1
2g

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ARAGON"

ESTUDIO PROBABILISTA SOBRE LOS FACTORES DE SEGURIDAD APLICABLES A COLUMNAS ESBELTAS CONFINADAS DE CONCRETO REFORZADO

T E S I S

Que para obtener el titulo de :

INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a

JOSE CIPRIANO AGUILAR ORTIGOZA

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MEXICO, D.F. MAYO DE 1991

C O N T E N I D O

1

INTRODUCCION

1. INTRODUCCION

"El diseño estructural es el arte de usar materiales que en realidad no conocemos para formar estructuras que en realidad no podemos analizar, de manera que resistan cargas que en realidad no podemos evaluar, todo esto en modo tal que el público no se dé cuenta de nuestra ignorancia", cita Meli en su libro de diseño estructural (ref. 14). Realmente esta afirmación encierra una gran verdad, tanto la resistencia como las acciones (solicitaciones) que se presentan en una estructura son aleatorias. Si lograramos de alguna forma calcular con precisión tanto la resistencia como la solicitación que obran sobre una estructura bastaría, sencillamente, que la primera fuera ligeramente mayor que la segunda para evitar la falla. Sin embargo esto no es posible ya que se presentará ,en toda estructura, una probabilidad finita de que la solicitación sobrepase la resistencia y provoque la falla.

Los reglamentos de construcición son documentos legales que tienen por objetivo proporcionar un nivel de seguridad razonable,[1] es decir, proporcionar a la estructura una probabilidad de falla muy pequeña ante la presencia de algún estado límite de falla o de servicio.

Los reglamentos de construcción, como el Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF-87) y el Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado del American Concrete Institute (ACI-89), tienen como base para dar un nivel de seguridad razonable el llamado *criterio de diseño de resistencias* representado en la siguiente expresión:

[1] El aspecto estético, la rentabilidad adecuada, la funcionalidad y el buen comportamiento de la estructura son otros objetivos que presentan los reglamentos de construcción

$$\text{factor de carga} \times S \leq \text{factor de resistencia} \times R$$

donde S - solicitación
R - resistencia

Los factores de carga y resistencia se han propuesto con base a la experiencia profesional y a breves estudios de investigación.

En este trabajo se utiliza el índice de confiabilidad β como medida de seguridad. Se comparan los índices de confiabilidad β que presentan los reglamentos RCDF-87 y ACI-89 para el diseño de columnas esbeltas confinadas.

Este estudio forma parte de un proyecto de investigación sobre la confiabilidad implícita de los factores de seguridad del Reglamento de Construcción del Distrito Federal para elementos de concreto reforzado que se realiza en la sección de Mecánica Aplicada del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

2

2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

2.1 CONFIABILIDAD

Definiremos, no rigurosamente, a la confiabilidad como la probabilidad de que una columna no falle o deje de prestar el servicio para el cual fué diseñada. Así, el objetivo de éste trabajo es determinar qué tan confiable resulta diseñar una columna esbelta y confinada de concreto reforzado bajo los conceptos de los reglamentos RCDF-87 y ACI-89.

2.2. RESISTENCIA Y SOLICITACION PARA COLUMNAS

Para una columna sujeta a flexocompresión su resistencia está dada por una carga axial P y un momento flexionante M, que pueden expresarse en función de una excentricidad e como

$$e = \frac{M}{P} \qquad 2.1$$

Llameremos *resistencia vectorial* a la relación conjunta de P y M como

$$R = \sqrt{P^2 + (M/h)^2} \qquad 2.2$$

donde R- resistencia vectorial
P - carga axial
M - momento flexionante
h - peralte de la sección.

o bien como

$$R = P_R\sqrt{1 + (e/h)^2} \qquad 2.3$$

donde e - excentricidad

e/h - excentricidad relativa

P_R - resistencia a carga axial.

En forma similar la *solicitación vectorial*[2] está dada por

$$S = P_S \sqrt{1 + (e/h)^2} \qquad 2.4$$

donde S - Solicitación

P_S - Solicitación a carga axial

2.3 PLANTEAMIENTO GENERAL

Dada una columna con propiedades geométricas y mecánicas definidas (base, peralte, longitud, recubrimiento, área de acero, arreglo de estribos y separación de los mismos; resistencia del concreto a compresión y resistencia a fluencia del acero longitudinal y transversal), se desea determinar su confiabilidad ante los siguientes parámetros:

- excentricidad
- relación de carga
- peralte
- porcentaje de refuerzo
- tipo de estribos
- espaciamiento de estribos
- longitud de la columna.

2.4 CASOS A ANALIZAR

1.- En este estudio se analizarán las siguientes secciones: 40x40 cm y 40x80 cm. Cada sección con porcentajes de refuerzo del 1, 3 y 6% del área total, distribuido en 2, 4 y 8 lechos de acero cada uno.

[2] En adelante llamaremos a la resistencia vectorial y a la solicitación vectorial como, simplemente, resistencia y solicitación

A cada caso se le asigno una clave de tres dígitos que corresponde a: el primer dígito representa al tipo de sección (1 para 40x40 cm y 2 para 40x80 cm; el segundo define al porcentaje de refuerzo (1 para 1%, 2 para 3% y 3 para 6%); el último dígito corresponde al número de lechos (1 para 2 lechos, 2 para 4 y 3 para 8 lechos de acero). Por ejemplo, el caso 222 reprenta una columna con sección de 40x80 cm con un porcentaje de refuerzo del 3% distribuido en 4 lechos de acero.

2.- Para cada uno de los casos del punto 1, se analizarán tres tipos de estribos (tipo A, B y C, fig 2.1).

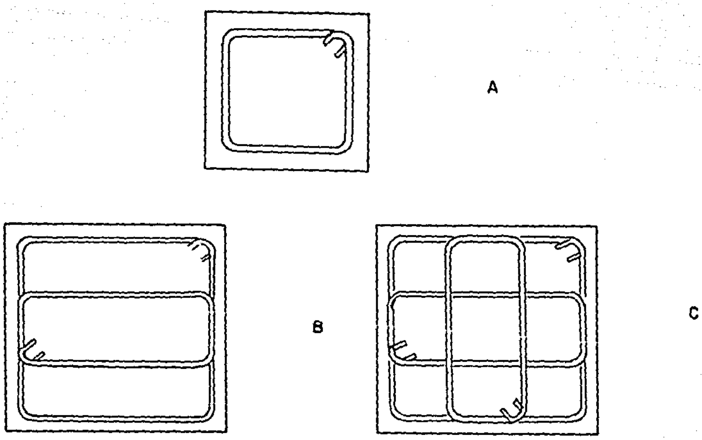


Fig 2.1 Tipo de estribos

3.- Para cada caso del inciso 2 se estudiarán separaciones de estribos s/h = 0.125, 0.20 y 0.25.

4.- Para todos los casos anteriores se analizarán para tres longitudes relativas de columnas: l/h = 0 (columna corta), l/h = 10 y 15.

Para todos los posibles casos anteriores se estudiará la confiabilidad que presentan los reglamentos RCDF-87 y ACI-89.

TEORIA PLASTICA DE DE COLUMNAS CONCRETO REFORZADO

3

3. TEORIA PLASTICA DE COLUMNAS

3.1 INTRODUCCION

Las columnas son miembros estructurales verticales sujetos a carga axial o a combinación de carga axial y momento flexionante. Una columna de concreto esta constituida por acero longitudinal y transversal.

La resistencia de una columna depende de la resistencia de sus materiales y de las deformaciones transversales que pueda sufrir. Si la columna es corta las deformaciones transversales son nulas. Si la columna es esbelta sufrirá deformaciones transversales que hacen disminuir su resistencia. El capítulo 5 tratará en detalle las columnas esbeltas.

3.2 ANALISIS DE COLUMNAS

3.2.1 TEORIA BASICA DE FLEXION.

La teoría básica de flexión utiliza las siguientes hipótesis:

a) La distribución de las deformaciones en el refuerzo y en el concreto son directamente proporcionales a la profundidad del eje neutro (principio de Bernoulli).

b) La deformación en el refuerzo es igual a la deformación en el concreto adyacente (principio de adherencia).

c) Las deformaciones en el refuerzo y en el concreto se pueden calcular con las curvas esf-def idealizadas, fig.3.1.

d) Se desprecia la resistencia a tensión del concreto

e) La deformación unitaria máxima útil para el concreto es de 0.003.

f) Se puede despreciar el efecto de carga sostenida.

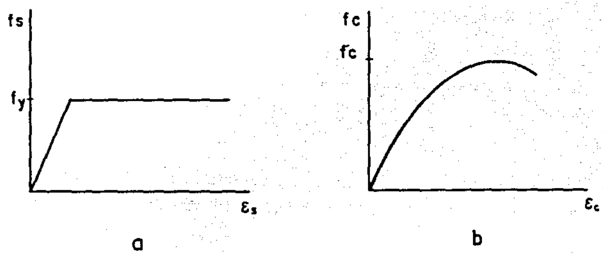


Fig. 3.1 a) curva esf-def del acero
b) curva esf-def del concreto.

Estas hipótesis deben cumplir la condición de equilibrio y compatibilidad de deformaciones para cualquier sección de columna.

Son válidas también para secciones sujetas a combinación de carga axial y momento flexionante.

3.2.2. RESISTENCIA A CARGA AXIAL.

Sea una columna, como la mostrada en la fig.3.2, con carga P aplicada en el eje longitudinal de la misma. El máximo valor de P se alcanzará cuando tanto el concreto como el refuerzo alcancen su resistencia de cedencia, fig.3.2b. Matemáticamente se expresa como la suma de la contribución del acero y del concreto

$$P = 0.85\ f'_c(Ag - Ast) + Ast\ f_y \qquad 3.1$$

Donde P - carga axial pura

f'_c - resistencia a compresión del concreto

f_y - resistencia a fluencia del acero.

Ag - área bruta de la sección

Ast - área de acero total.

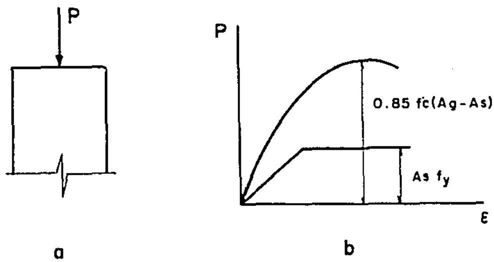


Fig.3.2 a) columna sujeta a carga axial
b) curvas esf-def. del concreto y acero.

3.2.3 RESISTENCIA A CARGA AXIAL Y MOMENTO FLEXIONANTE.

En la fig.3.3a se muestra una columna cargada excéntricamente, es decir, una carga *P* aplicada a una excentricidad *e* del eje axial.
Es evidente que las columnas b) y c) de la figura son equivalentes a la mostrada en a). De aqui que la excentricidad esté definida como

$$e = \frac{M}{P} \qquad 3.2$$

Por lo tanto, la resistencia última de una columna estará en función de la excentricidad a la que se encuentre aplicada la carga axial *P*.

Para interpretar la resistencia de una columna se construyen los diagramas de interacción que ilustran las combinaciones de *P* y M que llevan a la falla a la columna.

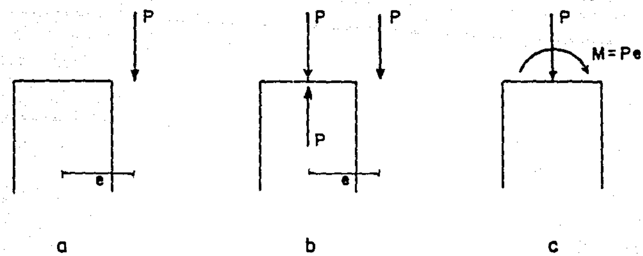


fig 3.3 a) columna cargada excéntricamente
b) y c) columnas equivalentes.

3.2.3.1 Diagrama de interacción.

Un diagrama de interacción es el espacio geométrico de las posibles combinaciones de P y M que llevan a la falla a una columna. En la fig 3.4 se muestra un diagrama de interacción típica para una sección de columna dada.

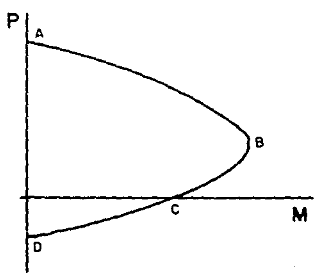


Fig 3.4 Diagrama de interacción

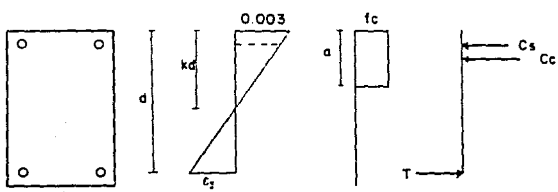
El punto A, de la figura, corresponde a la carga de compresión pura (calculada con la expresión 3.1). El punto B corresponde al punto de falla balanceada; *C* representa al punto de falla a flexión pura y el punto *D*, corresponde al de falla a tensión pura. Las zonas que definen estos punto son:

Zona *A-B* : zona a compresión con falla a compresión.
Zona *B-C* : zona a compresión con falla a tensión.
Zona *C-D* : zona a tensión con falla a tensión.

Para todas las combinaciones de *P* y *M* que se encuentren dentro del área del diagrama de interacción, la columna no fallará. El perfil de la curva del diagrama es el límite máximo de resistencia para esa columna.

Cálculo de la condición balanceada. Se define al punto de falla balanceada cuando simultaneamente el concreto en su fibra extrema a compresión alzanza una deformación igual a 0.003 y el acero a tensión fluye . En la fig 3.5 se muestra el estado de deformaciones de la sección en la condición balanceada.

En resumen, la fuerza axial balanceada es la suma de todas las fuerzas, para ese estado de deformaciones, que intervienen (*Cc*, *Cs* y *T*). El momento flexionante balanceado es igual a la suma de momentos que cada una de estas fuerzas produce respecto al centroide de la columna.



donde ε_c *- deformación máxima del concreto*
ε_y *- deformación de fluencia del acero.*
Cc - fuerza en el concreto
Cs - fuerza del acero a compresión.
T - fuerza de tensión del acero.

Fig 3.5 Estado de deformaciones de la falla balanceada

Cálculo de la flexión pura, C. Este punto tiene la peculiaridad de que la carga axial *P* tiene valor cero. Es decir, la columna tiene un estado de deformaciones tal que la suma de las fuerzas internas es igual a cero y la suma de sus momentos es la flexión pura.

Cálculo de la tensión pura. Como se mencionó anteriormente la resistencia a la tensión del concreto es despreciable por lo que su resistencia es

$$P_t = - Ast\ f_y \tag{3.3}$$

3.3. PROCESO GENERAL DE ANALISIS DE RESISTENCIAS.

Para cada punto del diagrama de interacción (M,P), se tiene un estado de deformaciones único. La linea *A-B* de la fig 3.6 reprenta el estado de deformaciones de la falla balanceada. La falla es a compresión si el perfil de deformaciones es menor al de la falla balanceada $(kd > kd_b)$. Si el gradiente de deformación es mayor a la balanceada la falla es a tensión $(kd < kd_b)$.

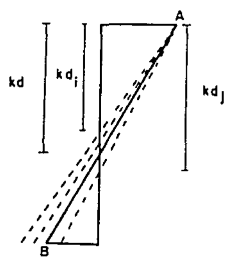


Fig 3.6 Estado general de deformaciones

Para una sección con propiedades geométricas y mecánicas definidas, el proceso para el cálculo de resistencia esta dado por los siguientes dos algoritmos.

Algoritmo 3.1:

1.- Dada la profundidad del eje neutro kd, se establece el estado de deformaciones, esfuerzos y fuerzas internas, fig 3.7.

2.- Se determinan los esfuerzos del acero con

$$\varepsilon s_i = \frac{\varepsilon co}{kd}\,(kd - d_i) \qquad 3.4$$

Si $\varepsilon s < 0$, la deformación corresponde a un esfuerzo de tensión.
Si $\varepsilon s > 0$, el esfuerzo será a compresión.

3.- Se calculan las fuerzas internas del acero como

$$fs = As_i\, f_y \quad \text{si } \varepsilon s_i > f_y/Es$$

o bien 3.5

$$fs = As_i\,(\varepsilon s_i Es) \qquad \text{si } \varepsilon s_i < f_y/Es$$

4.- Se puede obtener la fuerza a compresión Cc, idealizando aún más la curva esfuerzo-deformación. En la fig 3.7c se muestra un bloque de esfuerzos equivalente, la fuerza del concreto Cc se calcula como

$$Cc = \beta\, f'_c\,(\gamma\, kd)\, b \qquad 3.6$$

donde β y γ - son parámetros de equivalencia[3]
b - base de la sección.
kd - eje neutro

5.- La capacidad a carga axial esta dada por

$$P = Cc + \sum_{i}^{nl} fs_i \qquad 3.7$$

6.- La capacidad a momento flexionante es la suma de los momentos producidos por las fuerzas del acero y del concreto con respecto al eje centroidal de la

[3] El ACI-89 toma por ejemplo los siguientes valores:
$\beta = 0.85$ y $\gamma = 0.85$ (si $f'c < 280$ kg/cm^2)

sección.

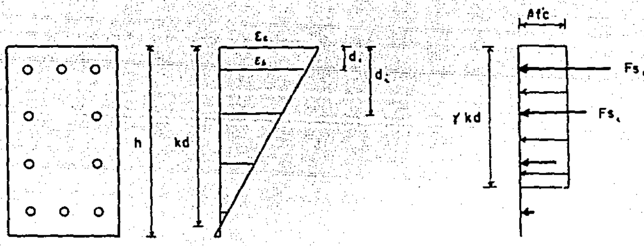


fig 3.7 a) sección transversal de una columna

b) estado de deformación

c) estado de esfuerzosy fuerzas

$$M = Cc\left(\frac{h}{2} - \frac{\gamma kd}{2}\right) + \sum_{i=1}^{nl} fs_i \left(\frac{h}{2} - d_i\right) \qquad 3.8$$

donde M - momento flexionante

Cc - fuerza interna del concreto

h - peralte de la sección

γ - parámetro de equivalencia

kd - eje neutro

fs - fuerza interna del acero del lecho i

d_i - distancia desde el la fibra extrema de concreto al lecho i de acero

nl - número de lechos.

Algoritmo 3.2:

Para determinar la resistencia última de una columna, dada una excentricidad e_p, se procede como sigue:

1.- Se selecciona una profundidad del eje neutro, kd.

2.- Se calcula la resistencia P y Mcon el algoritmo 3.1

3.- Con P y M, calculados en el punto anterior, se calcula la excentricidad e_c con la ecuación 3.2.

4.- Se compara el e_c calculado con el e_p propuesto. Si son iguales o si el error relativo entre ambas es menor a una tolerancia prefijada se pasa al punto 6, sino se continua.

5.- Si $e_c > e_p$ se disminuye kd .
Si $e_c < e_p$ se aumenta kd.
Se regresa al paso 2.

6.- La carga P y el momento flexionante M son los valores buscados.

Estos dos algoritmos son utilizados, con algunas modificaciones, más adelante para deternimar la resistencia de las secciones.

4

CONFINAMIENTO

4. CONFINAMIENTO

4.1 INTRODUCCION

Generalmente los elementos estructurales de concreto se encuentran reforzados transversalmente por estribos rectangulares o por refuerzo en espiral. El 95% de las columnas en zonas no sismicas, utilizan estribos como reforzamiento lateral, ref. 2. Si es necesario un aumento en la resistencia y ductilidad en el elemento, los estribos se sustituyen por refuerzo en forma de espiral[4]. En zonas sismicas, se utilizan con más frecuencia columnas con espiral (zunchadas), aunque se pueden utilizar columnas con estribos rectagulares espaciados estrechamente.

En los siguientes puntos se estudia el análisis y comportamiento del refuerzo transversal.

4.2 CONCEPTO DE CONFINAMIENTO

Podemos establecer para un elemento reforzado lateralmente los siguientes dos conceptos.

a) *Confinamiento pasivo:* Se dice que el refuerzo transversal proporciona confinamiento pasivo cuando no existe una transferencia grande de esfuerzos entre el concreto y el refuerzo transversal. Es decir, a bajo niveles de esfuerzos de compresión en el concreto, el refuerzo transversal apenas estará esforzado y por ello no afectará el comportamiento del elemento. En resumen,

[4] En pruebas realizadas con elementos confinados por estribos (ref 5-8) se ha encontrado que estos aumentan la resistencia y ductilidad del elemento

todo elemento que se comporte como el arriba indicado se considerará como cocreto no confinado.

b) *Concreto confinado.* cuando en el concreto los esfuerzos se aproximan a su resistencia uniaxial, aumentan rápidamente las deformaciones transversales debido al agrietamiento interno progresivo, y el concreto se expanderá contra el refuerzo transversal. Esta presión, del concreto sobre el acero, mejorará notablemnte las caracteristicas esfuerzo-deformación del concreto dentro del refuerzo transversal, lo que provocará un aumento en la resistencia y ductilidad del elemento.

4.3 COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO CONFINADO

Se ha mencionado en los apartados anteriores dos tipos de reforzamiento lateral: los estribos rectangulares y el refuerzo en espiral, fig 4.1. El refuerzo en espiral (hélice) confina al concreto con mayor efectividad que los estribos rectangulares ya que proporcionan una presión radial uniforme al concreto. En tanto que los estribos rectangulares logran confinar principalmente en las esquinas de la columna, a menos que se tomen medidas que ayuden a confinar con mayor efectividad toda su sección.

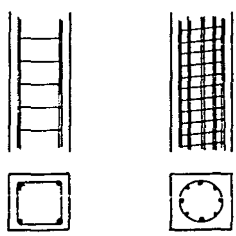


Fig 4.1 Confinamiento con estibos y con hélice

En la figura 4.2 se muestra el comportamiento de una columna reforzada,(a) con estribos rectangulares y (b) con hélice sujeta a carga axial. Se observa un mejor comportamiento en la curva (b) llegando incluso a aumentar su carga axial (segundo máximo). En cambio se observa que la curva (a), de refuerzo con estribos, falla frágilmente debido principalmente a que sus estribos no fueron espaciados estrechamente.

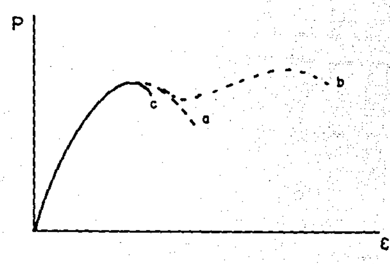


Fig 4.2 gráfica def-carga para una seccion confinada

4.3.1. VARIABLES DE CONCRETO CONFINADO

La curva (c) de la figura 4.2 representa la gráfica carga-deformación para una columna no confinada. En ésta se observa que el confinamiento sólo tiene efecto después de alcanzar la resistencia uniaxial del concreto.

Los factores que principalmente afectan el comportamiento de estas curvas son:

a) La resistencia del concreto a compresión f'_c.
b) El módulo de elasticidad del concreto Ec.
c) La relación de volumen de acero transversal al volumen del núcleo de concreto entre dos estribos.
d) La resistencia a cedencia del acero transversal.
f) La relación del diámetro delacero transversal al acero longitudinal.
g) La cuantia y el tamaño del refuerzo longitudinal.

h) la tasa de carga.

En este estudio sólamente se trabaja con columnas confinadas con estribos rectangulares.

4.3.2 COMPORTAMIENTO DE COLUMNAS CON ESTRIBOS

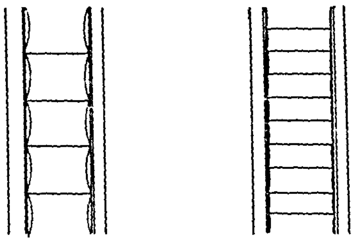
Se ha mencionado una diferencia marcada entre el comportamiento del concreto confinado por estribos rectangulares y el confinado con hélice, la diferencia se muestra en la fig 4.3. En ésta se observa que mientras el refuerzo en hélice confina en forma uniforme al concreto los estribos rectangulares sólamente logran confinar con efectividad en las esquinas. Esta falta de confinamiento entre esquinas es debida a que el concreto tiende a flexionar los lados hacia afuera.

(a) (b)

Fig 4.3 Confinamiento por estribos rectangulares (a) y confinamiento por hélice (b).

Sin embargo se ha encontrado que las secciones confinadas con estribos producen un aumento significativo en la ductilidad e incluso, en algunos casos, en la resistencia.

En la fig 4.4 se muestra un esquema de dos secciones correspondientes a estribos con distinta separación. Se observa que el efecto del espaciamiento es significativo en el confinamiento. A menor separación mayor es la eficiencia del confinamiento.



(a) (b)

Fig 4.4 Efecto del espaciamiento en secciones confinadas

4.4 DUCTILIDAD

La ductilidad es la capacidad que tienen los materiales a deformase sin fallar. Todos los elementos deben diseñarse para que se comporten en forma dúctil y no fallen frágilmente.

Las deformaciones estan ligadas con la cedencia a flexión de las secciones y de la resistencia ùltima. Una forma de relacionar las deformaciones de los miembros con la capacidad de carga son los diagramas momento-curvatura.

4.4.1 RELACION MOMENTO-CURVATURA

En la figura 4.5 se muestra la porción de un elemento de concreto reforzado con momentos y fuerzas axiales en sus extremos. Si definimos :

R - radio de curvatura

kd - profundidad del eje neutro

ε_c - deformación en la fibra extrema a compresión del concreto

ε_s - deformación del acero a tensión

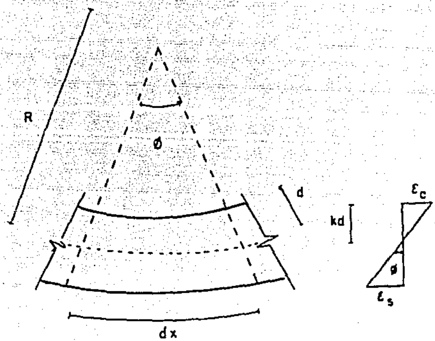


Fig 4.5 Definición de curvatura

y tomamos un elemento diferencial dx, las siguientes expresiones proporcionarán la rotación entre los extremos del elemento

$$\frac{dx}{R} = \frac{\varepsilon_c dx}{kd} = \frac{\varepsilon_s dx}{d(1-k)}$$

$$\therefore \qquad \frac{1}{R} = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)}$$

Definiremos ϕ como la curvatura del elemento y estará dada por

$$\phi = \frac{1}{R} = \frac{\varepsilon_c}{kd} \qquad 4.1$$

este representa la rotación por unidad de longitud del miembro y la pendiente de deformaciones del elemento de la fig 4.5.

La curvatura ϕ no es constante debido a la fructuación de la profundidad del eje neutro y a la deformación entre grietas.

Estas relaciones son muy útiles en el análisis de segundo orden para columnas esbeltas.

4.5 MODELOS DE CONFINAMIENTO

Los siguientes modelos de confinamientos presentan diagramas de esfuerzo deformación para el núcleo de concreto que pueden utilizarse para calcular la resistencia de miembros confinados.

4.5.1 MODELO DE KENT Y PARK

Estos investigadores (ref. 1 y 12) han propuesto una curva esfuerzo deformación como la mostrada en la figura 4.6, cuyas caracteristicas son las siguientes:

región *AB*: $\varepsilon c \leq 0.002$

$$fc = f'_c \left(\frac{2\varepsilon c}{0.002} - \left[\frac{\varepsilon c}{0.002}\right]^2\right) \qquad 4.2$$

regió *BC*: $0.002 \leq \varepsilon c \leq \varepsilon 20c$

$$fc = f'_c[1 - Z(\varepsilon c - 0.002)] \qquad 4.3$$

donde

$$Z = \frac{0.50}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - 0.002} \qquad 4.4$$

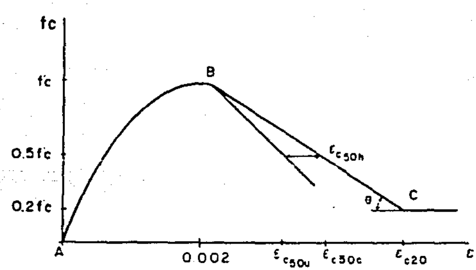


Fig 4.6 Gráfica esf-def. (modelo de Kent y Park)

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.002f'c}{f'_c - 1000} \qquad 4.5$$

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4}\,\rho_s\,\sqrt{b''/s_h} \qquad 4.6$$

donde f'_c - resistencia del concreto

fc - esfuerzo en el concreto

ρ_s - relación del volumen de refuerzo transversal al volumen de concreto medido al exterior de los estribos.

b" - ancho del núcleo confinado medido al exterior de las estribos

s_h - separación entre estribos.

región *CD:* $\varepsilon s \geq \varepsilon c20$

$$fc = 0.2f'_c \qquad 4.7$$

4.5.2 MODELO DE KENT Y PARK MODIFICADO

Debido a que el modelo anterior no toma en cuenta el posible aumento en la resistencia debido al confinamiento, se ha modificado el modelo en la siguiente forma (ref. 5):

La fig 4.7, muestra la gráfica esf-def del concreto confinado afectado por un paramétro de sobreresistencia. Este paramétro está dado por

$$K = 1 + \frac{\rho s f y h}{f'_c} \qquad 4.8$$

donde K - paramétro de sobreresistencia

fyh - esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal.

Las expresiones que definen las zonas del diagrama esf-def de la fig 4.7 son:

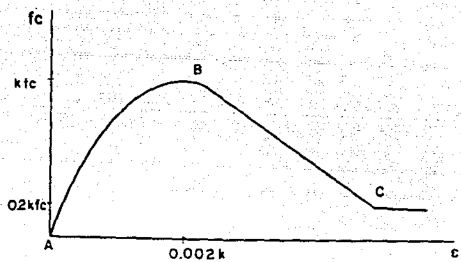


Fig 4.7 Modelo de Kent y Park modificado

zona *AB* $\varepsilon_c \le 0.002K$

$$f_c = Kf'_c\left(\frac{2\varepsilon_c}{0.002K} - \left[\frac{\varepsilon_c}{0.002K}\right]^2\right) \qquad 4.9$$

zona *BC* $\varepsilon_c > 0.002K$

$$f_c = kf'_c\left(1 - Z_m[\varepsilon_c - 0.002K)\right] \ge 0.2kf_c \qquad 4.10$$

donde

$$Z_m = \frac{0.50}{\dfrac{3 + 0.03f_c'}{14.23f_c' - 1000} + 3/4\sqrt{h''/s_h} - 0.002K} \qquad 4.11$$

4.5.3. MODELO DE SHAMIN Y UZUMERI

En la figura 4.8 se muestra la gráfica esf-deformación de una sección confinada propuesta por Shamin y Uzumeri (ref 8). Este método toma en cuenta la sobreresistencia que provoca el refuerzo transversal. Está dada por

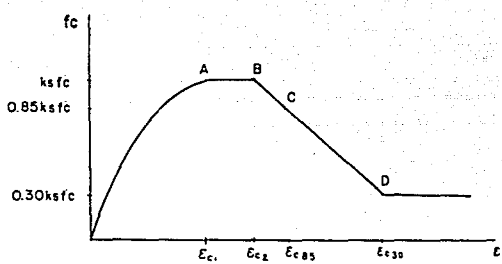


Fig 4.8 Modelo de Shamin y Uzumeri

$$ks = 1 + 23.12 \frac{Aec}{Po}\sqrt{\rho\ fy} \qquad 4.12$$

donde ks - factor de sobreresistencia

Aec - área efectiva confinada expresada como

$$Aec = \lambda\ Aco \qquad 4.13$$

Aco - área del núcleo de concreto

λ - factor de confinamiento igual a

$$\lambda = 1 - \frac{NC^2}{5.5\ Aco} \qquad 4.14$$

N - número de arcos flexionados por el concreto en el estribo, fig 4.9

C - distancia medida centro a centro de varillas longitudinales, en cm

Po.- resistencia a compresión del núcleo de concreto

$$Po = 0.85\ f'_c\ (Aco - As) \qquad 4.15$$

As - área de acero longitudinal.

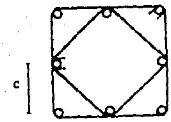


Fig 4.9

Las deformaciones indicadas en la fig. 4.8 pueden calcularse con

$$\varepsilon_{c1} = 8\ Ks\ F'_c (1 \times 10^{-6}) \qquad 4.16$$

$$\varepsilon_{c2} = \left(1 + 7.6 \left[1 - 5 \frac{s}{b1}\right]^2 \rho\ f_y / \sqrt{\frac{f'c}{C}} \right) 0.002 \qquad 4.17$$

donde *s* - separación de estribos
b1 - ancho del núcleo confinado

$$\varepsilon_{c85} = 0.225\ \rho \sqrt{b1/s} + \varepsilon_{c2} \qquad 4.18$$

$$\varepsilon_{c30} = (14\ \varepsilon_{c85} - 11\varepsilon_{c2})/\ 3 \qquad 4.19$$

En este estudio se utiliza el método de Shamin y Uzumeri por considerar que toma en cuenta más variables y presenta resultados más reales.

4.6 GRAFICA ESF-DEF DEL ACERO

En las hipótesis básicas del capitulo anterior se idealiza la curva esf-def del acero como una curva bilineal, en donde las deformaciones por endurecimiento se ignoran. Sin embargo, al considerar que el concreto se encuentra confinado y que éste sufrirá deformaciones elevadas es necesario trabajar con una curva esf-def para el acero en forma más real. En la fig 4.10 se muestra una gráfica esf-def para el acero en tensión o compresión. Las tres regiones que presenta se pueden expresar como

región *AB*: $\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$

$$f_s = \varepsilon_s E_s \tag{4.20}$$

región *AB*: $\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$

$$f_s = \varepsilon_s E_s \tag{4.21}$$

donde ε_s - deformación del acero

ε_y - deformación de fluencia del acero

E_s - módulo de elasticidad del acero

f_s - esfuerzo del acero

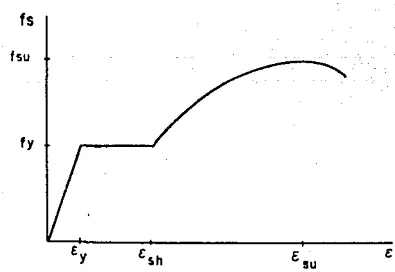


Fig 4.10 Gráfica esf-def del acero

región *BC*: $\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$

$$f_s = f_y \tag{4.22}$$

región *cd*: $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$

$$f_s = \left[\frac{m(\varepsilon s-\varepsilon su)+2}{60(\varepsilon s-\varepsilon sh)+2} + \frac{(\varepsilon s-\varepsilon sh)(60-m)}{2(30r+1)^2} \right] \qquad 4.23$$

donde

$$m = \frac{(fsu/fy)\ (30r+1)^2 - 60r - 1}{15\ r^2} \qquad 4.24$$

y

$$r = \varepsilon su - \varepsilon sh \qquad 4.25$$

El modelo de Shamin y Uzumeri fue codificado en lenguaje Fortran en la subrutina ESFCON del programa PMCEC, apéndice A.

5

ESBELTEZ

5. ESBELTEZ

5.1 DEFINICION

Una columna es esbelta si su resistencia se reduce debido a deformaciones de segundo orden. Es decir, la longitud de la columna con respecto al ancho es grande de modo que la deflexión lateral en ella es significativa y provoca una amplificación del momento flexionante y con ello una reducción en su capacidad de carga axial.

Consideremos una columna esbelta cargada axialmente y articulada en sus extremos, como se muestra en la fig 5.1, donde P es la carga aplicada a una excentridad e, el momento en los extremos es

$$M = Pe \tag{5.1}$$

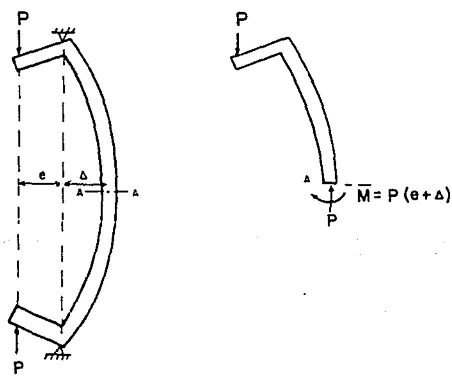


Fig 5.1 Deflexión y fuerzas internas en una columna esbelta

Al actuar la carga P la columna se deflexiona lateralmente un valor Δ como se muestra en la fig 5.1a. El momento interno que hace el equilibrio a la mitad de la longitud es, fig 5.1b

$$M = P(e+\Delta) \qquad 5.2$$

En la figura 5.2 se muestra el diagrama de interación de una columna de concreto reforzado. Para una excentricidad constante e y y una deflexción $\Delta=0$, el momento es función lineal de P y esta dada por la ec 5.1, la línea OA del diagrama, en todas las etapas de carga.

Si la deflexión es significativa, el momento máximo M está dado por la ec 5.2, y como Δ aumenta más rápidamente a niveles de carga elevada el comportamiento de la columna segue la linea curva OB. La falla ocurre cuando la curva carga-momento OB se intersecta con el diagrama de interacción de la columna. La carga y momento de falla está denotado por el punto B. La reducción de la capacidad de carga axial de A a B es debida al efecto de esbeltez.

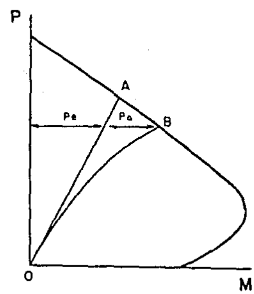


Fig 5.2 Efecto de esbeltez

5.2 COMPORTAMIENTO DE UNA COLUMNA ESBELTA

A medida que aumenta la deflexión de una columna esbelta aumenta su momento flexionante, fig 5.1 y ec 5.2. Este momento amplificado aumenta nuevamente la deflexión que a su vez vuelve a incrementar al momento. como resultado de este proceso la curva que define este proceso es no lineal (OB de la fig 5.2). Al momento resultante de este proceso se le conoce como momento de segundo orden.

A continuación se indicaran las principales variables que intervienen en el comportamiento de una columna esbelta.

5.2.1 RELACION DE ESBELTEZ

La esbeltez está definida como la relación entre la longitud y el radio de giro de la sección transversal de la columna. A mayor relación de esbeltez mayores deflexiones laterales.

5.2.2. RIGIDEZ A FLEXION DE LA COLUMNA

La rigidez a flexión de una columna está en función de las caracteristicas de la misma (dimensiones de la sección transversal, longitud, porcentaje de refuerzo, módulo de elasticidad del concreto, etc.). Así, entre mayor sea la rigidez menor ser la deflexión y por lo tanto menor el valor de los momentos adicionales $P\Delta$ (ec 5.2).

5.2.3 DURACION DE LA CARGA

La influencia de la duración de la carga es significativa en la resistencia de columnas esbeltas ya que provoca que el flujo plástico en el concreto aumente las deflexiones en las columnas y con ello reduzca la resistencia.

5.2.4 TIPO DE CURVATURA

Para columna arriostradas y doblemente articuladas se tienen dos tipos de curvatura, como se muestra en la fig 5.3. Es evidente que las columnas con curvatura simple tienen más probabilidad de que el momento flexionante máximo se incremente por un momento adicional, debido a que la porción central de la columna se encuentra el momento máximo primario y el momento amplificado. Para curvatura doble el momento máximo se encuentra, generalmente en alguno de los extremos de la columna.

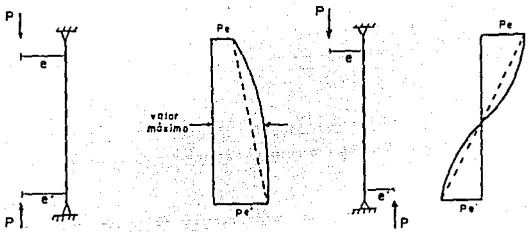


Fig 5.3 Curvatura en columnas articuladas

5.2.5. TIPOS DE FALLA

Una columna esbelta puede presentar los siguientes tipos de falla:

Falla del material: En la fig 5.4 se muestran tres curvas carga-momento para diferentes longitudes de columna. La curva carga momento OA es prácticamente una columna corta. La curva carga-momento OB es una columna con longitud moderada, en esta se observa una reducción en su capacidad a carga axial (del punto A al B) debida a la deflexión que sufre la c lumna.

Estas columnas fallarán en el momentos en que sus curvas carga-momentos intersecten el diagrama de interacción. A este tipo de falla se le conoce como falla del material.

Falla por inestabilidad: si la longitud de la columna es muy grande, sumamente esbelta, podrá alcanzar grandes deflexiones que provoquen un valor $\delta M/\delta P$ (pendiente) próximo a cero, o bien una pendiente negativa. Si esto ocurre la falla será por inestabilidad de la columna y no alcanzará a insectarse con el diagrama de interacción (línea OC de la fig. 5.4).

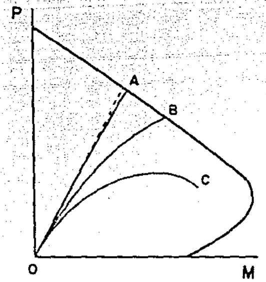


Fig 5.4 Tipo de fallas

5.2.6 DIAGRAMAS DE INTERACCION DE COLUMNAS ESBELTAS

Los diagramas de interacción de columnas esbeltas muestran su comportamiento bajo cualquier condición de carga y tipos de apoyos. La línea OB de la figura 5.5a muestra la curva carga-momento máximo para una columna

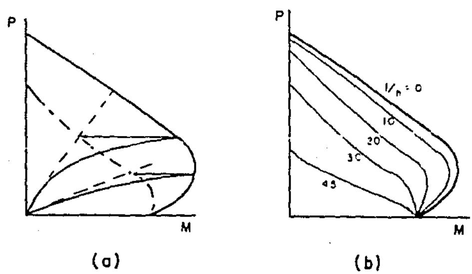


Fig 5.5 Construcción de diagramas de interacción para una columna esbelta.

con relación longitud no soportada a peralte de la sección (l/h), a una excentricidad relativa e/h. El punto B indica el momento en que la columna falla (carga y momento amplificado). El punto A determina la carga y el momento primario de falla para la columna esbelta. Si este proceso se repite para varios valores de e/h y l/h se puede trazar una familia de curvas como las mostradas en la fig 5.5b.

Los diagramas de interacción de columnas esbeltas son práticos porque muestran la reducción de resistencia debida a la esbeltez.

5.3 DISEÑO DE COLUMNAS ESBELTAS

Podemos distinguir dos tipos de diseño de columnas esbeltas, el aproximado y el "exacto".

5.3.1 DISEÑO APROXIMADO

El método de diseño aproximado, utilizado por los reglamentos de construcción, es el de amplificación de momentos. Este método consiste en determinar la resistencia Pu y Mu por medio de un análisis de primer orden y amplificar el momento Mu por un factor δ de amplificación que tome en cuenta los efectos de segundo orden. La expresión que define el facor de amplificación δ es

$$\delta = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{\phi Pc}} \geq 1.0 \qquad 5.3$$

donde *Cm* - es una factor de momentos equivalentes en los extremos. Para ubiformizar cualquier tipo de columnas a columnas doblemente articuladas. Se puede calcular con

$$Cm = 0.6 + 0.4 \frac{M1}{M2} \geq 0.4 \qquad 5.4$$

M1 - momento más pequeño encontrado en el análisis estructural.

M2 - momento más grande encontrado en el análisis estructural de primer orden.

Pu - carga última encontrada en el análisis

ϕ - factor de reducción

Pc - carga crítica de pandeo de Euler dada por

$$Pc = \frac{\pi^2 \, EI}{(k \; lu)^2} \qquad 5.5$$

k - factor de longitud efectiva, $k = 1$ para columnas con apoyos articulados.

lu - longitud no soportada de la columna.

EI - rigideza flexión de la sección de la columna

$$EI = \frac{Ec \; Ig}{2.5} \quad \frac{1}{1 + \beta d} \qquad 5.6$$

ó

$$EI = (\frac{EcIg}{5} \; + Es \; Is) \; \frac{1}{1 + \beta d} \qquad 5.7$$

Ig - momento de inercia de la sección bruta de concreto

Es - módulo de elasticidad del acero

Is - momento de inercia del refuerzo alrededor del eje centroidal.

βd - factor de flujo plástico, igual al momento por carga muerta entre el momento por carga muerta más viva.

En resumen, el momento máximo para el diseño de una columna esbelta será

$$M = \delta Mu \qquad 5.8$$

Se podrá aplicar este método siempre y cuando se cumpla la siguiente condición

$$\frac{klu}{r} \geq \; 34 - 12 \, \frac{M_1}{M_2} \qquad 5.9$$

donde kl/r - es la relación de esbeltez

r - es el radio de giro

Si $kl/r < 22$ la columna es corta.

Si $22 \leq kl/r \leq 100$ la columna es esbelta y se diseñará con el método de amplificación de momentos.

Si $kl/r > 100$ se deberá hacer un análisis de segundo orden.

5.3.2 DISEÑO "EXACTO"

El diseño "exacto" de columnas esbeltas consiste en calcular las deflexiones laterales y los momentos de segundo orden. La suma de estos y los, momentos primarios será el momento máximo de diseño.

Para calcular las deformaciones laterales en la columna se utilizan las curvas curvatura-momento-carga axial (ϕ-M-P) y el método de la viga conjugada.

5.3.2.1 Diagrama ϕ-M-P

El proceso para calcular las curvas de curvatura-momento-carga axial se define en el siguiente algoritmo.

Algoritmo 5.1.

1) Dadas las propiedades geométricas y mecánicas de los elementos que integran la columna, las relaciones esf-def del material y la carga axial Pi.

2) Se supone un valor inicial de la deformación del concreto en su fibra extrema ε_c.

3) Se supone un valor inicial para el eje neutro kd.

4) Con ε_c y kd se aplica el algoritmo 3.2 para determinar la resistencia P y M.

5) Se compara el valor de P obtenido en el paso anterior con el Pi dado en 1). Si no son iguales o si su diferencia es mayor a una tolerancia prefijada se varía kd y se regresa al paso 4. Continuar en caso contrario.

6) Se calcula ϕ con la ecuación 4.1. Los valores obtenidos, ϕ y M, son los resultados buscados para una ε_c y Pi dadas.

7) Se incrementa ε_c y se repite el proceso.

Al conjunto de valores obtenidos en este proceso dan forma a la curva ϕ-M-P, fig 5.6.

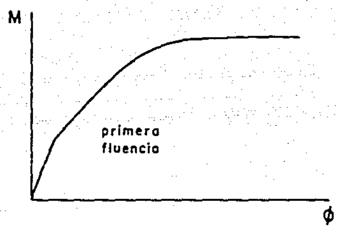


Fig 5.6 gráfica momento- curvatura

5.3.2.2. Método de la viga conjugada.

Para el cálculo de deflexiones se utiliza el método de la viga conjugada. Este método es aplicable a materiales con comportamiento lineal. Para el caso no lineal la deflexión y el giro de un miembro puede calcularse por la integración de curvaturas a lo largo del miembro.

De la fig 5.7, el ángulo entre dos puntos A y Besta dada por

$$\theta_{AB} = \int_A^B \phi \, dx \qquad 5.10$$

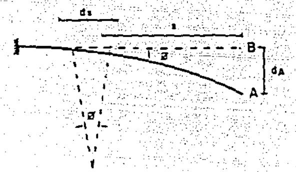


Fig 5.7

donde $\phi = \phi(M)$, curvatura

dx.- es el elemento diferencial de longitud del miembro

o bien

$$\Delta_{AB} = \int_A^B x\phi \, dx \qquad 5.11$$

A la interpretación geométrica de la ecuación 5.10 y 5.11 se le conoce con el nombre de método de la viga conjugada.

5.3.2.3. Proceso de análisis.

Algoritmo 5.2

1) Se conocen las propiedades geométricas y mecánicas de la columna.

2) Se divide la longitud en un número finito de segmentos.

3) Se determina la curva elástica inicial, considerando únicamente el efecto del momento primerio $Mp = Pe$.

4) Se construye con el algoritmo 5.1 la curva ϕ-M-P para la carga axial P.

5) Con la curva ϕ-M-P y Mp (del paso 3) se determina ϕ.

6) Como Mp es constante a lo largo de la columna, tendrá también la misma

curvatura.

7) Se carga la columna con las curvaturas correspondientes, fig 5.8, y se unen con lineas rectas.

8) A la columna del paso 7, columna conjugada, se le determinan las deflexiones Δi en cada uno de los puntos, quedando definida la curva elástica inicial.

9) Se determinan los momentos de cada uno de los puntos considerando la elástica inicial como

$$
\begin{aligned}
&M_1^2 = Mp\\
&M_1^2 = Mp + P\Delta_2^1\\
&\vdots\\
&M_{NPI-1}^2 = Mp + P\Delta_{npi-1}^1\\
&M_{NPI}^2 = Mp
\end{aligned}
$$

10) Con los momentos obtenidos en el paso 9) se repiten del paso 4 al paso 9. La columna conjugada en este caso será como la mostrada en la fig. 5.8c.

11) Nuevamente se determinan las deflexiones $\Delta_1^2=0, \Delta_2^2, \ldots, \Delta_{NIP}^2=0$, y se vuelve a repetir el proceso hasta que estas sean igual o muy parecida al correspondiente ciclo i-1.

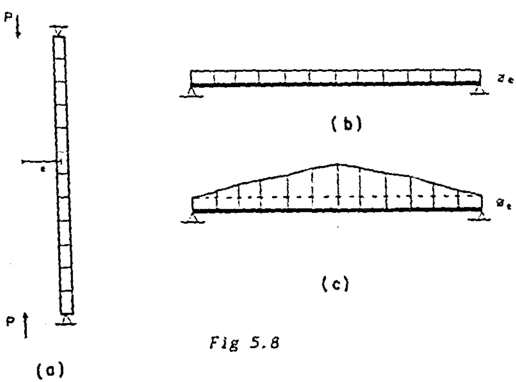


Fig 5.8

12) Obtenida la curva deformada final se determina el momento máximo, M_{max}, incluyendo el efecto de segundo orden como

$$M_{max} = Mp + P\Delta_{max} \qquad 5.12$$

5.3.3. METODO NUMERICO

Como no existe una solución cerrada para determinar las deflexiones laterales de una columna esbelta, es necesario integrar un proceso numérico, a prueba y error, que determine las deflexiones y con ello el momento de segundo grado. Para una columna esbelta con curvatura simple y con iguales excentricidades en los extremos, podemos calcular la deflexión a la mitad de la columna con la siguiente expresión (ref. 13)

$$\Delta_m = l^2(\phi_m + 0.25\ \phi_e)/10 \qquad 5.13$$

donde ϕ_m - curvatura a la mitad de la columna
ϕ_e - curvatura en los extremos
l - longitud de la columna
Δ_m - deflexión de la columna.

El proceso de cálculo con este método es el siguiente:

Algotritmo 5.3.

1.- Son datos las propiedades geométricas y mecánicas de una columna, la excentricidad e y la longitud l.
2.- Se cálcula los puntos que definen el diagrama de interacción P y M para esa columna con los algoritmos 3.2 y 3.1.

3.- Para cada excentricidad y cada longitud se procede como sigue:

4.- Se establece una carga inicial P_j $(j = 1)$.

5.- Se calcula con e y P_j el momento $M_i = P_j e$.

6.- Con el algoritmo 5.1 se calcula la curva ϕ-M-P.

7.- Con M_i se entra a la curva ϕ-M-P y se determina ϕ_{mi} (para la primera iteración ϕ_e será igual a ϕ_m.

8.- Se calcula la deflexión Δ_m con la ec. 5.13.

9.- Se calcula el momento amplificado con

$$M_{i+1} = P_j (e + \Delta_m)$$

10.- Se compara el momento M_{i+1} con el momento del ciclo anterior M_i.

11.- Si la diferencia relativa es menor a una tolerancia prefijada se pasa al punto 12. En caso contrario se hace $i = i + 1$, y se regresa al paso 7.

12.- El M_i final es el momento amplificado para una carga axial y una excentricidad dada.

13.- Si este momento M_i intersecta la curva de interacción P-M, se pasa al punto 15. Continuar en caso contrario.

14.- Se incrementa la carga. $j = j + 1$, se regresa al paso 6.

15.- La resistencia final de la columna es

$$M = P_j(e) \qquad 5.14$$

ANALISIS DE CONFIABILIDAD

6

6. ANALISIS DE CONFIABILIDAD

6.1 CONCEPTOS GENERALES

Una estructura esta compuesta por un conjunto de elementos que al combinarse cumplen con cierta función; por ejemplo, soportar cargas, contener empujes, salvar un claro, etc. Esta función provocará en los elementos un mecanismo de *acción-respuesta*, es decir, bajo la acción o solicitación de cargas externas el elemento se deformará, desplazará o fallará.

Las *acciones* son agentes externos que inducen en la estructura fuerzas internas, esfuerzos y deformaciones; pueden clasificarse en cargas permanentes, cargas variables y cargas accidentales.

Las *respuestas* son funciones de las características del elemento; pueden presentarse como agrietamientos, deformaciones, durabilidad, vibraciones, etc.

Para que la estructura cumpla con un grado de seguridad razonable y, en condiciones normales de servicio, con un comportamiento adecuado, se debe mantener dentro de un límite a la respuesta de la estructura. Se ha definido como *estado límite* al punto a partir del cual la respuesta se considera inadecuada. Se consideran dos tipos de *estados límites* a saber:

a) *Estado límite de falla,* corresponde a una falla parcial o total en la estructura; el colapso, la inestabilidad, la fatiga y la falla en las secciones por fuerzas internas (cortante, flexión, torsión, carga axial y combinación de estas) provocan este *estado límite.*

b) *Estado límite de servicio,* corresponde a deformaciones, agrietamientos y a vibraciones que aún sin poner en juego la seguridad de la estructura afecta su correcto funcionamiento.

Los reglamentos para el diseño de estructuras tienen por objetivo proporcionar la seguridad adecuada ante la ocurrencia de algún *estado límite de falla* durante la vida útil de la estructura y en condiciones normales de funcionamiento un *estado límite de servicio*. Para cumplir estas dos condiciones los reglamentos utilizan el llamado criterio de diseño de resistencia que da niveles de seguridad razonablemente uniformes, la expresión es la siguiente

$$F_c S_n \leq F_R R_n \qquad 6.1$$

donde S_n - solicitación nominal
F_c - factor de carga
R_n - resistencia nominal
F_R - factor de reducción.

Si las variables que intervienen en el cálculo de la resistencia R y solicitación S fueran determinísticas, para asegurarse que la estructura no fallara bastaría que R fuera ligeramente mayor que S. Sin embargo la incertidumbre existente en el cálculo de la resistencia R y solicitación S hacen que estas tomen un carácter variable.

Para tomar en cuenta la aleatoriedad de las variables que intervienen en el cálculo de R y S es necesario conocer los principios fundamentales de la teoria de probabilidades

6.2 TEORIA DE PROBABILIDADES

6.2.1. VARIABLE ALEATORIA

Llamaremos variable aleatoria a toda variable con sus propiedades asociadas a ella y cuyo valor no puede ser fijado en el momento de tomar una decisión. Podemos definir dos tipos de variables aleatorias: variables aleatorias discretas y continuas.

6.2.1.1 Variables aleatorias discretas.

Es aquella variable que puede tomar cualquier valor de un conjunto de valores contables.

Sea $x_1, x_2, \ldots, x_n$ variables aleatorias discretas con probabilidades asociadas $p_1, p_2, \ldots, p_n$, podemos definir a la función de probabilidad como

$$P(X=x_i) = p_i \qquad para\ i = 1,2,\ldots,n \tag{6.2}$$

y deberá cumplir con

$$p_i \geq 0 \qquad y \qquad \sum_{i=1}^{n} p_i = 1$$

Definiremos a la función de distribución de probabilidad de una variable aleatoria discreta por

$$F\ (X) = P\ (X=x) \tag{6.3}$$

6.2.1.2. Variable aleatoria continua.

Es aquella que puede tomar cualquier valor contenido dentro de un intervalo continuo (A,B). En la fig 6.1 se muestra una función de distribución de probabilidades. Si x es una variable continua, la probabilidad de que esta variable tome cierto valor entre A,B es

$$P\ [a < x < b] = \int_A^B f(X)\ dx$$

debiendo cumplir

$$f(X) < 0 \qquad y \qquad \int_{-\infty}^{\infty} f(X)\ dx = 1$$

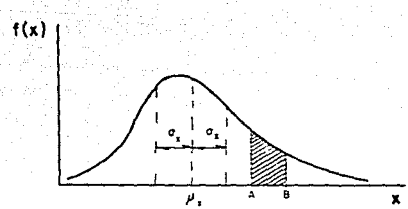


fig 6.1 Distribución de probabilidades

En suma, la probabilidad de que una variable aleatoria tome cierto valor estará gobernada por la función de distribución de probabilidades. Las características más importantes de esta función son la posición de su centroide (media) y el momento de inercia del área bajo la curva de dicha función (variancia).

6.2.2 MEDIA.

La media, o esperanza matemática, se define como la posición del centroide del área bajo la curva de la función de distribución de probabilidades μ_x de la figura 6.1.

Para las variables discretas, la media será

$$\mu_x = \sum_{i=1}^{n} x_i \, P_i \qquad 6.5$$

Para variables continuas

$$\mu_x = \int_{-\infty}^{\infty} x \, f(X) \, dx \qquad 6.6$$

6.2.3. MEDIDAS DE DISPERSION

Variancia: o segundo momento del área bajo la curva de la función de distribución de probabilidades, σ_x^2, representa la variación de los valores de la variable aleatoria alrededor de la media μ_x.

Para las variables discretas, la variancia se define como

$$\sigma_x^2 = \mu_{x^2} - (\mu_x)^2 = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(x_i - \mu_x)^2 \qquad 6.7$$

Para las variables continuas

$$\sigma_x^2 = \int_{-\infty}^{\infty}(x - \mu_x)^2 f(x)\,dx \qquad 6.8$$

Desviación estándar: se define a la desviación estádar como a la raiz cuadrada de la variancia , σ_x en la figura 6.1.

Coeficiente de variación: se define como la relación entre la desviación estándar y la media

$$Cv = \frac{\sigma_x}{\mu_x} \qquad 6.9$$

La variancia, desviación estándar y coeficiente de variación, miden el grado de incertidumbre que presenta una variable.

6.2.4 FUNCIONES DE DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD

La probabilidad de que cierta variable sea excedida puede expresarse como el número de veces que la desviación estándar dista de la media. Para determinar este número es necesario conocer la función de distribución de probabilidad (llamada también densidad de probabilidad) representativa de la variable.

Entre las funciones de distribución de probabilidades (*fdp*) más comunes tenemos la normal, lognormal, extrema I, de valores mínimos, de valores máximos, gamma, de Poisson, entre otras.

En este estudio trabajaremos con las *fdp* tipo normal y tipo gamma. Las principales propiedades de estas funciones se enuncian en seguida.

6.2.4.1 Función de distribución Normal.

También conocida como distribución gaussiana, su distribución esta dada por

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \; e^{-(x - \mu)^2/2\sigma^2} \qquad 6.10$$

en la figura 6.2 se muestra una *fdp* tipo normal

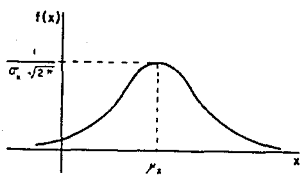


Fig 6.2 Distribución normal

6.2.4.2 Función de distribución tipo gamma.

Una variable aleatoria tiene una *fdp* tipo gamma si su función de distribución es

$$f(x)=\begin{cases} \dfrac{x^{A}\; e^{-x/B}}{B^{A+1}\;\Gamma(A+1)} & x<0 \\ 0 & x\leq 0 \end{cases} \qquad 6.11$$

donde $\Gamma(A+1)$ - función gamma

A,B - constantes positivas, cuya relación con la media y variancia es

$$\mu_x = (A+1)\ B \qquad 6.12$$

$$\sigma_x^2 = (A+1)\ B^2 \qquad 6.13$$

En la figura 6.3 se muestra algunas formas en que puede presentarse la distribución gamma.

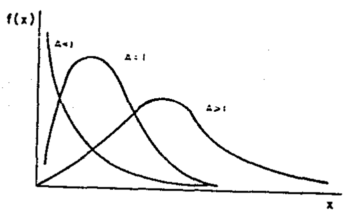


Fig 6.3 distribución tipo gamma

6.3 CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL

La probabilidad de que una estructura o elemento estructural falle está en función de su resistencia y solicitación. Si la resistencia y solicitación fueran variables determinísticas bastaría para evitar la falla, que la resistencia fuera ligeramente mayor que la solicitacón. Sin embargo, debido al gran número de variables que intervienen en el diseño y a las incertidumbres intrínsecas de éstas, hacen que la resistencia y la solicitación tomen un carácter aleatorio. De aquí que exista siempre una probabilidad de que se presente una combinación de valores tal que la solicitación exceda a la resistencia.[5]

Podemos definir a la probabilidad de falla como, ec 6.14, la probabilidad de que la resistencia sea menor que la solicitación.

$$P_F = P\ [R < S] \qquad 6.14$$

Y a la confiabilidad estructural, como la probabilidad de que la estructura no falle $1 - P_F$.

6.3.1 RESISTENCIA

Podemos definir a la resistencia de una estructura como la máxima fuerza interna en ella, que produce algún estado límite.

Conociendo las propiedades geométricas y mecánicas de las variables que intervienen en las estructura es posible conocer su resistencia mediante procesos analíticos basados en modelos experimentales (cortante y torsión p.e.).

Las principales causas que hacen de la resistencia una variable aleatoria son:

a) Variabilidad en las propiedades geométricas de la estructura.
b) Variabilidad en las propiedades mecánicas de los materiales.
c) Proceso constructivo.
d) Precisión en los métodos de cálculo.

[5] Aún suponiendo en el diseño una resistencia muy grande y una solicitación muy pequeña, existirá una probabilidad finita de que la solicitación sobrepase a la resistencia (ref. 14).

6.3.2 SOLICITACIONES

Las solicitaciones, acciones, son agentes externos que actúan sobre la estructura y pueden presentar un estado límite. Las principales solicitaciones que pueden presentarse son:

a) Cargas permanentes.- son aquellas cuya intensidad no varia con el tiempo, en realidad sufren pequeñas variaciones que pueden despreciarse (fig 6.4a). Se pueden considerar dentro de esta clasificación a las cargas debidas al peso propio de la estructura (carga muerta), a empujes, deformaciones y desplazamientos causados por acciones de carácter permanente.

b) Cargas variables.- se caracteriza por la variabilidad de su intensidad con el tiempo, llegando a ser importantes en determinados periodos (fig 6.4b). Ejemplos de este tipo de carga pueden ser: la carga viva (debido al uso propio de la estructura) y a fenómenos con carácter variable como pueden ser los cambios temperatura y cambios volumétricos.

c) Cargas accidentales.- son aquellas que, aún su carácter excepcional, llegan a tener valores significativos en pequeñas fracciones de la vida útil de la estructura. Los sismos, el viento, la nieve, el oleaje y explosiones pueden considerarse como cargas accidentales.

La variabilidad de las cargas con respecto al tiempo (como se muestra en la figura 6.4) y la incertidumbre al tratar de determinarlas hacen que dichas variables sean aleatorias.

Por ejemplo, el cálculo de la carga muerta aún siendo casi exacta llega a diferir hasta un 20% de la real (ref. 3) debido a la diferencia entre los valores tomados por el cálculo (dimensiones establecidas en el diseño y pesos voluméricos estandarizados) con los valores reales en la obra.

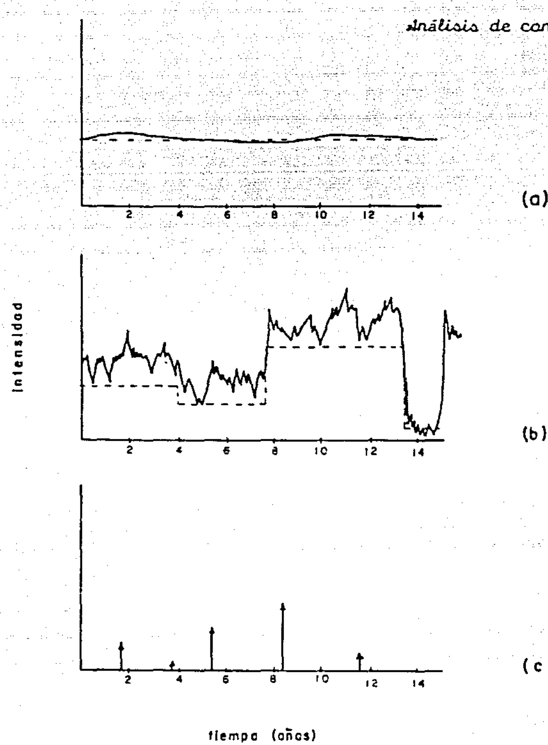


Fig 6.4

6.4 ANALISIS DE CONFIABILIDAD

El problema de la confiabilidad estructural lo podemos ilustrar gráficamente en la fig 6.5. En la gráfica esta representado en el eje de las abcisas a la resistencia R y en las ordenadas a la solicitación S.

Considerando una muestra grande de elementos, la función de distribución de probabilidades para R y S son como las mostradas en sus respectivos ejes. Así, la probabilidad de ocurrencia para un valor particular (R,S) estará dada por sus respectivas distribuciones de probabilidad. Una linea a 45°, limita la condición de falla y de sobrevivencia. Esta representa la probabilidad de que se presente una resistencia igual a la solicitación.

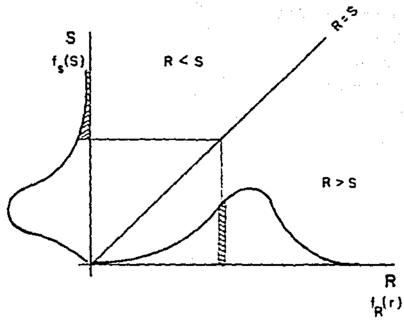


Fig 6.5

La probabilidad de falla se puede calcular a partir de las funciones de distribución de probabilidad de S y R con la siguiente expresión.

$$P_F = \int (1 - fs(s))\ F_R(r)\ dr \qquad 6.15$$

Debido a que la solución de esta integral implica un proceso laborioso y complicado, se ha evaluado la confiabilidad en forma simplificada mediante el siguiente procedimiento:

Como aproximadamente, la probabilidad de falla depende de la media y de la desviación estándar de la resistencia R y solicitación S podemos establecer la función U como

$$U = \ln\ (R/S) \qquad 6.16$$

con una función de distribución de distribución como la mostrada en la fig 6.6. La probabilidad de falla será entonces el área sombreada de la gráfica.

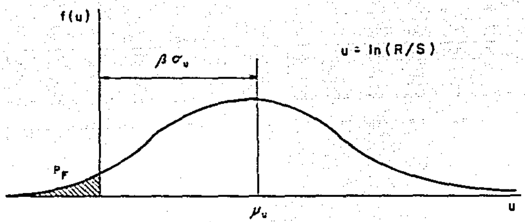


fig .6.6

La probabilidad de que la variable u sea alcanzada o excedida puede expresarse en función del número de desviaciones estándar que dista u de su valor medio μ_u. Entonces, definiremos el indice de confiabilidad β como el número de desviaciones estándar que dista del valor critico 0 de la media. De aqui que

$$\beta = \frac{\mu_u}{\sigma_u} \qquad 6.17$$

si β aumenta significa que la probabilidad de falla disminuye.

En suma, se podrá valuar la confiabilidad de algún elemento estructural al conocer su indice β. La confiabilidad de falla esta dada por (ref.17)

$$P_F = 460\ e^{-4.3\beta} \qquad 6.18$$

6.4.1 METODO DE MONTE CARLO

Es un método numérico utilizado para resolver problemas en los que intervienen variables aleatorias. Dado un sistema formado por elementos cuyo comportamiento probabilista es conocido, se puede conocer el comportamiento probabilista del sistema si se logra simular y conjuntar el comportamiento de sus partes.

Dos puntos importantes integran este método, el primero es generar variables aleatorias en función de la distribución de probabilidad que presente la variable, y segundo, el proceso de simulación de la misma.

Existen varias formas de obtener números aleatorios: por medio de tablas, por generadores de números aleatorios o por métodos seudoaleatorios.

Para simular la variable aleatoria aqui se procede como sigue:

1) Sea una variable aleatoria con distribución de probabilidad $f_x(X)$ y función de distribución acumulada $F_x(X)$.

2) Se obtiene tantos números con distribución uniforme (entre 0 y 1) como simulaciones se deseen.

3) Se simula la variable con la distribución de probabilidad dada en 1), al despejar x_0 de

$$n = F_X(X_0) = \int_{-\infty}^{X_0} f_x(x_0)\, dx \qquad 6.19$$

donde n - es el número aleatorio con distribución normal.

En la fig 6.7 se muestra gráficamente el proceso de simulación.

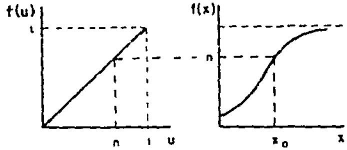


Fig 6.7 Proceso de simulación

En este estudio se utiliza para simular variables el paquete de cómputo IMSL que genera números aleatorios con una distribución de probabilidad definida.

6.4.2 ANALISIS POR SIMULACION DE MONTE CARLO

El proceso para analizar la confiabilidad con el método de Montecarlo es el siguiente:

1.- Se seleccionan las propiedades geométricas (b, h, r, por ejemplo) y propiedades mecánicas (f'_c, f_y) de las secciones a analizar.

2.- Se obtiene un número N de simulaciones de las variables del punto 1.

3.- Se cálcula la resistencia R de la sección con las variables simuladas.

4.- Para cada valor de la relación de carga[6] (rc = 0.4, 0.5,...,1.0) se realizan los siguientes pasos.

5.- Se determina la resistencia de las secciones con los valores nominales dados en 1, usando los reglamentos ACI-89 Y RCDF-87.

6.- Se simula la solicitación S con los resultados obtenidos en 4, suponiendo, además, que se comporta como una *fdp* tipo gamma.

7.- Para cada valor simulado de R y S se obtiene el valor de U con la ec 6.16.

8.- Se obtiene la media μ_u y la desviación estándar σ_u.

9.- Finalmente se calcula el indice de confiabilidad con ec 6.17.

[6] Se define a la relación de carga a la razón de carga viva a carga viva más muerta.

$$rc = \frac{\text{carga viva}}{\text{carga viva + carga muerta}}$$

SIMULACION DE LA RESISTENCIA

7

7. SIMULACION DE LA RESISTENCIA

En el apartado 6.4.1. se mencionó que si se simula el comportamiento de las variables que intervienen en la resistencia se podrá conocer la resistencia de la misma.

Las variables más importantes y que se pueden simular (ya que se cuenta con información probabilista) son: la resistencia a compresión del concreto (f_c), la resistencia a fluencia del acero (f_y), la base (b), el peralte (h), el recubrimiento (r), la resistencia última del acero (f_{su}), la deformación al empezar el endurecimento del acero (ε_{sh}) y la deformación del acero a la falla (ε_{su}).

La excentricidad relativa (e/h), la longitud relativa (l/h) y la separación relativa (s/h) se toman como valores deterministas.

7.1 CARACTERISTICAS DE LAS PROPIEDADES GEOMETRICAS

Las características estadísticas de las propiedades geométricas de las columnas para el Distrito Federal fueron obtenidas de mediciones directas en edificios (ref. 18 y 19). En la tabla 7.1 se resumen para valores nominales de b, h y r sus respectivas medias (μ) y desviaciones estándar (σ).

VARIABLE	VALOR NOMINAL	μ	σ
b	40 cm	39.54	0.382
h	40 80	39.54 80.23	0.382
r	4	4.50	1.05

TABLA 7.1

7.2 CARACTERISTICAS DE LAS PROPIEDADES MECANICAS

Para este estudio se adoptaron los valores de media y desviación estándar para las propiedades mecánicas de las columnas que se muestran en la tabla 7.2.

VARIABLE	VALOR NOMINAL	μ	σ
fc (kg/cm^2)	200	205.2	45.37
fy (kg/cm^2)	4200	4680	449.28
fsu(kg/cm^2)	7200	7600	750.
ε_{sh}	0.01	0.01175	0.0024
ε_{su}	0.13	0.1175	0.1480

TABLA 7.2

7.3. PROCESO DE SIMULACION DE VARIABLES

Las variables mencionadas en tablas 7.1 y 7.2 se comportan con una distribución de probabilidad tipo normal. El programa SIMULA, listado en el apéndice A, simula variables con distribución normal, el proceso de cálculo se explica en el siguiente algoritmo.

Algoritmo 7.1:

1.- Se leen los valores medios y desviaciones estándar de la variables f'c, fy, b, h, r, f_{sh}, f_{su}, ε_{sh}, ε_{su}, el número de simulaciones NS, y la semilla.

2.- Se utiliza la subrutina GGNPM del paquete IMSL que genera números aleatorios con distribución normal con media cero y desviación estándar igual a 1.

3.- La variable simulada será igual al producto de la variable aleatoria generada en 2 por la desviación estándar de la variable a simular más su media.

4.- Se repiten los pasos 2 y 3 NS veces para la variable en cuestión.

5.- Los pasos 2, 3 y 4 se repiten para cada una de las variables a simular.

7.4 PROCESO DE SIMULACION DE RESISTENCIAS

Una vez simuladas las variables se calcula la resistencia de las columas esbeltas confinadas aplicando la teoría plástica y los conceptos de confinamiento y esbeltez.

Usaremos de la teoría plástica los algoritmos 3.1 y 3.2 con las siguientes modificaciones para el primero.

a) Del concreto:

Se utiliazará una parábola en la curva esf-def cuya expresión está dada por (ref 18)

$$fcc = Eco\ \varepsilon_c / \left(1 + (\varepsilon_c/\varepsilon_{co})^2\right) \qquad 7.1$$

donde fcc - esfuerzo del concreto

Eco - módulo de elasticidad dado por

$$Eco = 2\ f_{co}/\varepsilon_{co} \qquad 7.2$$

ε_c - deformación del concreto

ε_{co} - deformación correspondiente al esfuerzo máximo en compresión en obra

f_{co} - resistencia máxima del concreto en obra.

Para deformaciones mayores que ε_{co} se utilizará

$$f_{cc} = Eco\ \varepsilon_c / \left(1 + (\varepsilon_c/\varepsilon_{c2})^2\right) \qquad 7.3$$

donde ε_{c2} es la deformación unitaria para el esfuerzo máximo de concreto confinado, fig 4.2.

Para calcular la fuerza del concreto, la gráfica de esf-def se discretiza en n franjas, como se observa en la fig 7.1, para cada una de éstas se determina por triángulos semejantes, con la expresión 3.4. Las deformaciones y los esfuerzos con 7.1 ó 7.4. La fuerza en la franja *i* es

$$Fc_i = fc_i \; b \; \Delta C_i \qquad 7.6$$

donde Fc_i - fuerza en la franja *i*
fci - esfuerzo en la franja *i*
b - base de la sección
ΔC_i - ancho de la franja *i*.

b) Para el acero

Se utilizará el modelo descrito en la sección 4.6

En resumen, la carga y el momento se calcularán con

$$P = \sum_{i=1}^{n} Fc_i + \sum_{i=1}^{nl} Fs_i \qquad 7.6$$

$$M = Pe = \sum_{i=1}^{nf} Fc_i(h/2 - dc_i + \sum_{i=1}^{nl} Fs_i(h/2 - ds_i) \qquad 7.7$$

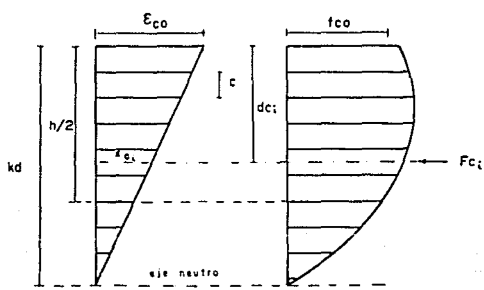


Fig 7.1

donde $(h/2 - dc_i)$ y $(h/2 - ds_i)$ son los brazos de palanca tanto de Fc como de Fs, respectivamente.

Los incisos a) y b) fueron codificados en la subrutina PM del programa PMCEC, un listado del programa se encuentra en el apéndice A.

El proceso general para simular la resistencia de columnas esbeltas confinadas es laborioso; reune los algoritmos 3.2 y 3.1 (con las modificaciones hechas al inicio de este apartado), además de los algoritmos 5.1 y 5.3. Se incluye también la teoria de confinamiento dada en el capitulo 4.

El programa PMCEC simula la resistencia de una columna para excentricidades y longitudes relativas establecidas.

SIMULACION DE LA SOLICITACION

8

8. SIMULACION DE LA SOLICITACION

8.1 ASPECTOS GENERALES

Como se definió en el capitulo 6, la solicitación se toma como variable aleatoria, es decir con sus propiedades asociadas a ella, y definidas por una función de distribución de probabilidad *fdp*.

Para simular la solicitación es necesario describir la distribución de probabilidades de los efectos de los diferentes tipos de carga. Los efectos de estas cargas se pueden obtener de la combinación de su variabilidad introducida en el análisis estructural.

En México, sin embargo, no se cuenta con información sobre el comportamiento probabilista de las variables que intervienen en la solicitación. Por esta razón para simularla supondremos que la solicitación que actúa sobre la columna es la resistencia para la cual fue diseñada fig 8.1 (ref.18) y se comporta con una función de distribución tipo gamma (ref 20).

8.2 SIMULACION DE LA SOLICITACION

El proceso general para simular la solicitación es el siguiente:

1.- Se calcula la resistencia nominal del elemento.
2.- Se obtiene la resistencia de diseño.
3.- La solicitación de diseño se iguala a la resistencia de diseño
4.- Se determina la solicitación nominal.
5.- Se obtinen la media y el coeficiente de variación de la solicitación.
6.- Se simula la solicitación con distribucción tipo gamma.

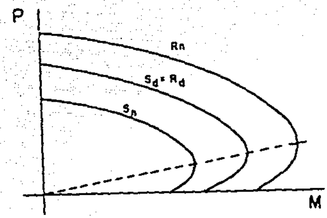


Fig 8.1

8.2.1 RESISTENCIA NOMINAL

La resistencia nominal es la capacidad mínima de un miembro estructural bajo la acción de la solicitación. Los reglamentos establecen como valores nominales a la probabilidad, del 2 al 5%, de que no sean alcanzados.

Para calcular la resistencia nominal de una columna esbelta y confinada se utiliza la teoría plástica de columnas, algoritmos 3.1 y 3.2., así como las hipótesis y recomendaciones del RCDF-87 y del ACI-89.

8.2.1.1 Especificaciones según el RCDF-87

"2.1.1. Hipótesis para la obtención de resistencias de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o a combinación de ambas , se efectuará a partir de las condiciones de equilibrio y de las siguientes hipótesis:

a) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.

b) Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente.

c) El concreto no resiste esfuerzos de tensión.

d) La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003.

e) La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto cuando se alcanza la resistencia es uniforme en una zona cuya profundidad es 0.8 veces la del eje neutro, definido este de acuerdo con las hipótesis anteriores. El esfuerzo uniforme se tomará igual a 0.85f'c si

$$f_c \leq 250\ kg/cm^2$$

e igual a

$$(1.05 - \frac{f_c}{1250}) f_c si \qquad f_c > 250\ kg/cm^2$$

El diagrama esfuerzo-deformación unitario del acero ordinario, sea o no torcido en frio, puede idealizarse por medio de una recta que pase por el origen, con pendiente igual a Es, y una recta horizontal que pase por las ordenadas correspondiente al esfuerzo de fluencia del acero, fy..."

Además, para las columnas esbeltas se utiliza el método de amplificación de momentos mencionado en el apartado 5.3.1.

8.2.1.2. Especificaciones según el ACI-89

"10.2.3 La deformación máxima de la fibra extrema de compresión del concreto debe suponerse igual a 0.003.

10.2.4 El esfuerzo del refuerzo por debajo de la resistencia especifcada de la fluencia f_y debe tomarse E_s veces la deformación del acero.

Para deformaciones mayores que el correspondiente a f_y, el esfuerzo debe considerarse independientemente de la deformación e igual a f_y. 10.2.5 La resistencia a tensión del concreto debe despreciarse en cálculos relativos a fuerza axial y flexión del concreto reforzado excepto cuando cumplan con los *requisitos de 18.4.*

10.2.6 La relación entre la distribución de esfuerzos a compresión y la deformación del concreto debe suponerse rectangular, trapezoidal, parabólica o cualquier otra forma que resulte en la predicción de la resistencia de acuerdo con resultados de pruebas.

10.2.7 Los requisitos de 10.2.6 se satisfacen mediante una distribución de esfuerzos del concreto rectangular equivalente, definida por lo siguiente:

10.2.7.1 Debe suponerse un esfuerzo del concreto de 0.85 f'_c uniformemente distribuido sobre una zona equivalente de compresión limitada por el límite de la sección transversal y una línea recta paralela al eje neutro a una distancia $a = \beta_1 C$ de la fibra de deformación máxima de compresión.
10.2.7.2 La distancia c desde la fibra de deformación máxima al eje neutro debe medirse en dirección perpendicular a dicho eje.

10.2.7.3 El factor β_1 debe tomarse como 0.85 para resistencias del concreto f'_c hasta de 4000 lb/pulg^2. Para resistencias arriba de 4000 lb/pulg^2, β debe reducirse continuamente a una tasa de 0.05 por cada 1000 lb/pulg^2 de resistencia en exceso a 4000 lb/pulg^2, pero β_1 no debe tomarse menor que 0.65.
10.3.2 Las condiciones de deformación balanceada existen en una sección transversal cuando el refuerzo de tensión alcanza la deformación correspondiente a la resistencia especificada de fluencia f_y al mismo tiempo que el concreto en compresión alcanza su deformación última supuesta de 0.003.

10.3.3 Para miembros a flexión y para miembros sujetos a cargas combinadas de flexión y compresión cuando la resistencia axial de diseño ϕP_n es menor que 0.10 $f'_c A_g$ o ϕP_b (el menor de los dos), la relación del refuerzo ρ proporcionada no debe exceder 0.75 de la relación ρ_b que produciría una condición balanceada de deformaciones para una sección sujeta a flexión sin fuerza axial. Para miembros con refuerzo de compresión, la porción de ρ_b no necesita reducirse por el factor 0.75".

8.2.1.3 Proceso de cálculo

Los siguientes pasos se utilizan para calcular la resistencia nominal:

Algoritmo 8.1:

1.- Con los valores nominales de fc, fy, b, h, r, As, se calcula para cada excentricidad relativa su resistencia P y M con las hipótesis de 8.2.1.1 y con el algoritmo 3.2.

2.- Con los resultados del paso 1 se realiza un ajuste polinomial de la curva P-M. Se utilizó el polinomio interpolante de Newton de 6° grado.

3.- Para cada excentricidad y cada longitud relativa se aplican los pasos 4, 5 y 6.

4.- Se propone una carga axial.

5.- Se aplica el método de momento amplificado, expuesto en el capítulo 5.

6.- Si el momento amplificado es menor al momento de la columna corta, para esa misma carga, se incrementa la carga y se regresa al paso 4. La resistencia P se encuentra al intersectar la curva generada por los momentos amplificados con la curva de resistencia de la columna corta, fig 8.2.

7.- La resistencia M se obtiene al proyectar, horizontalmente, el punto intersectado con la línea generada por e/h. Es decir $M = P\,(e/h)\,h$ donde P es la carga a la que se debe la intersección.

8.2.2. RESISTENCIA DE DISEÑO

La resistencia de diseño se obtiene al factorizar la resistencia nominal. Esta reducción se utiliza para considerar la incertidumbre en la resistencia de los materiales y la variación de las dimensiones de los elementos, así como la aproximación en las fórmulas e hipótesis que proponen los reglamentos de construcción.

El RCDF-87 establece que, ref. 25:

" 1.6 Factores de resistencia

... En flexión valdrá 0.9 y 0.8 para cortante y torsión . En flexocompresión, F_R se tomar igual a 0.8 cuando el núcleo está confinado con un zuncho que cumpla con los requisitos de 4.2.4. o con estribos que cumplan con los requisitos de 5.3.4b, y también cuando el elemento falle en tensión. Si el núcleo no esté confinado y la falla es en compresión, F_R se supondrá igual a 0.7. Para aplastamiento F_R valdrá 0.7".

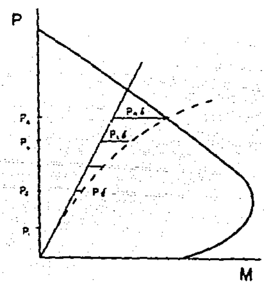


Fig 8.2

Como la columna es confinada debe cumplir los siguientes requisitos:

"5.3.4 Refuerzo transversal

b) En columnas con núcleo rectangular, la suma de las áreas de los estribos y grapas, A_{sh}, en cada dirección de la sección de la columna no debe ser igual que

$$0.3\left(\frac{Ag}{Ac}-1\right)\frac{f'c}{f_y}sh_c\text{, ni que } 0.12\,\frac{f'c}{f_y}sh_c$$

donde

Ac	área transversal del núcleo, hasta la orilla exterior del refuerzo transversal
Ag	área transversal de la columna
f_y	esfuerzo de fluencia del acero transversal
h_c	dimensión del núcleo, normal al refuerzo del área Ash
s	separación del refuerzo transversal.

"Este refuerzo transversal debe estar formado por estribos cerrados de una pieza sencillos o sobrepuestos, de diámetro no menor que 9.5 mm (No. 3) y rematados como se indica en 5.2.3. Puede complementarse con grapas del mismo diámetro que los estribos, espaciados igual que éstos a lo largo del miembro. Cada extremo de una grapa debe abrazar a una barra longitudinal de la periferia con un doblez de 135° seguidos de un tramo recto de al menos 10 diámetros de la grapa.

"La separacion del refuerzo transversal no debe exceder de la cuarta parte de la menor dimensión transversal del elemento, ni de 10 cm.

"La distancia centro a centro, transversal al eje del miembro, entre ramas de estribos sobrepuestos no ser mayor de 25 cm. Si el refuerzo consta de estribos sencillos, la mayor dimensión de éstos no debe exceder de 45 cm "

"5.2.3 Refuerzo transversal para confinamiento

Se suministrarán estribos cerrados de al menos 7.9 mm de diámetro (No. 2.5) que cumplan con los requisitos de los párrafos siguientes: a) en cada extremo del miembro sobre una distancia de dos peraltes medida a partir del paño del nudo, y b) en la posición del elemento que se halle a dos peraltes (2h) de toda sección de donde se suponga, o el análisis lo indique, que se va a formar una articulación plástica (si la articulación se forma en una sección intermedia, los dos peraltes se tomarán a cada lado de la sección).

"El primer estribo se colocará a no más de 5 cm de la cara del miembro de apoyo. La separación de los estribos no debe exceder a ninguno de los valores siguientes: a) 0.25d, b) ocho veces del diámetro de la barra longitudinal más delgada, c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo, y c) 30 cm.

"Los estribos a que se refiere esta sección deben ser cerrados, de una pieza, y deben rematar en una esquina con dobleces de 135°, seguidos de tramos rectos de no más de 10 diámetros de largo. En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal. Los radios de doblez cumpliran con los requisitos de 3.8. la localización del remate del estribo debe alternarse de uno a otro.

"En las zonas definidas en el primer párrafo de esta sección, las barras longitudinales de la periferia deben tener soporte lateral que cumpla con 4.2.3.

"Fuera de las zonas definidas en el primer párrafo de esta sección, la separación de los estribos no debe ser mayor que 0.5d a todo lo largo..."

El ACI-89 indica que, ref 26:

" *9.3. Resistencia de diseño...*

9.3.2. El factor de resistencia, ϕ, debe ser el siguiente:

9.3.2.1. flexión sin carga axial 0.9

9.3.2.2. carga axial y carga axial con flexión. (Para carga axial con flexión, tanto la carga axial como la resistencia nominal a momento deben multiplicarse por un solo valor apropiado de ϕ).

a) tensión axial y compresión axial con flexión 0.9

b) compresión axial y compresión axial con flexión:

Elemento con refuerzo en espiral según la sección 10.9.3 ....0.75

otros elementos reforzados 0.70

" Para otros elementos reforzados, ϕ puede aumentarse linealmente hasta 0.9, en tanto que ϕ Pn disminuye de 0.10f'cAg o ϕPb, según el que sea menor, a cero.".

8.2.3 SOLICITACION NOMINAL

La solicitación nominal es el valor máximo probable de la intensidad de la acción. Los reglamentos establecen para el valor nominal una probabilidad, entre 1 y 10%, asociada a ella. Así, para el RCDF-87, la solicitación nominal será aquella cuya probabilidad de ser excedida es del 2%, para el ACI-89 es del 5%.

La solicitación de diseño se obtiene de multiplicar la solicitación nominal por un factor de carga mayor que uno, con el fin de considerar la inexactitud en las suposiciones simplificaciones en el análisis estructural o bien sobre cargas en la estructura.

Los siguientes factores de carga son recomendadas por los reglamentos de

RCDF-87

$$\text{Factor de carga} \qquad F_c = 1.4 \tag{8.1}$$

ACI-89

$$\text{Factor de carga muerta} \qquad F_{cm} = 1.4$$
$$\text{Factor de carga viva} \qquad F_{cv} = 1.7 \tag{8.2}$$

Como la solicitud nominal (S_n) factorizada es igual a la solicitación de diseño (S_d) y ésta a la resistencia de diseño, tenemos que

Para RCDF-87

$$S_d = 1.4\ S_n$$

despejando S_n

$$S_n = \frac{S_d}{1.4} \tag{8.3}$$

Para el ACI-89

$$S_d = 1.4\ S_{nm} + 1.7\ S_{nv} \tag{8.4}$$

la relación de carga es

$$r_c = \frac{S_{nm}}{S_{nm} + S_{nv}} = \frac{S_{nm}}{S_n}$$

tenemos que

$$S_n = \frac{S_{nm}}{rc} \qquad 8.5$$

y

$$r_c = \frac{S_{nm}}{S_{nm} + S_{nv}}$$

donde

$$S_{nv} = S_{nm}(\frac{1}{rc} - 1) \qquad 8.6$$

sustituyendo 8-6 en 8-4

$$S_d = 1.4\ S_{nm} + 1.7\ S_{nm}(\frac{1}{rc} - 1) \qquad 8.7$$

de donde

$$S_{nm} = \frac{S_d}{1.4 + 1.7(\frac{1}{rc} - 1)} \qquad 8.8$$

En la práctica es común encontrar estructuras sometidas a una relación de carga igual a 0.7. Así, tenemos que

$$S_n = \frac{S_d}{1.49} \qquad 8.9$$

8.2.4 PARAMETROS ESTADISTICOS DE LA SOLICITACION

a) Coeficiente de variación de la solicitación.

Para obtener el valor de la dispersion relativa utilizaremos la expresión

$$C_s^2 = 0.0964\ r_c^2 - 0.18\ r_c + 0.1125 \qquad 8.10$$

donde

C_s - es el coeficiente de variación de la solicitación
r_c - es la relación de carga.

esta expresión fue determinada y aplicada en estudios anteriores (ref. 22), se obtuvo de la aplicación de la teoria de segundos momentos[7] y primer orden para una colunmna de un marco reticular.

b) Media de la solicitación

La expresión que nos relaciona la media y el coeficiente de variación con la solicitación nominal es (ref 20)

$$Sn = \mu_n(1 + \gamma C_s) \tag{8.11}$$

como la solicitación nominal S_n es conocida, μ_n es

$$\mu_n = \frac{S_n}{1 + \gamma\ C_2} \tag{8.12}$$

Suponiendo una distribución normal, γ en la ec 8.12 es igual a 2 para RCDF y 1.65 para el ACI.

8.2.5 SIMULACION DE LA SOLICITACION

Se supone una función de distribución de probabilidad tipo gamma para la solicitación, para generar los números aleatorios se utiliza una subrutina llamada GGAMR que pertenece al paquete IMSL.

La subrutina utiliza un parámetro de forma A que es igual a

$$A = \frac{1}{C_s^2} \tag{8.13}$$

[7] La teoria de segundos momentos y primer orden proporciona una aproximacion de los dos primeros momentos probabilistas (media y variancia) de funciones que dependen de variables aleatorias.

Además genera números seudoaleatorios que multiplicados por un parámetro de escala nos da la solicitación simulada. El parámetro de escala está dado por

$$B = \mu_s\ C_s^2 \qquad 8.14$$

Es decir

Solicitación simulada = B (número seudoaleatorio)

$$S_s = B\ S(i)$$

donde

S_s - solicitación simulada
B - parámetro de escala
$S(i)$ - número seudoaleatorio

El proceso de simulación de la solicitación fue programado en lenguaje Fortran con el nombre de PMSOLI, el cual calcula la solicitación simulada para el RCDF-87 y para el ACI-89, un listado del programa se muestra en el apéndice A.

ANALISIS DE RESULTADOS

9

9. RESULTADOS

Los resultados que se muestran en este capitulo están en función de la excentricidad y el tipo de falla que presentan las columnas analizadas. La zona A representa la falla a compresión y la zona B la de tensión. Las gráficas de resultados se muestran en el capitulo 11.

9.1 RESULTADOS OBTENIDOS CON EL RCDF-87

Infuencia de la relación de carga

Para columnas cortas y esbeltas:

Se observa en las gráficas 1 y 2, que a medida que la relación de carga crece la confiabilidad aumenta. Sólamente en la zona de compresión pura ($e/h = 0$) después de $r_c = 0.7$, desciende.

Los siguientes resultados fueron analizados para una relación de carga igual a 0.7.

Influencia de la excentridad

Para la columna corta:

El indice β oscila entre 4.5 y 5.2

En la zona A, gráficas 3 y 4, se observa una pequeña reducción en β, de aproximadamente entre el 6 y 10% en el intervalo 0.1 y 0.2 de la excentricidad relativa, e/h; después vuelve aumentar el indice β hasta alcanzar el nivel que tiene la compresión pura. Al final de la zona A decrece hasta un 12%. Para la zona B, el indice β comienza con un ligero incremento para luego disminuir hacia el valor de flexión pura, en esta zona el índice β fluctúa entre 5 y 4.5.

Para la columna esbelta:

El indice β oscila entre 4.3 y 6.3.

En la zona A, tiene un comportamiento semejante que el de las columnas cortas. En las mismas gráficas se observa que a medida que la excentricidad tiende a la flexión pura (zona B), las curvas tienden a presentar la misma confiabilidad.

Influencia del porcentaje de refuerzo

Se observa en las gráficas 5 y 6 que un incremento en el porcentaje de refuerzo incrementa la confiabilidad, principalmente en la zona por falla a compresión. Cerca de la flexión pura deja de influir el porcentaje de refuerzo sobre el indice β.

Para la columna corta:

En la zona a compresión, el indice β para la carga a compresión pura, aumenta al aumentar el porcentaje de acero, en todos los casos en un 5%, vér por ejemplo la gráfica 5. Para excentridades pequeñas ($0 < e/h < 0.2$) las curvas tienen un comportamiento casi paralelo. Cuando $e/h > 0.2$, las curvas tienden a unirse. Entre las excentricidades relativas de 1 y 2, las curvas tieden a unificarse, aqui el punto β oscila entre 4.5 y 5.

Para las columnas esbeltas:

Para $l/h=10$ y excentricidades muy pequeañas el indice β se incrementa ligeramente conforme la cuantia aumenta. En la zona de falla a tensión el porcentaje de refuerzo influye en el indice β en un 2% y sigue la tendencia de la columna corta. Para $l/h=15$ sucede lo contrario, a medida que aumenta el refuerzo el indice β disminuye, después sigue el comportamiento antes descrito, ver gráficas 6 y 7.

Influencia del número de lechos

Para la columna corta:

En la zona de compresión no hay influencia significativa en β para excentricidades pequeñas (gráfica 8). A medida que aumenta e/h, el indice β aumenta al aumentar el número de lechos hasta un 6% reduciendo esta diferencia al final a un 3%. Para secciones de columna peraltada no hay influencia significativa en la confiabilidad (gráfica 9).

Para la columa esbelta:

La confiabilidad aumenta al aumentar el número de lechos, en la gráfica 8 se observa una diferencia de hasta un 14% en la zona de falla a tensión. Para secciones peraltadas hay poca influencia del número de lechos al indice β (gráfica 9) del orden del 2% en los extremos de la curva.

Influencia del peralte

En todos los casos y tanto para columnas cortas como esbeltas se observa que e/h= 0.1 hay una reducción del indice β del orden del 6% cuando la sección cambia de 40x40 a 40x80 cm (gráficas 10 a 12).

Para la columna corta:

En forma general, no hay influencia significativa en la zona A del indice β. En la zona B se observa que para secciones de 40x40 cm la rama final tiende a disminuir suavemente. Para las secciones de 40x80 cm el indice disminuye para luego crecer ligeramente.

Para la columna esbelta:

Para l/h = 10, se observa un comportamiento similar al que presenta la columna corta. Para l/h = 15, del orden del 7% al ir aumentando e/h se normaliza y se comporta como en los casos anteriores (gráficas 11 y 12).

En forma general para e/h = 0 y e/h $\rightarrow \infty$ el peralte no influye en el indice de confiabilidad.

Influencia del tipo de estribo

Para la columna corta:

No influye el tipo de estribo en el índice de confiabilidad, la diferencia máxima que presenta es del orden del 1.5%, antes de la falla balanceada (gráfica 13).

Para la columna esbelta:

El comportamiento no varía con el tipo de estribo (gráficas 14 y 15).

Influencia de la separación de estribos

En las columnas cortas el índice β crece si se reduce el espacio entre estribos, s/h = 0.25 a 0.20 aumenta un 0.8%. Para s/h = 0.125 hay un aumento del 5% en la zona A. En la zona B, la diferencia se reduce al 17%, gráfica 16.

En la columna esbelta, el índice β no se ve afectado (gráfica 17).

9.2 RESULTADOS OBTENIDOS CON EL ACI-89

Influencia de la relación de carga

Los resultados obtenidos con respecto a la variación de carga son semejantes a los obtenidos a los del RCDF (gráficas 1 y 2). No se incluyen gráficas respecto a los resultados del ACI-89..

Influencia de la excentricidad

Para la columna corta:

El índice β oscila entre los valores de 4.9 y 5.7.

En la zona A, el comportamiento tiene la misma forma que la de RCDF, antes de llegar a la falla balanceada el índice β tiene casi el mismo valor que el de compresión pura (aproximadamente 5.5). En la zona B, aumenta ligeramente para después disminuir (gráfica 18).

Para columnas esbeltas:

El perfil de la curva de confiabilidad es muy semejante al de la columna corta. En todos los casos se observa que l/h = 10 tiene poca diferencia con la columna corta para e/h cercanos a la compresión pura o con la flexión pura. Para l/h = 15, la diferencia con la columna corta es del orden del 12% la cual va disminuyendo conforme se acerca a la flexión pura (gráfica 18).

Tanto las columnas esbeltas como las cortas tienden a unirse en la flexión pura.

Influencia del porcentaje de refuerzo

Es notorio el aumento del índice β con el aumento de refuerzo. En las columnas cortas es del 20% aproximadamente, del 17% para l/h=10 y del 2.5% en l/h = 15.

Para la columna corta:

En la zona A, el incremento β es significativo, conforme e/h aumenta las curvas tienden a intersectarse. Para la zona B, el índice β tiende a disminuir, a mayor porcentaje de refuerzo más suave es la pendiente (gráfica 19).

Para la columna esbelta:

Las columnas se comportan en forma paralela, e igualmente a mayor porcentaje de refuerzo mayor confiabilidad (gráfica 20).

Influencia del número de lechos

Para la columna corta:

Se observa que en los extremos de la curva (e/h muy pequeñas y muy grandes) el aumento del número de lechos no influye en el índice β. En el centro, en la vecindad del punto de falla balanceada, hayun aumento del orden del 4% (gráfica21).

Para la columna esbelta:

En la gráfica 22 se observa que al aumentar el número de lechos el índice β aumenta alrededor del 8% , cerca de la falla balanceada, en los extremos el aumento es del 2%.

Influencia del peralte

Para columna corta:

Para e/h pequeñas el indice β no se altera, al incrementar e/h el peralte influye alrededor del 5%., después de la falla balanceada las secciones de 40x40 cm, el indice β tiende aumentar ligeramente para luego descender. Para secciones de 40x80 cm el descenso es más suave, las curvas tienden a juntarse hacia la flexión (gráfica 23).

Para columna esbeta:

El aumento del peralte provoca un aumento en el indice β del orden del 10% disminuyendo esta diferencia cuando e/h aumenta hasta la falla balanceada. Después de este punto el comportamiento es similar al de la columna corta.

Influencia del tipo de estribo

El tipo de estribo no influye en el indice β en todas las columnas analizadas (gráficas 25 y 26).

Influencia de la separación de estribos

Sólamente afecta a las columnas cortas. Para e/h cercanas a la compresión pura el indice β incrementa un 4% y comienza a decrecer hasta un 1% cuando e/h tiende a la flexión pura (gráfica 27 y 28).

Influencia del porcentaje de acero de refuerzo

Para la columna corta:

Para porcentajes pequeños (0.01Ag), el RCDF está por arriba del ACI en la zona A. Antes de finalizar la zona A, el ACI aumenta relativamente un 40% más que el RCDF, lo que origina una intersección en las curvas. En la zona B, el ACI es superior a RCDF, pero muestra una tendencia a disminuir, no asi el RCDF que aumenta con forme e/h se acerca a la flexión pura (gráfica 29).

Para porcentajes arriba de 0.01Ag, el ACI está por encima del RCDF en las dos zonas, siendo menor la diferencia en la zona A. Aumentando aún más el porcentaje de refuerzo (0.06Ag). La diferencia es casi constante en las dos zonas y es aproximadamente del 6% (gráfica 30).

Para columna esbelta:

Para cuantías pequeñas el RCDF siempre está por arriba del ACI, siendo más notoria en las excentricidades relativas pequeñas, aproximadamente del 12% de diferencia. Para la zona B el aumento relativo del ACI respecto al de RCDF no es tan significativa y puede no intersectar a la curva de RCDF (gráfica 29).

Para cuantias grandes, tienen el mismo comportamiento que las columnas cortas (gráfica 30).

Influencia del número de lechos

Para la columna corta:

Hasta la zona A los dos reglamentos se comportan igual, presentan un relativo aumento al final de la zona. En la zona B, el ACI no se ve afectado por el cambio de número de lechos en tanto el RCDF cambia ligeramente (gráfica 31).

Para la columna esbelta:

Los dos reglamentos presentan idénticos comportamientos, al variar el número de lechos, con la columna corta.

número de lechos, con la columna corta.

Al comparar el RCDF con el ACI la influencia del peralte, estribos y espaciamiento de estribos, se encontró que el comportamiento del índice β ante los parámetros mencionados no cambia significativamente (gráficas 32, 33 y 34).

En las gráficas 35 y 36 se muestran la distribución de frecuencias para el caso 222 ,con e/h = 0, con l/h igual a cero y diez respectivamente. En estas gráficas se observa que las solicitaciones del RCDF están ligeramente más cercas a las resistencias que las del ACI. Es por esto que para este caso el ACI resulta más confiable que el RCDF.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

10

10. CONCLUSIONES

A menos que se indique lo contrario las siguientes conclusiones incluyen tanto a columnas cortas como esbeltas.

10.1 RESPECTO A EL RCDF-87

1.- Una columna presenta mayor confiabilidad a medida que aumenta la relación de carga r_c. Sólamente la carga axial pura presenta una reducción de su confiabilidad a relaciones de carga mayores que 0.7.

2.- En términos generales, la zona mas confiable es la zona de falla a compresión. La zona de falla a tensión tiene un índice de confiabilidad que fluctúa entre 4.5 a 5.

3.- A medida que se aumenta el refuerzo de acero aumenta la confiabilidad. Para longitudes relativas grandes, y a excentricidades pequeñas, se observa que la confiabilidad disminuye al aumentar el refuerzo longitudinal (se uniformiza con las columnas que presentan l/h relativamente pequeñas). Esto se debe a que las fórmulas que utiliza el RCDF en la zona próxima a compresión son muy conservadoras.

4.- El número de lechos sólo influye en columnas de secciones pequeñas y con excentricidades tales que dan lugar a acciones cercanas a la compresión pura. Para secciones peraltadas este parámetro influye, aunque ligeramente, en el índice de confiabilidad para porcentajes de acero altos.

5.- Para excentricidades grandes una columna peraltada es más confiable que otra que no lo es.

6.- Es igualmente confiable utilizar cualquier tipo de estribo en cualquier sección. Se presenta un ligero aumento si el espacio entre ellos es muy pequeño.

7.- Se observa que el diseño de columnas esbeltas presentan mayor confiabilidad que el de columnas cortas, aún cuando el diseño es diferente.

8.- Todos los casos analizados presentaron un indice de confiabilidad arriba de 4.

9.- Las columnas cortas y esbeltas tienden al mismo indice β cuando e/h tiende a la flexión pura.

10.- En columnas esbeltas y en la falla a compresión, a mayor relación de esbeltez mayor confiabilidad, debido a la naturaleza propia de las fórmulas de diseño.

10.2 RESPECTO A EL ACI

1.- Igual que el inciso 1 del RCDF.

2.- En todas las gráficas se observa que la máxima confiabilidad se encuentra a una excentricida mayor que la balanceada.

3.- A mayor porcentaje de refuerzo mayor confiabilidad en la zona de falla a compresión. En la falla a tensión influye ligeramente el porcentaje de refuerzo.

4.- El aumento en el número de lechos de acero influye ligeramente, cerca de la falla balanceada, en las columnas cortas con altos contenidos de refuerzo, en las columnas esbeltas ésta influencia es menos significativa.

5.- Las conclusiones respecto al RCDF comprendidas del punto 5 al 10, son iguales para el ACI.

10.3 COMPARACION DEL RCDF vs EL ACI

1.- En la zona de falla a compresión, para columnas cortas y esbeltas, y para secciones con bajo refuezo de acero el RCDF es más confiable que el ACI. Para contenidos medios de refuerzo (0.03Ag) el ACI es ligeramente superor que el RCDF. Para altos contenidos de refuerzo (0.06Ag), el ACI es 6% más confiable que el RCDF y se comporta en forma paralela.

2.- Para contenidos bajo de acero el ACI tiende a ser menos confiable conforme se acerca a la flexión, mientras que el RCDF aumenta su confiabilidad. Para contenidos altos los dos reglamentos tienden a aumentar al llegar a la falla por flexión.

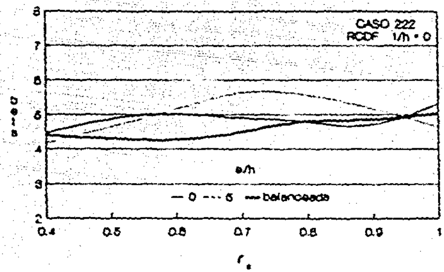
3.- Debido al paralelaje entre los dos reglamentos no existe una diferencia marcada entre ellos, salvo que siempre presenta el ACI mayor confiabilidad.

4.- El diseño de columnas esbeltas confinadas tanto con el RCDF como con el ACI presentan para longitududes relativas grandes una mayor confiabilidad.

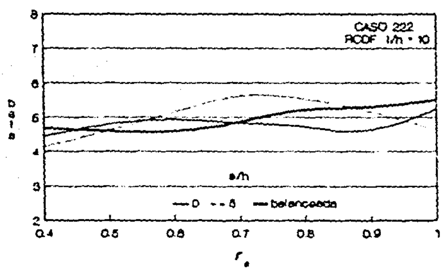
La razón principal por la cual el ACI es más confiable que le RCDF, radica en que el primero no altera el F_R para columnas confinadas con estribos, lo que provoca que en este estudio las solicitaciones sean menores en el análisis. El RCDF aumenta el F_R de 0.7 a 0.8 en la zona de falla a compresión, provocando que la solicitación aumento y con ello disminuya su confiabilidad..

Aún cuando el RCDF es menos confiable que el ACI, el indice β que presenta, tanto en la falla a compresión como de tensión, aseguran una probabilidad de falla muy pequeña, ($P_F \cong 6 \times 10^{-7}$).

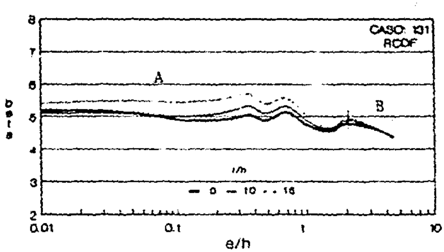
GRAFICAS



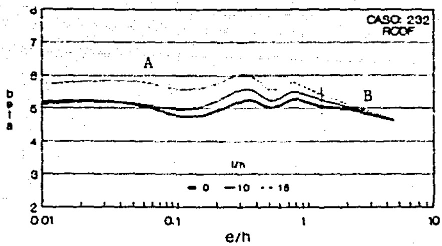
Gráfica 1. Influencia de la relación de carga.



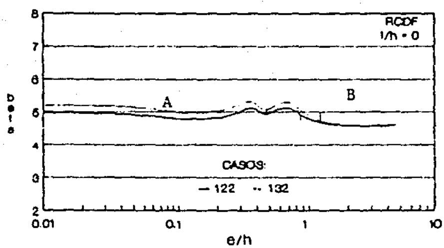
Gráfica 2. Influencia de la relación de carga.



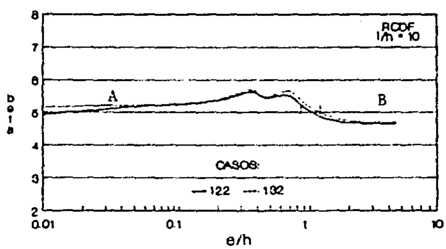
Gráfica 3. Influencia de la excentricidad.



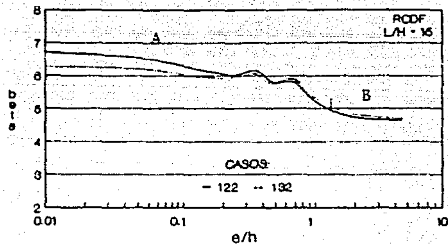
Gráfica 4. Influencia de la excentricidad



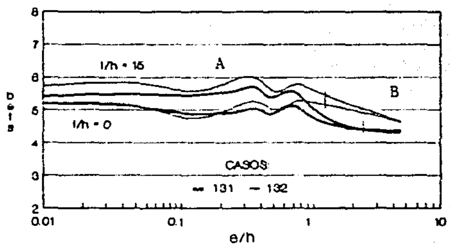
Gráfica 5. Influencia del porcentaje de refuezo



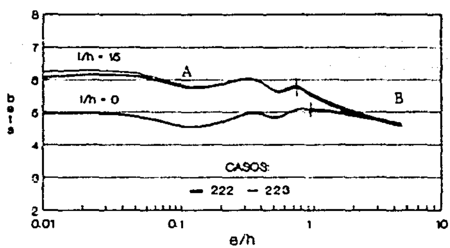
Gráfica 6. Influencia del porcentaje de refuerzo



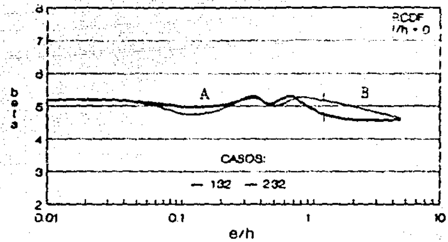
Gráfica 7. Influencia del porcentaje de refuerzo



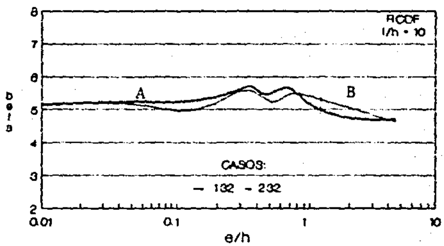
Gráfica 8. Influencia del número de lechos



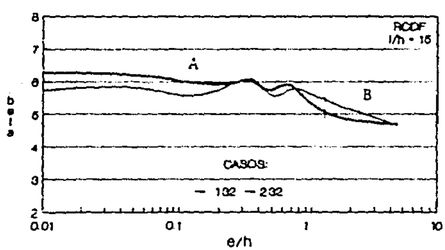
Gráfica 9. Influencia del número de lechos



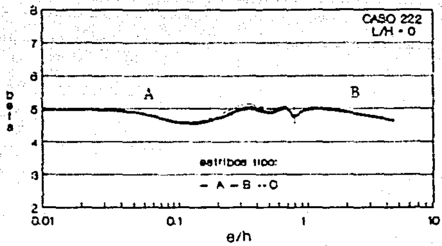
Gráfica 10. Influencia del peralte



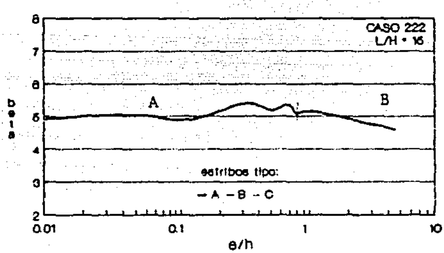
Gráfica 11. Influencia del peralte



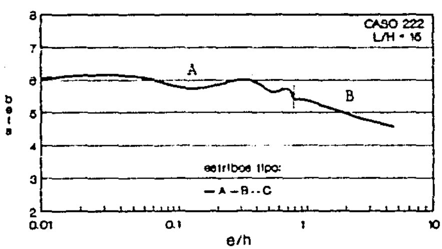
Gráfica 12. Influencia del peralte



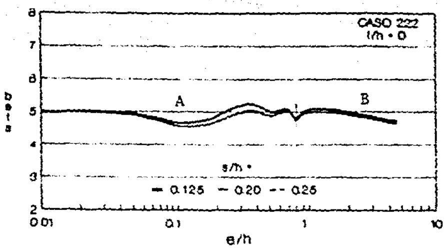
Gráfica 13. Inflencia del tipo de estribo



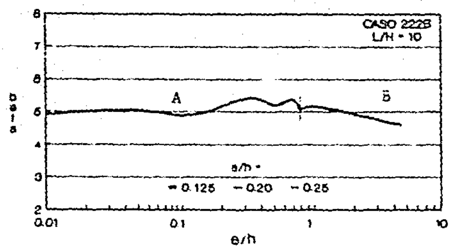
Gráfica 14. Influencia del tipo de estribo



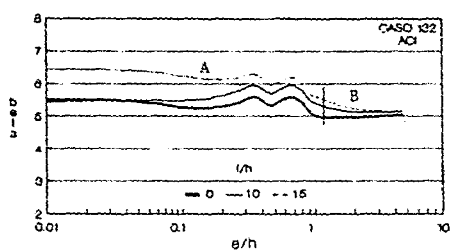
Gráfica 15. Influencia del tipo de estribo



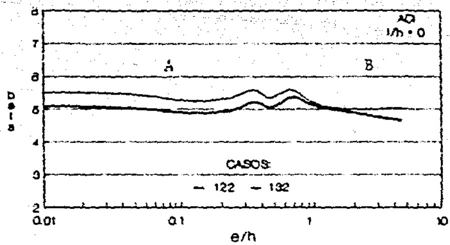
Gráfica 16. Influencia de la separación de estribos



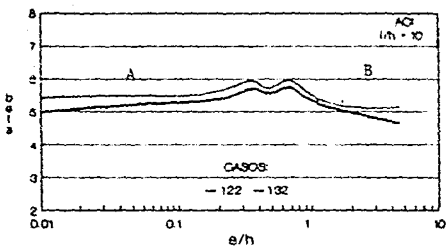
Gráfica 17. Influencia de la separación de estribos



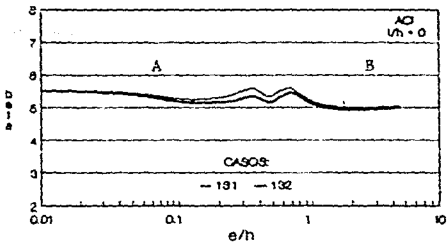
Gráfica 18. Influencia de la excentricidad



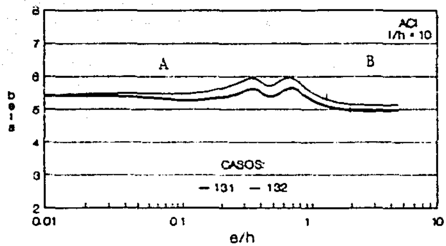
Gráfica 19. Influencia del porcentaje de refuerzo



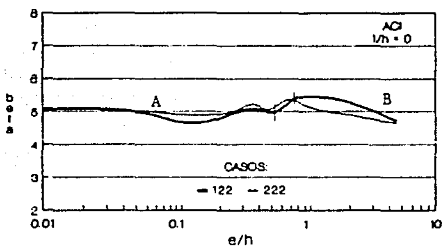
Gráfica 20. Influencia del porcentaje de refuerzo



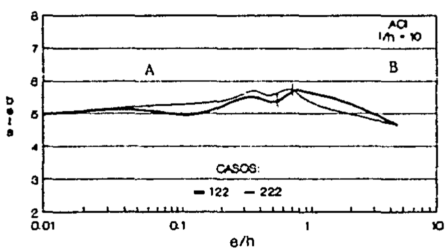
Gráfica 21. Influencia del número de lechos



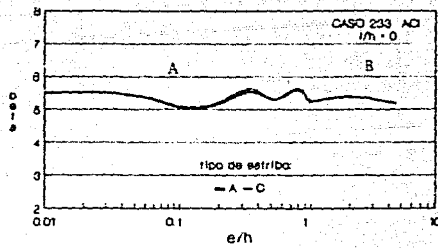
Gráfica 22. Influencia del número de lechos



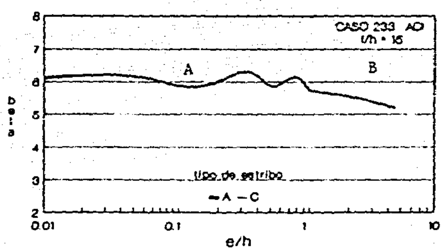
Gráfica 23. Influencia del peralte



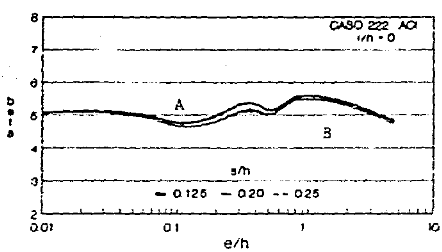
Gráfica 24. Influencia del peralte



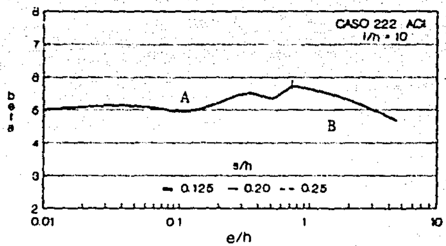
Gráfica 25. Influencia del tipo de estribo



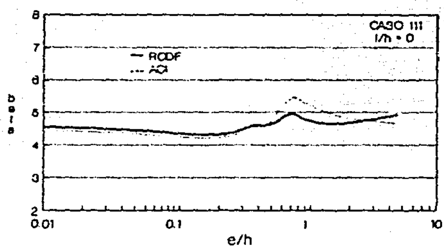
Gráfica 26. Inflencia del tipo de estribo



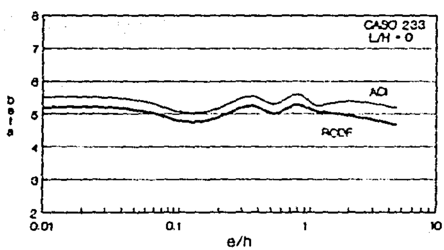
Gráfica 27. Influencia de la separación de estribos



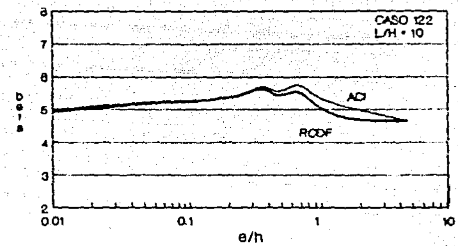
Gráfica 28. Inflencia de la separación de estribos



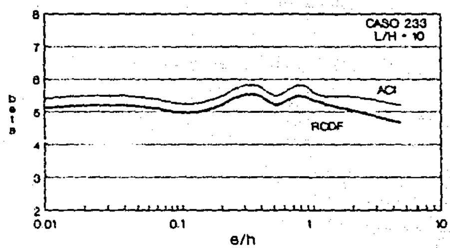
Gráfica 29. Influencia del porcentaje de refuerzo



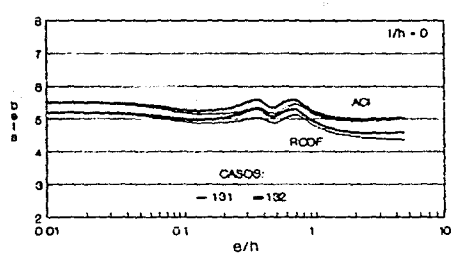
Gráfica 30. Influencia del porcentaje de refuerzo



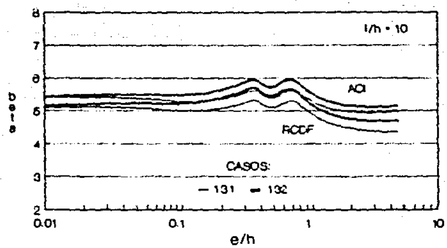
Gráfica 31. Influencia del número de lechos



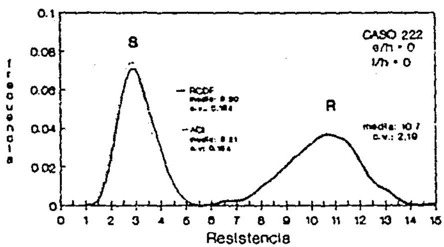
Gráfica 32. RCDF - ACI



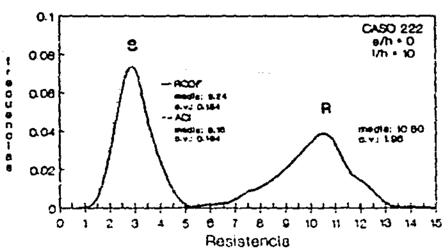
Gráfica 33. RCDF - ACI



Gráfica 34. RCDF - ACI



Gráfica 35. Distribución de frecuencias



Gráfica 36. Distribución de frecuencias

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

12

12 REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. PARK R. y PAULAY T. "Estructuras de concreto reforzado"; Edit. LIMUSA S.A., 1988.
2. MacGREGOR, J.G. "Reinforced concrete mechanics and design"; Prentice-Hall; 1989.
3. BRESLER, B. "Concreto reforzado en ingeniería civil"; Vol. 1, Edit. LIMUSA S.A., 1981.
4. NAWY, EDWARD "Reinforced concrete"; Prentice-Hall
5. MONTOYA D., CARLOS "Resistencia y ductilidad en elementos de concreto reforzado"; Tesis de licenciatura, F.I., UNAM; 1989.
6. SARGIN, M. "Stress-strain relation ships for concrete and analysis of structual concrete sections". Study No.4. Solid Mechanics Division. University of Waterloo; Canada, 1971.
7. BUNNI N.G. "Rectangular ties in reforced concrete columns". Reinforced Concrete Columns; ACI publication SP-50; Detroit, Michigan 1975, pp. 193-211.
8. USUMERI and SHAMIN "An analytical model for concrete confinemend ties columns".
9. GONZALEZ CUEVAS, "Aspectos fundamentales del concreto reforzado"; Edit LIMUSA S.A.
10. MacGREGOR, J.G. "Desing of slender reinforced concrete columns". Structural Concrete Symposium. Toronto; mayo 1971. pp 81-105
11. ROSSELL, S.F. "Practical design of reinforced concrete"; Edit. John Wiley & Sons.
12. LOPEZ CERVANTES, J.G. "Efectos de segundo orden en columnas de concreto"; Tesis de licenciatura; UNAM.
13. MIRZA S. and MacGREGOR J. "Slenderness and strength reliability of reinforced concrete columns". ACI, Structural Journal. July - Agust 1989.

14. MELI R. "Diseño Estructural"; Edit. LIMUSA S.A.

15. YAMANO TARO "Estadística"; Edit. HARLA S.A.

16. MIRZA S. "Probability-based strength criterion for reinforced concrete slender columns"; ACI, Structural Journal; nov-dic 1987, pp 459-466.

17. ROSENBLUETH E. y ESTEVA L. "Reliability basis for some mexican codes". ACI publication; SP-31, 1971; pp 1 - 35.

18. RAMOS ALVARADO, J.C. "Análisis de confiabilidad de columnas de concreto reforzado", Tesis de licenciatura, E.N.E.P. Aragón, UNAM; 1989.

19. RUIZ S. y QUIROZ N. "Análisis probabilista de resistencias de flexión de columnas de concreto reforzado"; Instituto de Ingeniería, UNAM, No 5526, nov 1989.

20. PAREDES LOPEZ R. "Confiabilidad de marcos de concreto reforzado ante la acción de temblores". Tesis de maestria, DEPFI, UNAM.

21. VILLANUEVA J. y MELI R. "Análisis estadistico de propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México". Instituto de Ingeniería, UNAM; Informe interno, proy 4723, 1984.

22. SOBOL I. "Método de Montecarlo". Edit. MIR, 2a. edición, 1983.

23. LOPEZ V, et. al. "Manual de diseño de obras civiles", (C.1.2.1 y C.1.2.2), Instituto de Investigaciones Eléctricas, CFE. 1981.

24. Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, No. 9, julio de 1987.

25. "Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, No. 44, México, D. F., 1987.

26. "Bulding code requirements for reinforced concrete", ACI Standards. 318-89, American Concrete Institute, 1989.

27. RUIZ; VALLEJO; AGUILAR. "Confiabilidad implicita en los factores de seguridad especificados en las normas NTCC-87 y ACI-89 en vigas diseñadas por cortante y por flexión". Instituto de Ingeniería. UNAM. Convenio DDF-UNAM, No. 5-020-90

28. STEVEN C. C. Y RAYMOND P. "Métodos numéricos para ingenieros". Edit. McGraw Hill, 1987.

29. BURDEN FAIRES. "Análisis numérico". Edit. Iberoaméricana. 1978.

APENDICE

(PROGRAMAS)

```
$DEBUG
*        ****************  PROGRAMA PRINCIPAL  ************************
*
*          PROGRAMA PARA SIMULAR VARIABLES ALEATORIAS (Fc, Fy,b, h, R)
*                         CON DISTRIBUCION NORMAL
*                                                             01/marzo/91
*        **************************************************************
*                                                          BLOQUE: 0000
      DOUBLE PRECISION DSEED
      DIMENSION SR(1000),SFC(1000),SFY(1000),SB(1000),SH(1000),R(1000)
      CHARACTER*10 ARCHI
      REAL*8 MFC,MFY,MH,MB,MR
      WRITE(*,*)'      Nombre del archivo de simulaciones para el:'
      WRITE(*,*)'CASO:'
      READ(*,'(A)') ARCHI
      OPEN(1,FILE=ARCHI,STATUS='NEW')
*     ENTRADA DEL LOS VALORES PROBABILISTICOS DE LAS
*     VARIABLES ALEATORIAS
      WRITE(*,*)'         Fc:    [media]      [desviación estándar]'
      READ(*,*)MFC,DFC
      WRITE(*,*)'         Fy:    [media]      [desviación estándar]'
      READ(*,*)MFY,DFY
      WRITE(*,*)'          h:    [media]      [desviación estándar]'
      READ(*,*)MH,DH
      WRITE(*,*)'          b:    [media]      [desviación estándar]'
      READ(*,*)MB,DB
      WRITE(*,*)'          r:    [media]      [desviación estándar]'
      READ(*,*)MR,DR
      write(*,*)'        [# simulaciones]        [semilla]'
      READ(*,*)NS,DSEED
      CALL GGNPM(DSEED,NS,R)
      DO 110 I=1,NS
  110 SFC(I)=R(I)*DFC+MFC
      CALL GGNPM(DSEED,NS,R)
      DO 120 I=1,NS
  120 SFY(I)=R(I)*DFY+MFY
      CALL GGNPM(DSEED,NS,R)
      DO 130 I=1,NS
  130 SH(I)=R(I)*DH+MH
      CALL GGNPM(DSEED,NS,R)
      DO 140 I=1,NS
  140 SB(I)=R(I)*DB+MB
      CALL GGNPM(DSEED,NS,R)
      DO 150 I=1,NS
  150 SR(I)=R(I)*DR+MR
*     IMPRESION DE SIMULACIONES
      DO 160 I=1,NS
  160 WRITE(1,900)SFC(I),SFY(I),SB(I),SH(I),SR(I)
*     FORMATOS, CIERRE DE ARCHIVO Y FIN DE PROGRAMA
  900 FORMAT(5(F12.3))
      CLOSE(1)
      STOP
      END
```

```
$LARGE
$DEBUG

*     ****************  IDENTIFICACION DEL PROGRAMA  ****************
*
*           PROGRAMA PMCEC PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA DE UNA
*             COLUMNA ESBELTA CONFINADA DE CONCRETO REFORZADO
*                   SUJETA A FLEXOCOMPRESION UNIAXIAL
*                                                        14/MAR/91
*     ***********************************************************
*     BLOQUE DE ALMACENAMIENTO                          BLOQUE: 0000

      IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
      REAL*8 M,KD,KS,LNG,ML,MB,MAUX
      CHARACTER*12 ARCHI

      DIMENSION AS(20),EH(20),FCO(1000),FY(1000),B(1000),H(1000),R(1000)
     *          ,EC1(1000),EC2(1000),EC30(1000),KS(1000),PL(2),ML(2),
     *                LH(5),EHB(1000),ESU(1000),ESH(1000),FSU(1000),
     *                 pcom(1000),FS(1000),PAUX(3,1000),MAUX(3,1000)


*     ARCHIVO DE DATOS GENERALES
      OPEN(1,FILE=' ',STATUS='OLD')

*     ARCHIVO DE SIMULACIONES [1]
      READ(1,'(A)')ARCHI
      OPEN(3,FILE=ARCHI,STATUS='OLD')

*     ARCHIVO DE SIMULACIONES [2]
      READ(1,'(A)')ARCHI
      OPEN(4,FILE=ARCHI,STATUS='OLD')

*     ARCHIVO DE EXCENTRICIDADES
      READ(1,'(A)')ARCHI
      OPEN(5,FILE=ARCHI,STATUS='OLD')

*     ARCHIVO DE RESULTADOS
*     número de longitudes:
      READ(1,*)NLR
      DO 10 LHR=1,NLR
        READ(1,'(A)') ARCHI
        OPEN(6+LHR,FILE=ARCHI,STATUS='NEW')
   10 CONTINUE


*     BLOQUE DE LECTURA E INICIACION DE DATOS           BLOQUE: 0100

*     <# SIM> <# LECHOS DE VARILLAS> <# F.DE CONCRETO>
      READ(1,*)NS,NL,NF

*     <# LECHOS DE VARILLAS HORI.> <ACERO TRANSVERSAL>
      READ(1,*)NLH,ASI
*     LECTURA DE AREAS DE ACERO POR LECHO
```

```
*     LECTURA DE AREAS DE ACERO POR LECHO
      AST=0.0
      DO 110 I=1,NL
        READ(1,*)AS(I)
        AST=AST+AS(I)
  110 CONTINUE

*     LECTURA DE LAS EXCENTRICIDADES RELATIVAS
      I=1
  120 READ(5,*,END=130)EH(I)
      I=I+1
      GOTO 120
  130 NE=I-1

*     LECTURA DE LAS LONGITUDES RELATIVAS
      DO 140 I=1,NLR
        READ(1,*)LH(I)
  140 CONTINUE

      EES=2000000.0
      DKD=20.0
      TOL=1.0D-2
      NLV=NL

*     SE LEEN LOS VALORES SIMULADOS DE    fco,fy,b,h,r,s,fs,esu,esh,fsu

      DO 150 J=1,NS
        READ(3,*)FCO(J),FY(J),B(J),H(J),R(J)
        READ(4,*)FS(J),ESU(J),ESH(J),FSU(J)
  150 CONTINUE

*     SE LEE LA SEPARACION DE LOS ESTRIBOS
      READ(1,*)SH

*     SE LEE EL TIPO DE ESTRIBO [ A  B  C ]
      READ(1,*)TIPO
*     SE GENERAN LOS PARAMETROS DE LA
*     CURVA ESF-DEF DEL CONCRETO CONFINADO

      CALL ESFCON(B,H,R,NS,AS1,FCO,AST,FS,SH,NLV,NLH,KS,EC1,EC2,EC30,TIP
     *O)

      WRITE(*,920)

*     SE CALCULA CONDICION BALANCEADA                       BLOQUE: 0200

      DO 210 J=1,NS
         DDS=(H(J)-2*R(J))/(NL-1)
         ECO=0.0033+2.8D-6*FCO(J)
         EEC=2*FCO(J)/ECO
         EY=FY(J)/EES
         D=H(J)-R(J)
         KD=D*ECO/(ECO+EY)
```

```
          CALL  PM(R,P,NL,KD,ECO,EES,AS,FY,H,DDS,NF,M,B,
     *            EEC,KS,FCO,EC1,EC2,EC30,ESU,ESH,FSU,J)
          MB=M/1000.0
          PB=P/1000.0
          EHB(J)=MB/PB/H(J)
          RES=PB*SQRT(1+EHB(J)**2)
          WRITE(7,905)RES,EHB(J)
c          WRITE(7,910)MB,PB,EHB(J),0,KD
  210 CONTINUE

*     SE CALCULA PARA CADA LONGITUD RELATIVA
      I=NE+1
      PB1=PB
      DO 230 LHR=2,NLR
          DO 220 J=1,NS
              WRITE(*,925)LHR,J
              P=PB*1000.0
              LNG=LH(LHR)*H(J)
              IF(LNG.EQ.0.0) GOTO 220
              ECO=0.0033+2.8D-6*FCO(J)
              EEC=2*FCO(J)/ECO
              DDS=(H(J)-2*R(J))/(NL-1)
              EH(I)=EHB(J)
              CALL  PMESBEL(R,P,NL,KD,ECO,EES,AS,FY,H,DDS,NF,B,EEC,KS
     *            ,FCO,EC1,EC2,EC30,ESU,ESH,FSU,DKD,TOL,EH,I,LNG,J)
              PB=P/1000.0
              MB=PB*EH(I)*H(J)
              RES=PB*SQRT(1+EH(I)**2)
              WRITE(6+LHR,905)RES,EH(I)
c              WRITE(6+LHR,910)MB,PB,EH(I),LH(LHR),KD
  220     CONTINUE
  230 CONTINUE

*     SE CALCULA LA CARGA DE COMPRESION PURA                    BLOQUE: 0300

      WRITE(*,930)
      KD=H(1)
      DO 310 J=1,NS
        P=(AST*FY(J)+(B(J)*H(J)-AST)*FCO(J))/1000.0
        Pcom(J)=P
        M=0.0
        RES=P*SQRT(1+EH(1)**2)
        WRITE(7,905)RES,EH(1)
c        WRITE(7,910)M,P,EH(1),0,0.0
  310 CONTINUE
      DO 350 LHR=2,NLR
          DO 330 J=1,NS
          P=Pcom(j)*500.0
c          KD=H(J)
              LNG=LH(LHR)*H(J)
              IF(LNG.EQ.0.0) GOTO 330
              ECO=0.0033+2.8D-6*FCO(J)
              EEC=2*FCO(J)/ECO
```

```
            DDS=(H(J)-2*R(J))/(NL-1)
           DO 320 I=2,3
               write(*,925)LHR,J,I-1
               CALL PMESBEL(R,P,NL,KD,ECO,EES,AS,FY,H,DDS,NF,B,EEC,KS
     *               ,FCO,EC1,EC2,EC30,ESU,ESH,FSU,DKD,TOL,EH,I,LNG,J)
               PL(I-1)=P/1000.0
               ML(I-1)=P*EH(1)*H(J)/1000.0
               PAUX(I-1,J)=PL(I-1)
               MAUX(I-1,J)=ML(I-1)
  320      CONTINUE
           P=PL(1)-(PL(2)-PL(1))*ML(1)/(ML(2)-ML(1))
           M=0.0
           RES=P*SQRT(1+EH(1)**2)
           WRITE(6+LHR,905)RES,EH(1)
c            WRITE(6+LHR,910)M,P,EH(1),LH(LHR),0.0
  330     CONTINUE
          DO 350 I=1,2
              DO 340 J=1,NS
                 RES=PAUX(I,J)*SQRT(1+EH(I+1)**2)
                 WRITE(6+LHR,905)RES,EH(I+1)
c                 WRITE(6+LHR,910)MAUX(I,J),PAUX(I,J),EH(I+1),LH(LHR),0.0
  340         CONTINUE
  350     CONTINUE
  360 CONTINUE

*      PARA CADA SIMULACION Y PARA CADA
*      EXCENTRICIDAD SE CALCULA  LA RESISTENCIA                BLOQUE: 0400
       write(*,935)
       DO 440 I=2,NE
          DO 410 J=1,NS
            WRITE(*,940)I,1,J
cc        write(*,*)'i=',i,' j=',j
c           KD=H(J)
              LNG=0.0
              CALL PMCORTA(R,P,NL,KD,EES,AS,FY,H,NF,M,B,KS,FCO,EC1,
     *                    EC2,EC30,ESU,ESH,FSU,J,DKD,TOL,EH,I,LNG)
              M=M/1000.0
              P=M/EH(1)/H(J)
              RES=P*SQRT(1+EH(1)**2)
              WRITE(7,905)RES,EH(1)

c               WRITE(7,910)M,P,EH(1),0,kd
  410     CONTINUE
          IF(I.LE.3) GOTO 440
          DO 430 LHR=2,NLR
              DO 420 J=1,NS
c           KD=H(J)
                  WRITE(*,940)I,LHR,J
c            WRITE(*,*)'I=',I,'LHR=',LHR

c                  P=P*1000.0
c                  if(fco(j).le.150) p=p/2.0
                  p=pcom(j)*500.0
                  LNG=LH(LHR)*H(J)
```

```
                IF(LNG.EQ.0.0) GOTO 430
                ECO=0.0033+2.8D-6*FCO(J)
                EEC=2*FCO(J)/ECO
                DDS=(H(J)-2*R(J))/(NL-1)
                CALL PMESBEL(R,P,NL,KD,ECO,EES,AS,FY,H,DDS,NF,B,EEC,KS
     *               ,FCO,EC1,EC2,EC30,ESU,ESH,FSU,DKD,TOL,EH,I,LNG,J)
                P=P/1000.0
                pcom(j)=p
                M=P*EH(I)*H(J)
                RES=P*SQRT(1+EH(I)**2)
                WRITE(6+LHR,905)RES,EH(I)
c                WRITE(6+LHR,910)M,P,EH(I),LH(LHR),KD
 420          CONTINUE
 430        CONTINUE
 440  CONTINUE
      WRITE(*,*)' '

*     FORMATOS, CIERRE DE ARCHIVOS Y FIN DEL PROGRAMA         BLOQUE: 0900

 905  FORMAT(2(5X,F12.4))
 910  FORMAT(3(1X,F12.4),1X,I8,1X,F10.5)
 920  FORMAT(1H1,////,10X,'Cálculo de la condición balanceada',//)
 925  FORMAT(1H+'            longitud=',i4,'      simulación:',i4,'       co
     *ntador:',i4)
 930  FORMAT(///,10X,'Cálculo de la compresion pura',//)
 935  FORMAT(////,10X,'Cálculo para cada excentricidad y simulación',//)
 940  FORMAT(1H+'             No de e/h =',I4,'    No de l/h =',I4,'    No de
     * si)ulac ón=',I4)

      DO 990 LHR=1,NLR
        CLOSE(6+LHR)
 990  CONTINUE
      CLOSE(1)
      CLOSE(3)
      CLOSE(4)
      CLOSE(5)
      STOP
      END


*     ******************    SUBRUTINA   ESFCON    **********************
*             SUBRUTINA PARA CALCULAR LOS PARAMETROS DE LA
*                  CURVA ESF-DEF DEL CONCRETO CONFINADO
*     ****************************************************************
*                                                        BLOQUE: 0000
      SUBROUTINE ESFCON(B,H,R,NS,AS1,FCO,AST,FS,Sh,NLV,NLH,KS,EC1,EC2,
     *EC30,TIPO)
      IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)

      DIMENSION B(1000),H(1000),R(1000),FCO(1000),FS(1000),EC1(1000),EC2
     *(1000),EC30(1000),KS(1000)

      REAL*8 LAN,KS
*                                                        BLOQUE: 0100
```

```
*     LECTURA DE AREAS DE ACERO POR LECHO
      DO 110 J=1,NS
         ECOLIM=0.0033+2.8D-6*FCO(J)
         s=sh*h(j)
         B1=B(J)-2*R(J)
         H1=H(J)-2*R(J)
         ACO=B1*H1
         PI=3.141592654
         pps=as1*(b1+h1)*2.0/aco/s
         IF(TIPO.EQ.2) pps=as1*(4*b1/3.0+h1)*3.0/aco/s
         IF(TIPO.EQ.3) pps=as1*(b1+h1)*5.0/aco/s
         C=H1/(NLV-1)
         N=2*(NLH+NLV-2)
         LAN=1-(N*C**2)/5.5/ACO
         AEC=LAN*(B1-0.5*S)*(H1-0.5*S)
         POCC=FCO(J)*B1*H1
         KS(J)=1+23.12*AEC*SQRT(PPS*FS(J))/POCC
         FCO1=FCO(J)*KS(J)
         E00=0.0022
         EC1(J)=8*KS(J)*FCO(J)*1.0D-6
         EC2(J)=(1+7.6*(1-5*(S/B1)**2)*PPS*FS(J)/SQRT(FCO(J))/C)*E00
         IF(EC2(J).LT.EC1(J)) EC2(J)=EC1(J)
         IF(EC2(J).LT.ECOLIM) EC2(J)=ECOLIM
         EC85=.225*PPS*SQRT(B1/S)+EC2(J)
         EC30(J)=(14*EC85-11*EC2(J))/3.0
  110 CONTINUE
      RETURN
      END


*     *********************    SUBRUTINA   PM    ***********************
*        SUBRUTINA PARA CALCULAR FUERZAS Y MOMENTOS EN LA SECCION
*     ****************************************************************
*                                                    BLOQUE: 0000
      SUBROUTINE PM(R,P,NL,KD,ECO,EES,AS,FY,H,DDS,NF,M,B,
     *           EEC,KS,FCO,EC1,EC2,EC30,ESU,ESH,FSU,J)

      IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
      DIMENSION AS(20),FCO(1000),FY(1000),B(1000),H(1000),R(1000),EC1(10
     *00),EC2(1000),EC30(1000),KS(1000),ESU(1000),ESH(1000),FSU(1000)

      REAL*8 M,MS,MC,KD,KS

*     SE CALCULA LA FUERZA Y EL MOMENTO EN EL ACERO          BLOQUE: 0100

      D=R(J)
      SUMFS=0.0
      SUMMS=0.0
      DO 110 K=1,NL
         ES1=ECO*(KD-D)/KD
         SIG=ES1
         ES=ABS(ES1)
         CALL ESFS(ES,FY,EES,ESU,ESH,FSU,FS,J)
```

```
         FS=SIGN(FS,SIG)*AS(K)
         MS=FS*(H(J)/2-D)
         SUMFS=SUMFS+FS
         SUMMS=SUMMS+MS
         D=D+DDS
  110 CONTINUE

*      SE CALCULA LA FUERZA Y EL MOMENTO EN EL CONCRETO       BLOQUE: 0200

       ECOLIM=0.0033+2.8D-6*FCO(J)
       DD=KD/NF
       IF(KD.GT.H(J)) DD=H(J)/NF
       D=DD/2
       SUMFC=0.0
       SUMMC=0.0

       DO 220 K=1,NF
         EC=ECO*(KD-D)/KD
        IF(ECO.LE.EC2(J)) then
            FC=EEC*EC/(1+(EC/ECOLIM)**2)*B(J)*DD
         ELSE
            FC=0.0
            IF(D.GT.R(J).AND.D.LT.H(J)-R(J)) THEN
               BASE=B(J)-2*R(J)
               FCO1=FCO(J)*KS(J)
               CALL ESFC(EC,FCO1,EC1,EC2,EC30,FCC,J)
               FC=FCC*BASE*DD
             ENDIF
          ENDIF
          MC=FC*(H(J)/2.0-D)
          SUMFC=SUMFC+FC
          SUMMC=SUMMC+MC
          D=D+DD
  220 CONTINUE

*      FUERZA Y MOMENTO TOTAL
       M=SUMMS+SUMMC
       P=SUMFS+SUMFC

       RETURN
       END


*      ************************************************************
*              SUBRUTINA PARA CALCULAR EL ESFUERZO DEL ACERO
*                                ( ESFS )
*      ************************************************************
*                                                        BLOQUE: 0000
       SUBROUTINE ESFS(ES,FY,EES,ESU,ESH,FSU,FS,J)
       IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
       DIMENSION FY(1000),ESU(1000),ESH(1000),FSU(1000)
*                                                        BLOQUE: 0100
       IF(ES.GT.ESU(J)) GOTO 110
       IF(ES.LE.ESH(J)) THEN
```

```
         FS=ES*EES
         IF(ES.GT.FY(J)/EES) FS=FY(J)
      ELSE
         RR=ESU(J)-ESH(J)
         WW=((FSU(J)/FY(J))*(30*RR+1)**2-60*RR-1)/(15*RR**2)
         W1=(WW*(ES-ESH(J))+2)/(60*(ES-ESH(J))+2)
         W2=(ES-ESH(J))*(60-WW)/2.0/(30*RR+1)**2
         FS=FY(J)*(W1+W2)
      ENDIF
      GOTO 120
  110 CONTINUE
      FS=FSU(J)
  120 CONTINUE
      RETURN
      END

*     ***************************************************************
*              SUBRUTINA PARA CALCULAR EL ESFUERZO EN EL CONCRETO
*                                  ( ESFC )
*     ***************************************************************
*                                                       BLOQUE: 0000
      SUBROUTINE ESFC(EC,FC01,EC1,EC2,EC30,FCC,J)
      IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
      DIMENSION EC1(1000),EC2(1000),EC30(1000)
*                                                       BLOQUE: 0100
cc      FCC=FC01*(2*EC/EC1(J)-(EC/EC1(J))**2)
      FCC=FC01*(2*EC/EC2(J)-(EC/EC2(J))**2)
c      IF(EC.LT.EC1(J)) GOTO 110
c      FCC=FC01
      IF(EC.LE.EC2(J)) GOTO 110
      EC85=(3*EC30(J)+11*EC2(J))/14.0
      FCC=FC01*(1-.15*(EC-EC2(J))/(EC85-EC2(J)))
      IF(EC.GT.EC30(J)) FCC=0.3*FC01
  110 CONTINUE
      RETURN
      END


*     ****************   SUBRUTINA  PMCORTA   **********************
*        SUBRUTINA QUE CALCULA LA RESISTENCIA DE LA COLUMNA CORTA
*     ***************************************************************
*                                                       BLOQUE: 0000
      SUBROUTINE PMCORTA(R,P,NL,KD,EES,AS,FY,H,NF,M,B,KS,FCO,EC1,EC2,EC3
     *0,ESU,ESH,FSU,J,DKD,TOL,EH,I,LNG)
      IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
      DIMENSION AS(20),EH(20),FCO(1000),FY(1000),B(1000),H(1000),R(1000)
     *                           ,EC1(1000),EC2(1000),EC30(1000),KS(1000)
     *                                   ,ESU(1000),ESH(1000),FSU(1000)
      REAL*8 INC,M,M1,KD,KS,LNG,MCORTA
*                                                       BLOQUE: 0100
      INC=0.00025
      II=0
      IJK=0
```

```
      ECO=0.0033+2.8D-6*FCO(J)
      EEC=2.0*FCO(J)/ECO
      DDS=(H(J)-2.0*R(J))/(NL-1)

*     PRIMER MAXIMO

      CALL ITERAPM(R,P,NL,KD,ECO,EES,AS,FY,H,DDS,NF,M,B,EEC,KS,FCO,EC1,E
     *C2,EC30,ESU,ESH,FSU,DKD,TOL,EH,I,LNG,J)

      mcorta=m

*     segundo maximo
      EC85=(3*EC30(J)+11*EC2(J))/14.0
      eco=ec85

      CALL ITERAPM(R,P,NL,KD,ECO,EES,AS,FY,H,DDS,NF,M,B,EEC,KS,FCO,EC1,E
     *C2,EC30,ESU,ESH,FSU,DKD,TOL,EH,I,LNG,J)

      m1=m
      if(mcorta.gt.m1) m=mcorta

      RETURN
      END


*     ********************   SUBRUTINA PMESBE   ************************
*         SUBRUTINA QUE CALCULA LA RESISTENCIA DE UNA COLUMNA ESBELTA
*     *****************************************************************
*                                                          BLOQUE: 0000
      SUBROUTINE PMESBEL(R,P,NL,KD,ECO,EES,AS,FY,H,DDS,NF,B,EEC,KS,FCO,E
     *C1,EC2,EC30,ESU,ESH,FSU,DKD,TOL,EH,I,LNG,J)
      IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
      DIMENSION AS(20),EH(20),FCO(1000),FY(1000),B(1000),H(1000),R(1000)
     *                       ,EC1(1000),EC2(1000),EC30(1000),KS(1000)
     *                                 ,ESU(1000),ESH(1000),FSU(1000)
      REAL*8 MD,LNG,KD,KS
*                                                          BLOQUE: 0100
      PI=P
      PINC=5.0D4
      IND1=0
      IND2=0
  110 continue

      CALL ESBEL(R,PI,NL,KD,ECO,EES,AS,FY,H,DDS,NF,MD,B,EEC,KS,FCO,EC1,E
     *C2,EC30,ESU,ESH,FSU,DKD,TOL,EH,I,LNG,J)

      IF(MD.EQ.-1) THEN
           IND2=IND2+1
           IF(IND1.GT.0) GOTO 120
           AP=PI
           PI=PI-PINC
           IF(PI.LT.0.0)PI=100.0
      ELSE
```

```
          IND1=IND1+1
          IF(IND2.GT.0) GOTO 120
          AP=PI
          PI=PI+PINC
      ENDIF
      GOTO 110

  120 CONTINUE
      BP=PI
      IF(BP.LT.AP) THEN
          CP=BP
          BP=AP
          AP=CP
      ENDIF

  130 AP=(BP+AP)/2.0

      CALL ESBEL(R,AP,NL,KD,ECO,EES,AS,FY,H,DDS,NF,MD,B,EEC,KS,FCO,EC1,E
     *C2,EC30,ESU,ESH,FSU,DKD,TOL,EH,I,LNG,J)

      DIF=AP-BP
      IF(ABS(DIF/AP).LT.TOL) GOTO 140
      IF(MD.GT.0.0) GOTO 130
      CP=BP
      BP=AP
      AP=2*BP-CP
      GOTO 130
  140 CONTINUE
      P=AP
      RETURN
      END

*     ****************************************************************
*                             SUBRUTINA ESBEL
*     ****************************************************************
*                                                        BLOQUE: 0000
      SUBROUTINE ESBEL(R,P,NL,KD,ECO,EES,AS,FY,H,DDS,NF,MD,B,EEC,KS,FCO,
     *EC1,EC2,EC30,ESU,ESH,FSU,DKD,TOL,EH,I,LNG,J)

      IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
      DIMENSION AS(20),EH(20),FCO(1000),FY(1000),B(1000),H(1000),R(1000)
     *                   ,EC1(1000),EC2(1000),EC30(1000),KS(1000)
     *                              ,ESU(1000),ESH(1000),FSU(1000)
      REAL*8 MD,MD1,M,MY,KD,KS,LNG,MU
*                                                        BLOQUE: 0100
      ECO=0.0033+2.8D-6*FCO(J)
      EEC=2.0*FCO(J)/ECO
      DDS=(H(J)-2.0*R(J))/(NL-1)

      CALL ITERAPM(R,P,NL,KD,ECO,EES,AS,FY,H,DDS,NF,M,B,EEC,KS,FCO,EC1,E
     *C2,EC30,ESU,ESH,FSU,DKD,TOL,EH,I,LNG,J)
      MY=M
      GY=ECO/KD
```

```
      EC85=(3*EC30(J)+11*EC2(J))/14.0
      ECO=EC85
      ECO=EC2(J)

      CALL ITERAPM(R,P,NL,KD,ECO,EES,AS,FY,H,DDS,NF,M,B,EEC,KS,FCO,EC1,E
     *C2,EC30,ESU,ESH,FSU,DKD,TOL,EH,I,LNG,J)

      MU=M
      GU=ECO/KD
      IF(MU.LT.MY) THEN
         MU=MY
         GU=GY
      ENDIF
      AMP1=0.0
      IJ=0
  110 IJ=IJ+1
      MD1=P*(EH(I)*H(J)+AMP1)
      IF(MU.EQ.MY) GOTO 120
      IF(MD1.LT.MY) GOTO 120
      IF(MD1.GT.MU) GOTO 140
      G=(GU-GY)/(MU-MY)*(MD1-MY)+GY
      GOTO 130
  120 CONTINUE
      IF(MD1.GT.MY) GOTO 140
      G=GY*(1-SQRT(1-MD1/MY))
  130 CONTINUE
      IF(IJ.EQ.1) THEN
           AMP=0.125*G*LNG**2
           GE=G
      ELSE
           AMP=0.1*(G+0.25*GE)*LNG**2
           DIF= AMP1-AMP
           IF(ABS(DIF/AMP1).LT.TOL) GOTO 150
      ENDIF
      AMP1=AMP
      GOTO 110
  140 MD1=-1
  150 CONTINUE
      MD=MD1

      RETURN
      END


*     ********************     SUBRUTINA  ITERAPM    *******************
*        SUBRUTINA QUE UTILIZA LOS METODOS DE APROXIMACIONES SUCESIVAS
*                             Y DE LA BISECCION
*     *****************************************************************
*                                                            BLOQUE: 0000
      SUBROUTINE ITERAPM(R,P,NL,KD,ECO,EES,AS,FY,H,DDS,NF,M,B,EEC,KS,FCO
     *,EC1,EC2,EC30,ESU,ESH,FSU,DKD,TOL,EH,I,LNG,J)
      IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
      DIMENSION AS(20),EH(20),FCO(1000),FY(1000),B(1000),H(1000),R(1000)
     *,EC1(1000),EC2(1000),EC30(1000),KS(1000),ESU(1000),ESH(1000),FSU(1
```

```
     *000)
      REAL*8 M,KD,KS,LNG

*     INICIA TANTEOS EN EL EJE NEUTRO
      DKD1=DKD
      difaux=0.0
      IND1=0
      IND2=0
      IND3=0
      IND4=0
      KK=0
      AKD=KD
      IF(LNG.GT.0.0) PI=P
  110 CONTINUE
      KK=KK+1

      CALL PM(R,P,NL,KD,ECO,EES,AS,FY,H,DDS,NF,M,B,
     *        EEC,KS,FCO,EC1,EC2,EC30,ESU,ESH,FSU,J)

      IF(LNG.EQ.0.0)THEN
          PI=P
          P=M/(EH(I)*H(J))
      ENDIF
      DIF=PI-P

              CRITERIO DE CONVERGENCIA

      IF(DABS(DIF/P).LE.TOL) GOTO 120
      IF(DABS(DIF/PI).LE.TOL) GOTO 120
      IF(DIF.LT.0.D0) THEN
          IND2=0
          IND3=IND3+1
          IF(IND4.GT.0) GOTO 112
          AKD=KD
          IND1=IND1+1
          IF(IND1.EQ.1) DKD=DKD/10.0
          if (LNG.EQ.0.0) then
            kd=kd+dkd
            goto 110
          endif
          KD=KD-DKD
          IF(KD.LT.0.0) KD=-KD*1.D-10
      ELSE
          IND1=0
          IND4=IND4+1
          IF(IND3.GT.0) GOTO 112
          AKD=KD
          IND2=IND2+1
          IF(IND2.EQ.1) DKD=DKD/10.0
          if(LNG.EQ.0.0) then
            kd=kd-dkd
            if(kd.lt.0.0) kd=-kd*1d-10
            goto 110
          endif
```

```
          KD=KD+DKD
       ENDIF
       GOTO 110

   112 CONTINUE
       BKD=KD
       IF(BKD.LT.AKD) THEN
          CKD=BKD
          BKD=AKD
          AKD=CKD
       ENDIF

   114 AKD=(BKD+AKD)/2.0

       CALL PM(R,P,NL,AKD,ECO,EES,AS,FY,H,DDS,NF,M,B,
     *         EEC,KS,FCO,EC1,EC2,EC30,ESU,ESH,FSU,J)

       IF(LNG.EQ.0.0) THEN
          PI=P
          P=M/(EH(I)*H(J))
       ENDIF
       DIF=PI-P

       error=dabs(dif/p)

       IF(error.LE.TOL) GOTO 120
       dif2=dabs(error-difaux)
       if(dif2.le.tol) goto 120
       difux=error
       if(dif.le.0.0) then
          if(lng.gt.0.0) goto 114
          goto 115
       endif
       if(lng.eq.0.0) goto 114
   115 CKD=BKD
       BKD=AKD
       AKD=BKD*2-CKD
       GOTO 114

   120 KD=AKD
       DKD=DKDI
       if(lng.gt.0.0) p=pi
       RETURN
       END
```

```
$DEBUG
$LARGE
*     ********************      PROGRAMA PMSOLI      *********************
*
*         PROGRAMA PMSOLI PARA EL CALCULO DE LA SOLICITACION NOMINAL
*          DE COLUMNAS ESBELTAS SUJETAS A FLEXOCOMPRESION UNIAXIAL,
*                DE ACUERDO A LAS HIPOTESIS Y FACTORES DEL
*                           RCDF-87  Y  ACI-89
*                                                          14/MAR/1991
*     *****************************************************************
*                                                          BLOQUE: 0000
      IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
      DIMENSION AS(20),EH(40),PAUX(40),MAUX(40),COEF(20),LH(10),
     *PL(3),ML(3)
      REAL*8 M,MB,MAUX,IG,ML,ISE
      CHARACTER*12 ARCH,CODE

*     Archivos de datos generales
      OPEN(1,FILE=' ',STATUS='OLD')

*     Archivo de excentricidades
      READ(1,'(A)')ARCH
      OPEN(3,FILE=ARCH,STATUS='OLD')

*     Archivos de resultados
      READ(1,*)NLR
      DO 10 LR=1,NLR
c       WRITE(*,*)'ARCHIVO DE RESULTADOS',LR
      READ(1,'(A)')ARCH
      OPEN(4+LR,FILE=ARCH,STATUS='NEW')
   10 CONTINUE

*     Lectura de datos e iniciación de variables           BLOQUE: 0100
*     Valores nominales  <fc> <fy> <b> <h> <r>
      READ(1,*)FC,FY,B,H,R

*     Número de lechos de acero
      READ(1,*)NL
*     Areas de acero en cada lecho
      SUM=0.0
      DO 110 I=1,NL
      READ(1,*)AS(I)
      SUM=SUM+AS(I)
  110 CONTINUE

*     Lectura excentricidades
      I=1
  120 READ(3,*,END=130) EH(I)
      I=I+1
      GOTO 120
  130 NE=I-1

*     Lectura de las longitudes relativas
      READ(1,*)(LH(I),I=1,NLR)
```

```
c      DO 140 LR=1,NLR
c        WRITE(*,*)'LONGITUD RELATIVA ',LR
c        READ(*,*)LH(LR)
c  140 CONTINUE

*     Lectura del reglamento a utilizar [RDF o ACI]
      READ(1,'(A)') CODE

*     Cálculo de constantes
      FCARGA=1.4
      FRC=0.7
      FCM=1.4
      FCV=1.7
      DC=10
      TOL=1.0D-5
      DC1=DC
      ES=2.0D6
      IF(CODE.EQ.'ACI') ES=2.039D6
      SL=(H-2*R)/(NL-1)
      FAC=0.8*FC
      FBC=0.85*FAC
      IF(FAC.GT.250.0) FBC=(1.05-FAC/1250)*FAC
      IF(CODE.EQ.'ACI') FBC=0.85*FC
      F=0.8/FCARGA
      IF(CODE.EQ.'ACI') F=0.7/(FCM*FRC+FCV*(1-FRC))
      F2=F

*     Cálculo de la condición balanceada                    BLOQUE: 0200
      D=H-R
      EY=FY/ES
      CB=.003*D/(.003+EY)

      CALL RES(R,NL,CB,ES,AS,EY,H,SL,FBC,B,P,M,FY,CODE)

      PB=F*P/1000.0
      MB=F*M/1000.0
      EB=M/P/H
      EH(NE+1)=EB

      SOLI=PB*SQRT(1+EB**2)
      WRITE(5,805)SOLI,EB
cc      WRITE(5,810)MB,PB,EB

*     Cálculo de la compresión pura                         BLOQUE: 0300
      P=(FY*SUM+FBC*(B*H-SUM))*F/1000.0
      PCOMP=P
      PAUX(1)=P/F
      MAUX(1)=0.0
      WRITE(5,805)P,EH(1)
cc      WRITE(5,810)0.0,P,EH(1)

*     Cálculo de P y M para cada excentricidad              BLOQUE: 0400
      C=H
      PUNTO=0.1*FBC*B*H
```

```
      DO 410 I=2,NE
        F=F2
        WRITE(*,820)I
        CALL PMCORTA(R,NL,C,ES,AS,EY,H,SL,FBC,B,P,M,FY,EH,I,DC,TOL,CODE)
        IF(CODE.EQ.'ACI') THEN
           IF(P.GT.0.0 .AND. P.LT.PUNTO) THEN
              FI=0.9-1.0/PUNTO/5.0*P
              F=FI/(FCM*FRC+FCV*(1-FRC))
           ENDIF
        ENDIF

        P=F*P/1000.0
        M=P*EH(I)*H
        PAUX(I)=P/F
        MAUX(I)=M/F
        SOLI=P*SQRT(1+EH(I)**2)
        WRITE(5,805)SOLI,EH(I)
cc        WRITE(5,810)M,P,EH(I)
  410 CONTINUE

      CALL AJUSTE(NE,PAUX,MAUX,COEF)

*     Datos para los cálculos de columnas esbeltas
      CM=1.0
      U=0.7
      Ec=14000*SQRT(FC)
      IF(FC.LT.250) Ec=8000*SQRT(FC)
      IF(CODE.EQ.'ACI') Ec=15100*SQRT(FC)
      IG=B*(H**3)/12.0
         Ise=0.0
         D=R
         DO 420 J=1,NL
            Ise=Ise+AS(J)*(H/2-D)**2
            D=D+SL
  420    CONTINUE

         EI=((Ec*Ig/5.0)+Es*Ise)/(1+U)

      F=0.8/FCARGA
      IF(CODE.EQ.'ACI') F=0.7/(FCM*FRC+FCV*(1-FRC))
      F2=F

*     Cálculo de la condición balanceada para cada
*     longitud relativa                                   BLOQUE: 0500

      I=NE+1
      DO 510 LR=2,NLR
        CALL ESBEL(EH,I,II,CM,COEF,P,TOL,LH,LR,EI)
        P=F*P/1000.0
        M=P*EH(I)*H
        SOLI=P*SQRT(1+EH(I)**2)
        WRITE(4+LR,805)SOLI,EH(I)
cc        WRITE(4+LR,840) M,P,EH(I),LH(LR)
        P=F*P/1000.0
```

```
        M=P*EH(I)*H
        SOLI=P*SQRT(1+EH(I)**2)
        WRITE(4+LR,805)SOLI,EH(I)
cc        WRITE(4+LR,840) M,P,EH(I),LH(LR)
  510 CONTINUE

*     Cálculo de la compresión pura para
*     cada excentricidad                                    BLOQUE: 0600

      DO 630 LR=2,NLR
        DO 610 I=2,3
          CALL ESBEL(EH,I,H,CM,COEF,P,TOL,LH,LR,EI)
          PL(I-1)=F*P/1000.0
          ML(I-1)=F*P*EH(I)*H/1000.0
  610   CONTINUE
        P=PL(1)- (PL(2)-PL(1))*ML(1)/(ML(2)-ML(1))
        IF(P.GT.PCOMP) P=PCOMP
        M=0.0
        WRITE(4+LR,805)P,EH(1)
cc        WRITE(4+LR,840) M,P,EH(1),LH(LR)
        DO 620 I=2,3
        SOLI=PL(I-1)*SQRT(1+EH(I)**2)
        WRITE(4+LR,805)SOLI,EH(I)
cc         WRITE(4+LR,840)ML(I-1),PL(I-1),EH(I),LH(LR)
  620   CONTINUE
  630 CONTINUE

*     Cálculo de P y M para cada exc y cada longitud        BLOQUE: 0700

      DO 720 I=4,NE
        F=F2
        WRITE(*,820)I
        DO 710 LR=2,NLR
          WRITE(*,830)LR
          CALL ESBEL(EH,I,H,CM,COEF,P,TOL,LH,LR,EI)
          IF(CODE.EQ.'ACI') THEN
             IF(P.GT.0.0 .AND. P.LT.PUNTO) THEN
                FI=0.9-1.0/PUNTO/5.0*P
                F=FI/(FCM*FRC+FCV*(1-FRC))
             ENDIF
          ENDIF

          P=F*P/1000.0
          M=P*EH(I)*H
          SOLI=P*SQRT(1+EH(I)**2)
          WRITE(4+LR,805)SOLI,EH(I)
cc          WRITE(4+LR,840) M,P,EH(I),LH(LR)
  710   CONTINUE
  720 CONTINUE

*     FORMATOS, CIERRE DE ARCHIVOS Y FIN DEL PROGRAMA BLOQUE: 0800
  805 FORMAT(2(F12.5))
  810 FORMAT(3(F15.5))
  820 FORMAT(1H+'EH=',I4)
```

```
 830 FORMAT(1H+'NL=',I4)
 840 FORMAT(3(1X,F12.4),1X,I4)
     DO 850 LR=1,NLR
     CLOSE(4+LR)
 850 CONTINUE
     STOP
     END


*    ****************************************************************
*               SUBRUTINA DE CALCULO DE RESISTENCIA
*                         SUBRUTINA PM
*    ****************************************************************
*                                                     BLOQUE: 0000
     SUBROUTINE RES(R,NL,C,ES,AS,EY,H,SL,FBC,B,P,M,FY,CODE)
     IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
     DIMENSION AS(20)
     REAL*8 MS,MC,M
     CHARACTER*12 CODE

*    Carga y momento en el acero                      BLOQUE: 0100
     SUMFS=0.0
     SUMMS=0.0
     D1=R
     DO 110 J=1,NL
        EPS=0.003*(C-D1)/C
        FS=EPS*ES*AS(J)
        IF(EPS.GE.EY.OR.EPS.LE.-EY)FS=DSIGN(FY,EPS)*AS(J)
        MS=FS*(H/2-D1)
        SUMFS=SUMFS+FS
        SUMMS=SUMMS+MS
        D1=D1+SL
 110 CONTINUE

*    Carga y momento en el concreto                   BLOQUE: 0200
     BETA=0.8
     IF(CODE.EQ.'ACI')BETA=0.85
     A=BETA*C
     FC=FBC*A*B
     MC=FC*(H-A)/2

     P=SUMFS+FC
     M=SUMMS+MC
     RETURN
     END


*    ****************************************************************
*       SUBRUTINA QUE DETERMINA LA RESISTENCIA DE UNA COLUMNA CORTA
*                            PMCORTA
*    ****************************************************************
*                                                     BLOQUE: 0000
     SUBROUTINE PMCORTA(R,NL,C,ES,AS,EY,H,SL,FBC,B,P,M,FY,EH,I,DC,TOL,C
```

```
     *ODE)
      IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
      DIMENSION AS(20),EH(40)
      REAL*8 M
      CHARACTER*12 CODE
*                                                         BLOQUE: 0100
      DC1=DC
      IND1=0
      IND2=0
      K=0
  110 K=K+1
      CALL RES(R,NL,C,ES,AS,EY,H,SL,FBC,B,P,M,FY,CODE)
      P1=M/EH(I)/H
      DIF=P-P1
*
*     CRITERIO DE CONVERGENCIA
*
      IF(DABS(DIF/P).LE.TOL) GOTO 120
      IF(DIF.GT.0.D0)THEN
      IND2=0
      IND1=IND1+1
      IF(IND1.EQ.1)DC=DC/10
      C=C-DC
      IF(C.LT.0.0)C=-C*1.D-10
      GOTO 110
      ENDIF
      IND1=0
      IND2=IND2+1
      IF(IND2.EQ.1)DC=DC/10
      C=C+DC
      GOTO 110

  120 DC=DC1
      RETURN
      END


*     *********************    SUBRUTINA AJUSTE     *********************
*         SUBRUTINA DE AJUSTE POLINOMIAL POR EL METODO DEL POLINOMIO
*                          INTERPOLANTE DE NEWTON
*     *************************************************************
*                                                         BLOQUE: 0000
      SUBROUTINE AJUSTE(N,X,Y,B)
      IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
      DIMENSION X(20),Y(20),A(20,22),b(20)

      IO=6
      DO 110 I=1, N
      IF(X(I).EQ.0.0)X(I)=1E-11
  110 CONTINUE
*
*     SE ENSAMBLA LA MATRIZ
*
      DO 150 I=1,IO+1
```

```
          DO 130 J=1,IO+1
              K=I+J-2
              DO 120 L=1,N
              A(I,J)=A(I,J)+X(L)**K
120           CONTINUE
130       CONTINUE
          DO 140 L=1,N
          A(I,IO+2)=A(I,IO+2)+Y(L)*(X(L)**(I-1))
140       CONTINUE
150   CONTINUE
*
      IO=IO+1
      DO 190 K=1,IO
          T=A(K,K)
          IF(T.EQ.0.0)GOTO 210
          DO 160 J=1,IO+1
          A(K,J)=A(K,J)/T
160       CONTINUE
          DO 180 I=1,IO
             IF(I.EQ.K) GOTO 180
             T=A(I,K)
             DO 170 J=1,IO+1
             A(I,J)=A(I,J)-T*A(K,J)
170          CONTINUE
180       CONTINUE
190   CONTINUE
      DO 200 I=1,IO
      B(I)=A(I,IO+1)
200   CONTINUE
      GOTO 220
210   WRITE(*,*)' NO CONVERGE '
220   CONTINUE
      RETURN
      END


*     *************************************************************
*             SUBRUTINA QUE CALCULA EL MOMENTO AMPLIFICADO DE UNA
*                                COLUMNA ESBELTA
*     *************************************************************
      SUBROUTINE ESBEL(EH,I,H,CM,B,P,TOL,LH,LR,EI)
      IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
      DIMENSION B(20),EH(20),LH(10)
      REAL*8 MC,MF,INCP,L,LRG

      incP=10.0
      Pinc=0.0
      PI=3.141592654
      L=LH(LR)*H
      RG=0.3*H
      LRG=L/RG
      IF(LRG.LT.22.0.OR.LRG.GT.100.0) THEN
         PINC=0.0
         GOTO 130
```

```
      ENDIF
      PC=(0.7*EI*(PI/L)**2)/1000.0
110  CONTINUE
      Pinc=Pinc+incP
      Fab=Cm/(1-Pinc/Pc)
      IF(Pinc.GT.Pc) THEN
         Pinc=Pinc-incP
         incP=incP/10.0
         GOTO 110
      ENDIF
      Mc=FAB*PINC*EH(I)*H
      MF=0.0
      DO 120 J=1,7
         MF=MF+B(J)*Pinc**(J-1)
120  CONTINUE
      DIF=MF-MC
      IF(ABS(DIF/MC).LE.TOL) GOTO 130
      IF(DIF.GT.0.0) GOTO 110
      PINC=PINC-INCP
      IF(PINC.LT.0.0) PINC=-PINC*1D-10
      INCP=INCP/10.0
      IF(INCP.LT.0.0) INCP=-INCP*1D-10
      GOTO 110
130  P=PINC*1000.0
      RETURN
      END
```

```
$DEBUG
*       ********************   PORGRAMA BETA   ***************************
*         PROGRAMA BETA PARA EL CALCULO DEL INDICE DE CONFIABILIDAD
*        CORRESPONDIENTE A DIFERENTES EXCENTRICIDADES, PARA COLUMNAS
*               CORTAS SUJETAS A FLEXOCOMPRESION UNIAXIAL
*       ***********************************************************
*                                                         BLOQUE: 0000
      REAL*8 DSEED
      DIMENSION SN(40),RC(11),WK(2000),S(1000),EH(40)
      REAL*8 MDIF,MED,MPS
      CHARACTER*12 ARCH,ARCH1

      OPEN(1,FILE=' ',STATUS='OLD')
*     ARCHIVO DE RESULTADOS:
      READ(1,'(A)')ARCH
      OPEN(2,FILE=ARCH,STATUS='NEW')
*     ARCHIVO DE DATOS:
*     de solicitacion nominal
      READ(1,'(A)')ARCH
      OPEN(3,FILE=ARCH,STATUS='OLD')
*     de resistencia real
      READ(1,'(A)')ARCH1

      WRITE(*,*)'ARCHIVO DE RESULTADOS='
      READ(*,'(A)')ARCH
      OPEN(10,FILE=ARCH,STATUS='NEW')

*     LECTURA DE DATOS
*     < No. relaciones de carga >
      READ(1,*)NRC
*     < Escribe las relacione de carga >
      READ(1,*)(RC(I),I=1,NRC)
*     LECTURA DE < No. simulaciones > Y < SEMILLA>
      READ(1,*)NS,DSEED
*     LECTURA DEL COEFICIENTE < GAMMA>
      READ(1,*)COFG
*                                                         BLOQUE: 0100
      I=1
  110 READ(3,*,END=120)SN(I),EH(I)
      I=I+1
      GOTO 110
  120 NE=I-1

*     PARA CADA RELACION DE CARGA:
*     SE CALCULAN EL COEFICIENTE DE VARIACION
*     Y CONSTANTES NECESARIAS
*                                                         BLOQUE: 0200
      semi=DSEED
      DO 230 I=1,NRC
      GAMA=COFG
        DSEED=semi+i
        CPS=SQRT(0.0964*RC(I)**2-0.18*RC(I)+0.1125)
        DIV=1.0+GAMA*CPS
        A=1/CPS**2-1.0
```

```
*       SE ABRE EL ARCHIVO DE RESISTENCIAS
      WRITE(*,*)'SE ABRE EL ARCHIVO='

        OPEN(4,FILE=ARCH1,STATUS='OLD')

*       SE CALCULA LA CONFIABILIDAD
*       PARA CADA EXCENTRICIDAD

        DO 220 J=1,NE
          WRITE(*,910)I,J
          MDIF=0.0
          SUM1=0.0
          SUM2=0.0
          MPS=SN(J)/DIV
          B=MPS*CPS**2

*         SE SIMULAN LAS SOLICITACIONES

          CALL GGAMR(DSEED,A,NS,WK,S)
          DO 210 K=1,NS
            S(K)=B*S(K)
            WRITE(10,*)S(K),EH(J)
            READ(4,*)RR,EH1
            DIF=ALOG(RR/S(K))
            MDIF=MDIF+DIF
            SUM1=SUM1+DIF**2
            SUM2=SUM2+DIF
210       CONTINUE


          MED=MDIF/NS
          DESV=SQRT((NS*SUM1-SUM2**2)/NS**2)
          BETA=ABS(MED/DESV)
          WRITE(2,920)RC(I),EH(J),BETA
220     CONTINUE
        CLOSE(4)

230   CONTINUE

*     FORMATOS,CIERRE DE ARCHIVO Y FIN DE PROGRAMA    BLOQUE: 0900

910   FORMAT(1H+'   No rc=',I2,'       NE =',I2)
920   FORMAT(3(F15.8))

      CLOSE(1)
      CLOSE(2)
      CLOSE(3)
      CLOSE(10)
      STOP
      END
```