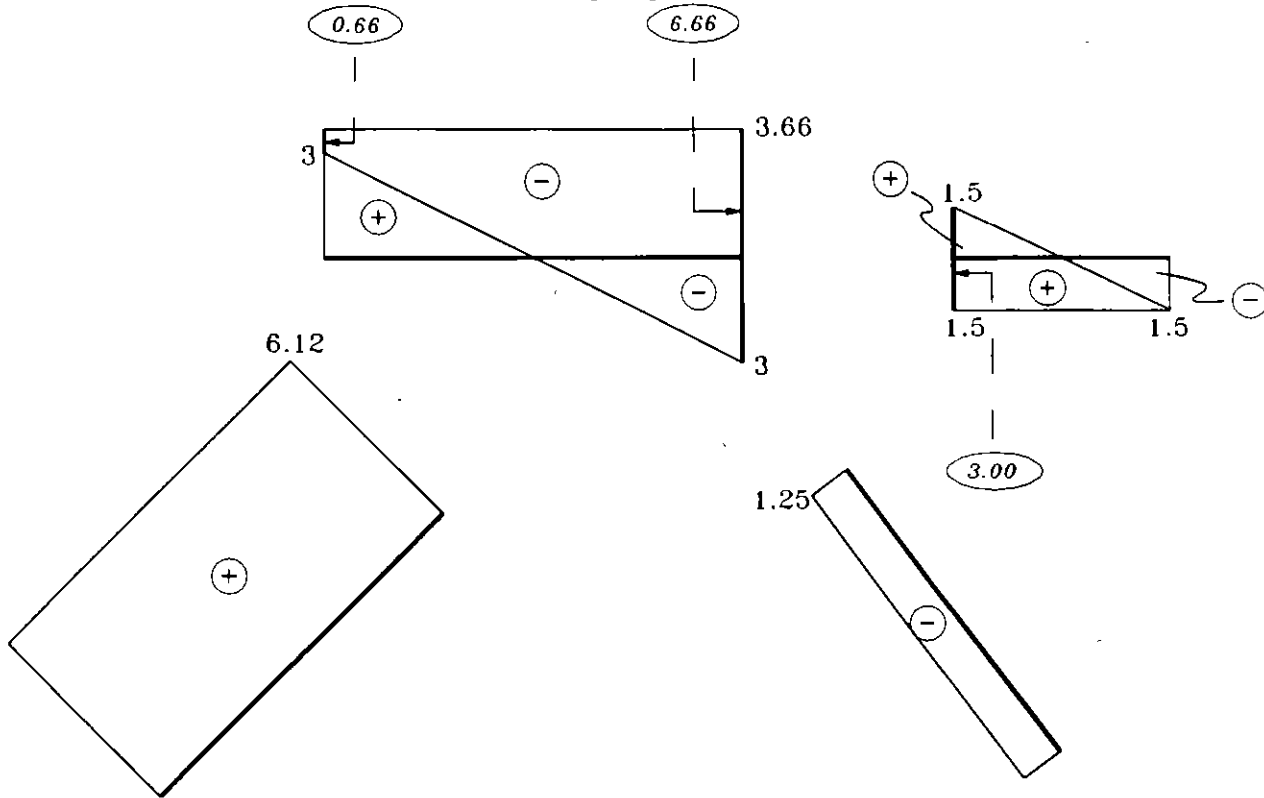
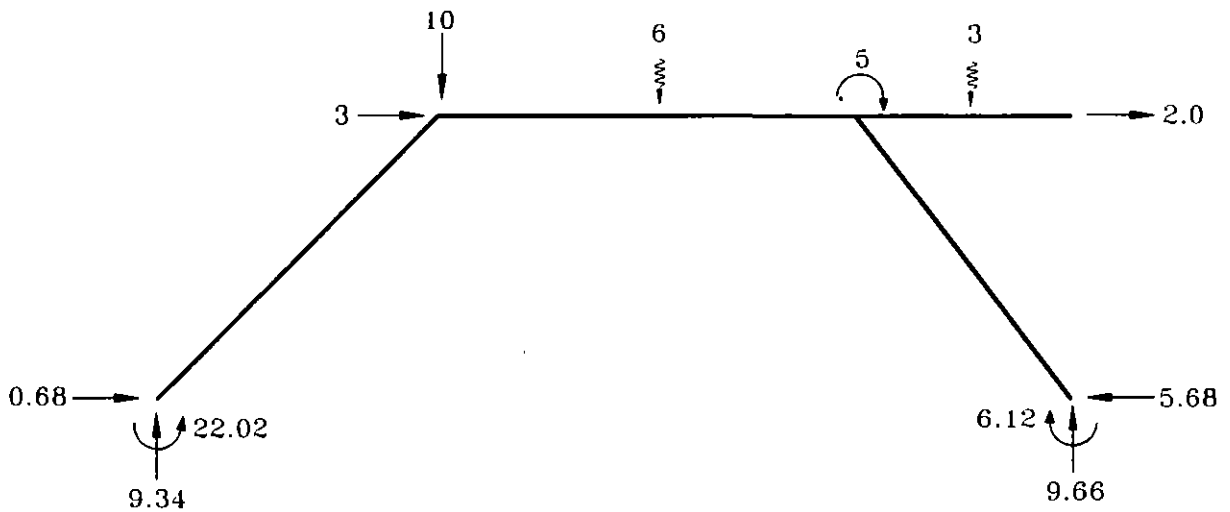


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE [ton]

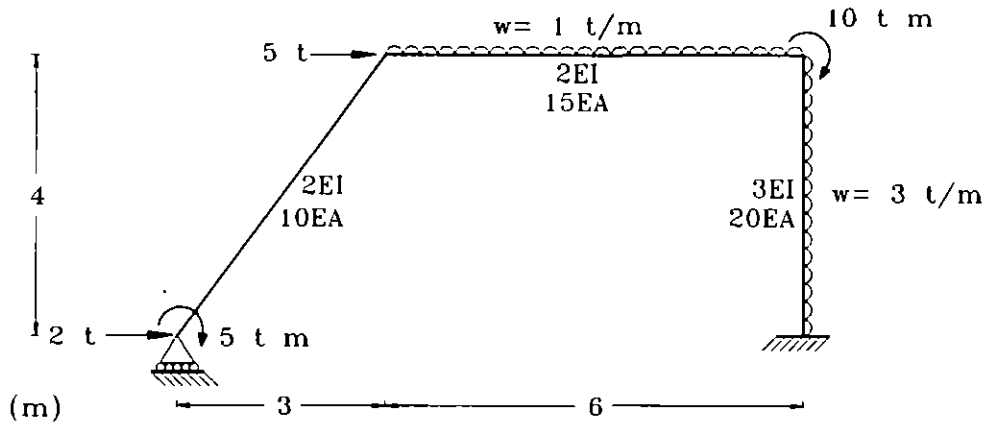


REACCIONES:

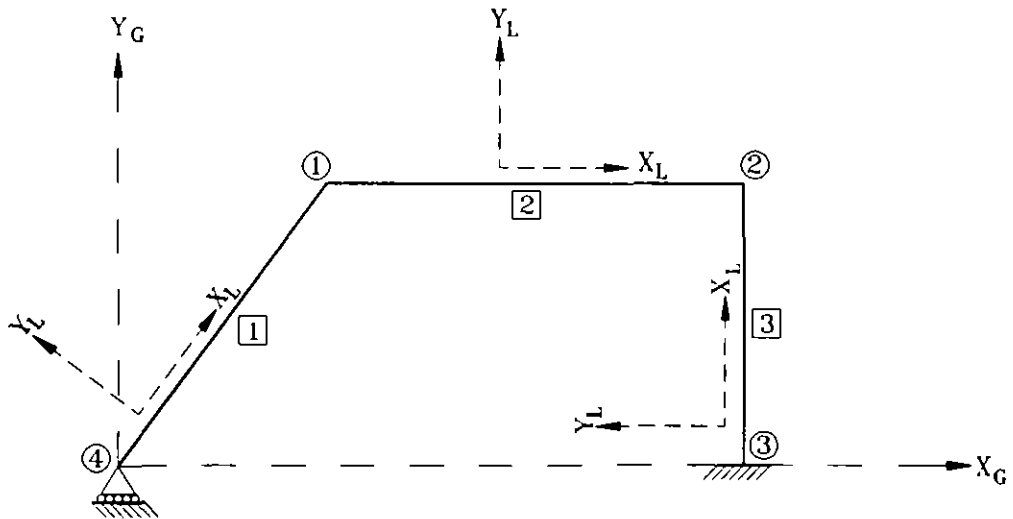


EJEMPLO No. 5

OBTENER LOS DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECANICOS DE LA SIGUIENTE ESTRUCTURA, ASI COMO SUS CORRESPONDIENTES REACCIONES.

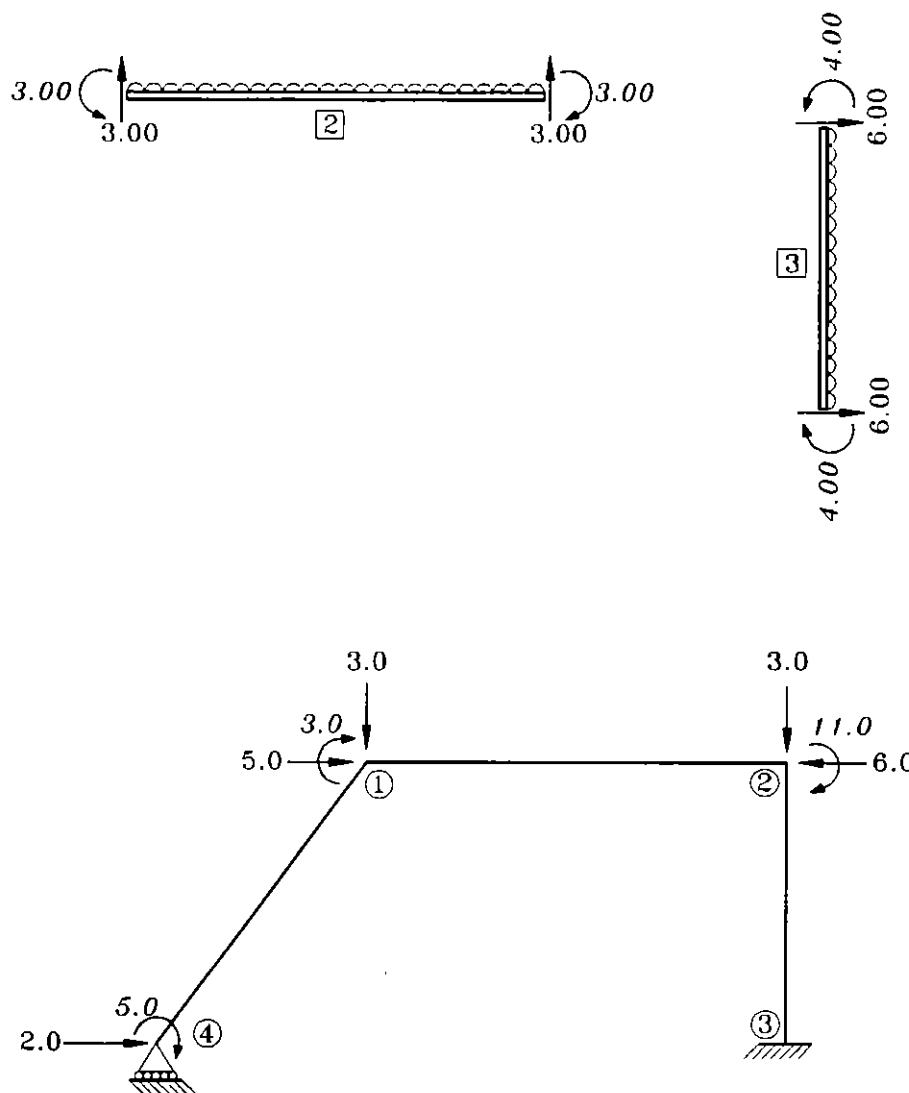


IDENTIFICACION DE NUDOS Y BARRAS



GRADO DE INDETERMINACION CINEMATICA= 8

OBTENCION DE FUERZAS EN LOS NUDOS, DEBIDAS A CARGAS EN LAS BARRAS.



SOLUCION NUMERICA DEL EJEMPLO No. 5

DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS - OICTyQ - FACULTAD DE INGENIERIA - UNAM
sep-96 DEC_06

METODO DE LAS RIGIDECES
EJEMPLO No. 06

MATRIZ DE CONTINUIDAD: [a]

dx1	dy1	g1	dx2	dy2	g2	dx3	dy3	g3	dx4	dy4	g4	VECTOR DE FUERZAS EXT. EN LOS NUDOS: {F}		
-0.1800	0.1200	0.0000	0	0	0	0	0	0	0.1800	-0.1200	-1.0000	ta1	5.0	fx1
0.1800	-0.1200	1.0000	0	0	0	0	0	0	-0.1800	0.1200	0.0000	tb1	-3.0	fy1
0.8000	0.8000	0.0000	0	0	0	0	0	0	-0.8000	-0.8000	0.0000	e1	-3.0	m1
0.0000	-0.1887	-1.0000	0.0000	0.1887	0.0000	0	0	0	0	0	0	ta2	-8.0	fx2
0.0000	0.1887	0.0000	0.0000	-0.1887	1.0000	0	0	0	0	0	0	tb2	-3.0	fy2
-1.0000	0.0000	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000	0	0	0	0	0	0	e2	-11.0	m2
0	0	0	-0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.0000	-1.0000	0	0	0	ta3	0.0	fx3
0	0	0	0.2500	0.0000	1.0000	-0.2500	0.0000	0.0000	0	0	0	tb3	0.0	fy3
0	0	0	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000	-1.0000	0.0000	0	0	0	e3	0.0	m3
													2.0	fx4
													0.0	fy4
													-6.0	m4

MATRIZ DE RIGIDEZ DE LAS BARRAS: [k]

1.8000	-0.8000	0.0000	0	0	0	0	0	0						
-0.8000	1.8000	0.0000	0	0	0	0	0	0	k1					
0.0000	0.0000	2.0000	0	0	0	0	0	0						
0	0	0	1.3333	-0.6667	0.0000	0	0	0						
0	0	0	-0.6667	1.3333	0.0000	0	0	0	k2					
0	0	0	0.0000	0.0000	2.5000	0	0	0						
0	0	0	0	0	0	3.0000	-1.5000	0.0000						
0	0	0	0	0	0	-1.5000	3.0000	0.0000	k3					
0	0	0	0	0	0	0.0000	0.0000	5.0000						

MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA. [K] = [a]t * [k] * [a]

dx1	dy1	g1	dx2	dy2	g2	dx3	dy3	g3	dx4	dy4	g4		
3.34288	0.87	0.38	-2.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.84	-0.87	0.38	dx1	
0.87	1.48023	0.06	0.00	-0.11	0.33	0.00	0.00	0.00	-0.87	-1.36	-0.29	dy1	
0.38	0.06	2.83333	0.00	-0.33	0.67	0.00	0.00	0.00	-0.38	0.29	0.80	g1	
-2.50	0.00	0.00	3.06250	0.00	1.13	-0.58	0.00	1.13	0.00	0.00	0.00	dx2	
0.00	-0.11	-0.33	0.00	5.11111	-0.33	0.00	-6.00	0.00	0.00	0.00	0.00	dy2	
0.00	0.33	0.67	1.13	-0.33	4.33333	-1.13	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	g2	
0.00	0.00	0.00	-0.58	0.00	-1.13	0.66250	0.00	-1.13	0.00	0.00	0.00	dx3	= 0
0.00	0.00	0.00	0.00	-6.00	0.00	0.00	5.00000	0.00	0.00	0.00	0.00	dy3	= 0
0.00	0.00	0.00	1.13	0.00	1.50	-1.13	0.00	3.00000	0.00	0.00	0.00	g3	= 0
-0.84	-0.87	-0.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.84288	0.87	-0.38	dx4	
-0.87	-1.36	0.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.87	1.34912	0.29	dy4	= 0
0.38	-0.29	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.38	0.29	1.80000	g4	

MATRIZ DE RIGIDEZ MODIFICADA DE LA ESTRUCTURA: [K]

dx1	dy1	g1	dx2	dy2	g2	dx4	g4		
3.34288	0.87	0.38	-2.50	0.00	0.00	-0.84	0.38	dx1	
0.87	1.48023	0.06	0.00	-0.11	0.33	-0.87	-0.29	dy1	
0.38	0.06	2.83333	0.00	-0.33	0.67	-0.38	0.80	g1	
-2.50	0.00	0.00	3.06250	0.00	1.13	0.00	0.00	dx2	
0.00	-0.11	-0.33	0.00	5.11111	-0.33	0.00	0.00	dy2	
0.00	0.33	0.67	1.13	-0.33	4.33333	0.00	0.00	g2	
-0.84	-0.87	-0.38	0.00	0.00	0.00	0.84288	-0.38	dx4	
0.38	-0.29	0.80	0.00	0.00	0.00	-0.38	1.80000	g4	

DESPLAZAMIENTOS DE LOS NUDOS: {d} = [K]⁻¹ * {F}

DESPLAZAMIENTOS MODIFICADO: {d}

DEFORMACIONES EN LAS BARRAS: {e} = [a] * {d}

ELEM. MECANICOS EN LAS BARRAS: {p} = [k] * {e}

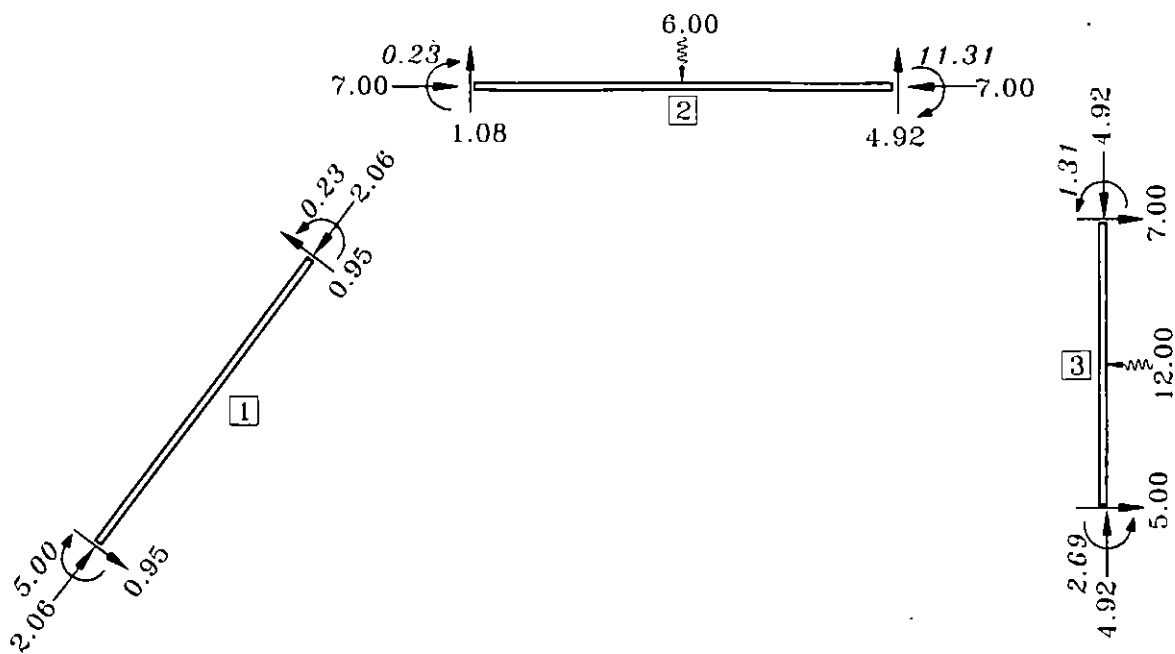
ELEM. MEC. cargas/barras edo. {0}

ELEM. MECANICOS FINALES EN BARRAS: {pf} = {p} + {edo 0}

COMPROBACION CON FUERZAS EXTERNAS {F} = [a]t * {p}

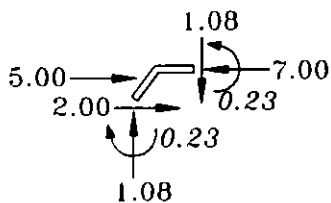
												{Fo}	+ {F}	= {Pf}			
17.09		17.09	dx1		4.28	ta1		5.00		0.0		5.00	ma1	0.00	5.00	5.00	fx1
-3.59		-3.59	dy1		2.28	tb1		0.23		0.0		0.23	mb1	0.00	-3.00	-3.00	fy1
1.36		1.36	g1		-1.03	e1		-2.08		0.0		-2.08	n1	0.00	-3.00	-3.00	m1
14.29		14.29	dx2		-0.92	ta2		3.23		-3.0		0.23	ma2	0.00	-8.00	-8.00	fx2
-0.98		-0.98	dy2		-6.89	tb2		-8.31		-3.0		-11.31	mb2	0.00	-3.00	-3.00	fy2
-8.26		-8.26	g2		-2.80	e2		-7.00		0.0		-7.00	n2	0.00	-11.00	-11.00	m2
14.03		0.00	dx3		-3.57	ta3		-8.69		4.0		-2.69	ma3	8.00	-1.00	5.00	<Rfx3>
-5.18		0.00	dy3		-2.89	tb3		-2.69		4.0		1.31	mb3	0.00	4.92	4.92	<Rfy3>
		0.00	g3		-0.98	e3		-4.92		0.0		-4.92	n3	-4.00	6.89	2.89	<m3>
		14.03	dx4											0.00	2.00	2.00	fx4
		0.00	dy4											0.00	1.08	1.08	<Rfy4>
		-5.18	g4											0.00	-8.00	-8.00	m4

DIAGRAMAS DE CUERPO LIBRE DE LAS BARRAS EN COORDENADAS LOCALES.

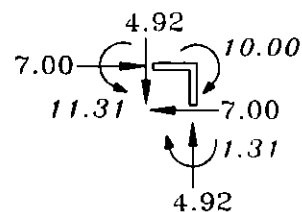


DIAGRAMAS DE CUERPO LIBRE DE LOS NUDOS LIBRES, EN COORDENADAS GLOBALES.

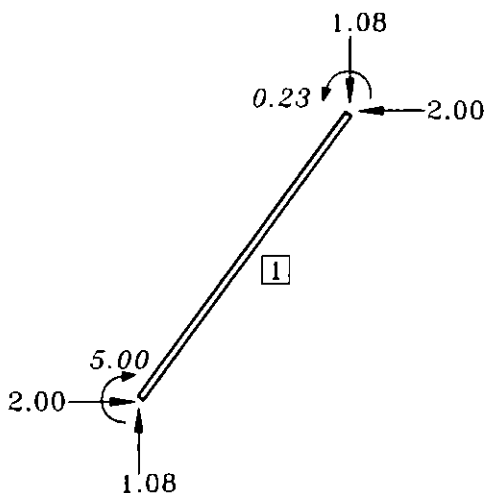
NUDO ①



NUDO ②



DIAGRAMAS DE CUERPO LIBRE DE LA BARRA 1, EN COORDENADAS GLOBALES.



DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECANICOS

DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE [ton-met]

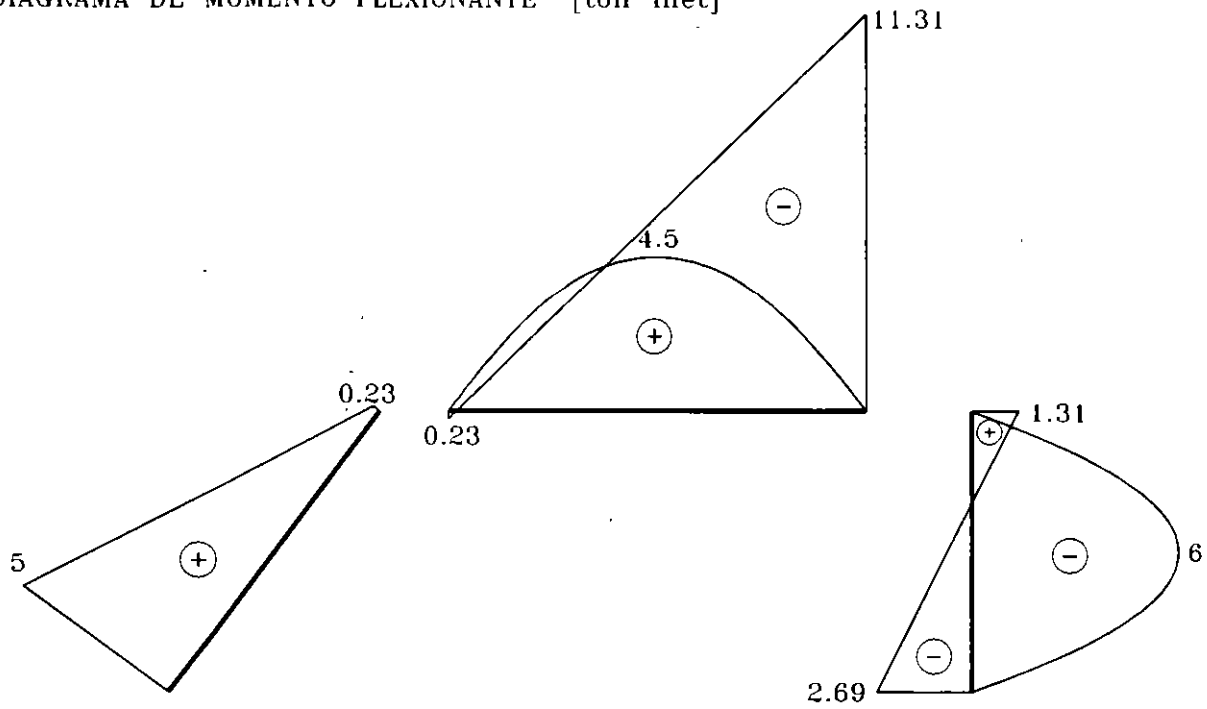


DIAGRAMA DE FUERZA AXIAL [ton]

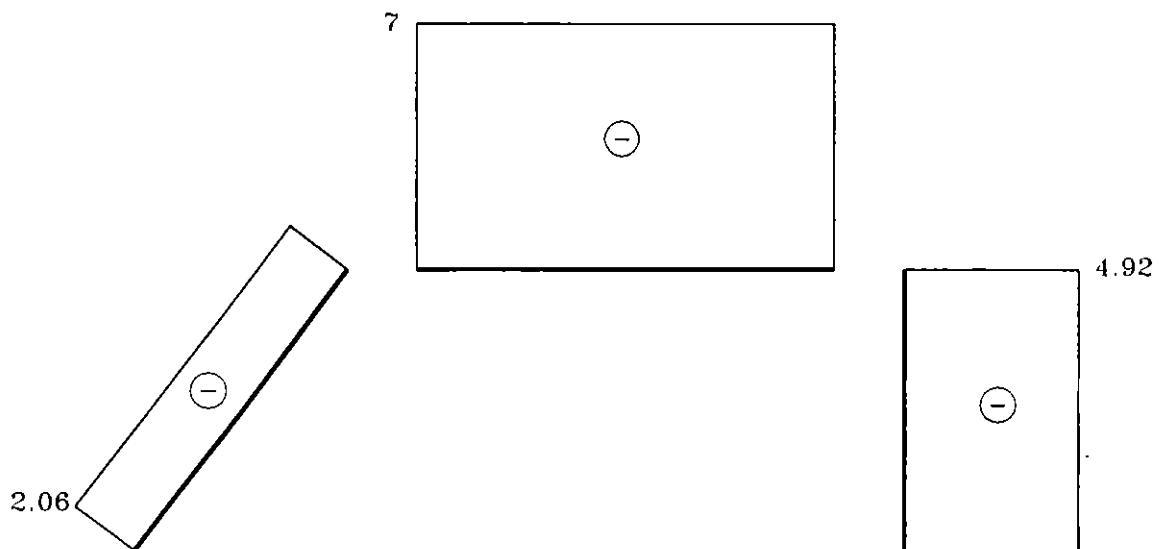
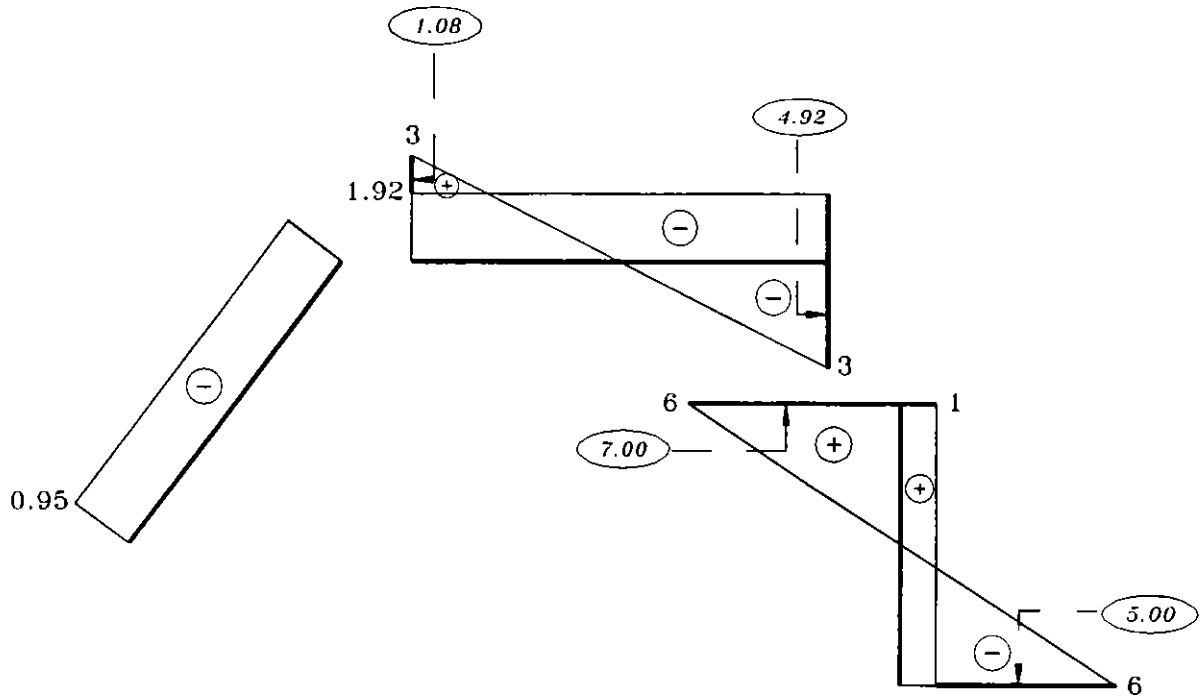
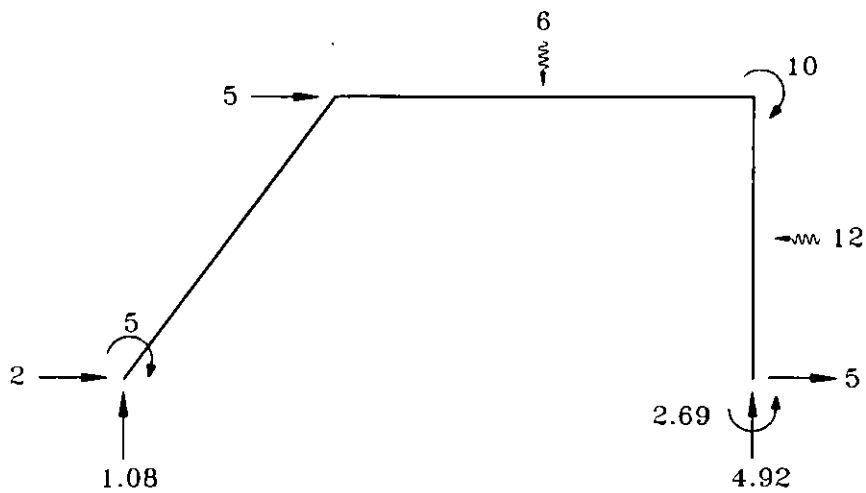


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE [ton]



REACCIONES:





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

ANALISIS ESTRUCTURAL

COMPLEMENTO

ING. ALEJANDRO DEMENIGUI

2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para fines de interacción es conveniente utilizar el método de rigideces del análisis estructural, en el que la ecuación general de equilibrio de una estructura está dada por (Beaufait et al 1970)

$$K \delta + P_e + P_c = 0 \quad (1)$$

donde

K = matriz de rigideces de la estructura

δ = vector de desplazamientos

P_e = vector de cargas de empotramiento

P_c = vector de cargas concentradas

La matriz de rigideces de la estructura se puede obtener mediante la suma de las matrices de rigidez de todas y cada una de las barras que forman la estructura. Para ilustrar el procedimiento de interacción en tres dimensiones, consideraremos una retícula de barras horizontales ortogonales entre sí, aun cuando esta técnica se puede hacer extensiva a barras inclinadas.

Sea un sistema ortogonal x-y en un plano horizontal. Veamos primeramente la obtención de la matriz de rigidez en dirección y (fig 1). La convención de signos utilizada, en una barra horizontal, es la siguiente: los giros se consideran positivos en sentido antihorario, los desplazamientos verticales son positivos si van hacia abajo y los desplazamientos horizontales son positivos si van hacia la izquierda (fig 1a). Los momentos flexionantes son positivos en sentido horario, las fuerzas cortantes verticales son positivas si van hacia arriba y las fuerzas normales horizontales son positivas si van hacia la derecha (fig 1b). A continuación presentamos la matriz de rigidez y los vectores de empotramiento para una barra en estas condiciones (barra m):

$$K_m = \begin{bmatrix} \theta_p & \theta_q & \delta_r & \delta_s & \delta_u & \delta_v & \theta_a & \theta_b \\ 4EI/L & 2EI/L & -6EI/L^2 & 6EI/L^2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 2EI/L & 4EI/L & -6EI/L^2 & 6EI/L^2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -6EI/L^2 & -6EI/L^2 & 12EI/L^3 & -12EI/L^3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 6EI/L^2 & 6EI/L^2 & -12EI/L^3 & 12EI/L^3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & AE/L & -AE/L & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -AE/L & AE/L & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & GI/L & -GI/L \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -GI/L & GI/L \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \\ \delta_u \\ \delta_v \\ \theta_a \\ \theta_b \end{matrix} \quad (2)$$

Tabla A7.1 Valores de K_x , K_r y K_v

En la zona II

Profundidad de desplante (1)	K_x	K_r (2)	K_v	
			Losa	Zapata
≤ 1 m	$11GR_x$	$7GR_r^3$	$20GR_x$	$12GR_x$
≥ 3 m	$16GR_x$	$11GR_r^3$	$29GR_x$	$20GR_x$

En la zona III

Profundidad de desplante (1)	K_x	K_r			K_v
		Sobre el terreno	Sobre pilotes de fricción (3)	Sobre pilotes de punta (4)	
≤ 1 m	$7GR_x$	$6GR_r^3$	$7GR_r^3$	$6GR_r^3 + \frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_D}$	$12GR_x$
≥ 3 m	$8GR_x$	$9GR_r^3$	$11GR_r^3$	$9GR_r^3 + \frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_D}$	$16GR_x$

1. Para profundidades de desplante intermedias entre 1 y 3 m interpólese linealmente entre los valores de la tabla.

2. Para estructuras cimentadas sobre pilotes o pilas en la zona II supóngase K_r infinita.

3. Si éstos son capaces de resistir por adherencia con el suelo circundante, al menos la mitad del peso bruto de la construcción incluyendo el de sus cimientos. Cuando tienen menos de esta capacidad, interpólese linealmente entre los valores consignados en la tabla.

4. K_p se calculará teniendo en cuenta los pilotes de punta que contribuyan a resistir el momento de volteo, calculando la rigidez de estos elementos ante fuerza axial como si su punta no se desplazara verticalmente.

TABLA 3.1
RELACION DE POISSON (Zeevaert 1973)

<u>Tipo de suelo</u>	<u>Relación de Poisson</u> , ν
Polvo volcánico suelto	0.3
Limos compactos, sedimento eólicos finos. Sedimentos volcánicos semicompactos. Aluviones finos	0.3 a 0.25
Arena, limos compactos, suelos aluviales. Sedimentos compactos bien graduados	0.25
Arena con grava. Sedimentos aluviales compactos, cementados y bien graduados	0.25

Valores aproximados de los módulos de deformación de una arcilla (módulo E_p tomado de Bowles 1968):

Consistencia	E kg/cm ²	E_{ep} kg/cm ²	E_{vp} kg/cm ²
Muy blanda	6-45	4-30	2-15
Blanda	30-60	20-40	10-20
Media	60-120	40-80	20-45
Firme	100-180	70-120	40-70
Dura	150-250	100-170	60-100

En la arcilla de la ciudad de México, los módulos tienen los siguientes valores aproximados: $E = 50$ kg/cm², $E_{ep} = 35$ kg/cm² y $E_{vp} = 20$ kg/cm².

Se observa experimentalmente que, en suelos friccionantes, el módulo E_{ep} varía en función de confinamiento, de acuerdo con la siguiente expresión

$$E_{ep} = K p_c^{0.5} \quad (3.5)$$

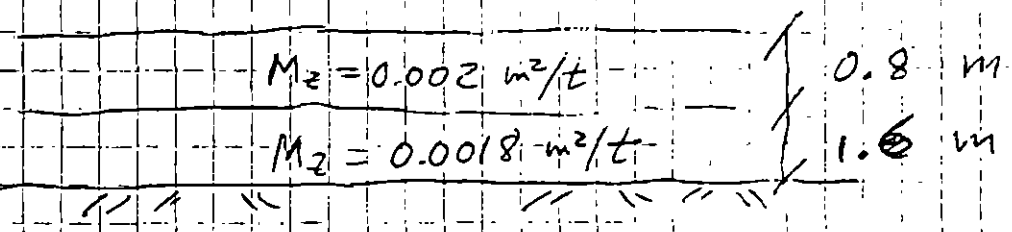
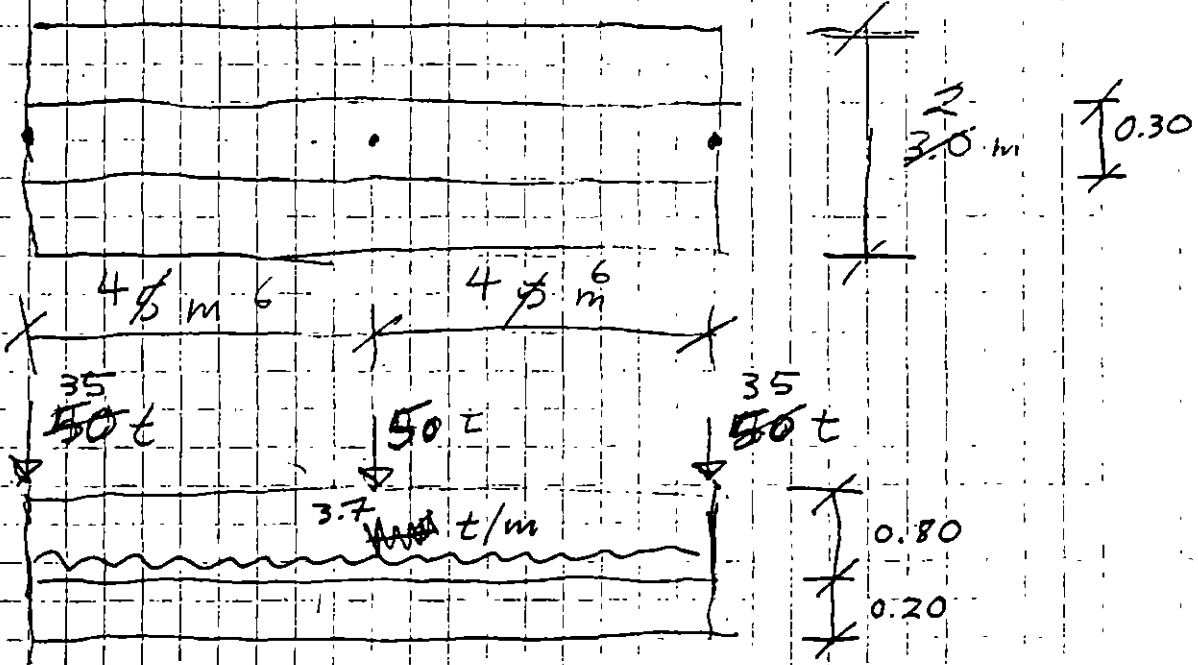
En la tabla 3.2 se presentan valores aproximados del coeficiente K, en función de la compacidad de un suelo friccionante.

TABLA 3.2
VALORES APROXIMADOS DEL COEFICIENTE "K" (ec 3.5)
EN SUELOS FRICCIONANTES

Estado	Densidad relativa	N	q_d cono kg/cm ²	K (t/m ²) ^{0.5}	K (kg/cm ²) ^{0.5}
Muy suelto	< 0.2	< 4	< 20	< 350	< 110
Suelto	0.2-0.4	4-10	20-40	350-600	110-190
Medianamente compacto	0.4-0.6	10-30	40-120	600-1700	190-540
Compacto	0.6-0.8	30-50	120-400	1700-2500	540-790
Muy compacto	> 0.8	> 50	> 400	> 2500	> 790

EJEMPLO DE INTERACCIÓN ESTÁTICA
SUELO-ESTRUCTURA

12/XII/94
7/XII/93

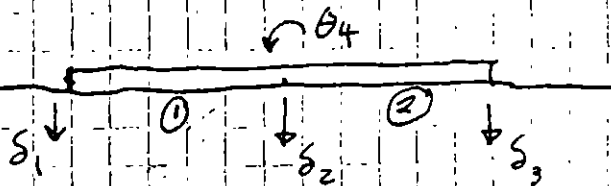


$$I_c = \frac{1}{2} \cdot 0.30 \cdot (1.0)^3 + 0.2 \cdot (2.0) \cdot \frac{1}{3} \cdot (2.0) \cdot (0.2)^3 = 0.025 + 0.0053$$

$$I_c = 0.0303 \text{ m}^4$$

$$E = 8000 \sqrt{f_c'} = 1,130,000 \text{ t/m}^2$$

$$EI = 34,280 \text{ t} \cdot \text{m}^2$$



$$\underline{K}_1 = \begin{bmatrix} 25710 & -6427.5 & 6427.5 \\ -6427.5 & 1606.88 & -1606.88 \\ 6427.5 & -1606.88 & 1606.88 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_4 \\ \delta_1 \\ \delta_2 \end{matrix}$$

$$\underline{K}_2 = \begin{bmatrix} 25710 & -6427.5 & 6427.5 \\ -6427.5 & 1606.88 & -1606.88 \\ 6427.5 & -1606.88 & 1606.88 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_4 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \end{matrix}$$

$$\underline{K} = \begin{bmatrix} & \delta_1 & \delta_2 & \delta_3 \\ 1606.88 & -1606.88 & 0 & \\ -1606.88 & 3213.75 & -1606.88 & \\ 0 & -1606.88 & 1606.88 & \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \end{matrix}$$

$$\underline{P}^e = \begin{cases} -7.4 + 0.875 v_1 + 1.125 v_2 \\ -5.55 + 1.2812 v_1 + 0.2188 v_2 \\ -9.25 + 0.7188 v_1 + 1.7812 v_2 \end{cases} \begin{matrix} \delta_4 \\ \delta_1 \\ \delta_2 \end{matrix}$$

$$\underline{P}^c = \begin{cases} 7.4 - 1.125 v_2 - 0.875 v_3 \\ -9.25 + 1.7812 v_2 + 0.7188 v_3 \\ -5.55 + 0.2188 v_2 + 1.2812 v_3 \end{cases} \begin{matrix} \delta_4 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \end{matrix}$$

$$\underline{P}^e = \begin{cases} -5.55 + 1.2812 v_1 + 0.2188 v_2 \\ -18.5 + 2.5 v_1 + 0.7188 v_1 + 3.5624 v_2 + 0.7188 v_3 \\ -5.55 + 0.2188 v_2 + 1.7812 v_3 \end{cases} \begin{matrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \end{matrix}$$

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0$$

Por simetria $\delta_1 = \delta_3$; $v_1 = v_3$

$$1606.88 s_1 - 1606.88 s_2 - 5.55 + 1.2812 v_1 + 0.2188 v_2 - 35 = 0 \quad (1)$$

$$-1606.88 s_1 + 3213.75 s_2 - 1606.88 s_3$$

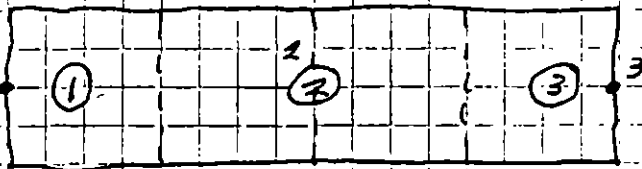
$$-18.5 + 0.7188 v_1 + 3.5624 v_2 + 0.7188 v_3 - 50 = 0 \quad (2)$$

$$-3213.75 s_1 + 3213.75 s_2 + 1.4376 v_1 + 3.5624 v_2 - 68.5 = 0 \quad (2')$$

$$s = \begin{Bmatrix} s_1 \\ s_2 \\ s_3 \end{Bmatrix}, \quad P^c = \begin{Bmatrix} -35 \\ -50 \\ -35 \end{Bmatrix}$$

b) Tenso de alimentación

$$S_i = \sum_{j=1}^{n_e} M_{zij} H_j \sum_{k=1}^{n_n} I_{ijk} r_k l_k / a_k$$



$$I_{111} = 0.4878 \quad \checkmark$$

$$I_{112} = 0.0007821 \quad \checkmark$$

$$I_{211} = 0.0007368 \quad \checkmark$$

$$I_{212} = 0.9757 \quad \checkmark$$

$$I_{311} = 0.0007821 \quad \checkmark$$

$$I_{312} = 0.0007821 \quad \checkmark$$

$$I_{121} = 0.2964 \quad \checkmark$$

$$I_{122} = 0.02385 \quad \checkmark$$

$$I_{221} = 0.02385 \quad \checkmark$$

$$I_{222} = 0.5927 \quad \checkmark$$

$$I_{321} = 0.0004415 \quad \checkmark$$

$$I_{322} = 0.02385 \quad \checkmark$$

UNTO	ESTRATO	CARGA	VALOR DE INFLUENCIA
1	1	1	.4878484
1	1	2	7.820726E-04
1	1	3	7.838011E-06
1	2	1	.2963525
1	2	2	2.385181E-02
1	2	3	4.414916E-04
2	1	1	7.368624E-04
2	1	2	.9756968
2	1	3	7.368624E-04
2	2	1	2.162087E-02
2	2	2	.592705
2	2	3	2.162087E-02
3	1	1	7.838011E-06
3	1	2	7.820726E-04
3	1	3	.4878484
3	2	1	4.414916E-04
3	2	2	2.385181E-02
3	2	3	.2963525

$$I_{13} = 0.0007899 \quad 0.000007838$$

$$I_{23} = 0.0007268$$

$$I_{33} = 0.4878$$

$$I_{123} = 0.02162 \quad 0.02429$$

$$I_{223} = 0.02162$$

$$I_{323} = 0.2964$$

$$\delta_1 = \sum_{j=1}^2 M_{z1j} H_j \sum_{k=1}^3 I_{1jk} r_k l_k / a_k$$

$$= \sum_{j=1}^2 M_{z1j} H_j \left(I_{1j1} \frac{r_1 l_1}{a_1} + I_{1j2} \frac{r_2 l_2}{a_2} + I_{1j3} \frac{r_3 l_3}{a_3} \right)$$

$$= M_{z11} H_1 \left(I_{111} \frac{r_1 l_1}{a_1} + I_{112} \frac{r_2 l_2}{a_2} + I_{113} \frac{r_3 l_3}{a_3} \right)$$

$$+ M_{z12} H_2 \left(I_{121} \frac{r_1 l_1}{a_1} + I_{122} \frac{r_2 l_2}{a_2} + I_{123} \frac{r_3 l_3}{a_3} \right)$$

$$\delta_2 = M_{z21} H_1 \left(I_{211} \frac{r_1 l_1}{a_1} + I_{212} \frac{r_2 l_2}{a_2} + I_{213} \frac{r_3 l_3}{a_3} \right)$$

$$+ M_{z22} H_2 \left(I_{221} \frac{r_1 l_1}{a_1} + I_{222} \frac{r_2 l_2}{a_2} + I_{223} \frac{r_3 l_3}{a_3} \right)$$

$$\delta_1 = 0.002 \quad (0.8) \left(0.4878 \frac{(2)r_1}{4} + 0.0007821 \frac{(4)r_2}{8} + 0.0007899 \frac{(2)r_3}{4} \right)$$

$$+ 0.0018 \quad (1.6) \left(0.2964 \frac{(2)r_1}{4} + 0.02385 \frac{(4)r_2}{8} + 0.02429 \frac{(2)r_3}{4} \right)$$

$$\delta_1 = 0.000817 N_1 + 0.00003497 N_2 + 0.00003561 N_3$$



0.0016

$$\delta_2 = 0.002(0.9) \left(0.0007368 \frac{(2)r_1}{4} + 0.4757 \frac{(4)r_2}{8} + 0.0007368 \frac{(2)r_3}{4} \right) \\ + 0.0018(1.6) \left(0.02162 \frac{(2)r_1}{4} + 0.5927 \frac{(4)r_2}{8} + 0.02162 \frac{(2)r_3}{4} \right)$$

$$\delta_2 = 0.00003172 r_1 + 0.001634 r_2 + 0.00003172 r_3$$

$$r_1 = r_3$$

$$\delta_1 = 0.0008527 r_1 + 0.00003497 r_2$$

$$\delta_2 = 0.00006344 r_1 + 0.001634 r_2$$

Sust in lcs eqs | y | 2

$$1606.88(0.0008527 r_1 + 0.00003497 r_2)$$

$$-1606.88(0.00006344 r_1 + 0.001634 r_2)$$

$$-5.55 + 1.2812 r_1 + 0.2188 r_2 - 35 = 0$$

$$2.5495 r_1 - 2.3506 r_2 - 40.55 = 0 \quad (1'')$$

$$-3213.75(0.0008527 r_1 + 0.00003497 r_2)$$

$$+ 3213.75(0.00006344 r_1 + 0.001634 r_2)$$

$$+ 1.4376 r_1 + 3.5624 r_2 - 68.5 = 0$$

$$-1.0489 r_1 + 8.7013 r_2 - 68.5 = 0 \quad (2'')$$

$$\text{De } 1'': \quad r_1 = \frac{2.3506 r_2 + 40.55}{2.5495}$$

$$\text{Sust in } 2'': \quad -1.0132 r_2 - 17.4781 + 8.7013 r_2 - 68.5 = 0$$

$$r_2 = 11.1833 \text{ t/m}, \quad r_1 = 26.2159 \text{ t/m}$$

$$\delta_1 = 0.02274 \text{ m}, \quad \delta_2 = 0.01994 \text{ m}$$

MATRIZ DE FLEXIBILIDADES

1	1	8.419154E-04
1	2	1.084323E-05
1	3	1.380348E-07
2	1	1.008317E-05
2	2	1.683831E-03
2	3	1.008317E-05
3	1	1.380348E-07
3	2	1.084323E-05
3	3	8.419154E-04

$$K \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0$$

$$\underline{P}^e = \begin{Bmatrix} -5.55 \\ -18.5 \\ -5.55 \end{Bmatrix} \quad \begin{matrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \end{matrix}$$

$$\underline{P}^c = \begin{Bmatrix} K_{V_1} \delta_1 \\ K_{V_2} \delta_2 \\ K_{V_3} \delta_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 2253.28 \delta_1 \\ 2356.57 \delta_2 \\ 2253.28 \delta_3 \end{Bmatrix} \quad \begin{matrix} -35 \\ -50 \\ -35 \end{matrix}$$

$$\text{Sea } r_1 = r_2 = r_3 = \frac{50 + 70 + 3.7(-8)}{8} = 18.7 \text{ t/m}$$

$$\delta_1 = 0.016598 \text{ m}, \quad \delta_2 = 0.031741 \text{ m}$$

$$K_{V_1} = \frac{Q_{V_1}}{\delta_1} = \frac{18.7(2)}{0.016598} = 2253.28 \text{ t/m}$$

$$K_{V_2} = \frac{Q_{V_2}}{\delta_2} = \frac{18.7(4)}{0.031741} = 2356.57 \text{ t/m}$$

$$1606.88 \delta_1 - 1606.88 \delta_2 + (-5.55) + 2253.28 \delta_1 \begin{matrix} K_{V_1} \\ -35 \end{matrix} = 0$$

$$1606.88 \delta_1 + (1606.88 + K_{V_1}) \delta_1 = 1606.88 \delta_2 + 5.55 + 35$$

$$\delta_2 = \frac{(1606.88 + K_{V_1}) \delta_1 - 40.55}{1606.88}, \quad \delta_2 = \frac{1606.88 \delta_2 + 5.55 + 35}{1606.88 + K_{V_1}}$$

$$-1606.88 \delta_1 + 3213.75 \delta_2 - 1606.88 \delta_3 - 18.5 + 2356.57 \delta_2 \begin{matrix} K_{V_2} \\ -50 \end{matrix} = 0$$

$$-3213.76 \delta_1 + 3213.76 \delta_1 + 2 K_{V_1} \delta_1 - 81.1 - 68.5 + K_{V_2} \frac{(1606.88 + K_{V_1}) \delta_1 - 40.55}{1606.88} = 0$$

$$2K_{v1} s_1 - 149.6 + \frac{K_{v2}}{1606.88} (1606.88 s_1 + K_{v1} s_1 - 40.55) = 0$$

$$4506.56 s_1 - 149.6 + 2356.57 s_1 + 3304.55 s_1 - 59.4686 = 0$$

$$s_1 = 0.020562 \text{ m}$$

$$s_2 = 0.024161 \text{ m}$$

$$K_{v1} = \frac{r_1 d_1}{s_1}, \quad r_1 = \frac{K_{v1} s_1}{d_1}, \quad r_2 = \frac{K_{v2} s_2}{d_2}, \quad K_{v2} = \frac{r_2 d_2}{s_2}$$

$$r_1 = 23.1660 \text{ t/m}, \quad r_2 = 14.2343 \text{ t/m}$$

Sub:

$$s_1 = 0.020250 \text{ m}, \quad s_2 = 0.024728 \text{ m}$$

$$K_{v1} = 2288.0 \text{ t/m}, \quad K_{v2} = 2302.58 \text{ t/m}$$

Estructura

$$4576.0 s_1 - 149.6 + 2302.58 s_1 + 3278.59 s_1 - 58.1062 = 0$$

$$s_1 = 0.020449 \text{ m}$$

$$s_2 = 0.024331 \text{ m}$$

$$r_1 = 23.3437 \text{ t/m}, \quad r_2 = 14.0060 \text{ t/m}$$



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

**CURSOS ABIERTOS
ANALISIS ESTRUCTURAL**

METODO DE LAS FLEXIBILIDADES

DR. JOSE LUIS CAMBA CASTAÑEDA

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. APDO. Postal M-2285
Teléfonos: 512-8955 512-5121 521-7335 521-1987 Fax 510-0573 521-4020 AL 26

METODO DE LAS FLEXIBILIDADES

1. - INTRODUCCION,

El método de las flexibilidades (llamado también de las fuerzas) es básicamente la superposición de desplazamientos en términos de estructuras estáticamente determinadas. Las fuerzas o momentos que son las incógnitas, se determinan a partir de desplazamientos conocidos con base en las ecuaciones de compatibilidad de deformaciones, que son - - aquellas ecuaciones que garantizan los desplazamientos finales como compatibles con las condiciones de apoyo originales de la estructura.

La viga mostrada en la figura 1, es hiperestática en primer grado, ya que hay 3 reacciones verticales y sólo se pueden usar dos ecuaciones de estática para resolverla.

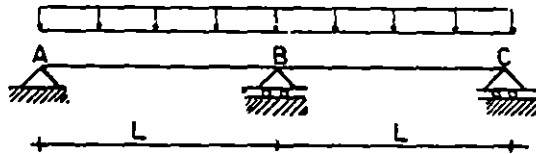


Fig. 1

Aplicando la definición del método de las flexibilidades para resolverlas, se escogerá como incógnita la reacción vertical en el apoyo central, lo cual nos lleva a considerar una estructura isostática que llamaremos estructura primaria (fig. 2).

Dado que en la viga original la flecha en el apoyo central debe ser nula, lo cual implica considerar que la flecha debida a las

III. CALCULO DE LAS FLEXIBILIDADES

Para ilustrar el cálculo de las flexibilidades y la formulación de las ecuaciones de compatibilidad, se resolverá la estructura siguiente:

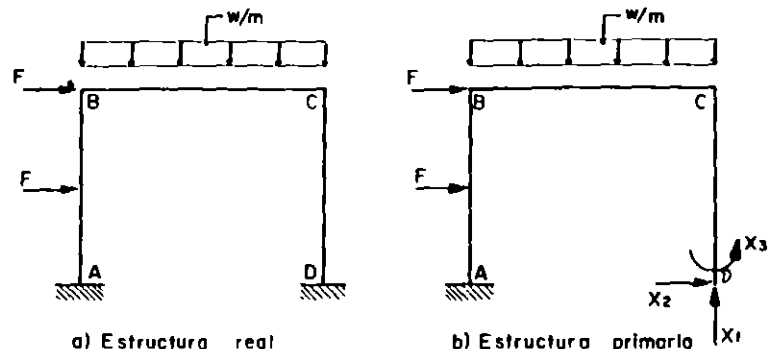


Fig. 5

De acuerdo con la estructura primaria, las incógnitas serán las reacciones vertical y horizontal en D y el momento en D.

Por lo tanto, la estructura real se podrá descomponer en la suma de las siguientes estructuras primarias con los efectos indicados en la fig. 6.

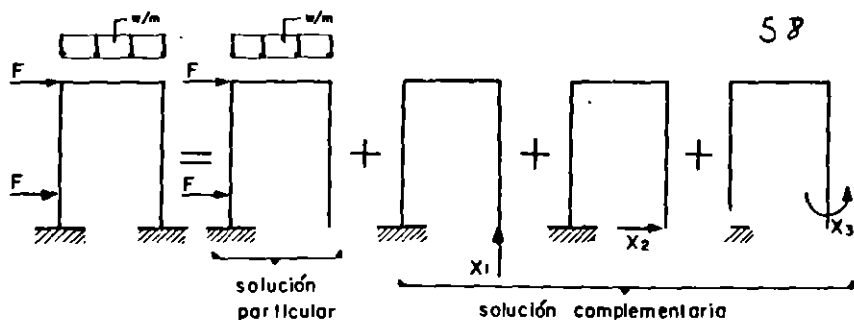


Fig. 6

La base de la compatibilidad en la estructura real será que el desplazamiento vertical, horizontal y el giro en D son nulos.

La representación gráfica de dichos desplazamientos se muestra a continuación Fig. 7:

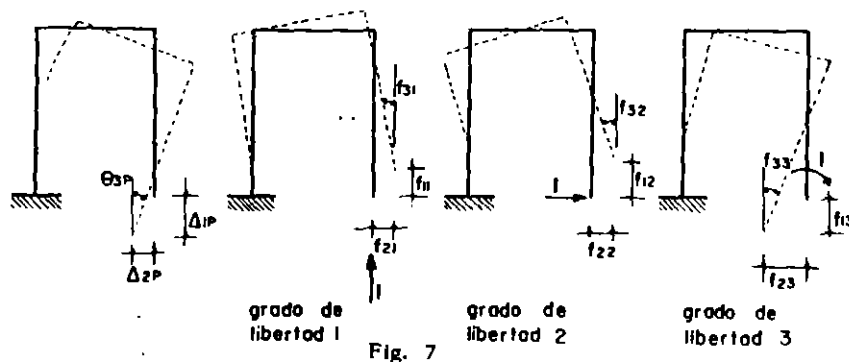


Fig. 7

El primer subíndice indica la correspondencia con el grado de libertad y el segundo la causa que provoca el desplazamiento. Por ejemplo,

f_{23} indica el desplazamiento horizontal debido al momento que es la causa 3.

Las ecuaciones de compatibilidad se escribirán como sigue:

a) El desplazamiento vertical en D es nulo:

$$\Delta_{1P} + f_{11} X_1 + f_{12} X_2 + f_{13} X_3 = 0$$

b) El desplazamiento horizontal en D es nulo:

$$\Delta_{2P} + f_{21} X_1 + f_{22} X_2 + f_{23} X_3 = 0$$

c) El giro en D es nulo:

$$\theta_{3P} + f_{31} X_1 + f_{32} X_2 + f_{33} X_3 = 0$$

Del sistema anterior de ecuaciones lineales, se obtendrá el valor de las incógnitas X_1 , X_2 y X_3 . Si alguno de los valores obtenidos resulta con signo negativo, significa que actúa en dirección contraria a la su puesta.

Es conveniente definir el efecto de las fuerzas redundantes de la estructura primaria en términos de los desplazamientos producidos por fuerzas (o causas) unitarias correspondientes a las redundantes.

Por ejemplo, f_{ij} corresponde al grado de libertad i debido a una causa (fuerza o momento) unitaria aplicada en j . A este valor f_{ij} se le llama coeficiente de flexibilidad.

Los coeficientes de flexibilidad, son entonces desplazamientos debidos a causas unitarias y dependen de la geometría y propiedades elásticas de la estructura primaria y son independientes del sistema de cargas real de la estructura real.

Así, por ejemplo, en la estructura anterior f_{11} y f_{12} son coeficientes de flexibilidad lineales y f_{13} es un coeficiente de flexibilidad angular. (fig. 7)

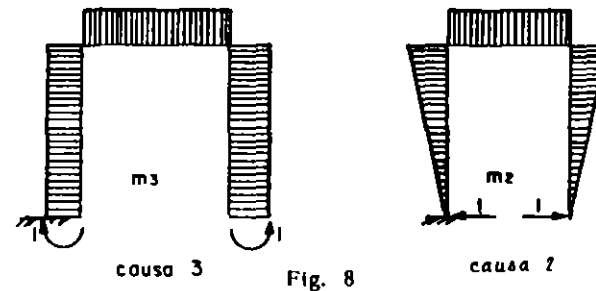
Expresando el sistema de ecuaciones del ejemplo resuelto en forma matricial:

$$\begin{bmatrix} \Delta_{1P} \\ \Delta_{2P} \\ \theta_{3P} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} & f_{13} \\ f_{21} & f_{22} & f_{23} \\ f_{31} & f_{32} & f_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \end{bmatrix} = 0$$

Los coeficientes de flexibilidad así arreglados forman la matriz de flexibilidades, la cual es siempre simétrica, debido al teorema recíproco de Maxwell-Betti y es una matriz cuadrada cuya diagonal principal es siempre positiva.

Los coeficientes de flexibilidad pueden obtenerse por cualquier método; sin embargo el más recomendable es el de trabajos virtuales.

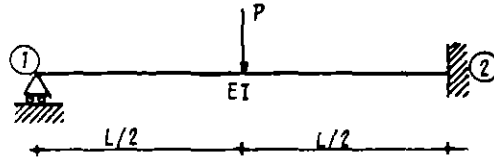
Por ejemplo, para obtener el valor de f_{23} sería: (Fig. 8) el desplazamiento horizontal debido al momento unitario.



EJEMPLOS

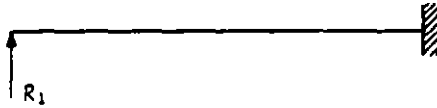
METODO DE FLEXIBILIDADES.

Problema No. 1. Obtener el diagrama de momentos de la siguiente viga.

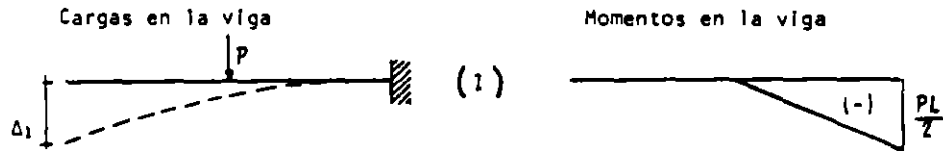


La estructura es de un grado de indeterminación, por lo que se tomará el apoyo en (1) como redundante.

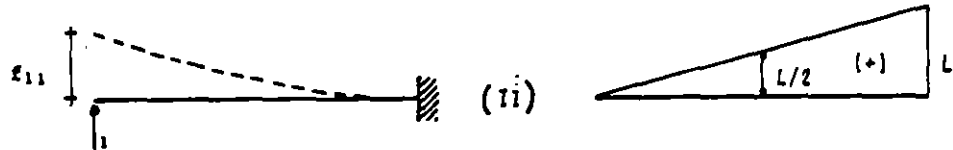
Estructura primaria.



Solución particular.



Solución complementaria.



Ecuación de compatibilidad.

$$\Delta_1 + f_{11}R_1 = 0$$

Cálculo de Δ_1 y f_{11} (por tablas)

Cálculo de Δ_1 : (I) real con (II) virtual

R2 . C3 (renglón 2, columna 3)

$$EI (I)\Delta_1 = + \frac{1}{6} s_i (K_1 + 2K_2) = - \frac{1}{6} \frac{L}{2} \frac{PL}{2} \left(\frac{L}{2} + 2L \right)$$

$$\Delta_1 = - \frac{5PL^3}{48EI}$$

Cálculo de f_{11} : (III) real con (II) virtual

R2 . C2 (renglón 2, columna 2)

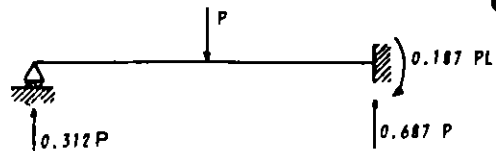
$$EI (I) f_{11} = \frac{1}{3} S_i K = \frac{1}{3} L (L) L$$

$$f_{11} = \frac{1}{3} \frac{L^3}{EI}$$

Sustituyendo en la ecuación de compatibilidad se obtiene:

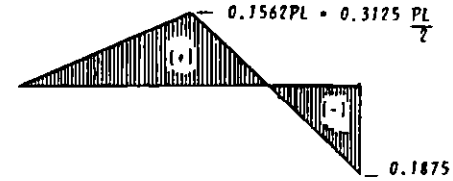
$$- \frac{5PL^3}{48EI} + \frac{L^3}{3EI} R_1 = 0 ; \quad R_1 = 0.3125P$$

Las reacciones en la viga son



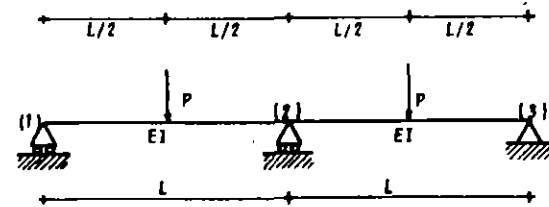
64

El diagrama de momentos es el siguiente:



En los ejemplos siguientes únicamente se anotará para el cálculo de desplazamientos el número de renglón y columna correspondiente a la tabla.

Problema No. 2. Determinar en la viga siguiente el diagrama de momentos flexionantes.



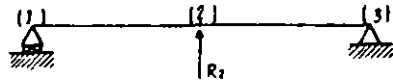
Su grado de indeterminación es uno.

$$r > C + 3$$

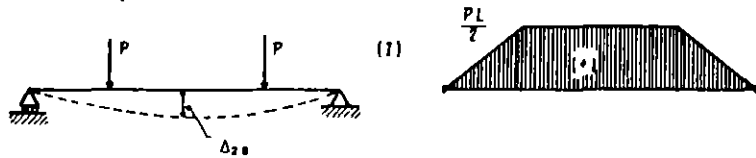
$$4 > 3$$

Eligiremos como redundante el apoyo (2)

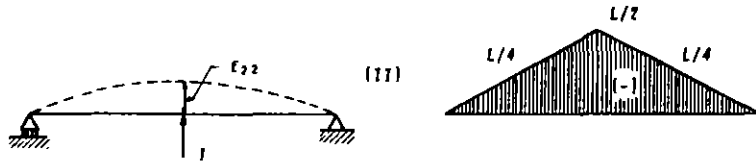
Estructura primaria



Solución particular.



Solución complementaria



Ecuación de compatibilidad = $\Delta_{20} + f_{22} R_2 = 0$

Cálculo de deformaciones Δ_{20} y f_{22} (por tablas)

Cálculo de Δ_{20} . (I) real con (II) virtual

$$(EI)\Delta_{20} = 2(R_2 \cdot C2) + (R1 \cdot C3)2 = \left(\frac{1}{3} sc k\right)2 + \frac{1}{2} sc (k_1 + k_2)2$$

$$(EI)\Delta_{20} = 2 \left[-\frac{1}{3} \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{PL}{2} - \frac{1}{2} \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{PL}{2} \left(\frac{L}{4} + \frac{L}{2}\right) \right]$$

$$\Delta_{20} = -0.2292 PL^3/EI$$

Cálculo de f_{22} . (II) real con (II) virtual

$$R_2 \cdot C2 ; (EI)f_{22} = \frac{1}{3} sc k = \frac{1}{3} 2L \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{L}{2}$$

$$f_{22} = L^3/6EI$$

Sustituyendo en la ecuación de compatibilidad.

$$-0.2292 PL^3 + L^3/6(R_2) = 0 ; \underline{R_2 = 1.375P}$$

Reacciones en la viga.

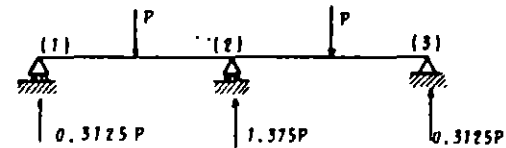
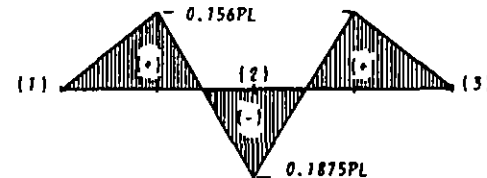
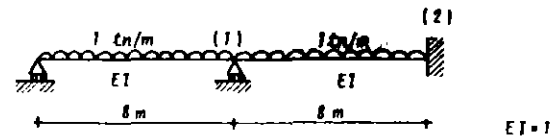


Diagrama de momentos flexionantes

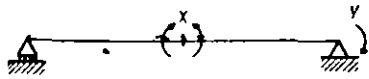


Problema 3 - Determinar las reacciones y el diagrama de fuerza cortante y momento en la viga mostrada, la cual esta sujeta a una carga uniformemente distribuida.



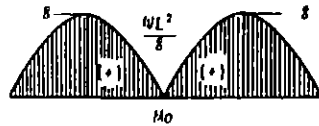
El grado de hiperestaticidad es = 2

Estructura primaria

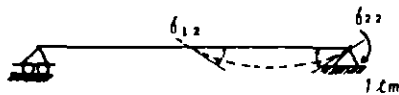
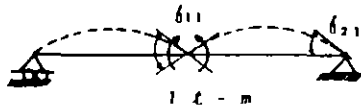


X, Y son momentos unitarios para producir los giros f_1 y f_2

Solución particular



Solución complementaria



Ecuaciones de compatibilidad

$$f_{01} + f_{11} X + f_{12} Y = 0$$

$$f_{02} + f_{21} X + f_{22} Y = 0$$

Cálculo de los giros $f_{01}, f_{02}; f_{11}, f_{21} = f_{12}, f_{22}$

$$f_{01} = \Delta_0 m_1 = 2(R5 \cdot C2) = 2\left(\frac{1}{3} S_4 m k\right) = \frac{2}{3} (8 \cdot 8 (-1)) = -42.667$$

$$f_{02} = \Delta_0 m_2 = (R5 \cdot C2) = \frac{1}{3} S_4 m k = \frac{1}{3} (8 \cdot 8 \cdot 1) = 21.333$$

$$f_{11} = m_1 m_1 = (R10 \cdot C7) = \frac{1}{3} S_4 k = \frac{1}{3} (16 \cdot (-1)) (-1) = 5.333$$

$$f_{21} = f_{12} = m_1 m_2 = (R3 \cdot C2) = \frac{1}{6} S_4 k = \frac{1}{6} \cdot 8 \cdot (-1) (1) = -1.333$$

$$f_{22} = m_2 m_2 = (R2 \cdot C2) = \frac{1}{3} S_4 k = \frac{1}{3} (8 (1) (1)) = 2.666$$

Sustituyendo en las ecuaciones de compatibilidad

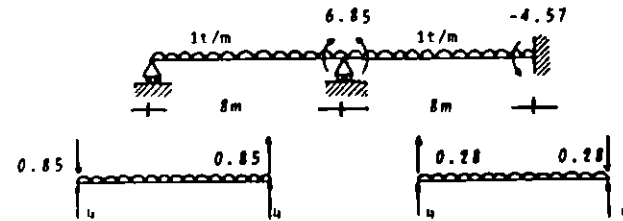
$$-42.667 + 5.333X - 1.333Y = 0$$

$$21.333 - 1.333X + 2.666Y = 0$$

Resolviendo el sistema anterior

$$X = 6.85 \text{ t-m}; Y = -4.57 \text{ t-m};$$

Reacciones en la viga



A continuación se construye una tabla de cálculo

Barra	N	n	L	NnL	nnL	nR	F=N + n R
AB	8	-0.7	2	-11.2	0.98	-4	4
CD	0	-0.7	2	0	0.98	-4	-4
AC	8	-0.7	2	-11.2	0.98	-4	4
BD	0	-0.7	2	0	0.98	-4	-4
AD	—	1	2.85	0	2.85	5.7	5.7
CB	-11.4	1	2.85	-32.5	2.85	5.7	-5.7
Σ				-54.9	9.62		

La ecuación de compatibilidad es

$$f_{01} + f_{11}R = 0$$

$$f_{01} = \sum \frac{N_0 n_1}{AE} L_i ; \quad f_{11} = \sum \frac{n_1 n_1}{AE} L_i$$

Estado final $F = N + nR$

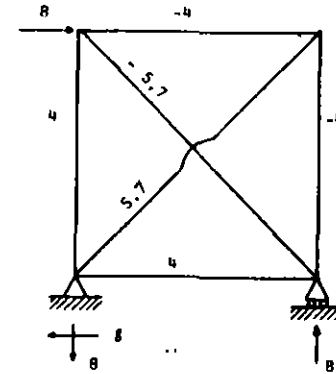
De la tabla se tiene

$$f_{01} = -\frac{54.9}{AE} ; \quad f_{11} = \frac{9.62}{AE}$$

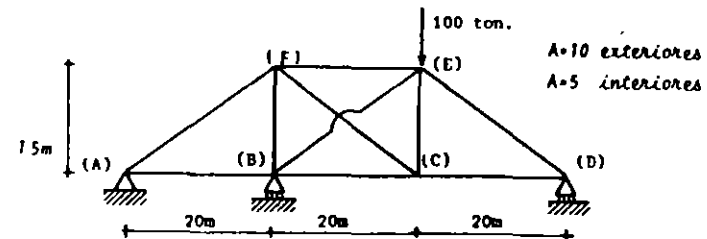
Sustituyendo en la ecuación de compatibilidad

$$-\frac{54.9}{AE} + \frac{9.62}{AE} R = 0 ; \quad R = 5.7 \text{ tn.}$$

Reacciones en la armadura



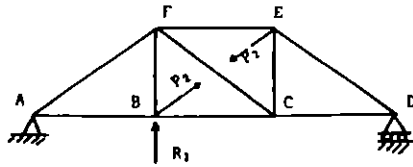
Problema 8. La armadura que se muestra a continuación, está sujeta a una carga vertical de 100 ton. Determine por el método de flexibilidades, las reacciones y fuerzas internas que actúan en las barras.



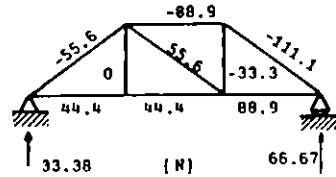
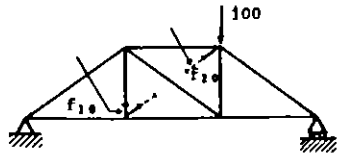
Grado de indeterminación $\cdot = 10 + 4 - 2(6) = 14 - 12$

Por lo tanto existen 2 redundantes.

Estructura Primaria

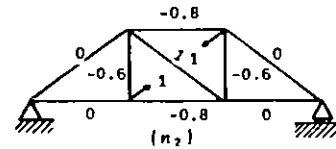
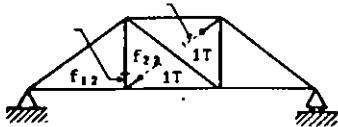
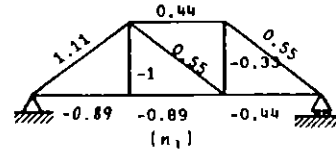
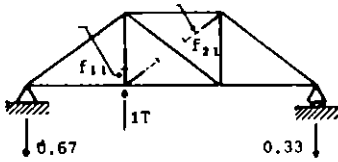


Solución particular



Se eligieron como redundante las reacciones de la barra BE y el apoyo B

Solución Complementaria



Ecuaciones de Compatibilidad

$$f_{10} + f_{11}R_1 + f_{12}P_2 = 0$$

$$f_{20} + f_{21}R_1 + f_{22}P_2 = 0$$

Calculo de los desplazamientos $f_{10}, f_{20}, f_{11}, f_{22}, f_{21} = f_{12}$

$$f_{10} = \sum \frac{N n_1 L}{AE}$$

$$f_{22} = \sum \frac{n_2 n_2 L}{AE}$$

$$f_{20} = \sum \frac{N n_2 L}{AE}$$

$$f_{22} = f_{21} = \sum \frac{n_1 n_2 L}{AE}$$

$$f_{11} = \sum \frac{n_1 n_1 L}{AE}$$

Los cálculos como las áreas y longitudes de las barras se muestran en la tabla siguiente:

Barra	N	n ₁	n ₂	L	A	$\frac{N n_1 L}{A}$	$\frac{N n_2 L}{A}$	$\frac{n_1 n_1 L}{A}$	$\frac{n_2 n_2 L}{A}$	$\frac{n_1 n_2 L}{A}$
AB	44.4	-0.89	0	20	10	-79.0	0	1.6	0	0
BC	44.4	-0.89	-0.8	20	10	-79.0	-71.0	1.6	1.28	1.4
CD	88.9	-0.44	0	20	10	-78.2	0	0.4	0	0
EF	-88.9	0.44	-0.8	20	10	-78.2	142.2	0.4	1.28	-0.7
BF	0	-1.0	-0.6	15	5	0	0	3.0	1.08	1.8
CE	-33.3	-0.33	-0.6	15	5	33.3	59.9	0.3	1.08	0.6
AF	-55.6	1.11	0	25	10	-154.3	0	3.1	0	0
CF	55.6	0.55	1	25	5	154.3	278.0	1.5	5	2.8
DE	-111.1	0.55	0	25	10	-154.3	0	0.8	0	0
EB	0	0	1	25	5	0	0	0	5	0
Σ						-435.4	409.1	12.7	47.2	5.9

Sustituyendo los valores de los desplazamientos en las ecuaciones de compatibilidad, tenemos:

$$-435.4 + 12.7R_1 + 5.9P_2 = 0$$

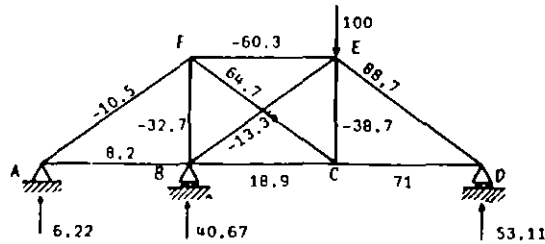
$$409.1 + 5.9R_1 + 47.2P_2 = 0$$

Cuya solución es: $R_1 = 40.67 \text{ ton.}$, $P_2 = -13.35 \text{ ton.}$

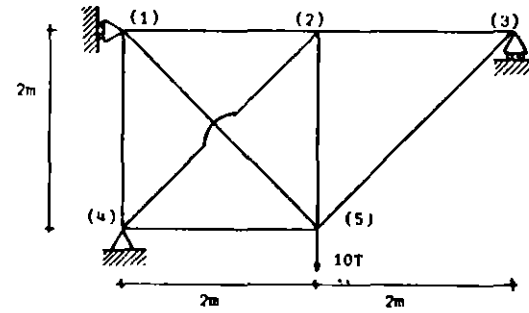
Multiplicando las fuerzas en las barras para los diferentes estados de carga n_1 y n_2 por las reacciones calculadas R_1 y P_2 respectivamente, se obtiene la siguiente tabla.

Barra	$n_1 R_1$	$n_2 P_2$	$F=N+n_1 R_1+n_2 P_2$
AB	-36.2	0	8.2
BC	-36.2	10.7	18.9
CD	-17.9	0	71.0
EF	17.9	10.7	-60.3
BF	40.67	8.0	-32.7
CE	-13.4	8.0	-38.7
AF	45.1	0	-10.5
CF	22.4	-13.35	64.7
DE	22.4	0	-88.7
EB	0	-13.35	-13.35

Las reacciones finales en la armadura son las anotadas en la figura

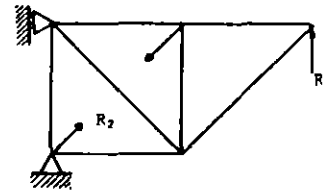


Problema 9 Calcular las reacciones en los apoyos y determinar el desplazamiento del nudo 5 (6v5).

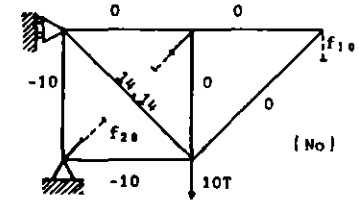


Grado de indeterminación = 2 $8 + 4 > 2(5)$ $12 > 10$

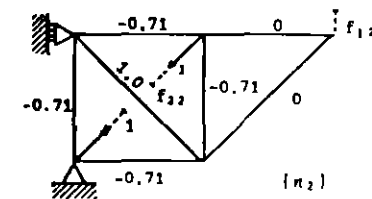
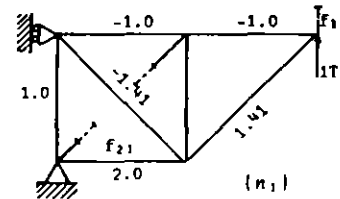
Estructura primaria



Solución particular



Solución complementaria



Ecuaciones de compatibilidad

$$f_{10} + f_{21}R_1 + f_{12}R_2 = 0$$

$$f_{20} + f_{21}R_1 + f_{22}R_2 = 0$$

Los desplazamientos se calculan en la siguiente tabla

BARRA	N_0	n_1	n_2	L	$N_0 n_1 L$	$N_0 n_2 L$	$n_1 n_1 L$	$n_2 n_1 L$	$n_2 n_2 L$
1-2	0	-1	-0.71	2	0	0	2	1.41	1
2-3	0	-1	0	2	0	0	2	0	0
4-5	-10	2	-0.71	2	-40	14.14	8	-2.84	1
1-4	-10	1	-0.71	2	-20	14.14	2	-1.41	1
2-5	0	0	-0.71	2	0	0	0	0	1
1-5	14.14	-1.41	1	2.8	-56	40	5.6	-4.0	2.82
2-4	0	0	1	2.8	0	0	0	0	2.82
3-5	0	1.41	0	2.8	0	0	5.6	0	0
Σ					-116	68.28	25.2	-6.84	9.64

De la tabla anterior se tiene

$$f_{10} = \Sigma \frac{N_0 n_1}{AE} L = -\frac{116}{AE}$$

$$f_{21} = \Sigma \frac{n_1 n_1}{AE} L = -\frac{6.84}{AE}$$

$$f_{20} = \Sigma \frac{N_0 n_2}{AE} L = \frac{68.28}{AE}$$

$$f_{22} = \Sigma \frac{n_2 n_2}{AE} L = \frac{9.64}{AE}$$

$$f_{11} = \Sigma \frac{n_1 n_1}{AE} L = \frac{25.2}{AE}$$

Sustituyendo en las ecuaciones de compatibilidad

$$-116 + 25.2R_1 - 6.84R_2 = 0$$

$$68.28 - 6.84R_1 + 9.64R_2 = 0$$

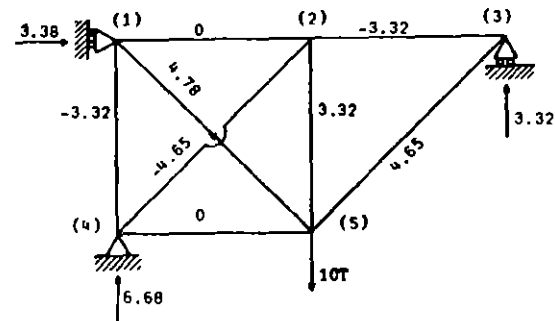
Resolviendo el sistema: $R_1 = 3.32T$; $R_2 = -4.65T$

Las fuerzas finales que actúan en cada barra se obtiene por superposición de efectos, dada por la ecuación $F = N_0 + n_1 R_1 + n_2 R_2$

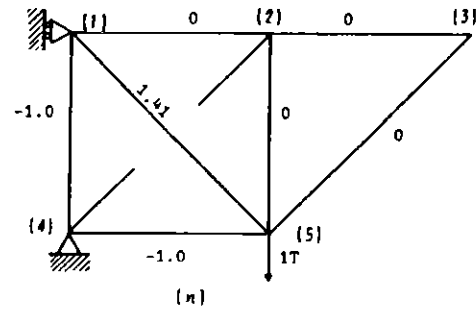
Así, para las reacciones finales tenemos

BARRA	$n_1 R_1$	$n_2 R_2$	N_0	F
1-2	-3.32	3.32	0	0
2-3	-3.32	0	0	-3.32
4-5	6.64	3.32	-10	0
1-4	3.32	3.32	-10	-3.32
2-5	0	3.32	0	3.32
1-5	-4.65	-4.65	14.14	4.78
2-4	0	-4.65	0	-4.65
3-5	-4.65	0	0	4.65

Estado final



Para calcular δ_{vs} se integra la armadura original (F) con la armadura virtual que resulta de aplicar una fuerza virtual en el punto de interés a la estructura primaria.



BARRA	F	n	L	FnL
1-2	0	0	2	0
2-3	-3.32	0	2	0
4-5	0	-1	2	0
1-4	-3.32	-1	2	6.64
2-5	3.32	0	2	0
1-5	4.78	1.41	2.8	19.12
2-4	-4.65	0	2.8	0
3-5	4.65	0	2.8	0
			Σ	25.76

Como $\Delta v_e = \Delta v_i$

$$1 \delta_{vs} = \Sigma \frac{Fn}{AE} L$$

$$\delta_{vs} = \frac{25.76}{AE}$$

Universidad Nacional Autónoma de México
Facultad de Ingeniería
División de Educación Continua
ANÁLISIS ESTRUCTURAL

**ANÁLISIS ESTRUCTURAL POR EL MÉTODO DE
ELEMENTOS FINITOS UTILIZANDO EL
PROGRAMA SAP90**

M. en I. Octavio García Domínguez
M. en C. Orlando Ramírez Boscán

Septiembre de 1995

I. INTRODUCCIÓN

El programa SAP90 es un programa de propósito general de elementos finitos y representa el trabajo de investigación realizado en la Universidad de California en Berkeley por el Prof. Edward Wilson durante los pasados 25 años.

El desarrollo del programa ha sido realizado usando en ambiente ANSI Fortran 77, lo cual garantiza su portabilidad desde el nivel de computadoras personales a grandes super computadoras.

Esta versión del programa es una versión estudiantil y está diseñada para trabajar en ambiente MS-DOS. La capacidad máxima del problema a resolver está restringida a 100 juntas. La versión comercial está diseñada para resolver problemas mas grandes. Todas las operaciones numéricas son ejecutadas en doble precisión.

El programa tiene opciones de realizar análisis estático y dinámico, las cuales pueden ser activadas al mismo tiempo en la misma ejecución. Las combinaciones de carga pueden incluir resultados de ambos análisis.

Los datos son suministrados al programa en un formato libre y existe la opción de generación de juntas y elementos por conveniencia. El programa tiene capacidad de generar gráficos de la estructura no deformada y deformada para la verificación de los datos geométricos y para el estudio del comportamiento estructural del sistema.

La librería de elementos finitos consiste de cuatro elementos: un elemento FRAME tridimensional, prismático o no prismático. un elemento SHELL tridimensional, un elemento ASOLID bidimensional y un elemento SOLID tridimensional. Los elementos viga y armadura bidimensionales, membrana, flexión de placas, axisimetrico y de esfuerzo plano están disponibles como subconjuntos de esos elementos. Todas las opciones necesarias de geometría y de carga asociadas con los elementos están incorporadas en el programa. Un elemento de frontera en la forma de resortes en los apoyos también está incluido.

Las opciones de carga permiten condiciones de gravedad, térmicas o de presfuerzo además de las cargas nodales usuales en forma de fuerzas o desplazamientos especificados. La carga dinámica puede ser de la forma de aceleración de base, espectro de respuesta o cargas o aceleraciones variables con el tiempo.

II.- REQUERIMIENTOS DEL SISTEMA Y PROCEDIMIENTOS PARA EJECUTAR EL PROGRAMA

A . Instalación, configuración y pruebas

Las versiones regulares del programa SAP90, requieren que la computadora donde se instale tenga al menos 640 Kb. en memoria RAM, un coprocesador matemático y disco duro. La versión PLUS del programa requiere una computadora con un procesador 80386, un coprocesador matemático 80387, al menos 2Mb de memoria RAM y por supuesto disco duro. Además se requiere de una impresora para utilizar los programas de graficación.

Los discos del programa contienen los programas ejecutables, archivos de ejemplos y una base de datos para secciones de acero.

Se recomienda que antes de realizar la instalación de los programas en la computadora, se respalden los discos originales y se trabaje con la copia.

La instalación del programa inicia copiando todos los discos del programa a un espacio de trabajo (subdirectorio) del disco duro. En esos archivos se encuentra la base de datos para secciones de acero con los nombres:

AISC.MET
AISC.DAT

Estos archivos contienen información en dos diferentes unidades, en metros y pulgadas respectivamente. Para hacer uso de la base de datos se selecciona uno de los dos archivos, dependiendo de las unidades con que trabajemos y se copia a otro llamado:

AISC.DAT

Este es el archivo que consulta internamente el programa para utilizar la base de datos.

Existe ~~además~~ un programa auxiliar llamado **SETUP.EXE** que permite asignar un nombre ~~dentro~~ del programa que se imprimirá como parte de la portada en las salidas de resultados, así mismo se puede seleccionar el tipo de monitor e impresora que se utilizaran y especificar los programas de graficación.

Respecto a la configuración del sistema, SAP90 requiere que el archivo **CONFIG.SYS** tenga la especificación **FILES=15** o mas

Para realizar la verificación del programa, se recomienda ejecutar algunos de los ejemplos de prueba con su solución que se anexan en los discos originales.

El programa SAP90 podemos encontrarlo en dos versiones:

- **Versión estudiantil.** No requiere dispositivo de seguridad para su uso, por lo que está limitada a estructuras que requieren menos de 100 nudos para la generación de su geometría.
- **Versión profesional.** Requiere de un dispositivo o candado de seguridad para ejecutar, el cual se coloca en la entrada para impresora del CPU.

B . Preparación de un archivo para SAP90

Para realizar el análisis de una estructura con SAP90, es necesario tener un pleno conocimiento de las hipótesis del programa, lo cual nos permitirá modelar de manera adecuada nuestro problema real.

La preparación del archivo de datos se puede llevar a cabo de dos maneras distintas :

- Mediante un editor ASCII como el EDIT del MSDOS.
- Utilizando el programa interactivo SAPIN que se ejecuta desde windows

El archivo de datos puede tener cualquier nombre válido en MSDOS pero sin extensión, como los ejemplos que se incluyen en los discos originales del programa para el análisis de diversas estructuras.

C . Ejecución del programa SAP90

Supongamos que tenemos creado el archivo para analizar una estructura. Para ejecutar el programa tenemos que estar en el directorio de trabajo o que el programa a ejecutarse se encuentre en el PATH o ruta de la computadora.

La corrida de computadora del programa se realiza en dos fases:

- Fase de revisión de datos
- Fase de solución

Para la fase de revisión de datos tecleamos :

```
C:\>SAP90 < enter >
```

Después de esta instrucción aparece una pantalla con el nombre y algunos datos propios del programa.

Antes de introducir el archivo de datos, es necesario teclear < enter > y aparecerá un mensaje que pide el nombre del archivo. Una vez que lo escribimos, se tecléa nuevamente < enter > para que empiece primeramente el análisis de la información contenida en dicho archivo. En esta fase de revisión aparecerán una serie de mensajes que indican el avance en la revisión de los módulos de datos que contiene el archivo. Los datos de los módulos son leídos y analizados para verificar que cumplen con los formatos establecidos y se crea un archivo de salida ASCII llamado con el mismo nombre del archivo original, pero con extensión .SAP. p ejem. EJERCICIO.SAP. Este archivo es una copia de los datos introducidos al programa y los almacena en forma tabular, lo cual permite hacer revisiones para corregir posibles errores. Se recomienda editar y revisar minuciosamente este archivo antes de continuar con la ejecución del programa.

Si en esta etapa no hubo o se han corregido los errores se continua con la fase de solución, que consiste en ejecutar el comando GO, que contiene una serie de programas que se ejecutarán en la secuencia previamente establecida en el archivo de datos de la estructura que se analiza. De igual manera que en la fase de revisión, después de teclear el comando :

C:\>GO < enter >

aparecerán una serie de mensaje que indican el grado de avance de la solución.

D . Como guardar la imagen de la pantalla

Cuando se realizan análisis de estructuras complejas, el tiempo de computadora puede ser considerable, por lo que resultaría impráctico estar frente al monitor para observar si se envía algún mensaje en pantalla. Para evitar esto se recomienda activar el modo de impresión de pantalla tecleando las siguientes teclas :

Ctrl + PrtSc

De esta manera cualquier mensaje en pantalla, se enviará a la impresora.

E . Limpieza del disco duro

Después de una corrida de computadora con SAP90 se crean una serie de archivos auxiliares en la solución que consumen gran cantidad de memoria. Estos archivos se utilizan principalmente para graficación de resultados. Una vez que se ha terminado con el análisis de la estructura o simplemente porque se requiere hacer espacio en disco duro, se pueden utilizar tres comandos que eliminan de forma automática esos archivos que no necesitamos. Estos comandos se describen a continuación :

- **JUNK .**

Borra todos los archivos creados por SAP90 excepto el archivo de datos, los archivos de resultados (ASCII) y aquellos archivos intermedios requeridos para graficación

- **EATOUT**

Borra los archivos de resultados (ASCII)

- **EAT**

Borra los archivos intermedios para graficación dejando el archivo de datos y los de resultados (ASCII)

F . Utilización de los programas interactivos para graficación

El programa SAP90 tiene un programa para graficación de datos de entrada y resultados llamado SAPLOT.

SAPLOT puede utilizarse después de la primera etapa de ejecución, es decir, para revisar gráficamente los datos de entrada o después de la solución para dibujar configuraciones deformadas, modos de vibrar y fuerzas o esfuerzos en los elementos estructurales, entre otros.

III. TERMINOLOGÍA DE SAP90

La preparación de los datos para un problema de análisis estructural envuelve básicamente los pasos siguientes:

1. Descripción de la geometría de la estructura.
2. Descripción de las propiedades de materiales y secciones de los miembros.
3. Definición de las condiciones de carga estáticas y/o dinámicas para las cuales se va a analizar la estructura.

A. Juntas y Elementos.

La geometría básica de la estructura se establece colocando juntas (o nodos) y miembros sobre la misma. Cada junta posee un número de identificación único y se ubica en el espacio por medio de coordenadas asociadas a un sistema de coordenadas globales tridimensionales.

La geometría estructural se completa conectando las juntas predefinidas con elementos estructurales que son de un tipo específico: viga, armadura, cascarón, placas, etc. A cada elemento se le asigna un número de identificación único.

Las cargas pueden ser aplicadas como cargas concentradas actuando sobre juntas específicas o como cargas distribuidas (incluyendo cargas térmicas) actuando sobre los elementos.

B. Sistemas de coordenadas local y global.

Para la definición de todos los datos de entrada y salida asociados con las juntas, se usa un sistema de coordenadas cartesiano, tridimensional "X-Y-Z", el cual se conoce como el sistema de coordenadas global.

Los siguientes datos de entrada son preparados con respecto al eje de coordenadas global:

- **Coordenadas de juntas**
- **Restricciones de juntas** (condiciones de apoyo)
- **Resortes de apoyo**
- **Cargas en juntas**
- **Desplazamientos especificados en juntas.**

Los siguientes resultados están referidos al sistema global de coordenadas:

- **Desplazamientos en juntas**
- **Reacciones de juntas.**

Para los datos asociados con cada elemento, se usa un sistema de coordenadas cartesianas tridimensional "1-2-3". Este sistema de coordenadas es diferente para cada elemento y se conoce como el sistema de coordenadas local del elemento.

Los siguientes datos deben prepararse con respecto al sistema local de coordenadas:

- Material y propiedades de la sección transversal de cada elemento
- Cargas sobre elementos

Los siguientes resultados están referidos al sistema de coordenadas local:

- Fuerzas y esfuerzos en los elementos

C. Grados de Libertad.

Cada junta de un modelo estructural tridimensional tiene seis componentes de desplazamiento: desplazamientos en las direcciones globales X, Y y Z, y rotaciones alrededor de los mismos ejes. Las direcciones asociadas con esos seis componentes de desplazamiento se conocen como grados de libertad de la junta. Los grados de libertad se nombrarán como UX, UY, UZ, RX, RY y RZ respectivamente a lo largo de estas páginas.

Si el desplazamiento de una junta a lo largo de cualquiera de los seis grados de libertad es cero, como en un apoyo, entonces ese grado de libertad es conocido como un grado de libertad inactivo. Los grados de libertad en los cuales no se conocen los desplazamientos se llaman grados de libertad activos.

Generalmente el desplazamiento en un GDL inactivo es conocido, y el objeto del análisis es encontrar la reacción en esa dirección. Para un grado de libertad activo, usualmente se conoce la carga aplicada (podría ser cero), y el propósito del análisis es encontrar los desplazamientos correspondientes.

El usuario debería ser capaz de identificar los grados de libertad nulos examinando los tipos de elementos que llegan a una junta particular. La tabla III-1 define las componentes de rigidez asociadas con cada tipo de elemento.

Tipo de Elemento	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
Viga 2D (plano X-Y)	0	0	1	1	1	0
Viga 2D (plano Y-Z)	1	0	0	0	1	1
Viga 2D (plano Z-X)	0	1	0	1	0	1
Viga 3D	0	0	0	0	0	0
Armadura 3D	0	0	0	1	1	1
Cascarón 3D	0	0	0	0	0	0
ASOLID (plano X-Y)	0	0	1	1	1	1
ASOLID (plano Y-Z)	1	0	0	1	1	1

ASOLID (plano Z-X)	0	1	0	1	1	1
Sólido	0	0	0	1	1	1

donde 1 = no existe rigidez y 0 = existe rigidez

Tabla III-1. Términos de Rigidez para diferentes tipos de elementos

D. Condiciones de Carga y Combinaciones de Carga

Las condiciones de carga son las cargas independientes para las cuales la estructura es analizada explícitamente.

Las combinaciones de carga son cargas formadas por combinaciones lineales de las condiciones independientes de carga.

E. Unidades

SAP90 no cuenta con un tipo definido de unidades. El usuario debe preparar los datos en un sistema consistente de unidades. Los resultados del programa estarán de acuerdo con el mismo sistema de unidades.

Las unidades fundamentales necesarias para un análisis estructural son: longitud (L), tiempo (T), masa (M) y temperatura (H). El usuario puede escoger unidades arbitrarias para cada una de esas cantidades. Las cantidades derivadas tendrán unidades consistentes con estas.

IV.- MODELADO CON SAP90

En esta parte se describe de manera general algunas herramientas que utiliza SAP90 para la generación del modelo analítico.

A . Generación de coordenadas de nudos

La base de SAP90 para construir un modelo matemático es el elemento nudo en tres dimensiones, es decir, un nudo es el elemento más pequeño del cual parte la generación de elementos que definen la geometría propia de la estructura.

En estructuras complejas la generación de una malla tridimensional de nudos que define la geometría de un modelo resulta difícil y tardada de construir. Para esto, se ha implementado en SAP90 una serie de herramientas que permiten generar nudos de manera rápida y eficiente, las cuales se presentan a continuación :

- **Generación lineal.**

Con este tipo de generación se crean nudos intermedios entre dos nudos extremos definidos previamente. El espaciamiento entre nudos puede ser equidistante o con un incremento o decremento en sus espacios a lo largo de la línea recta.

- **Generación en cuadrilátero**

Para esta generación se crea una malla bidimensional de nudos definida por sus cuatro esquinas. El espaciamiento es equidistante en ambas direcciones de la malla.

- **Generación frontal**

Este tipo de generación permite construir una malla de nudos en forma rectangular o de paralelogramo. El espaciamiento entre nudos no necesariamente puede ser equidistante. Esta opción de generación se utiliza frecuentemente en la modelación de edificios para la localización en planta de las columnas .

- **Generación Lagrangiana**

Esta opción permite la generación de nudos sobre una superficie compleja en el espacio, para lo cual se requieren definir todos los nudos que forman las caras de la superficie. Las coordenadas de los nudos generados se obtienen mediante el promedio de los nudos que los rodean.

- **Generación cilíndrica y esférica**

Este tipo de generación permite crear nudos a lo largo de una circunferencia. El plano que contiene al círculo puede tener una orientación arbitraria en el espacio. Si esta generación se utiliza de manera repetida, es conveniente transformar las coordenadas de los nudos a una forma esférica. También se pueden obtener generaciones helicoidales o en espiral.

B . Condiciones de restricción en nudos que trabajan como apoyos.

Los nudos que sirven de apoyo a una estructura pueden tener cualquier condición de restricción, es decir , que podemos modelar empotramientos, articulaciones o apoyos con rigideces elásticas ya sea lineales o rotacionales. Lo anterior se logra restringiendo los grados de libertad de un nudo (restricción total) o asignando un valor de rigidez elástica en la dirección deseada (restricción parcial). De esta forma, se obtendrán fuerzas o reacciones en dirección de la restricciones parciales o totales.

C . Nudos con desplazamientos dependientes

Cuando dos o mas desplazamiento se consideran iguales en un modelo estructural, es recomendable indicarlo, ya que además de simplificar los resultados se obtiene una reducción en el número de ecuaciones de equilibrio que forman la matriz de rigidez global de la estructura.

En el análisis sísmico de “ edificios regulares “ comúnmente se supone que sus niveles se comportan como diafragmas infinitamente rígidos. Esta hipótesis es aceptable para estos casos, ya que la fuerza sísmica se distribuye de manera uniforme en toda la longitud de las trabes. Este tipo de comportamiento puede modelarse adecuadamente asignando desplazamientos dependientes de un grado de libertad en particular. Por ejemplo, en la figura 4.1.a se presenta un marco plano de un edificio en el cual se desprecian las deformaciones axiales en sus trabes, por lo que el desplazamiento en dirección “ x ” para un nivel en particular, será igual en todos los nudos.

El definir nudos con desplazamientos dependientes, también permite trabajar con modelos separados y después unirlos para su análisis. (subestructuras)

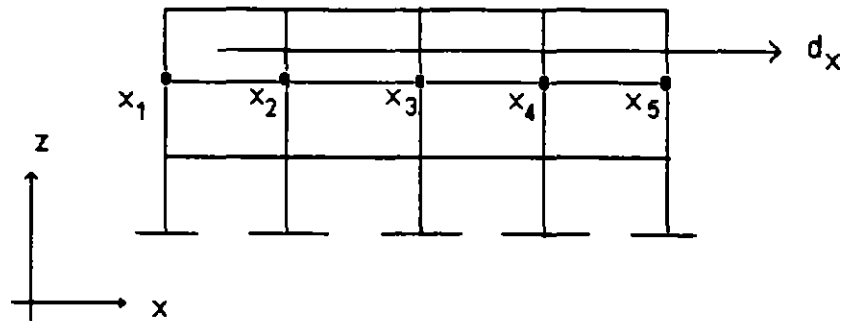


Fig. 4.1. Desplazamientos dependientes.

D . Tipos de elementos.

SAP90 maneja cuatro tipos de elementos :

- **FRAME**
- **SHELL**
- **ASOLID**
- **SOLID**

Elemento FRAME .

Este elemento permite modelar estructuras de marcos y armaduras en el plano y en el espacio. El elemento básico es un elemento prismático tridimensional que incluye efectos de flexión biaxial, torsión, deformación axial y deformaciones por cortante biaxial. Se puede incluir variaciones lineales, parabólicas y cúbicas del momento de inercia mayor a lo largo de la longitud del elemento. También se permiten asignar zonas rígidas en los extremos de los elementos para considerar la reducción de la longitud debida a las dimensiones propias de la sección transversal de los miembros.

Si los momentos de inercia, las áreas de cortante y la inercia torsional son cero, nuestro elemento se convierte en un elemento armadura biarticulado en sus extremos.

Se pueden proporcionar diversos tipos de cargas sobre la longitud de los elementos :

- Cargas uniformes*
- Cargas puntuales*
- Cargas gravitacionales*
- Cargas por efectos térmicos*

Para el caso de estructuras con ciertas características de geométricas, existen comandos para la generación de elementos que facilitan la construcción del modelo.

Las fuerzas resultantes del análisis son obtenidas en los extremos del elemento (en la cara del apoyo) y en otros puntos de control de su longitud, pero se puede asignar un número de puntos equidistantes donde se requiere obtener dichas fuerzas. Estos valores están referenciados al sistema local del elemento.

Elemento SHELL

Este elemento se utiliza para modelar:

Estructuras de pared delgada (cascarones) tridimensionales
Sistemas de membranas en el plano y tridimensionales
Sistemas de placas sujetas a flexión, planas y tridimensionales

La formulación de este elemento de 4 nudos es una combinación del comportamiento de membrana y de placa con flexión.

La membrana es una formulación isoparamétrica que incluye rigidez traslacional y rigidez rotacional perpendicular al plano donde se define.

El comportamiento de placa a flexión incluye componentes de rigidez rotacional fuera del plano de la placa y componentes de rigidez traslacional perpendicular al plano. En esta formulación no se toman en cuenta las deformaciones por cortante.

Las cargas en los elementos se presentan en forma de presión normal, fuerzas por temperatura y cargas gravitacionales.

Los esfuerzos o fuerzas resultantes y momentos se obtienen en cada nudo del elemento referidos al sistema local. Un error aproximado en los resultados puede estimarse obteniendo la diferencia en los valores de los elementos que concurren a un nudo. De este análisis se tendrá una indicación de la aproximación en los resultados, que puede servir de base para la selección de una malla mas fina.

Existe también la opción de usar elementos triangulares, pero solo se recomienda para transiciones ya que el esfuerzo obtenido es pobre.

Elemento ASOLID

Este elemento se utiliza para modelar :

Estructuras tridimensionales con deformación plana
Estructuras en dos dimensiones sujetas a un estado de esfuerzo plano
Estructuras tridimensionales con cargas axisimétricas.

El elemento debe ser plano y paralelo a los planos formados por los ejes globales principales (X-Y, X-Z, Y-Z).

La formulación de este elemento permite definirlo con 3 y hasta 9 nudos, para cuando se requiere hacer transiciones, pero se recomienda utilizar el elemento de 9 nudos.

Las cargas en los elementos pueden ser debido a efectos térmicos, gradientes de presiones y gravitacionales. Para los sólidos axisimétricos es posible aplicar cargas radiales debidas a velocidades angulares constantes. Pueden asignarse propiedades de materiales anisotrópicos.

Pueden obtenerse aproximaciones del error en los resultados, de manera similar a como se hace en los elementos shell.

Elemento SOLID.

Este elemento definido por 8 nudos se utiliza para modelar estructuras sólidas tridimensionales.

Pueden asignarse propiedades de materiales anisotrópicos. Las cargas en los elementos pueden ser debido a efectos térmicos, gradientes de presiones y gravitacionales.

E . Diafragmas de piso rígidos

La mayoría de los edificios de concreto se caracterizan por tener sistemas de piso (o losa) con alta rigidez en su plano. Esta condición permite hacer simplificaciones en el análisis de edificios principalmente sujetos a sismos, ya que permite modelar su sistema de piso como diafragmas infinitamente rígidos, reduciéndose el orden de la matriz de rigidez de la estructura.

A pesar de que SAP90 es un programa general de estructuras, tiene la opción de modelar el comportamiento de diafragmas rígidos de manera automática. Para este caso el diafragma debe ser paralelo al plano X-Y.

Los nudos contenidos en el plano del diafragma no tienen desplazamientos relativos entre si y están restringidos (nudos dependientes) al desplazamiento de un nudo maestro que define el comportamiento del diafragma. En el análisis de edificios la ubicación del nudo maestro, generalmente se asignan a la ubicación del centro de masa del nivel.

Cuando se utiliza la opción de diafragma rígido, solo pueden conectarse elementos FRAME a los nudos dependientes y por el contrario, no se les permite asignar un valor de masa.

F . Cargas producidas por un gradiente de presión.

Estas fuerzas se producen principalmente en estructuras sujetas a cargas de fluidos, donde existen filtraciones, presión de poro, gradientes de presión ,etc.

SAP90 tiene la opción en la que se puede definir la distribución de presiones dentro del cuerpo de la estructura. Esto se hace asignando valores escalares de presión a los nudos del modelo estructural . Estos valores se obtienen típicamente de un análisis de red de flujo.

G . Gráficas

Para visualizar los resultados de un análisis, SAP90 posee un módulo llamado SAPLOT que muestra las siguientes características de una estructura :

- Geometría original
- Cargas
- Configuración deformada resultante de un análisis estático
- Formas modales
- Diagramas de elementos mecánicos (FRAME)
- Graficación de esfuerzos para elementos SHELL, ASOLID Y SOLID

Para facilidad de despliegue SAPLOT posee algunas herramientas para observar a la estructura desde cualquier posición.

La impresión fuera de pantalla de cualquier resultado, se puede direccionar a la impresora en tamaño carta o doble carta, incluso hacia un archivo con formato AutoCad.

V. ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO

La siguiente es una descripción breve de las opciones de análisis estático y dinámico de SAP90.

A. Análisis Estático

El análisis estático de una estructura envuelve la solución de el sistema de ecuaciones lineales representado por:

$$KU = R$$

donde: **K** es la matriz de rigideces,
U es el vector de desplazamientos resultantes
y **R** es el vector de cargas aplicadas.

La estructura puede ser analizada para mas de una condición de carga en una misma ejecución.

Las cargas estáticas en las juntas pueden ser en la forma de cargas nodales o momentos concentrados.

Las cargas estáticas en los elementos pueden tomar cualquiera de las siguientes formas:

Para los elementos viga (FRAME):

- Cargas de Gravedad
- Cargas uniformemente distribuidas sobre el claro
- Cargas puntuales en el claro
- Cargas trapezoidales en el claro
- Cargas térmicas, incluyendo gradientes térmicos a través del ancho o profundidad del elemento
- Cargas de presfuerzo, de cables de post-tensado.

Para los elementos cascarón (SHELL):

- Cargas de gravedad
- Cargas de presión de superficie
- Cargas térmicas, sin incluir gradientes a través del espesor del cascarón.

Para los elementos sólidos (SOLID y ASOLID):

- Cargas de gravedad

- Cargas de gradiente de presiones
- Cargas térmicas

La opción de análisis de régimen permanente (steady-state) no puede estar activa en una ejecución de análisis estático; sin embargo, un análisis de valores propios y un análisis de espectro de respuesta o un análisis de historia en el tiempo puede realizarse simultáneamente con un análisis estático en la misma ejecución.

B. Análisis Dinámico.

Las opciones de análisis dinámico de SAP90 incluyen las siguientes:

- Análisis de régimen permanente (steady-state)
- Análisis de valores propios (Eigenvalues)
- Análisis de vectores de Ritz
- Análisis de espectro de respuesta (sísmico)
- Análisis de historia en el tiempo

B.1. Análisis de régimen permanente.

Un tipo muy común de carga es de la forma $R = \text{sen}(\omega t)F$, donde ω es la frecuencia circular de la excitación, de modo que R varía con respecto al tiempo; sin embargo, la distribución espacial de la carga no varía como una función del tiempo. Para el caso de cero amortiguamiento, las ecuaciones de equilibrio para el sistema estructural son de la siguiente forma:

$$KU + MW = R = \text{sen}(\omega t)F$$

donde K es la matriz de rigideces y M es la matriz de masa diagonal. La solución de régimen permanente de esta ecuación requiere que los desplazamientos de las juntas U y las aceleraciones W sean de la siguiente forma:

$$U = \text{sen}(\omega t)A$$

$$W = -\omega^2 \text{sen}(\omega t)A$$

Por lo tanto, la amplitud de la respuesta A viene dada por la solución del siguiente sistema lineal de ecuaciones:

$$[K - \omega^2 M]A = F$$

Es de interés hacer notar que la solución para cargas estáticas no es nada mas que la solución de esta ecuación con frecuencia cero. La frecuencia de la carga es expresada en ciclos por segundo.

los desplazamientos impresos por el programa son los valores de A (desplazamientos máximos) que varían como $\text{sen}(\omega t)$. Las fuerzas en los miembros son también valores máximos variando como $\text{sen}(\omega t)$.

B.2. Análisis de Valores Propios

El análisis sísmico por el método del espectro de respuesta o análisis de historia en el tiempo usando el método de superposición modal requiere la determinación de los modos de vibración no amortiguados y las frecuencias del sistema.

Esto envuelve la solución del problema de valores propios generalizado

$$K\Phi = M\Phi\Omega^2$$

donde K es la matriz de rigideces

M es la matriz de masa diagonal

Ω^2 es la matriz diagonal de valores propios

Φ es la matriz de los vectores propios correspondientes

SAP90 resuelve este problema para los n_f menores valores propios y sus correspondientes vectores propios usando un algoritmo de iteración del subespacio acelerada.

B.3. Análisis de Vectores de Ritz.

Investigaciones recientes indican que las formas modales de vibración libre exactas no son la mejor base para un análisis dinámico de superposición modal de estructuras sometidas a cargas dinámicas. Se ha demostrado que los análisis dinámicos basados en un conjunto único de vectores de Ritz da resultados mas exactos que usando el mismo número de vectores propios.

La razón por la cual los vectores de Ritz dan excelentes resultados es porque ellos son generados tomando en cuenta la distribución espacial de la carga dinámica, mientras que el uso de las formas modales exactas desprecia esta importante información. El primer vector de Ritz es el vector de desplazamientos obtenido de un análisis estático usando la distribución espacial del vector de cargas dinámicas como dato. Los otros vectores se generan de una relación de recurrencia en la cual la matriz de masa es multiplicada por el vector de Ritz previamente obtenido u usada como el vector de carga para la solución estática. Por lo tanto, luego que la matriz de rigideces es triangularizada, es solo necesario resolver estáticamente para un vector de carga por cada vector de Ritz requerido.

B.4. Análisis del Espectro de Respuesta (Sísmico)

Las ecuaciones de equilibrio dinámico asociadas con la respuesta de una estructura a movimientos del terreno viene dada por:

$$KU + CV + MW = MW_g$$

donde K es la matriz de rigideces

C es la matriz de amortiguamiento

M es la matriz de masa diagonal

Wg es la aceleración del terreno

y U, V y W son los desplazamientos, velocidades y aceleraciones estructurales, respectivamente.

SAP90 resuelve este sistema de ecuaciones usando el método de superposición modal basado en el espectro de respuesta. La aceleración del terreno es dada como una curva de espectro de respuesta digitalizada de aceleraciones espectrales contra periodo.

La excitación del terreno puede ocurrir simultáneamente en tres direcciones X, Y y Z. Para obtener los máximos desplazamientos y fuerzas (o esfuerzos) en los miembros, las respuestas modales asociadas con una dirección particular de excitación son calculadas primero y luego combinadas usando la técnica de la combinación cuadrática completa (CQC). La respuesta total es entonces calculada sumando las respuestas de las tres direcciones usando el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS).

Para modelar estructuras sometidas a cargas dinámicas dadas por espectros de respuesta, la dirección positiva del eje Z debe apuntar hacia arriba.

B.5. Análisis de Respuesta Dinámica de Historias en el Tiempo.

En general la carga que actúa sobre una estructura es una función arbitraria de espacio y tiempo. En forma matricial, puede ser escrita como R(s,t). Para todos los tipos de carga R(s,t) puede ser escrita como una suma finita de series de vectores de carga espacial F_i(s) y funciones de tiempo T_i(t). O en forma matricial:

$$R(s,t) = SF_i(s) * T_i(t)$$

Para el programa SAP90 los vectores espaciales F_i(s) pueden definirse como las condiciones de carga estática, o en caso de aceleraciones de base como una función de la matriz de masas. Las funciones T_i(t) pueden ser funciones arbitrarias de tiempo o funciones periódicas como aquellas producidas por viento u oleaje.

VI. ESTRUCTURA DEL ARCHIVO DE DATOS DE SAP90

El archivo de datos de SAP90 está organizado en 21 distintos bloques de datos por medio de líneas de separación únicas (excepto en el caso de la línea de título, donde no existe separador). El separador identifica el bloque de datos y es siempre la primera línea del bloque de datos. La línea del separador puede ser escrita en mayúsculas o minúsculas pero debe comenzar en la columna 1. Los datos asociados con el bloque de datos van inmediatamente después de la línea del separador.

Los 21 bloques de datos se muestran en la tabla VII-1. Algunos de ellos son obligatorios; sin embargo, la existencia de muchos de los bloques en el archivo de datos depende del problema que está siendo analizado. El orden en que los bloques aparecen en el archivo no es importante; sin embargo la línea de título debe ser la primera línea del archivo.

BLOQUE DE DATOS	DESCRIPCIÓN	OBLIGATORIO
1. Línea de Título	Información del trabajo	Si
2. SYSTEM	Información de control del trabajo	Si
3. JOINTS	Coordenadas de las Juntas	Si
4. RESTRAINTS	Restricciones de Juntas	Si ¹
5. SPRINGS	Resortes de Apoyo	No
6. MASSES	Masas en las Juntas	No
7. POTENTIAL	Temperaturas y Presiones en Juntas	No
8. CONSTRAINTS	Relaciones de GDL de Juntas	No
9. FRAME	Datos de Elementos Viga	Si ²
10. SHELL	Datos de Elementos Cascarón	Si ²
11. ASOLID	Datos de Elementos ASOLID	Si ²
12. SOLID	Datos de Elementos Sólidos	Si ²
13. LOADS	Cargas Aplicadas en las Juntas	No
14. DISPLACEMENTS	Desplazamientos aplicados en las juntas	No
15. PRESTRESS	Cargas de Presforzado en Vigas	No
16. PDELTA	Control para Análisis P-Delta	No
17. SPEC	Datos del espectro de Respuesta	No
18. TIMEH	Datos de Historia en el Tiempo	No
19. COMBO	Datos para Combinaciones de Cargas	No
20. ENVELOPE	Datos para Combinaciones de Envolvente	No
21. SELECT	Solicitud de Salida Selectiva	No

1 Este bloque de datos puede ser omitido si la estructura está totalmente soportada por resortes

2 Al menos uno de estos cuatro bloques debe estar presente en el archivo de datos

Tabla VII-1. Bloques de datos de SAP90

B. Formato Libre.

Todos los datos de entrada de SAP90 se preparan en formato libre. En otras palabras, los datos en una línea específica no tienen que corresponder con columnas preestablecidas. Los datos son suministrados como una lista de ítems separados por una coma o por uno o mas blancos. Los ítems pueden ser números o caracteres alfanuméricos.

El formato libre puede ser de dos formas:

- Una lista de datos precedidos por un identificador y un signo igual:

XI=2000,4501

- Una lista de datos sin un identificador que los preceda:

20,45,5

Una línea de datos típica puede ser una combinación de los dos anteriores, como,

20,45,5 XI=1200,1500 AV=15,25

C. Comentarios

Cualquier línea, excepto la primera, que tenga la letra C en la primera columna y un blanco en la columna 2 es tratada como una línea de comentario e ignorada por el programa. Dos puntos (:) indican el fin de la información en una línea. Cualquier información a la derecha de los dos puntos es también ignorada por el programa.

D. Continuación de Línea

Cada línea de datos puede contener hasta 500 caracteres. Estos pueden ser suministrados en una sola línea en el archivo de datos, o la línea puede ser dividida en varias líneas de texto de menor longitud. El carácter backslash (\) en una línea particular de texto indica que la siguiente línea es una continuación de aquella. Se permiten múltiples líneas de continuación, pero la suma de todas las columnas a la izquierda del backslash (\) en cada línea de texto no debe exceder de 500 caracteres.

E. Operaciones Aritméticas.

Instrucciones aritméticas simples son permitidas cuando se suministran números reales en los campos de formato libre. Pueden usarse los siguientes operadores

- + para la suma
- para la resta
- / para la división
- * para la multiplicación

VII. ARCHIVOS DE SALIDA DE SAP90

Después de una corrida de computadora completa, aparecerán una serie de archivos de resultados en formato ASCII con el nombre archivo del problema mas una extensión que depende de las opciones utilizadas en análisis. Si suponemos que nuestro archivo de datos se designa como EJEMPLO, a continuación se muestran los nombres de archivos que pueden presentarse :

EJEMPLO.SAP
EJEMPLO.EQN
EJEMPLO.EIG
EJEMPLO.RIT
EJEMPLO.SPC
EJEMPLO.SOL
EJEMPLO.F3F
EJEMPLO.F4F
EJEMPLO.F5F
EJEMPLO.F8F
EJEMPLO.FEF
EJEMPLO.ERR

El contenido de estos archivos se describe a continuación:

NOMBRE	CONTENIDO
EJEMPLO.SAP	Datos de entrada en forma tabular
EJEMPLO.EQN	Ecuaciones que forman la matriz de rigidez
EJEMPLO.EIG	Frecuencias y parámetros modales.(eigenvectores)
EJEMPLO.RIT	Frecuencias y parámetros modales (Vectores de Ritz)
EJEMPLO.SPC	Factores del análisis modal espectral
EJEMPLO.SOL	Desplazamientos de los nudos y reacciones
EJEMPLO.F3F	Fuerzas en los elementos FRAME
EJEMPLO.F4F	Fuerzas en los elementos SHELL
EJEMPLO.F5F	Esfuerzos en los elementos ASOLID
EJEMPLO.F8F	Esfuerzos en los elementos SOLID
EJEMPLO.FEF	Fuerzas en los nudos
EJEMPLO.ERR	Errores y advertencias detectadas durante las corridas

VIII. ESTRUCTURA DEL PROGRAMA SAP90

A. Módulos del Programa SAP90

El programa de análisis estructural es una combinación de módulos que son ejecutados en una secuencia predefinida. Los módulos están ligados por medio de una serie de archivos internos que constituyen una base de datos. cada módulo realiza una serie de operaciones y actualiza la base de datos durante el proceso.

Los programas incluidos en el paquete completo de SAP90, y las funciones asociadas con cada programa se presentan en la tabla VIII-I. Algunos de los programas crean archivos de salida. Los nombres de los archivos de salida asociados también se muestra en la tabla.

MODULO DE PROGRAMA	FUNCIÓN DEL MODULO	ARCHIVO CREADO
1. SAP90	Lee, Chequea y Tabula Todos los Datos	EXAMPLE.SAP
2. FRAME	Formulación de la Matriz de Rigideces del Elemento Viga	
3. SHELL	Formulación de la Matriz de Rigideces del Elemento Cascarón	
4. ASOLID	Formulación de la Matriz de Rigideces de Elemento ASOLID	
5. SOLID	Formulación de la Matriz de Rigideces del Elemento SOLID	
6. SOLVE	Ensamblaje y Reducción de Rigideces y Cargas	
7. EIGEN	Análisis de Valores Propios (Eigenvalues)	EXAMPLE.EIG
8. RITZ	Análisis de Vectores de Ritz	EXAMPLE.RIT
9. SPEC	Factores de Análisis Espectral	EXAMPLE.SPC
10. TIMEH	Análisis de Historias en el Tiempo	
11. JOINTF	Salida de Formas Modales, Desplazamientos de Juntas y Reacciones	EXAMPLE.SOL
12. ELEM F	Salida de Fuerzas en las Juntas de los Elementos	EXAMPLE.FEF
13. FRAME F	Salida de Fuerzas en Elementos Viga	EXAMPLE.F3F
14. SHELL F	Salida de Fuerzas en los Elementos Cascarón	EXAMPLE.F4F
15. ASOLID F	Salida de Esfuerzos en los Elementos ASOLID	EXAMPLE.F5F
16. SOLID F	Salida de Esfuerzos en Elementos SOLID	EXAMPLE.F8F
17. SAPLOT	Salidas Gráficas	
18. SAPTIME	Salidas Gráficas y Creación de Salida para Análisis de Historias en el Tiempo	EXAMPLE.HST

Tabla IX-I. Módulos de SAP90

B. El Comando GO

El módulo de SAP90 lee el archivo de datos y chequea todos los datos por compatibilidad. Si no se encuentran errores, el módulo de SAP90 creará un archivo por lotes GO.BAT, el cual activará el resto de los módulos de SAP90 que son necesarios para un análisis en particular.

El archivo GO.BAT se activa luego de la ejecución de SAP90 como sigue:

```
C:>GO <CR>
```

C. Secuencia de Ejecución.

El programa de análisis estructural SAP90 requiere que las operaciones analíticas se realicen en una secuencia predeterminada rigurosa. El módulo SAP90 siempre es ejecutado primero. Una ejecución sin errores de este módulo creará el archivo GO.BAT. Para una ejecución normal el archivo de lotes GO.BAT contendrá algunos o todos de los siguientes comandos en la siguiente secuencia:

```
OPTIMIZE  
FRAME  
SHELL  
ASOLID  
SOLID  
SOLVE  
EIGEN  
RITZ  
SPEC  
TIMEH  
JOINTF  
ELEM  
FRAMEF  
SHELLF  
ASOLIDF  
SOLIDF
```

Para el modo de ejecución reiniciar (restart), el archivo GO.BAT contendrá algunos o todos de los siguientes comandos:

```
SPEC  
TIMEH  
JOINTF  
ELEM  
FRAMEF
```

**SHELLF
ASOLIDF
SOLIDF**

D. La Opción Reiniciar (RESTART).

La opción reiniciar de SAP90 permite al usuario cambiar ciertos bloques de datos, y obtener resultados asociados con los datos de entrada cambiados sin realizar las fases de ensamblaje y solución del programa.

El modo de análisis de reinicio solo los siguientes bloques de datos pueden ser cambiados o añadidos

- Línea del título
- SYSTEM
- SPEC
- TIMEH
- COMBO
- ENVELOPE
- SELECT

IX. DETALLES DE LAS OPCIONES DEL ARCHIVO DE DATOS DE SAP90

Como se describió en el capítulo VII, el archivo de datos de SAP90 está organizado en 21 bloques de datos. Solamente se necesita preparar los datos asociados con los bloques de datos que son pertinentes a la estructura que está siendo analizada.

Cada bloque de datos, a su vez, está subdividido en una o mas secciones de datos y las secciones de datos están formadas por líneas de datos. En algunos casos, las líneas de datos en una sección de datos están agrupadas en múltiples conjuntos de datos. Si alguna línea de datos no es necesaria para una estructura en particular, el usuario puede simplemente obviar la lista de datos asociada.

1. Línea de Título.

Prepare una línea de datos de hasta 70 caracteres para el título de la salida. Esta información aparecerá en cada página de los archivos de salida creados por SAP90. Esta línea debe ser la primera en el archivo de datos.

2. Bloque de datos SYSTEM.

Este bloque de datos define información de control asociada con el análisis estructural. Este bloque de datos es obligatorio.

FORMATO

a. Separador

Coloque una línea para el separador en la siguiente forma:

SYSTEM

b. Información de Control.

A continuación del separador SYSTEM coloque una línea de datos en la forma siguiente>

R=ropt L=nld C=ncyc V=nfq T=tol P=per W=wopt Z=nritz N=nid

EJEMPLO

SYSTEM
V=10 L=3

DESCRIPCIÓN

Variable	Defecto	Descripción
ropt	[0]	Marcadores de Reinicio: =0 Modo de ejecución normal =1 Modo de reinicio =2 Reinicio después de un análisis de transferencia de calor
nld	[0]	Número de condiciones de carga
ncyc	[0]	Frecuencia de la carga para análisis de régimen permanente
nfq	[0]	Número de valores propios a calcular
tol	[.0001]	Tolerancia de convergencia para análisis de valores propios
per	[0]	Período de corte para análisis de valores propios
wopt	[0]	Bandera de supresión de advertencia =0 Mostrar todas las advertencias =1 Suprima todas las advertencias
nritz	[0]	Número de vectores de Ritz a calcular
nid	[9999]	máximo número de identificación de juntas.

3. Bloque de datos JOINTS

Este bloque de datos define las juntas que describen la geometría del modelo estructural con sus coordenadas asociadas. Este bloque de datos es obligatorio.

FORMATO

a. Separador

JOINTS

b. Datos de Juntas

En esta sección de datos coloque tantas líneas como se necesite para definir las juntas de la estructura. Finalice esta sección con una línea en blanco. Prepare las líneas de datos en la forma siguiente>

jid X=x Y=y Z=z G=g1,g2,i,r Q=q1,q2,q3,q4,i_n,j_a F=f,n_i,n_j,i_n,j_a L=l,n_i,n_j
A=c1,c2,c3,n_e,i_c,a S=s

EJEMPLO

JOINTS

25 X=20 Y=20 Z=20 S=12
5 X=10 Y=10 Z=0 G=5,25,2

DESCRIPCIÓN

Identificación de Juntas y Coordenadas

Variable	Defecto	Descripción
jid		Número de identificación de la junta
x	[pv]	Coordenada global X de la junta jid
y	[pv]	Coordenada global Y de la junta jid
z	[pv]	Coordenada global Z de la junta jid

Generación Lineal

g1		Junta 1. Generación lineal
g2		Junta 2. Generación lineal
i	[1]	Incremento de número de junta
r	[1]	Relación de el último espacio al primer espacio para espaciado diferente de juntas

Generación Cuadrilateral

q1		Junta 1. Generación Cuadrilateral
q2		Junta 2. Generación Cuadrilateral
q3		Junta 3. Generación Cuadrilateral
q4		Junta 4. Generación Cuadrilateral
i _n		Incremento del número de juntas, sobre el eje i
j _n		Incremento del número de juntas, sobre el eje j

Generación Frontal y Lagrangiana

f		Número de junta origen para generación frontal
l		Número de junta original para generación Lagrangiana
n _i		Número de juntas en la dirección i, sin incluir la junta origen
n _j		Número de juntas en la dirección j, sin incluir la junta origen
i _a		Incremento del número de juntas sobre el eje i
j _a		Incremento del número de juntas sobre el eje j

Generación Cilíndrica

c1		Junta 1. Generación cilíndrica
c2		Junta 2. Generación cilíndrica
c3		Junta 3. Generación cilíndrica
n _c		Número de juntas cilíndricas adicionales a generar
i _c		Incremento de número de junta para generación cilíndrica de juntas
a		Incremento de ángulo, grados (debe ser menor de 90)

Factor de Escala

s [pv] Factor de escala para coordenadas de junta

4. Bloque de datos RESTRAINTS

Cada junta del modelo estructural tiene seis componentes de desplazamiento, tres traslaciones globales UX, UY y UZ y tres rotaciones globales RX, RY y RZ. las direcciones asociadas con esos seis componentes de desplazamiento se conocen como grados de libertad de la junta.

Las especificaciones de restricción de una junta consiste de un conjunto de seis números (o códigos), cada uno correspondiente a cada grado de libertad de la junta. cada uno de esos números puede tener un valor de 0 o 1.

Este bloque de datos es obligatorio a menos que el modelo esté completamente apoyado en resortes.

FORMATO

a. Separador.

RESTRAINTS

b. Datos de restricción.

En esta sección de datos coloque tantas líneas como necesite para definir los grados de libertad inactivos del sistema.

j1 j2 inc R= $r_{ux}, r_{uy}, r_{uz}, r_{rx}, r_{ry}, r_{rz}$

EJEMPLO

15 25 5 R=1,1,1,1,1,1

DESCRIPCIÓN

Variable	Defecto	Descripción
j1		Primer número de junta
j2	[j1]	Ultimo número de junta
inc	[1]	Incremento en el número de junta
r _{ux}		Código de restricción de traslación en X
r _{uy}		Código de restricción de traslación en Y
r _{uz}		Código de restricción de traslación en Z
r _{rx}		Código de restricción de rotación alrededor de X
r _{ry}		Código de restricción de rotación alrededor de Y
r _{rz}		Código de restricción de rotación alrededor de Z

5. Bloque de Datos SPRING.

Cualquiera de los seis grados de libertad de una junta de la estructura puede tener condiciones de apoyo traslacionales o rotacionales de resorte. Este bloque de datos define la ubicación de dichos resortes de apoyo y sus valores asociados. No se permite colocar resortes en la dirección de grados de libertad restringidos.

FORMATO

a. Separador.

SPRINGS

b. Datos del Resorte.

En esta sección coloque tantas líneas como necesite para definir los grados de libertad del sistema que estén soportados por resortes.

j1 j2 inc K=k_{ux},k_{uy},k_{uz},k_{rx},k_{ry},k_{rz}

EJEMPLO

SPRINGS

5 25 5 K=1000,0,0,0,0,0

DESCRIPCIÓN

Variable	Defecto	Descripción
j1		Primer número de junta
j2	[j1]	Número de junta final
incr	[1]	Incremento en número de juntas
k_{ux}		Constante traslacional de resorte en X
k_{uy}		Constante traslacional del resorte en Y
k_{uz}		Constante traslacional del resorte en Z
k_{rx}		Constante rotacional del resorte en X
k_{ry}		Constante rotacional del resorte en Y
k_{rz}		Constante rotacional del resorte en Z

6. Bloque de datos MASSES.

En el modo de análisis dinámico, puede ser necesario colocar masas nodales concentradas (y sus correspondientes momentos de inercia de masas) en las juntas. Cualquiera de los seis grados de libertad de cualquiera de las juntas de una estructura pueden tener valores de masas traslacionales o rotacionales. Este bloque de datos define la ubicación de dichas masas y sus valores correspondientes. La información de este bloque de datos solo es usada por el programa en el modo de análisis dinámico. No se permiten valores de masa en la dirección de grados de libertad restringidos.

FORMATO

a. Separador.

MASSSES

b. Datos de masas.

j1 j2 inc M= $m_{ux}, m_{uy}, m_{uz}, m_{rx}, m_{ry}, m_{rz}$

EJEMPLO

MASSSES

5 25 5 M=1,1,0,0,0,1200

DESCRIPCIÓN

Variable	Defecto	Descripción
j1		Primer número de junta
j2	[j1]	Número de junta final
incr	[1]	Incremento en número de juntas
m _{ux}		Masa traslacional en X
m _{uy}		Masa traslacional en Y
m _{uz}		Masa traslacional en Z
m _{rx}		Momento de Inercia de masas respecto al eje X
m _{ry}		Momento de Inercia de masas respecto al eje Y
m _{rz}		Momento de Inercia de masas respecto al eje Z

7. Bloque de Datos POTENTIAL.

Este bloque de datos sirve para especificar valores de temperatura o presión en juntas para un análisis estructural.

Los valores de temperaturas en las juntas son usados si se requiere un análisis térmico. Las propiedades de los elementos y los correspondientes valores de temperatura en juntas son usados para generar los vectores de cargas térmicas del elemento.

Los valores de presión en juntas son usados por los elementos SHELL, SOLID y ASOLID para calcular los vectores de cargas de presiones.

Este bloque de datos solo es necesario si se va a efectuar un análisis térmico o de presiones.

FORMATO

a. Separador

POTENTIAL

b. Datos de Potencial

j1 j2 inc T=t1,t2 P=p1,p2 W=w,z

EJEMPLO

POTENTIAL

12 18 2 T=96,126 P=10,20

DESCRIPCIÓN

Variable	Defecto	Descripción
j1		Numero de la junta inicial
j2	[j1]	Número de la junta final
inc	[1]	Incremento en el número de junta

Especificaciones de Temperatura

t1	[0]	Valor de temperatura en la junta j1
t2	[t1]	Valor de temperatura en la junta j2

Especificaciones de Presión

p1	[0]	Valor de presión en la junta j1
p2	[p1]	Valor de presión en la junta j2
w		Peso unitario del fluido (peso/unidad de volumen)
z		Coordenada Z global de la superficie de fluido

8. Bloque de Datos CONSTRAINTS

Los datos definidos en este bloque de datos se usa para reducir el número de ecuaciones en el sistema a ser resuelto, cuando se conoce que los desplazamientos en ciertos grados de libertad son iguales a los desplazamientos en otros grados de libertad.

FORMATO

a. Separador.

CONSTRAINTS

b. Datos

j1 j2 inc C=C_{ux}, C_{uy}, C_{uz}, C_{rx}, C_{ry}, C_{rz} I=i_{ux}, i_{uy}, i_{uz}, i_{rx}, i_{ry}, i_{rz}

EJEMPLO

CONSTRAINTS

21 31 1 C=20,0,0,0,0,0

DESCRIPCIÓN

Variable	Defecto	Descripción
j1		Primer número de junta
j2	{j1}	Número de junta final
incr	[1]	Incremento en número de juntas

Número de Juntas Independientes para:

C_{ux}	Traslación X de la junta dependiente
C_{uy}	Traslación Y de la junta dependiente
C_{uz}	Traslación Z de la junta dependiente
C_{rx}	Rotación X de la junta dependiente
C_{ry}	Rotación Y de la junta dependiente
C_{rz}	Rotación Z de la junta dependiente

Incrementos de Números de juntas independientes para:

i_{ux}	Junta C_{ux}
i_{uy}	Junta C_{uy}
i_{uz}	Junta C_{uz}
i_{rx}	Junta C_{rx}
i_{ry}	Junta C_{ry}
i_{rz}	Junta C_{rz}

9. Bloque de Datos FRAME

Este bloque de datos define las propiedades, ubicaciones y cargas asociadas con los elementos FRAME (viga) tridimensional que existen en el modelo. Cualquier elemento de viga o armadura en dos dimensiones o elemento de armadura en tres dimensiones puede ser considerado como un caso especial de este elemento general.

FORMATO

a. Separador

FRAME

b. Información de control del bloque de datos FRAME

Coloque una línea de datos para la información de control en la siguiente forma:

NM=npro NL=nbsl NSEC=nsec X=x₁,x₂,...,x_{nld} Y=y₁,y₂,...,y_{nld} Z=z₁,z₂,...,z_{nld}
 T=t₁,t₂,...,t_{nld} P=pr₁,pr₂,...,pr_{nld}

c. Datos de Materiales y Propiedades de Secciones.

Coloque npro líneas de datos para definir las npro tipos de propiedades.

np A=a J=j I=I₃₃,I₂₂ AS=a₂,a₃ E=e G=g W=w M=m Tc=alpha

d. Datos de Carga en el claro.

Coloque nbsl líneas de datos en esta sección, una por cada uno de los nbsl patrones de carga en el claro.

ns WL=w₁,w₂,w₃ WG=w_x,w_y,w_z T=t₁,t₂,t₃ PLD=d₁,p₁,f₁,d₂,p₂,f₂,...,d₄,p₄,f₄
 TRAP=c₁,u₁,v₁,c₂,u₂,v₂,c₃,u₃,v₃,c₄,u₄,v₄

e. Datos de ubicación de los elementos FRAME.

En esta sección provea tantas líneas como sea necesario para definir todos los elementos FRAME en el modelo. Finalice esta sección con una línea en blanco.

nel j_i j_j M=msp_i,msp_j,i_{var} LP=n₁,n₂ LR=r₁,r₂,r₃,r₄,r₅,r₆ RE=r_i,r_j RZ=z
 MS=m_i,m_j NSL=I₁,I₂,...,I_{nld} G=n_g,n_{inc},g₁,g₂,g₃,g₄

DESCRIPCIÓN.

Información de Control .

Variable	Defecto	Descripción
npro	[1]	Número de tipos de propiedades
nbsl	[0]	Número de patrones de carga en el claro
nsec	[0]	Número de secciones para salida de resultados de fuerzas
x ₁ ,x ₂ ,...	[0]	Multiplicadores gravitacionales en dirección X
y ₁ ,y ₂ ,...	[0]	Multiplicadores gravitacionales en dirección Y
z ₁ ,z ₂ ,...	[0]	Multiplicadores gravitacionales en dirección Z
t ₁ ,t ₂ ,...	[0]	Multiplicadores de temperatura
pr ₁ ,pr ₂ ,...	[0]	Multiplicadores de cargas de presfuerzo

Datos de Propiedades de Materiales y secciones.

np		Número de identificación de las propiedades
a	[0]	Área
j	[0]	Constante torsional

i_{33}, i_{zz}	[0]	Momentos de inercia
a_2, a_3	[0]	Áreas de corte
e	[pv]	Módulo de elasticidad
g	[e/2.6]	Módulo de corte
w	[0]	Peso por unidad de longitud
m	[0]	Masa por unidad de longitud
α	[0]	Coefficiente de expansión térmica del material (unidades L/L/H)

Datos de Cargas en el claro.

ns		Número de identificación de la carga en el claro
w_1	[0]	Carga uniforme en la dirección 1 - Fuerza/longitud
w_2		carga uniforme en la dirección 2 - Fuerza/longitud
w_3		Carga uniforme en la dirección 3 - Fuerza/Longitud
w_x	[0]	Carga uniforme en la dirección X - Proyección en X de Fuerza/Longitud
w_y	[0]	Carga uniforme en la dirección Y - Proyección en Y de Fuerza/Longitud
w_z	[0]	Carga uniforme en la dirección Z - Proyección en Z de Fuerza/Longitud
t_1	[0]	Incremento de temperatura en la línea central del elemento
t_2		Gradiente de temperatura en la dirección 2
t_3		gradiente de temperatura en la dirección 3
d_1		Distancia del extremo I de p_1 y f_1
p_1		p_1 es la primera carga desde I en la dirección 2
f_1		f_1 es la primera carga desde Y en la dirección 3
c_1		Distancia desde el extremo I de u_1 y v_1
u_1		u_1 es la intensidad de carga en la dirección 2 a una distancia c_1 del extremo I.
v_1		v_1 es la intensidad de carga en la dirección 3 a una distancia c_1 del extremo I.

Datos de Ubicación de los Elementos FRAME

nel		Número de identificación del elemento
j_i		Número de la junta en el extremo I.
j_j		Número de junta en el extremo j.
m_{sp_i}	[pv]	Número de identificación de propiedades en el extremo I.
m_{sp_j}	[mspi]	Número de identificación de propiedades en el extremo J.
i_{var}	[2]	Variación de $e \cdot I_{33}$ a lo largo de la longitud de elemento: =1 Lineal =2 Parabólica =3 Cúbica
n_1, n_2	[pv]	Números de junta para definir el eje local en la dirección 3

r_1	[0]	Código de liberación de la restricción de momento respecto al eje 3. Extremo I.
r_2		Código de liberación de la restricción de momento respecto al eje 3. Extremo J.
r_3		Código de liberación de la restricción de fuerza axial.
r_4		Código de liberación de la restricción de momento respecto al eje 2. Extremo I.
r_5		Código de liberación de la restricción de momento respecto al eje 2. Extremo J.
r_6		Código de liberación de la restricción de momento torsional
r_i, r_j	[0]	Zona rígida en los extremos I y J, respectivamente
z	[pv]	Factor de reducción de zona rígida
m_i, m_j	[pv]	Junta maestra para los extremos I y J, respectivamente
I_1, I_2, \dots	[0]	Patrones de carga en el claro de la viga para las condiciones de carga l_1 a l_{nld}
n_g	[0]	Número de elementos adicionales a generar
$ninc$		Incremento para el número de identificación del elemento
g_1		Incremento del número de la junta en el extremo I.
g_2		Incremento del número de la junta en el extremo J.
g_3		Incremento en el número de la junta maestra en el extremo I.
g_4		Incremento en el número de la junta maestra en el extremo J.

10. Bloque de Datos SHELL

Este bloque de datos define las propiedades, ubicaciones y cargas asociados con el elemento general tridimensional SHELL de 4 nodos. Los elementos membrana y de flexión de placas son considerados casos especiales de este elemento general.

FORMATO.

a. Separador.

SHELL

b. Información de Control.

Colocar una línea de datos para la información de control del bloque SHELL de la siguiente manera:

NM=nmat O=iout
 $X=x_1, x_2, \dots, x_{nld}$ $Y=y_1, y_2, \dots, y_{nld}$ $Z=z_1, z_2, \dots, z_{nld}$
 $T=t_1, t_2, \dots, t_{nld}$ $P=p_1, p_2, \dots, p_{nld}$

c. Datos de Propiedades del Material

Colocar nmat líneas de datos en esta sección para definir los nmat tipos de material en la siguiente forma:

nm E=e U=u W=w M=m TA=alpha

d. Datos de ubicación de los elementos SHELL.

En esta sección de datos, provea tantas líneas de datos como sean necesarias para definir las ubicaciones de todos los elementos SHELL en el modelo. Finalice esta sección con una línea en blanco.

nel JQ= j_i, j_j, j_k, j_l ETYPE=et M=mat TZ=tz TH= th_1, th_2 LP=n G= g_1, g_2

DESCRIPCIÓN

Información de Control

Variable	Defecto	Descripción
nmat	[1]	Número de tipos de material
iout	[0]	Control de salida: =0 Resultantes de fuerzas y momentos =1 Esfuerzos de superficie superiores e inferiores
x_1, x_2, \dots	[0]	Multiplicadores gravitacionales en dirección X
y_1, y_2, \dots	[0]	Multiplicadores gravitacionales en dirección Y
z_1, z_2, \dots	[0]	Multiplicadores gravitacionales en dirección Z
t_1, t_2, \dots	[0]	Multiplicadores de temperatura
p_1, p_2, \dots	[0]	Multiplicadores de presión

Datos de Propiedades del Material

nm		Número de identificación del material
e	[pv]	Módulo de elasticidad
u	[pv]	Relación de Poisson
w	[0]	Peso por unidad de volumen
m	[0]	Masa por unidad de volumen
alpha	[0]	Coefficiente de expansión térmica (unidades L/L/H)

Datos de Ubicación de Elementos SHELL

nel		Número de identificación del elemento
j_i, j_j, \dots		Números de las juntas del elemento

et	[pv]	Tipo de elemento =0 Cascarón (membrana + flexión) =1 Solo comportamiento de membrana =2 Solo comportamiento de flexión de placa
mat	[pv]	Tipo de material del elemento
tz	[0]	Temperatura referencia de cero esfuerzo
th ₁	[pv]	Espesor del elemento membrana
th ₂	[pv]	Espesor del elemento de flexión
n	[0]	Control para la dirección del eje local del elemento
g ₁ ,g ₂		Parámetros para la generación de elementos

11. Bloque de datos ASOLID

Este bloque de datos define las propiedades, ubicación y cargas asociadas con el elemento formado de 3 a 9 nudos. Cabe recordar que estos elementos deben ser paralelos a los planos formados por los ejes principales.

FORMATO

a. Separador.

ASOLID

b. Información de control para el elemento ASOLID

En esta sección se coloque una línea con los datos que se indican a continuación :

NM=nmat ETYPE=et MAXN=ntm
 X=x₁,x₂,... x_{ntd} Y=y₁,y₂,...y_{ntd} Z=z₁,z₂,...z_{ntd}
 T=t₁,t₂,...t_{ntd} P=p₁,p₂,...p_{ntd} R=r₁,r₂,...r_{ntd}

c. Propiedades de los materiales

En esta sección se proporcionan "nmat" grupos de datos. Cada grupo de datos consta de dos líneas con la siguiente información.

i) Primera línea

nm NUMT=nt W=w M=m B=b

ii) Propiedades de los materiales que dependen de la temperatura

$$T=t \quad E=e_r, e_\theta, e_z \quad U=u_1, u_2, u_3 \quad G=g_n \quad A=a_r, a_\theta, a_z$$

c. Localización de los elementos ASOLID

En esta sección proporcione tantas líneas de datos como sean necesarias para definir el modelo. Finalice la introducción de estos datos con una línea en blanco. Los datos requeridos se deben preparar de la siguiente forma :

$$\begin{aligned} \text{nel} \quad JN=j_1, j_2, j_3, \dots, j_9 \quad JQ=j_1, j_3, j_7, j_9 \quad JS=j_i, j_j, j_k \\ M=\text{mat} \quad TZ=tz \quad TH=th \quad G=g_1, g_2 \quad LP=n \end{aligned}$$

DESCRIPCIÓN

Variable	Defecto	Descripción
nmat	1	Num de tipos de materiales
et	0	Tipo de elemento =0 Axisimétrico =1 Deformación plana =2 Esfuerzo plano
ntm	1	Num. máximo de temperaturas en cualquier tipo de material
x1, x2, ...	0	Multiplicadores gravitacionales en dirección " X" para las "nld" condiciones de carga
y1, y2, ...	0	Multiplicadores gravitacionales en dirección " Y" para las "nld" condiciones de carga
z1, z2, ...	0	Multiplicadores gravitacionales en dirección " Z" para las "nld" condiciones de carga
t1, t2, ...	0	Multiplicadores de temperaturas para las "nld" condiciones de carga
p1, p2, ...	0	Multiplicadores de presiones para las "nld" condiciones de carga
r1, r2, ...	0	Valores de velocidad angular para las "nld" condiciones de carga.
nm		Identificador del número de material
nt	1	Num de temperaturas para las que se especifican las propiedades dependientes de este tipo de material.
w	0	Peso por unidad de volumen
m	0	Masa por unidad de volumen
b	0	Ángulo de referencia de las propiedades del material en grados

t	0	Temperatura asociada con la propiedad del material especificado en esta línea de datos.
er,es,et	0	Módulo de elasticidad en las direcciones r,s y t respectivamente.
u1,u2,u3	0	Relación de poisson en las direcciones r,s, y t respectivamente.
grs	$e_r / (2 + 2u_1)$	Módulo de cortante en el plano r-s
ar,as,at	0	Coefficiente de expansión térmica en las direcciones r,s y t respectivamente .
nel		Num del identificador del elemento
j1,j2,...		Nums de nudos del elemento, para la opción JN
j1,j3,...		Nums de nudos del elemento, para la opción JQ (elemento de 4 nudos)
ji,jj,...		Nums de nudos del elemento, para la opción JS (definición de una malla regular)
mat	pv	Tipo de material del elemento
tz	0	Temperatura de referencia para esfuerzo cero.
th	pv	Espesor del elemento
g1,g2		Parámetros de generación de elementos
n	2	Identificador del plano donde se localiza el elemento

12. Bloque de datos SOLID

Este bloque de datos define las propiedades, localización y las cargas asociadas al elemento tridimensional SOLID formado por 8 nudos. Los datos se preparan en el siguiente formato :

FORMATO

a. Separador

SOLID

b. Control de información para el elemento SOLID

Se proporciona una línea de datos con la siguiente información

NM= nmat MAXN=ntm
X=x1,x2,... x_{nld} Y=y1,y2,...y_{nld} Z=z1,z2,...z_{nld}
T=t1,t2,...t_{nld} P=p1,p2,...p_{nld}

c. Propiedades de los materiales

En esta sección se proporcionan "nmat" grupos de datos. Cada grupo de datos consta de dos líneas con la siguiente información.

i) Primera línea

nm NUMT=nt W=w M=m

ii) Propiedades de los materiales que dependen de la temperatura

T=t E=e₁, e₂, e₃ U=u₁, u₂, ... u₁₅ G=g_{xy}, g_{yz}, g_{zx} A=a₁, a₂, a₃

c. Localización de los elementos SOLID

En esta sección proporcione tantas líneas de datos como sean necesarias para definir el modelo. Finalice la introducción de estos datos con una línea en blanco. Los datos requeridos se deben preparar de la siguiente forma :

nel JQ=j₁, j₂, j₃, ... j₈ JR=j_i, j_j, j_k, j_l
M=mat TZ=tz I=i G=g₁, g₂, g₃

DESCRIPCIÓN

Variable	Defecto	Descripción
nmat	1	Numero de tipos de materiales
ntm	1	Num. máximo de temperaturas en cualquier tipo de material
x1, x2, ...	0	Multiplicadores gravitacionales en dirección " X" para las "nld" condiciones de carga
y1, y2, ...	0	Multiplicadores gravitacionales en dirección " Y" para las "nld" condiciones de carga
z1, z2, ...	0	Multiplicadores gravitacionales en dirección " Z" para las "nld" condiciones de carga
t1, t2, ...	0	Multiplicadores de temperaturas para las "nld" condiciones de carga
p1, p2, ...	0	Multiplicadores de presiones para las "nld" condiciones de carga
nm		Identificador del número de material
nt	1	Num de temperaturas para las que se especifican las propiedades dependientes de este tipo de material.

w	0	Peso por unidad de volúmen
m	0	Masa por unidad de volúmen
t	0	Temperatura asociada con la propiedad del material especificado en esta línea de datos.
ex,ey,ez	0	Módulo de elasticidad en las direcciones x,y y z respectivamente.
u1,u2,...	0	Relación de poisson
gxy,gyz,...	0	Módulo de cortante en los planos X-Y, Y-Z y Z-X respectivamente
a1,a2,...	0	Coefficiente de expansión térmica .
nel		Num del identificador del elemento
j1,j2,...		Numero de nudos del elemento, para la opción JQ(definición general del elemento)
ji,jj,...		Numero de nudos del elemento, para la opción JR(definición de un elemento regular)
mat	pv	Tipo de material del elemento
tz	0	Temperatura de referencia para el esfuerzo cero.
i	pv	Bandera para suprimir modos de flexión incompatibles.
g1,g2,g3		Parámetros para la generación de elementos.

13. Bloque de datos LOADS

Una estructura pueden estar sujeta a cargas concentradas en sus nudos (fuerzas o momentos). Esta sección define los nudos cargados de acuerdo con las " nld " condiciones de carga que hayan sido especificadas. Las cargas deberán estar aplicadas en nudos con grados de libertad no restringidos.

Omita esta sección si no existen nudos cargados.

A continuación se indica el formato de los datos requeridos:

FORMATO:

a. Separador

LOADS

b. Datos

Utilice tantas líneas de datos sea necesario para definir los nudos cargados que especifican las " nld " condiciones de carga. Finalice esta sección de datos con una línea en blanco. Los datos deberán prepararse de la siguiente forma :

j1 j2 inc F=fx,fy,fz,mx,my,mz

EJEMPLO

LOADS

13 25 2 L=2 F=20,30,0,

DESCRIPCIÓN

Variable	Defecto	Descripción
j1		Número del primer nudo en la generación
j2	j1	Número del último nudo en la generación
inc	1	Incremento en el número de nudo
l	pv	Número de condición de carga
fx		Fuerza aplicada en la dirección X
fy		Fuerza aplicada en la dirección Y
fz		Fuerza aplicada en la dirección Z
mx		Momento aplicado alrededor del eje X
my		Momento aplicado alrededor del eje Y
mz		Momento aplicado alrededor del eje Z

14. Bloque de datos DISPLACEMENTS

En una estructura es posible además de aplicar cargas, aplicar desplazamientos traslacionales y rotacionales en los nudos. Estos desplazamientos no deben ser aplicados en grados de libertad restringidos. Esta opción solo se permite cuando se realiza un análisis estático.

Es posible manejar cargas puntuales y desplazamientos en los nudos de una estructura, siempre y cuando no se especifiquen a los mismos grados de libertad.

Omita esta sección si no se tienen desplazamientos asignados a los nudos.

FORMATO

a. Separador

DISPLACEMENTS

b. Datos

Proporcione cuantas líneas sean necesarias para asignar los desplazamientos a la estructura. Finalice esta sección con una línea en blanco.

```
j1    j2    inc    U=ux,uy,uz,rx,ry,rz
```

EJEMPLO

```
DISPLACEMENTS  
13 25 2 U=1,0,1,0,0,0
```

DESCRIPCIÓN

Variable	Defecto	Descripción
j1		Número del primer nudo en la generación
j2	j1	Número del último nudo en la generación
inc	1	Incremento en el número de nudo
ux		Desplazamiento aplicado en la dirección X
uy		Desplazamiento aplicado en la dirección Y
uz		Desplazamiento aplicado en la dirección Z
rx		Rotación aplicada alrededor del eje global X
ry		Rotación aplicada alrededor del eje global Y
rz		Rotación aplicada alrededor del eje global Z

15. Bloque de datos PRESTRESS

Esta opción permite modelar elementos estructurales (vigas) sometidos a cargas producidas por cables de presfuerzo. Para sumar estos efectos a las condiciones de cargas básicas, es necesario activar los multiplicadores de presfuerzo que aparecen en el bloque de datos FRAME. Omita esta sección si no se utiliza.

FORMATO

a. Separador

PRESTRESS

b. Datos.

Utilice tantas líneas como sea necesario para definir la geometría de los cables de presfuerzo en las vigas. Finalice esta sección con una línea en blanco. Prepare los datos como se indican a continuación.

nb1 nb2 ninc D=di,dc,dj T=t

EJEMPLO

PRESTRESS

1 10 1 D=0.25,0.5,0.5 T=100

DESCRIPCIÓN

Variable	Defecto	Descripción
nb1		Primer número de elemento FRAME
nb2	nb1	Ultimo número de elemento
ninc	1	Incremento en el número de elemento
di		Distancia del eje neutro de la sección al punto por donde sale el cable de presfuerzo en el extremo "i"
dc		Distancia del eje neutro de la sección al punto por donde pasa el cable de presfuerzo en el centro del claro
dj		Distancia del eje neutro de la sección al punto por donde sale el cable de presfuerzo en el extremo "j"
t		Tensión del presfuerzo

16. Bloque de datos SPEC

En esta sección se definen los datos asociados con el espectro de respuesta para realizar un análisis dinámico. Los resultados de este análisis definen la condición de carga dinámica.

Omita esta sección si no se pretende realizar un análisis dinámico de la estructura.

Este bloque de datos requiere que se haya especificado cualquiera de las dos variables "nfq" o "nriz" en el bloque de datos SYSTEM, las cuales indican el número de modos de vibrar que se consideran en el análisis de la estructura.

FORMATO.

a. Separador

SPEC

b. Información de control

Prepare una línea en la siguiente forma:

A=a S=s D=d

c. Datos de la curva del espectro

Utilice cuantas líneas sean necesarias para definir la curva del espectro de respuesta. Finalice esta sección con una línea en blanco. Prepare una línea de datos de la siguiente forma:

tp s1 s2 sz

EJEMPLO.

SPEC

A=45 S=9.81 D=0.05

DESCRIPCIÓN

Variable	Defecto	Descripción
a	0.0	Angulo de la excitación en grados
s	1.0	Factor de escala para los valores del espectro de respuesta
d	0.0	Relación de amortiguamiento estructural.
tp		Periodo
s1		Valor del espectro en la dirección 1
s2	0	Valor del espectro en la dirección 2
sz	0	Valor del espectro en la dirección z (vertical)

17. Bloque de datos COMBO

En esta sección se definen las combinaciones de cargas para la estructura, las cuales se obtienen mediante combinaciones lineales de las condiciones de carga básicas, definidas previamente (nld).

Si no se especifican combinaciones de cargas, se obtendrán los resultados correspondientes a las condiciones de carga solamente.

Omitase esta sección si no se desea realizar alguna combinación de cargas.

FORMATO

a. Separador

COMBO

b. Datos de la combinación

Se deben proporcionar tantas líneas como sean necesarias para definir las combinaciones de carga requeridas.

K C=c1,c2,c3,...cnld D=d

EJEMPLO

COMBO

1 C=1.4,1.7,0
2 C=1.4,1.5,1.1
3 C=1.1,1.1,0 D=1.1

DESCRIPCIÓN

Variable	Defecto	Descripción
K		Identificador del número de combinación
c1,c2,...		Multiplicadores para las condiciones de carga estáticas.
d		Multiplicador para la condición de carga dinámica .

17. Bloque de datos ENVELOPE

En esta sección permite obtener envolventes para las condiciones de carga estática y dinámica con casos de cargas móviles analizados con el módulo de SAP90 para analizar puentes. También puede utilizarse de manera simple para cargas estáticas y dinámicas.

Cada envolvente obtiene un valor de fuerza máximo y mínimo en los elementos (FRAME) de una estructura. Esta opción no se utiliza para los elementos SHELL, ASOLID y SOLID. Omite esta sección si no se desea obtener una envolvente de cargas.

FORMATO.

a. Separador

ENVELOPE

b. Datos de las envolventes de cargas

Utilice una línea de datos para cada envolvente requerida en la siguiente forma :

i. $C=c1,c2,\dots,cnid$ $D=d$ $B=b1,b2,\dots,bnc$

EJEMPLO.

ENVELOPE

```
1      C=1          D=1
2      C=1,1
3      C=1,-1
```

DESCRIPCIÓN

Variable	Defecto	Descripción
i		Número del identificador para la envolvente
c1,c2,...	0	Multiplicadores para las condiciones de carga estáticas
d	0	Multiplicadores para la condición de carga dinámica
b1,b2,...	0	Multiplicadores para los casos de cargas móviles de puentes

19. Bloque de datos SELECT

Cuando se analizan grandes estructuras los archivos de resultados que se obtienen son también grandes, sin embargo en ocasiones no toda esa información es relevante.

El comando SELECT permite seleccionar solo la información que es de interés de acuerdo con los fines que se persiguen en un análisis.

FORMATO

a. Separador

SELECT

b. Datos

Utilice tantas líneas como sean necesarias para definir los datos que imprimirán en el archivo de salida. Prepare la información como se indica a continuación:

NT=nt ID=i1,i2,inc SW=isw

EJEMPLO

Para producir solo la salida de los desplazamientos 11 a 37

NT=1 ID=11,37 SW=1

Para producir solo la salida de las fuerzas en los miembros (FRAME) 25 a 45

NT=5 ID=25,45

DESCRIPCIÓN

Variable	Defecto	Descripción
nt	pv	Tipo de selección
i1		Primer nudo o número de elemento
i2	i1	Ultimo nudo o número de elemento
inc	1	Incremento en el número de nudo o elemento
isw	pv	Bandera =0 Excluye nudo o elemento de la serie =1 Incluye nudo o elemento de la serie

SAPLOT

I. INTRODUCCION.

SAPLOT es un postprocesador interactivo y gráfico para el programa de Análisis Estructural SAP90.

El programa tiene opciones para dibujar vistas en dos y tres dimensiones mostrando alguno de los siguientes gráficos:

1. Geometría Estructural no Deformada
2. Cargas Aplicadas
3. Formas Deformadas y Modales
4. Diagramas de Momento y Fuerza en los Elementos Viga.
5. Contornos de Esfuerzo en Elementos Finitos
6. Lineas de Influencia para Elementos Viga

El modelo puede ser visto desde cualquier dirección arbitraria. El usuario localiza un punto arbitrario con respecto al sistema de coordenadas global X-Y-Z de SAP90. Este punto es llamado el punto de control visual. La vista es colocada en la dirección apuntando desde el punto de control hacia el origen global de SAP90. La ubicación de ojo del usuario se asume que esta en el infinito.

Una vez que se ha colocado la dirección de visualización, el usuario puede rotar la vista especificando cual de los ejes globales de SAP90 (X, Y, Z, -X, -Y, -Z) tiene que aparecer verticalmente hacia arriba en la pantalla.

II. EJECUCION, PROCEDIMIENTOS y DETALLES DEL SISTEMA.

A. Ejecución del Programa SAPLOT.

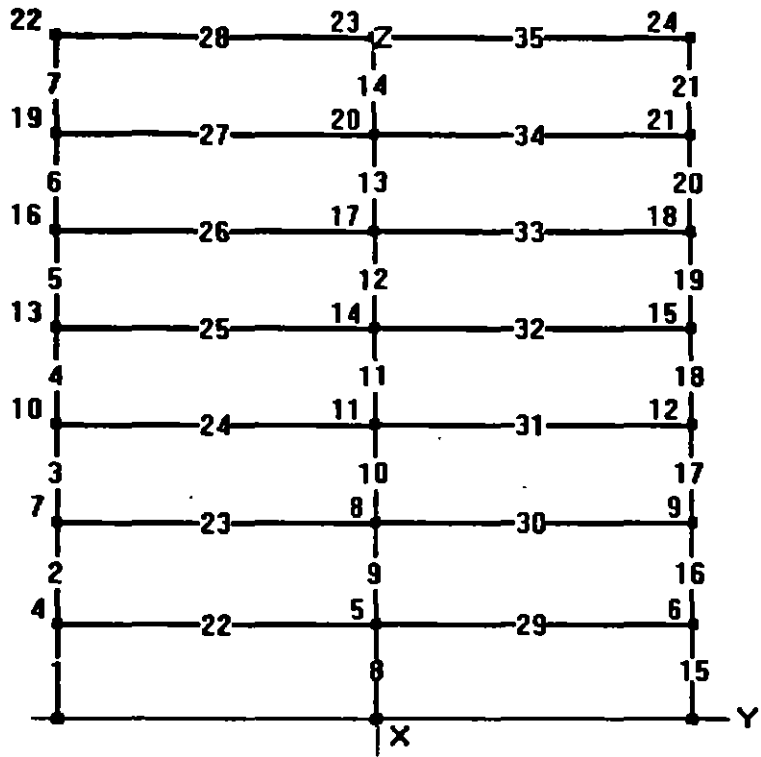
Supongamos que los datos para SAP90, asociados con la estructura a analizar, han sido preparados y archivados en un archivo de datos llamado EXAMPLE. La ejecución de SAP90 con estos datos creará una serie de archivos intermedios en el disco (de la forma EXAMPLE.???).

Para obtener gráficos de geometría sin deformar y de cargas, los archivos EXAMPLE.SYS, .XYZ, .ID, .JID, .MAT, .P?, .T3 y .POT son necesarios. Estos archivos son creados por la ejecución de SAP90 con el archivo de datos EXAMPLE y residen en el disco antes de ejecutar el comando GO.

Para ver los gráficos de formas deformadas estáticas, es necesario el archivo EXAMPLE.U además de los nombrados anteriormente. Este archivo es creado durante la ejecución de un análisis estático y es necesario para recuperar los vectores de desplazamiento.

EJEMPLOS

FRAME



FRAME - EXAMPLE 1a - TWO-DIMENSIONAL FRAME

C FRAME HAS TWO BAYS AND SEVEN STORIES

C UNITS ARE KIP INCHES

SYSTEM

L=2 V=7 : 2 STATIC LOAD CONDITIONS, 7 EIGENVALUES

JOINTS

1	Y=-360	Z= 0.0	X=0.0 : LEFT FOUNDATION JOINT
7	Y=-360	Z= 324	G=1,7,3
22	Y=-360	Z=1104	G=7,22,3 : TOP LEFT JOINT
2	Y= 0.0	Z= 0.0	
8	Y= 0.0	Z= 324	G=2,8,3
23	Y= 0.0	Z=1104	G=8,23,3
3	Y= 360	Z= 0.0	: RIGHT FOUNDATION JOINT
9	Y= 360	Z= 324	G=3,9,3
24	Y= 360	Z=1104	G=9,24,3 : TOP RIGHT JOINT

RESTRAINTS

1,24,1 R=1,0,0,0,1,1 : TWO-DIMENSIONAL PROBLEM IN Y-Z PLANE
1,3,1 R=1,1,1,1,1,1 : FIX FOUNDATION JOINTS

CONSTRAINTS

5,23,3 C=0,4 I=0,3 : SET AXIAL DEFORMATIONS IN BEAMS TO ZERO
6,24,3 C=0,4 I=0,3

MASSES : STORY MASSES IN LATERAL (Y) DIRECTION

4,22,3 M=0,49

FRAME

NM=7 NL=1 : 7 SECTION PROPERTIES, 1 SPAN LOADING CONFIGURATION

1	I=2150	A=51.17	E=29500
2	I=2670	A=62.10	E=29500
3	I=3230	A=72.30	E=29500
4	I=3910	A=84.40	E=29500
5	I=3330	A=50.00	E=29500
6	I=4020	A=50.00	E=29500
7	I=5120	A=50.00	E=29500

1 WL=0,-0.1/12 PLD=120.0,-20.0,0.0,240.0,-20.0,0.0

C COLUMNS

1, 1,4	G=2,1,3,3	M=3	LP=3
4,10,13	G=1,1,3,3	M=2	
6,16,19	G=1,1,3,3	M=1	
8, 2,5	G=2,1,3,3	M=4	
11,11,14	G=1,1,3,3	M=3	
13,17,20	G=1,1,3,3	M=2	
15, 3,6	G=2,1,3,3	M=3	

18,12,15 G=1,1,3,3 M=2
 20,18,21 G=1,1,3,3 M=1

C BEAMS

C SPAN LOADING IS STATIC LOAD CONDITION 1

22, 4,5 G=1,1,3,3 M=7 NSL=1
 24,10,11 G=1,1,3,3 M=6 NSL=1
 26,16,17 G=2,1,3,3 M=5 NSL=1
 29, 5,6 G=1,1,3,3 M=7 NSL=1
 31,11,12 G=1,1,3,3 M=6 NSL=1
 33,17,18 G=2,1,3,3 M=5 NSL=1

LOADS : LATERAL (Y) JOINT LOADS AS LOAD CONDITION 2

22 F=0,20 L=2
 19 F=0,15
 16 F=0,12.5
 13 F=0,10
 10 F=0,7.5
 7 F=0,5
 4 F=0,2.5

SPEC : SEISMIC RESPONSE SPECTRUM IN LATERAL (Y) DIRECTION

A=0 S=386.4 D=.05 : ANGLE, SCALE, DAMPING

C PERIOD DIRECTION 1 DIRECTION 2 Z-DIRECTION

C ACCELERATION ACCELERATION ACCELERATION

.0769	0.0	.505311	0.0
.0795	0.0	.519598	0.0
.08	0.0	.520045	0.0
.0833	0.0	.518093	0.0
.0870	0.0	.493366	0.0
.0909	0.0	.477599	0.0
.0951	0.0	.527825	0.0
.0952	0.0	.530631	0.0
.1000	0.0	.581609	0.0
.1053	0.0	.564412	0.0
.1111	0.0	.523663	0.0
.1176	0.0	.572438	0.0
.1190	0.0	.588211	0.0
.1250	0.0	.627807	0.0
.1333	0.0	.665413	0.0
.1429	0.0	.636531	0.0
.1538	0.0	.905796	0.0
.1602	0.0	.804605	0.0
.1667	0.0	.787220	0.0
.1818	0.0	.943909	0.0
.2000	0.0	1.005620	0.0

.2222	0.0	.746135	0.0
.2420	0.0	.704753	0.0
.2500	0.0	.798052	0.0
.2857	0.0	.718264	0.0
.3333	0.0	.880624	0.0
.4000	0.0	.882996	0.0
.4313	0.0	.921167	0.0
.5000	0.0	1.046620	0.0
.6667	0.0	.641750	0.0
1.0000	0.0	.482251	0.0
1.2730	0.0	.258617	0.0
2.0000	0.0	.160189	0.0

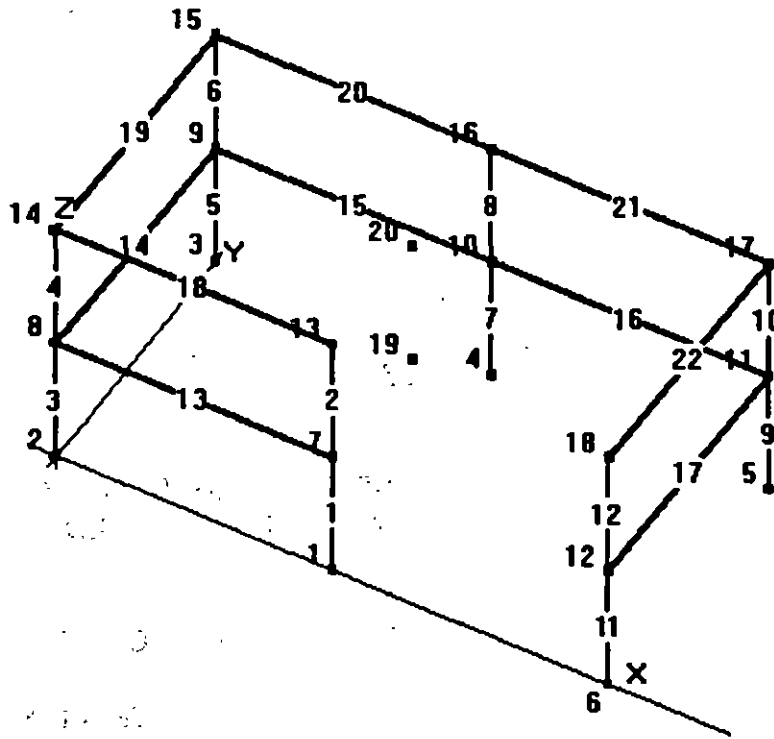
COMBO

1 C=1 :STATIC SPAN LOADS ONLY
 2 C=0,1 :STATIC LATERAL LOADS ONLY
 3 C=0,0 D=1 :DYNAMIC LOADS ONLY
 4 C=1,1 :STATIC LOADS COMBINED
 5 C=1,0 D=1 :STATIC SPAN LOADS COMBINED WITH DYNAMIC LOADS
 6 C=1,0 D=-1 :STATIC SPAN LOADS COMBINED WITH REVERSED DYNAMIC LOADS

SELECT

NT=1 ID=1,22,3 SW=1 :OUTPUT DISPLACEMENTS ALONG ONE COLUMN LINE
 NT=2 ID=1,3,1 :OUTPUT REACTIONS AT BASE
 NT=3 ID=1,22,3 :OUTPUT EIGENVECTORS ALONG ONE COLUMN LINE
 NT=5 ID=1,15,7 :OUTPUT FORCES IN BASE COLUMNS
 NT=5 ID=22,29,7 :OUTPUT FORCES IN FIRST STORY BEAMS

BUILDING



BUILDING - EXAMPLE 8 - THREE-DIMENSIONAL BUILDING SYSTEM

V=6 :SIX MODES USED IN ANALYSIS

RESTRAINTS

1, 6,1 R=1,1,1,1,1,1 :FIX BASE
 7,18,1 R=1,1,0,0,0,1 :FIX DOF ASSIGNED TO MASTER JOINT
 19,20,1 R=0,0,1,1,1,0 :FIX MASTER JOINT DOF NOT ASSIGNED
 :TO THEM

JOINT

1	X=25.0	Y=0.0	Z=0.0	
2	X=0.0	Y=0.0	Z=0.0	
3	X=0.0	Y=25.0	Z=0.0	
5	X=50.0	Y=25.0	Z=0.0	G=3,5,1
6	X=50.0	Y=0.0	Z=0.0	
13	X=25.0	Y=0.0	Z=25.0	G=1,13,6
14	X=0.0	Y=0.0	Z=25.0	G=2,14,6
15	X=0.0	Y=25.0	Z=25.0	G=3,15,6
16	X=25.0	Y=25.0	Z=25.0	G=4,16,6
17	X=50.0	Y=25.0	Z=25.0	G=5,17,6
18	X=50.0	Y=0.0	Z=25.0	G=6,18,6
19	X=25.0	Y=12.5	Z=12.5	
20	X=25.0	Y=12.5	Z=25.0	

FRAME

NM=2

1	A=2.0	I=0.6667,0.1667	E=432000	:BEAMS
2	A=2.25	I=0.4219,0.4219	E=432000	:COLUMNS
1, 1, 7	M=2	LP=3,0	MS=0,19	
3, 2, 8			MS=0,19	
5, 3, 9			MS=0,19	
7, 4, 10			MS=0,19	
9, 5, 11			MS=0,19	
11, 6, 12			MS=0,19	
2, 7, 13			MS=19,20	
4, 8, 14			MS=19,20	
6, 9, 15			MS=19,20	
8, 10, 16			MS=19,20	
10, 11, 17			MS=19,20	
12, 12, 18			MS=19,20	
13, 7, 8	M=1	LP=2,0	MS=19,19	
14, 8, 9		LP=3,0	MS=19,19	
15, 9, 10		LP=2,0	MS=19,19	
16, 10, 11		LP=2,0	MS=19,19	
17, 11, 12		LP=3,0	MS=19,19	
18, 13, 14		LP=2,0	MS=20,20	

19,14,15	LP=3,0	MS=20,20
20,15,16	LP=2,0	MS=20,20
21,16,17	LP=2,0	MS=20,20
22,17,18	LP=3,0	MS=20,20

MASSES

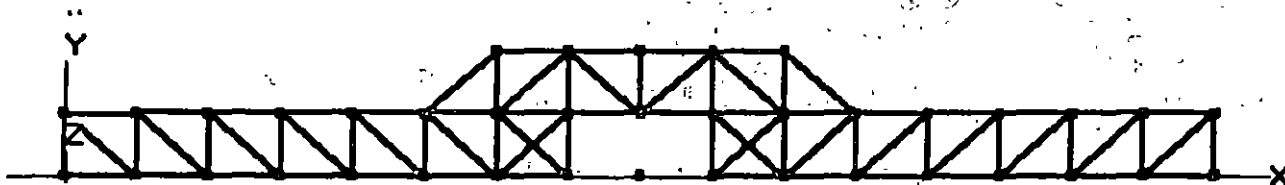
19,20,1 M=3.88,3.88,0,0,0,1011. **MASSES AT MASTER JOINTS**

SPEC

S=32.2 A=30 D=0.05 **SPECTRUM DEFINED AT 30 DEGREES TO BUILDING AXES**

0	.400	.400
0.100	.581	.581
0.125	.628	.628
0.167	.787	.787
0.182	.9439	.9439
0.200	1.0056	1.0056
0.250	0.7980	0.7980
0.333	0.8806	0.8806
0.431	0.9212	0.9212
0.500	1.0466	1.0466
0.667	.6418	.6418
1.000	.4822	.4822
1.273	.2586	.2586
2.000	.1602	.1602
10.00	.0102	.0102
100.0	.0	.0

TRUSS



TRUSS - EXAMPLE 7 - TWO-DIMENSIONAL TRUSS SYSTEM

L=2 : NUMBER OF LOAD CONDITIONS

RESTRAINTS

1,39,1 R=0,0,1,1,1,1 : ALL JOINTS ARE IN THE X-Y PLANE
18,34,8 R=1,1,1,1,1,1 : FIX SUPPORT AND EXTRA JOINTS

JOINTS

1 X= 0.0 Y=12.0 S=12
17 X=160.0 Y=12.0 G= 1,17,1
18 X= 0.0 Y= 0.0
34 X=160.0 Y= 0.0 G=18,34,1
35 X= 60.0 Y=24.0
39 X=100.0 Y=24.0 G=35,39,1

LOADS

1,17,16 L=1 F=0,-0.6 : LOAD CONDITION L=1 IS LIVE LOAD
25,27,2 L=1 F=0,-0.6
2,16,1 L=1 F=0,-1.2
19,24,1 L=1 F=0,-1.2
28,33,1 L=1 F=0,-1.2
35,39,1 L=1 F=0,-1.2
1,17,16 L=2 F=0,-2.655 : LOAD CONDITION L=2 IS DEAD LOAD
6,12,6 L=2 F=0,-8.15
2,5,1 L=2 F=0,-5.31
13,16,1 L=2 F=0,-5.31
7,11,1 L=2 F=0,-7.65
25,27,2 L=2 F=0,-4.29
19,24,1 L=2 F=0,-8.58
28,33,1 L=2 F=0,-8.58
35,39,1 L=2 F=0,-5.22

FRAME

NM=1

1 A=6.0 E=29500 : AXIAL STIFFNESS ONLY
1, 1,2 M=1 LP=1,0 G=15,1,1,1
18,18,19 G= 6,1,1,1
27,27,28 G= 6,1,1,1
66,35,36 G= 3,1,1,1
34, 1,19 G= 6,1,1,1
43,11,27 G= 6,1,1,1
41,8,24
42,10,28
70, 6,35 G= 1,1,1,1
72, 9,36

73, 9,38

74,11,38

50, 1,18

58,10,27

76, 7,35

G= 1,1,1,1

G= 7,1,1,1

G= 7,1,1,1

G= 4,1,1,1

COMBO

1 C=1 :LIVE LOAD

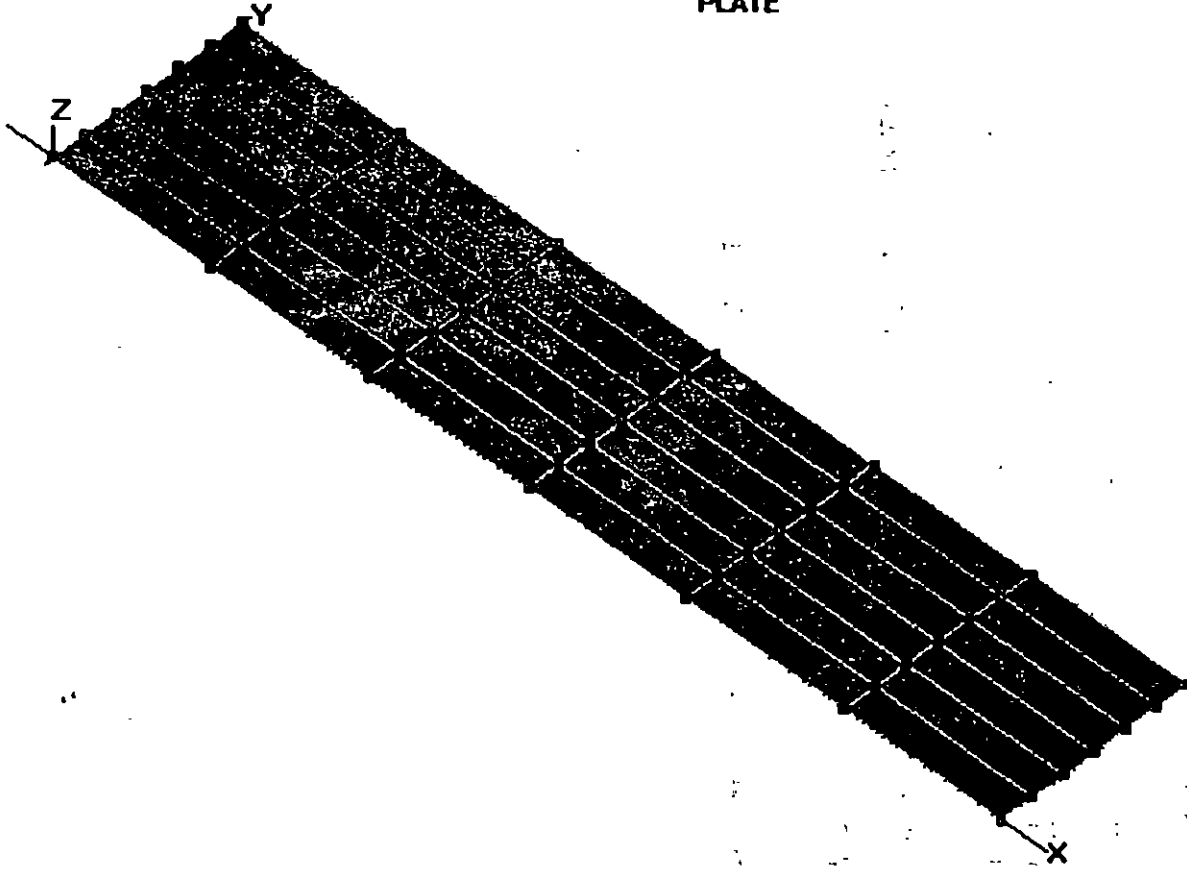
2 C=0,1 :DEAD LOAD

3 C=1,1 :DEAD LOAD + LIVE LOAD

□

11

PLATE



RCPLTSHL - EXAMPLE 14 - RECTANGULAR PLATE USING SHELL ELEMENTS

C QUARTER PLATE MODELED USING 6 x 6 MESH

C THIS DATA SET MODELS CLAMPED BOUNDARY CONDITIONS

C PLATE IS 2 x 10

SYSTEM

L=2

JOINTS

1 X=0 Y=0 Z=0

7 X=5 Y=0 Z=0

43 X=0 Y=1 Z=0

49 X=5 Y=1 Z=0 Q=1,7,43,49,1,7

RESTRAINTS

1 49 1 R=1,1,0,0,0,1 : MEMBRANE DOF RESTRAINED

1 7 1 R=1,1,1,1,1,1 : CLAMPED EDGE

1 43 7 R=1,1,1,1,1,1 : CLAMPED EDGE

7 49 7 R=1,1,0,0,1,1 : SYMMETRY

43 49 1 R=1,1,0,1,0,1 : SYMMETRY

SHELL

NM=1 Z=0,1 : UNIFORM LOAD IS LOAD CONDITION 2 APPLIED IN Z - DIRECTION

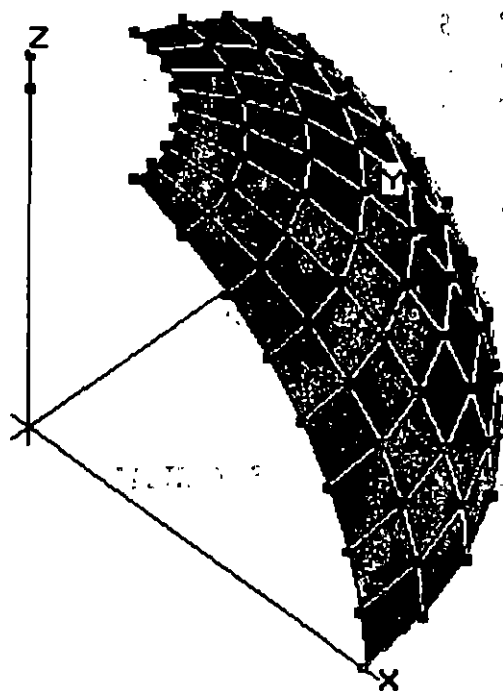
1 E=1.7472E7 U=.3 W=1

1 JQ=1,2,8,9 ETYPE=2 M=1 TH=.0001 G=6,6

LOADS

49 L=1 F=0,0,1E-4 : CONCENTRATED LOAD IS LOAD CONDITION 1

SHELL



SHELL - EXAMPLE 18 - HEMISPHERICAL SHELL UNDER POINT LOADS
C 8 X 8 MESH USED ON QUADRANT
SYSTEM

L=1

JOINTS USE CYLINDRICAL GENERATION

1 X=0 Y=0 Z=10 EXTRA JOINT
2 X=0 Y=0 Z=11 EXTRA JOINT
3 X=10.000 Y=0 Z=0.000 A=1,2,3,8,1,11.25
12 X=9.877 Y=0 Z=1.564 A=1,2,12,8,1,11.25
21 X=9.511 Y=0 Z=3.090 A=1,2,21,8,1,11.25
30 X=8.910 Y=0 Z=4.540 A=1,2,30,8,1,11.25
39 X=8.090 Y=0 Z=5.878 A=1,2,39,8,1,11.25
48 X=7.071 Y=0 Z=7.071 A=1,2,48,8,1,11.25
57 X=5.878 Y=0 Z=8.090 A=1,2,57,8,1,11.25
66 X=4.540 Y=0 Z=8.910 A=1,2,66,8,1,11.25
75 X=3.090 Y=0 Z=9.511 A=1,2,75,8,1,11.25

RESTRAINTS

1 2 1 R=1,1,1,1,1,1 FIX EXTRA JOINTS
3 75 9 R=0,1,0,1,0,1 SYMMETRY
11 83 9 R=1,0,0,0,1,1 SYMMETRY
7 R=0,0,1,0,0,0 SYMMETRICAL Z SUPPORT FOR STABILITY

SHELL

NM=1

1 E=6.825E7 U=3
1 JQ=3,4,12,13 M=1 TH=.04 G=8,8

LOADS

3 L=1 F=1
11 L=1,0,0,-1

□