

T-414
S
DES

01149
0566

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS SUPERIORES

142

599

ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADOS
CON VARILLAS DE ALTA RESISTENCIA

Tesis que para obtener el grado
de Maestro en Ingeniería pre-
senta MARCIAL SOTO MIRANDA

294555

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

DIVISION DE ESTUDIOS SUPERIORES
26 MAR. 1974
CATEDRATOS DE LA FACULTAD DE
INGENIERIA



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

I N D I C E

1. Introducción
2. Vigas
3. Columnas
4. Soldadura
5. Fatiga
6. Referencias

1.- INTRODUCCION.

El desarrollo de varillas de refuerzo de alta resistencia durante las tres últimas décadas ha recibido gran atención por parte de investigadores y por la industria de la construcción, lo que ha originado consecuencias en la tecnología estructural del concreto. Recientes desarrollos en el extranjero, como en Suecia, Alemania, Austria y E. U., han causado renovado interés en los procedimientos de usar este material en estructuras de concreto.

El término "alta resistencia" es algunas veces ambiguo, ya que ha sido esencialmente empleado para describir el tipo de acero usado en cables y tensores para concreto presforzado o suspensión de estructuras en puentes. Tales aceros han sido probados a esfuerzos del orden de 14 000 kg/cm². Sin embargo, en el caso de refuerzo ordinario de estructuras de concreto, el término acero de "alta resistencia", es usado para designar aceros que tienen un esfuerzo de fluencia que excede 3 500 kg/cm². En este trabajo, el término "alta resistencia" se referirá a varillas que tiene un límite de fluencia nominal de 6 000 kg/cm².

Hay dos métodos generales para producir un acero de alta resistencia. Uno es por medios metalúrgicos, en el cual el acero se fabrica con aleaciones de alto contenido de carbón y pequeñas cantidades de otros elementos, tales como silicio, níquel, cromo, manganeso o molibdeno. El otro método es trabajando en frío los varillas de refuerzo de grado ordinario.

El método usual de trabajar en frío las varillas de refuerzo es estirándolas o torciéndolas. Este último método es el más común de los dos tipos de varillas trabajadas en frío.

Los aceros de aleación difieren de los aceros trabajados en frío en dos puntos importantes. Primero, los aceros de aleación pueden ser producidos de tal manera que se tengan curvas esfuerzo-deformación con un punto de fluencia definido, mientras los aceros trabajados en frío son siempre del tipo de fluencia gradual, fig 1. Segundo, los aceros de aleación pueden ser producidos de tal manera que se mantenga la acostumbrada relación de esfuerzo de fluencia a esfuerzo último (el esfuerzo de fluencia es, aproximadamente, el 60% del esfuerzo último), mientras que en un acero trabajado en frío se incrementa la relación de esfuerzo de fluencia a esfuerzo último, sin afectar la resistencia última significativamente.

Por otro lado, con la introducción y uso de varillas de alta resistencia, las consideraciones de diseño estructural pueden modificarse, debido a los problemas que se suscitan con el empleo de tales varillas.

Por ejemplo, con el uso de aceros de alta resistencia, se producen secciones poco peraltadas, y el problema de predicción y control de deflexiones en miembros sujetos a flexión se vuelve crítico.

Igualmente, se presenta el problema que involucra el agrietamiento, ya que el ancho de grietas es mayor en aceros de alta resistencia que en aceros de grado estructural. El cálculo de ancho de grietas debe ser hecho a nivel de cargas de servicio, y la experiencia práctica ha enseñado que el ancho de grietas puede ser disminuido por diferentes medios.

En los procedimientos usuales de diseño de columnas de concreto reforzado, se supone que cuando el concreto alcanza

su esfuerzo máximo el acero ya está fluyendo. Sin embargo, los aceros de alta resistencia fluyen a una deformación mayor que los de grado estructural, y el concreto puede alcanzar su resistencia sin que el acero fluya, en cuyo caso no sería aplicables los métodos usuales.

De igual forma, se debe proporcionar una suficiente ductilidad a las vigas para que el acero fluya antes que el concreto falle. Esto se logra por medio de un diseño en el cual el porcentaje de acero esté comprendido entre un porcentaje mínimo y un cierto porcentaje llamado "porcentaje balanceado". Sin embargo, con los aceros de alta resistencia, al aumentar el esfuerzo de fluencia, los porcentajes mínimo y balanceado disminuyen.

En las especificaciones no se mencionan los posibles efectos de fatiga en el refuerzo. Esta omisión refleja el hecho que la falla por fatiga raras veces ha ocurrido. Con el uso de aceros de alta resistencia esta situación puede cambiar.

El objeto de este trabajo es discutir y dar algunas recomendaciones para resolver los problemas anteriormente expuestos. Para la elaboración de estas recomendaciones se utilizaron datos publicados hasta donde fue posible, y en otros casos se hicieron pruebas de laboratorio.

2. V I G A S

El diseño de secciones transversales sujetas a flexión, carga axial o la combinación de ambas, se debe basar en la compatibilidad de esfuerzos y deformaciones. En el caso de vigas, se debe proporcionar una suficiente ductilidad, para que la capacidad de la viga a resistir sismos, explosiones, etc., sea adecuada. Esta capacidad depende de la capacidad de energía de deformación. Algunos reglamentos recomiendan, para diseño de sismos y explosiones, una carga estática equivalente para tomar en cuenta los efectos dinámicos.

Existen tres modos posibles de falla que pueden ocurrir en vigas de concreto reforzado: si el porcentaje de acero, p , es menor que un cierto porcentaje p_1 , el modo de falla puede ser la ruptura del refuerzo de tensión sin aplastamiento del concreto; si p es mayor que un cierto porcentaje p_b , el modo de falla puede ser por aplastamiento del concreto en el lado de compresión de la viga antes de que el acero de tensión fluya; si p está comprendido entre p_1 y p_b , el modo de falla puede ser el aplastamiento del concreto en el lado de compresión de la viga después de que el acero de refuerzo de tensión haya fluido. El último modo de falla usualmente es llamado "falla dúctil".

Para obtener una falla dúctil en estructuras cargadas dinámicamente, en algunos reglamentos^{2,3} se sugiere que el porcentaje de acero de refuerzo debe ser limitado por un valor

comprendido entre $14/f_y$ y $0.75p_b$. En la figura 2 se muestra la gráfica porcentaje de acero, p , contra capacidad de deformación.

La capacidad de deformación es máxima cuando se utiliza el porcentaje mínimo para causar una falla dúctil. Sin embargo, no es aconsejable diseñar dentro de estas relaciones inferiores, ya que la capacidad de deformación es muy reducida en una falla no-dúctil, ocasionada por la ruptura del acero.

Por consiguiente, para asegurar suficiente ductilidad a las vigas, para resistir sismos, explosiones o cualquier otra sollicitación dinámica, se debe proporcionar un porcentaje de acero, p , comprendido entre el 75% del porcentaje balanceado, $0.75p_b$, que para acero con límite de fluencia de 6000 kg/cm^2 y considerando $k_1=0.85$, es igual a $0.00006f'_c$, y un porcentaje mínimo²², $0.75p_2$. Este último valor es un porcentaje intermedio entre el mínimo que puede ocasionar la ruptura del acero y el porcentaje balanceado, p_b , por lo que proporciona suficiente ductilidad y evita el peligro de una falla de tipo frágil. Este porcentaje se muestra gráficamente en la fig 2, y está dado en la Table I.

Otro de los problemas involucrados en el diseño estructural de miembros reforzados con varillas de alta resistencia es el agrietamiento, que debe ser hecho al nivel de cargas de servicio. Es posible influir en este punto variando algunos parámetros, tales como el diámetro de las varillas y el recubrimiento.

El control de grietas de flexión, en el diseño, es, por consiguiente, posible, teniendo atención en el detalle de la zona de tensión. El ancho de la grieta es más pequeño si el área de concreto alrededor de cada varilla es hecha lo más pequeña posible, por medio de una mejor distribución del refuerzo requerido sobre el área de concreto que lo rodea. Esto puede hacerse incre-

mentando el número de varillas, una vez que el área total efectiva de concreto ha sido fijada.

La ecuación que nos da el ancho de grieta¹⁴ es

$$W = 2.6 \sqrt[4]{A} f_s \cdot 10^{-6}$$

donde

W = ancho de grieta, en cm

A = área de concreto que rodea una varilla, en cm^2

f_s = esfuerzo en el acero, en kg/cm^2

A partir de esta ecuación, obtendremos una guía del número mínimo de varillas, o del diámetro máximo, con el cual se esté dentro de las limitaciones requeridas de ancho de grietas^{3,5}.

Para varillas con esfuerzo en el acero de $f_s = 3000 \text{ kg}/\text{cm}^2$

($f_v = 6000 \text{ kg}/\text{cm}^2$), la ecuación anterior queda

$$W = 0.0078 \sqrt[4]{A} \quad (1)$$

Como el ancho de grietas, para un acero dado, es una función del área de concreto que rodea cada varilla de refuerzo, el control efectivo del agrietamiento se puede conseguir tanto en miembros anchos y poco profundos como en miembros profundos y estrechos.

Por lo tanto, la ec 1 puede escribirse como

$$A_{\text{máx}} = \left[128 W_{\text{máx}} \right]^4 \quad (2)$$

Para una área total efectiva, A_e , el número mínimo de varillas de refuerzo, " $n_{\text{mín}}$ ", está dado por

$$N_{\text{mín}} = \frac{A_e}{A_{\text{máx}}}$$

Si A_s es el área requerida de refuerzo de tensión, entonces

$$\frac{A_s}{\frac{\pi D^2}{4}} = \frac{A_e}{A_{m\acute{a}x}} \quad (3)$$

donde D es el diámetro de una varilla.

De las ecs (2) y (3)

$$D_{m\acute{a}x} = 18.600 (w_{m\acute{a}x})^2 \sqrt{\frac{A_s}{A_e}} \quad (4)$$

Para anchos máximos de grieta permisibles^{3,5} iguales a 0.020 y 0.030 cm, en miembros ordinarios estructurales sin protección y protegidos, respectivamente, y varilla con un límite de fluencia de 6000 kg/cm², la ec (4) resulta

$$D_{m\acute{a}x} = 7.5 \sqrt{\frac{A_s}{A_e}} \quad (\text{sin protección}) \quad (5)$$

$$D_{m\acute{a}x} = 16.8 \sqrt{\frac{A_s}{A_e}} \quad (\text{protegidos}) \quad (6)$$

Estas ecuaciones son válidas para $A_{m\acute{a}x}$ comprendido entre 19 y 325 cm². Para valores menores de 19 cm², las ecuaciones son conservadoras. No se sabe el comportamiento que se pueda tener en el agrietamiento en miembros con $A_{m\acute{a}x}$ mayores de 325 cm², debido a que estos valores no son comunes en la práctica.

De la ec 1, para el cálculo de anchos de grietas, se nota que el área de concreto que rodea cada varilla y el ancho de grieta son directamente proporcionales, mientras que la resistencia del concreto, el porcentaje de refuerzo y el ancho y peralte

de las vigas tienen poco efecto en el ancho de grietas.

Por lo tanto, se puede concluir que para lograr un mejor control de agrietamiento, una vez calculada la sección y cantidad de acero necesaria, se debe hacer la distribución de ésta sobre el área efectiva de concreto que rodea cada varilla, haciendo mínima esta área. Esto último se puede lograr utilizando el mayor número de varillas de diámetro pequeño, siempre y cuando no se tengan limitaciones constructivas. Se deberá utilizar un recubrimiento de acero lo más bajo posible, de acuerdo con las especificaciones del reglamento de construcciones.

En una estructura dada, los esfuerzos del acero a nivel de cargas de servicio son constantes. Por lo tanto, es conveniente calcular el área efectiva que rodea cada varilla, A , y compararla con la máxima permisible, $A_{m\acute{a}x}$, correspondiente, que para acero con límite de fluencia de 6000 kg/cm^2 se muestra en la Tabla II, y ver si las estimaciones iniciales del refuerzo son susceptibles a arreglarse. Cualquiera de las ecs 1, 2, 5, 6 6 pueden ser usadas para verificar si el máximo ancho de grietas es satisfactorio.

Cuando se utilizan aceros de refuerzo de alta resistencia, que involucran altos esfuerzos, las deflexiones se considerarán también como un factor decisivo.

Los esfuerzos, deformaciones y deflexiones, de una viga, pueden ser evaluados en cualquier tiempo, si se conoce en ese instante la magnitud y distribución de curvaturas, ϕ (cambio de ángulo por unidad de longitud). Se puede utilizar cualquier

procedimiento aplicable de integración ó método equivalente, tal como la viga conjugada o diagrama área-momento, para obtener las deflexiones a partir de las curvaturas.

Par un miembro elástico homogéneo sujeto a flexión

$$\phi = \frac{K}{EI} \quad (7)$$

y la deflexión en un punto particular puede ser expresada como

$$\Delta = K_1 \frac{WL^3}{EI} \quad (8)$$

siendo K el momento flexionante, K_1 una constante que depende del tipo de carga y de las condiciones de apoyo en los extremos, W la carga total en el claro L y EI la rigidez a la flexión. Comúnmente se utiliza alguna forma de la ec 8 para el cálculo de deflexiones.

Las deflexiones se clasifican en deflexiones inmediatas o de corta duración y deflexiones de larga duración.

Los principales factores que influyen en el comportamiento de la deflexión de corta duración en un miembro son la magnitud y distribución de la carga, el claro y las condiciones de apoyo, las propiedades de la sección, incluyendo el porcentaje de acero, las propiedades del material y la cantidad y extensión de las grietas en flexión.

Las deflexiones de larga duración son debidas principalmente a los efectos de contracción y flujo plástico. También afectan estas deflexiones los esfuerzos en el concreto, la canti-

dad de refuerzo de tensión y compresión, el ancho del miembro, las condiciones de curado, la temperatura, la humedad relativa, la edad del concreto en el momento de cargarlo y la duración de la carga.

Para la obtención de las deflexiones de corta duración, aquellas que ocurren inmediatamente después de la aplicación de la carga, utilizando los métodos usuales o fórmulas para deflexiones elásticas, se debe emplear el momento de inercia efectivo, que se obtuvo de estudios teóricos y experimentales⁴, y que recientemente fue incorporado al Reglamento de Construcciones del ACI³, y que es el siguiente

$$I_{ef} = \left(\frac{M_{agr}}{M_{m\acute{a}x}} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{agr}}{M_{m\acute{a}x}} \right)^3 \right] I_{agr} \quad (9)$$

donde

I_{ef} = momento de inercia efectivo

I_g = momento de inercia de la sección completa

I_{agr} = momento de inercia de la sección agrietada transformada

$M_{m\acute{a}x}$ = momento flexionante máximo en la viga

$$y \quad M_{agr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$$

siendo f_r el módulo de ruptura del concreto, e igual a $1.9 \sqrt{f'_c}$ y y_t la distancia del eje neutro a la fibra de tensión, referido a la sección completa.

Este momento de inercia efectivo no debe ser mayor que I_g .

Las deflexiones de larga duración se pueden obtener multiplicando la deflexión inmediata, obtenida por medio de la ec 9, por el factor

$$\left[2 - 1.2 (A'_s / A_s) \right]$$

siendo A'_s el área de refuerzo de compresión y A_s el área de refuerzo de tensión.

Los límites máximos permisibles de deflexiones se muestran en la Tabla III.

Si no se desea calcular las deflexiones, los espesores mínimos de los miembros sujetos a flexión, reforzados con varilla con un límite de fluencia de 6000 kg/cm^2 y que no estén unidos a divisiones u otras construcciones susceptibles a dañarse debido a grandes deformaciones, serán, de acuerdo con el reglamento del ACI-71³, los que se muestran en la Tabla IV.

Las deflexiones de larga duración, debidas a contracción y flujo plástico, pueden reducirse sustancialmente por la adición de refuerzo de compresión.

Si las deflexiones no pueden ser acomodadas con seguridad, se debe incrementar el peralte de la viga.

Se debe proveer un anclaje adecuado a todas las varillas. Este anclaje será con los mismos requerimientos que para varillas de alta resistencia con un límite de fluencia de 4000 kg/cm^2 y serán los siguientes

1. El refuerzo en tensión o compresión, debe extenderse por medio de una longitud de desarrollo o anclaje final o por medio de ganchos.

2. El refuerzo debe extenderse más allá del punto en el cual no se necesita longitud de varilla para resistir flexión, a una distancia igual a la profundidad efectiva de la viga ó 12 diámetros de la varilla, el que sea mayor, excepto en los apoyos y en el extremo libre de vigas en cantiliver.
3. El refuerzo continuo debe tener una longitud anclada no menor que la longitud de desarrollo, L_d , dada en 5 y 6, después del punto donde se dobla o termina el refuerzo de tensión y no se necesita longitud para resistir flexión.
4. Al menos 1/3 del refuerzo para momento positivo en vigas simplemente apoyadas o la cuarta parte del refuerzo para momento positivo en vigas continuas se extenderá por lo menos 15 cm en el apoyo a lo largo de la misma cara de la viga.
5. La longitud de desarrollo, L_d , para varillas en tensión, con límite de fluencia de 6000 kg/cm², es

$$L_d = 95 a_s / \sqrt{f'_c}$$

pero no menor que 34 D

donde a_s - área de una varilla, en cm²

f'_c - resistencia del concreto, en kg/cm²

D - diámetro de una varilla, en cm

6. La longitud de desarrollo, L_d , en varillas en compresión, se debe calcular como

$$L_d = 455 D / \sqrt{f'_c} \quad (10)$$

pero no menor de 26 D

7. Se puede cortar hasta un cuarto del refuerzo positivo en vigas continuas a $L'/7$ del apoyo exterior y a $L'/5$ del apoyo interior, siendo L' el claro libre entre apoyos.

EJEMPLOS DE APLICACION

EJEMPLO 1. Diseñar una viga simplemente apoyada, con las características que se muestran abajo, revisando el agrietamiento y la deflexión.

Distancia entre apoyos, $L = 7.0$ m

Carga en la viga, $\omega = 4.3$ ton/m

Acero de $f_y = 6000$ kg/cm²

Concreto de $f'_c = 200$ kg/cm²

El diseño se hará siguiendo las recomendaciones que da el Reglamento de Construcciones del D.F.¹³. Por lo tanto, la carga última, de acuerdo con el artículo 24C.II, se incrementa en un 40%.

Con esta carga, se obtiene el momento actuante en la viga y se iguala al momento resistente, que es igual a

$$M_u = f'_c b d^2 q (1 - 0.59 q) \quad (A)$$

donde

- f'_c - esfuerzo reducido del concreto (Art. 24C.IV)
- b - ancho de la viga
- d - peralte efectivo de la viga
- q - índice de refuerzo, e igual a $p \frac{f_y}{f'_c}$, siendo

p el porcentaje de acero de refuerzo de tensión y f_y^* el esfuerzo reducido del acero (Art 24C.IV)

Para asegurar suficiente ductilidad a la viga, el porcentaje de acero, p, debe estar comprendido entre $0.75p_2$ y $0.75p_b$. Por lo tanto, de la Tabla I, para $p' = 0$, obtenemos

$$0.75 p_2 = 0.008$$

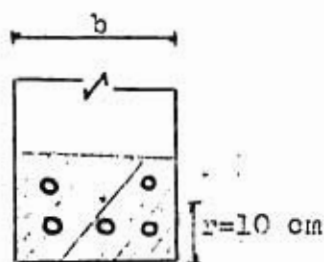
y, por otro lado, $0.75p_b = 0.00006 f_c' = 0.00006 \cdot 200 = 0.012$

En este ejemplo, se tomó un porcentaje de acero intermedio entre estos dos valores, o sea, $p = 0.01$.

Para calcular las dimensiones de la viga, se supuso una relación $b = d/2$, de la ec A se despejó d y se sustituyeron valores, obteniéndose así el peralte efectivo de la viga y a continuación el ancho de la misma, por medio de la relación $b = d/2$.

Para obtener la cantidad de acero, se tomaron las dimensiones reducidas de la viga, de acuerdo con el Art 24C.III del Reglamento de Construcciones, obteniéndose un índice de refuerzo igual a $\rho = 0.30$.

Revisión del agrietamiento



Para calcular el agrietamiento, es necesario conocer el área de concreto efectivo, que es la zona hachurada de la figura e igual a

$$A_e = 2b(h - d) = 2rb$$

y el área de concreto que rodea cada varilla es igual al área de concreto efectiva entre el número de varillas.

Se consideró que se trataba de una viga interior, por lo que el valor de $A_{máx}$, Tabla II, en miembros ordinarios estructurales es de 137 cm^2 , que es un valor mayor al obtenido (120 cm^2), de donde se puede concluir que la viga no tendrá un agrietamiento excesivo.

En el caso de que la viga no estuviese protegida, se debe disminuir el diámetro de las varillas, aumentando, por consiguiente, el número de las mismas y disminuyendo el área de concreto que las rodea, para ajustar este último valor al de la Tabla II. Se puede revisar también el agrietamiento utilizando las ecs 1 y 5.

Revisión de la deflexión

Para calcular la deflexión, se debe calcular previamente el momento de inercia efectivo de la sección, por medio de la ec 9. Para esto, se calcula el momento de inercia de la sección gruesa, I_g , y el momento de inercia de la sección agrietada transformada, I_{agr} . Para este último, con el valor de n , para concreto de $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$, de 9, se toman momentos con respecto a E.N. para obtener la profundidad del eje neutro, y, en base a este eje, se obtiene el momento de inercia de la sección agrietada transformada.

A continuación, se obtiene el momento de agrietamiento, M_{agr} , y con todos estos valores se sustituye en la ec 9, con lo que se obtiene el momento de inercia efectivo, I_{ef} .

La expresión para obtener la deflexión de corta duración de una viga simplemente apoyada es

$$\Delta = \frac{5}{384} \frac{\omega L^4}{EI_{ef}}$$

donde ω -carga uniformemente distribuida
 L -longitud de la viga
 E -módulo de elasticidad del concreto
 I_{ef} -momento de inercia efectivo

La deflexión máxima permisible, de acuerdo con la Tabla III, es igual a

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{L}{180} = \frac{700}{180} = 3.9 \text{ cm}$$

EJEMPLO 1

Diseño de la viga

$$\omega_u = 1.4\omega = 1.4 \cdot 4.3 = 6.0 \text{ ton/m}$$

$$M_u = \frac{\omega_u \cdot L^2}{8} = \frac{6 \cdot 7^2}{8} = 37.0 \text{ ton-m}$$

$$p = 0.01$$

$$q = 0.31$$

$$M_u = f_c' \cdot b \cdot d^2 \cdot q \cdot (1 - 0.59q)$$

$$bd^2 = \frac{M_u}{f_c' \cdot q \cdot (1 - 0.59q)} =$$

$$= \frac{3700000}{138 \cdot 0.31(1 - 0.59 \cdot 0.31)} = 105000 \text{ cm}^3$$

EJEMPLO 1 (continuación)

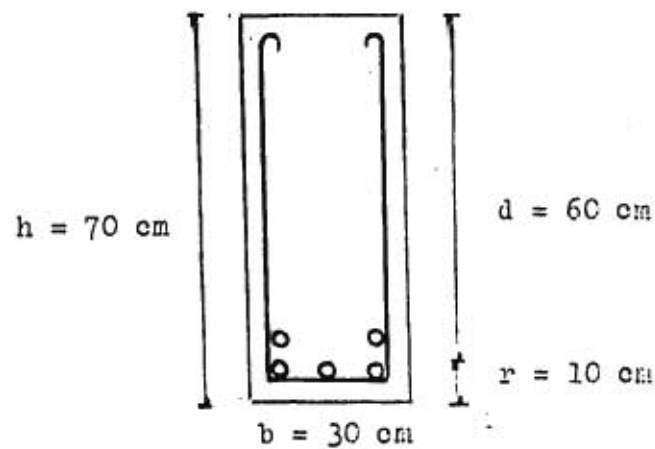
$$b = d / 2$$

$$d = 60 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$A_s = qbd \frac{f'_c}{f_y} = 0.30 \cdot 28 \cdot 58 \frac{138}{4800} = 14.1 \text{ cm}^2$$

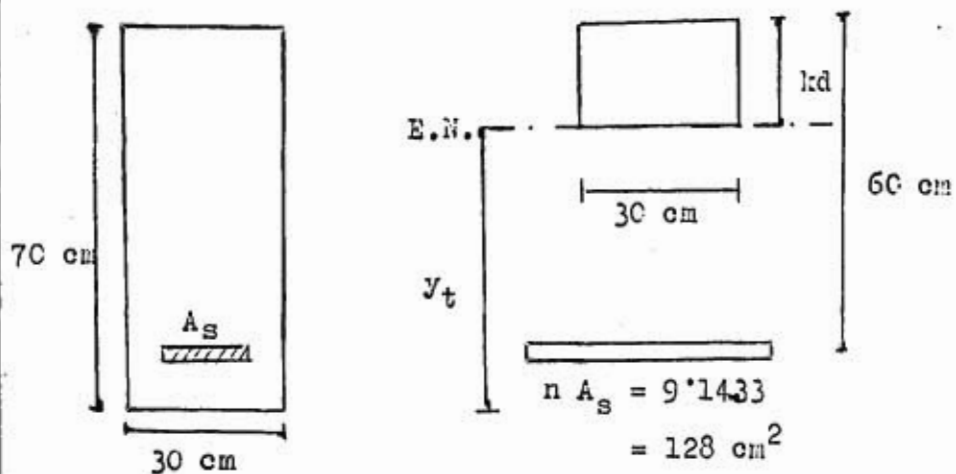
$$5 \text{ vs } \#6, A_s = 14.33 \text{ cm}^2$$

Revisión del aprietaamiento

$$A_e = 2br = 2 \cdot 30 \cdot 10 = 600 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{600}{5} = 120 \text{ cm}^2 < 187 \text{ cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

EJEMPLO 1 (continuación)

Deflexión

$$\frac{30 (kd)^2}{2} - 128(60 - kd) = 0$$

$$\therefore kd = 18.7 \text{ cm}$$

$$I_{agr} = \frac{30 \cdot 18.7^3}{3} + 128(60 - 18.3)^2 =$$

$$= 291\,000 \text{ cm}^4$$

$$f_r = 1.9 \sqrt{f'_c} = 1.9 \sqrt{200} = 26.9$$

$$I_g = \frac{30 \cdot 70^3}{12} = 860\,000 \text{ cm}^4$$

$$y_t = h - kd = 70 - 18.3 = 51.7 \text{ cm}$$

$$\therefore k_{agr} = \frac{26.9 \cdot 860\,000}{51.7} = 446\,000 \text{ kg-cm}$$

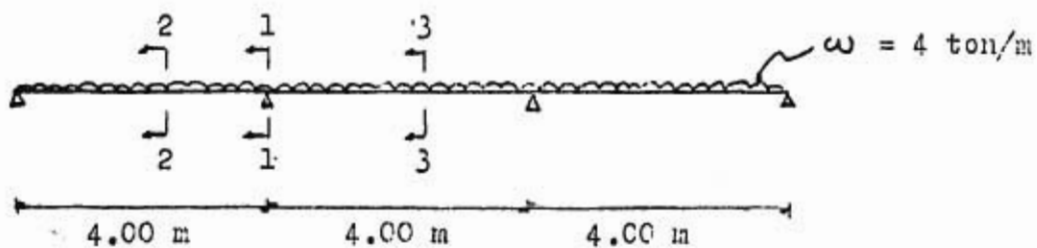
EJEMPLO 1 (continuación)

$$I_{ef} = \left(\frac{446\ 000}{3\ 700\ 000} \right)^3 860\ 000 + \left[1 - \left(\frac{446\ 000}{3\ 700\ 000} \right)^3 \right] 291\ 000 =$$

$$I_{ef} = 292\ 500\ \text{cm}^4$$

$$\therefore \Delta = \frac{5}{384} \frac{\omega L^4}{EI} = 3.35\ \text{cm} < 3.9\ \text{cm} \quad \text{o.k.}$$

EJEMPLO 2. Diseñar la viga continua de la figura y calcular las longitudes de anclaje.



En este ejemplo se supondrán los mismos materiales del ejemplo anterior.

Para el diseño, se aplicaron las recomendaciones del Reglamento de Construcciones del D.F., y se siguió el mismo procedimiento del ejemplo anterior.

El armado y las longitudes de anclaje son los que se muestran en la figura.

La longitud L_1 , de acuerdo con el inciso 2 de anclajes, debe ser, cuando menos, el peralte efectivo de la viga, 12 diámetros de la varilla ó $1/16$ del claro libre entre apoyos. Se debe correr esta longitud por lo menos $1/3$ del acero para resistir el momento negativo, a partir del punto de inflexión.

La longitud L_2 , se obtiene según el punto 5, o sea,

$$L_2 = 95 a_s / \sqrt{f'_c}$$

pero no menor de 34 D.

La longitud L_3 , de acuerdo con el inciso 4, es de 15 cm, y debe ser, por lo menos, un cuarto del refuerzo para momento positivo del claro exterior.

Las longitudes de corte, L_4 y L_5 , se obtienen de acuerdo con el inciso 7 de anclajes, y son

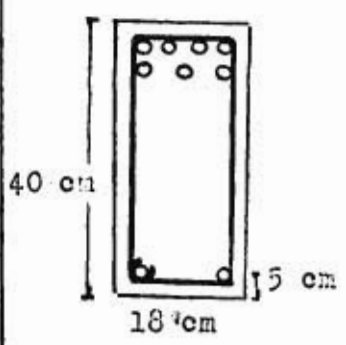
$$L_4 = L' / 7$$

$$L_5 = L' / 5$$

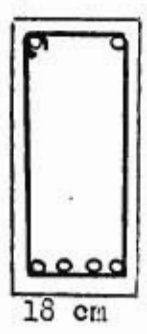
EJEMPLO 2

Diseño de la viga

Las secciones que se obtienen, utilizando varillas de 1/2", son las siguientes



Sección 1-1



Sección 2-2



Sección 3-3

Longitudes de enclaje

$$L_1 = 35 \text{ cm}$$

$$L_1 = 12 \cdot 1.27 = 15.2 \text{ cm}$$

$$L_1 = 372/16 = 23.0 \text{ cm}$$

$$\therefore L_1 = 35 \text{ cm}$$

$$L_2 = 95 \cdot 1.27 / 200 = 8.5 \text{ cm}$$

$$L_2 = 34 \cdot 1.27 = 43.0 \text{ cm}$$

$$\therefore L_2 = 43 \text{ cm}$$

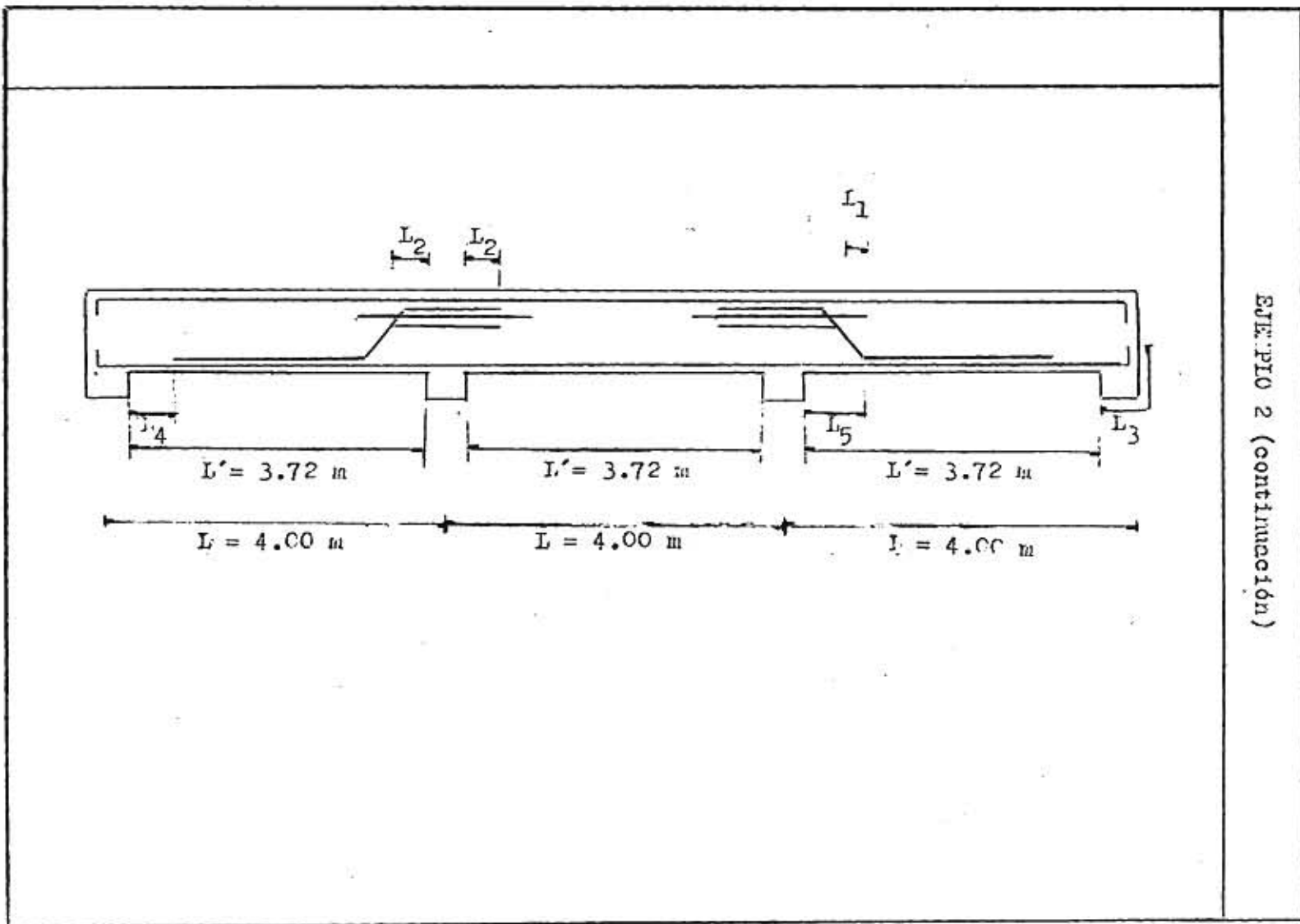
$$L_3 = 15 \text{ cm}$$

$$L_4 = 372 / 7 =$$

$$L_4 = 53 \text{ cm}$$

$$L_5 = 372 / 5 =$$

$$L_5 = 75 \text{ cm}$$



Ejem. P10 2 (continuación)

3. COLUMNAS

De acuerdo con los procedimientos comprobados para varillas usuales, la resistencia de las columnas a carga axial se puede calcular como la suma de la resistencia última de la sección neta de concreto y la resistencia del refuerzo, suponiendo que dicho refuerzo está fluyendo. La expresión algebraica es la siguiente

$$P = C A_c f'_c + A_s f_y \quad (11)$$

donde

P = carga axial última de la columna

A_c = área efectiva de concreto

A_s = área del refuerzo longitudinal

f'_c = resistencia a la compresión del concreto

f_y = esfuerzo de fluencia del refuerzo longitudinal

C = constante, que para varillas usuales es igual a $C.85^{20}$

En esta ecuación, se supone que cuando el concreto alcanza su resistencia el acero está fluyendo. Sin embargo, como se mencionó anteriormente, la varilla con límite de fluencia de 6000 kg/cm^2 fluye a una deformación mayor que los aceros normales, y el concreto puede alcanzar su resistencia antes de que fluya el acero, en cuyo caso no serían aplicables los métodos usuales.

Debido a la existencia muy reducida de referencias a ensayos previos en columnas reforzadas con varillas con límite de fluencia de 6000 kg/cm^2 , y para verificar lo anteriormente expuesto, se ensayaron 6 columnas de concreto reforzadas con varillas con límite de fluencia nominal de 6000 kg/cm^2 , en las que se estudió la influencia de la resistencia del concreto, el porcentaje de acero y el diámetro de las varillas.

Todas las columnas fueron cilíndricas, de un diámetro de 20 cm y una longitud de 120 cm. Cuatro fueron construidas con concreto de 250 kg/cm^2 y dos de 350 kg/cm^2 . Para un mismo tipo de concreto se varió el número de varillas y diámetro de las mismas. En la Tabla VI se encuentran las características de cada columna.

En cada columna se utilizaron varillas de un mismo lote, tomándose tres muestras de cada lote para obtener sus características. El promedio de estas características se encuentran en la Tabla V.

Se utilizaron estribos circulares del #2, colocados a cada 15 cm, excepto en los extremos de la columna, donde se colocaron tres estribos juntos para distribuir la carga más uniformemente durante el ensaye. El recubrimiento libre en todas las columnas fue de 1.5 cm. Las varillas longitudinales fueron cortadas a una longitud exacta de 120 cm.

Se utilizó cemento tipo III (resistencia rápida) en todas las columnas. Los agregados inertes consistieron en grava, de densidad y tamaño máximo de agregado de 2.6 ton/m^3 y $1/2"$, respectivamente, y arena, de densidad y módulo de finura de 2.55 ton/m^3 y 3.10, respectivamente.

El concreto se diseñó para alcanzar, a los 15 días, resistencias de 250 y 350 kg/cm², con un revenimiento de 10 cm. Para comprobar si la resistencia del concreto concordaba con la teórica, se hicieron tres cilindros de prueba para cada columna.

El concreto fue mezclado mecánicamente, en una revolvedora de 150 lts, durante 4 min. Los materiales fueron proporcionados por peso.

Para asegurar que los extremos de las varillas permanecieran en un mismo plano y al nivel del concreto, se colocó el molde de la columna sobre una placa nivelada de acero, de 30x30 cm, colocándose el armado sobre ella, y asegurando que cada varilla estuviera en contacto con la placa. Una vez hecho esto, se coló el concreto hasta una altura cercana al borde, e inmediatamente después, se aplicó una pasta de cemento hasta el tope, y con otra placa de acero se presionó sobre la pasta hasta que la placa descansara firmemente sobre los extremos de las varillas, y quedara a nivel. De esta forma se logró que los extremos de las varillas estuvieran en el mismo plano que el concreto.

Este procedimiento de construcción fue comprobado en la Universidad de Illinois en 1934²⁰, y se utilizó para comparar los resultados obtenidos en estos ensayos con los llevados a cabo en dicha Universidad, donde se utilizaron varillas con un límite de fluencia superior a 6000 kg/cm². También se buscó que la esbeltez de las columnas fuese lo más parecida a las construidas en Illinois.

Dos días después de coladas, las columnas se colocaron, junto con los cilindros de prueba, en un cuarto de curado, a una temperatura de 23° C, hasta el día del ensayo.

Después de 15 días de curado, las columnas fueron cargadas hasta la falla en una máquina de 200 000 kg de capacidad. Antes de iniciar la prueba, se dió a todas las columnas una pre-carga del 10 % de la carga teórica de falla.

Las deformaciones se midieron por medio de dos micrómetros de carátula, colocados diametralmente opuestos sobre las placas de carga, y por medio de un graficador adaptado a la máquina.

La carga se aplicó en forma continua, midiendo las deformaciones a cada incremento de 5 ton, hasta la carga máxima. La duración del ensaye varió entre 18 y 25 min, dependiendo de la capacidad de la columna.

En la fig 3 se muestra una vista de la columna antes del ensaye, y en la fig 4 después de la prueba. En la fig 5 se muestra la columna después del ensaye, y esta forma de falla fue, en general, la forma de falla de todas las columnas.

Los resultados de los ensayos se encuentran en la Tabla VII, junto con los datos de la resistencia promedio de los cilindros de prueba y las cargas teóricas calculadas con estas resistencias. También se indica la deformación unitaria al alcanzar la columna su carga máxima y la relación carga experimental entre carga teórica.

En la Tabla VIII se muestran los resultados de los ensayos llevados a cabo en la Universidad de Illinois en 1934²⁰ y 1962²¹.

En las figs 6 a 11 se encuentran graficadas las curvas típicas carga-deformación, y en la fig 12 se muestra la comparación entre las cargas medidas y las calculadas.

En todas las columnas, en el punto en que se desarrollaron las primeras grietas coincidió, aproximadamente, con el 95 % de la carga última, y la manera de falla de todas las columnas ocurrió por el aplastamiento del concreto, precedido de un agrietamiento excesivo, en el extremo superior, a la altura del segundo estribo. La posición de la zona de falla se debe al efecto de sangrado del concreto.

De los resultados de los ensayos, se ve que existe una excelente concordancia entre la resistencia última determinada experimentalmente y la calculada con los métodos usuales de diseño, por lo que se puede concluir que el acero sí alcanza su punto de fluencia.

Otra de las conclusiones a que se llegó fue que la resistencia del concreto, el porcentaje de acero y el diámetro de las varillas no influyeron, ya que el comportamiento de todas las columnas fue semejante.

Por consiguiente, esta serie de ensayos, y los realizados en Illinois, demostraron que los métodos usuales de diseño de columnas de concreto, son aplicables cuando las columnas se encuentran reforzadas con varillas de 6000 kg/cm^2 , y la resistencia última, en columnas con estribos, está dada por la ec 11.

Por otro lado, en la práctica, el refuerzo longitudinal de columnas en edificios de varios niveles, generalmente consiste en un número de longitudes de uniones o juntas de varillas de refuerzo. Las juntas pueden ser por traslape, soldadura o acoplamiento mecánico. Estos tres tipos de juntas son susceptibles para transferir tensión y compresión. Cuando, bajo todas las condiciones de carga una varilla permanece en compresión, se puede

utilizar un cuarto tipo de junta, la junta a tope. En esta junta, los cortes perpendiculares de los extremos de las varillas se colocan en contacto y son alineados con una lengüera o mango de metal ligero.

El tipo de junta mas común es el traslape. Este, transfiere la fuerza de una varilla a otra a través del concreto que rodea ambas varillas. En cualquier punto de la longitud de unión, la fuerza es transferida por adherencia de una varilla al concreto que la rodea. Simultáneamente, también por adherencia, la fuerza es transferida del concreto a otra varilla. Dentro del concreto, la fuerza es transferida, aparentemente, por cortante. La integridad de un traslape depende, por consiguiente, del desarrollo de una adecuada adherencia entre la superficie de las varillas de refuerzo y el concreto que las rodea. Si la adherencia entre varillas y concreto se rompe, la junta fallará.

Por lo tanto, para desarrollar una adecuada adherencia entre refuerzo y concreto, se debe tener una longitud mínima de traslape.

La longitud mínima de un traslape en compresión, debe ser la longitud de desarrollo, L_d , dada por la ec 10, pero no menor que $53 D$, ó 30 cm , el que sea mayor, donde D es el diámetro de la varilla. Cuando la resistencia especificada del concreto es menor de 210 kg/cm^2 , el traslape se debe incrementar un 33%.

La longitud de traslape en varillas en paquete, se debe incrementar un 20% para paquete con tres varillas, y un 33% para paquete de cuatro varillas.

En columnas con estribos, donde estos últimos en la longitud del traslape tienen una área efectiva de por lo menos

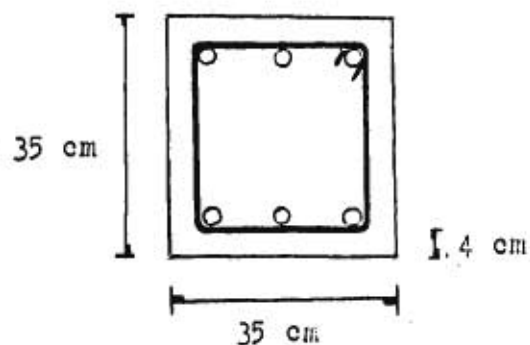
$0.01bs$, donde b es la mayor dimensión del miembro y s es la distancia entre estribos, se puede utilizar el 83% de la longitud de traslape $53D$ ó la ec 10, pero no menor de 30 cm.

En columnas zunchadas, se puede utilizar el 75% de la longitud de traslape dada por la ec 10 ó $53D$, pero no menor de 30 cm.

En columnas sujetas solo a compresión, los esfuerzos pueden ser transmitidos por cortes perpendiculares en los extremos de las varillas, y colocadas en contacto por medio de un dispositivo adecuado. Este dispositivo puede ser por acoplamiento mecánico o por soldadura.

EJEMPLO DE APLICACION

Calcular la carga última, P_u , de una columna sujeta a carga axial, con las características que se muestran en la figura.



Los materiales serán los siguientes

Concreto de $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

Acero de $f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$

Seis varillas de $5/8"$

De acuerdo con la ec 11, la resistencia de una columna sujeta a carga axial es

$$P_u = C A_c f'_c + A_s f_y$$

En este ejemplo

$$C = 0.85$$

$$A_s = 1.979 \cdot 6 = 11.8 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 35 \cdot 35 - 11.8 = 1213.2 \text{ cm}^2$$

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo valores

$$P_u = 0.85 \cdot 1213.2 \cdot 200 + 11.8 \cdot 6000 =$$

$$\therefore P_u = 279 \text{ 000 kg}$$

4. SOLDADURA

Los aceros de alta resistencia, con alto contenido de carbón, son llamados "difíciles de soldar", debido a la tendencia que tienen a perder su ductilidad. Esto no es exacto, sería más correcto decir que estos aceros son difíciles de soldar por los procedimientos de soldadura de los aceros de grado estructural, pero son fácilmente soldables por los procedimientos y métodos recomendados para aceros con alto contenido de carbón.

Para usar estos procedimientos, es necesario obtener un reporte de la fábrica, o hacer un análisis químico, de las varillas que van a ser soldadas.

Las recomendaciones para la preparación de la soldadura de las varillas son las siguientes:

1. Para la soldadura de varillas con contenido de carbón menor de 0.30% y manganeso menor de 0.60%, se puede utilizar soldadura de arco, soldadura de gas a presión, soldadura aluminotérmica ó soldadura con electrodos, E60xx ó E70xx AWS.

2. Las varillas en las cuales el contenido de carbón esté comprendido entre 0.31 y 0.35%, inclusive, y el manganeso no excede 0.90%, deben ser soldadas usando electrodos de bajo hidrógeno. Se pueden utilizar electrodos E60xx ó E70xx, con un precalentamiento a una temperatura no menor de 330°C.

3. Las varillas con contenido de carbón entre 0.36 y 0.40%, inclusive, y manganeso no mayor de 1.30%, deben ser soldadas usando electrodos de bajo hidrógeno, con un precalentamiento a una temperatura superior a 93°C.

4. Las varillas con contenido de carbón comprendido entre 0.41 y 0.50%, inclusive, y manganeso que no excede 1.30% deben ser soldadas usando electrodos de bajo hidrógeno, con un precalentamiento a una temperatura no menor de 205°C. Las juntas a tope deben ser soldadas usando soldadura de gas a presión, soldadura aluminotérmica o soldadura de arco sumergido.

5. Las varillas en las cuales el contenido de carbón esté comprendido entre 0.51 y 0.80%, y manganeso que no excede 1.30%, pueden ser soldadas usando soldadura de gas a presión o soldadura aluminotérmica.

5. FATIGA

De experiencias en varillas de alta resistencia¹⁷, se ha visto que el efecto del límite de fluencia es pequeño para niveles de esfuerzo mínimo. Las curvas S-N- (esfuerzo-número de ciclos), fig 13, muestran, sin embargo, que la resistencia a la fatiga en ciclos de carga repetida menores de un millón se incrementa con la resistencia de la varilla, pero, para un gran número de ciclos, dos millones o más, es independiente del esfuerzo de fluencia, y el rango de esfuerzos es relativamente insensible a la magnitud del esfuerzo mínimo.

Por esta razón, el empleo de varillas de alta resistencia en elementos sujetos a un número grande de cargas repetidas no es conveniente. Sin embargo, si se utilizan, el rango de esfuerzos en el diseño debe ser reducido por un margen conveniente de seguridad.

Este rango de esfuerzos,⁷ en varillas con límite de fluencia de 6000 kg/cm², es

$$f_{ra} = 3000 \text{ kg/cm}^2$$

y el esfuerzo permisible en el refuerzo

$$f_s = 1830 \left(1 + K_m / K_v \right)$$

pero no mayor de 3000 kg/cm^2

donde

M_m es el momento debido a carga muerta

M_v es el momento debido a carga viva

No es recomendable soldar los estribos a las varillas longitudinales, ya que tal soldadura reduce la resistencia a la fatiga.

En resumen, si el rango de esfuerzos y el esfuerzo permisible en el refuerzo se reducen por un factor conveniente de seguridad, es improbable que se presente la falla por fatiga en la práctica, pero la resistencia a la fatiga puede reducirse por la soldadura de estribos en el acero principal.

6. REFERENCIAS

1. Alabama Highway Research Report, "Instantaneous and Time-Dependent of Simple and Continuous Reinforced Concrete Beams". Report No. 7. Bureau of Public Roads, August 1963.
2. American Concrete Institute, "Standard Building Code Requirements for Reinforced Concrete". Journal ACI, June 1963.
3. American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete". Journal ACI, Feb 1970.
4. American Concrete Institute, "Deflections of Reinforced Concrete Flexural Members". Journal ACI, Proc. Vol. 63, No. 6, June 1966.
5. American Concrete Institute, "Symposium on Causes, Mechanism and Control of Cracking in Concrete". Special Publication (SP-20), 1968.
6. American Iron and Steel Institute, "An Introduction to High Strength Concrete Reinforcing Bars".
7. Banister, "The Behaviour of Reinforced Bars Under Fluctuating Stress". Concrete, Vol. 3, No. 10, October 1969.
8. Branson, Dan E., "Design Procedures for Computing Deflections". Journal ACI, Proc. Vol. 65, No. 9, September 1968.
9. Ferguson, P.M. and Thompson, J.M., "Development Length for Large High Strength Reinforcing Bars", Journal ACI, Proc. Vol. 62, No. 1, January 1965.

10. Ferguson, F.L. and Thompson, J.W., "Development Length of High Strength Reinforced Bars in Bond". Journal ACI, Proc. Vol. 59, July 1962.
11. Hognestad, E., "High Strength Bars as Concrete Reinforcement. Part 1. Introduction to a Series of Experimental Reports". Journal of the PCA Research and Development Laboratories, 3, No. 3, September 1961; PCA Development Department Bulletin D52.
12. Hognestad, E., "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 2. Control of Flexural Cracking". Journal of the PCA Research and Development Laboratories, 4, No. 1, January 1962.
13. Guralnick, "High Strength Deformed Steel Bars for Concrete Reinforcement". Journal ACI, Proc. Vol. 57, September 1960.
14. Kaar, P.H. and Mattock, A.H., "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 4. Control of Cracking". Journal of the PCA Research and Development Laboratories, 5, No. 1, January 1963; PCA Development Department, Bulletin D59.
15. Iash, S.D., "Can High Strength Reinforcement be Used in Highway Bridges". ACI, First International Symposium on Concrete Bridge Design, ACI Publication SP-23, 1969.
16. Pfister, J.P. and Mattock, A.H., "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 5. Lapped Splices in Concentrically Loaded Columns". Journal of the PCA Research and Development Laboratories, 5, No. 2, May 1963; PCA Development Department Bulletin D63.
17. Pfister, J.P. and Hognestad, E., "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 6. Fatigue Tests". Journal of the PCA Research and Development Laboratories, 6, No. 1, January 1964; PCA Development Department Bulletin D74.

18. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal". México, D.F., 1966.
19. Reis, E.E., Lozer, Bianchini, K., "Causes and control of Cracking in Concrete Reinforced with High Strength Steel Bars". Engineering Experiment Station, Bulletin 479. University of Illinois, Urbana, August 1965.
20. Richard, F.E. and Brown, R.L., "An Investigation of Reinforced Concrete Columns". Engineering Experiment Station, University of Illinois, Bulletin 267, Vol. XXXI, No. 40, June 1934.
21. Todeschini, C., Bianchini, A. and Kesler, C., "Behavior of Concrete Columns Reinforced with High Strength Steels". Engineering Experiment Station, University of Illinois, Report No. 251, September 1963.
22. Whistlund, "Use of High Strength Steel in Reinforced Concrete". Journal of the ACI, Proc. Vol. 55, June 1959.
23. Wills, "Control of Cracking and Deflection an Alternative Approach". Concrete, Vol. 3, No. 3, March 1969.
24. Yu, W.W. and Winter, G., "Instantaneous and Long Time Deflections of Reinforced Beams Under Working Loads". Journal of the ACI, Proc. Vol. 57, No. 1, July 1960.
25. American Welding Society, "Welding Reinforcing Steel Metal Inserts and Connections in Reinforced Concrete Construction" AWS D12-1-61.
26. Jefferson, T.E., "Metals and how to Weld them". The James F. Lincoln Arc Welding Foundation, 1961.



Deformación

Fig 1 Acero de aleación y acero trabajado en frío

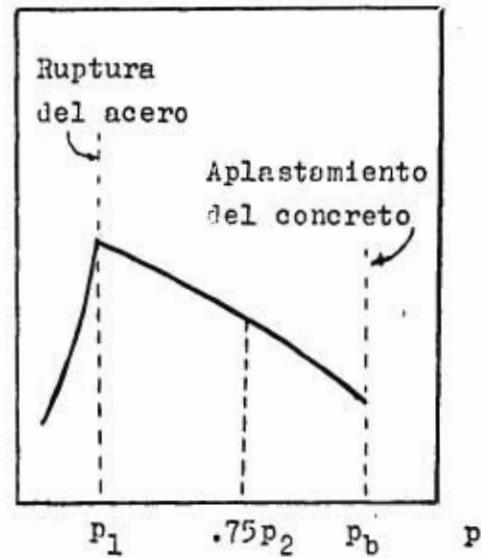


Fig 2 Porcentaje de acero vs capacidad de deformación



Fig 3 Columna antes del ensaye

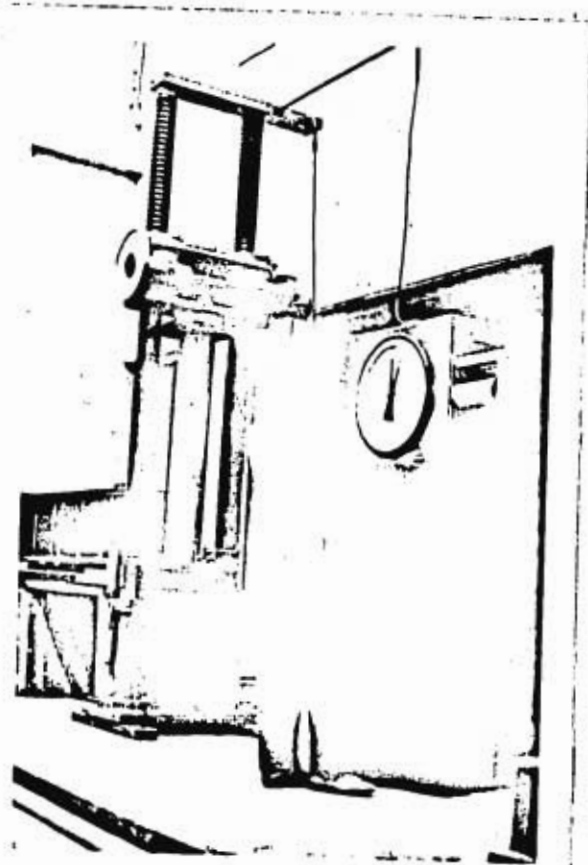


Fig 4 Columna durante el ensaye

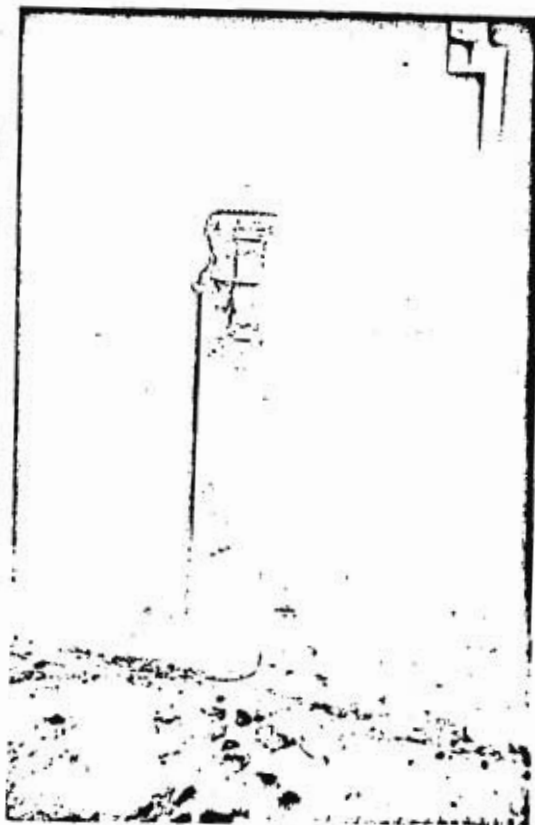
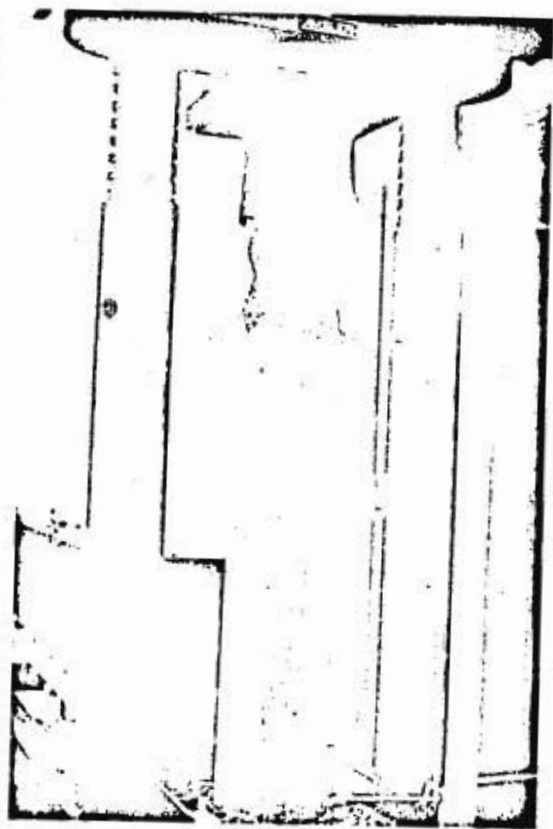


Fig 5 Columna después del ensaye

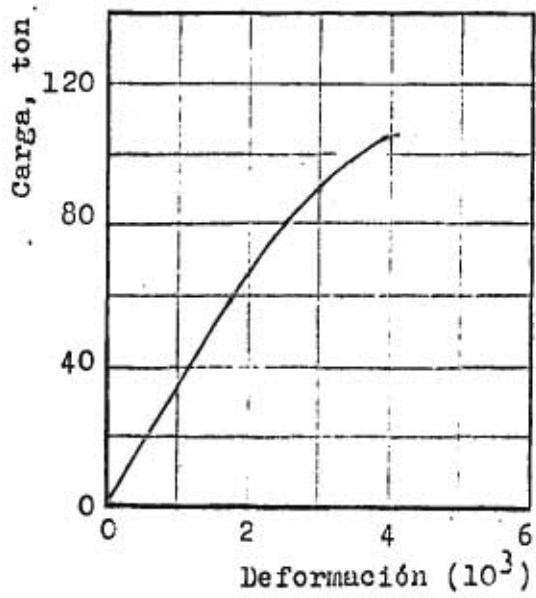


Fig 6 Columna 1

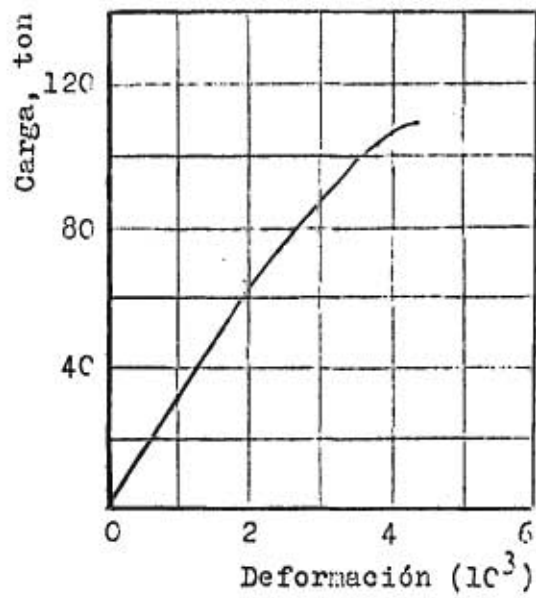


Fig 7 Columna 2

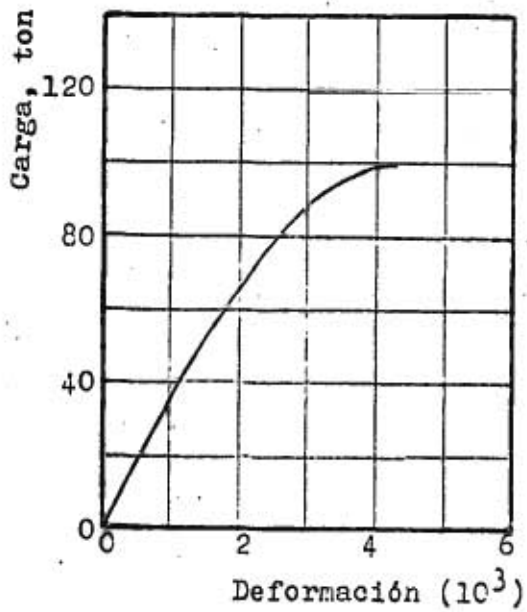


Fig 8 Columna 3

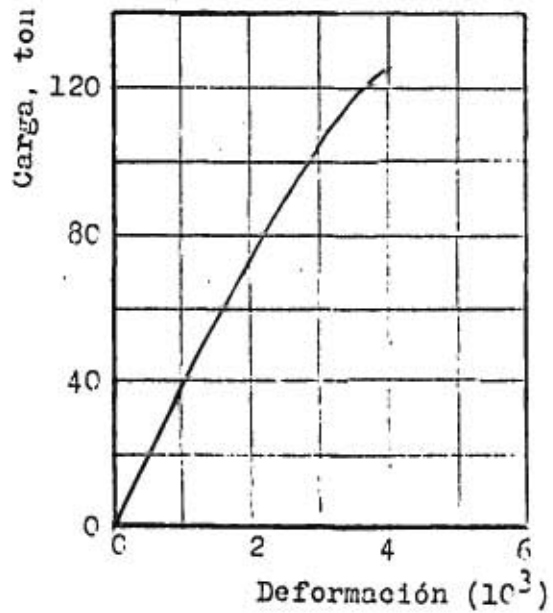


Fig 9 Columna 4

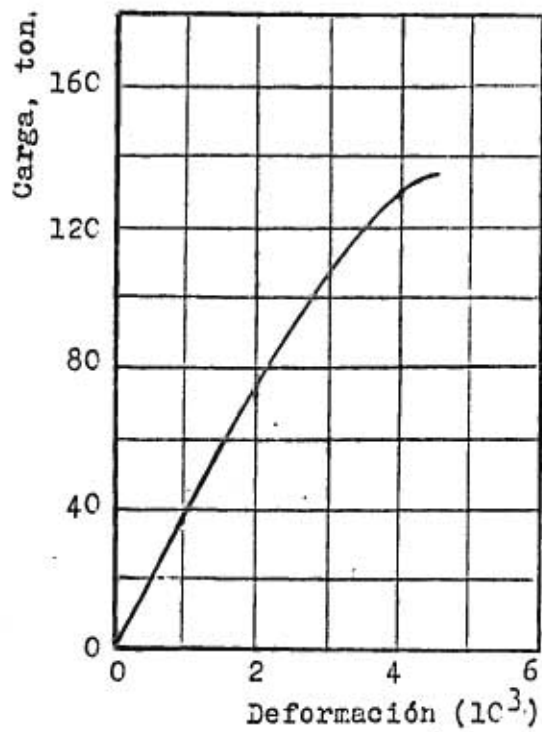


Fig 10 Columna 5

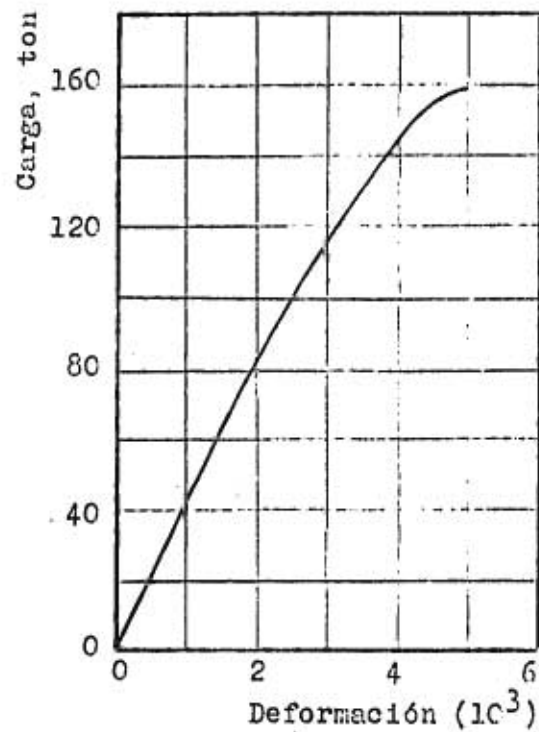


Fig 11 Columna 6

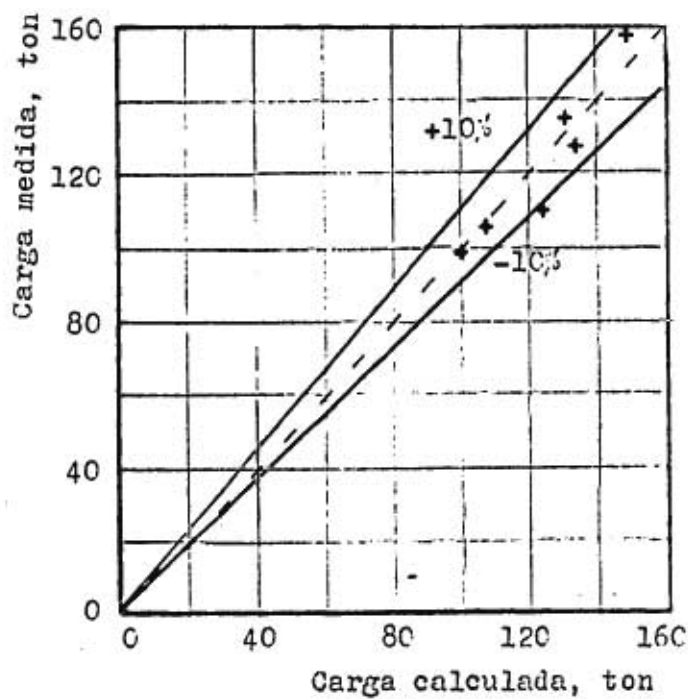


Fig 12 Comparación entre la carga medida y la calculada

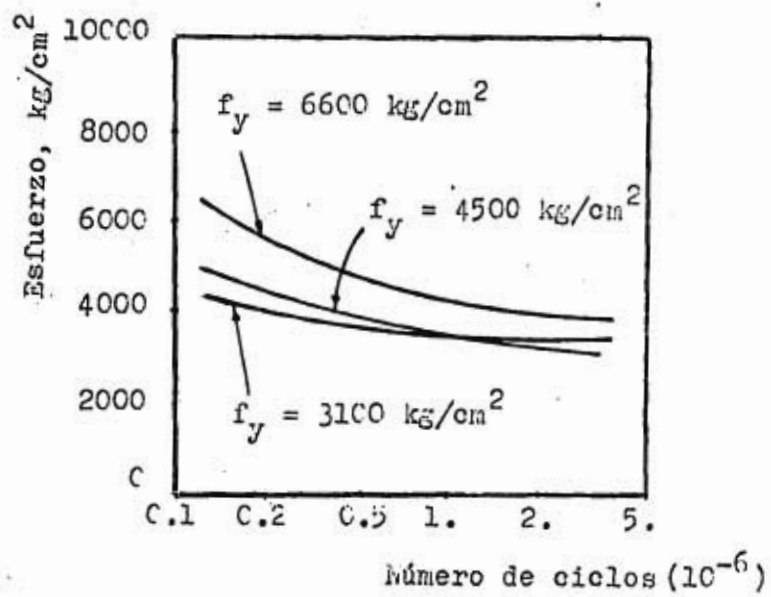


Fig 13 Curvas S-N

T A B L A I

VALORES DE $C.75p_2$

p' *	$C.72p_2$
0	C.C08
$C.25p^{**}$	0.012
0.50p	C.C16
$C.75p$	C.C20
p	0.C24

* p' porcentaje de refuerzo de compresión

** p porcentaje de refuerzo de tensión

T A B L A II

VALORES DE $A_{m\acute{a}x}$

Miembros sin protección, en cm^2	Miembros protegidos, en cm^2
37.5	187.0

T A B L A III

DEFLEXIONES PERMISIBLES

Tipo de miembro	Tipo de deflexión	Limitación de deflexión
Miembros de techos planos que no estén ligados a elementos no estructurales	Deflexión inmediata debida a carga viva	L/180
Miembros de pisos que no estén ligados a elementos no estructurales	Deflexión inmediata debida a carga viva	L/360
Miembros de sistemas de piso o techo que soporten elementos no estructurales o estén ligados a ellos, si estos pueden sufrir daños por deflexiones excesivas	Suma de la deflexión total a largo plazo debida a la carga que actúa en forma constante y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional	L/480
Miembros de sistemas de piso o techo que soporten elementos no estructurales o estén ligados a ellos, cuando estos no estén expuestos a sufrir daños por deflexiones excesivas		L/240

T A B L A IV

PERALTES MÍNIMOS DE VIGAS

Espesor o peralte mínimo, en cm			
Libremente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
L/33	L/38	L/43	L/15

T A B L A V

CARACTERÍSTICAS DEL ACERO DE REFUERZO

Columna	Calibre	f_y , kg/cm ²	$A_{s'}$, cm ²
1	3/8	6320	0.70
2	1/2	6300	1.28
3	3/8	6300	0.71
4	1/2	6186	1.24
5	3/8	6650	0.76
6	1/2	6450	1.26

T A B L A VI
PROPIEDADES DE LAS COLUMNAS

Columna	Detalles del refuerzo				Resistencia teórica del concreto, f'_c , kg/cm ²
	Cantidad	A_s , cm ²	p , %	f_y , kg/cm ²	
1	6 #3	4.25	1.34	6320	250
2	6 #4	7.70	2.43	6300	250
3	8 #3	5.70	1.80	6300	250
4	8 #4	10.00	3.17	6186	250
5	6 #3	4.50	1.43	6650	350
6	6 #4	7.60	2.40	6450	350

T A B L A VII
RESULTADOS DE LOS ENSAYES

Columna	Carga experimental de falla, ton	Deformación unitaria a la carga máxima	f'_c , kg/cm ²	Carga teórica de falla, ton	$\frac{P_{exp}}{P_{teo}}$
1	105.3	0.00400	288	103.6	1.020
2	109.0	0.00435	288	122.5	0.890
3	99.6	0.00405	247	100.0	0.996
4	126.7	0.00430	290	135.0	0.940
5	134.2	0.00455	374	130.0	1.032
6	158.2	0.00500	374	148.0	1.069

T A B L A VIII

RESULTADOS OBTENIDOS EN ILLINOIS EN 1934 y 1962

Columna	f'_c , kg/cm ²	f_y , kg/cm ²	Carga experimental de falla, ton	Carga teórica de falla, ton	$\frac{P_{exp}}{P_{teo}}$
1,2	140	6300	152.5	150.8	1.008
3,4	245	6300	178.2	174.1	1.025
5,6	350	6800	194.3	212.0	0.920
7,8	245	6800	171.8	178.5	0.960
5BC	340	7280	250.0	265.0	0.937
9BOF	285	6210	284.0	315.0	0.904
9AO	290	6030	287.0	301.5	0.949
9CO	460	6080	408.5	384.5	1.064
9OCR	550	6000	475.0	455.0	1.043
11EO	340	6000	404.5	415.0	0.974