

0111

ESTUDIO COMPARATIVO DE METODOS SIMPLIFICADOS PARA ANALIZAR -
ESTRUCTURAS RETICULARES TUBULARES. (FRAME-TUBE STRUCTURES)

TEMA PARA EXAMEN DE MAESTRIA (ESTRUCTURAS)
SIN TESIS .

MARCIANO PADILLA MUÑOZ

1 9 8 1



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



DEPI

T. UNAM
1981
PAD



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

Sr. Dr.
Pedro Martínez Pereda
Jefe de la División de Estudios
de Posgrado
Facultad de Ingeniería, UNAM
P r e s e n t e .

En contestación a su comunicación del 12 del pasado mes de noviembre, propongo el siguiente tema para ser desarrollado por el señor ingeniero Marciano Padilla Muñoz con el objeto de realizar el examen de grado, sin tesis, tendiente a obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras).

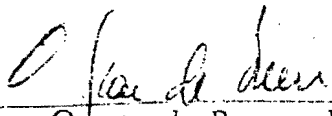
- A) ESTUDIAR EL COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS RETICULARES TUBULARES ("FRAME-TUBE STRUCTURES")-UTILIZADAS EN EDIFICIOS ALTOS Y DESCRIBIR EL METODO SIMPLIFICADO DE ANALISIS PRESENTADO EN LA REF. 1.
B) COMPARAR, EN UN CASO PARTICULAR, LOS RESULTADOS DE LOS METODOS DE LAS REFS. 1 Y 2.

Referencias principales:

1. - A. Coull y B. Bose, "Simplified Analysis of Frame-Tube Structures", J. Str. Div., Proc. ASCE, Nov. 1975.
2. - F.R. Khan, "Tubular Structures for Tall Buildings", Cap. 11 del libro "Handbook of Concrete Engineering", editado por M. Fintel, Van Nostrand Reinhold Co., 1974.

El plazo máximo para desarrollar el tema anterior será de 15 días naturales.

A t e n t a m e n t e
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 2 de diciembre de 1980.
EL JEFE DE LA DIVISION


Ing. Oscar de Buen y López de Heredia

OBLH/mdr. -

1.- ANTECEDENTES .

Conforme los profesionales del diseño estructural van aventurándose a proyectar edificios modificando las características que tipificaron a los previamente construídos, encuentran insuficientes las soluciones estandarizadas y, sin rehuir el reto que ésto implica , se lanzan a la búsqueda de alternativas que permitan resolver satisfactoriamente el problema planteado.

En particular el creciente afán de incrementar el número de niveles de las edificaciones, aunado a la ocurrencia de fenómenos que provocan solicitaciones laterales tanto más críticas cuanto mayor sea la altura de las estructuras, en varias ocasiones ha puesto a prueba el ingenio de los estructuristas demandándoles nuevas soluciones, a la vez que -- técnicamente adecuadas, económicamente razonables.

La alternativa a base de marcos (conjunto de elementos verticales y horizontales unidos rígidamente) utilizada a principios de siglo, fue resultando cada vez más cara y menos adecuada, pues la creciente altura demandaba elementos más y más robustos para dar a las construcciones capacidad suficiente para resistir las fuerzas laterales que tarde o temprano actuarían sobre ellas.

A mediados de siglo, la introducción de muros de cortante para complementar la deficiente rigidez de los marcos, permitió , según dice del Dr. Khan (ref.1), construir hasta treinta niveles, a un costo razonablemente aceptable.

Cabe mencionar que este tipo de estructuración híbrida, complicó de manera importante la determinación de las fuerzas en cada elemento estructural, lo que motivó a varios investigadores a buscar el procedimiento de análisis adecuado, como puede advertirse por el innumerable cúmulo de Artículos sobre el tema, que han difundido las publicaciones especializadas; a la fecha difícil será encontrar un Ingeniero Civil que no haya oído hablar de la interacción muro-marco.

El inconveniente más importante de estos, sin embargo, fue el que no haya resultado la panacea que todos esperaban, pues para edificaciones de más de treinta niveles, las dimensiones requeridas eran tales que resultaba anti-económico construirlas, a veces incluso más por el espacio que invadían restando funcionalidad al edificio, que por el costo mismo de los materiales.

Así pues, por un lado la demanda creciente de mayor altura, y por otro el natural afán humano de sobreponerse a la naturaleza buscando la forma de ajustarla a sus intereses, condujeron a lo que se ha denominado:

2.- ESTRUCTURAS RETICULARES-TUBULARES (FRAME-TUBE STRUCTURES)

Constando de un número considerable de columnas periféricas, unidas entre si por trabes de gran peralte y separadas por claros bastante menores que los de los marcos tradicionales, las estructuras de este tipo dan la impresión de ser un simple tubo, de ahí el nombre, con un sinnúmero de agujeros que dan lugar a la ventanería. Las distancias entre columnas, centro a centro, han llegado a reducirse a menos de dos metros, mientras que los peraltes de las trabes frecuentemente rebasan el metro.

Menos de veinte años hace que se utilizó por primera vez este procedimiento constructivo, razón por la cual no es tan conocido como los anteriores, pero actualmente no es raro ver, en diversas partes del mundo, edificios altos resueltos con esta alternativa.

La razón de lo anterior estriba en el hecho de que ha permitido edificar con suficiente rigidez y aceptable economía, con alturas para las que la combinación muro-marco no era satisfactoria. Sin embargo, como era de esperarse, el comportamiento de este tipo de estructuras es muy distinto al de los anteriores y el proceso para definir las acciones que deba resistir cada elemento estructural resulta mucho más difícil y costoso, aun contando con el auxilio de las computadoras.

Difficil, porque el gran número de elementos y nudos a considerar, hacen que la alimentación de cualquier programa de análisis por computadora - sea exageradamente laboriosa, aun tomando en cuenta las posibles características de simetría y antisimetría.

Costoso, además de lo anterior, por la necesidad de que el análisis - sea tridimensional, ya que no es razonable suponer que las fuerzas laterales serán equilibradas totalmente por los elementos alineados paralelamente a la dirección de aquellas, con lo cual el tiempo requerido para terminar el análisis y por consiguiente su costo, se incrementa considerablemente.

Asi pues, al igual que la aparición de los muros de cortante, este nuevo tipo de estructuración vino a plantear la necesidad de otros métodos de análisis, adecuados a las características del mismo, ya que su comportamiento invalida algunas de las hipótesis en que se apoyaron los procedimientos previamente aceptados para los sistemas constructivos anteriores.

3.- COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS RETICULARES-TUBULARES

Por su aproximación a la forma tubular, el momento de volteo provoca deformaciones y fuerzas axiales principalmente en lo que semeja ser los "patines" de la sección transversal hueca de una viga en cantiliver; -- debido a ésto podría decirse que su comportamiento es similar al de los muros de cortante. Sin embargo, dado que las "almas" de tal sección tienen huecos importantes, con la transmisión de las fuerzas laterales se provocan flexión y cortante en las trabes y columnas de los lados parales a la dirección de tales fuerzas, a la manera de como funcionan los marcos.

En las estructuras reticulares-tubulares se presenta pues una compleja combinación del comportamiento de muros de cortante y de marcos, que dista tanto del de cada uno de ellos considerado aisladamente, como del de la interacción entre ellos. No es tampoco, estrictamente hablando, -- la superposición de ambos comportamientos, es simple y llanamente su -- comportamiento particular. Como se ilustra en la Fig. 1, el cortante -- que acompaña la flexión provocada en las trabes de los paneles laterales, modifica radicalmente la distribución de las fuerzas axiales que aparecerían en las columnas si el comportamiento fuera exactamente el de un cantiliver.

4.- PROCEDIMIENTOS DE ANALISIS

La gama de intentos por simplificar y abaratar el análisis es muy amplia. Como casos antagónicos pueden citarse el de las "canales equivalentes" (ref.1) por un lado, y el del "macro-elemento" (ref.2) en el extremo opuesto.

El primero es una aproximación muy burda, cuyo objeto es facilitar el prediseño manual, y consiste en considerar un cantiliver de sección transversal igual a dos canales con "patines" de ancho no mayor al 10% de la altura del edificio ni a la mitad de las respectivas "almas". Con esto se puede tener una idea, supuestamente conservadora, de las fuerzas que deba resistir cada elemento, así como una aproximación al valor real de la deflexión total del edificio.

El método del "macro-elemento" en cambio, pretende ofrecer resultados suficientemente cercanos a los reales a un costo considerablemente menor que el del método "exacto", amén de otras ventajas como la de aplicarse a geometrías irregulares y ser útil tanto para análisis estático como dinámico. El macro-elemento está constituido por una porción plana de la estructura que abarca varios entrepisos y crujías, con la única limitación de que, por un lado las trabes y por otro las columnas, tengan idénticas propiedades. Así, la estructura puede considerarse formada por un reducido número de macro-elementos, con lo

cual se puede realizar el análisis tridimensional, a un costo razonable, empleando las técnicas del elemento finito. Quizá no resulte superfluo terminar esta breve descripción, señalando que el método está pensado y realizado para utilizarse en computadora.

A medio camino entre ambos extremos mencionados se encuentran el desarrollado por el Dr. Fazlur R. Khan (ref. 1) y el debido a Alexander Coull y Bishwanath Bose (ref.3)

El Dr. Khan apoya su método en la solución "exacta" de varias estructuras reales, fijando como premisa que cada una de ellas se individualiza e identifica mediante tres parámetros: la relación de rigidez, (razón de rigideces flexionantes de columnas y trabes), el factor de rigidez (cociente de la rigidez a cortante de las trabes entre la rigidez axial de las columnas) y la relación de aspecto (entre las dimensiones en planta del edificio). Haciendo variar estos parámetros, en modelos de 10 niveles, dentro de valores probables en estructuras reales se determinaron las curvas de influencia propuestas para valuar los elementos mecánicos que deberán soportar trabes y columnas.

La descripción del último, por ser objetivo fundamental de este trabajo, merece ser tratado en capítulo aparte.

5.- ANALISIS SIMPLIFICADO MEDIANTE EL METODO PROPUESTO POR A. COULL Y B. BOSE.

Para este método, los autores hicieron las siguientes consideraciones preliminares:

I.- Las fuerzas laterales que actúen en el edificio se resistirán -- mediante:

- La acción de marco rígido de los paneles paralelos a la fuerza.
- La deformación axial de los paneles normales a la misma.
- Fuerzas axiales discretas en las columnas de esquina, en el caso de que éstas tengan geometrías mayores que las demás.

II.- La gran rigidez del sistema de piso en su plano, impide la deformación de los paneles fuera del propio.

III.-El espaciamiento de elementos estructurales es uniforme, lo mismo que constante la rigidez de vigas y columnas en toda la altura. Si esto último no se cumple el método será aplicable considerando materiales hipotéticos de propiedades equivalentes.

IV.- La estructura tiene dos ejes horizontales de simetría que se cruzan, por consiguiente, en el eje central vertical.

V.- Cada panel, que consta realmente de trabes y columnas, puede -- reemplazarse por una placa equivalente, formando así un tubo cerrado, como se ilustra en la fig. 2 en la que se plasma igualmente la nomenclatura empleada.

Por simplificar el trabajo de mecanografía, fue necesario eliminar la transcripción de fórmulas, lo que ni añade ni resta mérito a este reporte. Se juzgó indispensable sin embargo, incluir algunas en aras de la claridad, en cuyo caso se recurrió al transplante de fotocopias del texto. La congruencia dimensional se encontró correcta en todas, la deducción algebraica se revisó solo en algunas sin encontrar error, y se supuso que no lo habría en las no muestreadas.

Las relaciones esfuerzo-deformación en las placas están dadas por:

$$\sigma_y = E_y e_y + E_{yz} e_z; \quad \sigma_z = E_z e_z + E_{yz} e_y; \quad \tau_{yz} = G_{yz} \gamma_{yz}$$

$$\sigma_x = E_x e_x + E_{xz} e_z; \quad \sigma_z = E_z e_z + E_{xz} e_x; \quad \tau_{xz} = G_{xz} \gamma_{xz}$$



Mientras sea cierto que los términos cruzados E_{xz} y E_{yz} son despreciables, como lo son en estructuras de esta naturaleza, y se cumpla que el espaciamiento y propiedades de los elementos estructurales se mantiene constante en toda la altura, se tendrá un solo valor de E y otro único de G , con lo cual se reduce al mínimo la complejidad de los modelos matemáticos.

Aceptando que la distribución de esfuerzos normales verticales puede representarse, con suficiente aproximación, mediante series de potencias en la coordenada "x" o "y" que corresponda, cuyos coeficientes sean funciones arbitrarias de la coordenada vertical "z", resulta

cierto que:

$$\sigma_z = \frac{M}{I}c + S_0(z) + \left(\frac{y}{b}\right)^2 S(z)$$

$$\sigma_z' = \frac{M}{I}x + \left(\frac{x}{c}\right)^3 S_1(z)$$

Debido a la simetría, la primera expresión contiene solo términos de potencias pares, mientras que la segunda, que corresponde a las caras paralelas a la fuerza horizontal, incluye solo potencias nones - en virtud de la antisimetría de los esfuerzos que en ellas aparecerán.

Considerando compatibilidad de deformaciones y equilibrio de momentos, es posible reducir las expresiones anteriores a depender de una sola $S(x)$ quedando como sigue:

$$\sigma_z = \frac{M}{I}c - \left[\frac{1}{3}m - \left(\frac{y}{b}\right)^2 \right] S$$
$$\sigma_z' = \frac{M}{I}x + \left(1 - \frac{1}{3}m\right) \left(\frac{x}{c}\right)^3 S$$

en donde el parámetro "m" depende de la relación entre las dimensiones horizontales de la estructura, así como del área de las columnas de esquina en el caso de que tengan propiedades diferentes a las demás.

Sustituyendo estas expresiones en las condiciones de equilibrio dadas por:

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} = 0; \quad \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0; \quad \frac{\partial \sigma'_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} = 0$$

e integrando, se encontraron los modelos matemáticos que definen el resto de los esfuerzos dependiendo de la función arbitraria "S"; para lograrlo se consideraron las siguientes condiciones de frontera:

$$\text{At } x = +c: \quad \sigma_x = \frac{p}{2t} = -\frac{1}{2t} \frac{d^2 M}{dz^2}$$

$$\text{At } x = -c: \quad \sigma_x = 0$$

$$\text{At } y = \pm b: \quad \sigma_y = 0$$

$$(\tau_{xz})_{x=c} + (\tau_{yz})_{y=b} = \frac{A_c}{t} \frac{\partial \sigma_c}{\partial z}$$

tomando en cuenta además que el esfuerzo cortante en los paneles normales es antisimétrico con respecto al eje "y".

El total de la energía de deformación en la estructura está dado por :

$$U = t \int_0^H \left\{ \int_{-b}^b \left(\frac{\sigma_z^2}{E} + \frac{\tau_{yz}^2}{G} \right) dy + \int_{-c}^c \left[\frac{(\sigma'_z)^2}{E} + \frac{\tau_{xz}^2}{G} \right] dx \right\} dz + 4 \frac{A_c}{2E} \int_0^H (\sigma_c)^2 dz$$

que al considerar las expresiones que definen los esfuerzos en función de "S", el integrando resulta ser una función de la coordenada "z", de la función "S", así como de sus derivadas primera y segunda.

Para conocer finalmente la función arbitraria "S", se minimiza la integral de la energía llegando a la ecuación diferencial:

$$\frac{d^2 S}{dz^2} - \left(\frac{k}{H}\right)^2 S = \lambda^2 \frac{d^2 \sigma_b}{dz^2}$$

en la que los coeficientes "k" y " λ " dependen de las relaciones geométricas de la planta y de las propiedades del material hipotético del que se suponen hechas las placas equivalentes. Para conocer el término independiente se derivará respecto a "z" dos veces, el valor del es fuerzo normal calculado con la fórmula de la escuadría, por consiguiente dependerá del momento de volteo que a su vez estará condicionado -- por el tipo de carga.

La parte homogénea de la solución de esta última ecuación estará dada por:

$$S = A \cosh \frac{k}{H} z + B \sinh \frac{k}{H} z$$

$$\xi = z/H.$$

La parte correspondiente a la solución particular estará gobernada por el tipo de carga, según lo expuesto anteriormente, por consiguiente -- habrá una función "S" distinta para cada condición de carga.

Si se tiene una carga concentrada:

$$\sigma_b = (Pc/I)z.$$

$$S(\xi) = \frac{\lambda^2}{k} \sigma_b(H) \frac{\sinh k\xi}{\cosh k}$$

$$\sigma_b(H) = PcH/I$$

Si la carga está uniformemente distribuída:

$$\sigma_b = \frac{pc}{I} \frac{z^2}{2}$$

$$S(\xi) = 2 \frac{\lambda^2}{k^2} \sigma_b(H) \left[\frac{\cosh k(1-\xi) + k \sinh k\xi}{\cosh k} - 1 \right]$$

$$\sigma_b(H) = pcH^2/(2I).$$

Si la distribución de carga es triangular:

$$\sigma_b = \frac{p}{2} \left(z^2 - \frac{z^3}{3H} \right) \frac{c}{I}$$

$$S(\xi) = 3 \frac{\lambda^2}{k^2} \sigma_b(H) \left[\frac{2k \cosh k(1-\xi) + (k^2 - 2) \sinh k\xi}{2k \cosh k} - (1-\xi) \right]$$

$$\sigma_b(H) = (1/3)(pcH^2/I).$$

Cualquier otro tipo de carga puede considerarse como una combinación de estos tres.

Obtenidos ya los modelos matemáticos que permiten valuar los esfuerzos en cada punto de la placa, los elementos mecánicos que actuarán en traveses y columnas se definen multiplicando estas funciones por dA e integrando entre los límites pertinentes.

6.- COMPARACION DE RESULTADOS

Para comparar los resultados que se obtienen siguiendo las sugerencias³⁾ de A. Coull y B. Bose, así como las del Dr. Khan, con los correspondientes a la solución "exacta", se consideraron las características del ejemplo presentado por este último, en virtud de que no se conocen las de los presentados por los primeros.

La solución propuesta por ambos métodos se reduce básicamente a determinar un factor de corrección que afectará los valores obtenidos mediante la teoría general de vigas. Es por esto que la comparación se hace sobre dichos factores.

Los valores tabulados en primer lugar corresponden a las cargas axiales en los paneles perpendiculares a la fuerza. En la columna número 1, se identifica la posición de las columnas de la estructura, numerándolas a partir de la esquina. En segundo término aparecen los factores obtenidos con el método de Coull y Bose, luego los correspondientes al método de Khan y en seguida los "reales", por último se tabularon los cocientes de valores obtenidos con ambos métodos simplificados.

Entre paréntesis aparecen los porcentajes de error que se cometen, al emplear los métodos simplificados, respecto a la solución "exacta"; se aprecia claramente que, al menos para este ejemplo, es más aproximado el método de Khan. Del análisis de los porcentajes de error se concluye que no todos los valores resultan del lado de la seguridad.

advierde igualmente que no existe relación constante entre los errores cometidos con ambos métodos en cada elemento estructural, lo cual no resulta extraño, pues ambos parten de planteamientos radicalmente distintos.

En la tabla 2 aparecen los factores correspondientes al cortante en las trabes de los paneles laterales. El orden seguido es idéntico al de la tabla 1 y son iguales también las observaciones vertidas en relación a la información contenida, con la única excepción de que en este caso el método de Khan proporciona consistentemente resultados conservadores. Adicionalmente se puede mencionar que los errores son aquí menores.

Cabe mencionar que existe algún error, tal vez de imprenta, en los valores correspondientes a cortante, presentados por Khan, pues el máximo valor en la curva de influencia respectiva es 0.95 en lugar de 1.00 como aparenta. De igual forma el valor del cortante no corresponde a la carga con la que se valuó el momento, lo que no trasciende al haber reducido la comparación a términos adimensionales.

Los valores consignados en la tabla 3 se obtuvieron para otro ejemplo, rectangular en planta, con claros y alturas de entre-piso iguales a 3 m., columnas cuadradas de 0.8 m. de lado y trabes de 0.30 x 1.20; la estructura mide 45 m. de lado y tiene 60 niveles.

El objetivo al resolver este ejemplo fue el verificar si las relaciones entre los factores obtenidos con ambos métodos son consistentes o dependen de la geometría y rigideces de cada estructura.

Comparando la última columna de ésta con la última de la tabla 1 se observa que hacia las esquinas los valores obtenidos con el método de Coull y Bose siguen siendo superiores, a los del Khan, aunque la diferencia sea menor. Los valores correspondientes a las columnas centrales siguen siendo igualmente menores como en el primer ejemplo, pero en este caso las diferencias se incrementan notoriamente.

Se aprovechó también este ejemplo para ver la trascendencia de la variación del tipo de carga; en el ejemplo anterior solo se consideró carga uniforme. Es evidente que, a medida que la resultante total de las fuerzas se aleja del nivel de desplante, la carga se distribuye mejor entre las columnas, sin embargo la diferencia es tan pequeña -- que puede considerarse despreciable.

8.- BIBLIOGRAFIA .

- 1.- F. R. Khan, " Tubular Structures for Tall Buildings ", Cap. 11 del libro " Handbook of Concrete Engineering ", editado por M. Fintel, Van Nostrand Reinhold Co., 1974
- 2.- H. de Clercy y G.H. Powell, " Analysis and Design of. Tube-type Tall Building Structures ", Reporte No. EERC 76-5, Centro de -- Investigación e Ingeniería Sísmica de la Universidad de California en Berkeley, Feb. 1976.
- 3.- A. Coull y B. Bose, " Simplified Analysis of Frame-Tube Structures ", J. Str. Div., Proc. ASCE, Nov. 1975 .

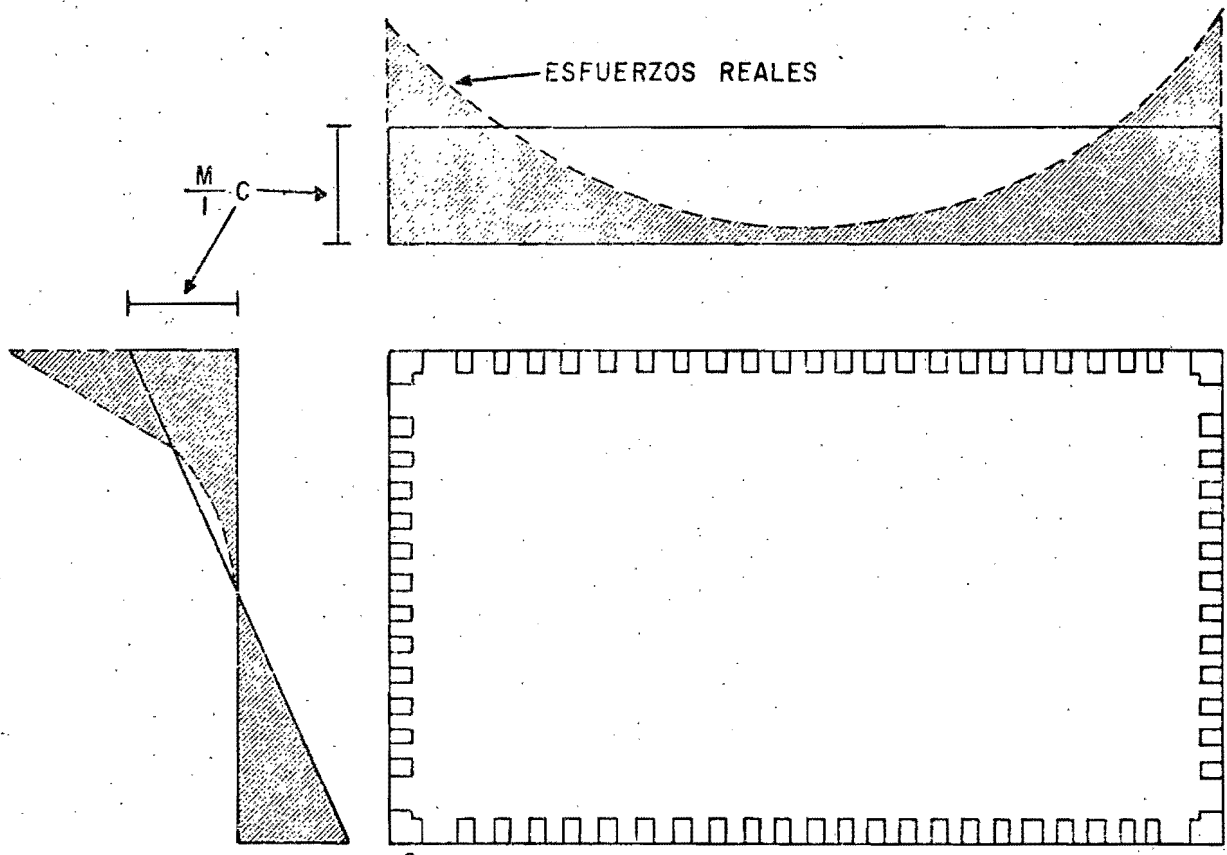


FIG. 1. VARIACION DE ESFUERZOS AXIALES RESPECTO A LOS VALORES QUE OFRECE LA FORMULA DE LA ESCUADRIA PARA UNA SECCION TUBULAR.

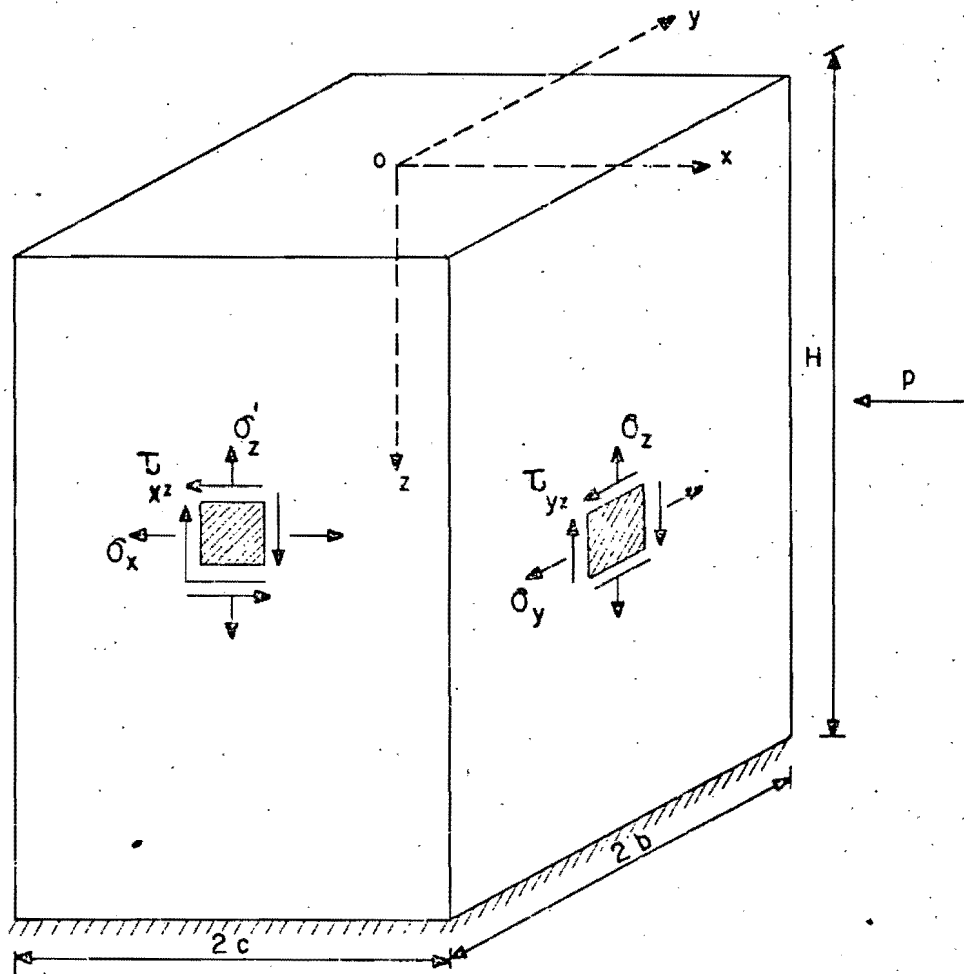


FIG. 2 ESTRUCTURA TUBULAR EQUIVALENTE
Y NOMENCLATURA EMPLEADA.

TABLA 1 .- FACTORES DE CORRECCION PARA CARGAS AXIALES EN COLUMNAS.

Col. (1)	C. y B. (2)	K (3)	R (4)	(C.y B.)/K (5)
0	1.68 (36)	1.30 (5)	1.24	1.29
1	1.43 (29)	1.19 (7)	1.11	1.20
2	1.22 (26)	1.00 (3)	0.97	1.22
3	1.03 (20)	0.90 (5)	0.86	1.14
4	0.87 (12)	0.80 (3)	0.78	1.09
5	0.75 (3)	0.70 (4)	0.73	1.07
6	0.65 (-6)	0.65 (-6)	0.69	1.00
7	0.57 (-14)	0.65 (-2)	0.66	0.87
8	0.53 (-17)	0.65 (-2)	0.64	0.82
9	0.52 (-18)	0.62 (-2)	0.63	0.84

TABLA 2 . - FACTORES DE CORRECCION PARA CORTANTE
EN TRABES

Trabe (1)	C. y B. (2)	K (3)	R (4)	(C. y B.)/K (5)
1	0.63 (-3)	0.78 (20)	0.65	0.81
2	0.80 (7)	0.87 (16)	0.75	0.92
3	0.91 (11)	0.92 (12)	0.82	0.99
4	0.98 (14)	0.94 (9)	0.86	1.04
5	1.00 (14)	0.95 (8)	0.88	1.05
6	1.05 (17)	0.95 (6)	0.90	1.10
7	1.06 (18)	0.95 (6)	0.90	1.12

TABLA 3. - VARIACION DE LOS FACTORES DE CORRECCION CON EL TIPO DE CARGA Y LAS PROPIEDADES DE LA ES TRUCTURA.

Col.	K	1	2	3	1/K
0	1.90	2.09	2.02	1.89	1.10
1	1.50	1.60	1.57	1.49	1.06
2	0.95	1.18	1.17	1.15	1.24
3	0.70	0.84	0.85	0.87	1.20
4	0.55	0.56	0.58	0.64	1.01
5	0.50	0.35	0.39	0.47	0.70
6	0.47	0.21	0.26	0.36	0.45
7	0.47	0.14	0.19	0.30	0.30

- 1.- Carga uniformemente distribuída.
- 2.- Carga con variación triangular con valor máximo en el último nivel.
- 3.- Carga concentrada en el extremo superior.