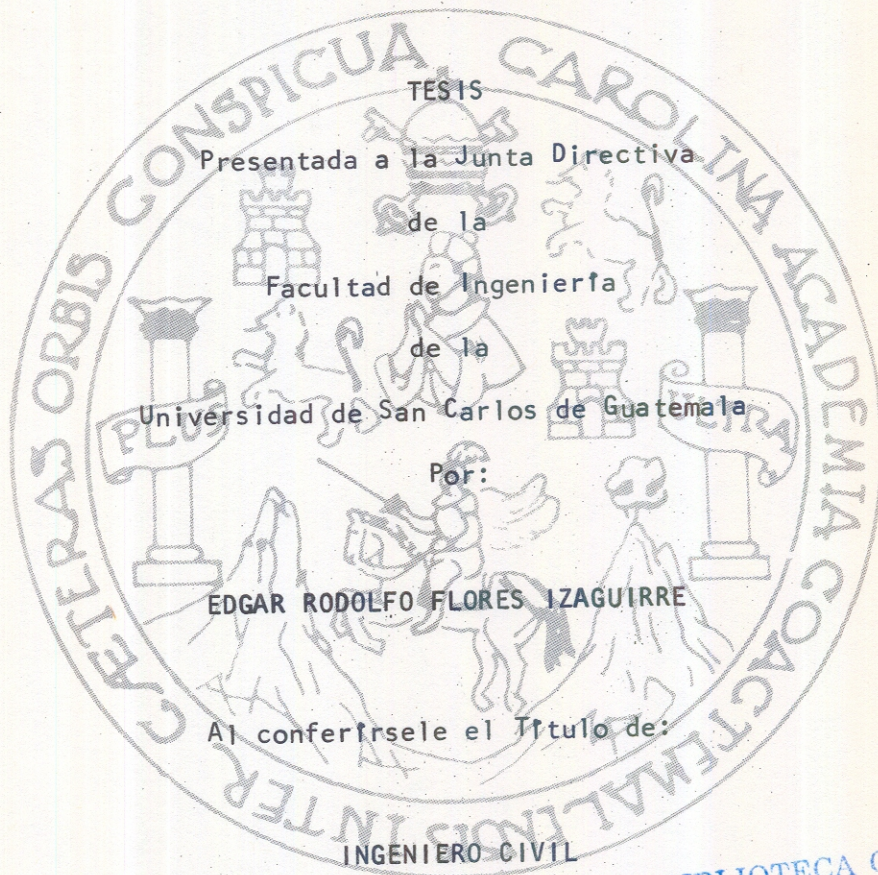


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

"ESTUDIO TECNICO-ECONOMICO DE POSTES TELESCOPICOS
PARA LINEAS DE CONDUCCION ELECTRICA"



BIBLIOTECA CENTRAL-USAC
DEPOSITO LEGAL
PROHIBIDO EL PRESTAMO EXTERNO

Guatemala, octubre 1977

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Biblioteca Central

D
08
T(21)
C-5

JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERIA
DE LA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Decano:	Ing. Raúl Molina Mejía
Vocal Primero:	Ing. Julio Campos Bonilla
Vocal Segundo:	Ing. Roberto Barrios M.
Vocal Tercero:	Ing. Leonel Aguilar Girón
Vocal Cuarto:	Br. Ricardo Solís
Vocal Quinto:	Br. Mario Junio Girón
Secretario:	Ing. Oscar Avendaño Arenas

TRIBUNAL QUE PRACTICO EL EXAMEN
GENERAL PRIVADO:

Decano:	Ing. Raúl Molina Mejía
Examinador:	Ing. Emilio Beltranena M.
Examinador:	Ing. Luis Pineda del Cid
Examinador:	Ing. Horacio Beltetón
Secretario:	Ing. Carlos Cabrera

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con lo establecido por la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, tengo el honor de someter a vuestra consideración mi trabajo de tesis titulado:

"ESTUDIO TECNICO-ECONOMICO DE POSTES TELESCOPICOS
PARA LINEAS DE CONDUCCION ELECTRICA"

Tema que me fuera asignado por la Junta Directiva de la Facultad de Ingenierfa.

DEDICATORIA:

A DIOS

A MI ESPOSA:

Marta Alicia García de Flores

A MI HIJA:

Alicia Marfa

A MIS PADRES:

Arnulfo Flores Méndez
Aracely Izaguirre de Flores

A MIS HERMANOS:

Maritza y Estuardo

A LA FAMILIA:

De Geest

A MIS AMIGOS:

Silvia Chacón
Juan Carlos Chacón
Osberto Cuellar

CONTENIDO

- INTRODUCCION
- 1. ANTECEDENTES
- 2. CONCEPTOS DE DISEÑO
- 3. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL
 - 3.1 ESTRUCTURA TELESCOPICA
 - 3.2 BASE DE CIMENTACION
- 4. TRANSPORTE Y MONTAJE
- 5. ASPECTOS ECONOMICOS
- 6. ANALISIS COMPARATIVO CON ESTRUCTURAS TRADICIONALES
 - 6.1 TECNICO
 - 6.2 ECONOMICO
- 7. CONCLUSIONES
- 8. RECOMENDACIONES
- 9. BIBLIOGRAFIA

I N T R O D U C C I O N

Este trabajo tiene por objeto dar a conocer los principios fundamentales, características particulares y aplicaciones de las estructuras telescópicas combinadas de acero y concreto.

El desarrollo de este concepto, partiendo de la formulación matemática de los principios estructurales y el criterio general de diseño, ha sido realizado por la entidad 'ARLO' en los Estados Unidos, que debe su nombre a los inventores de las estructuras, B. Archer y John Low III, y ahora se les conoce y utiliza en múltiples aplicaciones. En atención a ello, gran parte del material aquí incluido comprende etapas de la evolución del sistema según se ha ido desarrollando por parte de 'ARLO'.

La introducción del sistema en Guatemala se ha iniciado desde finales de 1965 en el campo de la aplicación original para la que fueron concebidas estas estructuras, como lo es el soporte de líneas de conducción de energía Eléctrica.

A la fecha se ha instalado ya una estructura 'ARLO' en el Departamento de Suchitepéquez como parte de la línea de transmisión de 69 KV "Cocales - Tiquisate" y se trabaja en el diseño para proyectos completos en líneas de transmisión y distribución.

El uso de estructuras telescópicas rellenas de concreto para la instalación de tanques elevados para distribución de agua potable y otras aplicaciones ya en práctica en otros países, se contempla que habrá de tomar auge según se vayan dando a conocer en distintos medios estas estructuras.

I. ANTECEDENTES

Actualmente se utilizan dos tipos de postes telescópicos para líneas de conducción de energía eléctrica:

- a) De acero rellenos de concreto, y
- b) Solamente de acero, vacíos en el interior.

La estructura telescópica de acero rellena de concreto como unidad portante de líneas de conducción de energía eléctrica es un sistema que consiste en una serie de tubos de acero de diámetros crecientes colocados uno dentro de otro. El tubo más pequeño va tapado en su extremo superior con una platina de acero. Todas las juntas (uniones del extremo superior de cada tubo con el extremo inferior del tubo siguiente de diámetro menor), van selladas para evitar la fuga de mezcla de concreto durante el bombeo para erección de la estructura en las tipo (a); y para evitar penetración de agua de lluvia en las tipo (b).

Para la erección de la estructura telescópica del tipo (a), el tubo de diámetro mayor se ancla en posición vertical a un tubo de cimentación. Mediante una bomba alimentadora de concreto que se adapta con una manguera a una compuerta de orificio circular en la parte inferior de la estructura, se introduce concreto a presión en los tubos dispuestos en la manera indicada y así se extiende la estructura. A medida que cada tubo alcanza su altura de diseño, automáticamente se asegura en su posición final mediante un anillo de tope, continuándose la inyección de concreto hasta que la estructura alcanza su altura total.

Las estructuras telescópicas carecen en lo absoluto de soldaduras o pernos de anclaje que deban resistir momentos elevados.

Las estructuras telescópicas se han ido perfeccionando a través de una continuada investigación y desarrollo, habiéndose superado en tal forma varias dificultades tales como:

- a) El escurrimiento de la lechada de concreto a través de las juntas durante la operación de bombeo.
- b) Rotación de las secciones telescópicas durante la operación de bombeo, lo que ocasionaba dificultades para mantener la alineación de los brazos portantes de los cables.
- c) Facilidad permanente para escalar la estructura terminada, para servicio y mantenimiento.

Se descubrió el uretano flexible, de baja densidad y de celda abierta, que se adoptó entonces como sello en el diseño de la unión telescópica. Este uretano consiste normalmente en una banda de 2" a 4" de espesor y longitud variable de acuerdo con la circunferencia de la sección. Las propiedades físicas de este producto permiten la salida del aire del interior de la tubería telescópica durante la operación de bombeo, evitando así la posibilidad de dejar aire encerrado en la estructura una vez terminada su erección. Tan pronto como la lechada de concreto hace contacto con el uretano, se efectúa una inmediata acción de sellado que impide el escurrimiento.

Para mantener el alineamiento de los brazos portantes de los cables durante el proceso de erección por bombeo, se diseñó una hembra metálica antirotación de 1/4" a 1 1/2" de ancho para ser instalada en el exterior de cada sección de la tubería telescópica. Esa hembra va fijada a todo lo largo de cada sección por medio de tacos de soldadura uniformemente distribuidos; dicha hembra caza perfectamente en una muesca practicada en el anillo superior de tope, de cada sección, con lo cual se logra evitar la rotación de los tubos y se mantiene la posición de los brazos portantes de los cables durante la operación citada.

La hembra metálica antirotación sirve así mismo de sujetador de escalones de ménsula, dispuestos en tramos adecuados para escalar la estructura y que se adaptan y remueven muy fácilmente a los tacos de soldadura de la hembra metálica, haciendo muy sencillo el servicio y mantenimiento de la estructura.

La introducción de cambios recientes en el diseño del encasillado de las juntas para secciones telescópicas, permiten el uso de secciones tubulares con mayores tolerancias en cuanto a la circunferencia de las secciones.

2. CONCEPTOS DE DISEÑO

2.1 Aspectos importantes de los Tubos de Sección Circular, a Considerar en la Construcción de Estructuras para Líneas de Conducción de Energía Eléctrica.

2.1.1 Resistencia a la Compresión:

Debido a que el material en una sección circular está concentrado más o menos equidistante del centro, y debido también al menor radio de giro, la resistencia a la compresión es mayor que la de cualquier otra sección del mismo peso.

2.1.2 Resistencia a la Flexión:

El material en una sección tubular circular está distribuido a una distancia relativamente constante de su centro, siendo por ello altamente resistentes a fallar lateralmente por flexión, lo cual permite a estas secciones soportar en mejor forma las cargas cuando se requiere de tramos largos sin soportes laterales.

2.1.3 Resistencia Torsional:

Como otra consecuencia de la concentración de materiales alrededor de su perímetro, la resistencia a la torsión de las secciones circulares excede grandemente a la de cualquier otra sección del mismo peso. Cuando se diseña para resistir torque, una sección tubular liviana puede ser usada en lugar de otro tipo de sección mucho más pesada.

2.1.4 Reducción de las Cargas de Viento:

Como consecuencia de la forma aerodinámica de las secciones tubulares, la carga del viento sobre cualquier lado del miembro será reducida sustancialmente. Para secciones circulares, la carga del viento es 50% de la carga que se

desarrollaría sobre una superficie plana de las mismas dimensiones. Esta gran reducción de cargas, puede ser muy significativa en situaciones cuando la minimización de las cargas de viento es un factor importante, como en las torres de celosía.

2.1.5 Erección, Ensamblaje y Simplificación de detalles:

La simplicidad de las secciones tubulares minimiza las complicaciones de detalles. Las instrucciones de soldadura también son simplificadas. En la erección y ensamblaje, la forma de los extremos de las secciones tubulares facilita el alinamiento, reduce la soldadura e incrementa el control dimensional. Estas ventajas disminuyen el manejo de material, cortes con soplete y dificultad de alineación de piezas.

2.1.6 Apariencia Estética:

Los tubulares son visualmente atractivos debido a sus líneas finas y son incluso incorporados como piezas arquitectónicas dominantes en variedad de diseños.

2.1.7 Mantenimiento:

El hecho de que las secciones tubulares sean cerradas y que puedan ser selladas en sus extremos, significa una gran ventaja para el mantenimiento de las mismas, en vista de que la deterioración y contaminación del acero dependen del contacto con el oxígeno del ambiente.

2.2 Propiedades de los Tubos de Acero Rellenos de Concreto sometidos a Flexión:

Los tubos de acero rellenos de concreto han sido usados generalmente solo como miembros cargados axialmente, y han sido casi ignorados cuando se requiere de miembros que resistan flexión. Hasta muy recientemente se había desarrolla

do poca investigación para evaluar las propiedades de los tubos de acero rellenos de concreto sometidos a flexión. Actualmente, se usan mucho los postes huecos de acero como estructuras para líneas de transmisión eléctrica, y de allí se pensó que el peso del acero usado para estas estructuras podía ser sustancialmente reducido llenando los tubos con concreto.

Con base en estas suposiciones y tomando en cuenta que el incremento de la capacidad para resistir momentos, y la mayor rigidez de un tubo relleno de concreto en comparación con un tubo hueco, dependen de las propiedades del concreto (resistencia y módulo de elasticidad, la Corporación "ARLO" de los Estados Unidos realizó varios estudios de investigación y ensayos, cuyo desarrollo conceptual se sintetiza a continuación. (Entre otros aspectos importantes se llegó a establecer que relleno un tubo de acero con concreto de 5000 psi, se incrementa su resistencia a flexión entre 45% y 55%.)

2.2.1. Derivación de Fórmulas Matemáticas:

Las fórmulas derivadas en este capítulo que tratan acerca de la capacidad de transmitir momento de los postes de acero rellenos de concreto, están basadas en los criterios aceptados generalmente en el diseño de concreto y acero.

El sector del concreto a tensión en cuanto a su resistencia a las cargas es despreciado en este análisis. También se asume que el acero presenta las características ideales de esfuerzo y deformación.

También se ilustra una solución alternativa en la cual se establece una restricción de los esfuerzos en la zona de compresión de los tubos. Esta restricción consiste en limitar los esfuerzos de la fibra extrema en la zona de compresión al esfuerzo de fluencia del acero. Esta restricción es análoga a la distribución de esfuerzos que se produce en la zona de compresión, al aplicar momentos elásticos en los tubos huecos tradicionales para determinar su capacidad. Tampoco se incluye la fluencia plástica en la zona de compresión. Sin embargo, hay que hacer notar que resultados de ensayos realizados han indicado una mayor capa

idad de resistir momento que la esperada al hacer la restricción mencionada.

Las deflexiones de los tubos de acero rellenos de concreto dentro de esta limitación, se espera que sean elásticas linealmente para todos los propósitos prácticos duplicando el comportamiento de las secciones tubulares huecas.

La ventaja adicional que proporciona el núcleo de concreto es evidente en lo que respecta al soporte lateral adicional para el acero, evitando la posibilidad de falla de pandeo localizado en la zona crítica, que puede ocurrir en tubos huecos.

2.2.1.1 Capacidad de Resistir Momento de los Tubos de Acero Rellenos de Concreto:

La derivación de las fórmulas matemáticas presentadas aquí, está basada en los requerimientos del código ACI 381-63 con excepción de los factores de carga y los factores de seguridad, los cuales deben ser especificados por el diseñador. Las siguientes derivaciones de fórmulas se refieren a la figura 2.2.1.A

2.2.1.1.1 Definición de Propiedades Dimensionales Básicas:

Haciendo
$$\psi = \frac{\epsilon_y}{\epsilon_u}$$

Podemos derivar las siguientes igualdades:

Tomando triángulos semejantes tenemos:

$$\frac{v}{k_u R} = \frac{\epsilon_y}{\epsilon_u} = \psi = \frac{k_u R - z}{k_u R} = 1 - \frac{z}{k_u R}$$

$$z = (1 - \psi) k_u R \quad (2.2.1.B)$$

$$Y = \psi k_u R \quad (2.2.1.C)$$

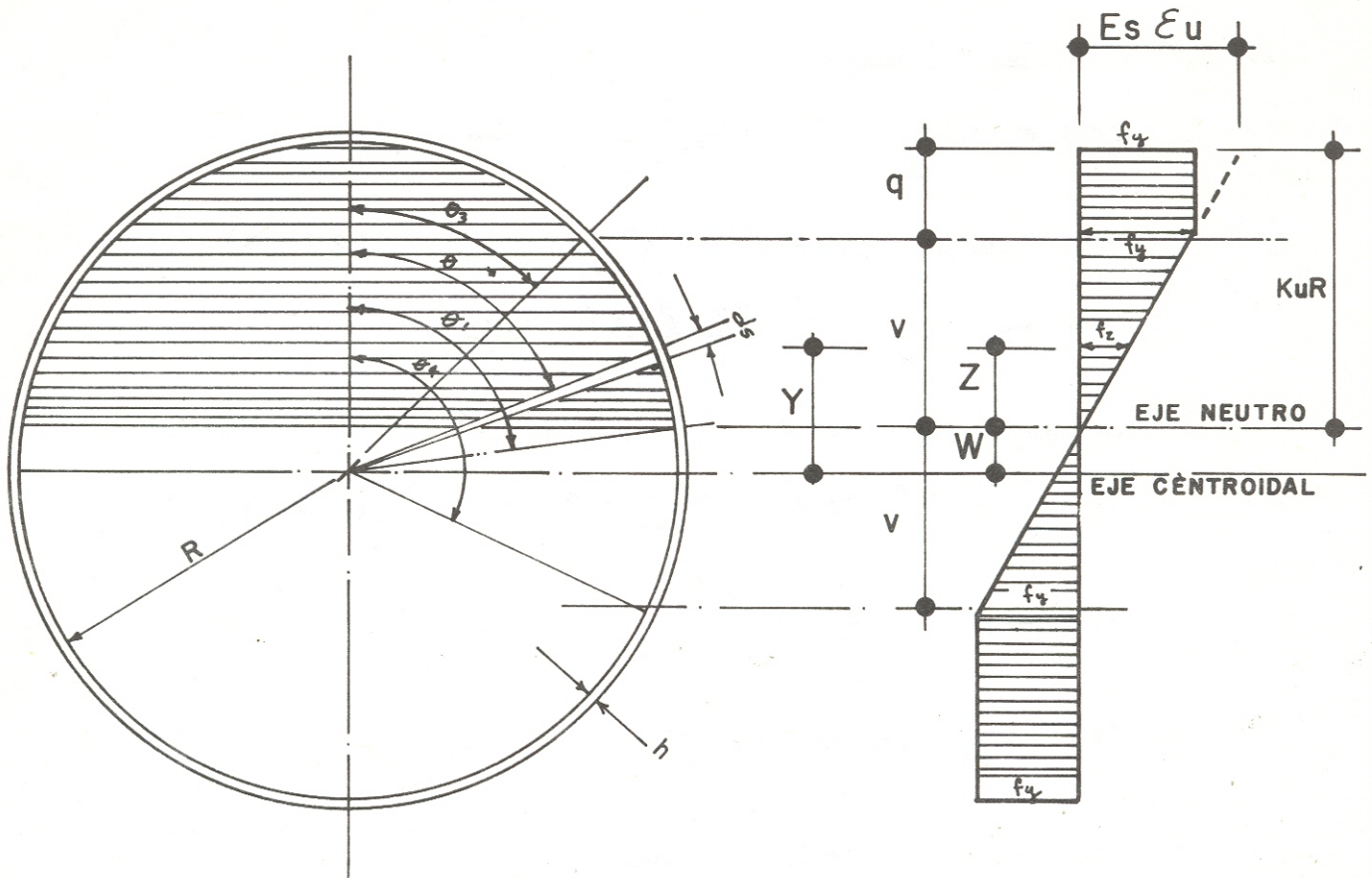
$$W = R (1 - k_u) \quad (2.2.1.D)$$

$$Y = R \cos \theta \quad (2.2.1.E)$$

$$z = Y - W$$

$$z = R \cos \theta - R \cos \theta_1$$

FIGURA 2.2.1.A



$$\underline{Z = R(\cos \theta - \cos \theta_1)} \quad (2.2.1.F)$$

2.2.1.1.2 Definiendo Angulos:

$$\cos \theta_1 = \frac{W}{R} = \frac{R(1-K\mu)}{R} = 1-K\mu$$

$$\theta_1 = \cos^{-1} [1-K\mu] \leq \pi \quad (2.2.1.G)$$

$$\cos \theta_3 = \frac{V+W}{R} = \frac{\psi K\mu R + R(1-K\mu)}{R}$$

$$\cos \theta_3 = \psi K\mu + 1 - K\mu = 1 - K\mu(1 - \psi)$$

$$\underline{\theta_3 = \cos^{-1} [1 - K\mu(1 - \psi)] \leq \pi} \quad (2.2.1.H)$$

$$\cos \theta_4 = - \frac{V-W}{R}$$

$$\cos \theta_4 = - \frac{\psi K\mu R - R(1-K\mu)}{R}$$

$$\cos \theta_4 = -(\psi K\mu - 1 + K\mu)$$

$$\cos \theta_4 = -[K\mu(1 + \psi) - 1]$$

$$\cos \theta_4 = 1 - K\mu(1 + \psi)$$

$$\underline{\theta_4 = \cos^{-1} [1 - K\mu(1 + \psi)] \leq \pi} \quad (2.2.1.I)$$

2.2.1.1.3 Expresión General para el Esfuerzo del Acero (f_s):

$$A_s = 2\pi R h, \quad h = \frac{A_s}{2\pi R} \quad (2.2.1.J)$$

$$ds = R d\theta \quad (2.2.1.K)$$

$$\frac{f_s}{f_y} = \frac{z}{r} = \frac{R(\cos \theta - \cos \theta_1)}{\psi K_u R}$$

$$f_s = \frac{f_y (\cos \theta - \cos \theta_1)}{\psi K_u} \quad (2.2.1.L)$$

2.2.1.1.4 Localización del Eje Neutro:

La localización del eje Neutro será determinada por aproximaciones sucesivas. La operación terminará cuando la estática sea satisfecha o sea cuando la suma de fuerzas horizontales sea igual a cero.

La siguiente convención será usada:

La compresión es positiva

La tensión es negativa

Los momentos en contra de las agujas del reloj con respecto al eje centroidal son positivos.

2.2.1.1.5 Sumatoria de las Fuerzas del Acero ($\sum f_s$):

$$\frac{\sum F_s}{2} = \int_0^{\theta_3} f_y dA_s + \int_{\theta_3}^{\theta_4} f_s dA_s + \int_{\theta_1}^{\theta_4} f_s dA_s + \int_{\theta_4}^{\pi} f_y dA_s$$

En donde $dA_s = h ds = r R d\theta$

$$F_s = 2 f_y h R \left[\theta_3 + \theta_4 - \pi + \frac{1}{K_u \psi} (\text{SEN } \theta_4 - \text{SEN } \theta_3 - (\theta_4 - \theta_3) \text{COS } \theta_1) \right] \quad (2.2.1.M)$$

2.2.1.1.6 Momento de las fuerzas del Acero con Respecto al Eje Centroidal ($\sum M_s$):

El momento diferencial de las fuerzas de acero será $dM_s = Y dF_s$...

El momento total de las fuerzas de acero es la sumatoria de $dM_s = \int Y dF_s$

en donde "Y" es medida a partir del eje centroidal.

Hay que notar que

$$Y = R \cos \theta \quad (2.2.1.N)$$

Tomando nuevamente la mitad de la sección:

$$\frac{\Sigma M_s}{2} = \int_0^{\theta_3} R \cos \theta \, dF_y + \int_{\theta_3}^{\theta_4} R \cos \theta \, dF_s - \int_{\theta_4}^{\pi} R \cos \theta \, dF$$

$$dF_y = f_y \, dA_s = f_y \, h \, ds = f_y \, h R \, d\theta, \quad Y$$

$$dF_s = f_s \, dA_s = f_s \, h \, ds = f_s \, h R \, d\theta$$

Entonces tenemos:

$$M_s = 2f_y h R^2 \left\{ \text{SEN } \theta_3 + \text{SEN } \theta_4 + \frac{1}{\psi k_u} \left[\frac{1}{2} (\text{SEN } \theta_4 \cos \theta_4 - \text{SEN } \theta_3 \cos \theta_3) + \frac{1}{2} (\theta_4 - \theta_3) \cdot \cos \theta_1 (\text{SEN } \theta_4 - \text{SEN } \theta_3) \right] \right\} \quad (2.2.1.O)$$

La siguiente parte en esta derivación es para considerar las fuerzas del concreto en compresión, asumiendo que el concreto en tensión es inefectivo.

2.2.1.1.7 Suma de las Fuerzas de Concreto (C_c):

Usando el bloque de esfuerzos de Whitney como se define en el código ACI 381-63, el diagrama de esfuerzos será como se muestra en la figura 2.2.1.P.

Nota:

$$K_1 = 0.85 \quad \text{PARA } f'_c \leq 4000 \text{ PSI}$$

$$K_1 = 0.80 \quad \text{PARA } f'_c = 5000 \text{ PSI}$$

$$K_1 = 0.75 \quad \text{PARA } f'_c = 6000 \text{ PSI} \quad \text{ó,}$$

$$K_1 = 0.85 - 0.05 (f'_c - 4000) / 1000 \leq 0.85 \quad (2.2.1.Q)$$

Entonces tenemos:

$$Y = R \cos \theta, \quad dY = -R \text{SEN } \theta \, d\theta$$

$$X = R \text{SEN } \theta$$

$$C_c = 0.85 f'_c \int_Y^R x \, dy$$

$$= 0.85 f'_c \int_{\theta_2}^0 (R \text{SEN } \theta) (-R \text{SEN } \theta \, d\theta) = -1.70 f'_c R^2 \int_{\theta_2}^0 \text{SEN}^2 \theta \, d\theta$$

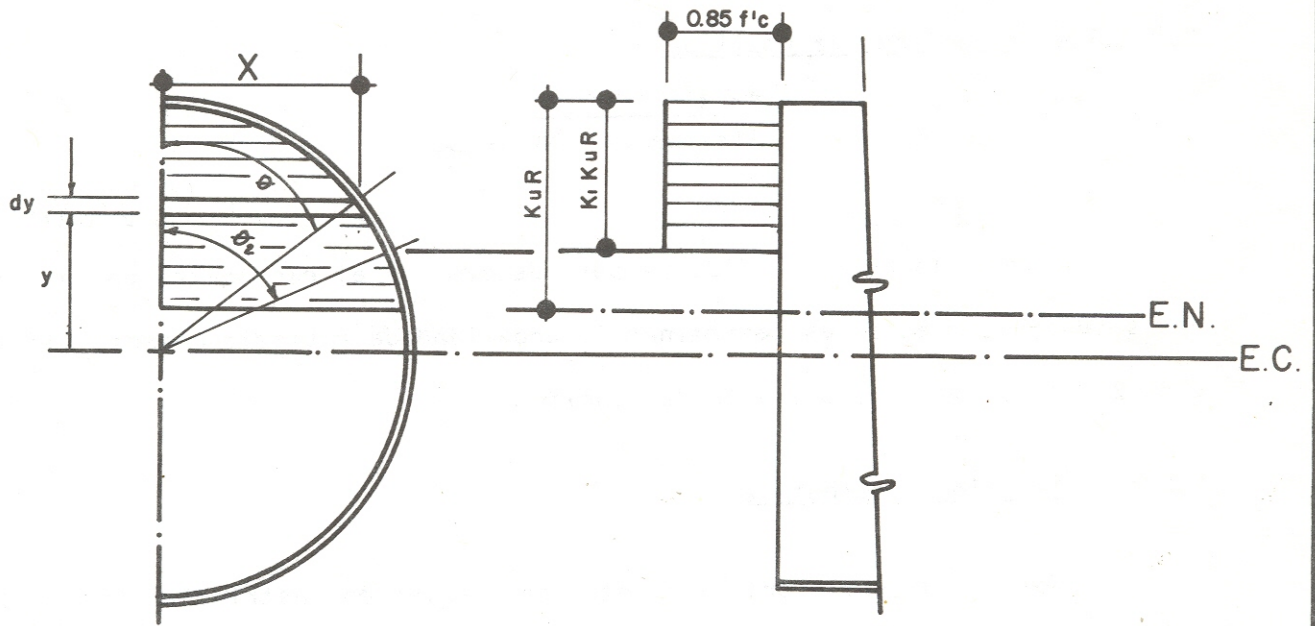
$$C_c = 0.85 f'_c R^2 (\theta_2 - \text{COS } \theta_2 \text{SEN } \theta_2) \quad (2.2.1.R)$$

$$\text{COS } \theta_2 = 1 - K_1 k_u$$

2.2.1.1.8 Momento de las Fuerzas de Concreto con respecto al Eje Centroidal (M_c):

El momento total de las fuerzas de concreto será la sumatoria de M_c de

FIGURA 2.2.I.P



un elemento diferencial:

$$M_c = 0.85 f'_c \int_Y^R zxy \, dy$$

$$M_c = 0.85 f'_c \int_{\theta_2}^0 (2R \text{SEN } \theta)(R \text{COS } \theta)(-R \text{SEN } \theta \, d\theta)$$

$$M_c = -1.70 f'_c R^3 \int_{\theta_2}^0 \text{SEN}^2 \theta \text{COS } \theta \, d\theta$$

$$\underline{M_c = 0.5666 f'_c R^3 \text{SEN}^3 \theta_2} \quad (2.2.1.S)$$

2.2.1.1.9 Ecuaciones de Equilibrio:

$$\Sigma F_H = 0.0, \quad \underline{F_s + C_c = 0.0} \quad (2.2.1.T)$$

$$\Sigma M = 0.0, \quad M_{\text{EXTERNOS}} = M_{\text{INTERNOS}}$$

$$\underline{M = M_s + M_c} \quad (2.2.1.U)$$

Usar la ecuación 2.2.1.T para determinar el eje neutro por aproximaciones sucesivas, y entonces determinar la capacidad de resistir momento con la ecuación 2.2.1.U. Esto completa la derivación.

2.2.1.2 Solución Alternativa:

Como se discutió anteriormente, esta solución restringirá los esfuerzos, en las fibras extremas de compresión del acero, al esfuerzo de fluencia del acero.

La derivación presentada anteriormente es válida para este caso con la excepción que $\eta = 0.0$, y $\psi = 1.00$. Las ecuaciones serán alteradas en su forma final para satisfacer esta nueva restricción.

2.2.1.3 Momento de Inercia Compuesto:

El momento de inercia de la sección compuesta se obtiene aquí ignorando la contribución del concreto en el lado de tensión.

2.2.1.3.1 Derivación Matemática:

- a) Para el anillo de acero:
ver figura 2.2.1.W.

$$I_{\text{ANILLO}} = \frac{\pi}{64} (D_1^4 - D_2^4)$$

$$I_{\text{CIRCULO}} = \frac{\pi}{64} D^4$$

$$\text{TENEMOS QUE: } (D_1^4 - D_2^4) = (D_1^2 - D_2^2)(D_1^2 + D_2^2)$$

$$I_{\text{ANILLO}} = \frac{\pi}{64} (D_1^2 - D_2^2)(D_1^2 + D_2^2) = \frac{\pi}{4} (D_1^2 - D_2^2) \frac{(D_1^2 + D_2^2)}{16}$$

$$\text{PERO } \frac{\pi}{4} (D_1^2 - D_2^2) = \text{AREA DEL CILINDRO DE ACERO} = A_s$$

$$\text{ENTONCES: } I_{\text{ANILLO}} = A_s \left(\frac{D_1^2 + D_2^2}{16} \right) \quad (\text{z.z.i.v})$$

$$I_{\text{ANILLO}} (\text{equivalente de concreto}) = \frac{n A_s}{16} (D_1^2 + D_2^2)$$

b) Sector de Concreto: ver figura 2.2.1.X

$$\text{Area del segmento sombreado} = r^2 (\theta_1 - \text{SEN } \theta_1 \text{ COS } \theta_1)$$

$$\text{Distancia Centroidal} = \bar{y} = \frac{2}{3} r \left(\frac{\text{SEN}^3 \theta_1}{\theta_1 - \text{SEN } \theta_1 \text{ COS } \theta_1} \right)$$

Eje neutro de la sección Compuesta:

$$\text{Haciendo } n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$\bar{y}_c = \frac{r^2 (\theta_1 - \text{SEN } \theta_1 \text{ COS } \theta_1) \left(\frac{2}{3} r \left\{ \frac{\text{SEN}^3 \theta_1}{\theta_1 - \text{SEN } \theta_1 \text{ COS } \theta_1} \right\} \right)}{r^2 (\theta_1 - \text{SEN } \theta_1 \text{ COS } \theta_1) + n A_s}$$

Momento de inercia Compuesto:

$$I_{cc} = I_{\text{ANILLO}} + n A_s \bar{y}_c^2 + I_{\text{CONC.}} + A_{\text{CONC.}} (\bar{y} - \bar{y}_c)^2$$

El módulo de elasticidad del concreto está determinado por la fórmula

$$\text{la del código de la ACI. } E_c = w^{1.5} 33 \sqrt{f'_c}$$

En donde w = peso unitario del concreto.

2.2.2 Ensayos:

Como se dijo anteriormente, se pensó que si se estaban usando postes de acero como estructuras portantes en líneas de transmisión eléctrica, era posible reducir sustancialmente el peso de las estructuras de acero rellenándolas de concreto. Para verificar esto, se hicieron los estudios matemáticos mostrados anteriormente así como las pruebas y ensayos que se detallarán a continuación;

FIGURA 2.2.I.X

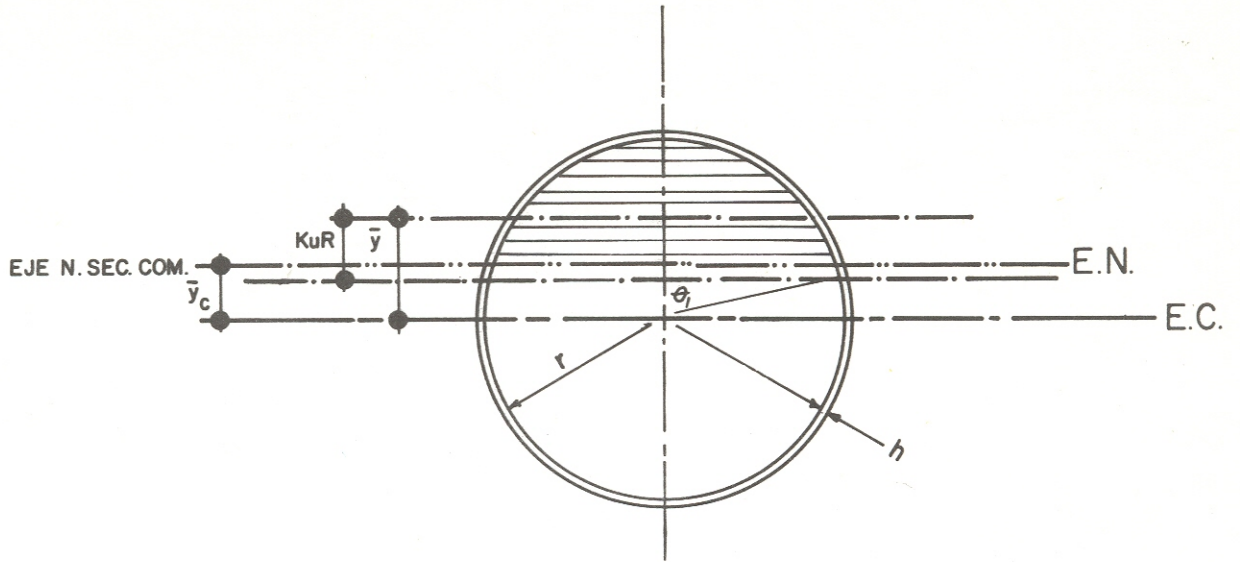
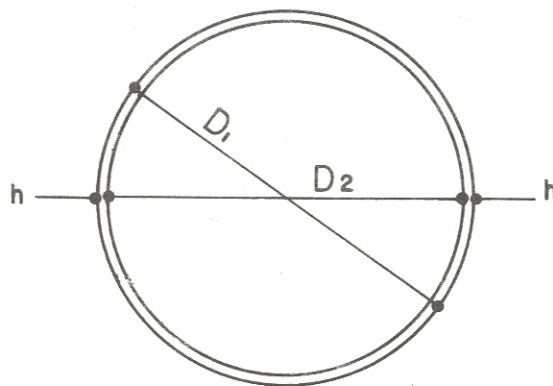


FIGURA 2.2.I.W



Para el objeto, se ensayaron 2 postes de acero rellenos de concreto, uno de 70 y otro de 95 pies de altura. Las pruebas en los postes indicaron que la capacidad de resistir momento de los postes rellenos de concreto era de 35% mayor que la de los postes huecos del mismo tamaño.

Pruebas adicionales, fueron realizadas en 2 postes de 12 pulgadas de diámetro exterior con 0.135 pulgadas de espesor de la pared y de 12 pies de altura. Un poste era hueco y el otro relleno con concreto. El poste relleno con concreto era de 43% más fuerte en flexión con un aumento significativo de rigidez comparado con el poste hueco.

Como estos resultados fueron alentadores, la corporación "ARLO" solicitó la asistencia del departamento de Ingeniería Civil de la Universidad Estatal de Mississippi, para realizar un programa profundo de investigación, el cual junto con los resultados obtenidos, se mostrarán a continuación:

2.2.2.1 Objetivos:

Los objetivos específicos del programa de investigación fueron:

- a) Determinar la capacidad de resistir momento de un tubo de acero hueco y compararla con el valor teórico.
- b) Determinar la capacidad relativa de resistir momento y la rigidez de tubos de acero huecos, tubos llenos con arena compacta, tubos rellenos de concreto con la pared interior aceitada para que el concreto y el acero no se unieran, y tubos rellenos de concreto en los cuales si existía unión entre el concreto y el acero.
- c) Evaluar la contribución del concreto unido con el acero a la resistencia a la flexión y a la rigidez de la sección.
- d) Determinar la contribución de la resistencia del concreto a la resistencia total y a la rigidez de la sección.

e) Determinar la localización del eje neutro, cuando se acerque y se exceda a la capacidad total de resistir momento de la sección.

2.2.2.2 Parámetros de Investigación:

El programa de investigación consistió en ensayar 7 tubos de acero para determinar la capacidad de resistir momento y la rigidez de cada sección. Los tubos de acero eran de 8 5/8" de diámetro exterior con 0.142" de espesor de pared y de 10 pies de largo.

De los 5 tubos rellenos con concreto, en 4 se usó cemento expansivo para evitar la contracción de la unión del concreto con el acero y en el quinto se usó cemento Portland tipo I.

El diseño de las mezclas de concreto fue variado, para obtener diferentes resistencias de concreto y para acumular datos para determinar la mezcla más práctica a ser usada en los postes de acero rellenos de concreto. Los diferentes diseños de mezclas se dan en la sección 2.2.2.5:

Un tubo fue llenado con arena compactada secada con aire con una densidad de 105.8 libras/pie cúbico.

Los 7 tubos tenían las siguientes propiedades:

Viga 1: Tubo hueco.

Viga 2: Tubo con arena compactada.

Viga 3: Tubo relleno de concreto, aceitado para evitar la unión del acero con el concreto, $f'c = 3,344$ psi. (usando cemento expansivo)

Viga 4: Tubo lleno de concreto, $f'c = 3,344$ psi, usando cemento expansivo.

Viga 5: Tubo relleno de concreto, $f'c = 2,300$ psi, usando cemento expansivo.

Viga 6: Tubo relleno de concreto, $f'c = 4,068$ psi, usando cemento expansivo.

Viga 7: Tubo relleno de concreto, $f'c = 3,077$ psi, usando cemento Port

land tipo I.

Una descripción de todos los ensayos de las vigas se da en la tabla 2.2.2.W.

Los tubos fueron cargados con cargas concéntricas iguales, a cada tercio de la luz libre, que era de 9 pies; este arreglo de cargas produjo un momento uniforme con flexión pura en el tercio medio de la viga. Deformómetros fueron colocados en cinco puntos en la parte exterior de los tubos de acero como se muestra en la figura 2.2.2.V. Un extensómetro fue colocado a la mitad de la luz en ese punto. Además, se colocó un extensómetro en cada extremo de la viga como se ve en la figura 2.2.2.Y. Una descripción detallada del diseño de la mezcla de concreto, preparación de las vigas, y modo de realizar las pruebas se da en las secciones 2.2.2.5, 2.2.2.6 y 2.2.2.8.

2.2.2.3 Resultados de las Pruebas:

Una presentación gráfica de la relación momento-deflexión para todas las vigas se da en la gráfica 2.2.2.C. La deflexión a la mitad de la luz resultante del momento aplicado, está ploteada para cada tubo. Para cada viga, hubo una relación lineal entre la deflexión y el momento resistente hasta que el esfuerzo del acero alcanzó su límite elástico.

La relación de la deflexión por kip-pie de momento contra el momento está ploteada para cada viga de la gráfica 2.2.2.M a la gráfica 2.2.2.S.

La porción de la curva que es vertical indica que la viga todavía está dentro de su límite elástico. Cuando el material cede, hay un cambio pronunciado en el rango de la deflexión. Hay que notar que una línea tangente a la curva es vertical en el límite elástico y cuando la tangente forma un ángulo de 45° , la viga se considera que está en su punto de cedencia.

El tubo hueco y el relleno de arena, son muy similares (ver las gráficas 2.2.2.M y 2.2.2.N). Ambas curvas son verticales hasta que el momento está cerca de 22.5 kip-pie y en ese instante tienen un incremento pronunciado en el

rango de la deflexión.

2.2.2.3.1 Tubo hueco (viga No. 1)

El tubo hueco cedió en el lado de compresión del tubo a aproximadamente 22.6 kip-pie. De la gráfica 2.2.2.C. se ve que el momento resistente exacto al cual cedió no es muy notorio. Esto se debe a la cedencia gradual de elementos muy pequeños de los tubos de acero. A medida que cada elemento alcanza el límite elástico y se deforma sin aplicar ninguna carga adicional, los elementos adyacentes alcanza el límite elástico. Este proceso gradual avanza desde las fibras extremas hasta el eje neutro a medida que se aumenta el momento aplicado. A medida que la cedencia ocurre en un área cada vez mayor, hay un incremento gradual de la deflexión por unidad de momento. Cuando esto ocurre, es evidente en la gráfica que la cedencia está ocurriendo. En particular, para el tubo hueco, se nota la desviación de la línea proporcional a medida que el momento aumenta de 22.5 kips-pie a 27.5 kips-pie. Ocurre algo similar en los otros tubos ensayados.

Usando los principios básicos de la mecánica, la capacidad de resistir momento de un tubo hueco de acero fue deducida como se muestra en la sección 2.2.2.9. El momento deducido matemáticamente fue de 23.1 kip-pie, el cual está bastante cerca del obtenido de la prueba que fue de 22.6 kip-pie.

La deformación a través de la sección de la viga se determinó con las lecturas de los deformómetros, que se muestran en la gráfica 2.2.2.F. Ya que el acero obedece a la ley de Hooke, la deformación a través de la sección transversal es linealmente proporcional a la distancia del eje neutro, siempre y cuando la deformación sea elástica. Hay que notar que la deformación a través de la sección transversal en donde se colocaron los deformómetros, fue plotada como una línea recta hasta que el momento sobre la sección alcanzó 24 kips-pie. Para momentos aplicados mayores que este, el plano se distorsionó. A medida que el momento fue aumentándose, la distorsión se volvió más pronunciada porque los deformómetros pierden su exactitud cuando se deforma, cerca del límite elástico.

Cuando la superficie de compresión se aproximaba al límite elástico, la superficie de acero se pandeó. En vista de que los deformómetros fueron colocados en la superficie de acero, las deformaciones fueron medidas realmente sobre la curvatura de la superficie pandeada y, por lo consiguiente, las deformaciones medidas en compresión fueron menores que las reales. Lo contrario sucedió en la superficie de tensión ya que aquí las deformaciones medidas fueron mayores que las esperadas. En los ensayos de esfuerzo-deformación hechos en elementos de acero, indicaron un esfuerzo de fluencia de 38000 \#/ pulg^2 y un módulo de elasticidad de $29.5 \times 10^6 \text{ \# pulg}^2$. Ver la sección 2.2.2.7. El punto cedente de la sección de la viga era inminente cuando la deformación excedía de $38,000/29.5 \times 10^6$ ó 1300×10^{-6} pulgadas por pulgada. El momento aplicado en la sección cuando la deformación era de 1300×10^{-6} pulgadas por pulgada era de 22.5 kips-pie. Esto concuerda con la gráfica 2.2.2.M y aproximadamente con el valor teórico deducido en la sección 2.2.2.9.

Para una sección simétrica de un material homogéneo, el eje neutro está localizado en el eje centroidal. Esto sucedió (ver gráfica 2.2.2.F) hasta alcanzar el punto cedente, entonces ocurrió un pequeño cambio a la superficie de compresión.

Aunque un pequeño elemento de las fibras extremas de la sección excedan de su límite elástico, se considera que la sección no ha fallado. Una manera arbitraria para escoger el momento al cual cede la viga es cuando al trazar una tangente a la curva forme un ángulo de 45° con ésta.

El momento al cual cede un tubo hueco de acero es aproximadamente de 24.5 kip-pie. Esto concuerda razonablemente bien con la gráfica 2.2.2.F en donde parece haber un aumento sustancial en deformación de 25.5 kip-pie a 27.0 kip-pie.

2.2.2.3.2 Viga Llena de Arena:

Los resultados de las pruebas realizadas en el tubo lleno de arena

fueron muy similares a los obtenidos del tubo de acero hueco. Se esperaba que el tubo lleno de arena resistiera un momento más alto. En esta prueba existieron algunos problemas con los soportes. Los soportes no podían rotar libremente junto con los extremos de la viga. Esto causó que el extremo de la viga pivotara con respecto a la orilla interior de los soportes, y en vista de que los extensómetros fueron colocados en el centro de los soportes de madera y no en el punto de pivote, las deflexiones medidas fueron menores que las reales. Debido a que la deflexión neta a la mitad de la luz es la diferencia entre la deflexión en este punto y el promedio de las deflexiones en los extremos, la deflexión real neta a la mitad de la luz es menor que la indicada en las lecturas del extensómetro.

Otros factores que probablemente contribuyeron a incrementar la deflexión comparada con el tubo hueco fue el hecho de que la arena, aunque compactada a 105.8 libras por pie cúbico, aún no estaba lo suficientemente compactada. Cuando el tubo estaba en posición horizontal, la arena no proveía un soporte completo a la cara de compresión. Se localizó deformación en el tubo debajo de los soportes y en los puntos de carga. Posiblemente estos factores fueron los que no permitieron que el tubo lleno de arena se comportara tan bien como se esperaba en comparación con el tubo hueco.

Para el tubo lleno de arena, el eje neutro cambió del centroide a 0.1 R hacia el lado de tensión cuando el momento era aproximadamente de 23 kips-pie, indicando que la cedencia estaba ocurriendo en el lado de compresión (ver gráfica 2.2.2.G)

2.2.2.3.3. Vigas Rellenas de Concreto:

Como se dijo, uno de los objetivos de este programa de investigación era determinar en que forma contribuía el uso del acero y el concreto unidos, en la capacidad de resistir momento de la sección. La gráfica 2.2.2.E muestra los resultados de las pruebas realizadas en dos vigas, cada una con una resistencia del concreto de $f'c = 3344 \text{ #/pulg}^2$. Sin embargo un tubo estaba aceitado inte-

riormente para romper la unión del acero con el concreto. El tubo en el que si existía unión entre el acero y el concreto tuvo aproximadamente 10% menos de flexión que el otro con el mismo momento actuando. Este tubo también transmitió aproximadamente 23% más momento en el límite elástico y aproximadamente 17% más momento en el punto de fluencia. La carga última soportada, fue aproximadamente de 46 kips-pie en los dos tubos. Comparando las deformaciones para las dos secciones, de las gráficas 2.2.2.H y 2.2.2.I, podemos ver que el tubo en el cual no se rompió la unión del acero con el concreto soportaba un momento de 29 kip-pie cuando la deformación en el lado de la tensión era de 1300×10^{-6} , mientras que el otro tubo sólo soportaba un momento de 26.5 kips-pie con la misma deformación.

De la gráfica 2.2.2.H vemos que la localización del eje neutro, cuando la deformación en la fibra extrema de la sección en la cual no existe unión entre el acero y el concreto era de 1300×10^{-6} , era aproximadamente de $0.2R$ hacia el lado de compresión a partir del eje centroidal. Cuando se incrementó el momento, el eje neutro cambió aún más hacia el lado de compresión. En el límite cedente de la sección, el eje neutro se encontraba a $0.3R$. Para la sección con unión de acero con concreto, (ver gráfica 2.2.2.I), la localización del eje neutro era a aproximadamente $0.18R$ hacia el lado de compresión a partir del eje centroidal en el límite plástico, y aumentó a $0.25 R$ cuando se llegó al límite cedente. La localización calculada del eje neutro en el límite elástico era de $0.20R$ hacia el lado de compresión a partir del eje centroidal, lo cual concuerda con los resultados de las pruebas.

Para medir las características de recuperación de una sección, la viga No. 6 ($f'_c = 4068 \text{ #/pulg}^2$) fue cargada y descargada varias veces de la manera que se describe a continuación: Fue cargada hasta 22.5 kips-pie de momento en incrementos de 1.5 kips-pie, tomando lecturas de las deflexiones a cada incremento y luego fue descargada con decrementos de 7.5 kips-pie (siempre con lecturas de deflexiones a cada decremento).

Luego fue aplicada la carga de nuevo en incrementos de 7.5 kips-pie

hasta 22.5 kips-pie, y luego en incrementos de 1.5 kips-pie hasta que se llegó a 30 kips-pie. La viga fue descargada en decrementos de 7.5 kips-pie hasta cero tomando las deflexiones a la vez. Luego se volvió a cargar sólo que esta vez se llegó hasta 37.5 kips-pie. Este mismo ciclo de carga y descarga se repitió otra vez; cada vez que la carga era retirada y vuelta a aplicar, la curva momento-deflexión-recuperación mostrada en la gráfica 2.2.2.P, presentaba una pequeña concavidad hacia arriba cuando se retiraba la carga, y una línea más o menos recta cuando se cargaba de nuevo.

No se presentó una deformación permanente hasta que se llegó a 37.5 kips-pie de momento. Más allá de este punto, el acero comenzó a deformarse plásticamente. Las medidas de deformaciones de esta prueba, se muestran en la gráfica 2.2.2.K. cuando la deformación era de 1300×10^{-6} en la superficie de tensión, el momento era de aproximadamente 30.0 kips-pie. La deformación a través de la sección en este punto era aproximadamente lineal.

El tubo relleno con concreto de 2300 \#/pulg^2 soportaba 26.2 kips-pie de momento en el límite elástico, y no presentaba una cedencia significativa hasta que se llegaba a 32.2 kips-pie. La edad del concreto para la prueba era de 11 días. Antes de la cedencia, el eje neutro estaba localizado a $0.16R$ hacia el lado de compresión a partir del eje centroidal. En el límite cedente de la sección, el eje neutro estaba a aproximadamente $0.22R$. (ver gráfica 2.2.2.J)

Todos los tubos de acero llenos de concreto discutidos anteriormente, fueron hechos con cemento expansivo. El tubo lleno con concreto usando cemento portland (viga No. 7), tenía una resistencia de 3077 \#/pulg^2 a los siete días.

El momento en el límite elástico fue de 32.2 kips-pie. Este es mayor que los 27.7 kips-pie obtenidos con la viga No. 4 en la cual se usó cemento expansivo. La menor capacidad de resistir momento de la viga No. 4, es el resultado de los esfuerzos residuales de la tensión causados por el cemento expansivo. El momento en el límite cedente fue de 34.7 kips-pie.

El eje neutro estaba localizado a $0.18R$ hacia el lado de compresión

a partir del eje centroidal y a 0.22 R en el límite cedente. (ver gráfica 2.2.2.

L) La deformación a través de la sección era linealmente proporcional a la distancia desde el eje neutro hasta que se excedió el momento de 30.0 kips-pie.

Tabla 2.2.2.A

Sumario de Resultados						
Viga	Descripción	Tipo de cemento usado	edad días	Momentos en límite elástico (kips-pie)	Relación de resistencia con el tubo hueco	Relación de la Deformación A22.5 kips-pie
1	Hueca	-	-	22.6	---	---
2	llena de arena	-	-	22.5	1.00	1.16
3	f'c=3344#/pulg ² (sin unión)	C.E.	7	22.7	1.00	0.80
4	f'c=3344#/pulg ²	C.E.	7	27.7	1.23	0.73
5	f'c=2300#/pulg ²	C.E.	11	26.2	1.16	0.76
6	f'c=4068#/pulg ²	C.E.	11	35.2	1.56	0.70
7	f'c=3077#/pulg ²	C.P.	7	32.2	1.42	0.74

C.E. = Cemento Expansivo

C.P. = Cemento Portland

Tabla 2.2.2.B

Sumario de Resultados (Continuación)					
Viga	Momento en la cedencia (kips-pie)	Relación de resistencia con el tubo hueco	Momento máximo (kips-pie)	Relación de resistencia el tubo hueco	Tipo de falla
1	24.5	--	23.3	---	1
2	26.0	1.06	34.5	1.05	2
3	28.7	1.22	46.0	1.39	3
4	33.7	1.38	46.0	1.39	3
5	32.2	1.31	43.5	1.32	3
6	40.2	1.62	51.0	1.55	3
7	34.7	1.42	46.4	1.39	3

Los momentos en las tablas anteriores incluyen un momento de carga muerta de 0.1 kips-pie para el tubo hueco, 0.5 para el tubo lleno de arena, y 0.7 para los tubos llenos de concreto.

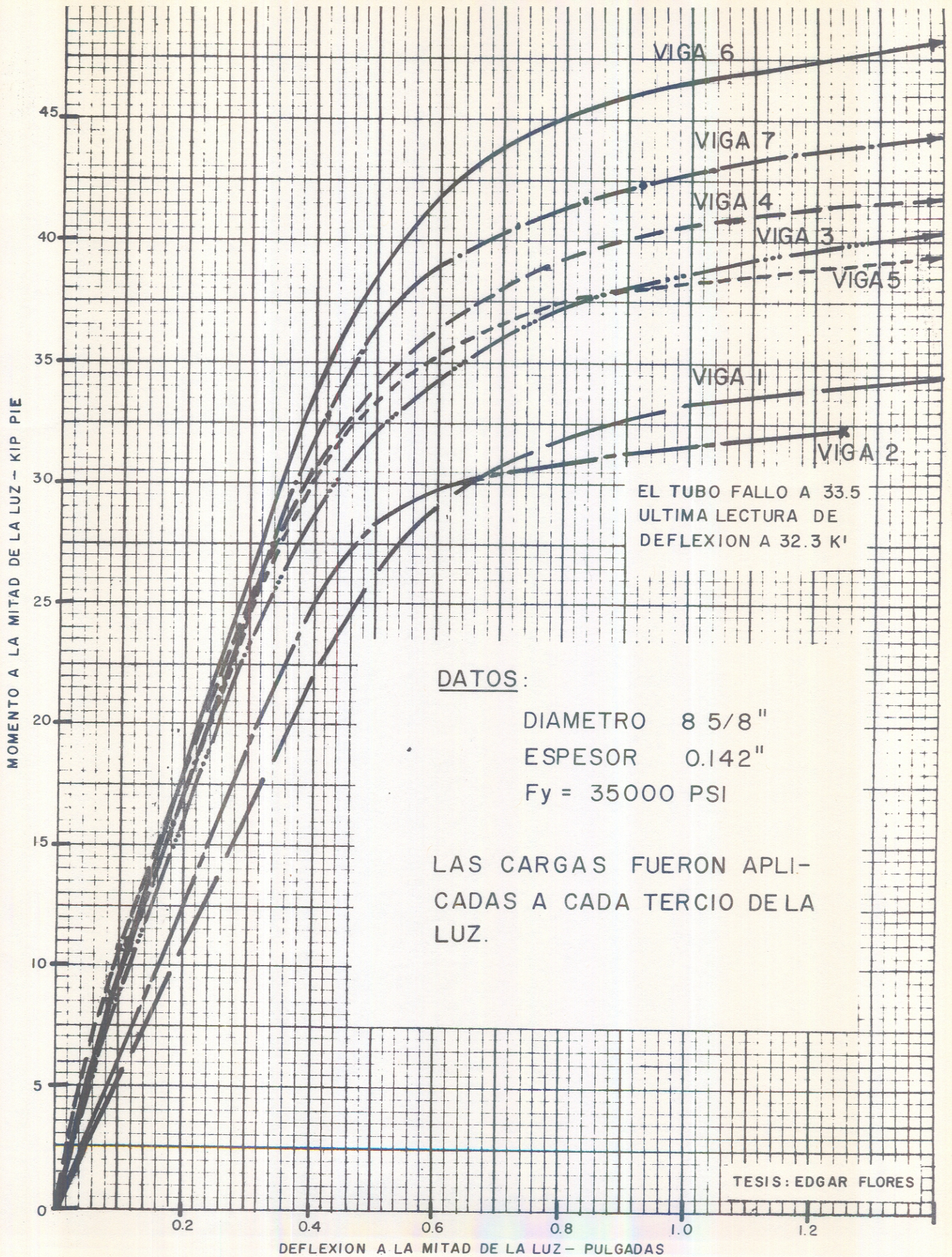
Tipo de Falla:

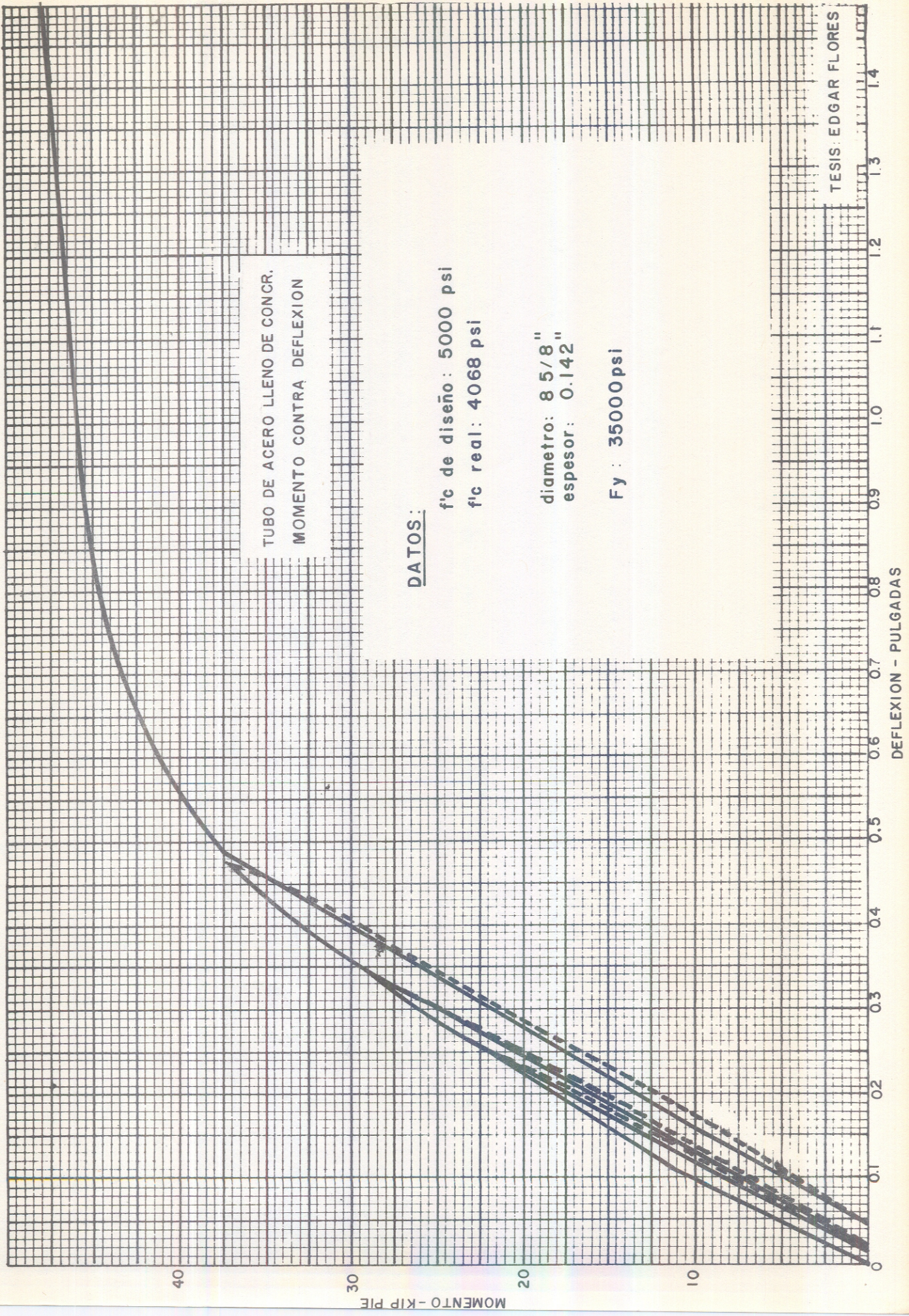
- a) Superficie en compresión deformada a la mitad de la luz.
- b) Superficie en compresión deformada en la parte interior de los puntos de carga.
- c) Deflexión Excesiva.

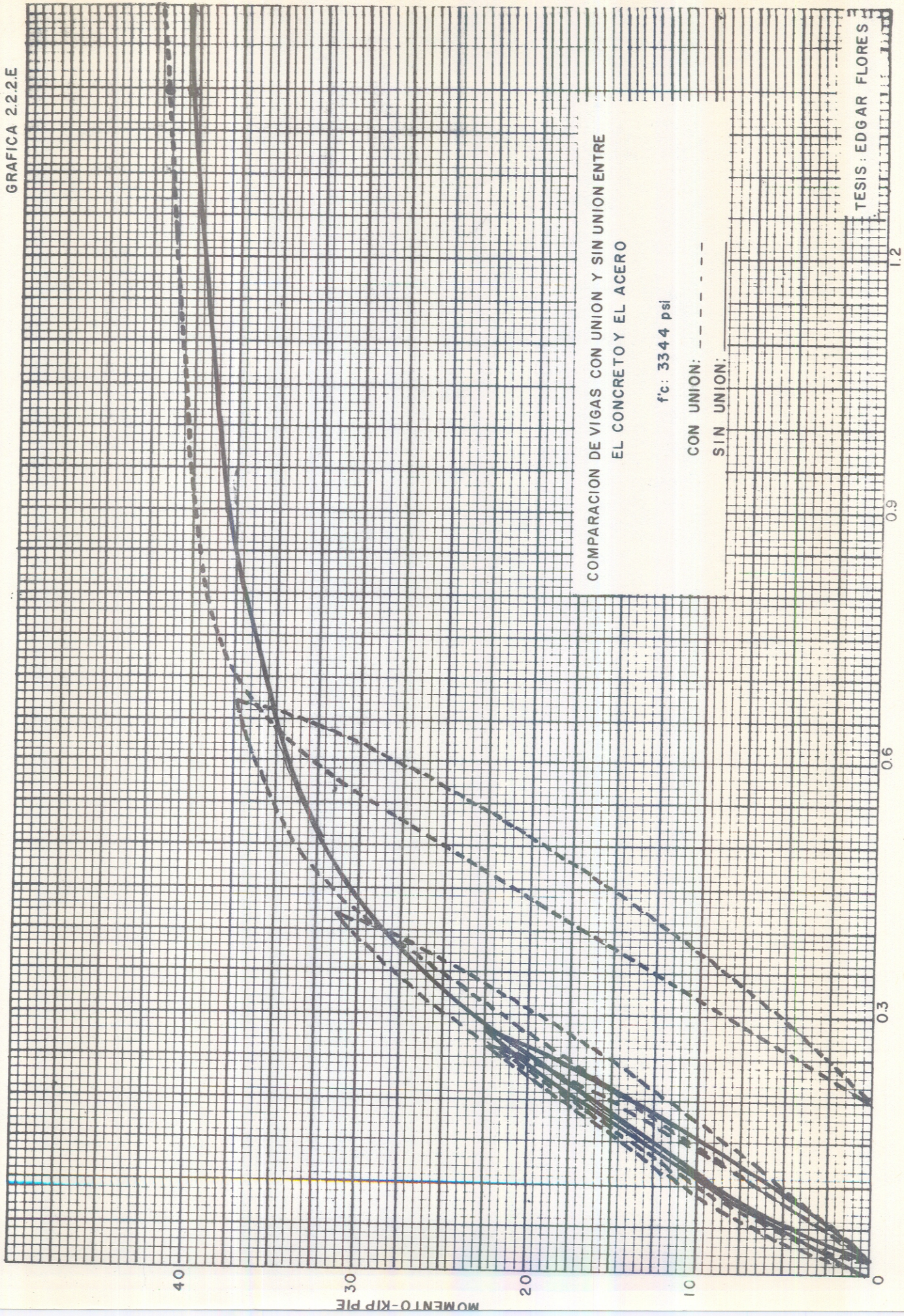
2.2.2.4 Conclusiones de las Pruebas:

- a) Todas las secciones rellenas de concreto presentaron las mismas características.
- b) La curva momento-deflexión para cada tubo con concreto mostrada en la gráfica 2.2.2.C, tenía un incremento en la deflexión por unidad de momento a aproximadamente 5 kips-pie. Esta es una indicación de que el concreto estaba transmitiendo esfuerzo de tensión y gradualmente se rompía a medida que el momento se incrementaba.
- c) La sección sin unión entre el concreto y el acero tenía 10% más deflexión por unidad de momento que las otras secciones llenas de concreto.
- d) Ninguno de los tubos rellenos de concreto falló como lo hicieron los tubos sin concreto. El tubo hueco falló en la superficie de compresión a la mitad de la luz cuando la deflexión era más o menos 3 veces la deflexión en el límite elástico. El tubo lleno de arena falló en la superficie de compresión en la parte interior de los puntos de carga.
- e) Todos los tubos llenos de concreto continuaban transmitiendo carga efectivamente, aún cuando la deflexión era el doble de la deflexión en el límite elástico. Realmente, los tubos nunca fallaron. Los tubos todavía estaban siendo cargados cuando se paró la prueba, cuando las deflexiones eran de diez veces la deflexión en el límite elástico.

- f) El tubo lleno de arena sólo tuvo de 5 a 6% más capacidad de resistir momento que el tubo hueco.
- g) Los tubos llenos de concreto fueron 31 a 62% más fuertes que el tubo hueco y presentaban de 24 a 30% menos deflexión.
- h) Un incremento en la resistencia del concreto produjo un incremento en la resistencia total de la sección. Cuando la resistencia del concreto fue incrementada de 2,300 libras/pulg² a 4,068 #/pulg², la capacidad de resistir momento fue incrementada de 32.2 kips-pie a 40.2 kips-pie o sea un incremento de 25%. Por lo tanto, la razón de incremento en la resistencia total es de 14% por 1000 psi de aumento en la resistencia del concreto.
- i) Sólo hubo una pequeña diferencia en la resistencia total del tubo con cemento Portland en comparación con los tubos con cemento expansivo. Aunque la resistencia del concreto del tubo que contenía cemento Portland ($f'_c = 3,077$ psi) era menor que la del tubo con cemento expansivo ($f'_c = 3344$ psi), el tubo con cemento Portland tuvo 6% más resistencia en el límite elástico. Esta diferencia en resistencia es el resultado del esfuerzo residual de tensión desarrollado en el acero debido a la acción expansiva del cemento expansivo. El esfuerzo residual a la hora de la prueba (a los 7 días) era de 2000 psi.
- j) La unión del concreto y el acero fue un factor importante, pero no crítico, con respecto a la capacidad de resistir momento de la sección. Tres secciones tenían concreto de 3500 psi. De las tres secciones, la que estaba aceptada interiormente para romper la unión del acero con el concreto tuvo 17% menos capacidad de resistir momento y 10% más deflexión que las otras 2 secciones.

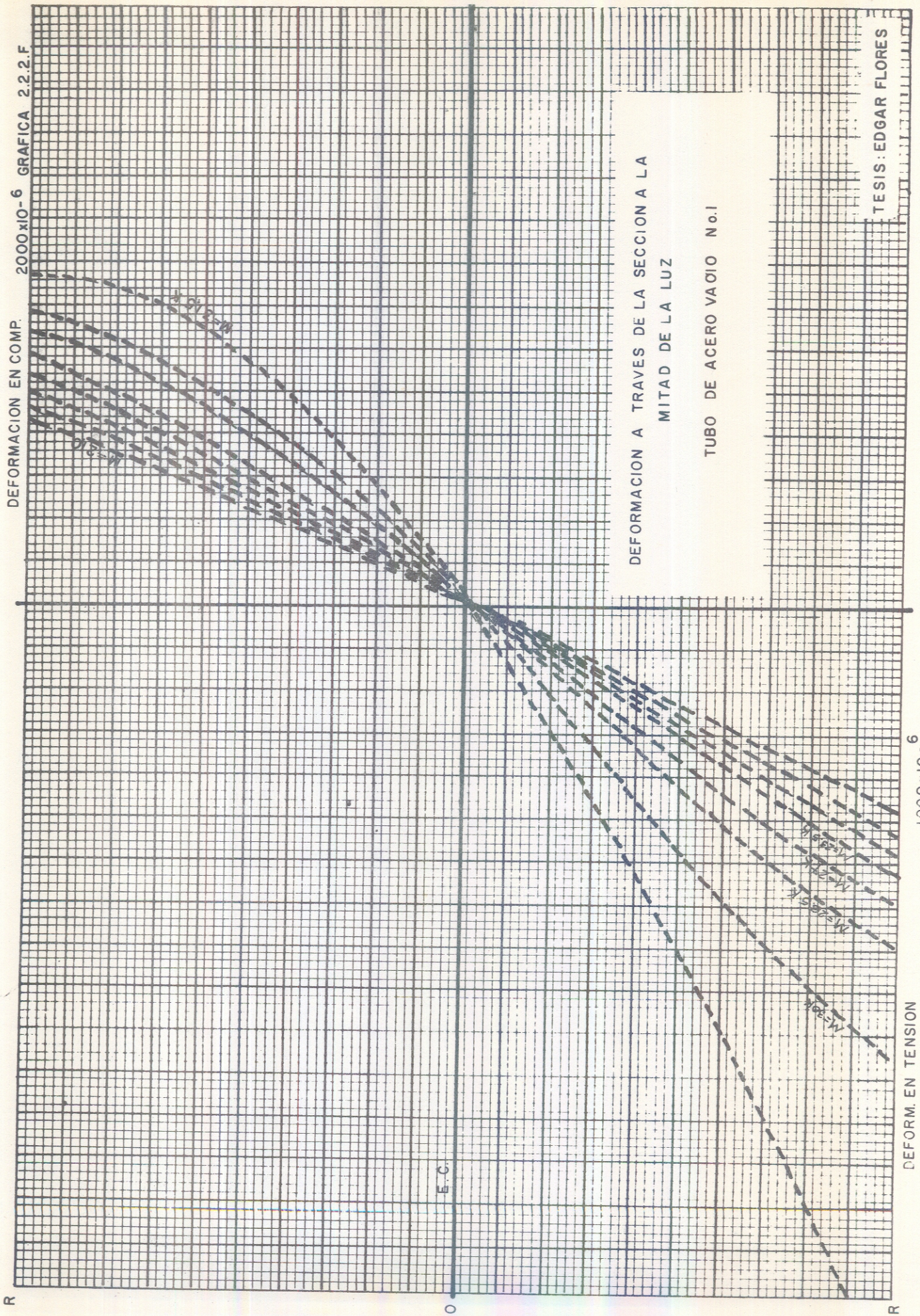






DEFORMACION EN COMP.

2000x10⁻⁶ GRAFICA 2.2.2.F



DEFORMACION A TRAVES DE LA SECCION A LA
MITAD DE LA LUZ

TUBO DE ACERO VAQIO No.1

TESIS: EDGAR FLORES

DEFORM. EN TENSION

1000x10⁻⁶

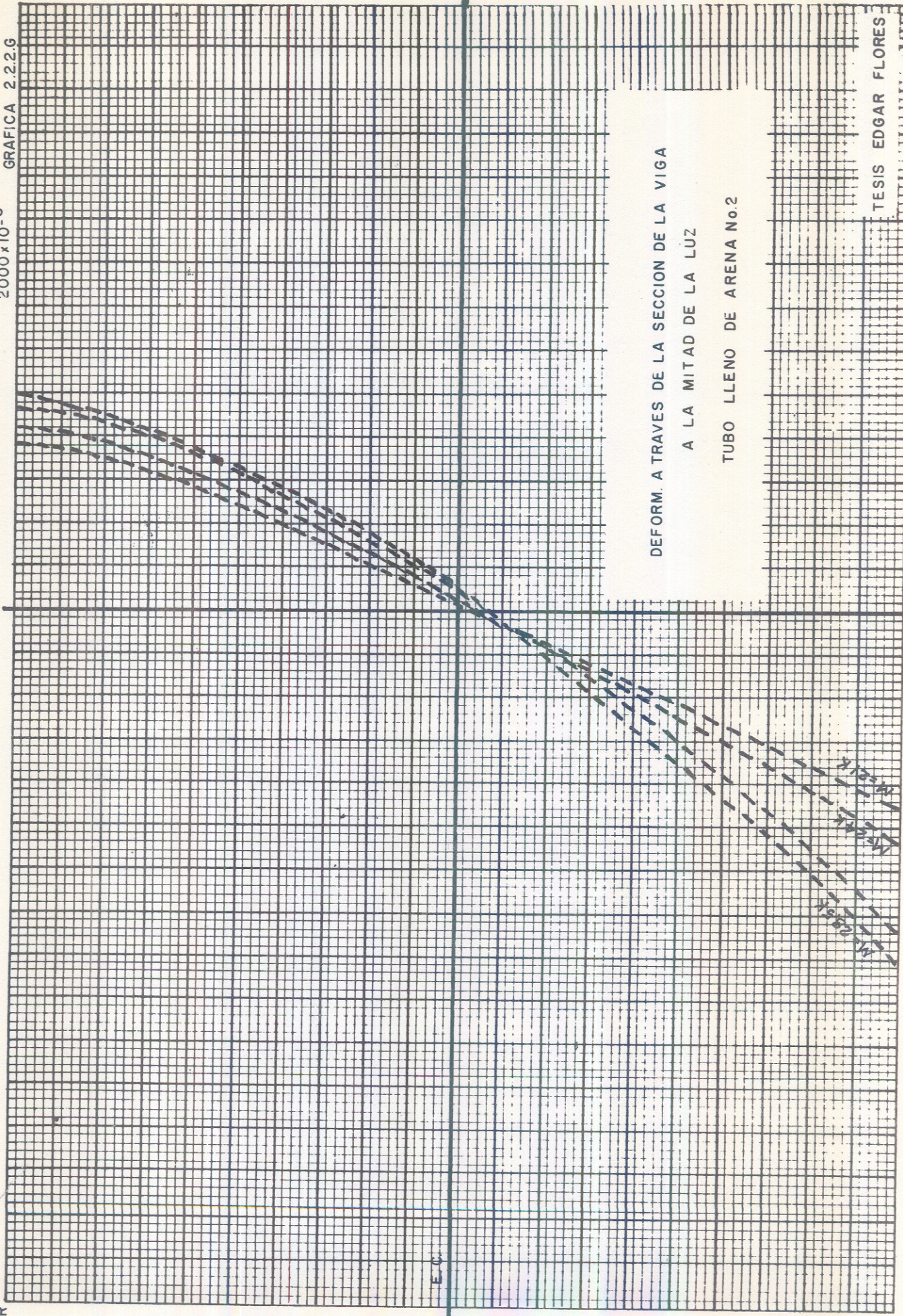
DEFORM. EN COMPRESION

2000×10^{-6}

GRAFICA 2.2.2.G

0

R



1000×10^{-6}

DEFORM EN TENSION

R

DEFORM. A TRAVES DE LA SECCION DE LA VIGA
A LA MITAD DE LA LUZ
TUBO LLENO DE ARENA No.2

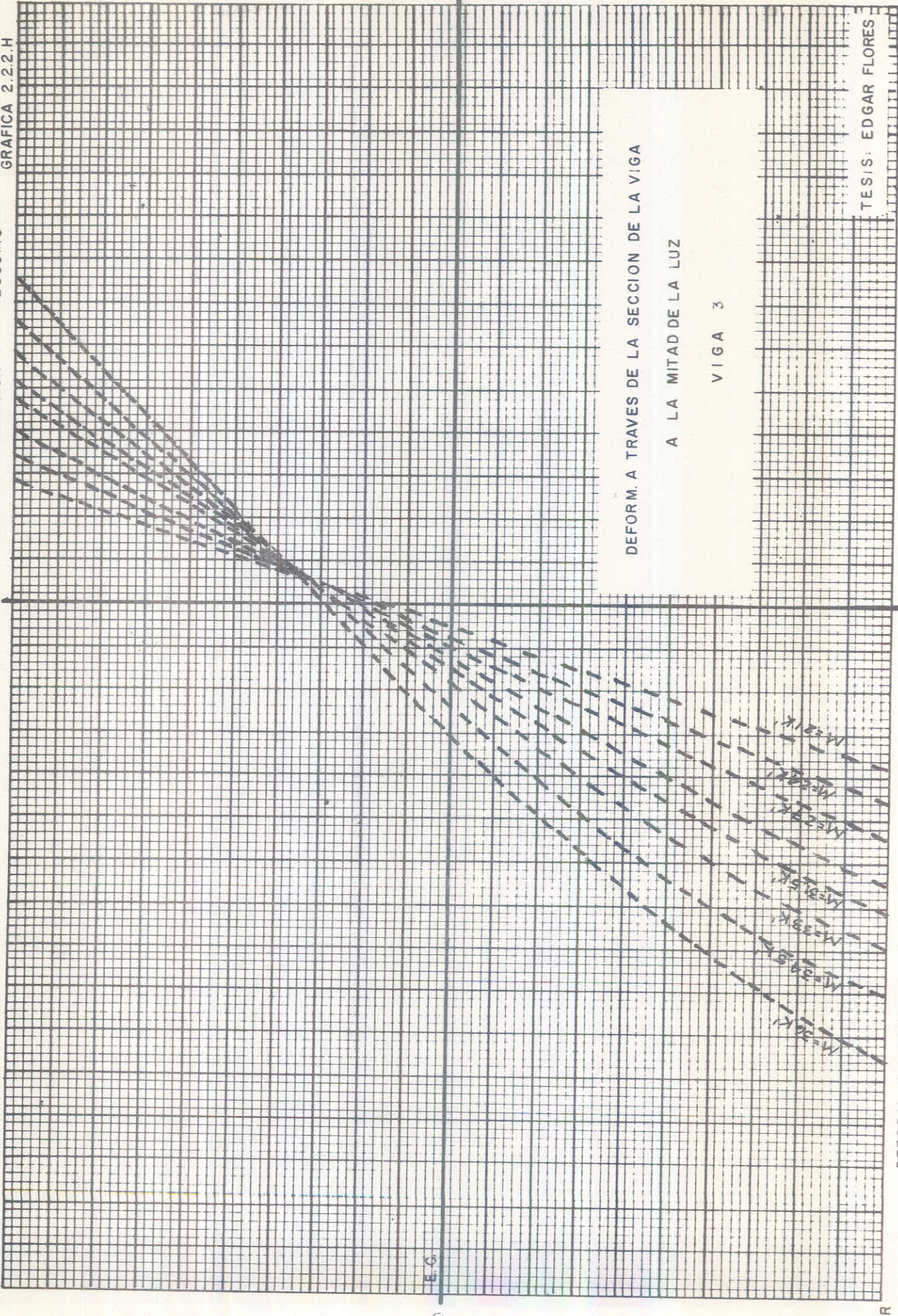
TESIS EDGAR FLORES

GRAFICA 2.2.2.H

2000x10⁻⁶

0 DEFORM. EN COMPRESION

R



DEFORM. A TRAVES DE LA SECCION DE LA VIGA

A LA MITAD DE LA LUZ

VIGA 3

TESIS: EDGAR FLORES

1000x10⁻⁶

DEFORM. EN TENSION

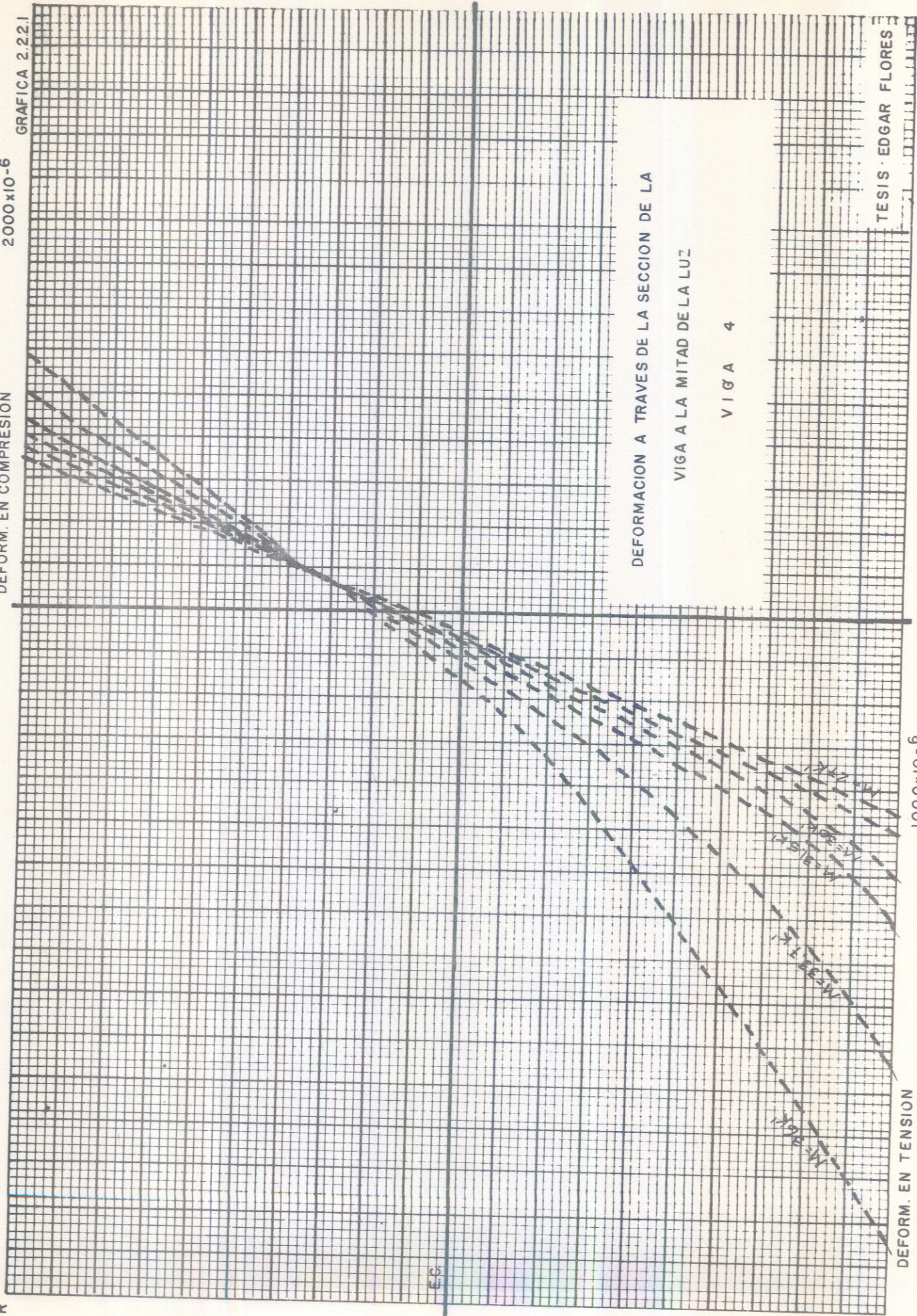
R

DEFORM. EN COMPRESION

2000x10⁻⁶

GRAFICA 2.2.1

R



DEFORMACION A TRAVES DE LA SECCION DE LA

VIGA A LA MITAD DE LA LUZ

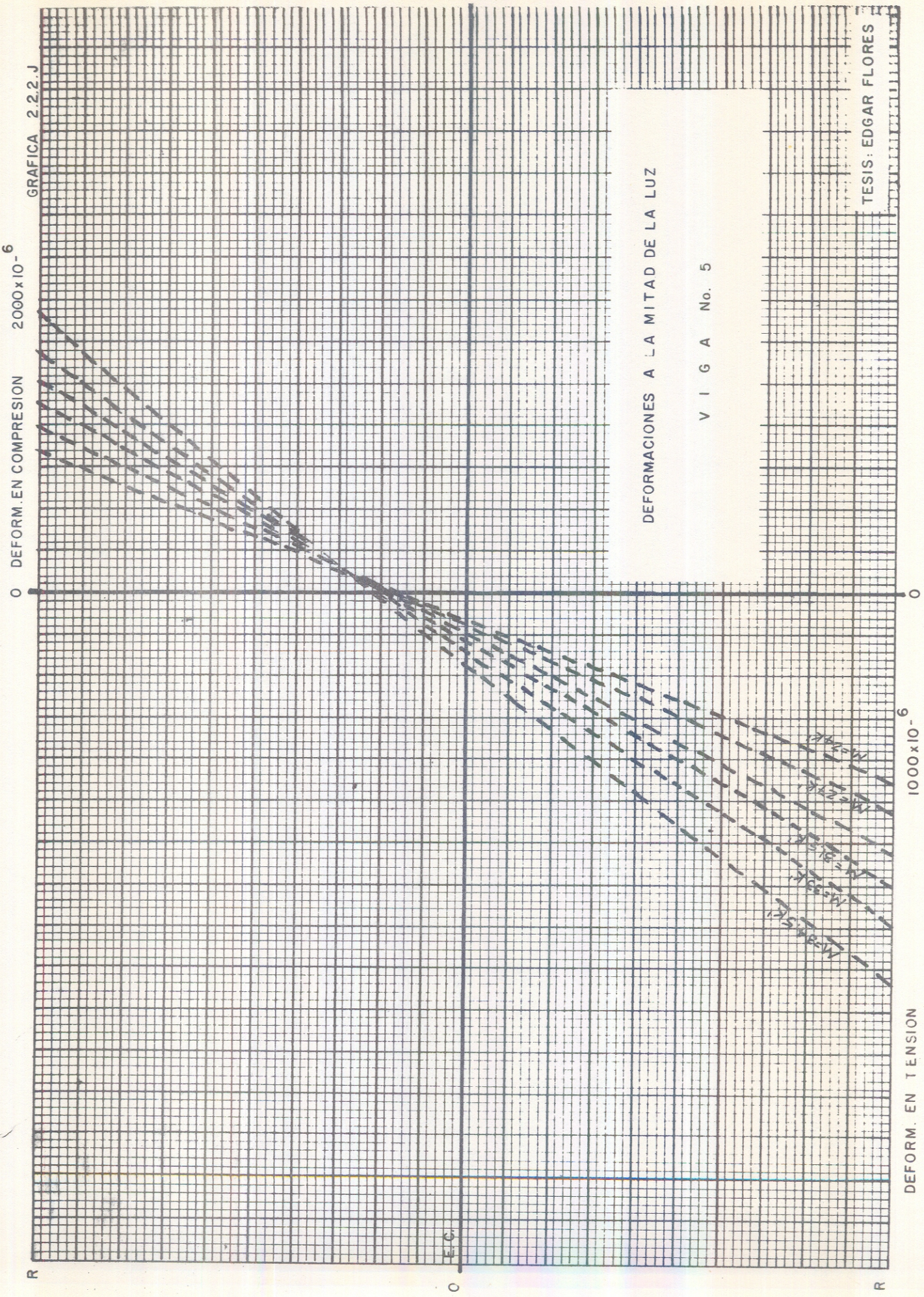
VIGA 4

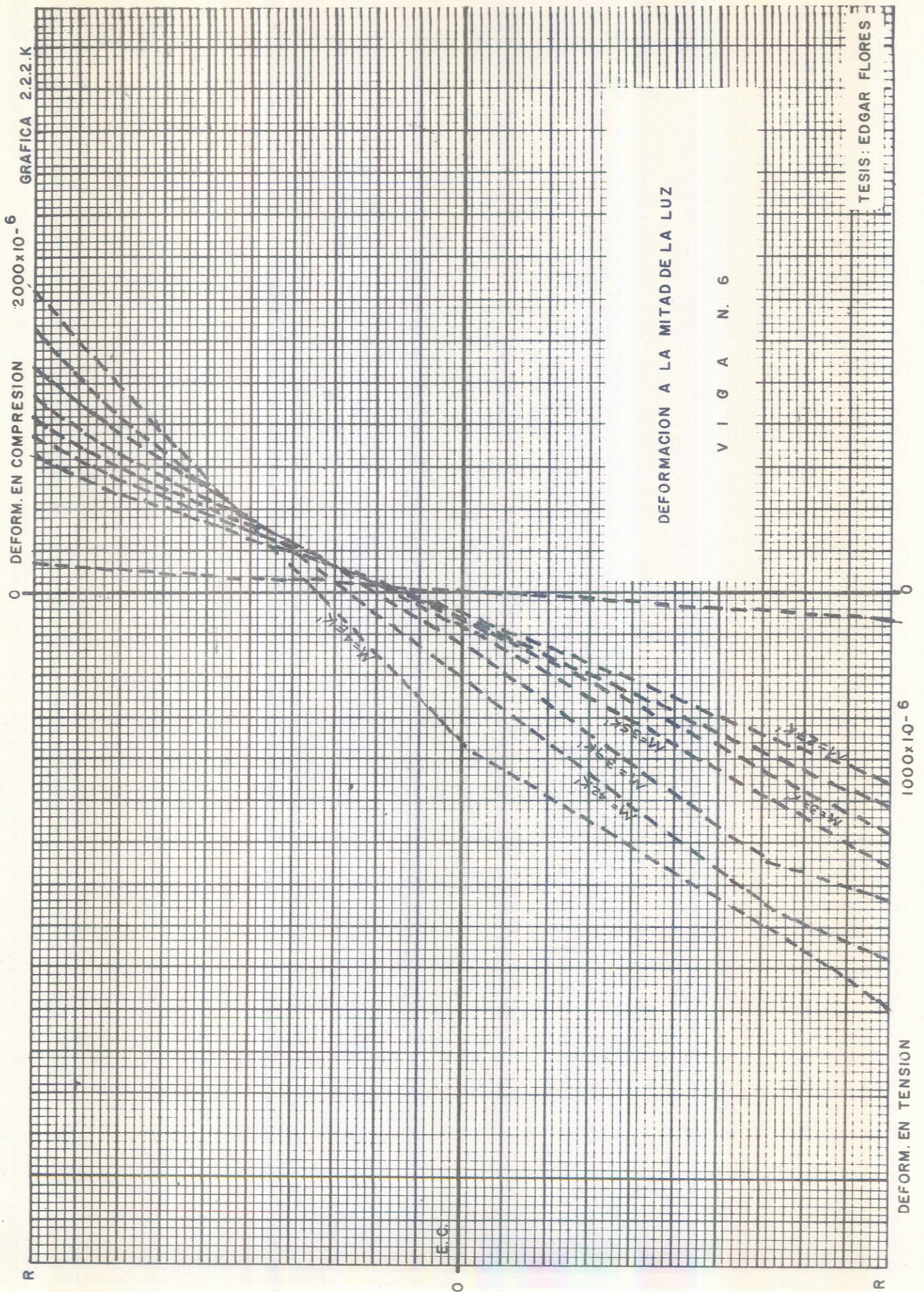
TESIS EDGAR FLORES

DEFORM. EN TENSION

1000x10⁻⁶

R





DEFORMACION A LA MITAD DE LA LUZ

V I G A N. 6

TESIS: EDGAR FLORES

GRAFICA 2.2.2.K

DEFORM. EN COMPRESION

DEFORM. EN TENSION

0

2.000x10-6

1.000x10-6

0

0

R

E.C.

0

R

DEFORM. EN TENSION

1.000x10-6

0

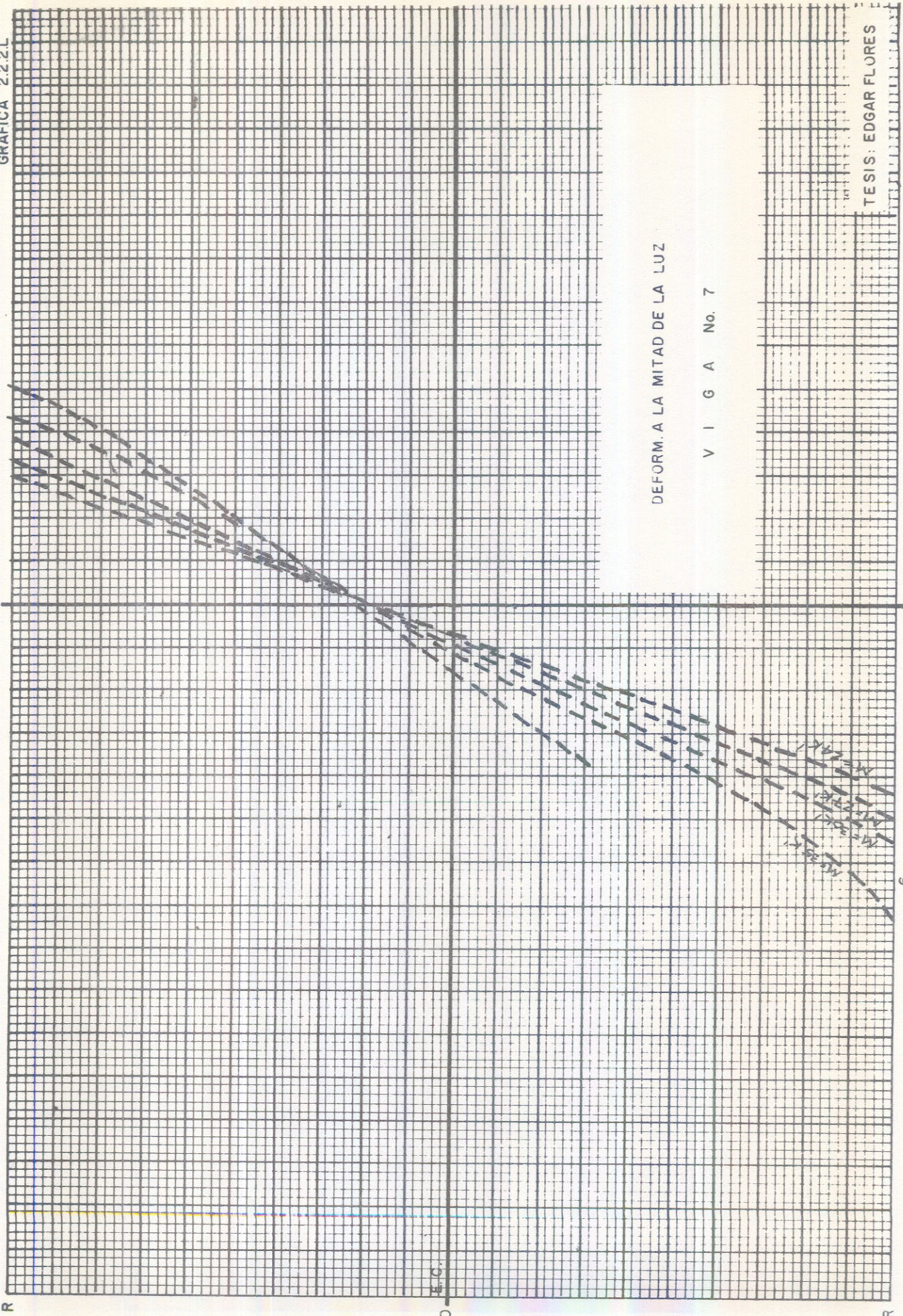
DEFORM. EN COMPRESION

2.000x10-6

GRAFICA 2.2.2.K

0 DEFORM. EN COMPRESION

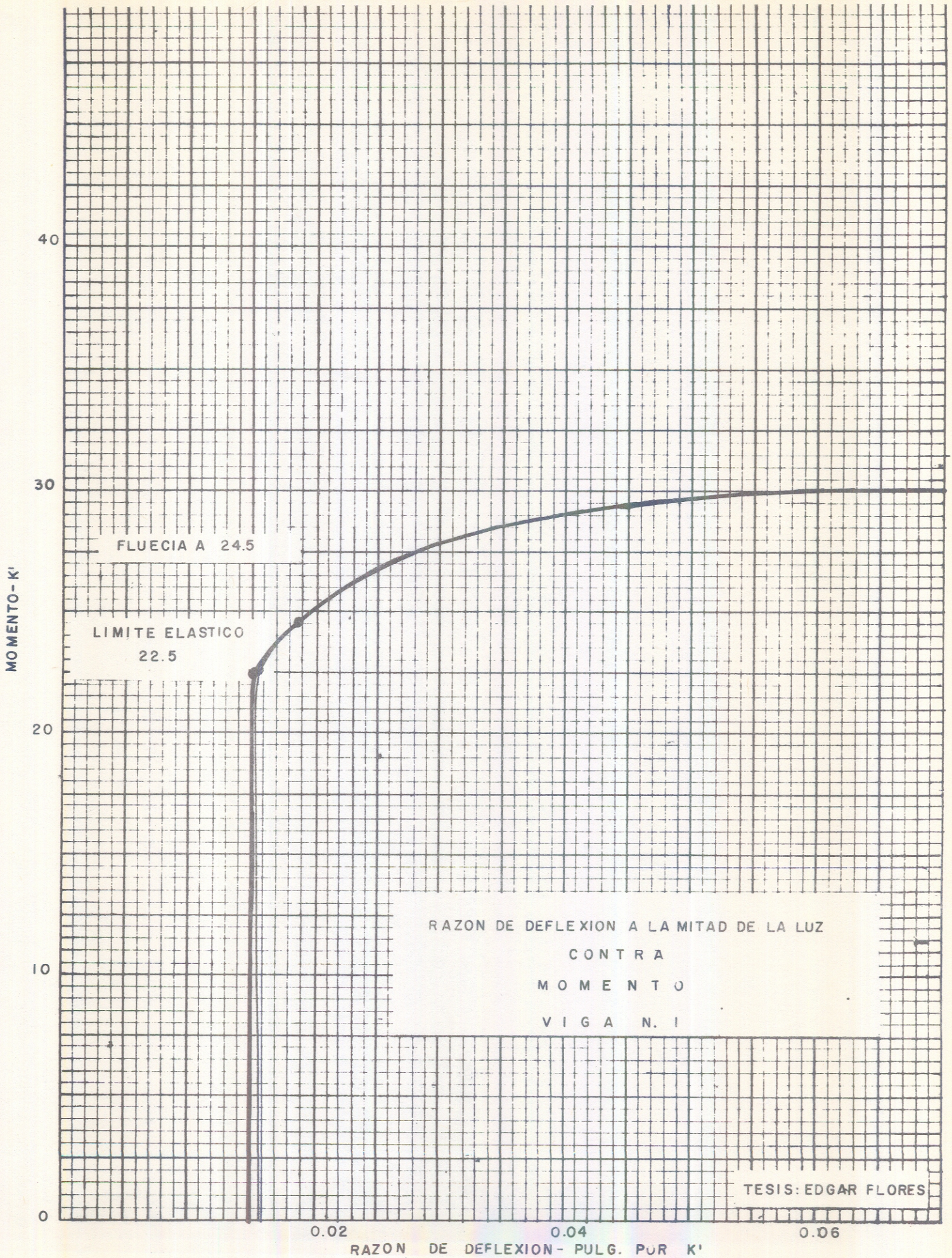
0

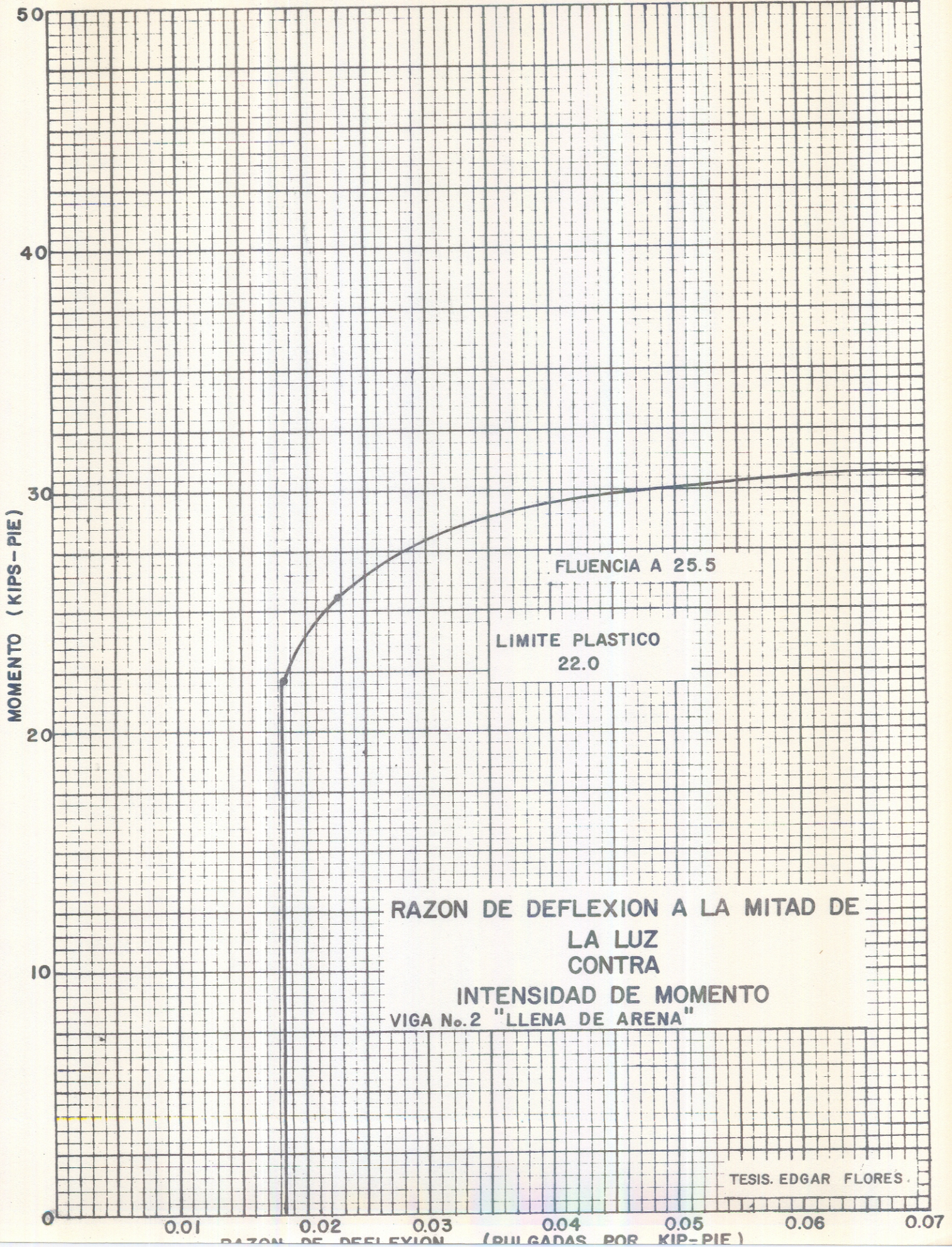


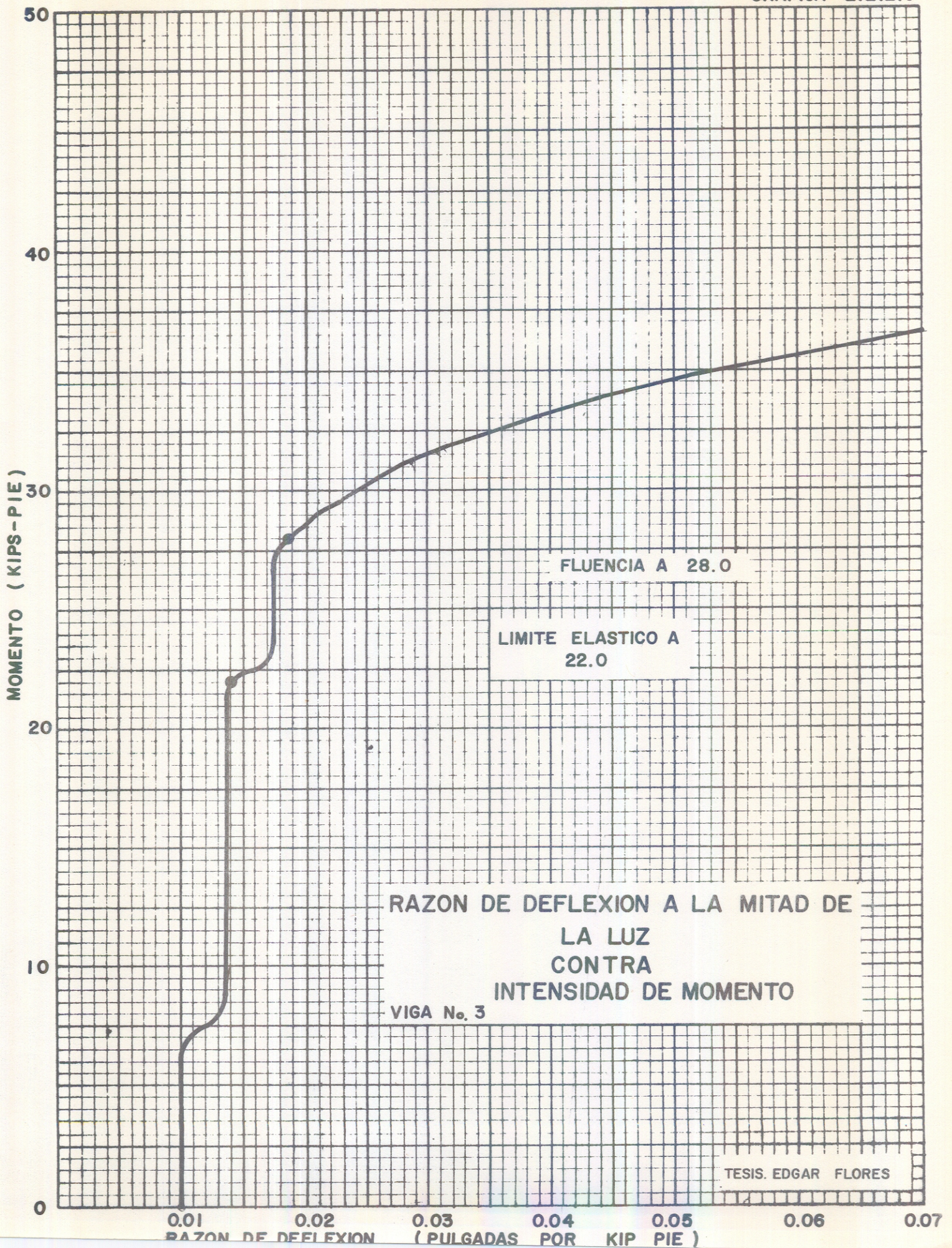
DEFORM. EN TENSION

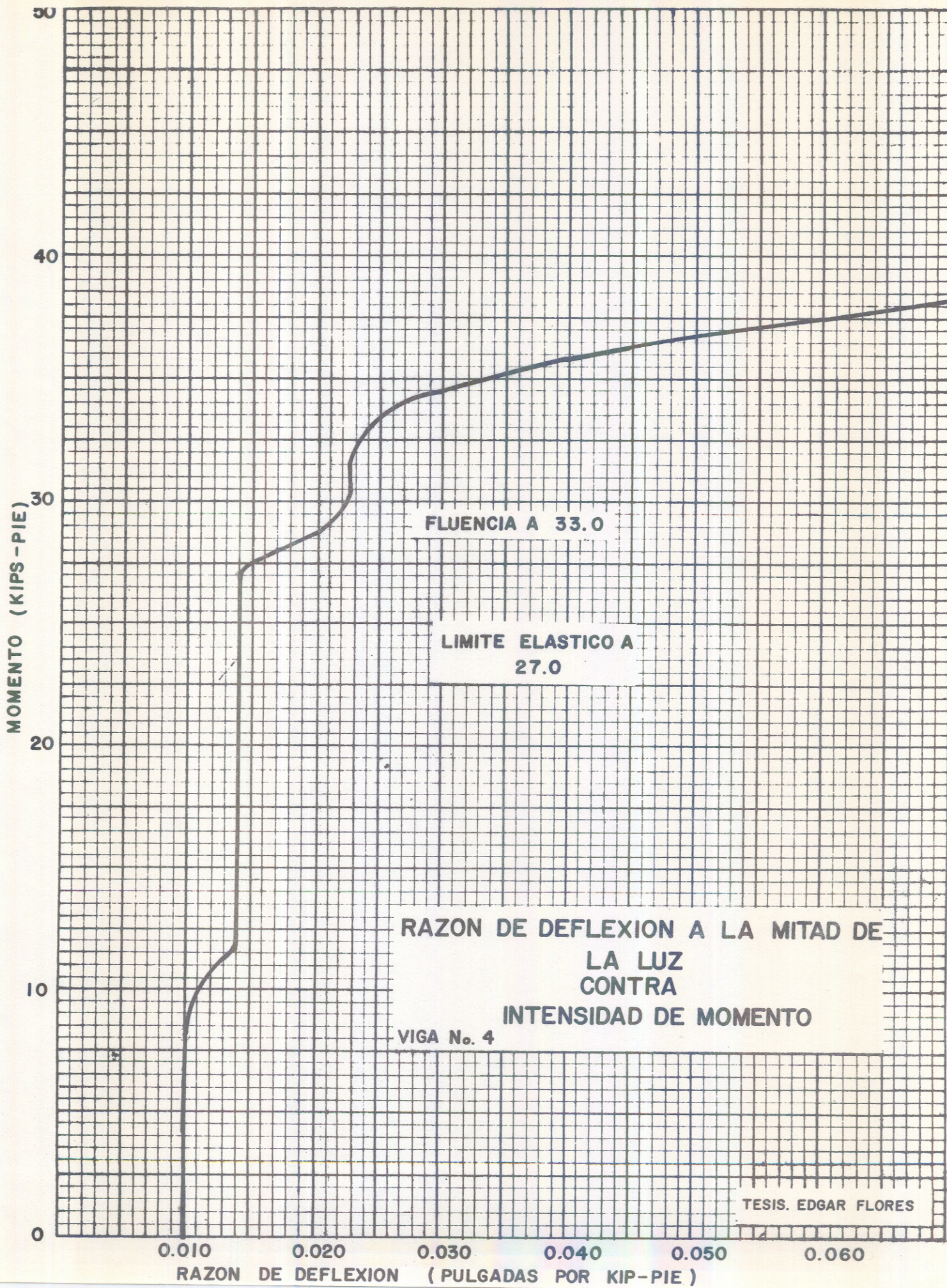
2000 x 10⁻⁶

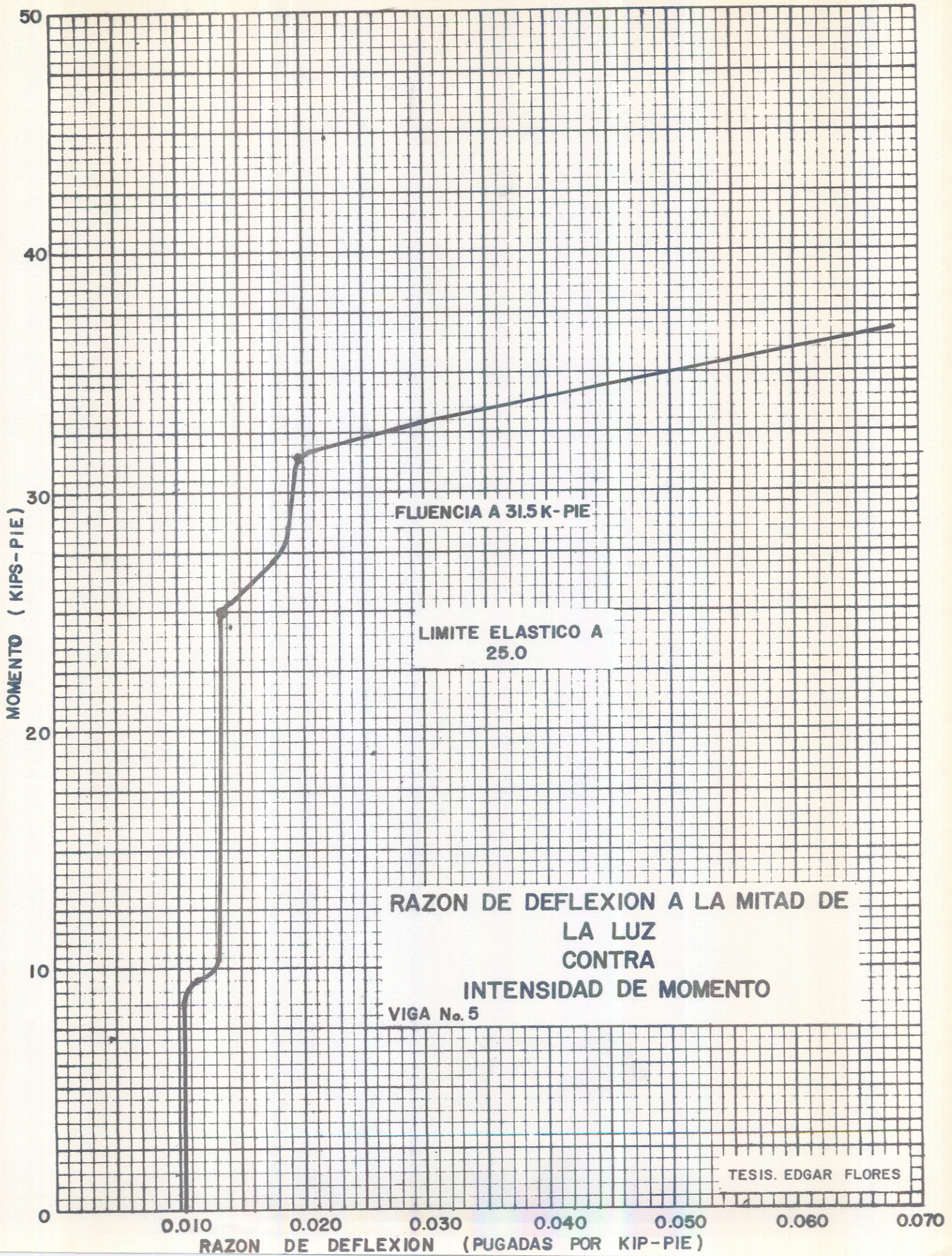
6

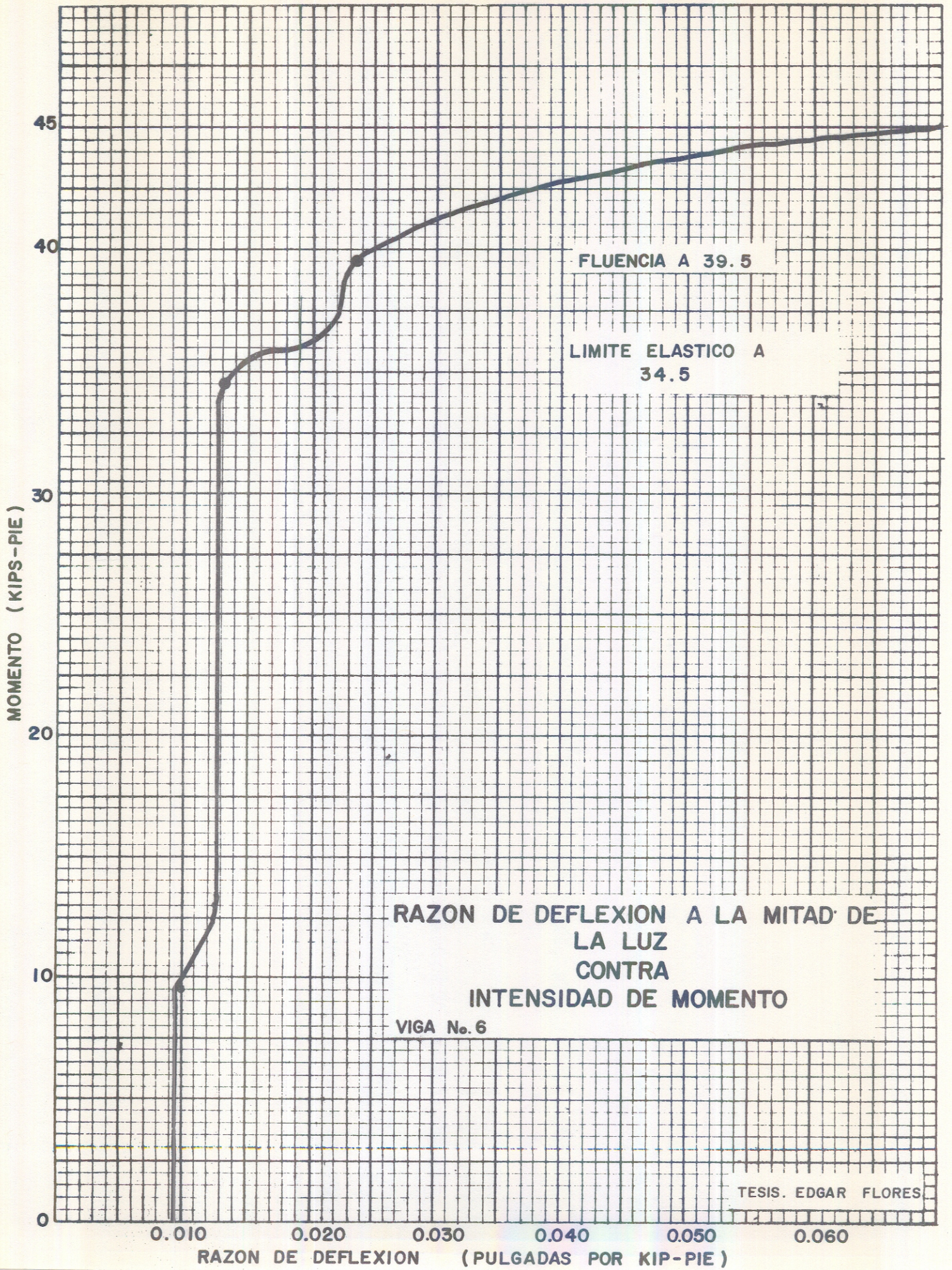












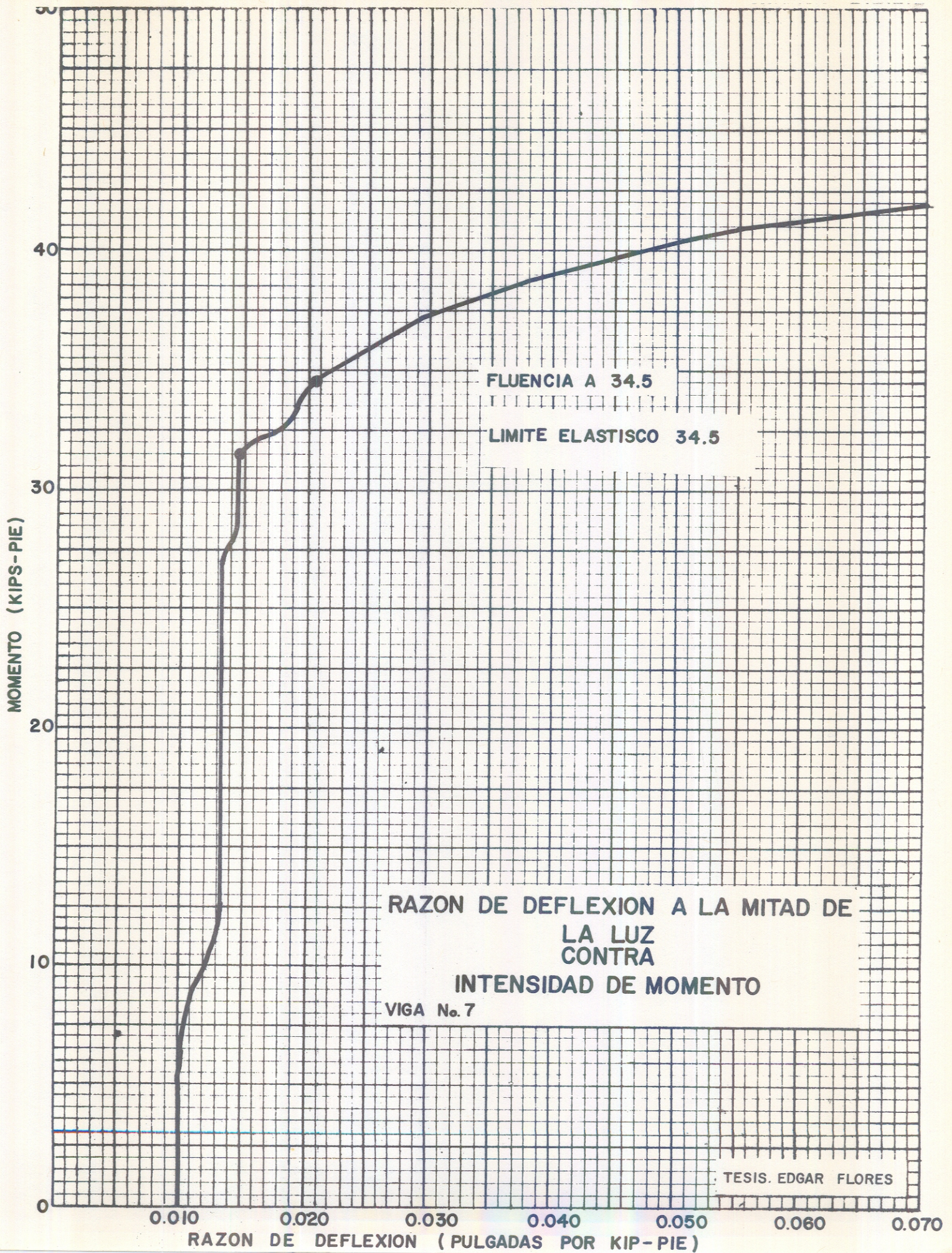
FLUENCIA A 39.5

LIMITE ELASTICO A
34.5

RAZON DE DEFLEXION A LA MITAD DE
LA LUZ
CONTRA
INTENSIDAD DE MOMENTO

VIGA No. 6

TESIS. EDGAR FLORES



2.2.2.5 Diseño de la Mezcla de Concreto y Propiedades Mecánicas:

La mezcla de concreto fue diseñada basándose en la resistencia a los 28 días, aunque las vigas fueron ensayadas a los 7 y 11 días. El cemento usado en las vigas 3,4,5 y 6 era cemento expansivo y el usado en la viga 7 era cemento Portland. El cemento expansivo se expande durante los primeros días de curado. El método de diseño de las mezclas de concreto con cemento expansivo es el mismo que cuando se usa cemento Portland con la excepción de los requerimientos de agua. Una mezcla con cemento expansivo requiere aproximadamente 10% más de agua.

Las proporciones de cemento, arena, piedra y agua se dan en la tabla 2.2.2.T. Los resultados de las pruebas de resistencia a la compresión para cada mezcla se dan en la tabla 2.2.2.U.

Tabla 2.2.2.T

Proporciones de las Mezclas de Concreto				
Material	Peso en libras por yarda cúbica			
	Vigas No. 3 y 4	Viga No. 5	Viga No. 6	Viga No. 7
Cemento (cemento expansivo)*	658	516	752	658
Grava (3/8" tamaño max.)	1253	1260	1242	1253
Arena	1452	1580	1508	1452
Agua **	415	417	385	385
Densidad (#/pie ³)	139.9	139.7	144.0	138.9
Relación W/C	0.63	0.81	0.51	0.585

* Se usó cemento expansivo en todas las vigas excepto en la No. 7 en la que, se usó cemento Portland.

** Agua total en la mezcla.

La viga No. 2 estaba llena de arena: Peso del tubo de acero vacío = 129 libras; peso del tubo de acero lleno de arena (9'6") = 510 libras

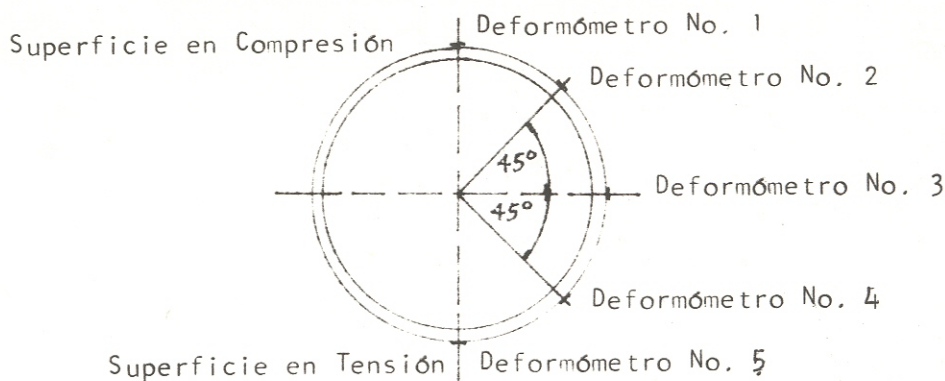
Tabla 2.2.2.U

Resistencia a la Compresión del Concreto					
Vigas No. 3 y 4 - f'c de Diseño=3500 psi.					
No. Cilindro	Edad (Días)	Pult (Ibs.)	f'c (#/pulg ²)	f'c Promedio (#/pulg ²)	Ec A 1/2 f'c
1	7	95,600	3,381	3,344	3 × 10 ⁶
2	7	93,500	3,307		
3	14	122,000	4,316		
4	28	136,000	4,811		
5	28	140,250	4,961		
6	41	150,000	5,306		
Viga No. 5 - f'c de Diseño = 2000 #/pulg ²					
1	7	58,400	2066	2066	2.6 × 10 ⁶
2	7	58,400	2066		
3	11	65,000	2300		
Viga No. 6 - f'c de diseño = 5000 #/pulg ²					
1	7	99,000	3,502	3,502	3.5 × 10 ⁶
2	10	112,000	3,962		
3	11	115,000	4,068		
4	31	138,500	4,899		
Viga No. 7 - f'c de Diseño = 3500 #/pulg ²					
1	7	87,000.	3,077	3,077	3.4 × 10 ⁶
2	14	100,500	3,555		
3	21	112,000	3,962		

2.2.2.6 Preparación de las Vigas e Instrumentación:

Todas las vigas tenían deformómetros colocados a la mitad de la luz. La localización de los deformómetros se muestra en la figura 2.2.2.Y. La viga llena de arena (viga No. 2) fue vibrada antes de hacerle las pruebas al igual que las vigas llenas de concreto.

Una descripción de las vigas se da en la tabla 2.2.2.W.

Figura 2.2.2.VLocalización de los DeformómetrosTabla 2.2.2.WDescripción de las Vigas

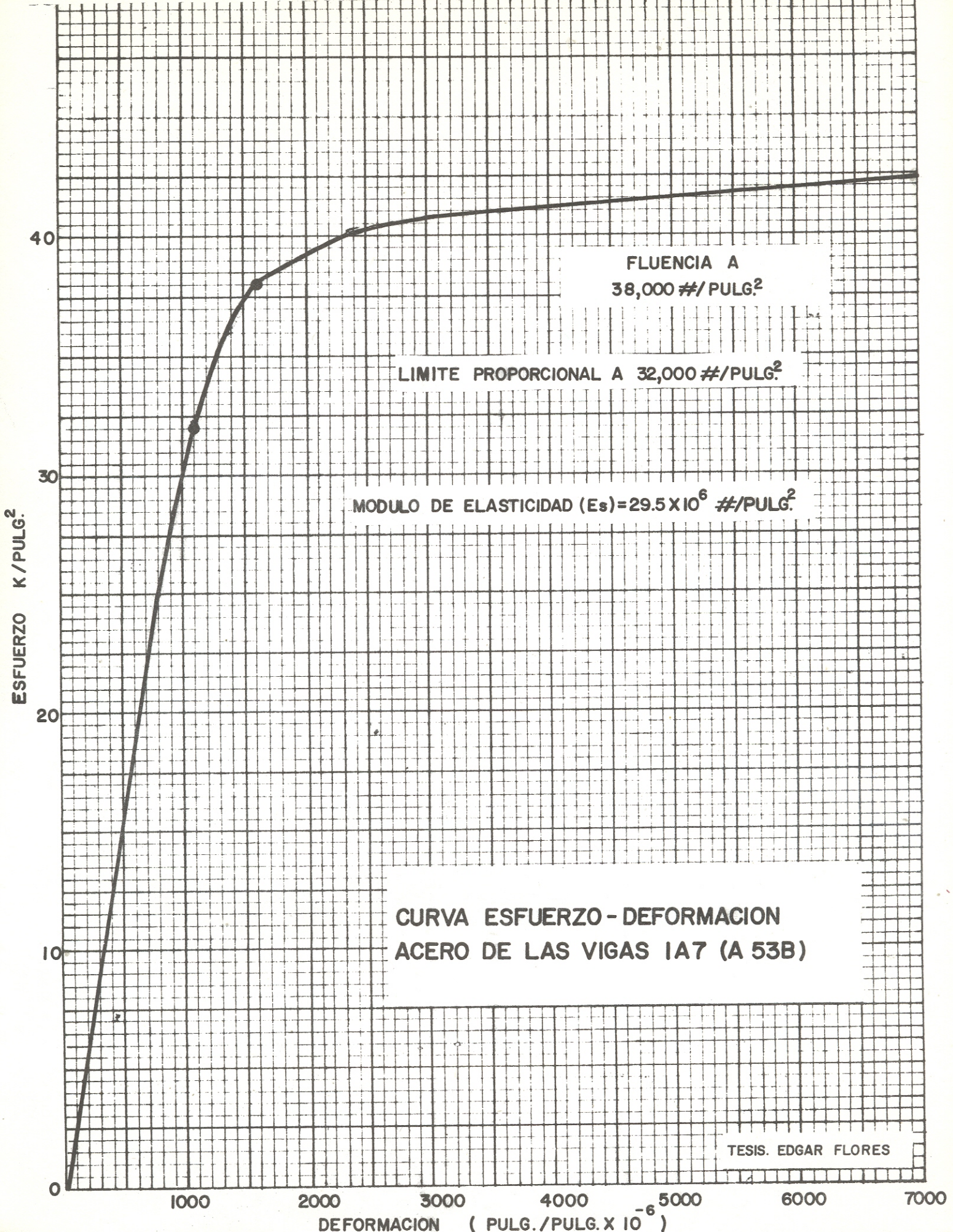
Todos los tubos de acero son E 8 5/8" diámetro exterior x 0.142" de pared.

Viga No.	Descripción	Edad a realizar las pruebas (días)	* f'c (#/pulg ²)	sacos/yarda (cemento)
1	Tubos de acero vacío	-----	-----	-----
2	llena de arena	-----	-----	-----
3	llena de concreto, con las paredes inte riores aceitadas.	7	3,344	7 de cemento expansivo
4	llena de concreto	7	3,344	7 de cemento expansivo
5	llena de concreto	11	2,300	5 1/2 cemen- to expansivo
6	llena de concreto	11	4,068	8 de cemento expansivo
7	llena de concreto	7	3,077	7 de cemento Portland

* Medido cuando se realizó la prueba.

2.2.2.7 Curva Esfuerzo-Deformación del Acero A 53 B:

El acero usado en los tubos fue diseñado como A 53 B con una fluencia mínima (F_y) de 35,000 #/pulg² y un módulo de elasticidad (E_s) de 29×10^6 psi. Un pedazo de tubo fue cortado y ensayado de acuerdo con las normas ASTM. Los resultados de la prueba se muestran en la gráfica 2.2.2.X.



El límite proporcional (de la gráfica 2.2.2.x) fue de 32,000 #/pulg². el punto de fluencia en la curva no es tan pronunciado como usualmente se presenta en todos los aceros. La fluencia ocurrió entre 37,000 #/pulg² y 39,000 #/pulg² así que el límite de fluencia se tomó como 38,000 #/pulg². El módulo de elasticidad es de 29.5×10^6 #/pulg².

2.2.2.8 Método Usado para Ensayar las Secciones:

El método consistió en colocar la sección de la viga en la máquina de pruebas Olsen, la cual tiene un banco de carga y una cabeza móvil como se muestra en la figura 2.2.2.Y. La viga fue montada en dos soportes de madera en los extremos. Los soportes estaban separados 9 pies. La parte central de la viga estaba centrada con la cabeza de carga. La carga fue distribuida a cada tercio de la luz por medio de una viga de distribución. La viga de distribución estaba soportada en dos soportes de madera, cada uno colocado a 1.5 pies del centro de la cabeza móvil de carga. Una barra redonda de acero estaba colocada debajo de los soportes para permitir la rotación de los extremos. Extensómetros fueron colocados en los extremos y al centro para medir la deflexión en esos puntos. También se colocaron deformómetros de la manera que ya se explicó con anterioridad. Para cada incremento de carga se midieron las deformaciones y las deflexiones. La carga fue siendo incrementada hasta alcanzar cierto momento dado; luego se descargó la viga. Este mismo proceso se fue repitiendo sólo que cada vez se incrementaba el momento máximo hasta que se llegó a un punto en que comenzaba a ceder la sección con sólo un pequeño incremento de momento. Cuando la deflexión ya era muy grande para ser leída con el extensómetro, ésta fue medida con un calibrador.

2.2.2.9 Capacidad de Resistir Momento de un Tubo de Acero Vacío:

r = radio interior (pulgadas)

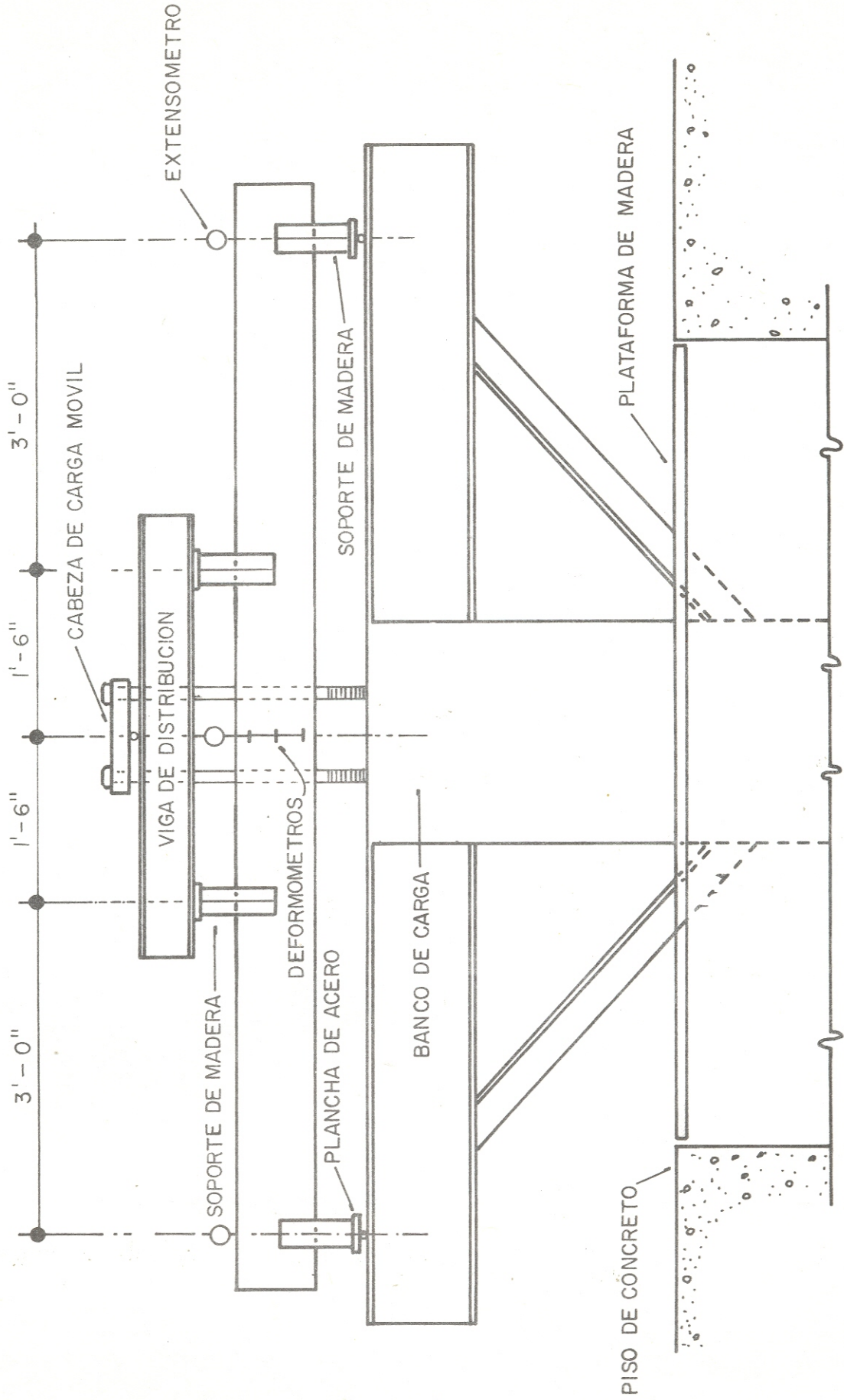
t = espesor de la pared del tubo (pulgadas)

R = radio exterior del tubo (pulgadas)

Tenemos: $\pi r^3 t = I$

COLOCACION PARA PRUEBAS DE LAS VIGAS

FIGURA: 2.2.2. Y



En donde $r = R - 0.5 t$

$$Y \quad R/t = 4.31 / 0.142 = 30.4$$

Tomando a $R/t = 30 \quad \delta \quad t = R / 30$

Entonces $r = R - (0.5 \times R/30)$

$$r = R - 0.0167 R$$

$$r = 0.9833 R$$

$$r^3 = 0.958 R^3$$

$$I = \pi (0.958 R^3) t$$

$$I = 3.01 R^3 t$$

Luego Tenemos Que:

$$M = \frac{F_y I}{R} = \frac{(3.01 R^3 t) F_y}{R} = 3.01 R^2 t F_y$$

Para $F_y = 35 \text{ kips/pulg}^2$

$$M = 3.01 R^2 t (35) = 105 R^2 t \text{ kips-pulgada.}$$

$$\delta \quad M = 8.75 R^2 t \text{ kips-pie}$$

Para un Tubo de $8 \frac{5}{8}'' \quad \emptyset \quad \times \quad 0.142''$ de Pared

$$M = 8.75 (4.31)^2 (.142)$$

$$M = 23.1 \text{ kips-pie.}$$

2.3 Cargas:

2.3.1 Criterio de Cargas a Usar.

2.3.1.1 Consideraciones Generales.

Básicamente, el criterio de las cargas a usar para el diseño de postes como para el diseño de torres es el mismo, con algunas pequeñas excepciones.

Las cargas no deben ser menores que las especificadas por la N.E.S.C. (National Electrical Safety Code). Estas recomendaciones son requerimientos mínimos y la experiencia y la localización de las estructuras influenciarán la decisión de usarlas o incrementarlas. Las cargas primarias para las estructuras son cargas de erección y derivadas de los elementos del clima. Los elementos del

clima a considerar son viento o hielo, o ambos en caso de que existan.

2.3.1.2 Mapas de Cargas:

Varias combinaciones de cargas debidas a las condiciones del tiempo son recomendadas para establecer las cargas de diseño. Estas se encuentran localizadas en mapas elaborados por la N.E.S.C. Estas combinaciones se resumen en cuatro grupos que son:

2.3.1.2.1 Cargas Pesadas:

Un viento horizontal con velocidad de 39.5 mph en los cables, cuando están cubiertos con una capa de hielo de 0.5 pulgadas de espesor.

2.3.1.2.2 Cargas Medianas:

Un viento horizontal con una velocidad de 39.5 mph en los cables, cuando están cubiertos con una capa de hielo de 0.25 pulgadas de espesor.

2.3.1.2.3 Cargas Livianas:

Un viento horizontal con una velocidad de 59.3 mph en los cables sin hielo.

2.3.1.2.4 Cargas de Viento:

Cargas de viento horizontal sin más especificaciones.

Para el diseño en Guatemala deben considerarse las cargas livianas así como las cargas de viento.

2.3.1.3 Cargas de los Cables:

Las cargas a usar son las cargas resultantes por pie, equivalentes a la carga vertical por pie, de los cables conductores de la energía eléctrica cubiertos de hielo cuando sea especificado, combinada con la carga transversal horizontal, en el área proyectada de los cables. Las cargas resultantes deben

ser determinadas de acuerdo al código. En la tabla 2.3.A se dan los valores para el viento, hielo y temperatura que deben usarse para determinar las cargas de los cables.

Tabla 2.3.A.

Valores a usar para determinar las cargas de los cables:

	Condiciones de Carga			
	Pesada	Mediana	Liviana	Viento
Espesor Radial de hielo en pulgadas	0.50	0.25	0	0
Velocidad el viento horizontal en MPH	39.5	39.5	59.3	Especificada
Temperatura en grados Fahrenheit	0	+ 15°	+ 30°	+ 60°

2.3.1.4 Cargas en las Estructuras:

Para determinar las cargas máximas en las estructuras se deben tomar en cuenta las condiciones ya mencionadas además de las que se especificarán más adelante. Entre las ya especificadas se debe usar la mayor entre las de viento y la correspondiente de los incisos 2.3.1.2.1, 2.3.1.2.2 y 2.3.1.2.3.

2.3.1.4 Cargas Verticales:

Las cargas verticales en las estructuras y cimientos deben ser, su propio peso, más los pesos superpuestos que ellas soportan, incluyendo cables y hielo cuando sea necesario. Aumentos de cargas verticales pueden ser producidos durante la construcción o el mantenimiento.

2.3.1.4.2 Cargas Transversales

2.3.1.4.2.1 Cargas Debidas a Climas:

Las cargas transversales según las nominaciones de pesadas, medianas y livianas, deben ser determinadas según el código de la N.E.S.C. Con respecto a las cargas de viento, cuando la estructura no sea mayor de 200 pies de altura, las cargas transversales pueden determinarse de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$P = 0.00256 V^2 C_d$$

En donde P = presión en el área proyectada en libras por pie cuadrado; V = velocidad de diseño; C_d = un coeficiente que según la experiencia es igual a 1.0 en cables y 1.6 en superficies planas. La luz efectiva para determinar el viento en los cables, es igual a la semisuma de las luces adyacentes entre las estructuras.

2.3.1.4.2 Viento en Estructuras sin Cables:

Todas las estructuras deben tener resistencia suficiente para resistir las cargas de viento en cualquier dirección antes de colocar los cables.

2.3.1.4.3 Cargas Longitudinales:

2.3.1.4.3.1 Terminales:

La carga en las estructuras terminales de las líneas debe ser tomada como la fuerza igual a la componente longitudinal de las tensiones de los cables bajo las condiciones del inciso 2.3.1.3.

2.3.1.4.3.2 Cargas Desbalanceadas:

En donde cargas longitudinales puedan ser originadas por la diferencia en tensiones en los cables en tramos adyacentes causadas por cargas verticales desiguales, la estructura debe ser capaz de soportar esta carga longitudinal.

2.3.1.4.3.3 Cargas de Construcción:

Las estructuras deben ser capaces de soportar cargas longitudinales producidas durante la construcción y colocación de cables.

2.3.1.4.3.4 Cables Rotos:

Las estructuras deben prever una resistencia suficiente para el caso en que se rompa un cable.

2.3.1.4.4 Aplicación Simultánea de Cargas:

Debe considerarse la aplicación simultánea de componentes de carga vertical, longitudinal y transversal.

2.3.2 Factores de Sobre-carga:

Para llegar a las máximas cargas de diseño o cargas últimas, las cargas especificadas previamente deben ser multiplicadas por un factor adecuado de sobrecarga; en la siguiente tabla se muestran los factores de sobrecarga recomendados para cada condición de carga.

Factores de Sobre-Carga

Tipo de carga	Factor de sobrecarga
Carga de Viento Transversal, sin hielo	1.00
Cargas de Viento Transversal (N.E.S.C.) Carga Pesada Carga Mediana Carga Liviana	2.59
Cargas Verticales	1.27
Cargas verticales de Construcción y Mantenimiento	2.00
Otras Cargas Verticales	1.00
Viento en Estructuras sin Cables	1.00
Cargas Longitudinales en Estructuras Terminales	1.65
Cargas Longitudinales Causadas por: - Cargas desbalanceadas - Cables rotos	1.00
Cargas Longitudinales Causadas por construcción	2.00
Aplicación de Cargas Simultáneas	1.00

3. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

3.1 Estructura Telescópica Rellena de Concreto:

Al tiempo de preparar este trabajo, la utilización de estas estructuras se ha limitado a una unidad, diseñada para un tramo tangente de la línea de transmisión de Energía Eléctrica de 69 KV "Cocales-Tiquisate" del Instituto Nacional de Electrificación y que fuera donada por "ARLO SYSTEMS, INC." de los Estados Unidos y "Productos Alto Nivel", representante para Guatemala. Dicha estructura ha quedado en servicio desde el 10 de julio de 1976 en jurisdicción de "Cocales", departamento de Suchitepéquez. Dicha estructura se diseñó de acuerdo a requerimientos específicos del INDE y ello se expone más adelante en capítulo aparte.

Si bien la variedad de aplicaciones de las estructuras telescópicas rellenas de concreto es cada vez más extensa, en atención a que las mismas fueron inicialmente concebidas para soporte de líneas de conducción de energía eléctrica y por ser sumamente ilustrativo a los fines de este trabajo, a continuación se incluye un resumen del ensayo sobre comportamiento estructural ejecutado para la "Autoridad del Valle de Tennessee" (Tennessee Valley Authority - TVA) en los Estados Unidos, con ocasión de su inicio en la utilización de estructuras ARLO.

La TVA es la entidad más grande de los Estados Unidos dedicada al desarrollo y explotación de recursos eléctricos.

Las cargas y demás condiciones fueron estipuladas por TVA, como requisito para la línea de transmisión de 161 KV-doble circuito para estas estructuras.

La estructura objeto del ensayo en cuestión, fue un poste telescópico de 95 pies de altura y cuyas dimensiones, localización de los brazos y tamaño de

Las secciones de los tubos, se muestran en la figura 3.1.A.

Todos los tubos: Acero de fluencia de 35,000 psi. Todos los demás materiales de acero: de 36,000 psi a excepción de lo indicado en contrario.

Todas las piezas de acero: galvanizadas en caliente después de la fabricación y antes del ensamblaje. Todos los electrodos de soldadura: E - 70 xx.

El bombeo del concreto al poste se llevo a cabo en 12 minutos, a una temperatura ambiente de 32.2^o centígrados y con un viento aproximado de 10 a 15 nudos.

El diseño de la mezcla del concreto usado fue de:

- 900 libras de cemento
- 2700 libras de arena con pedrín muy pequeño
- 38 galones de agua
- 4 onzas de aire atrapado
- 29 onzas de Retardante Pozzolith.

Al poste le entraron 85 yardas cúbicas de concreto.

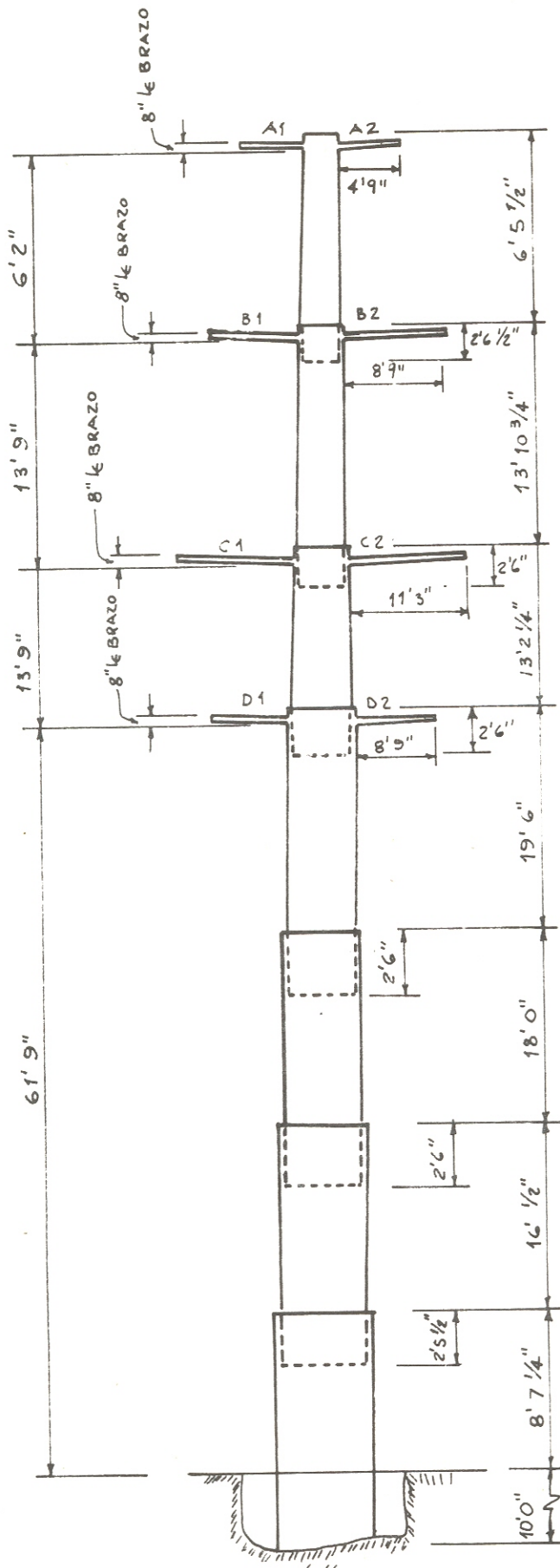
Este poste telescópico fue diseñado para las condiciones de carga que se muestran a continuación.

Tabla 3.1. B

Aplicación de Cargas

Caso	Condición	Factores de sobrecarga para las cargas enumeradas más adelante					Observaciones
		4.0	1.75	1.27	1.10	1.00	
I	Interactivas			5,6		1,2	actuando simultáneamente
II	Hilo de guarda longitudinal		3				actuando sólo e independiente
III	Conductores longitudinal				4		actuando sólo e independientemente
IV	Verticales especificadas	5					actuando simultáneamente.

FIGURA 3.1.A



$\phi 10 \frac{3}{4}'' \times 0.188'' - (9'-0'')$

$\phi 12 \frac{3}{4}'' \times 0.188'' - (16'-4 \frac{3}{4}'')$

$\phi 16'' \times 0.250'' - (15'-8 \frac{3}{4}'')$

$\phi 20'' \times 0.250'' - (22'-0'')$

$\phi 24'' \times 0.250'' - (20'-6'')$

$\phi 26'' \times 0.312'' - (18'-6'')$

$\phi 30'' \times 0.312'' - (18'-7 \frac{1}{4}'')$

Cargas de TrabajoTransversales

1.- 355 # en A1 , A 2.

1185# en B1 , B2, C1, C2, D1, O2.

1000 # en E1, F1, F2.

2.- Presión del viento de 18.8 # por pie cuadrado en el área proyectada del poste.

Longitudinales:

3.- 1460 # En A1.

4.- 4105 # En B1 ó C1 ó O1.

Verticales:

5.- 115 # en A1, A2.

850 # en B1, B2, C1, C2, D1, D2.

645 # en E1, F1, F2.

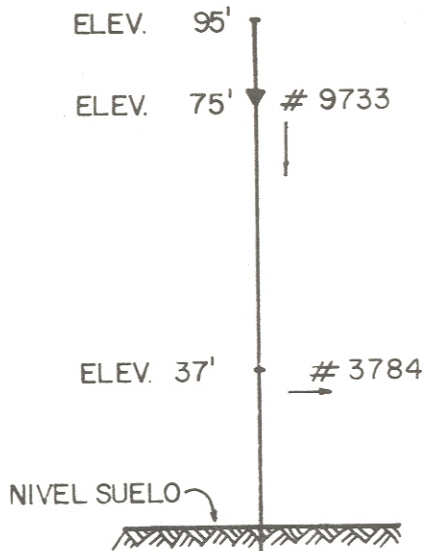
6.- Peso de la Estructura.

Notas: El diseño del poste debe incluir una base para cimiento de concreto completa con pernos de anclaje. Los pernos debe llevar sus tuercas y contra tuercas respectivas.

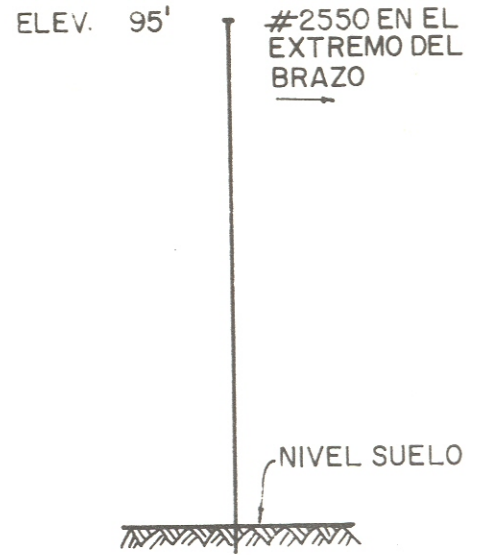
Los postes serán diseñados para cargas máximas iguales a las cargas de trabajo, multiplicadas por los factores de sobre carga especificados. La estructura será simétrica con respecto a su línea central.

Diez y nueve días después de bombear el concreto dentro del poste telescópico, éste fue sometido a las condiciones de carga que se muestran a continuación, que son aproximadamente iguales a las condiciones de carga de diseño mencionadas anteriormente.

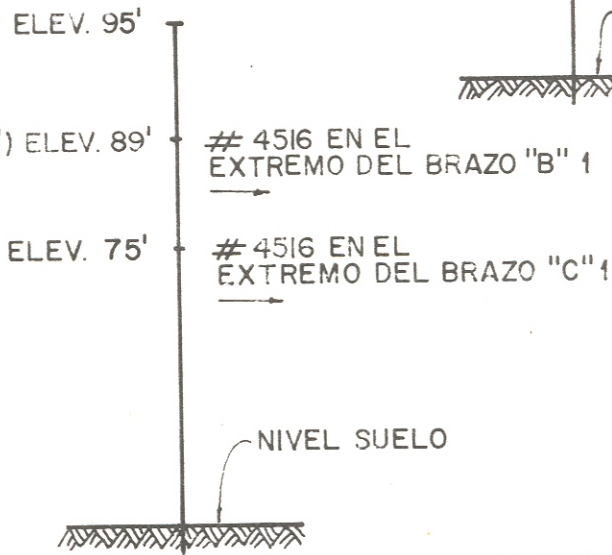
CASO I



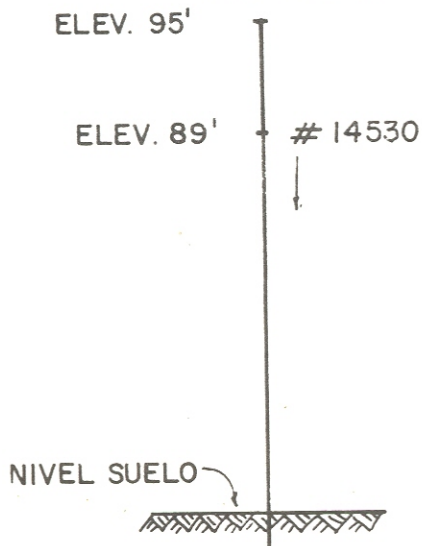
CASO II



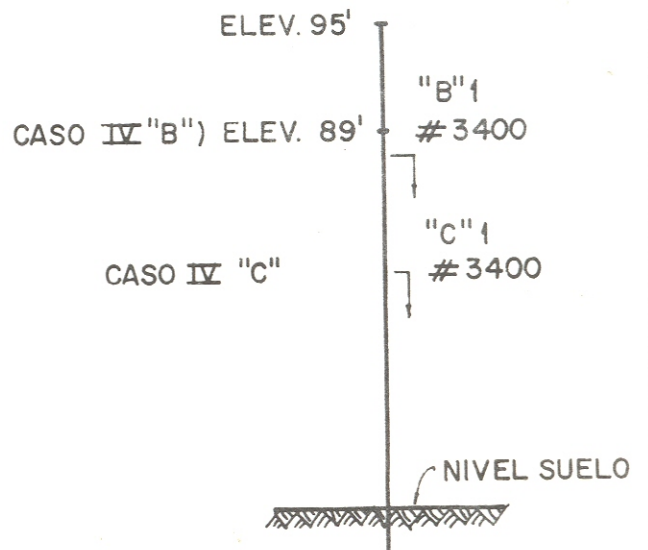
CASO III



CASO IV "A"



CASO IV "B"
CASO IV "C"



Los incrementos de carga fueron primero a 50% de las cargas de diseño, luego al 75% y por último el 100% para cada una de las condiciones de carga de diseño. En cada caso, la carga se aplicó en la estructura por un lapso de por lo menos cinco minutos con todas las cargas en su lugar. Los resultados de estas pruebas se muestran de la tabla 3.1.C a la Tabla 3.1.H y la gráfica 3.1.J.

Tabla 3.1.C

Caso II (2550 # horizontal en el extremo del brazo A-1)

Carga	% Carga Máxima	Deflexión (pies)	Hora
0	0	0	9:17
1275 #	50%	0.63	9:18
1275 #	50%	0.63	9:23
1913 #	75%	1.09	9:30
2550 #	100%	1.60	9:32
2550 #	100%	1.60	9:37
0	0	0	9:39

Tabla 3.1.D

Caso IV-B (3400 # Vertical en el extremo del brazo B-1)

Carga	% Carga Máxima	Deflexión (pies)	Hora
0	0	0	9:48
1700#	50%	1.07	9:59
1700 #	50%	1.07	10:04
2550 #	75%	1.58	10:06
2550 #	75%	1.58	10:11
3400 #	100%	2.27	10:13
0	0	0.18	10:19

Tabla 3.1.E

Caso III A (4516 # horizontal en el extremo del brazo B-1)

Carga	% Carga Máxima	Deflexión (pies)	Hora
0	0	0	11:03
2258 #	50%	0.09	11:06
2258 #	50%	0.09	11:11
3387 #	75%	0.13	11:17
3387 #	75%	0.13	11:17
4516 #	100%	0.17	11:19
4516 #	100%	0.17	11:25
0	0	0.01	11:27

Tabla 3.1.F

Caso IV-C (3400 # Vertical en el extremo del brazo B-1)

Carga	% Carga Máxima	Deflexión (pies)	Hora
0	0	0	10:20
1700 #	50%	1.09	10:26
1700 #	50%	1.09	10:31
2500 #	75%	1.75	10:33
2500 #	75%	1.75	10:39
3400 #	100%	2.69	10:40
3400 #	100%	2.69	10:45
0	0	1.19	10:47

Tabla 3.1.G

Caso III-B (4516 # Horizontal en el extremo del brazo C)

Carga	% Carga Máxima	Deflexión (pies)	Hora
0	0	0	11:33
2258 #	50%	0.33	11:35
2258 #	50%	0.33	11:40
3387 #	75%	0.50	11:42
3358 #	75%	0.50	11:47
4000 #	89%	Cedió en el soporte	11:50

Tabla 3.1.H

Caso de Carga I

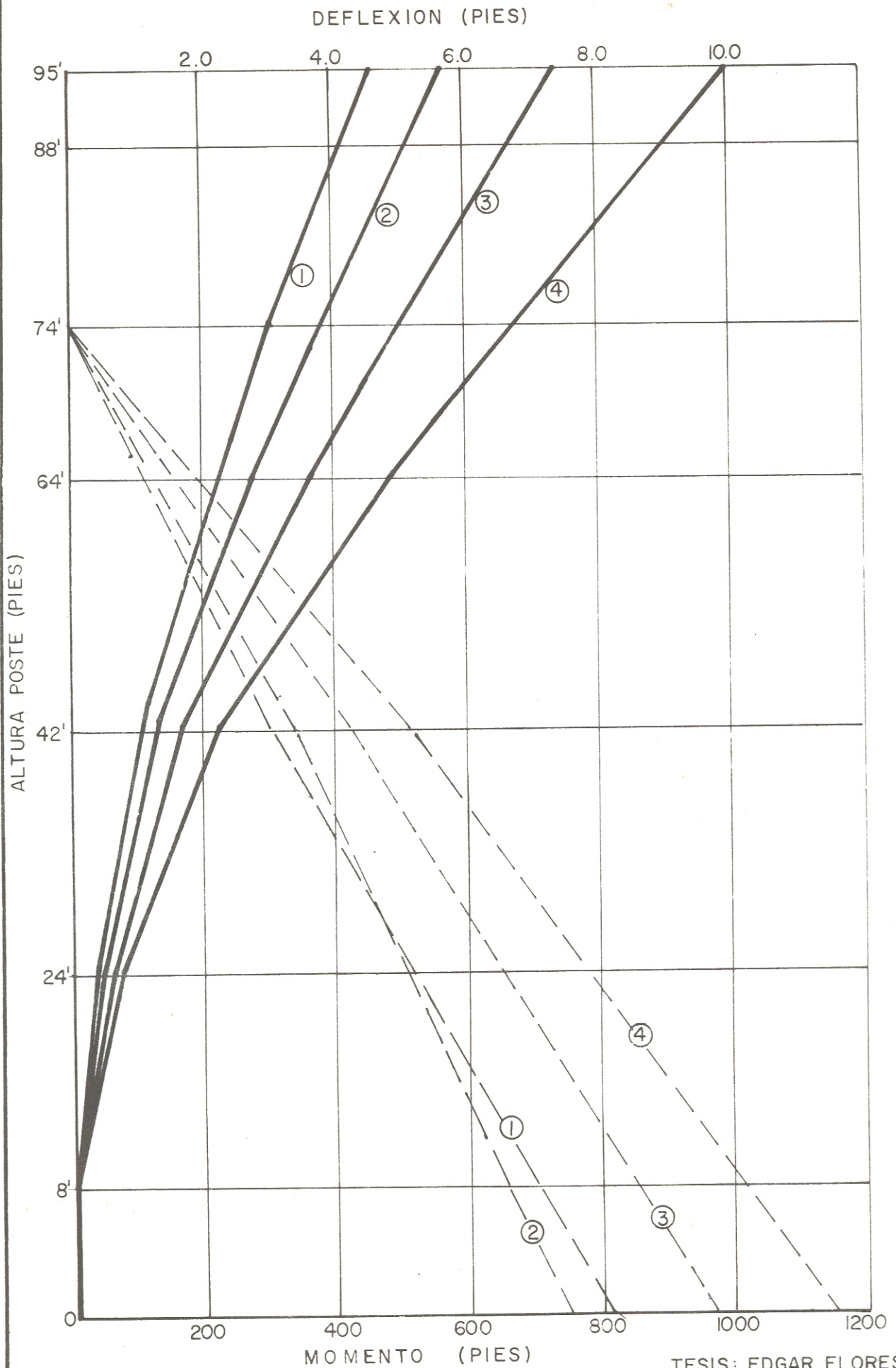
Hora	Deflexiones (pies)									
	P _{75'}	P _{42'}	$\Delta_{N.S.}$	$\Delta_{B'}$	$\Delta_{24'}$	$\Delta_{42'}$	$\Delta_{61'}$	$\Delta_{74'}$	$\Delta_{88'}$	$\Delta_{95'}$
4:50	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	4600	1900	0.01	.02	.13	.41	.86	1.21	1.58	1.76
	6900	2900	0.01	.03	.23	.70	1.45	2.02	2.65	2.96
	9200	3900	0.01	0.05	.34	1.04	2.09	2.92	3.81	4.26
5:25	0	0	0.01	.01	.02	.10	.20	.24	.32	.36
8:30	0	0	.01	.01	.00	.05	.10	.11	.11	.12

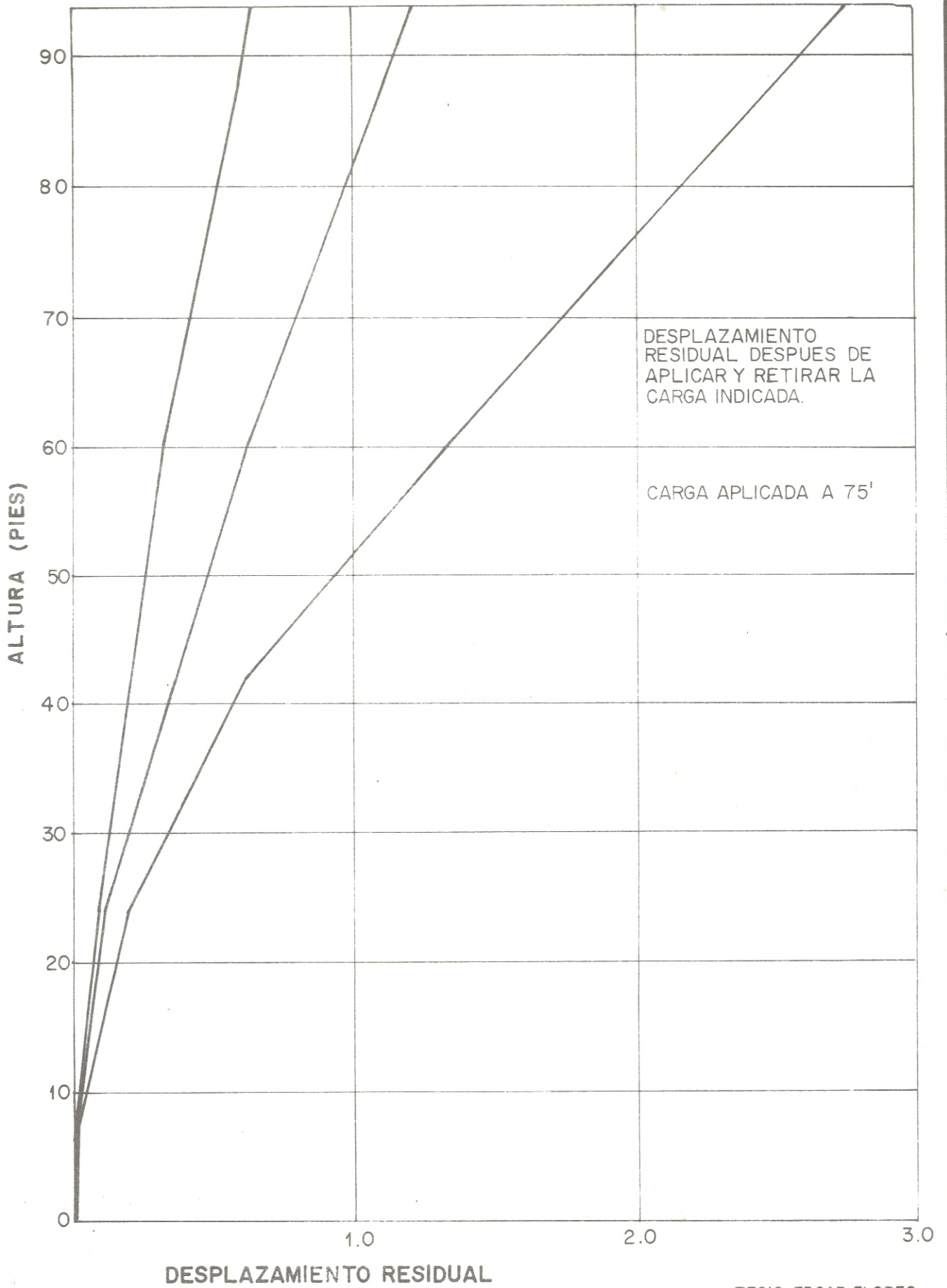
Veinte y siete días después, de bombeado el concreto el poste telescópico fue sometido a una prueba de destrucción. Una carga horizontal fue aplicada a 75 pies de altura. El primer incremento de carga fue a 10,000 # (aproximadamente igual al 100% del momento de diseño); luego se incrementó a 12,500 #; luego a 15,000 # y finalmente se quebró a 16,000 # (aproximadamente al 160% del momento de diseño). A continuación la carga fue retirada y las deflexiones fueron medidas. Los resultados de esta prueba se muestran en la tabla 3.1.1 y las gráficas 3.1.J, 3.1.K. y 3.1.L.

Tabla 3.1.1

Prueba de Destrucción

Hora	Deflexiones (pies)								
	P ₇₅	ΔA Nivel Suelo	$\Delta 8'$	$\Delta 24'$	$\Delta 42'$	$\Delta 61'$	$\Delta 74'$	$\Delta 88'$	$\Delta 95'$
9:20	0	0.01	0.01	.00	.05	.10	.11	.11	.12
9:40	10,000#	0.02	.07	.40	1.21	2.52	3.59	4.74	5.29
9:45	0								3.52
10:00	12,500#	0.03	.12	.52	1.60	3.33	4.72	6.27	6.96
10:03	0	0.01	.02	.07	.28	.60	.81	1.04	1.14
	15,000#	0.03	.12	.68	2.21	4.60	6.56	8.70	9.65
	0	0.01	0.03	.14	.65	1.38	1.90	2.43	2.70
	16,000#	.05	.15	.92	4.10	8.78	-	-	-
	0	.02	.05	.33	2.35	5.17	7.09	-	-





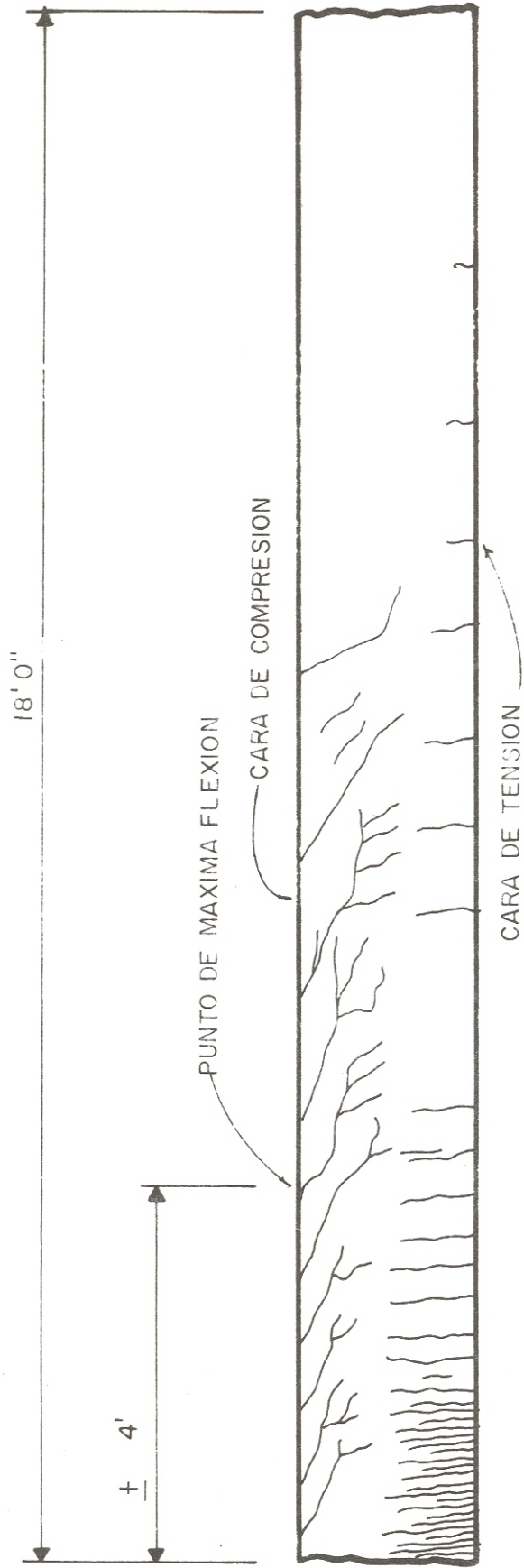
DESPLAZAMIENTO RESIDUAL

Durante la prueba de destrucción, el poste telescópico cedió primero en el tubo No. 5 (24" \emptyset x 0.250"). Bajo el efecto de un momento de 938, kips-pie actuando al nivel del suelo (producto de la carga horizontal de 12,500 # actuando a una altura de 75 pies). La observación indica que la cedencia ocurrió aproximadamente cuatro pies arriba de la junta. La falla en el tubo No. 5 se volvió más obvia cuando actuaba un momento de 1125 kips-pie al nivel del suelo y entonces comenzó a ceder el tubo No. 4. El poste se rompió a una altura de 24 pies (inmediatamente arriba de la junta entre los tubos No. 5 y No. 6). En la cara de tensión se observaban rajaduras producidas por la misma tensión. La rotura fue limpia y en un plano horizontal.

Después de la prueba de destrucción, el tubo de acero fue cortado para inspeccionar el concreto. El concreto del tubo No. 5 que fue el que cedió primero durante el ensayo de destrucción, tenía el aspecto mostrado en la gráfica 3.1.L. Se verificó que no hubo escurrimiento de lechada fuera de los tubos gracias al sello de uretano flexible colocado en las juntas.

El concreto fue diseñado para resistir como mínimo a los 28 días un esfuerzo de 5000 psi. Seis cilindros de concreto fueron tomados para ser ensayados a los 7, 14 y 28 días. El esfuerzo obtenido a los 28 días fue de 5130 psi. en un cilindro y 5450 en otro. Los resultados de los ensayos del concreto se muestran en la tabla 3.1.M.

El acero también fue ensayado. El esfuerzo de fluencia especificado es de 35000 psi pero en la realidad se obtuvieron esfuerzos que variaron desde 50250 hasta 72940 psi.



ASPECTO DEL CONCRETO DEL TUBO No. 5 DESPUES DE REMOVER EL TUBO DE ACERO

FIGURA: 3.4.1.L

Tabla 3.1.M

Cilindro número	Carga total (libras)	Libras por pulgada cuadrada obtenidas	Libras por pulgada cuadrada requeridas	edad del concreto (días)
6	145,000	5130	5000	28
5	145,000	5450	5000	28
4	120,000	4240		14
3	128,000	4530		14
2	112,000	3960		7
1	111,000	3930		7

Nota: Los cilindros 6, 4 y 2 fueron hechos antes de bombear el concreto.

Los cilindros, 5, 3 y 1 fueron hechos después de bombear el concreto. Para completar la exposición del comportamiento de los postes telescópicos se van a presentar las pruebas realizadas en un poste telescópico diseñado y fabricado para la línea 69 KV de doble circuito Cocales-Tiquisate, para el Instituto Nacional de Electrificación, INDE, en Guatemala; también se expondrán las características y resultados de las pruebas. Este poste era de tangente de 0° a 1° . El poste era de 60 pies de altura lleno de concreto con resistencia de 5000 # pulg².

Pruebas Realizadas en un Poste Telescópico Diseñado para la Línea 69 KV Cocales-Tiquisate.

Descripción de la Prueba:

La prueba se realizó el 24 de mayo de 1976. Más adelante se darán tablas y diagramas de las cargas de diseño así como de las deflexiones medidas y otros aspectos importantes.

El poste fue probado a 50 y luego a 100% de la carga de diseño. Después de estas pruebas se decidió continuar la prueba hasta la destrucción. La falla ocurrió a 130% de la carga de diseño. El poste cedió a 21 pies sobre el nivel del piso y se recuperó 4' 2 1/2" en la parte superior cuando se retiró la carga.

El poste fue cargado nuevamente a 150% de la carga de diseño y entonces las secciones T-3 y T-4 se separaron en la junta (ver figura 3.1.N.). El tipo de cimentación usado se detallará en la segunda parte de este capítulo.

Sumario:

El poste ensayado indicó que es capaz de resistir perfectamente bien el 100% de las cargas de diseño. La deflexión residual después de aplicar el 100% de la carga de diseño fue de 1' 8" o sea aproximadamente 2 1/2 % de su altura. También se notó que el poste continuaba recuperándose de la misma manera cosa que ya había sucedido con otras pruebas realizadas en otros postes.

La prueba indicó que el Slump inicial del concreto es muy importante y debería ser incrementado un poco para asegurarse que todos los vacíos sean llenados completamente.

A manera de ilustración se muestra a continuación el procedimiento de diseño de la estructura telescópica de tangente colocada en Cocalles.

Líneas de 69 KV

Procedimiento de Diseño para estructuras ARLO

Criterio de Diseño:

Conductor HAWK-477	HAWK-477		
	Resistencia a rotura	= 8,820 kgs	= 19,440 #
	Peso/pie longitud	= 0.297 kg	= 0.6551 #
	Diámetro	= 21,80 mm	= 0.858
	Tensión de tendido (trabajo)	= 70% (19,440)	= 13608 #

Ø 3/8" de 7 hilos (acero)

Cable de Guarda	Resistencia a rotura	= 4,898 Kgs	= 10,800 #
Acero 7 hilos	Peso/pie longitud	= 0.124 Kg	= 0.273 #

Vanos entre estructuras:

Tangentes:	0° - 1°	= 250 mts	= 820'
En ángulo:	1° - 5°	= 300 mts	= 984'
"	5° - 20°	= 300 mts	= 984'
"	20° - 60°	= 300 mts	= 984'
"	60° - 90°	= 300 mts	= 984'

Carga de Viento	= 12 #/ pie ²
Variación de temperatura	= 0° C a 50° C 32° F a 122° F

Diseño de Estructura de 0° a 1° = Tangente

$$\text{Flecha al centro} = D = \frac{(W) S^2}{8 H}$$

donde:

W = peso del conductor en#/pie

S = Vano en pies

H = Tensión horizontal de trabajo

$$D = \frac{0.655 \times (820)^2}{8 \times 13,608} = 4,05'$$

Altura mínima del Conductor inferior sobre el terreno, en base a la flecha máxima.

$$d = \frac{(d P) L}{8 A E} \quad \text{donde: } d = (T_1 - T_2) CT (L)$$

$$d = \frac{(122^\circ - 32^\circ) (6.5 \times 10^6)}{(820')^2}$$

$$d = 0.48'$$

$$dP = \frac{d \cdot 8 A E}{820} = \frac{(0.48) \cdot 0.785 \cdot (0.858)^2 \cdot (23 \times 10^6)}{820}$$

$$dP = 7,780 \#$$

$$\text{Flecha máxima} = \frac{0.6551 \# / \text{pie} \times 820'}{8 (13,608 - 7,780)} = 9.45'$$

$$\text{Altura libre} = 23'$$

$$\text{cadena de aisladores} = 3.5'$$

$$\text{Flecha máxima} = \underline{9.45'}$$

$$\text{Total} = 35.95' \text{ altura del brazo portante del conductor inferior.}$$

Se adopta : 39.5'

$$\text{Longitud del Conductor} = \frac{L = 8D^2}{3S} + S$$

$$L = 820 + \frac{8 (4.05)^2}{3 \times 820} = 820.053 \approx 820.00'$$

Distancia entre brazos portantes (vertical) = 6'6" Carga del Conductor: Vertical:
 vano x peso de la unidad de longitud = 820' X 0.651 #/pie = 537 #
 + aisladores y accesorios = 55 #
 Carga vertical del Conductor = 592 #

$$\begin{aligned} \text{Transversal} &= \text{Carga de viento} \\ &= \text{vano x diámetro conductor x presión viento x factor de forma del conductor.} \\ &= 820' \times \frac{0.858}{12} \times \frac{12 \#}{\text{pie}^2} \times 0.7 = 704 \# \end{aligned}$$

$$\text{Carga transversal del Conductor} = 704 \#$$

Carga del cable de Guarda:

$$\begin{aligned} \text{Vertical:} \quad \text{vano x peso de la unidad de longitud} \\ = 820' \times \frac{0.273 \#}{\text{pie}} = 224 \# \end{aligned}$$

$$\text{Carga vertical del cable de Guarda} = 224 \#$$

$$\begin{aligned} \text{Transversal} &= \text{Carga de viento} = \text{vano X} \\ &\quad \text{diámetro cable X presión} \\ &\quad \text{viento X factor de forma} \\ &\quad \text{del cable} = 820' \times \underline{318} - \\ &\quad \underline{12\#} \times 0.7 = \text{carga transversal} \\ &\quad \text{pie}^2 \end{aligned}$$

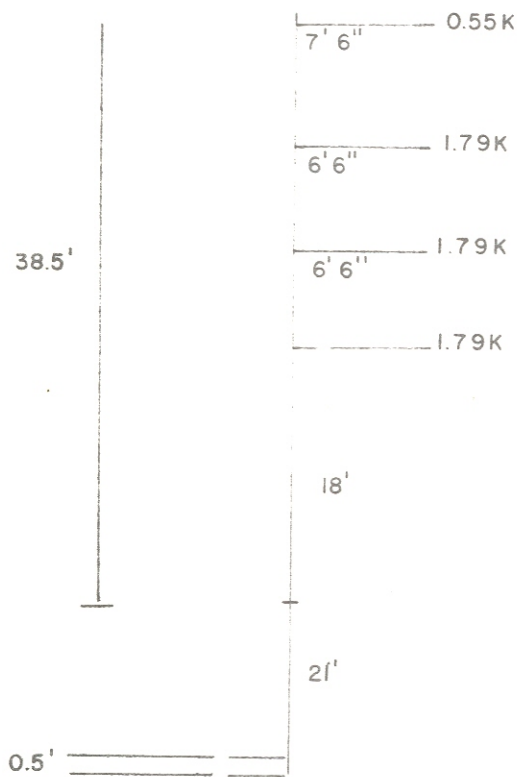
$$\text{Del cable de Guarda} = 216 \#$$

Cargas con factor de seguridad

Conductor	Carga	F. S.	Total
V =	0.592K	1.27	0.76K
T ±	0.704K	2.54	1.79K
L =	0.000K	1.65	0

Cable Guarda

V =	0.224K	1.27	0.28K
T =	0.216K	2.54	0.55K
L =	0.000K	1.65	0.



Los momentos debido a carga vertical son despreciables en este caso, en relación con las otras cargas, por lo que se omiten en el cálculo.

Momentos al nivel de las distintas secciones y en la superficie del terreno:

$$\begin{aligned}
 M_{7.5'} &= 0.55 \times 7.5' + &= & 4.13K \\
 M_{14'} &= 0.55 \times 14 + 1.79 \times 6.5 &= & 19.40K' \\
 M_{20.5'} &= 0.55 \times 20.5 + 1.79(13 + 6.5) &= & 46.18K' \\
 M_{38.5'} &= 0.55 \times 38.5 + 1.79(31 + 24.5 + 18) &= & 152.75K' \\
 M_{60'} &= 0.55 \times 60 + 1.79(39.5 + 46 + 52.5) &= & 280.02
 \end{aligned}$$

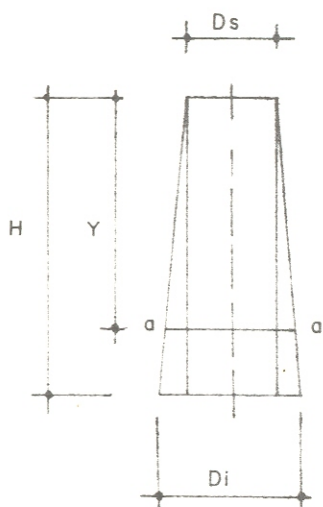
Comentario: La estructura ARLO que habrá de utilizarse para resistir estas cargas será más resistente que el poste de concreto centrifugado tradicional de 16 mts. que resiste 1000# en la punta, en la siguiente proporción:

$$16.00 (3.28) \times 1K = 52,48K'$$

$$\frac{280.02 K'}{52.48K} = 5.33 \text{ o sea : } 5.33 \text{ a } 1$$

Momento Producido por el viento actuando en la estructura.

Se analiza a distintas alturas, comenzando desde el extremo superior. Para el cálculo se utiliza la proyección de la superficie cilíndrica de la estructura telescópica en un plano vertical, la cual se toma como un trapecio.



D_s = Diámetro Superior (proyección)

D_i = Diámetro inferior (proyección)

H = Altura total de la estructura

Y = Altura variable desde el extremo superior.

$$Y = \frac{a}{\frac{D_i - D_s}{2}} \quad a = \frac{Y (D_i - D_s)}{2 H}$$

Momento = (Presión del viento) (área) (brazo)

$$M_y = P (D_s \cdot Y \cdot \frac{Y}{2}) + P (1/2) (a) (Y) \frac{Y}{2} (2)$$

$$M_y = P (D_s \cdot \frac{Y \cdot Y}{2}) + P (1/2) \frac{Y (D_i - D_s)}{2 H} \frac{Y^3}{3}$$

$$M_y = P \frac{(D_s Y^2)}{2} + P \frac{(D_i - D_s) (Y^3)}{2(3) H}$$

Para pasar los diámetros en pulgadas, a pies:

$$M_y = P \frac{(D_s Y^2)}{12 (2)} + P \frac{(D_i - D_s) Y^3}{12 (2) H (3)}$$

$$M_y = \frac{P}{24} \left[D_s Y^2 + \frac{(D_i - D_s)}{H} \frac{Y^3}{3} \right]$$

$$\text{si: } \frac{D_i - D_s}{H} = T_0$$

$$M_y = \frac{P}{24} (D_s Y^2 + T_0 Y^3)$$

Usando Tablas ARLO actuales

$$\text{Asumiento: } D_s = 10''$$

$$D_i = 18''$$

El viento es una carga transversal y por lo tanto, según las normas usuales le corresponde un F. S. de 2.54.

Para el caso de Guatemala sin embargo, resulta demasiado alto. Pues incluso se absorbe con demasiada holgura el efecto del viento sobre los brazos portantes y aisladores.

$$T_o = \frac{D_i - D_s}{H} = \frac{18-10}{60} = 0.134;$$

$$P = 12 (2.54) = 30.48 ; \frac{P}{24} = 1.27$$

$$M_y = \frac{P}{24} (D_s \cdot Y^2 + \frac{T_o}{3} Y^3)$$

$$M_y = 12.7 Y^2 + 0.045 Y^3 (1.27)$$

$$M_y = 12.7 Y^2 + 0.057 Y^3$$

Para tener M_y en K' se dividirán las # pie entre 1000

<u>Y</u>	<u>$12.7 Y^2$</u>	<u>$+ \frac{0.057 Y^3}{3}$</u>	<u>M_y</u>
7.5'	0.714	0.024	0.738 K'
14'	2.489	0.156	2.645 K'
20.5'	5.337	0.491	5.828 K'
38.5'	18.824	3.252	22.076 K'
60'	43,200	12.312	55.512 K'

$$\text{Momento total al pie de la estructura, en la superficie del terreno} \\ = 280.02 + 55.512 = M = 335.53 K'$$

Para seleccionar las distintas secciones telescópicas de la estructura, se utilizan las tablas de Manual Técnico ARLO, adoptando entre las distintas soluciones posibles para cada caso, las secciones más livianas, con fines de economía general, pues el concreto es más barato que el acero. Si hubieren de regirse condiciones de escasez de ancho del derecho de vía, por ser muy caro o muy estrecho físicamente, podrá adoptarse entre la amplia gama de soluciones, aquella que mejor se adopte al caso particular. Tener en cuenta que cada sección debe satisfacer las condiciones de Momento actuante en sus dos extremos. En la computadora trabajamos con la siguiente información entre datos y resultados:

F_y = esfuerzo de fluencia del acero (psi)

F_c = resistencia última del concreto a compresión (psi)

D = Diámetro exterior del tubo de acero (pulgadas)

T = Espesor del tubo de acero (pulgadas)

M_u = Momento último (kip-pie)

E_c = Módulo de elasticidad del concreto (Ksi)

I_s = Momento de inercia compuesto-equivalente del acero (pulg⁴)

EI = Rigidez compuesta-equivalente del acero

W_t = Peso del tubo del acero por pie (Lbs./pie)

M_E = Momento elástico basado en el máximo esfuerzo de compresión del acero en las fibras extremas.

M_H = Momento del tubo hueco de acero.

Pueden obtenerse soluciones aún más ventajosas en ciertos casos, interpolando valores de las tablas, sin embargo en este ejemplo se utilizarán únicamente los valores que aparecen en las Tablas.

A) = Diagrama de Momentos por cargas transversales.

B) = Diagrama de Momentos por cargas transversales y viento = Momentos totales.

Momentos Totales:

M	7.5'	=	4.13	+	0.74	=	4.87K'
M	14.0'	=	19.40	+	2.65	=	22.05K'
M	20.5'	=	46.18	+	5.83	=	52.01K'
M	38.5'	=	152.75	+	22.08	=	174.83K'
M	60.0'	=	280.02	+	55.51	=	335.53K'

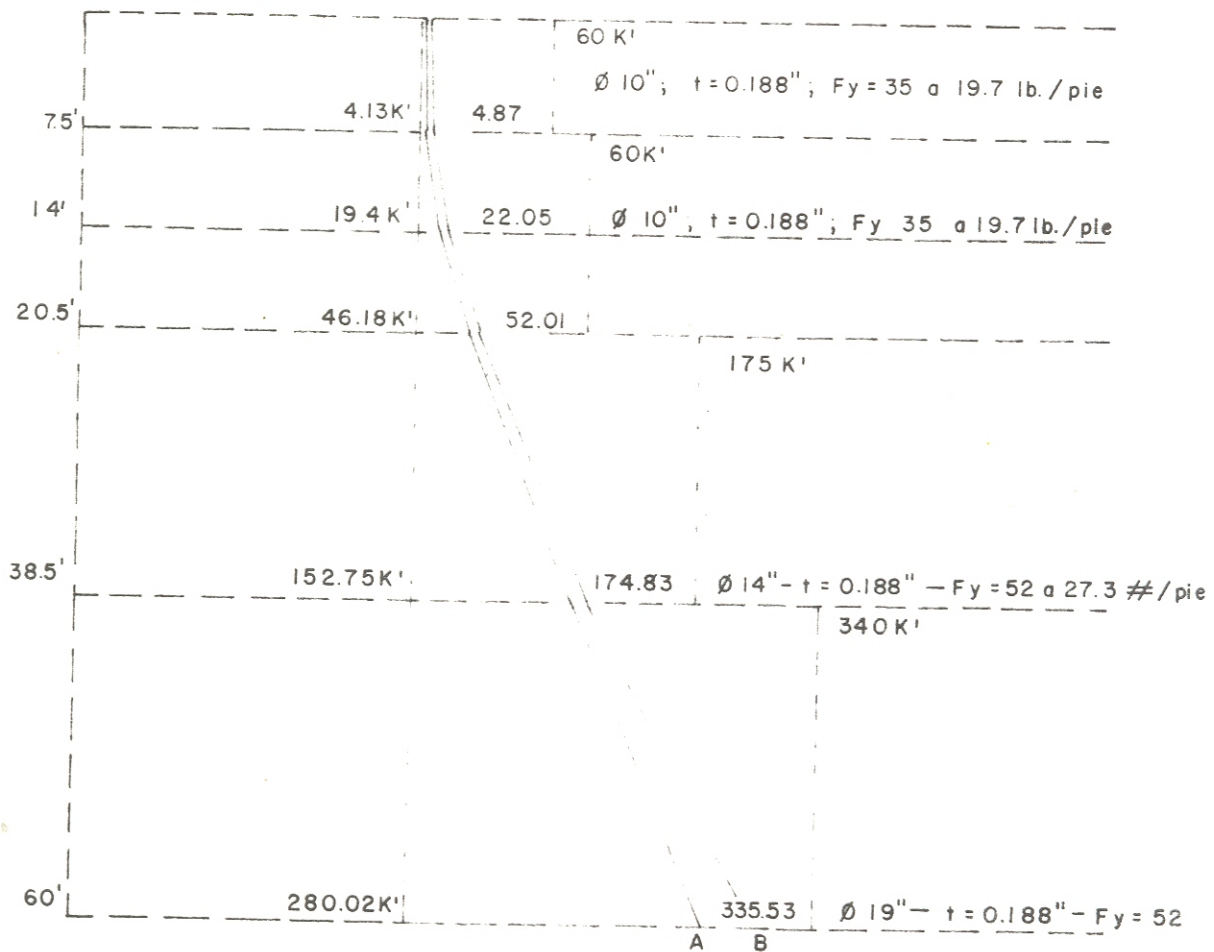
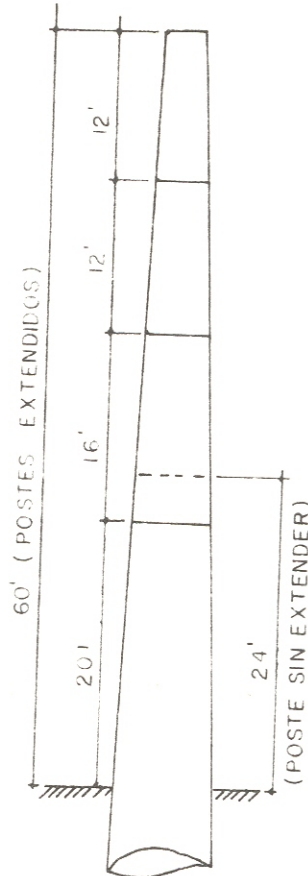
Capacidad de Momentos-Secciones ARLO

Figura No. 3.1.N

Poste Ensayado

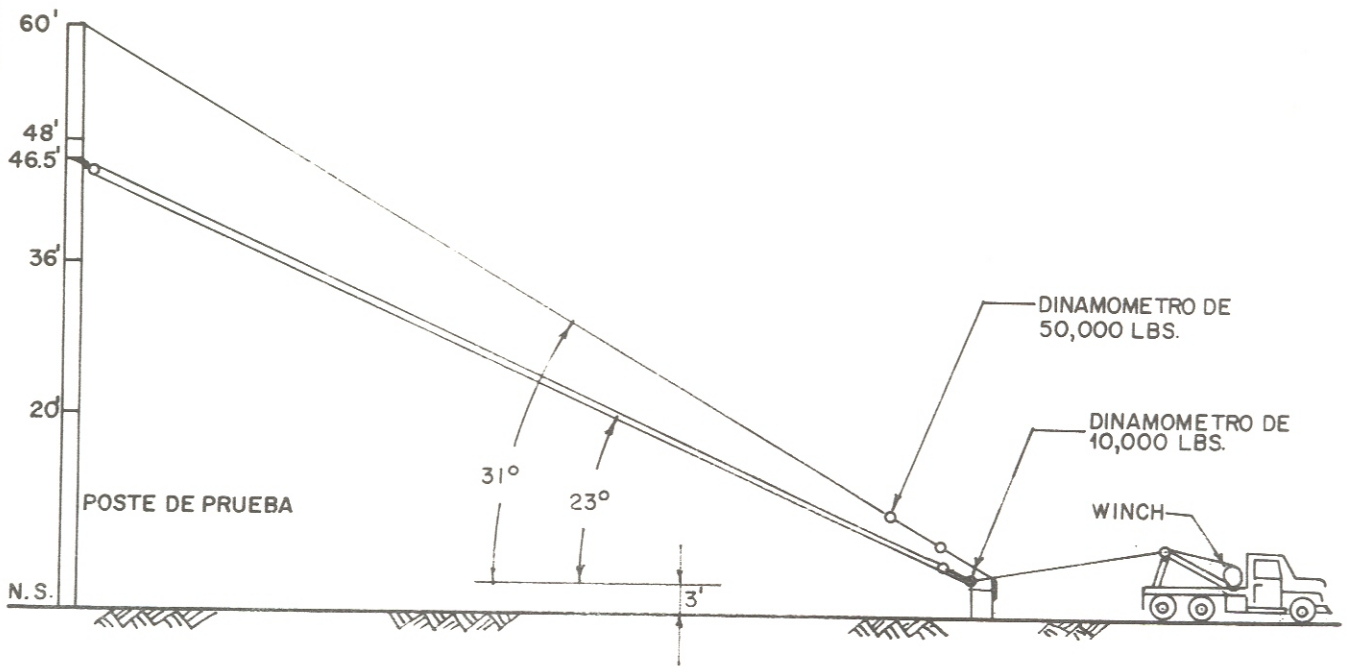


El poste se llenó con 2.6 yardas cúbicas de concreto.

Prueba de Resistencia a la Compresión del Concreto de 5000 psi Usado

Edad (días)	Resistencia psi
3	3660
7	4810
14	5660
28	7000

DIAGRAMA DE PRUEBA DE CARGA

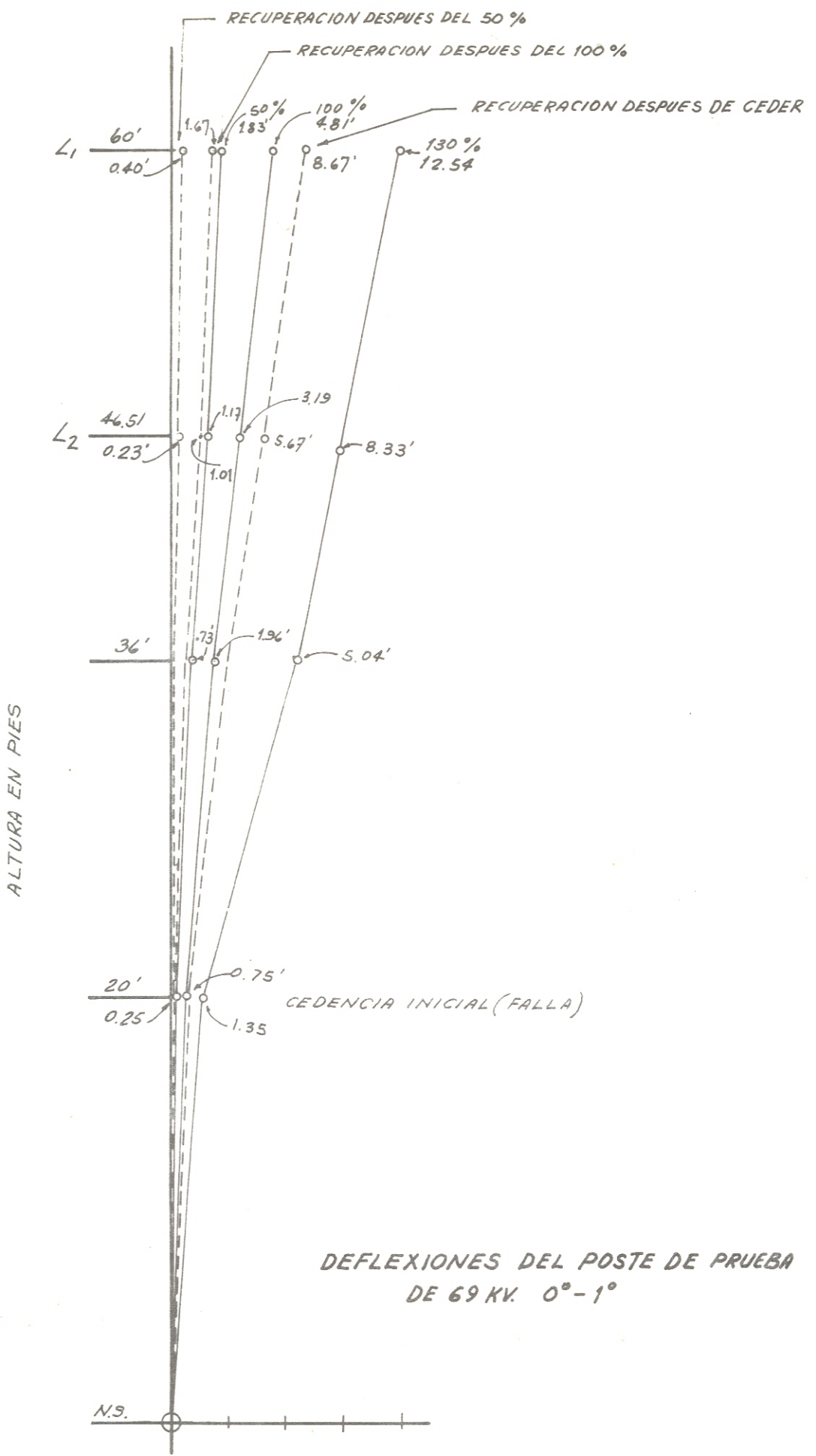


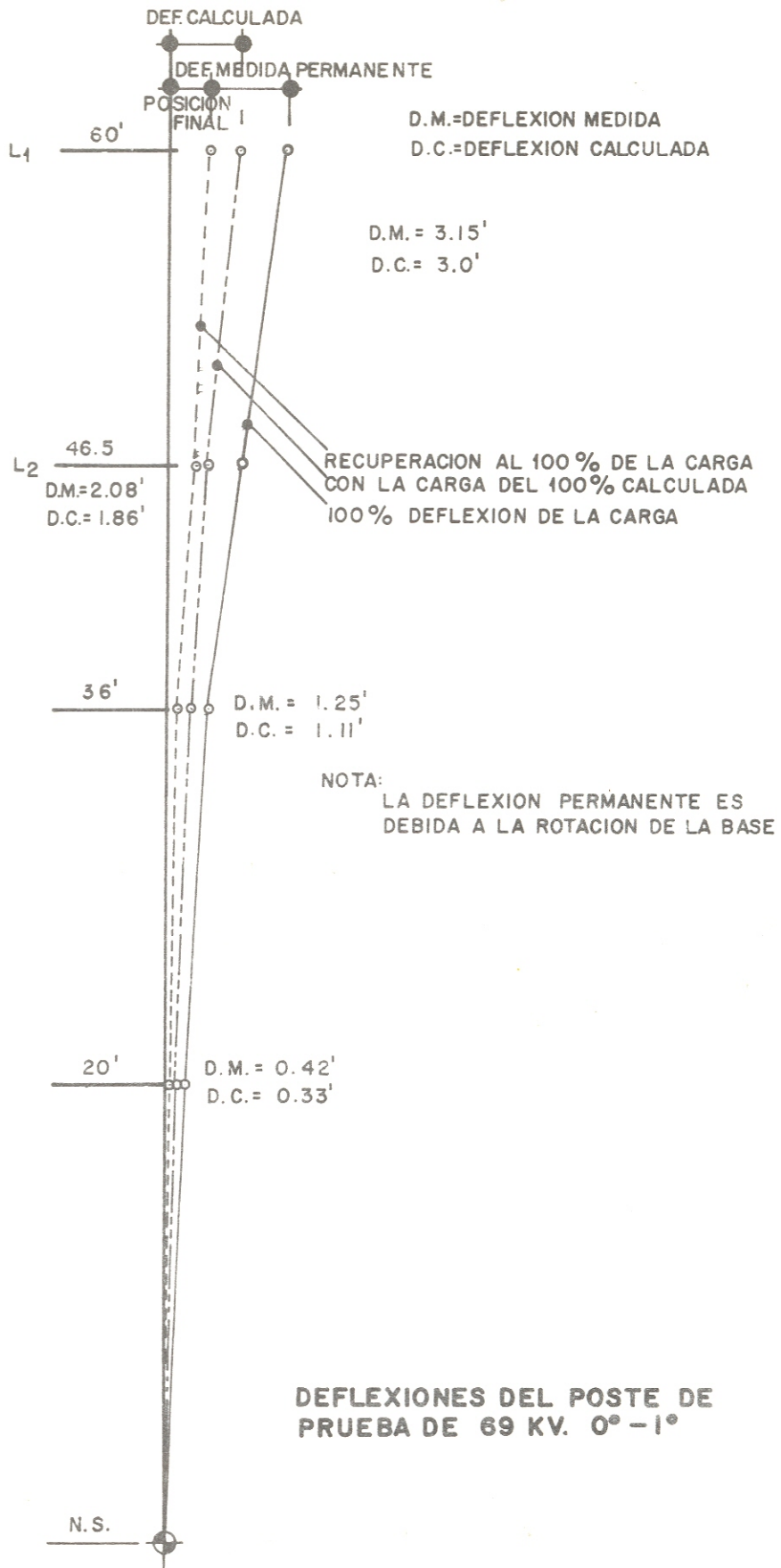
CARGAS

CARGAS SIMULADAS EQUIVALENTES PARA OHGW Y CONDUCTORES

		50 %	100 %	110 %	120 %	130 %
OHGW (TOP)	HORIZ.	340	680	748	816	884
	TENSION	400	800	880	960	1040
CONDUCTOR (46.5')	HORIZ.	2375	4750	5225	5700	6175
	TENSION	2580	5160	5676	6192	6800
	DINAMOMETRO *	1290	2580	2888	3175	3400

* DINAMOMETRO DE 10,000 LBS. CON LECTURA DIRECTA





Memoria de la Prueba de Carga del Poste

	Carga	50%	100%	110%	120%	130%	+150%
O H G W En la punta Cond. 46'	Total	400	800	880			
	Dinamómetro	400	800	880	900	900	900
	Total	2580	5160	5676	6350	6800	7040
	Dinamómetro	1290	2580	2880	3175	3400	3870
Deflexión en la punta	Inicial	1' 1/2"	4"	1' -6"			8' -8"
	Cargado	1' -10"	4' -9 3/4"			12' -6 1/2"	
	Descargado	4 3/4"	1' -8"			8' -8"	
Deflexión a 46.5'	Inicial cargado	1' -2"	2 1/2"	1' -1 1/4"			5' -8"
	descargado	2 3/4"	3' -2 1/4"			8' -4"	
			1' -11 1/4"			5' -8"	
Deflexión a 36'	Inicial cargado	8 3/4"	1"	8"			3' -4 1/4"
	descargado	1 1/2"	1' -11 1/2"			5' -1/2"	
Deflexión a Nivel del suelo	Inicial		8 1/2"			3' -4 1/2"	
	Cargado	1 1/2"	1/2"	1/2"			7/8"
	Descargado	1/2"	3/4"			1 1/4"	
					inicial	Cede	última

Cargas estimadas

Nota: OHGW = cables guarda

3.2 Base de Cimentación:

Diseño de la Cimentación de los Postes:

La resistencia lateral del suelo, puede ser asumida igual al 10% de la capacidad soporte vertical por pie de profundidad, en áreas en donde no se tiene información local disponible.

Entonces:

<u>Capacidad de suelos (K/pies)</u>	<u>soporte</u>	<u>Lateral</u>
Cama de roca (no laminar)	200	20
Roca laminada	70	7
Arcilla Esquistosa	20	2
Grava, mezcla de arena y grava compactada	10	1.0
Arcilla Dura	12	1.2

La resistencia pasiva de la tierra varía uniformemente con la profundidad. Cuando las cargas de diseño incluyan el factor de seguridad (de sobre carga), la presión pasiva del suelo normalmente cohesivo puede ser tomada como 1000 psF por pie de profundidad.

Fórmula: ver figura 3.2.A

P = Carga horizontal

C = Altura de la carga sobre el nivel del suelo

A = Profundidad de cimentación.

a = Profundidad del nivel del suelo, al punto de rotación

b = Profundidad del punto de rotación a la base.

d = Diámetro de la cimentación

S' y S = Presión pasiva máxima del suelo (psi)

$$S' = \frac{a^2 S_1}{4 ab} \quad b = \frac{2P(A+2C)}{2P + S_1 A d}$$

$$S_1 = \frac{12PC}{A^2 d} + \frac{6P}{Ad} \quad a = A - b$$

Para ilustrar lo anterior, se mostrarán los cálculos realizados para la cimentación del poste colocado en Cocales.

Refiriéndonos a la figura 3.2.A tenemos:

$$A = 9'$$

$$d = 2.5'$$

$$p = 4.25 \text{ K}$$

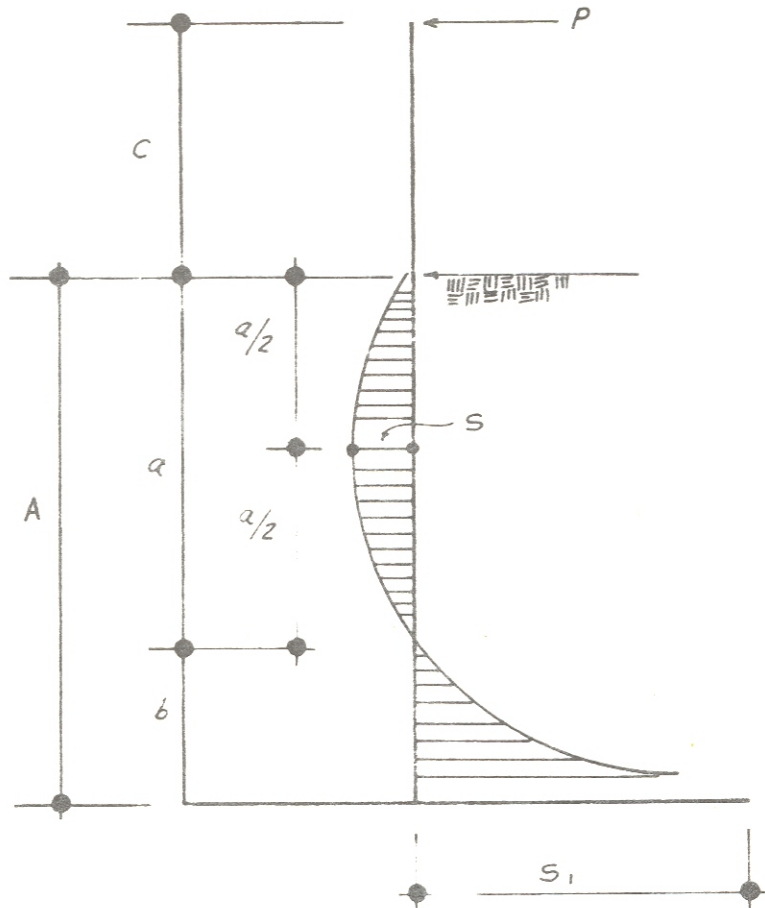
$$c = 60'$$

$$b = 3.29$$

$$a = 5.71$$

$$S_1 = \frac{12 \times 4.25 \times 60}{(9^2) \times 2.5} + \frac{6 \times 4.25}{9 \times 2.5} = 15.11 + 1.13 = 16.24 \text{ KsF}$$

FIGURA 3.2.A

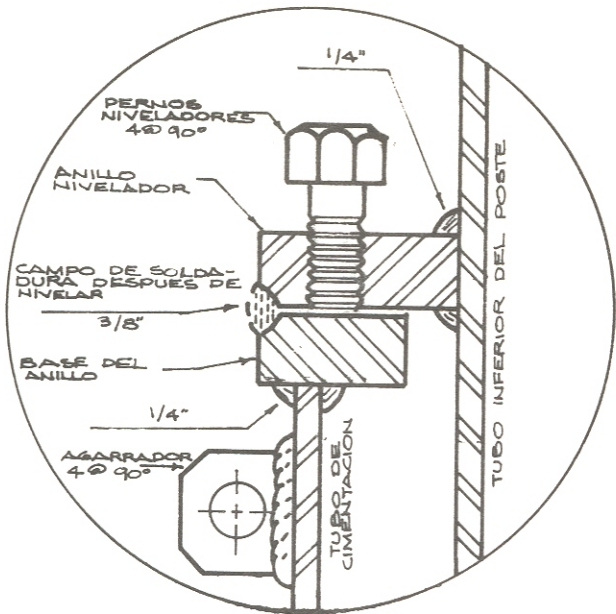


$$s_1 = 16,244 \text{ PSF}$$

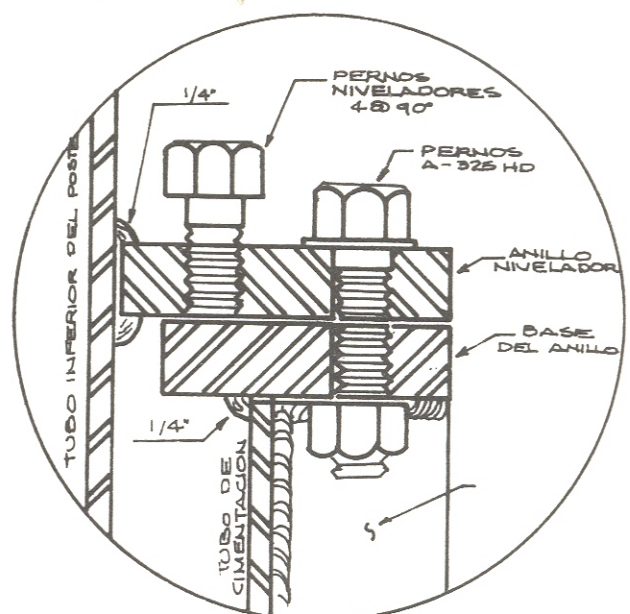
$$b = \frac{2 \times 4.25 (9 + 2 \times 60)}{2 \times 4.25 + 16.244 (8+2.5)} = 3.29$$

$$s^1 = \frac{(5.71)^2 \times 16.244}{4 \times 9 \times 3.29} = 4471 \text{ PSF}$$

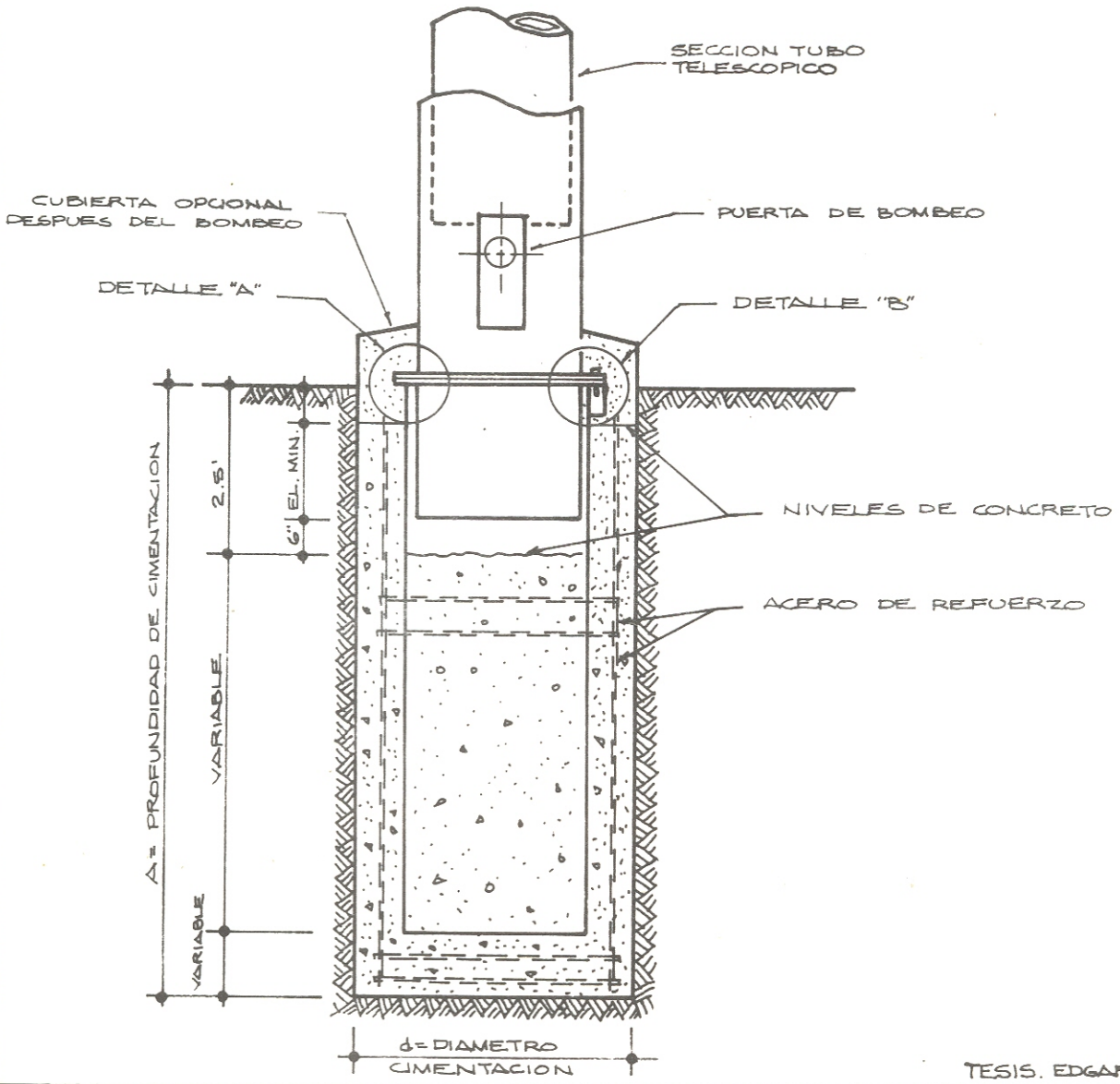
Para detalles de cimiento ver figura 3.2.B.



DETALLE "A"
BASE TIPICA SOLDADA



DETALLE "B"
BASE TIPICA CON PERNOS



4. TRANSPORTE Y MONTAJE

TRANSPORTE:

El transporte de postes telescópicos es bastante más sencillo y económico que el de postes de concreto debido a su menor peso y volumen.

Cuando el tamaño del proyecto lo permita, a un tractor viejo le puede ser adaptada una mezcladora y una bomba para facilitar el transporte de materiales y equipo, como ya se ha hecho en algunos proyectos.

En la mezcladora se pueden llevar ya mezclados, el agua y los agregados para únicamente agregarles el cemento y los aditivos en el lugar de colocación.

Como vemos, el transporte se hace muy sencillo al tener que utilizar pocos vehículos, lo cual redundará beneficiosamente en el aspecto económico.

También el transporte del personal será mínimo, ya que se necesita muy poco personal en vista de la facilidad, de colocación de los postes telescópicos.

MONTAJEInstrucciones de Instalación para Estructuras Teléscópicas ARLOa) Base de Cimentación (Tubo)

1. Hacer la excavación para el cimiento a la debida profundidad, ancho y diámetro según diseño.
2. En caso necesario y según el diseño específico instalar el refuerzo de varillas de acero.
3. Fundir el cimiento con concreto de 4000 libras por pulgadas cuadrada, según diseño de cimentación, (plano ADC-75-201-02), al hacerse esta fundición en dos etapas.
4. Con la ayuda de reglas de madera bajo la brida del tubo de base, colocar éste en el agujero del cimiento, perfectamente nivelado.
5. Colocar el tubo "base" a la profundidad debida y a plomo; usando un nivel de 4' de largo, nivelar el anillo superior del tubo. Anclar el tubo base a la armazón de madera para fijarlo durante la fundición de concreto.
6. Fundir el cimiento con concreto de 4000 libras por pulgada cuadrada. Llenar el tubo de base a la profundidad mostrada en el plano. Nota: Verificar que el perno de tierra esté bien engrasado e instalado en toda su longitud dentro del agujero correspondiente, tapado y bien cerrado. Esto es muy importante para que el perno del cable de tierra pueda ser instalado y removido después de fraguado el concreto. Nota: Chequear niveles del tubo de base después de colocado el concreto.
7. Después de tres días remover la armazón de madera y remover perno del cable de tierra para asegurar que esté libre.
8. Si se han de ensayar cilindros de concreto, tomar 4 muestras y romper a los 3, 7 y 28 días y el restante uno, al tiempo que se desee.
9. Colocar paja húmeda o costales mojados sobre el concreto expuesto para efectuar la cura de superficie.

b) Instalación de la Estructura Telescópica

1. La estructura telescópica podrá instalarse en el tubo base a partir de 10 días después de haber fundido el cemento.
2. Con una grúa pequeña, descargar la estructura del camión, trailer o carretón de acarreo.
3. Con la estructura en una posición horizontal, instalar los brazos portantes de los cables de energía. Estos pueden pre-ensamblarse dejando flojos los tornillos de sus abrazaderas y deslizarse por el tubo superior hasta su posición final; o bien pueden armarse por mitades. Alinear los brazos portantes con la hembra metálica en que se acopla la escalerilla de mantenimiento. Apretar los tornillos para chequear que todas las piezas estén bien aseguradas.
4. Instalar el perno de conexión de cable de tierra y los pernos de los demás soportes para el mismo cable, perfectamente engrasados para que se facilite el quitarlos en una fecha futura. Instalar dos tirantes en la estructura. Estos tirantes deberán ser de 0 1" de nylon para todas las estructuras. Colocar los tirantes en la primera y segunda uniones superiores de la estructura.
5. Inspeccionar la superficie exterior de cada uno de los tubos expuestos, para detectar cualquier daño, abolladura o raspadura producidos en el galvanizado durante su transporte o manipuleo. Nota: No deberá intentar bombearse una estructura dañada.
6. Cualquier reparación mínima al galvanizado deberá realizarse a nivel del terreno. Limpiar el área con cepillo de alambre; luego aplicar una capa de acondicionador metálico (producto químico ZRC) y dos capas de Spray compuesto para galvanización en frío (ZRC) o bien aplicar dos capas de otro compuesto galvanizador frío, de características equivalentes y debidamente aprobado.
7. Utilizando una grúa móvil de capacidad acorde con el peso de la estructura que se va a instalar, poner la estructura en posición vertical. Sujetarla de la argolla de cable en su extremo superior. Nota: Asegurarse de apretar las abrazaderas que forman la argolla de cable cada vez antes de levantar

la estructura. Ajustar el tubo inferior dentro de la base hasta que el anillo de nivelación quede bien acoplado con el anillo del tubo base. Con la grúa sujetando la estructura, ponerla a plomo utilizando los 4 tornillos de nivelación. Desalojar el gancho de la grúa y chequear la verticalidad de la estructura, utilizando un nivel, teodolito o plomada. Continuar nivelando hasta que la estructura esté a plomo. Nota: Alinear la estructura en la base para asegurar que los brazos estén adecuadamente orientados con el derecho de vía. Marcar el tubo base y el tubo inferior de la estructura para asegurar la orientación.

8. Cuando la estructura esté a plomo, soldar el anillo de nivelación al anillo del tubo de base, según detalle ilustrativo. Dejar 4 pequeños espacios para ventilación a 90° en el área de soldadura entre el anillo de nivelación y la brida del tubo base. El espacio deberá ser $3/16 \times 3/16$ como máximo, o bien un área equivalente. Raspar el galvanizado en el área a soldar o utilizar soldador con filtro. La soldadura deberá picarse y cepillarse con cepillo de alambre, debiendo aplicarsele luego una capa de acondicionador metálico (producto químico ZRC) y dos capas de spray compuesto para galvanización en frío (ZRC) u otro compuesto galvanizador en frío, de características equivalentes y debidamente aprobado. Nota: Esta soldadura se requiere únicamente durante el bombeo y no constituye una soldadura estructural después que la estructura ha sido bombeada. Las estructuras ARLO no utilizan ninguna soldadura ni unión estructural; las soldaduras en los anillo son requeridas únicamente para sellos durante el bombeo de concreto y alineamientos.

9.- Inspeccionar la estructura para asegurarse que los pernos de la conexión a tierra así como los agujeros para pernos en los tubos tengan sus correspondientes pernos A-325 debidamente engrasados y colocados en su sitio.

- a) Compuerta para bombeo (2 pernos)
- b) Conexión superior del cable de tierra (1 perno)
- c) Conexión inferior del cable de tierra (1 perno)
- d) La unión del cable de tierra (2 pernos)

10.- Utilizando un camión corriente para mantenimiento de líneas,

equipado con un brazo extensible de 15 metros de longitud y plataforma para operador, remover las abrazaderas de sujeción de la argolla de cable en la parte superior de la estructura y soltar el cable por el niple de \emptyset 1 1/2" en la tapa del tubo superior de la estructura. Sacar el cable de tierra usando dos pernos de 5/8" \emptyset X 1 1/2" A-325 según se indica en el plano y luego instalar la tapadera galvanizada en el niple de \emptyset 1 1/2". Nota: Inspeccionar la tapadera de 2" para confirmar que todos los agujeros de ventilación de \emptyset 3/16" están libres y no obstruidos. Chequear que los tirantes estén asegurados a la estructura y no estén enredados los brazos portantes de las líneas de transmisión.

11.- Inspeccionar todos los tubos para asegurar que la hembra de goma esté bien colocada en la ranura del anillo superior de cada tubo.

c) Bombeo de la Estructura ARLO:

1.- Instalar la compuerta deslizante del bombeo después de aplicada una capa de grasa a la superficie de sus carrileras y a los dos pernos de \emptyset 5/8" x 2" A-325. Alinear el pórtico de entrada para que pueda abrirse la compuerta y luego con un martillo ciérrase la compuerta de bombeo. Deslizar la compuerta a la posición abierta y apretar los pernos para permitir que la compuerta pueda accionarse únicamente con un golpe de martillo.

2.- Instalar la manguera de la bomba al acople victaulic en la compuerta de la estructura.

3.- Chequear que los tirantes estén libres.

4.- La bomba deberá estar a una distancia entre 15 y 27 metros de la estructura.

5.- La estructura se encuentra ahora lista para ser bombeada.

6.- Una vez lista la mezcla ARLO de concreto, verificar el funcionamiento correcto de la bomba. (chequear la presión en la bomba y en las mangueras para asegurar el buen funcionamiento)

7.- Para la operación de bombeo se requiere una bomba transportable y dos operadores. La bomba debe ser capaz de bombear un mínimo de 30 metros cúbicos de concreto por hora y estar equipada con buenas conexiones vitaulic.

Las especificaciones de la bomba de concreto son las siguientes:

- a) Capacidad mínima de bombeo: 30 metros cúbicos de concreto (con agregado mediano), por hora.
- b) Presión mínima en la manguera de expulsión: 150 libras por pulgada cuadrada, a 15 metros de distancia de la bomba.
- c) Presión máxima en la manguera de expulsión: 250 libras por pulgada cuadrada, a 15 metros de distancia de la bomba.
- d) Poseer control de presión y manómetro de presión tanto en el lado del pistón hidráulico de la bomba como en el lado de la manguera de expulsión de concreto.
- e) Las válvulas de la bomba han de estar ajustadas y alineadas para permitir un desplazamiento positivo de la mezcla ARLO 5000 y sin que haya recirculación. Ver el diseño de la mezcla ARLO 5000 para propiedades específicas de concreto.
- f) Todo el equipo, bombas, motores, mangueras, acoplamientos vitaulic y componentes de la bomba deberán estar en buenas condiciones de trabajo y mantenidos de acuerdo a las especificaciones de los fabricantes.
- g) Proveer una malla adecuada para la tolva de alimentación de los materiales a efecto de evitar el paso de partículas de tamaño mayor del especificado. La malla podrá tener retículas de 1/2" x 1/2".

8.- La operación de bombeo deberá realizarse lentamente después que el tubo inicial sea extendido. Las estructuras se extenderán a su altura máxima en un lapso de 10 a 20 minutos. No exceder la presión de bombeo.

9.- Durante el bombeo, chequear que los tirantes estén libres. No tirar de éstos durante el bombeo.

10.- Cuando la estructura alcance su altura máxima (se hayan extendido todos los tubos), suspéndase el bombeo inmediatamente, pero manténgase la

presión en la bomba aproximadamente durante tres minutos, si los tubos se asientan, aplicar un golpe de bomba para volver la estructura a su posición final. Una pequeña cantidad de lechada de cemento podrá escapar por los topes de las uniones de los tubos al iniciarse el sellado de las mismas. Esto es normal y la lechada en cuestión podrá lavarse o bien se desprenderá sola de la superficie exterior de los tubos, por acción de la lluvia.

11.- Manteniendo la presión en la manguera de la bomba de concreto, bájese la compuerta de la estructura hasta una posición completamente cerrada. Apretar los pernos de $\varnothing 5/8''$ A-325 y remuévase la manguera quitando el acoplamiento victaulic.

12.- El concreto remanente en la manguera de la bomba podrá verterse en un paño de plástico y retirarlo una vez fraguado.

13.- La estructura se encuentra lista ahora para su alineamiento final o atirantamiento según se requiera.

d) Alineamiento y Pre-Esfuerzo (Atirantamiento) de la Estructura ARLO después del Bombeo.

1.- Después de bombeada la estructura y antes de que se realice el fraguado inicial del concreto, la estructura podrá alinearse o atirantarse para pre-esforzarla en dirección opuesta a la carga.

2.- Si la estructura es a plomo (estructura tangente) no deberán tensarse los tirantes. Dejarlos que cuelguen libremente hasta que se haya realizado el fraguado inicial (aproximadamente tres horas).

3.- Si la estructura no está perfectamente vertical, utilizando los tirantes y picos de anclaje orientese la estructura en dirección de la bisectriz del ángulo fuera de plomo y jállese de los tirantes uniformemente hasta que le estructura pase ligeramente de la posición vertical.

procedimiento y aplíquese el pre-esfuerzo en la bisectriz del ángulo de la línea que se opondrá a la carga, de acuerdo con la deflexión del extremo superior de la estructura que se indique para cada caso en particular.

5.- Podrá escalarse la estructura, según el caso, una vez que se haya realizado el fraguado inicial o bien aproximadamente 12 horas después de haber removido los tirantes que se hayan tensado.

6.- Podrán instalarse los cables de energía al cabo de 14 días, a menos que se prevean cargas extremadamente fuertes. La estructura podrá entrar totalmente en funciones al cabo de 21 días.

5. ASPECTOS ECONOMICOS

La economía en la utilización de Estructuras "ARLO" se refleja objetivamente comparando el costo por kilómetro de línea construida con estas estructuras en contraposición con líneas construidas con otros sistemas. Ello fundamentalmente debido a que si bien el costo individual de una estructura telescópica rellena de concreto es mayor que el costo de una Estructura "H" a base de postes de concreto, los vanos mayores que se logran con las Estructuras "ARLO" compensan la diferencia en costo por cuanto se necesita menos cantidad de estructuras telescópicas. Asimismo debe tenerse presente que los costos por kilómetro de línea construida incluyen transporte, montaje e instalación de conductores, accesorios, herrajes y demás, todo lo cual comprende cantidades menores para las estructuras telescópicas.

Debe tenerse presente que por regla general en la comparación, en el caso de estructuras de soporte para líneas de conducción de energía eléctrica, un estudio de tipo económico es más objetivo al analizar estructuras similares, es decir al considerar determinado tipo de poste con otro tipo de poste y cierto tipo de torres con otro tipo de torres, con el propósito de que las características generales de las estructuras bajo estudio sean lo más similares posible. Sin embargo las ventajas económicas de una estructura telescópica en contraposición con una torre de acero del tipo de celosía son más significativas para líneas de voltajes de 138 KV en adelante por cuanto las ventajas en tiempo y costo de montaje; derecho de vía y mayor resistencia se vuelven mayores.

6. ANALISIS COMPARATIVO CON ESTRUCTURAS TRADICIONALES

6.1 Análisis Técnico Comparativo:

6.1.1 Diseño de Estructuras Tradicionales de Perfiles Angulares de Acero-Torres Tipo Celosía :

Al igual que para el diseño de todas las torres para líneas de transmisión, en el diseño de torres tradicionales de perfiles de acero se observarán todas las condiciones de carga mencionadas en el capítulo 2.

6.1.1.1 Fórmulas de Compresión:

6.1.1.1.1 Desarrollos Básicos:

Un angular con adecuada compacidad y adecuadamente soportado y cargado, provee un miembro a compresión que se comporta razonablemente según la curva de la "CRC" (Column Research Council, EUA) de capacidad básica.

Considerando este hecho, y después de revisar fallas a las cargas de ensayo, se ha adoptado la fórmula de CRC como representativa de la resistencia máxima de una columna de sección angular concéntricamente cargada, en el rango del comportamiento inelástico.

Las torres portantes de líneas de transmisión están normalmente compuestas de: Miembros con funciones de columna, soportados por breizas sometidas a esfuerzos, y miembros redundantes. La fórmula de Euler es usada en el rango elástico, el cual comienza en un valor de L/r (relación de longitud dividida entre el radio de giro), igual a C_c (relación de esbeltez de la columna).

No se contempla la utilización de estas fórmulas cuando b/t (relación de la longitud interior del ala del angular dividida entre su grosor) exceda de 20.

Los valores limitadores de L/r son: Para las patas, 150; para otros miembros que transmitan cargas, 200; para miembros redundantes, 250.

Un valor límite de b/t está dado en la ecuación 6.1.1.F. Si b/t no excede de este valor, el miembro es suficientemente rígido para desarrollar el esfuerzo de fluencia para $L/r = 0$ sin ceder. Si b/t excede de el valor límite, las ecuaciones 6.1.1.G y 6.1.1.H dan una reducción apropiada en el límite de fluencia especificado.

Las especificaciones AISC para columnas están basadas en un factor de seguridad, relativo a la curva básica CRC, el cual aumenta de 1.67 cuando $L/r = 0$ a 1.92 cuando $L/r = C_c$, y, para valores de L/r mayores que C_c en un factor de seguridad de 1.92 relativo a la fórmula de Euler. El factor de seguridad para $L/r = 0$ es el mismo que se usa para los miembros en tensión. Estos factores están basados en las siguientes consideraciones:

a) Las deformaciones iniciales, pequeñas excentricidades accidentales, y esfuerzos residuales de fabricación no influyen la capacidad de tensión de un miembro, ya que una redistribución de esfuerzos puede ocurrir y permitirle al miembro alcanzar su esfuerzo de fluencia. Esto también es cierto para columnas cortas, cuando son rígidas. Las excentricidades y esfuerzos residuales ocasionan una reducción significativa en la resistencia de los miembros en compresión en el rango intermedio de los valores de esbeltez. Sin embargo, esta reducción disminuye para columnas todavía más largas, y se convierte en prácticamente insignificante cuando L/r excede C_c .

b) Para miembros empotrados, el factor de seguridad es 1.92 para $L/r = C_c$, pero baja a 1.12 cuando $L/r = 200$ si es comparado con la fórmula de Euler. Sin embargo, si se asume que los miembros esbeltos de apoyo tienen algún grado de restricción en los extremos y si K es tomado como 0.78 para $L/r = 200$, el factor de seguridad será 1.92 relativo a la fórmula de Euler.

c) En la práctica no se acostumbra tomar en cuenta diferencias del comportamiento de miembros a tensión y compresión con respecto al factor de carga pa-

ra torres. Por consiguiente, si un factor determinado que varía con L/r es adoptado para miembros en compresión, un ajuste a la fórmula básica para columnas CRC, será requerido. Sin embargo, la experiencia indica que los factores de carga acostumbrados para torres son adecuados para miembros en compresión en el rango alto e intermedio de esbeltez; y ningún ajuste es necesario para los miembros en tensión y compresión en el rango bajo de esbeltez, a los que se les ha aumentado el esfuerzo admisible o disminuido el factor de carga, ya que los miembros a compresión de pequeña esbeltez son raros en torres, y los miembros a tensión comprimen una porción menor de la estructura.

6.1.1.1.2 Fórmulas

6.1.1.1.2.1 El esfuerzo permisible en la sección de los miembros a compresión cargados axialmente será:

$$F_a = \left\{ 1 - \frac{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}{2C_c} \right\} F_y \quad \text{CUANDO} \quad \frac{KL}{r} \leq C_c \quad (6.1.1.C)$$

$$F_a = \frac{286,000,000}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad \text{CUANDO} \quad \frac{KL}{r} \geq C_c \quad (6.1.1.D)$$

$$\text{EN DONDE } C_c = \pi \sqrt{\frac{2E}{F_y}} \quad (6.1.1.E)$$

y F_y = fluencia mínima garantizada, E = módulo de elasticidad de el material = 29,000,000 psi, y KL/r = mayor relación de esbeltez efectiva de cualquier segmento no empotrado del miembro, y asegurándose que la mayor relación b/t no sea mayor que el valor límite dado por

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{LIM} = \frac{2500}{(F_y)^{1/2}} \quad (6.1.1.F)$$

en la cual b = distancia de la orilla del filete a la fibra extrema y t = espesor del material.

Si la relación b/t excede a $(b/t)_{lim}$ las ecuaciones 6.1.1.C y 6.1.1.D deben ser modificadas sustituyendo por F_y el valor de F_{cR} dado por

$$F_{cR} = \left(1.8 - \frac{0.8 b/t}{(b/t)_{lim}} \right) F_y \text{ CUANDO } (b/t)_{lim} \leq b/t \leq \frac{3750}{(F_y)^{1/2}} \quad (6.1.1.G)$$

$$F_{cR} = \frac{8,400,000}{(b/t)^2} \quad \text{CUANDO } \frac{b}{t} \geq \frac{3750}{(F_y)^{1/2}} \quad (6.1.1.H)$$

6.1.1.1.2.2 Para las secciones de las patas o postes con uniones con pernos en ambas caras, K será usado como 1.0

6.1.1.1.2.3 Para todos los otros miembros a compresión que transmiten el esfuerzo calculado, las siguientes aproximaciones de relación de esbeltez, KL/r , serán usadas:

Para miembros cargados concéntricamente en ambos extremos del pánel no soportado, KL/r será igual a L/r para valores de L/r hasta de 120.

Para miembros con carga concéntrica en un extremo y excentricidad normal de empotramiento en el otro extremo del panel no soportado,

$$\frac{KL}{r} = 30 + \frac{0.75 L}{r} \quad (6.1.1.I)$$

para valores de L/r hasta 120.

Para miembros con excentricidades normales de empotramiento en ambos extremos del pánel no soportado,,

$$\frac{KL}{r} = 60 + \frac{0.50 L}{r} \quad (6.1.1.J)$$

Para valores de L/r hasta 120.

Para miembros sin restricción a la rotación en ambos extremos del pánel no soportado, $KL/r = L/r$ para valores de L/r entre 120 y 200.

Para miembros con restricción parcial a la rotación en un extremo del pánel no soportado,

$$KL/r = 28.6 + 0.762 L/r$$

(6.1.1.K)

Para valores de L/r entre 120 y 250.

Una unión simple con un solo perno, se considera como que no ofrece ninguna restricción a la rotación. Una unión múltiple con pernos, será considerada como que ofrece sólo una restricción parcial a la rotación, si conecta un miembro que tiene suficiente fuerza flexionante para resistir la rotación en la unión. Los puntos de soporte intermedio no ofrecerán restricción a la rotación, a menos que cumplan con el criterio anterior.

6.1.1.1.2.4 Cuando sea demostrado, por medio de ensayos, que detalles específicos proveen una restricción mayor que la asumida anteriormente, los valores de KL/r especificados en las secciones 6.1.1.1.2.2 y 6.1.1.1.2.3 pueden ser modificados adecuadamente. Para el diseño de los miembros, la longitud, L , debe ser considerada de punto de trabajo a punto de trabajo de los planos de diseño.

6.1.1.2. Relación L/r para Miembros en Tensión

La relación L/r de un miembro en tensión no debe ser mayor de 500. Debido a la posibilidad de existir vibración producida por el viento, mayor rigidez es requerida en los miembros suspensores. Una relación de $L/r = 375$ ha sido usada satisfactoriamente.

6.1.1.3 Espesor Mfínimo

Muchas partes de una torre requieren una sección mínima para llevar a cabo la función pretendida. Esta puede ser llevada a extremos a menos que algunos límites específicos sean establecidos. En general, el espesor mínimo de miembros que transmiten esfuerzos, se recomienda como $3/16''$. Los miembros redundantes que no transmiten carga, pueden tener un espesor mínimo de $1/8''$. Las placas de junta deben tener un espesor mínimo de $3/16''$.

6.1.1.4 Sección Neta

La determinación de la sección neta debe ser como se especifica en la última edición del Manual de Construcción de Acero AISC, con la excepción que la sección neta de un miembro en tensión conectado por una sola ala será la sección neta del ala conectada, más el área total del ala no conectada. El área de las perforaciones del ala no conectada debe ser restada. Todos los miembros a tensión pueden ser diseñados con el valor total del mínimo punto de fluencia del material cuando las excentricidades puedan ser eliminadas.

Si se usan angulares de alas desiguales, deben ser conectados por el ala mayor.

6.1.1.5 Esfuerzos Combinados

Los miembros sujetos a carga axial y flexionante, deben diseñarse según las especificaciones para interacción de cargas del Manual de Construcción de Acero AISC, con los esfuerzos permisibles incrementados con el factor de seguridad - apropiado.

6.1.1.6 Consideraciones de las Juntas en Miembros en Tensión

Deben minimizarse las excentricidades de las juntas. Cuando la excentricidad de la junta no pueda ser evitada, los esfuerzos introducidos a los miembros deben tomarse en consideración.

El espaciamiento mínimo entre pernos se especifica en la tabla 6.1.1.C.

Tabla 6.1.1.C

Diámetro del Perno en Pulgadas	Mínimo Espaciamiento entre Pernos en Pulgadas
5/8	1 1/2
3/4	1 7/8
7/8	2 1/4

6.1.1.7 Cimentaciones

6.1.1.7.1 Perforaciones del Suelo

Los suelos pueden variar considerablemente en el lugar de cada torre, por lo que será necesario hacer un extenso estudio para determinar la verdadera naturaleza, densidad, espesor, textura y nivel del agua de los mismos.

Existen varios métodos para llevar a cabo estos estudios, pero uno de los más comunes es la prueba de penetración estandar, aunque los otros también son aceptables.

La profundidad, el número y la localización de las perforaciones deben ser especificados por el diseñador. El número de perforaciones podría ser uno por kilómetro o uno por torre, dependiendo de la topografía y de los datos geológicos disponibles del área.

6.1.1.7.2 Diseño

No se trata de dar un método fijo para el diseño de la cimentación para este tipo de torres, sino que se intenta exponer experiencias de la práctica realizada para ayudar a tener una base para tomar determinaciones.

El diseño de la torre debe ser relacionado al diseño del cimientto, ya que fallas en la cimentación pueden causar fallas estructurales de la torre.

La cimentación o anclaje de la torre, es generalmente de acero o de concreto, y debe diseñarse tanto para carga viva como para carga muerta. Para establecer los valores máximos de diseño, deben considerarse varios factores, ya que la mayor parte de cargas sobre el cimientto se deben a cargas temporales tales como: El rompimiento de cables, acción del viento y en ciertos casos, el peso del hielo. Con excepción de estructuras muy pesadas como las estructuras terminales, sólo una parte de la carga total es de naturaleza permanente. Como consecuencia, las presiones permisibles sobre el suelo, que son usadas para el diseño de la cimentación de edificios, en donde la mayor parte de la carga es permanente, serán

excedidas considerablemente. Estos valores permisibles dependerán de la estructura del suelo. El criterio básico es que la rotación y el desplazamiento del cimiento deben ser restringidos hasta el punto en que ya no causen falla en la estructura de acero, ya que el movimiento excesivo y los asentamientos de la cimentación pueden causar fallas en la estructura.

La relación de la altura de la torre al ancho de la base del cimiento a menudo determina el movimiento permisible del cimiento.

Básicamente tenemos los siguientes tipos de cimentación:

Cimientos con enrejado de acero

Cimientos de concreto

Anclaje en roca

Cimiento de Pilotes

6.1.1.7.2.1 Cimientos con enrejado de acero

De éstos cimientos hay dos tipos: Uno es prácticamente una continuación de la sección de la pata de la torre, enterrada, conectada a un enrejado o parrilla de acero, a una profundidad adecuada; y el otro, es un tipo de pirámide cuyo centroide está conectado a la sección de la pata de la torre. La resistencia al volteo depende del peso del suelo sobre la parrilla y actúa a un ángulo asumido a partir de la vertical que pasa por la orilla de la parrilla, a la superficie del suelo. La resistencia al volteo es relacionada al ángulo interno de fricción para materiales granulares.

Las cargas horizontales son causadas por la componente horizontal de la última diagonal arriba de la base, y resistidas por la resistencia pasiva del suelo.

La ventaja de este tipo de cimiento es que se puede adquirir de una vez conjuntamente con la torre, pero la desventaja es que generalmente se diseña antes que cualquier investigación de suelos sea hecha.

6.1.1.7.2.2 Cimiento de Concreto

Entre los tipos más comunes de estos cimientos están los que llevan muelles inclinados o verticales.

En el cimiento con muelle inclinado, el centro de la base coincide con la pata de la torre, y se usa para eliminar el corte horizontal en la parte superior del muelle, reduciendo así el momento de volteo adicional, producido por la componente horizontal de la fuerza que actúa en la última diagonal arriba del muelle. Generalmente, cuando se usa el muelle inclinado, se reduce el tamaño del cimiento debido a que actúa un momento de volteo menor, pero tiene la desventaja de que tiene que ser colocado con templetes, lo cual puede aumentar el costo que se pudo economizar al reducir el tamaño del cimiento, lo cual no sucede cuando se usa un muelle vertical. Ambos pueden ser usados cuando la máxima presión del suelo sea menor que la que se necesite para cimientos con enrejado.

También hay otro tipo de cimiento en el cual se hace una perforación de determinado diámetro y se coloca hierro de refuerzo, y se llena de concreto colocando al final los pernos de anclaje. Este tipo de cimiento es adecuado para arcillas o material granular densos, que sean capaces de ser perforados y se mantengan sin derrumbarse el tiempo necesario para colocar el refuerzo y el concreto. Las mayores ventajas de este cimiento son: Se hace menor excavación, no se usa formaleta y no hay que rellenar de nuevo ya que la excavación está completamente llena de concreto.

6.1.1.7.2.3 Anclaje en Roca

Este tipo de cimiento es usado cuando se encuentra buena calidad de roca cerca de la superficie del suelo, y requiere poca excavación. Los muelles de concreto son fijados a la roca con mortero y varillas de refuerzo. Los valores permisibles de soporte son altos con este tipo de cimiento.

6.1.1.7.2.4 Cimiento de Pilotes

El uso de este tipo de cimentación es únicamente considerado cuando no

se encuentra una buena superficie de apoyo a una profundidad normal. Los pilotes se introducen hasta que se encuentre un estrato firme del suelo, que proporcione una buena superficie de apoyo. Cuando se diseña un cimiento de pilotes, se toma como valor de arrancamiento únicamente la mitad del valor permisible del soporte. La resistencia al volteo la proporciona la fricción entre el suelo y el pilote.

6.1.2 Diseño de Postes de Concreto Tradicionales

Estos postes pueden ser vibrados, centrifugados, armados pretensados o reforzados con varillas de acero. La altura de éstos varía entre 9 y 15 metros. La altura de fabricación se clasifica de acuerdo con la carga última que resiste el poste aplicada a 2 pies de la punta.

El factor de seguridad aceptado, es de acuerdo con la NESC (National Electric Safety Code):

Para cargas transversales de 4

Para cargas longitudinales de 1

En estructuras terminales de 2

6.1.2.1 Las cargas que se considerarán para el diseño son:

a) Las cargas verticales, entre las cuales tenemos el peso de crucetas, conductores y accesorios, peso propio, la reacción hacia abajo de los tirantes y una sobrecarga adicional de 180 kilogramos.

b). Las cargas horizontales transversales a la línea, producidas por el viento sobre el poste y los cables.

c) La carga horizontal a lo largo de la línea debida a la tensión desequilibrada de los conductores.

6.1.2.2 Cruceros

Los cruceros de los postes pueden ser de madera o de acero.

Las cargas que actúan sobre un crucero son:

a) Peso muerto de cables, aisladores y accesorios.

- b) Carga de viento sobre cables, actuando en el punto de conexión del aislador y conductores.
 - c) La componente vertical del desequilibrio de tensión entre conductores de vanos adyacentes.
 - d) Una sobrecarga adicional de 90 kilogramos.
- Un crucero se considera formado por dos vigas en voladizo.

6.1.2.3 Tirantes

Los tirantes y anclas deben ser usados en postes terminales, postes de ángulo, vanos largos y en puntos de excesivo desbalance en la tensión del conductor y en postes de tormenta.

Los postes de tormenta son los que llevan tirantes en los cuatro puntos.

6.1.2.4 Estructuras Tipo H

Las constituyen dos postes conectados en su parte superior por un crucero, y se emplean cuando se requieren vanos más grandes que los logrados con estructuras simples.

En estructuras tipo H terminales, de anclaje o de ángulo, se emplean tirantes para lograr mayor estabilidad.

Las cargas que actúan sobre una estructura tipo H son las mismas que para un poste simple, pero con las modificaciones siguientes:

- a) La carga del viento actuando sobre los postes, se toma como 1.5 veces la carga actuando sobre un solo poste.
- b) Las cargas verticales actuando sobre el crucero deberán repartirse la mitad para cada poste.

6.1.2.4.1 Crucero en Estructuras Tipo H

La resistencia y estabilidad de un crucero dependerá en gran parte de la manera de fijarlo a los soportes, y cada junta deberá ser diseñada y adaptada a

las propiedades del material de que esté hecho tanto el crucero como el poste.

Los cruceros se fabrican de madera o de acero y las cargas que actúan sobre él son las mismas que para un crucero en poste simple, con la modificación de la sobrecarga que será de 180 kilogramos aplicada al centro, o bien la mitad en cada extremo.

Es muy corriente ponerle a la estructura tipo H estribos en X, entre los soportes que pueden ser de madera o de acero, con lo que se asume que los soportes quedan perfectamente rígidos y que se deflectan idénticamente.

Los estribos en X se usan para:

- a) Reducir la deflexión transversal de los postes, permitiendo el uso de postes más largos, o bien vanos más grandes.
- b) Incrementa la resistencia y la estabilidad de la estructura.
- c) Reduce la presión lateral de la tierra en el cimiento.

Para el empleo de estructuras Tipo H debe considerarse lo siguiente:

- a) La carga vertical en la punta del poste deberá ser menor que la carga permisible de un poste simple actuando como columna.
- b) Deberá preverse la estabilidad propia del empotramiento, para proveer fuerzas que impidan el levantamiento o el hundimiento de cualquiera de los 2 postes. El uso de un segundo juego de estribos X para estructuras esbeltas deberá desecharse, ya que se incrementa la fuerza de levantamiento.
- c) El tratamiento dado a los estribos deberá ser igual al dado a los cruceros.
- d) Ambos postes deberán tener la misma resistencia, tamaño y poco movimiento.
- e) Las cargas desbalanceadas debidas a la tensión de los cables deberán mantenerse a un valor bajo o resistirse con tirantes.

6.1.2.5 Cimentación para Postes de Concreto

Las fuerzas a resistir por los cimientos de postes, son principalmente

debidas a momentos de volteo, en caso de postes simples, y a giro o fuerzas de levante en estructuras Tipo H.

Para determinar la profundidad de empotramiento, se puede asumir que la presión sobre la tierra, es proporcional a la profundidad, resultando la fórmula siguiente:

$$h = 15.75 M/KD$$

en donde:

h = Longitud de empotramiento en pies

M = Momento aplicado al poste en lbs.-pie

K = Presión límite en la tierra en lbs/pie²/pie de profundidad

D = Diámetro medio del poste

El valor de K varía de 500 a 1500 según se trate de arena suelta o suelo duro, pero para propósitos de diseño y cuando no se cuente con datos adecuados se puede asumir un valor de 100.

6.1.2.5.1 Cimientos de Concreto para Postes de Concreto

Se emplean cuando se requiera incrementar la fijación o el empotramiento del poste; se aconseja extender esta base 1 pie alrededor del poste y debe quedar como mínimo 1/2 pie arriba del nivel del suelo. Se emplean principalmente para postes en ángulo, terminales o postes en vanos grandes.

En el caso de postes tipo H, la estabilidad se debe a la resistencia del suelo a fuerzas de levantamiento y hundimiento, las que deberán ser chequeadas de acuerdo con el valor soporte del suelo encontrado.

Las profundidades mínimas recomendables de empotramiento en tierra y roca son las siguientes:

Profundidades de Empotramiento

Longitud del Poste (Pies)	Profundidad de Empotramiento (Pies)	
	Tierra	Roca
20	5.0	3.0
25	5.0	3.5
30	5.5	3.5
35	6.0	4.0
40	6.0	4.0
45	6.5	4.5

6.1.3 Diseño de Postes de Acero para Líneas de Transmisión Eléctrica

6.1.3.1 Análisis de Esfuerzos

Los cálculos de esfuerzos deben estar basados en un análisis elástico. Los efectos de empotramiento y juntas deben ser tomados en cuenta en estructuras múltiples. El análisis debe incluir los efectos de las deflexiones a menos que se sepa de antemano que éstas no afectarán en nada.

6.1.3.2 Esfuerzos Permisibles del Acero

6.1.3.2.1 Definiciones

El esfuerzo de fluencia, F_y , y la resistencia a la tensión, F_u , deben tener los valores mínimos especificados en las normas ASTM A370. Los esfuerzos anteriores y el módulo de elasticidad se expresan en Kips por pulgada cuadrada ($E = 29,000 \text{ K/pulg}^2$).

6.1.3.2.2 Tensión

6.1.3.2.2.1 Miembros

El esfuerzo permisible, F_t , en la sección neta, A_n , debe ser tomado igual a F_y . La sección neta es la sección transversal total, A_g , menos el área del hueco o cualquier otra abertura. Cuando haya una cadena de hoyos en diagonal o en zig zag, el ancho neto para determinar el área neta debe ser obtenido deduciendo del ancho total transversal, la suma de los diámetros de los hoyos en la cadena y luego sumando, para cada tramo de la cadena, la cantidad $S^2/4g$ en donde S = espaciamiento longitudinal y g = espaciamiento transversal de dos hoyos consecutivos.

6.1.3.2.2.2 Tensores

El esfuerzo máximo de los tensores no debe exceder de 0.85 del esfuerzo mínimo de ruptura del cable.

6.1.3.2.2.3 Pernos

Los esfuerzos permisibles para los pernos, F_t , son los especificados por las normas ASTM. Por ejemplo, para pernos A325, el esfuerzo permisible es $0.7 F_u$. Si no se encuentra especificado un esfuerzo determinado, entonces se puede usar un $F_t = 0.60 F_u$, excepto para los pernos de anclaje para los cuales $F_t = F_y$ en el área de esfuerzos. El área de esfuerzos está dada por

$$A = \frac{\pi}{4} (D - 0.974)^2 \quad (6.1.3.A)$$

en donde: D = Diámetro nominal del perno y N = Número de filetes por pulgada.

6.1.3.2.2.4 Esfuerzo a Través del Espesor de la Sección

Este esfuerzo no debe exceder de 36 ksi, no importando la resistencia del material. Esta restricción toma en consideración las posibles deficiencias en los esfuerzos de tensión a través del espesor del material.

6.1.3.2.3 Compresión

Para miembros axialmente cargados a compresión de sección transversal uniforme, la compresión permisible, F_a , debe ser igual a

$$F_a = F_y \left\{ 1 - \frac{1}{2} \left(\frac{KL}{r C_c} \right)^2 \right\}; \text{ PARA } 0 < \frac{KL}{r} \leq C_c \quad (6.1.3.B)$$

$$F_a = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}; \text{ PARA } \frac{KL}{r} > C_c \quad (6.1.3.C)$$

en donde KL/r = a la mayor relación de esbeltez de cualquier miembro no empotrado, r = rayo de giro correspondiente y

$$C_c = \pi \sqrt{\frac{2E}{F_y}} \quad (6.1.3.D)$$

La ecuación 6.1.3.B es la ecuación CRC para el rango inelástico de columnas de acero. La ecuación 6.1.3.C es la fórmula de Euler que cubre el rango elástico. La resistencia de las columnas de acero es afectada por esfuerzos residuales de construcción, como los provocados por las soldaduras del armado de las secciones. Estos esfuerzos residuales pueden ser o no ser beneficiosos, dependiendo de su distribución en la sección transversal, así como de su forma.

Los miembros con sección transversal no uniforme pueden ser evaluadas con las ecuaciones anteriores si se usa una relación de esbeltez equivalente. En particular, la carga permisible, P , para un miembro cónico uniforme, puede ser encontrada multiplicando el área de la sección transversal, A_o , de el extremo pequeño, por el valor, F_a , calculado para la relación de esbeltez equivalente dada por

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_{eq} = \frac{l}{\sqrt{P^*}} \quad \frac{KL}{r_o} \quad (6.1.3.E)$$

en donde r_o = radio de giro del extremo menor; y P^* = UN coeficiente debido a la forma cónica que se puede encontrar en libros sobre secciones cónicas. Este procedimiento da valores conservadores de el rango inelástico. Esto es porque todas las secciones transversales de el miembro no llegan a ser inelásticas simultáneamente, como en una columna de sección uniforme. En nuestro caso, la sección transversal del extremo pequeño en donde el esfuerzo axial es mayor, es la primera en volverse inelástica. Entonces, si el miembro no se deforma a esta carga, las secciones adyacentes se van volviendo inelásticas sucesivamente a medida que la carga es aumentada.

La Ecuación 6.1.3.E no se aplica si ocurren cambios repentinos en las propiedades de las secciones transversales, como por ejemplo, en un miembro compuesto de segmentos de espesores diferentes.

6.1.3.2.4 Flexión:

Para miembros soportados contra fallas afuera del plano del momento aplicado, el esfuerzo permisible de flexión, F_b , en tensión o compresión en la

fibra extrema, puede ser tomado igual a F_y .

Para los miembros no soportados contra la falla torsional lateral, el esfuerzo de flexión permisible puede ser determinado de las ecuaciones de la sección 6.1.3.2.3, usando el radio de giro equivalente, r_{eq} , dado por:

$$r_{eq} = \frac{l}{C_m} \sqrt{\frac{I_y}{S_x} \sqrt{C_w + 0.04 J (KL)^2}} \quad (6.1.3.F)$$

en donde:

C_m = Coeficiente que depende de la variación en momento a lo largo del miembro.

I_r = Momento de inercia para el eje perpendicular al eje de flexión.

S_x = Módulo de sección para el eje de flexión (eje X)

C_w = Constante de alabeo

J = Constante torsional

L = Distancia entre los puntos de soporte lateral

K = Coeficiente de longitud efectiva que depende de la restricción a rotar en el eje y, en los puntos de soporte lateral. ($K = 1$ si la viga rota libremente; $K = 0.5$ si la restricción es total, tal como para columnas),

El coeficiente C_m , puede ser tomado igual a la unidad, pero para miembros en los que actúen los momentos M_1 y M_2 en los extremos sin cargas intermedias, se debe tomar el valor menos restrictivo dado por

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (6.1.3.G)$$

en donde M_1 es menor o igual que M_2 ; y M_1/M_2 es positivo si el miembro se flexiona con curvatura sencilla.

La falla torcional lateral no es generalmente un problema con secciones huecas cerradas, debido a su superior rigidez torsional. Por ejemplo, una viga cuadrada de espesor uniforme con una relación profundidad-ancho (d/b) de 5 y una relación longitud-ancho (L/b) de 40, tiene una relación de esbeltez de sólo 24.

El valor de J para secciones cerradas está dado por:

$$J = \frac{4A^2}{\int \frac{ds}{t}}$$

(6.1.3.H)

en donde A = área limitada por la línea media de la pared de la sección; ds = elemento de longitud de la pared; y t = espesor de la pared. Para una sección transversal circular el denominador de esta ecuación es igual a la circunferencia de la pared dividida por su espesor; mientras que para secciones transversales poligonales, ésta es la suma de las cantidades d/t , en donde d = ancho del lado y t = su espesor. El valor de C_w es lo suficientemente pequeño comparado con J que puede ser despreciado.

Los miembros con secciones transversales abiertas (como vigas I o canales) son mucho menos rígidas torcionalmente que las secciones cerradas.

6.1.3.2.5 Corte

6.1.3.2.5.1 Miembros

El esfuerzo permisible de porte puede ser tomado como $F_v = 0.6 F_y$, el cual es un valor redondeado del esfuerzo cedente en corte ($F_y/3^{1/2}$), basado en el criterio de Hencky-Mises (Ec. 6.1.3.N). El corte, V , para secciones rectangulares y secciones I en flexión, puede asumirse que se distribuye uniformemente en las alas de la sección. Sin embargo, en miembros tubulares de sección transversal circular, elíptica o poligonal, éste debe ser calculado con la fórmula siguiente: $f_v = VQ/It$, en donde I = momento de inercia de la sección transversal, t = suma de los espesores de las dos paredes, cortadas por un eje de la sección transversal (usualmente el eje neutro, en donde f_v es máximo); y Q = el momento respecto al eje neutro de cualquiera de las dos partes en las que ha sido dividida la sección transversal.

6.1.3.2.5.2 Pernos

En la práctica, para pernos A394 se usan resistencias al corte de las especificaciones ASTN, las cuales han sido calculadas para 45 ksi en el área de la raíz del filete; esto es 75% de la resistencia a la tensión (mínimo 60 ksi).

Un esfuerzo de corte del 70% del esfuerzo de corte permisible cuando se produce la falla, es una medida razonable del esfuerzo al cual, la razón de deformación comienza a incrementarse significativamente.

Usando este valor, con el promedio de las resistencias al corte enumeradas previamente, da el siguiente esfuerzo de corte para pernos de alta resistencia:

$$F_v = 0.70 \times 0.65 F_u = 0.45 F_u \quad (6.1.3.1)$$

El área, por la cual F_v es multiplicado, es el área nominal del perno, si el plano de corte es en el tronco del perno, o el área en la raíz de los filetes, si el plano de corte está en los filetes.

6.1.3.2.6 Apoyos

6.1.3.2.6.1 Superficies

Para las superficies dispuestas para contacto directo, el esfuerzo permisible, F_p , en el área de contacto es $F_p = 1.5 F_y$ menor o igual que F_u .

6.1.3.2.6.2 Pernos

El esfuerzo permisible de apoyo en el área proyectada de los pernos es $F_p = 2.25 F_y$.

6.1.3.2.7 Esfuerzos Combinados

6.1.3.2.7.1 Columnas

Excepto lo apuntado en la sección 6.1.3.2.7.2, los miembros sujetos a -

compresión axial y flexión respecto al eje débil, (y), o que estén soportadas contra torsión lateral y sean flexionados con respecto al eje fuerte, (X), deben ser diseñados con las siguientes fórmulas:

$$f_a + f_b \leq F_y \quad (6.1.3.J.1)$$

Y

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_y} \frac{C_m}{1 - \frac{f_a}{F_E}} \leq 1 \quad (6.1.3.J.2)$$

en donde $f_a = P/A$; $f_b = Mc/I$; F_a = compresión axial permisible de acuerdo a las ecuaciones 6.1.3.B, 6.1.3.C y 6.1.3.D; y

$$F_E = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (6.1.3.K)$$

en donde KL = longitud efectiva en el plano de flexión y r = el correspondiente radio de giro. El mismo KL/r se usa para encontrar F_a . La ecuación 6.1.3.J.1 debe ser usada en los puntos de soporte en el plano de flexión (usualmente los extremos del miembro), mientras que la ecuación 6.1.3.J.2 es usada para chequear el esfuerzo máximo entre los puntos de soporte.

En la ecuación 6.1.3.J.1, f_b = al esfuerzo en el punto bajo consideración. En la ecuación 6.1.3.J.2, f_b es calculado para M_2 , que es el mayor de los momentos que actúan en los extremos sin que actúe ninguna carga transversal. Y C_m está dado por la ecuación 6.1.3.G. Si el miembro transmite cargas transversales, f_b en la ecuación 6.1.3.J.2 es calculado en el punto de máximo momento entre los soportes. En este caso, se usa $C_m = 1$.

Las columnas que sean flexionadas con respecto al eje fuerte y no estén soportadas contra torsión lateral, deben ser chequeadas con la ecuación 6.1.3.J.1, y en lugar de la ecuación 6.1.3.J.2, con

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \frac{1}{1 - \frac{f_a}{F_E}} \leq 1 \quad (6.1.3.L)$$

Las columnas sujetas a flexión con respecto a los dos ejes principales,

deben ser chequeados con:

$$f_a + f_{bx} + f_{by} \leq F_y \quad (6.1.3.M.1)$$

en los puntos de soporte, y

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} \frac{1}{1 - \frac{f_a}{F_{Ex}}} + \frac{f_{by}}{F_y} \frac{C_{my}}{1 - \frac{f_a}{F_{Ey}}} \leq 1 \quad (6.1.3.M.2)$$

para los puntos intermedios. En donde $f_{bx} = M_x c/l_x$ y $f_{by} = M_y c/l_y$. Los valores de F_a y F_{bx} se determinan como en la ecuación 6.1.3.L; excepto para las secciones cerradas en donde F_{bx} puede ser tomado como F_y/C_{mx} .

6.1.3.2.7.2 Miembros

Combinación de esfuerzos de corte con esfuerzos normales, debidos a fuerzas axiales o deflexión, o ambas, en miembros que no sean pernos, pueden ser evaluados por el criterio de distorsión de energía de Hencky-Mises

en donde $f = P/A + Mc/I =$ esfuerzo normal en un punto de una sección transversal; y $f_v =$ el esfuerzo de corte en el mismo punto.

6.1.3.2.8 Fallas locales en Miembros Circulares

A menos que la resistencia a fallas locales, tales como doblegamiento, alabeo o abarquillamiento del material sea comprobado por medio de ensayos, los esfuerzos permisibles F_a y F_v en los miembros de sección circular deben cumplir con los siguientes requerimientos:

Miembros sujetos a compresión uniforme

$$F_a = F_y ; \frac{D}{t} \leq \frac{3800}{F_y}$$

y

$$F_a = 0.75 F_y + \frac{950}{D/t} ; \frac{3800}{F_y} \leq \frac{D}{t} \leq \frac{12000}{F_y}$$

Miembros sujetos a flexión pura ($f_b = M_c/I$):

$$F_b = F_y; \quad \frac{D}{t} \leq \frac{6000}{F_y}$$

Y

$$F_b = 0.70 F_y + \frac{1800}{D/t}; \quad \frac{6000}{F_y} \leq \frac{D}{t} \leq \frac{12000}{F_y}$$

Miembros sujetos a compresión axial y flexión

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

6.1.3.3 Cimentaciones

6.1.3.3.1 Comparación con Torres de Celosía

Para considerar una cimentación adecuada para los postes para líneas de transmisión eléctrica, el diseñador tiene una multitud de opciones para satisfacer las condiciones de carga de las estructuras y las diversas condiciones del suelo encontradas. La gran mayoría de cimentaciones de estructuras de transmisión en los años anteriores, normalmente se relacionaron con estructuras de celosía con una base considerablemente ancha. Para este tipo de evaluación, las cargas soportadas por la cimentación fueron creadas por estructuras estáticamente determinadas, y generalmente dieron como resultado grandes cargas de volteo y punzonamiento con limitadas cargas de corte perpendiculares a la pata de la estructura. En cambio, en la mayoría de los postes usados como estructuras de transmisión, la mayor parte de cargas son cargas de corte horizontal transmitidas a la cimentación por cargas flexionantes en la estructura. Esto origina pequeñas cargas de corte horizontal y grandes momentos en la parte superior de la cimentación.

6.1.3.3.2 Comparación con Postes de Madera

Los postes grandes de acero usados como estructuras de transmisión, nor

malmente transmiten muchas más cargas de servicio que las usadas para postes de madera, y como consecuencia, el análisis de las cimentaciones debe reflejar un balance adecuado. Las profundidades arbitrarias de colocación, tales como las establecidas para postes de madera, no deben ser usadas, a menos que un análisis adecuado muestre que tales profundidades son adecuadas para proveer una cimentación para las cargas de diseño.

NOTA: Las consideraciones necesarias para el diseño así como para la escogencia de los diferentes tipos de cemento, son básicamente las mismas enunciadas anteriormente para las torres de celosía.

6.2 ANALISIS ECONOMICO (COMPARATIVO)

El análisis económico más ilustrativo a los efectos de la utilización de las estructuras telescópicas en Guatemala para Líneas de Transmisión de 69 KV., se ilustra a continuación con el resumen del cálculo correspondiente realizado para el Instituto Nacional de Electrificación para la línea: "Antigua-Chimaltenango", así:

1) Suministro de 60 Estructuras "ARLO"	Q. 138,450.00
2) Conductores y cables (con un hilo de guarda)	Q. 67,380.00
3) Accesorios para conductores y cables	Q. 1,522.00
4) Aisladores	Q. 13,000.00
5) Grapas de suspensión y de remate	Q. 4,329.00
6) Herrajes	Q. 900.00
7) Concreto de 4000 psi (colocado)	Q. 7,650.00
8) Concreto de 5000 psi (colocado)	Q. 8,770.00
9) Erección de las estructuras	Q. 2,760.00
10) Mano de obra por vestir las estructuras	Q. 6,000.00

11) Mano de obra por tendido de conductores	Q. 3,000.00
12) Transporte	Q. 10,000.00
13) Imprevistos	Q. 5,000.00

Esto da un costo total de la línea con estructuras Arlo de Q.274,176, es decir Q.18,044. por kilómetro.

Los costos con estructuras de concreto para la misma línea son los siguientes:

1) 82 estructuras localizadas sobre el mismo perfil con un costo de Q.90,905.	
2) Conductores y cables (con 2 hilos de guarda)	Q. 75,025.
3) Otros accesorios (tierra, empalmes, protectores)	Q. 3,200
4) Aisladores	Q. 17,800
5) Mano de obra	Q. 50,739
6) Transporte	Q. 16,913
7) Ingeniería y Administración	Q. 21,987
8) Imprevistos	Q. 5,074

Esto da un costo total para la línea construida con estructuras tipo INDE de 281,610, es decir Q.18,533 por kilómetro.

7. CONCLUSIONES

De la exposición de este trabajo se concluye que las estructuras telescopias rellenas de concreto reúnen características muy particulares que en términos generales pueden agruparse bajo las siguientes ventajas:

- 1) Facilidad y economía de transportación
 - a) Son más livianas que los postes de concreto
 - b) Su longitud encogida es solamente un 30% de su longitud total extendida.
 - c) No se agrietan ni se quiebran.

- 2) Mayor rendimiento estructural
 - a) Alta capacidad de carga.
 - b) Sobrada resistencia a flexión e impacto.
 - c) Mejor resistencia sísmica.
 - d) Vanos mayores entre estructuras
 - e) Facilidad de preesfuerzo en estructuras de remate.
 - f) Completa flexibilidad de diseño.

- 3) Rapidez de Instalación.
 - a) Utilizan un sólo cable de guarda.
 - b) Los aisladores y otros accesorios se colocan a nivel del terreno pudiendo erigirse las estructuras ya vestidas hasta su altura de diseño.
 - c) Se usa un sólo poste en cada sitio de estructura.

- 4) Mejor apariencia estética.
 - a) Conjugan mejor en el ambiente, tanto en el campo como en la ciudad.
 - b) No constituyen obstáculos significativos, tanto visuales como de circulación

c) Para el caso de líneas de conducción de energía eléctrica, la utilización de un derecho de vía más angosto es altamente significativa.

8. RECOMENDACIONES

Siendo el tema de esta Tesis fundamentalmente de índole técnico y práctico, las recomendaciones que al momento presente pueden formularse, cuando el sistema de las estructuras telescópicas rellenas de concreto está aún en vias de introducción al País, habrán de reducirse a una excitativa a los sectores que inicialmente se considera que han de beneficiarse con el uso de estas estructuras para que propugnen por innovar sus sistemas tradicionales y aprovechen las ventajas anteriormente citadas. Sin embargo el caso no es limitativo en modo alguno y las recomendaciones al respecto van mucho más allá de aconsejar el empleo de un nuevo elemento de construcción sino más bien tienden a estimular la variedad de sus aplicaciones y la seguridad en alcanzar trabajos de calidad en condiciones consideradas desfavorables hasta el presente. Tal el caso por ejemplo, de conseguir en el campo mezclas de concreto de alta resistencia.

Para la erección de la estructura ARLO en "Cocales", sin contar con experiencia previa local a ese respecto, se preparó "en el campo" la mezcla requerida ARLO 5000, en base a un diseño elaborado localmente y ejecutado en la práctica bajo condiciones desfavorables, con tan buen éxito que los cilindros de prueba alcanzaron a los 7 días una resistencia a la ruptura, de 4,800 psi.

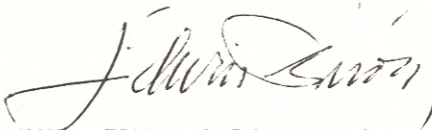
Así pues, la recomendación que aquí se formula se concreta a eliminar las presunciones en el sentido de que un sistema como el descrito pueda ser limitado a ciertas condiciones ideales y se invita a conocer más sobre el mismo y a descubrirle nuevas y más ventajosas aplicaciones.

9. BIBLIOGRAFIA

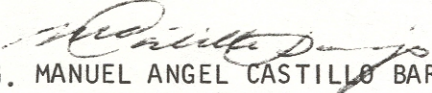
- 9.1 Conference paper on Concrete Filled Telescoping Steel Poles presented at ASCE National Meeting January 21-25 1974, by Gene M. Wilhoite and Bill Archer.
- 9.2 Tesis " OBRA CIVIL EN LINEAS DE TRANSMISION DE ENERGIA ELECTRICA", Constantino Villagrán.
- 9.3 Guide for Design of Steel Transmission Towers, ASCE (American Society of Civil Engineers)
- 9.4 Design Manual for Structural Tubing, Committee of Steel Pipe Producers - American Iron and Steel Institute.
- 9.5 Design of Steel Transmission Pole Structures, ASCE (American Society of Civil Engineers)
- 9.6 Test Report Tennessee Valley Authority, Test Pole TP - 10 - 95 October 26, 1972, Meridian Mississippi.
- 9.7 Flexural Properties of Concrete Filled Steel Tubes, prepared for ARLO, INC. Meridian, Mississippi, by Ralph Sinno.
- 9.8 Typical Specification for Telescoping Steel and Concrete Transmission Line Structures.


EDGAR RODOLFO FLORES IZAGUIRRE

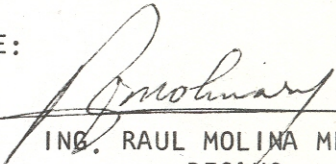
Vo.Bo.


ING. EDWIN GIRON NUIÑA
ASESOR

Vo.Bo.


ING. MANUEL ANGEL CASTILLO BARAJAS
DIRECTOR
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

IMPRIMASE:


ING. RAUL MOLINA MEJIA
DECANO
FACULTAD DE INGENIERIA