

36
203



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

**CONTRIBUCION DEL CONCRETO A LA RESISTENCIA
EN CORTANTE DE VIGAS PRETENSADAS**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

ALEJANDRO CRISTOBAL PULIDO



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

MEXICO, D. F.

1991



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

I. INTRODUCCION	1
II. ANTECEDENTES	
2.1 COMPORTAMIENTO DE VIGAS	
2.1.1 Tipos de agrietamiento	3
2.1.2 Modos de falla	4
2.2 CONTRIBUCION DEL CONCRETO EN LA RESISTENCIA AL CORTANTE	7
2.2.1 Falla en el alma	7
2.2.2 Agrietamiento Flexión-cortante	10
2.2.3 Método simplificado para la evaluación de V_c	12
2.3 RELACION CARGA-DEFLEXION DE VIGAS PREFORZADAS	16
2.4 COMPARACION DE CURVAS CARGA-DEFLEXION TEORICA Y EXPERIMENTAL	19
III. ESTUDIO EXPERIMENTAL	
3.1 ESPECIMENES DE PRUEBA	23
3.2 MATERIALES	23
3.3 FABRICACION DE ESPECIMENES	26
3.4 INSTRUMENTACION	30
3.5 PROCEDIMIENTO DE PRUEBA	34
IV. INTERPRETACION DE RESULTADOS	
4.1 COMPORTAMIENTO GENERAL	36
4.2 VIGA CON TORONES ADHERIDOS Viga A-a	37

4.3 VIGAS CON TORONES ENGRASADOS	
Viga E-a	44
Viga E-b	52
Viga E-c	59
4.4 COMPARACION DE RESULTADOS	66
V. COMPARACION CON REGLAMENTOS DE DISEÑO	
5.1 RECOMENDACIONES DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI 318-89)	76
5.2 RECOMENDACIONES DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL (RCDF-87)	79
5.3 REVISION POR CORTANTE DE LAS VIGAS PROBADAS	
5.3.1 Revisión por cortante viga A-a	83
5.3.2 Revisión por cortante viga E-a	87
5.3.3 Revisión por cortante viga E-b	90
5.3.4 Revisión por cortante viga E-c	93
5.4 COMPARACION DE RESULTADOS CON REGLAMENTOS DE DISEÑO	96
VI. CONCLUSIONES	99
REFERENCIAS	101
BIBLIOGRAFIA	103

CAPITULO I
INTRODUCCION

INTRODUCCION

En nuestro país es práctica usual engrasar algunos tendones de presfuerzo en los extremos de vigas-pretensadas para evitar concentraciones de esfuerzos, así como trayectorias curvilíneas. Sin embargo, el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-87) no especifica para esas secciones la forma en que los tendones no engrasados contribuyen en la resistencia del concreto al esfuerzo cortante.

Por otra parte, el RCDF-87 establece que para vigas con presfuerzo parcial y en secciones situadas en la zona de transferencia se aplicarán las mismas ecuaciones que para vigas de concreto reforzado, despreciando la aportación de los tendones adheridos situados en la misma sección. Es por lo que se obtienen al final un diseño bastante conservador por esfuerzo cortante para secciones que no están sometidas a un presfuerzo total.

En el segundo capítulo de este trabajo se describen los diferentes tipos de agrietamientos y modos de falla de vigas presforzadas, así como la forma de evaluar la contribución del concreto en la resistencia al cortante.

En el tercer capítulo se describe la fabricación y ensaye de cuatro vigas pretensadas, las cuales fueron probadas con la finalidad de comprender el comportamiento de las vigas sometidas a esfuerzo cortante, así como verificar los reglamentos de construcción del Distrito Federal (RCDF-87) y del American Concrete Institute (ACI 318-89). De las cuatro vigas-una se diseño con

torones totalmente adheridos y las otras tres con torones engrasados en sus extremos.

A partir de los datos obtenidos en los ensayos se llevo a cabo su interpretación en el capítulo IV.

En el capítulo V se comparan los valores obtenidos experimentalmente con los reglamentos del ACI 318-89 y con el RCDF-87.

Por último, se presentan conclusiones y recomendaciones de diseño.

CAPITULO II

ANTECEDENTES

2.1. COMPORTAMIENTO DE VIGAS

2.1.1 TIPOS DE AGRIETAMIENTO. Existen dos tipos de agrietamientos identificados como, agrietamiento por flexión y agrietamiento inclinado. El comportamiento y su naturaleza se describen enseguida.

AGRIETAMIENTO POR FLEXION. Las grietas por flexión son causadas por el esfuerzo de tensión que induce el momento flexionante, este agrietamiento causa un cambio en la forma de la curva carga-deflexión. Antes del agrietamiento la curva carga-deflexión tiene un comportamiento lineal, después del agrietamiento la curva pierde algo de su linearidad y su inclinación decrece por lo que se pierde rigidez. Las grietas por flexión son por lo general las primeras en aparecer; sin embargo en secciones de alma delgada pueden aparecer primero las grietas inclinadas.

AGRIETAMIENTO INCLINADO. Este tipo de agrietamiento se debe a la combinación de esfuerzos tanto de cortante como de momento flexionante. La carga que produce el agrietamiento inclinado es de suma importancia ya que marca un notable cambio en el comportamiento de las vigas. Antes de formarse las grietas inclinadas las cargas son resistidas por la acción de viga, después del agrietamiento las cargas son resistidas por la acción de arco. Las vigas sin refuerzo en el alma no pueden ser cargadas con confianza más allá del agrietamiento inclinado pues tal agrietamiento es peligroso e inestable por lo que se debe considerar que han alcanzado prácticamente su carga última.

El agrietamiento inclinado se clasifica en dos tipos. El primero es el conocido como agrietamiento por tensión principal, el cual puede aparecer en una región sin un previo agrietamiento o arriba de las grietas de flexión. El segundo tipo de agrietamiento se presenta como una extensión o continuación del agrietamiento de flexión, a un lado de uno o ambos puntos de carga y es llamado agrietamiento de cortante por flexión.

El agrietamiento por tensión principal se presenta repentinamente, frecuentemente continúa desarrollandose aunque la carga se mantenga constante. Este agrietamiento se inicia cerca del eje neutro de la viga y su desarrollo es rápido.

El agrietamiento de cortante por flexión tiene inicio en las grietas por flexión que después empiezan a inclinarse y extenderse con el incremento de carga. No se considera completamente desarrollado hasta que la porción mas alta de las grietas forma una nueva rama y progresa rápidamente descendiendo su ángulo de inclinación.

2.1.2 MODOS DE FALLA

FALLA POR FLEXION. Las fallas por flexión pueden ocurrir tanto en vigas sub-reforzadas como en vigas sobre-reforzadas. En vigas sub-reforzadas la falla ocurre después de la fluencia del acero; en vigas sobre-reforzadas la falla ocurre antes de que el esfuerzo en el acero alcance su nivel de fluencia. En ambos casos, el mecanismo de falla se caracteriza por el agrietamiento del concreto en la zona de compresión.

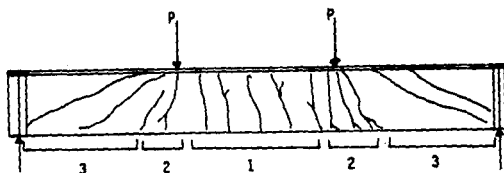
FALLA DE CORTE COMPRESION. La falla de corte compresión se debe al efecto combinado de flexión y fuerza cortante. El desarrollo de una grieta debido al agrietamiento de cortante por flexión puede llevar a una falla de corte compresion. Una vez que la grieta se ha desarrollado, se producen dos efectos en la viga, los cuales se combinan y causan la destrucción de esta misma. Primero, el agrietamiento de cortante por flexión produce una rotación angular en la viga, la cual incrementa el esfuerzo localmente y tiende a inducir una falla prematura. Segundo la viga resiste las cargas por la acción de arco. Cuando el agrietamiento de flexión por cortante se ha desarrollado por completo, el casi-arco puede no ser una estructura estable por lo que la resistencia con que se cuenta después del agrietamiento no es confiable. Por lo que se refiere al primer efecto, el concreto situado en la parte superior del agrietamiento de flexión por cortante, está sujeto a altos esfuerzos normales y cortantes. Conforme es incrementada la carga estos esfuerzos son también incrementados y el agrietamiento inclinado penetra en la zona de compresión.

La carga que causa el desarrollo del agrietamiento de flexión por cortante es llamada carga de agrietamiento inclinado. Debe tenerse en cuenta que esta carga es la resistencia que alcanza una viga sin refuerzo en el alma. La carga máxima se alcanza cuando la parte superior del concreto es agrietada y ya no es posible mantener el equilibrio.

FALLA POR TENSION PRINCIPAL. La falla por tensión principal es una falla de cortante debida al efecto combinado de fle

xión y fuerza cortante. Esta falla ocurre cuando aparecen las grietas inclinadas de tensión. Las grietas por tensión principal pueden ocurrir en una región sin agrietamiento o arriba de una grieta de flexión, una vez que se presentan las grietas progresan rápidamente hacia los puntos de carga y en el sentido de ellos. Las grietas por tensión principal tienen un ángulo de inclinación menor que las grietas de flexión-cortante. Cuando el agrietamiento de flexión cortante se desarrolla completamente, la falla usualmente resulta ser gradual, de tipo no frágil. En el agrietamiento por tensión principal, las grietas se siguen desarrollando sin un incremento de carga. Después de aparecer las grietas por tensión principal, la estabilidad de la viga es incierta.

En vigas no rectangulares con alma delgadas, la formación de las grietas es repentino, la presencia de las grietas altera inmediatamente el comportamiento de la viga.



AGRIETAMIENTO

1. FLEXION
2. FLEXION-CORTANTE
3. TENSION PRINCIPAL

2.2. CONTRIBUCION DEL CONCRETO EN LA RESISTENCIA AL CORTANTE

El planteamiento para poder cuantificar la resistencia al cortante parte de las bases del agrietamiento debido al efecto combinado de cortante y momento flexionante, el cual puede presentarse de diferentes formas para formar un mecanismo que lleve a la falla. Debido a la complejidad del problema de poder aislar todas las variables que intervienen en el efecto combinado de cortante y momento flexionante se han desarrollado expresiones para cuantificar la contribución del concreto, basadas en la teoría y en pruebas realizadas en laboratorio por lo que tales expresiones son semiempíricas.

Como se ha mencionado anteriormente existen dos tipos de fallas, uno en el cual el agrietamiento se inicia en el alma como resultado del alto esfuerzo de tensión a que se está sometido, el otro en el cual el agrietamiento vertical de flexión se presenta primero y gradualmente se empieza a inclinar hasta formar las llamadas grietas inclinadas de flexión cortante. A continuación se presenta la forma en que son evaluadas tales fallas.

2.2.1 FALLA EN EL ALMA

El diseño correspondiente al agrietamiento inclinado en el alma (tensión principal) se basa en el cálculo del esfuerzo principal de tensión en el alma y es limitado por un valor específico de esfuerzo. La primera parte de este método de evaluación, es calcular el esfuerzo principal de tensión según la teoría clásica de considerar la viga como un material homogéneo antes de ser agrietada. La segunda parte, es limitar el esfuerzo prin

principal de tensión a un valor definido aunque no siempre resulta un planteamiento adecuado, porque se ha observado que la resistencia del concreto a tales esfuerzos principales no es un valor consistente que varia con la magnitud de la fuerza de compresión axial. Sin embargo, cuando la compresión axial no es muy alta, menor que el $0.50f'_c$, la resistencia del concreto al esfuerzo de tensión principal es un valor relativamente consistente. Por lo tanto, el cálculo de esfuerzo de tensión principal puede ser estimado como un criterio apropiado para las condiciones de esfuerzo para determinar el agrietamiento del concreto. El método se explica enseguida.

1. Se obtiene el cortante V_c que debe soportar el concreto, el cual es igual a la diferencia del concreto externo aplicado V y el cortante que tomen los cables presforzados V_p .

$$V_c = V - V_p$$

2. Calcular la distribución de V_c a través de la sección.

$$v = \frac{V_c Q}{I b}$$

donde: v = esfuerzo cortante a cierto nivel
 Q = Momento estático con respecto al eje neutro
 b = espesor de la sección en el nivel que se calcula

3. Calcular la distribución de esfuerzos en la sección debido al momento externo M , la fuerza de presfuerzo F y su excentricidad

$$f_c = \frac{F}{A} + \frac{Fec}{I} + \frac{M c}{I}$$

4. Cálculo del esfuerzo principal máximo de tensión mediante

la siguiente formula

$$f''_t = \sqrt{v^2 + \left(\frac{f_c}{2}\right)^2} - \frac{f_c}{2}$$

* Puede obtenerse también graficamente con el círculo de esfuerzos de Mohr.

Investigaciones en vigas presforzadas demostraron que el inicio del agrietamiento inclinado en el alma se relaciona con el esfuerzo principal de tensión en el centroide de la sección y es igual a $1.044\sqrt{f'_c}$. Este valor nos da las bases para evaluar la resistencia al cortante cuando se inicia un agrietamiento en el alma.

La capacidad del elemento es alcanzada si:

$$f''_t = \sqrt{v_{cw}^2 + \left(\frac{f_p}{2}\right)^2} - \frac{f_p}{2}$$

f_p esfuerzo de compresión debido al presfuerzo.

de donde :

$$v_{cw} = f''_t \sqrt{1 + \frac{f_p}{f''_t}}$$

si se reemplaza a f''_t por $1.044\sqrt{f'_c}$ que es el valor obtenido en pruebas además de multiplicarlo por un factor de reducción se obtiene :

$$v_{cw} = 0.93\sqrt{f'_c} \sqrt{1 + \frac{f_p}{0.93 f'_c}}$$

Haciendo una simplificación finalmente obtenemos :

$$v_{cw} = 0.93\sqrt{f'_c} + 0.3f_p \quad [\text{kg/cm}]$$

Si los torones están desviados se debe incrementar la aportación de ésta desviación con su componente vertical.

$$V_{cw} = (0.93\sqrt{f'_c} + 0.3f_p)b_wd + V_p$$

donde V_p = aportación de los torones o cables desviados

$$V_p = \text{sen}\alpha Fe$$

α = ángulo de desviación.

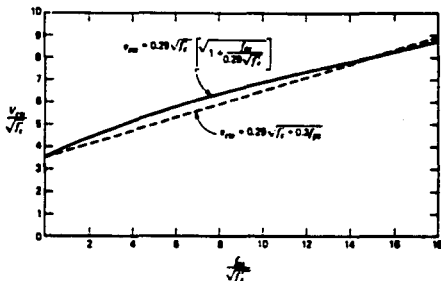


Fig. 2.1 Relación entre esfuerzo nominal de cortante (en el alma) y esfuerzo de compresión en el centroide.

2.2.2 AGRIETAMIENTO FLEXION-CORTANTE

Los resultados de pruebas de vigas presforzadas indican que el agrietamiento de flexión originado en la fibra inferior puede transformarse ocasionalmente en un agrietamiento inclinado en el alma de la viga.

Se ha observado que el cortante que produce el agrietamiento inclinado de flexión-cortante está relacionado con la formación de una grieta de flexión situada a una distancia $d/2$ de la

sección considerada, mas un cortante que es función de las dimensiones de la sección y de la resistencia del concreto. Esto puede expresarse de la siguiente forma.

$$V_{ci} = 0.16b_w d \sqrt{f'_c} + \frac{M_{cr}}{V} - \frac{d}{2} + V_d$$

M_{cr} es el momento debido a la carga, cuando el agrietamiento por flexión ocurre. Este término nos da el cortante que debe aplicarse para que aparezca el agrietamiento por flexión, aunque en términos de momento. Por medio de pruebas se ha observado que el momento, cuando el agrietamiento ocurre, puede relacionarse conservadoramente con el módulo de ruptura del concreto ($1.6\sqrt{f'_c}$).

$$M_{cr} = \frac{I}{y_t} (1.6\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d)$$

El término $0.16 b_w d \sqrt{f'_c}$ representa un pequeño cortante que es sumado en la expresión de V_{ci} , representa el cortante que tiene que ser adicionado para que una grieta de flexión empiece a inclinarse.

El término M/V es función de la distribución de la carga.

En 1977 el comite del ACI (318-77) propuso una simplificación en la formula para evaluar V_{ci} . Esta simplificación consistió en omitir la distancia $d/2$ y propone una expresión mas conservadora

$$V_{ci} = 0.16b_w d \sqrt{f'_c} + \frac{V M_{cr}}{M} + V_d$$

El cortante que resiste el concreto V_c debe tomarse como el menor de los valores obtenidos en la evaluación de V_{cw} y V_{ci} .

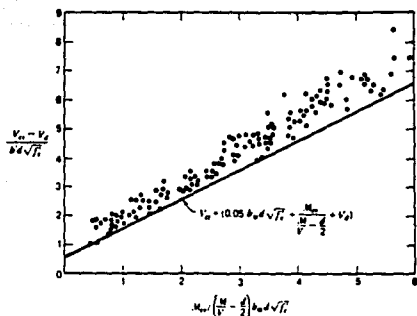


Fig. 2.2 Agrietamiento inclinado en aquellas regiones de la viga en donde previamente han aparecido las grietas de flexión.

2.2.3 METODO SIMPLIFICADO PARA LA EVALUACION DE V_C

Otro procedimiento de diseño para evaluar la resistencia al cortante es determinar V_C con la expresión propuesta originalmente en el reglamento ACI (318-70).

$$V_C = \left[0.16 \sqrt{f'_c} + 49 \frac{V_u d}{M} \right] b_w d$$

Esta ecuación representa un método simplificado en el que no es necesario calcular V_{CW} ni V_{Ci} .

Este método es aplicable a elementos que tienen una fuerza efectiva de presfuerzo no menor al 40% de la resistencia a la tensión del refuerzo por tensión. V_C no debe considerarse menor que $0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$ ni mayor que $1.3 \sqrt{f'_c} b_w d$.

Para validar el método se hizo una comparación de la ecuación propuesta con datos disponibles de vigas probadas sin refuerzo en el alma. Los datos disponen de un amplio rango de presfuerzo

y resistencia del concreto.

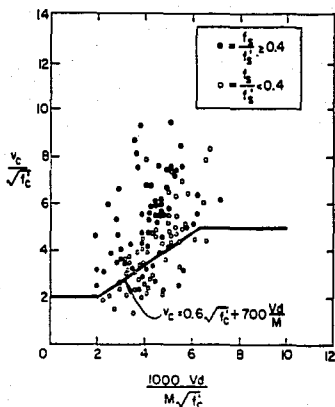


fig. 2.3 Comparación de la expresión del método simplificado con valores experimentales. (referencia 7).

En la figura 2.3 los puntos llenos representan resultados de pruebas de miembros con un presfuerzo efectivo igual o mayor de $0.4f'_s$. Los puntos sin llenar son de vigas con un presfuerzo menor que $0.4f'_s$. Los datos incluyen también varias pruebas donde no existe presfuerzo. Puede observarse que solo dos vigas fallaron a un cortante menor que el que predice el método.

En las siguientes figuras se aplica el método simplificado al diseño de vigas: T invertida, doble TT y sección I para puentes. Como puede apreciarse se usan en los ejemplos 3 niveles diferentes de presfuerzo; ligero, moderado y fuerte. Se compara el método tradicional en que se evalúan los valores de V_{cw} , V_{ci} y toma a V_c como el menor, y el método simplificado propuesto.

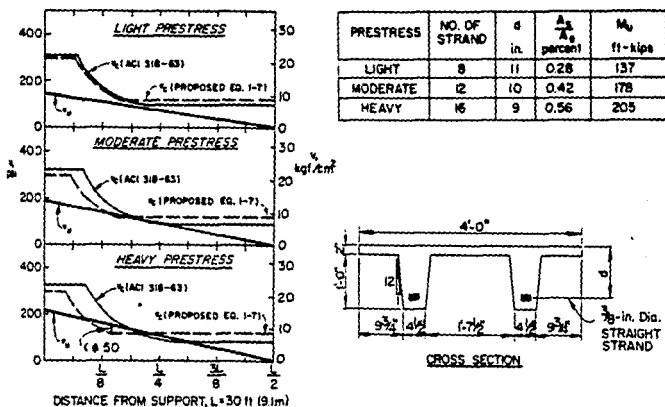
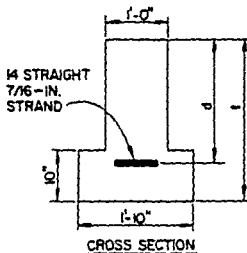


Fig. 2.4 Viga doble T. (ref. 7)



PRESTRESS	l in.	d in.	$\frac{A_s}{A_g}$ percent	M_u ft-kips
LIGHT	48	37	0.16	878
MODERATE	32	24	0.25	514
HEAVY	24	18	0.36	350

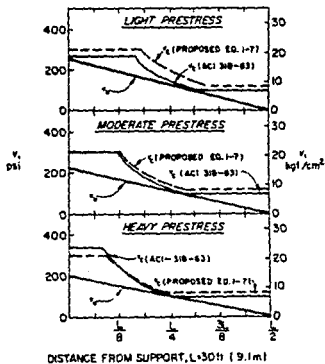
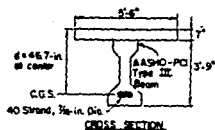


Fig. 2.5 Viga "T" invertida (referencia 7)



NOTE: C.G.S. Deflected (upward or 10 ft) either side compared to $e=40.3$ in. at the supports.
To convert to kgf/cm^2 , multiply by 2.54
To convert ft to m, multiply by 30.48

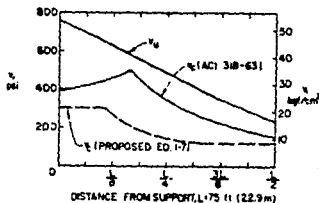


Fig. 2.6 Viga tipo para puentes (referencia 7)

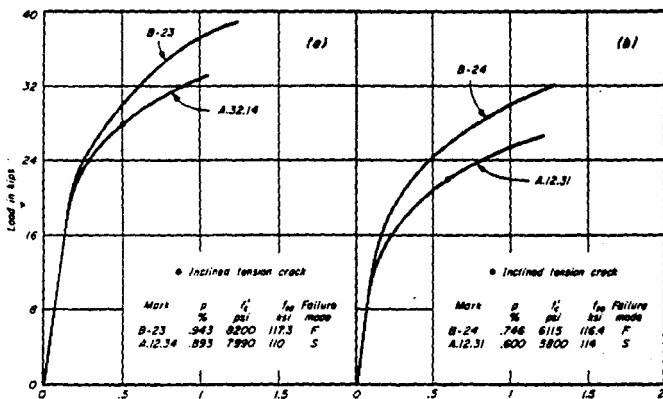
- 2.3 RELACION CARGA-DEFLEXION DE VIGAS PRESFORZADAS

Una propiedad muy significativa de un miembro estructural es su respuesta a la carga, la cual es descrita casi por completo por la relación carga-deflexión. Estas relaciones son utilizadas para estudiar el comportamiento bajo cargas de trabajo, estimar la resistencia y determinar el rango de cargas de trabajo seguras. Las relaciones carga-deflexión determinadas en pruebas de vigas que fallaron por cortante no pueden ser usadas para tales propósitos como aquellas que fallaron a la flexión, puesto que parte de la ductilidad, si existe alguna, es contribuida por la apertura de las grietas por tensión inclinada. Sin embargo, los resultados son de utilidad para evaluar y comparar carga útil. Como se mencionó anteriormente, vigas con niveles prácticos de presfuerzo no deben ser confiables mas allá del agrietamiento inclinado y hasta este punto puede decirse que su comportamiento es razonablemente similar tanto cualitativamente como cuantitativamente con vigas que tienen capacidad para flexionarse. Después que se forma el agrietamiento inclinado, la predicción de las deflexiones de vigas sin refuerzo en el alma es errática y de poco significado.

Con base en las curvas carga-deflexión de vigas que han fallado debido al cortante, se pueden distinguir dos estados diferentes en las curvas, uno antes y otro después del agrietamiento por flexión. Los dos estados se distinguen claramente por la forma de la curva carga-deflexión, en el primer estado, la curva es prácticamente lineal y en el segundo estado se pierde tal linealidad.

La extensión del primer estado depende del esfuerzo de compresión que ejerce el presfuerzo en las fibras inferiores de la viga, el módulo de ruptura del concreto y del tipo de carga. El segundo estado en las curvas carga-deflexión se caracteriza por un incremento en las deflexiones que cambia constantemente con respecto a la carga.

Las diferencias que existen entre las curvas carga-deflexión de vigas que fallaron en cortante y en flexión puede observarse claramente en los siguientes ejemplos.



Deflexiones al centro del claro in.

Fig. 1.7 Comparación de la curva carga-deflexión de vigas rectangulares. (referencia 10)

Las propiedades de las vigas se dan a conocer en las figuras. Las cuatro vigas fueron sometidas a dos cargas equidistantes con una separación de 274.3 cm. , la separación entre apoyos y puntos de carga es la misma. Las vigas B-23 y B-24 fallaron en flexión y estaban provistas de estribos convencionales para restringir el agrietamiento inclinado. La carga que provocó el agrietamiento inclinado en las vigas A.12.34 y A.12.31 está marcado en las curvas. Antes del agrietamiento inclinado, la única diferencia que existe entre las vigas que fallaron a flexión y las que fallaron al cortante puede ser atribuida a las diferentes resistencias en los concretos, cantidad y localización del refuerzo, así como un ligero efecto por el agrietamiento. Puede observarse que la carga última es menor en el caso de falla por cortante. Sin embargo, la deflexión última en el centro del claro de las vigas es similar para ambos tipos de falla.

En comparaciones hechas para las vigas de sección I se ha observado una marcada diferencia en la relación carga-deflexión - para vigas que fallan en cortante y en flexión. En la siguiente figura se puede notar mas claramente la diferencia de las curvas carga-deflexión para vigas I. Las vigas G-4 y G-12 estaban provistas con estribos verticales para reforzar el alma. En las primeras curvas (a) de las vigas I con alma de 7.62 cm., se observa como la viga B.12.35 se deflexiona significativamente mas rápido que la viga G-12. Una comparación mas interesante puede observarse en las vigas G-4 y C.12.44 que tenían un alma de 4.45 cm.

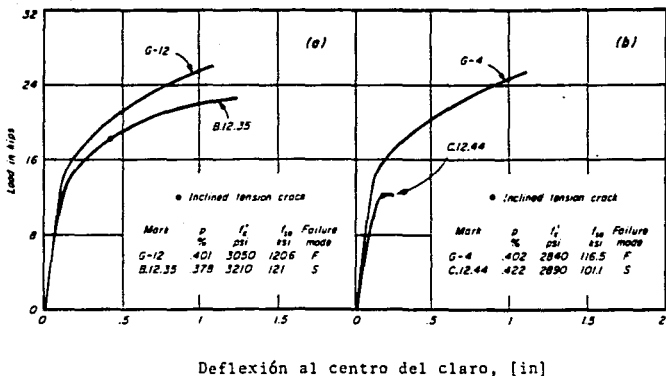


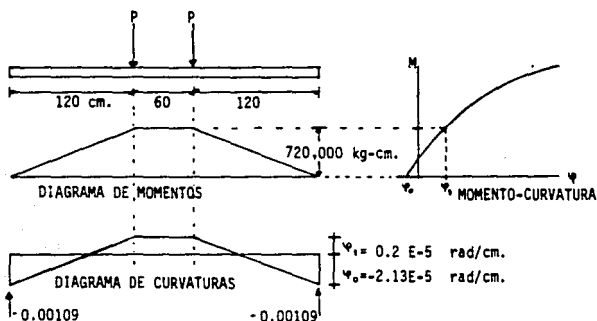
Fig. 2.8 Comparación de curvas carga-deflexión de vigas I.

2.4 COMPARACION DE CURVAS CARGA-DEFLEXION TEORICA Y EXPERIMENTAL

Con el fin de conocer mejor el comportamiento de las deflexiones de vigas sin refuerzo en el alma que pueden tener falla por cortante, se calcularon las deflexiones al centro de una de las vigas probadas en laboratorio, para poder compararlas con las deflexiones medidas.

Para el cálculo de deflexiones de vigas que fallan en flexión se empleó el teorema de área-momento, para esto fue necesario contar con el diagrama momento-curvatura (fig. 2.10), de la viga en estudio.

A continuación se ejemplifica el cálculo de la deflexión de la viga denominada A-2, sujeta a una carga P=6 ton. por gato.



$$\begin{aligned}
 & (2.113 \text{ E-}5) \times 150 = 0.0031695 \text{ rad} \times 75 = 0.2377125 \\
 & -\frac{1}{2} (2.313 \text{ E-}5) \times 120 = -0.0013878 \text{ rad} \times 70 = -0.0971460 \\
 & - (2.313 \text{ E-}5) \times 30 = -0.0006939 \text{ rad} \times 15 = -0.0104085 \\
 & \quad \quad \quad -0.0010878 \text{ rad} \times 150 = -0.1631700 \\
 & \Delta = -0.0330120
 \end{aligned}$$

$$\Delta = \Delta + \Delta_0 = -0.0330120 + 0.2377125 = 0.2047 \text{ cm.}$$

Δ_0 = Deflexión inicial (contraflecha) correspondiente a M=0.0

De la misma forma se han obtenido las siguientes deflexiones que a continuación aparecen.

P (kg)	Momento (E-6) (kg-cm)	Curvatura Gráfica	Deflexión Cálculada [mm.]
000	0.00	-2.113 E-5 rad/cm.	0.000
2000	0.24	-1.4	0.631
4000	0.48	-0.6	1.339
6000	0.72	0.2	2.047
8000	0.96	1.1	2.844
10000	1.20	2.1	3.729
12000	1.44	3.4	4.879
14000	1.68	4.8	6.118
16000	1.92	6.8	7.888

Las deflexiones de la viga ensayada se leyeron directamente del micrómetro que se encontraba localizado en el centro del claro.

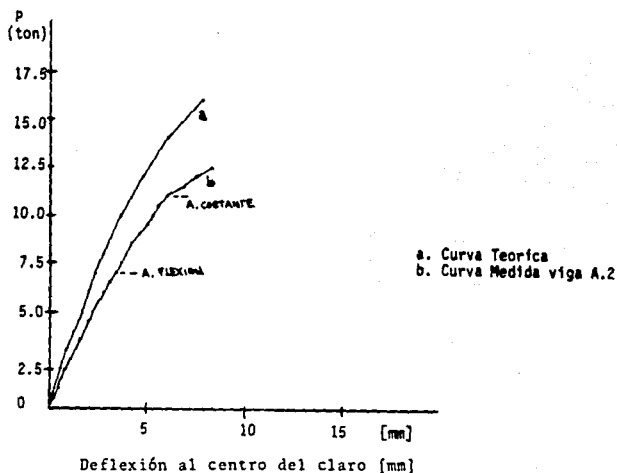


Fig. 2.9 Comparación curvas carga-deflexión calculada y medida.

Al comparar las curvas se observa como las deflexiones medidas se incrementan con respecto a las calculadas conforme el nivel de carga aumenta. Es decir a mayor carga, mayor es la diferencia entre las deflexiones medidas y calculadas. Antes del agrietamiento por flexión la diferencia en las deflexiones medidas y calculadas puede ser atribuida a los diferentes módulos de elasticidad en los concretos, después del agrietamiento por fle-

xi6n el incremento en las deflexiones cambia constantemente debido a que la viga no tiene refuerzo en el alma y por lo tanto no tiene capacidad para flexionarse.

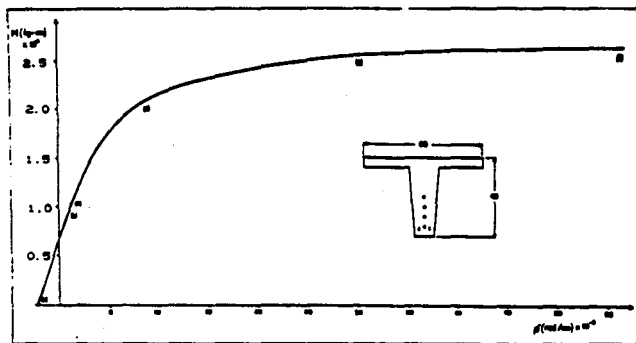


Fig. 2.10 Diagrama momento curvatura de la viga probada.

C A P I T U L O I I I

E S T U D I O E X P E R I M E N T A L

ESTUDIO EXPERIMENTAL

Con la finalidad de estudiar y comprender el comportamiento de vigas presforzadas sometidas a esfuerzo cortante, así como de verificar los reglamentos de construcciones del Distrito Federal (RCDF-87) y del American Concrete Institute - (ACI, 318-89), se estudiaron experimentalmente cuatro vigas pretensadas, de las cuales una se diseñó con torones totalmente adheridos y las otras tres con torones engrasados en sus extremos.

3. 1. ESPECIMENES DE PRUEBA

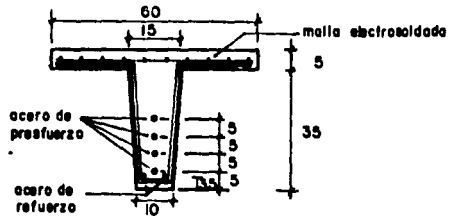
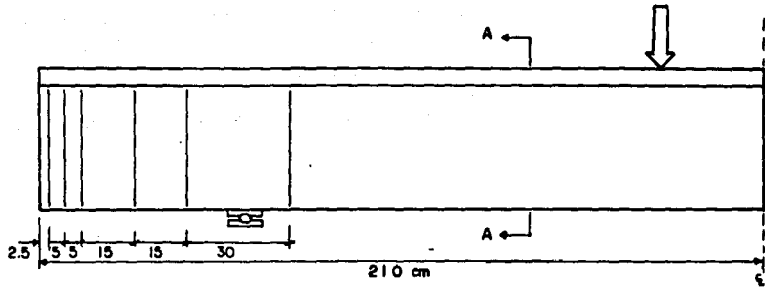
Se fabricaron cuatro vigas con una longitud total de 4.20 m y 40 cm. de peralte total. La sección se presenta en la figura 3. 1 , el armado longitudinal consiste de cuatro torones de 12.7 mm. (1/2") de diámetro y de cuatro barras de refuerzo ordinario del mismo diámetro. Los estribos que se colocaron son los que aparecen en la misma figura, el resto de la viga no tuvo refuerzo transversal.

En tres de las vigas se engrasaron los extremos de los torones como se muestra en la figura 3. 2. El engrasado consistió en un tubo de PVC que cubría el torón.

Las vigas engrasadas se designaron como E-a, E-b y E-c, a la viga con torones totalmente adheridos se le designó como viga A-a.

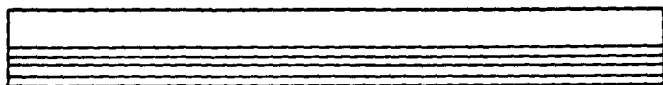
3. 2. MATERIALES

Concreto. Fue fabricado empleando grava basáltica y grava normal de 19 mm. (3/4") de tamaño máximo de agregado. El cemento empleado fue el tipo I. La mezcla de cemento, arena, grava y agua se diseñó en la proporción necesaria para obtener una resistencia a la compresión de $f'c = 400 \text{ kg/cm}^2$.

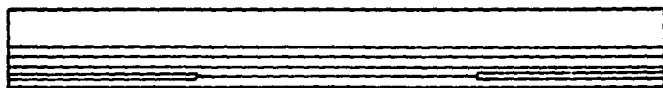


SECCION A-A

fig. 3.1

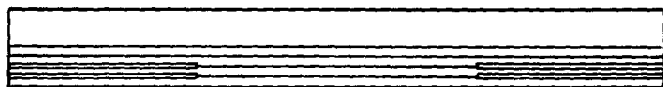


VIGA A-a



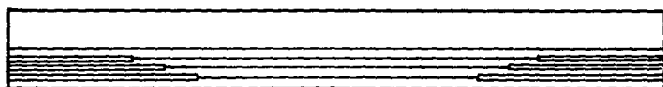
VIGA E-a

120 cm



VIGA E-b

120



VIGA E-c

80

100

120 cm

fig. 3.2 Engrasado de extremos

Acero de presfuerzo. Se emplearon cuatro torones de grado 270K (Regular) con un diámetro de 12.7 mm. y área efectiva de 98.4 mm². El módulo de Elasticidad empleado en el diseño fue el proporcionado por el fabricante $E = 19,378 \text{ kg/mm}^2$.

Para el acero de refuerzo ordinario se utilizaron cuatro varillas corrugadas de 12.7 mm. (1/2") de diámetro, con un esfuerzo a la fluencia $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$.

3. 3. FABRICACION DE ESPECIMENES

Las vigas se fabricaron en una mesa metálica de tensado de sección doble "T" con una longitud de 100 m. fig. 3.3.

Antes de iniciar el colado se colocó el refuerzo longitudinal y transversal necesario. Para el refuerzo transversal se colocaron estribos de doble punta en cada extremo de la viga con la finalidad de evitar el agrietamiento de éstos debido al impacto que se produce en el momento de la transferencia (fig. 3.4.).

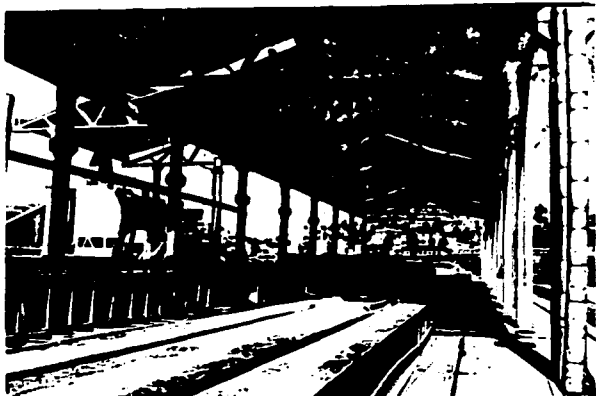


fig. 3.3. Mesa de tensado.



fig. 3.4. Distribución de estribos
en los extremos.

Además se colocó un gancho de izaje en cada extremo de la viga para facilitar el transporte.

El tensado de los torones se llevó a cabo antes de colar los miembros con la ayuda de un gato hidráulico fig 3.5. Los torones fueron tensados uno a uno hasta alcanzar un esfuerzo de tensión de $13,000 \text{ kg/cm}^2$ especificado en el diseño, iniciando con el torón más alejado al eje centroidal de la sección.



fig. 3.5. Gato para tensar.

Una vez que se tensaron los torones, se procedió a colar los elementos (fig. 3.7.). Durante el colado, el concreto fue vibrado para evitar la presencia de bolsas de aire. De la mezcla de concreto se tomaron directamente seis cilindros de $15 \times 30 \text{ cm.}$ para ser probados en el laboratorio de materiales (Tabla 3.1.).

Para el curado, se cubrieron las vigas con una lona para formar una cámara de vapor y durante 14 horas se aplicó vapor de agua a una temperatura de 70° C.

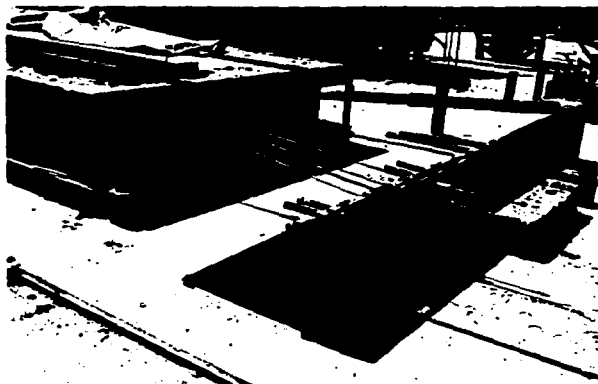


fig. 3.6. Anclaje de torones.



fig. 3.7. Colado de los elementos.

La transferencia se llevo a cabo al cuarto día del colado de los elementos, cuando los cilindros de control demostraron alcanzar el 80% de la resistencia a compresión ($f'c$).

TABLA 3. 1.
Registro de resistencias
Laboratorio de materiales

Cilindro No.	Edad Días	Carga Kg.	Area cm^2 .	Resistencia kg/cm^2 .	Notas *
1	1	54600	177	308	77%
2	1	55000	177	310	77%
3	7	58600	177	331	82%
4	7	59400	177	335	83%
5	28	68200	177	385	96%
6	28	69400	177	392	98%

* Resistencia de proyecto $f'c = 400 kg/cm^2$.

3. 4. INSTRUMENTACION

La instrumentación que se utilizó para estudiar el comportamiento experimental de cada viga se muestra en la figura 3.8. Para conocer las deflexiones de la viga, se colocaron tres micrómetros de precisión 0.01 mm, uno de ellos se colocó al centro del claro y los restantes a 60 cm. de cada apoyo.

Se utilizaron medidores de deformación (electric strain gages) en los torones con el fin de cuantificar pérdidas de presfuerzo y conocer las deformaciones durante el proceso de prueba. La distribución de los medidores de deformación se muestra en la figura 3.9. La superficie de los torones donde se pegaron los medidores de deformación, fueron lijados y limpiados perfectamente con alcohol y acetona. Los medidores de deformación se pegaron al torón con

Duco cemento y después se expusieron al calor mediante lámparas, por último se soldaron los cables a las terminales de los deformímetros y se impermeabilizaron con cera.

Para conocer la distribución de deformaciones en el concreto, se colocaron seis medidores de deformación (electric strain gages) en el centro de la viga, dos de ellos se colocaron en la parte superior y cuatro en los costados como se muestra en la figura 3.8.

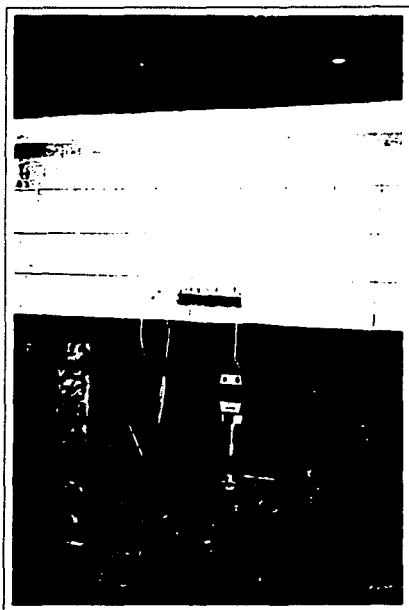


fig. 3.10. Instrumentación (Micrómetro y medidor de deformación para el concreto).

INSTRUMENTACION DE VIGAS

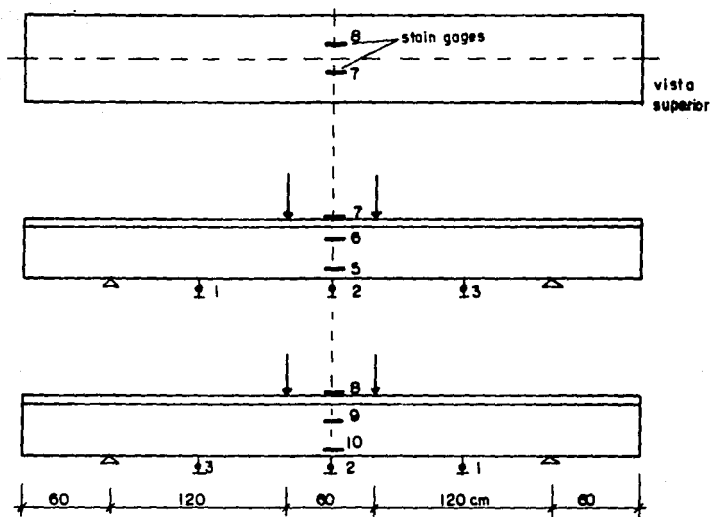
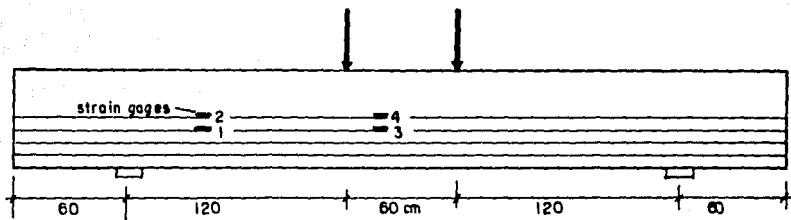


fig. 3.8



33

INSTRUMENTACION DE TORONES

fig. 3.9

3. 5. PROCEDIMIENTO DE PRUEBA.

Las vigas fueron llevadas a la falla mediante dos cargas concentradas. La distancia entre apoyos y puntos de carga - fue de 1.20 m. Para todas las vigas, la relación claro de cortante a peralte efectivo (a/d) tuvo un valor de 3.75 . El marco de carga se muestra en la figura 3.11.

Para llevar las vigas a la falla se aplicaron incrementos de carga de 500 kg. por cada gato, después de cada incremento se registraron las deflexiones, de la viga y las deformaciones unitarias tanto del concreto como de los torones instrumentados.

Las vigas fueron cargadas lentamente a razón de cinco minutos por incremento de carga. Una vez que los especímenes empezaron a agrietarse se marcaron las trayectorias de éstas para definir el patrón de agrietamiento de cada viga.

MAQUINA DE ENSAYE AMSLER

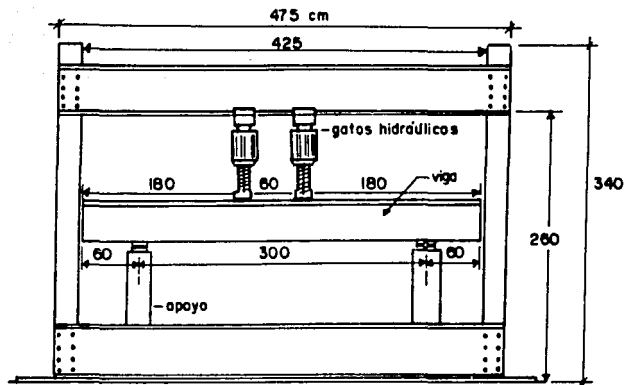


fig. 3.11

CAPITULO IV

INTERPRETACION DE RESULTADOS

IV. INTERPRETACION DE RESULTADOS

4.1 COMPORTAMIENTO GENERAL

El agrietamiento de las vigas se desarrollo conforme se aplicaban los incrementos de carga. Las primeras grietas en aparecer fueron debidas a la flexión, presentándose en la región de momento constante. Posteriormente aparecieron pequeñas grietas verticales en las fibras inferiores de las secciones situadas a un lado de los puntos de aplicación de carga, para que en los incrementos siguientes de carga se convirtieran en grietas inclinadas, las cuales se formaron casi en forma simultánea en ambos extremos.

En todas las vigas, el agrietamiento que produjo la falla del elemento fue el que se formó en el alma debido a la tensión principal, apareciendo súbitamente y desarrollandose hasta cerca del punto de aplicación de la carga. Esta grieta formó un ángulo con la horizontal de aproximadamente 30° . Una vez que aparecieron las primeras grietas por flexión, éstas continuaron creciendo ante los incrementos de carga, pero a partir de que aparecieron las grietas inclinadas el comportamiento en flexión de las vigas fue alterado, la linealidad de la curva carga-deflexión que hasta este momento se había mantenido, cambia notablemente al registrarse un incremento en las deflexiones que cambia constantemente con respecto a la carga. Una vez que aparecieron las grietas inclinadas, tanto la estabilidad como las deflexiones en las vigas fue incierta.

4.2 Vigas con torones adheridos

Viga A-a

La respuesta carga-deflexión se presenta en la figura 4.1 donde se observa un comportamiento lineal hasta un nivel de carga en el que se produce el agrietamiento por flexión (6,500 kg en cada gato). El agrietamiento por cortante se produce a un nivel de carga ligeramente superior (8,500 kg), después del agrietamiento por flexión la curva carga-deflexión presenta un cambio de rigidez y la pendiente de la curva disminuye. A partir del agrietamiento por cortante se observa un incremento importante en las deflexiones que cambia constantemente al ser aplicada la carga, hasta que se produce la falla de la viga a los 12,500 kg. por gato.

En la fig. 4.2 se muestran las deflexiones de la viga conforme se incrementa la carga, se observa como las curvas correspondientes a un nivel de carga menor del correspondiente al agrietamiento por flexión, el incremento en las deflexiones es proporcional a la carga, mientras que para cargas mayores al agrietamiento, las curvas muestran un notable incremento en las deflexiones.

La distribución de deformaciones longitudinales en el centro de la viga se muestran en la fig. 4.3, donde se observa como el eje neutro varía ligeramente su posición hasta que se produce el agrietamiento por flexión (6,500 kg.), después del agrietamiento el eje neutro tiene mayores desplazamientos hasta que, para niveles de carga posteriores la posición del eje neutro permanece aproximadamente constante.

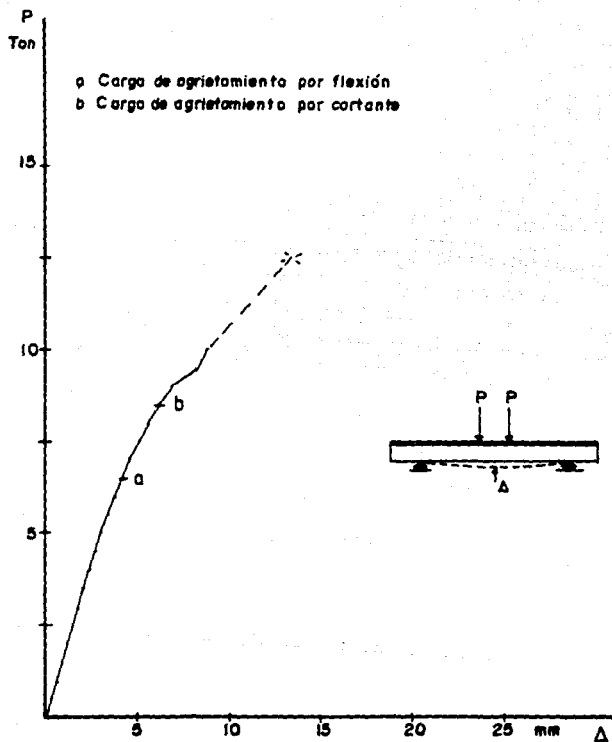
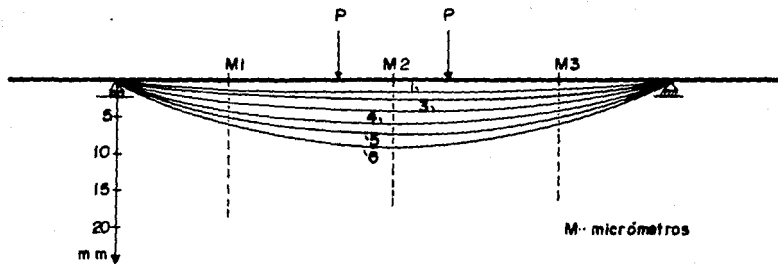


fig. 4.1

CURVA CARGA DEFLEXION VIGA A-a



HISTORIA CARGA DEFLEXIONES DE LA VIGA A-a

fig. 4.2

P(kg)	Curva
2000	1
4000	2
6000	3
8000	4
9000	5
10000	6

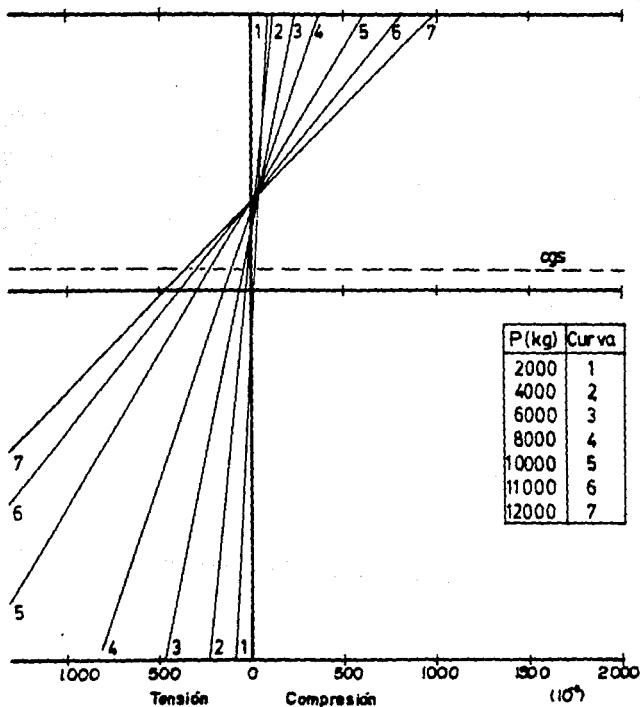


fig.4.3
 DISTRIBUCION DE DEFORMACIONES UNITARIAS AL CENTRO
 Vigo A-a

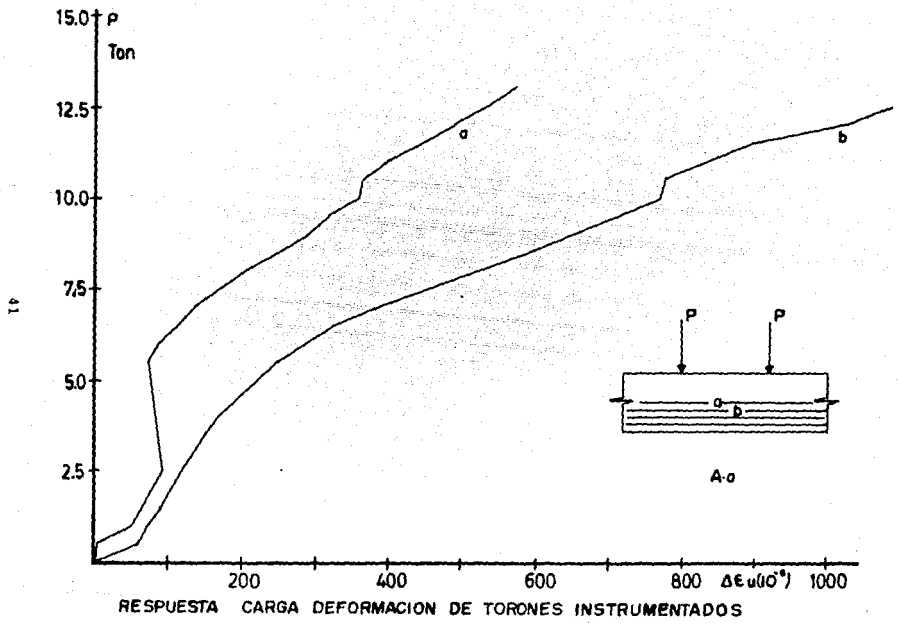


fig.4.4

42

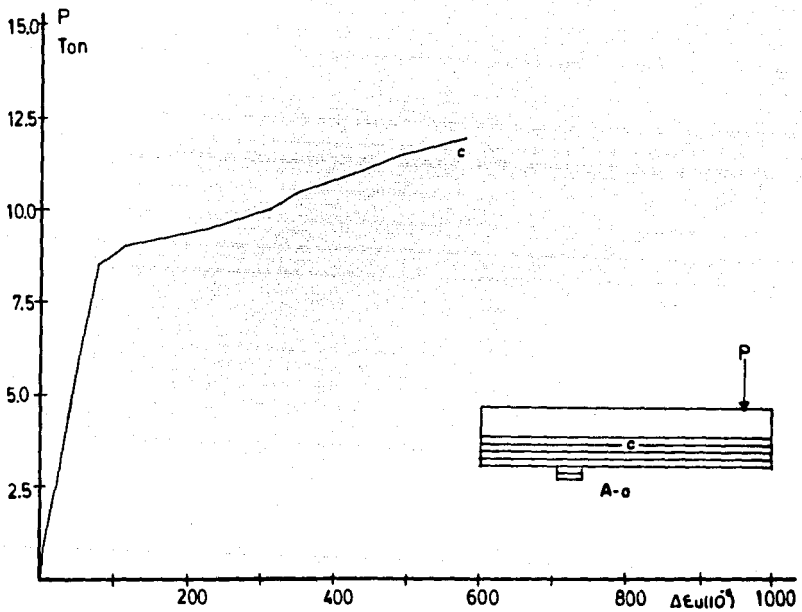
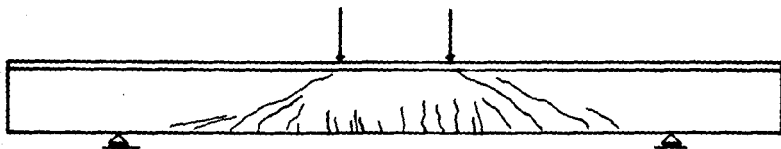


fig. 4.5



$$a/d = 3.75$$

43

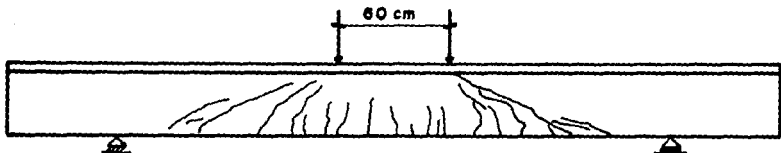


fig. 4.6

PATRON DE AGRIETAMIENTO VIGA A-a

De la información obtenida mediante los deformímetros (strain-gages) adheridos a los torones, se presenta en las figuras 4.4 y 4.5 la respuesta carga-deformación de torones instrumentados. Al comparar las curvas (a) y (b) de la fig 4.4, se observa como en todo momento la deformación en el torón (b) es mayor a la del torón superior (a), esto se debe a que el torón (b) se encuentra mas alejado del eje neutro y por lo tanto, se encuentra sometido a mayores esfuerzos. En la fig 4.5 se presenta la respuesta a la carga de un torón localizado en un claro de cortante, se observa cómo la curva carga-deformación se comporta linealmente hasta el momento en que se produce el agrietamiento por cortante, después del agrietamiento el torón presenta grandes deformaciones, ya que las tensiones que soportaba el concreto ahora son también resistidas por los torones para poder seguir manteniendo el equilibrio.

La fig. 4.6 muestra el patrón de agrietamiento de la viga. Se observa el agrietamiento debido a la flexión en la región de momento constante y el agrietamiento debido a las tensiones principales en los claros de cortante.

4.3 Vigas con torones engrasados

Viga E-a

En la fig. 4.7 se muestra la respuesta carga-deflexión. La curva empieza a cambiar de pendiente hasta un nivel de carga en el que se produce el agrietamiento por flexión (6,500 kg). El agrietamiento por cortante se presenta a un nivel de carga li-

geramente superior (8,000 kg), Después de este agrietamiento se tiene un mayor cambio tanto en la pendiente de la curva como en la rigidez del elemento. En comparación con el el caso anterior se observo una pequeña pérdida de rigidez, ya que las deflexiones registradas fueron ligeramente mayores. La carga de falla fue de 12,500 kg. aplicados en cada gato, al igual que en la viga A-a.

En la fig 4.8 se muestran las deflexiones de la viga conforme se incrementa la carga, se observa que hasta la curva 4, las deflexiones son aproximadamente proporcionales a los incrementos de carga, después se tiene un notable incremento en éstas.

La variación de deformaciones longitudinales en el centro de la viga se muestra en la fig 4.9, se observa como el eje neutro cambia de posición después de producido el agrietamiento por flexión. Para niveles de carga mayores la posición del eje neutro tiende a permanecer constante.

La respuesta carga- deformación de torones instrumentados se presenta en las figuras 4.10 y 4.11 . Las curvas (a) y (b) de la fig 4.10 representan a los torones localizados en la zona de momento constante. En la fig. 4.11 se presenta la curva carga-deformación de un torón localizado en el claro de cortante, en ella se observa un cambio brusco a un nivel de carga de 8,000 kg. , correspondiente al momento en que se produce el agrietamiento inclinado.

El patrón de agrietamiento se presenta en la fig. 4.12. Se observa el agrietamiento inclinado debido a las tensiones principales en los claros de cortante y un agrietamiento debido a la fle-

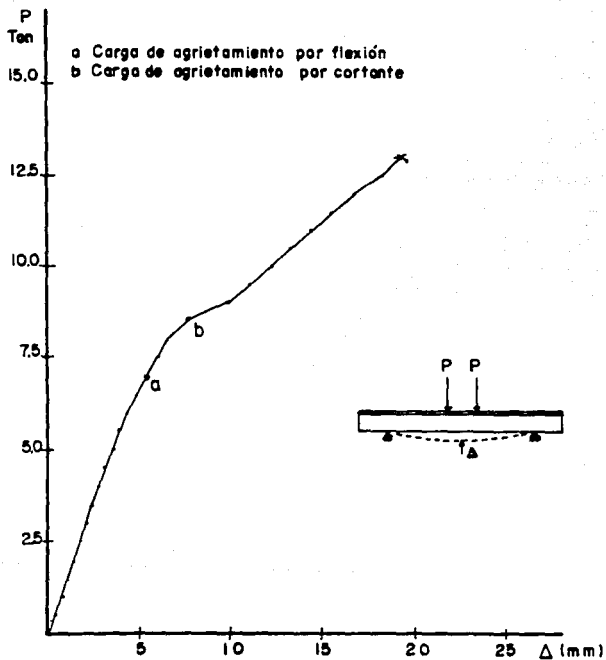
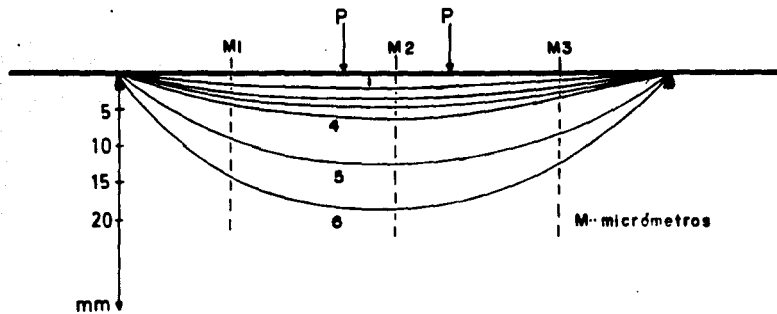


fig.4.7
 CURVA CARGA DEFLEXION VIGA E-a



HISTORIA CARGA DEFLEXIONES DE LA VIGA E-o

fig 4.8

P (kg)	Curva
2500	1
5000	2
6000	3
7500	4
10000	5
12500	6

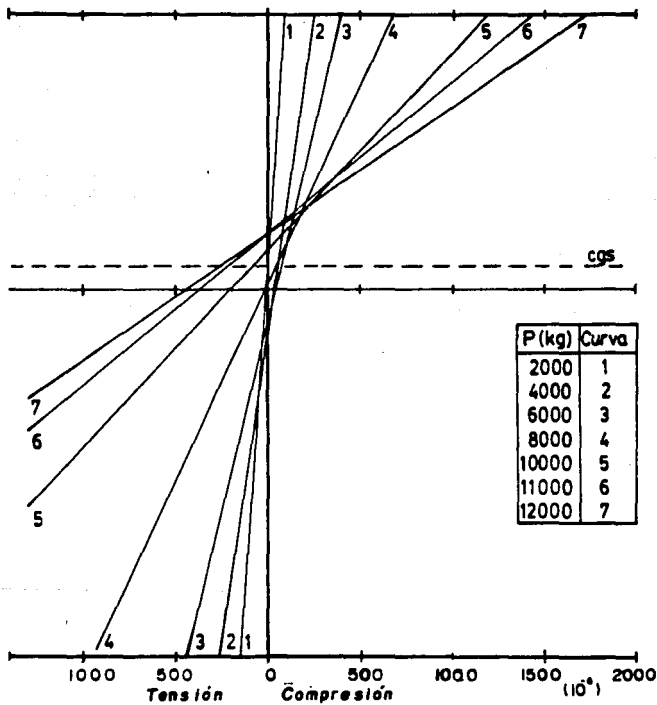


fig. 49

DISTRIBUCION DE DEFORMACIONES UNITARIAS AL CENTRO
Viga E-o

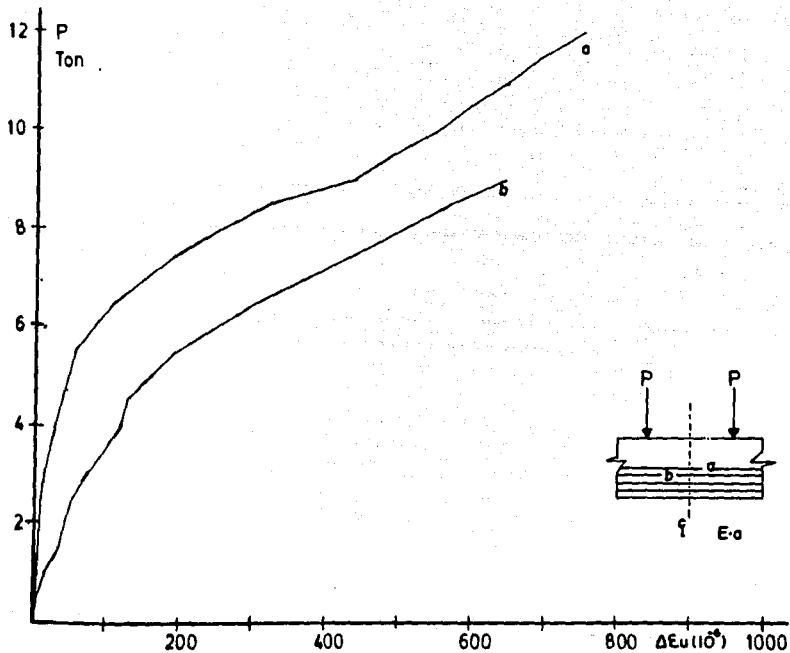


fig.4.10

RESPUESTA CARGA DEFORMACION DE TORONES INSTRUMENTADOS

50

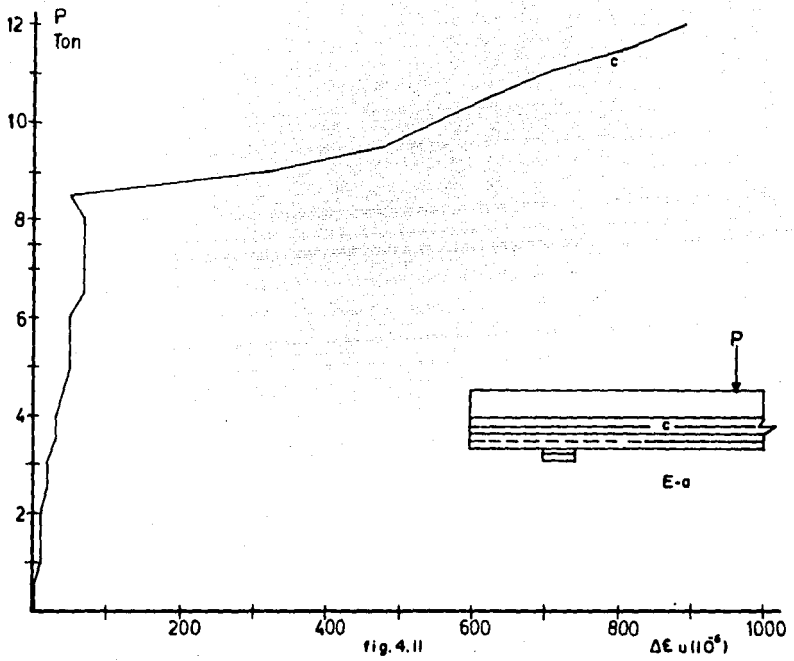
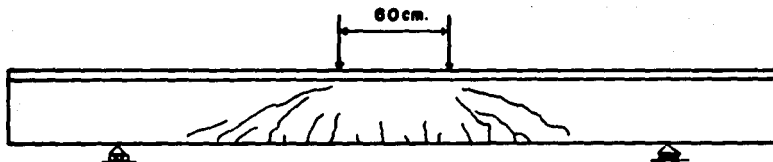


fig. 4.11



$a/d = 3.75$

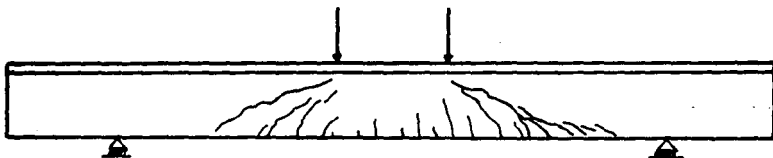


fig. 4.12
PATRON. DE AGRIETAMIENTO VIGA E-o

xi3n menos desarrollado en comparaci3n a la viga anterior.

Viga E-b

La respuesta carga-deflexi3n se presenta en la fig. 4.13 , se observa un comportamiento lineal hasta un nivel de carga en el que se produce el agrietamiento por flexi3n (5,500 kg en cada gato). En este caso el agrietamiento por cortante se present3 en forma simult3nea al agrietamiento por flexi3n. Las deflexiones hasta antes del agrietamiento son las mismas que las de la viga E-a. La carga de falla se produjo a los 9,500 kg, aplicados en cada gato.

En la figura 4.14 se muestran las deflexiones de la viga conforme se incrementa la carga, se observa como las deflexiones de las primeras cuatro curvas, correspondientes a un nivel de carga menor del que produce el agrietamiento guardan una proporci3n con la carga, despu3s las deflexiones son considerablemente mayores.

La distribuci3n de deformaciones longitudinales en el centro de la viga se presenta en la fig. 4.15. Se observa el cambio de posici3n del eje neutro despu3s de producido el agrietamiento de la viga (curva 4).

La respuesta carga-deformaci3n de torones instrumentados se presenta en las figuras 4.16 y 4.17. En la fig. 4.16 se observa como despu3s del agrietamiento de la viga, las curvas empiezan a cambiar de pendiente.

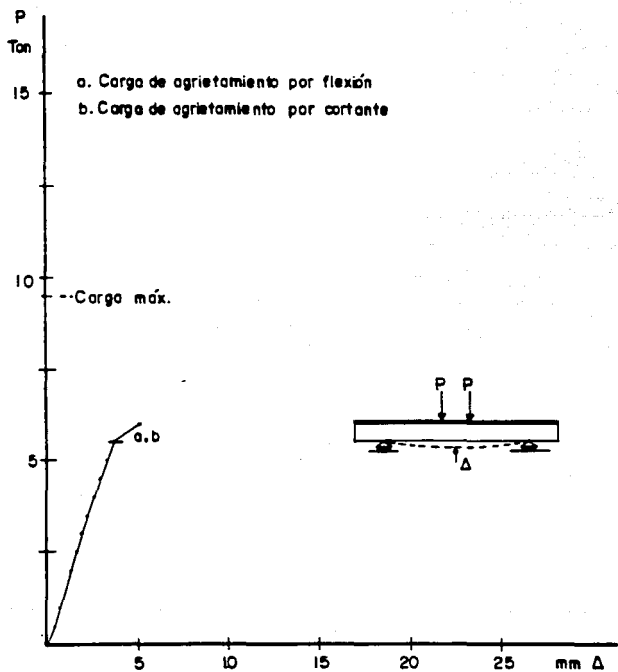


fig.4.13
 CURVA CARGA DEFLEXION VIGA E-b

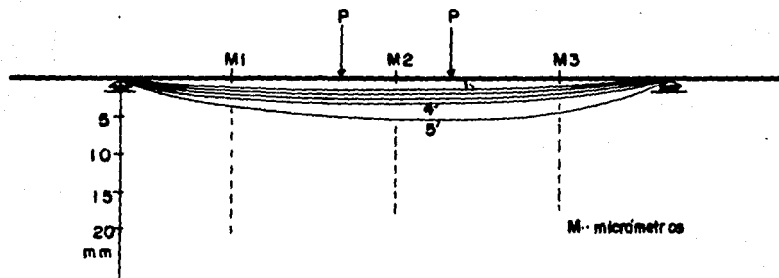


fig.4.14

HISTORIA CARGA DEFLEXIONES DE LA VIGA E-b

P(kg)	Curva
2000	1
3000	2
4000	3
5000	4
6000	5

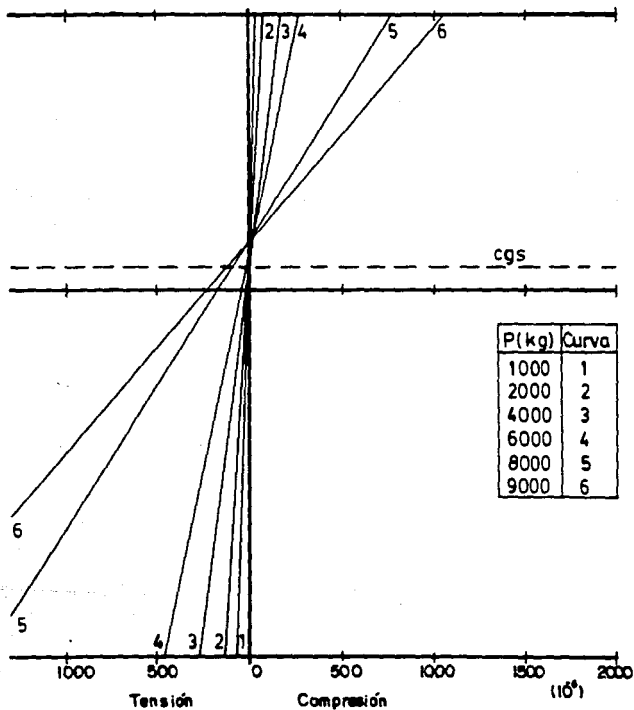


fig.4.15
DISTRIBUCION DE DEFORMACIONES UNITARIAS AL CENTRO
Viga E-b

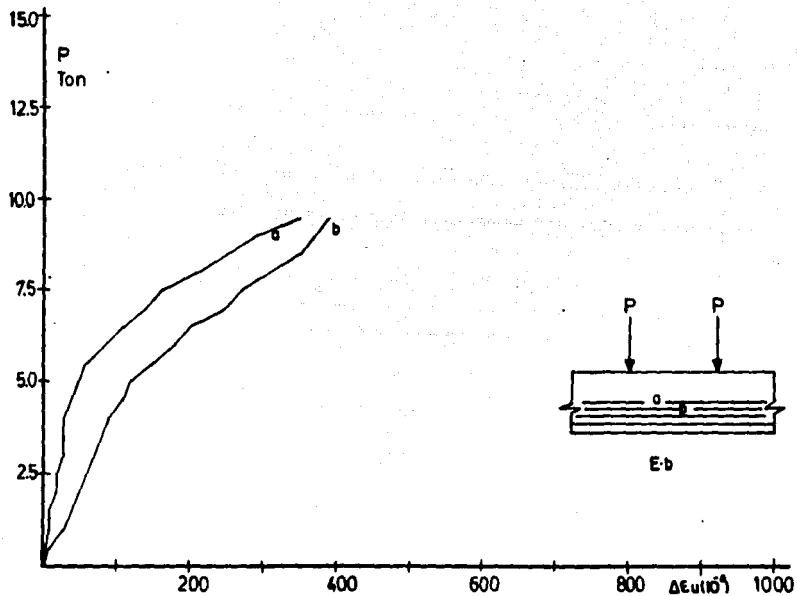


fig. 4.16

RESPUESTA CARGA DEFORMACION DE TORONES INSTRUMENTADOS

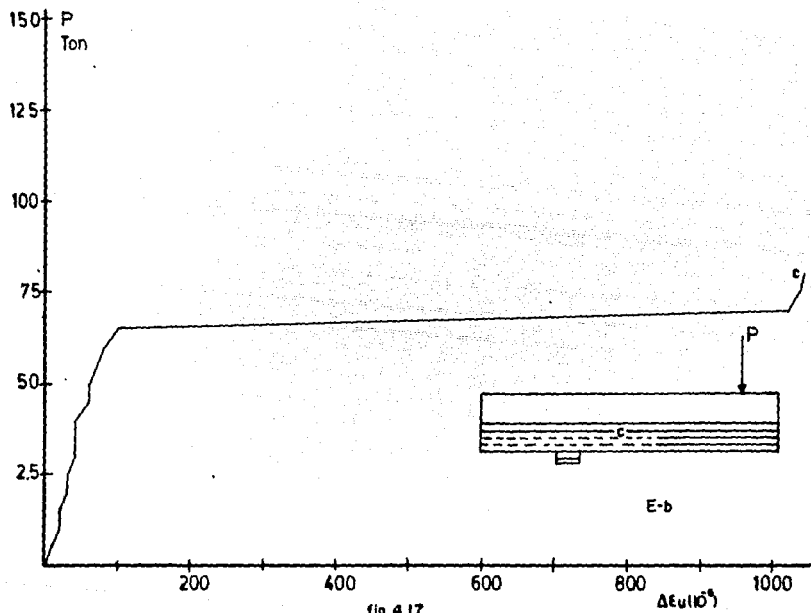
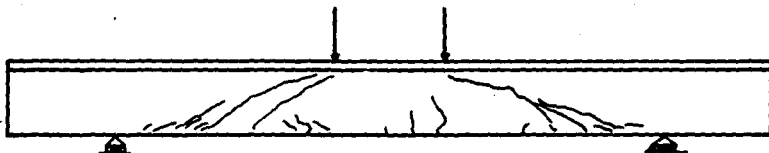


fig. 4.17



$a/d = 3.75$

58

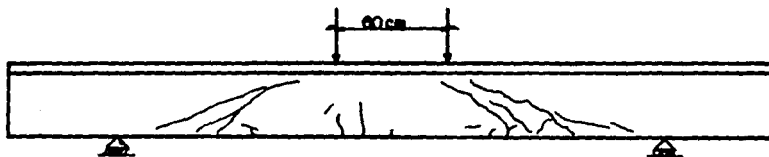


fig.4.18
PATRON DE AGRIETAMIENTO VIGA E-b

La fig. 4.18 muestra el patrón de agrietamiento de la viga. Puede observarse como en la región de momento constante, el agrietamiento debido a la flexión es escaso y no llega a desarrollarse uniformemente como en el caso de las vigas anteriores. En ambos claros de cortante se observa el agrietamiento debido a las tensiones principales. En este caso aparecieron pequeñas grietas en la zona de transferencia de torones que fueron engrasados.

Viga E-c

La respuesta carga-deflexión se presenta en la fig. 4.19. Las primeras grietas debidas a la flexión aparecieron a un nivel de carga de 5,000 kg. y posteriormente apareció el agrietamiento inclinado a los 7,000 kg. En este caso el agrietamiento inclinado no se desarrollo como en las vigas anteriores, ya que en el mismo instante en que apareció el agrietamiento la viga falló en forma violenta. En la curva carga-deflexión se observa, un comportamiento lineal en todo el lapso de carga.

En la fig. 4.20 se muestran las deflexiones conforme se incrementa la carga.

La distribución de deformaciones longitudinales en el centro de la viga se muestran en la fig. 4.21, donde se observa como varía la posición del eje neutro después de los 6,000 kg. de carga.

La respuesta carga-deformación de torones instrumentados se presenta en las figuras 4.22 y 4.23.

Por último, la fig. 4.24 muestra el patrón de agrietamiento de la viga. En la parte central de la viga aparecieron pequeñas

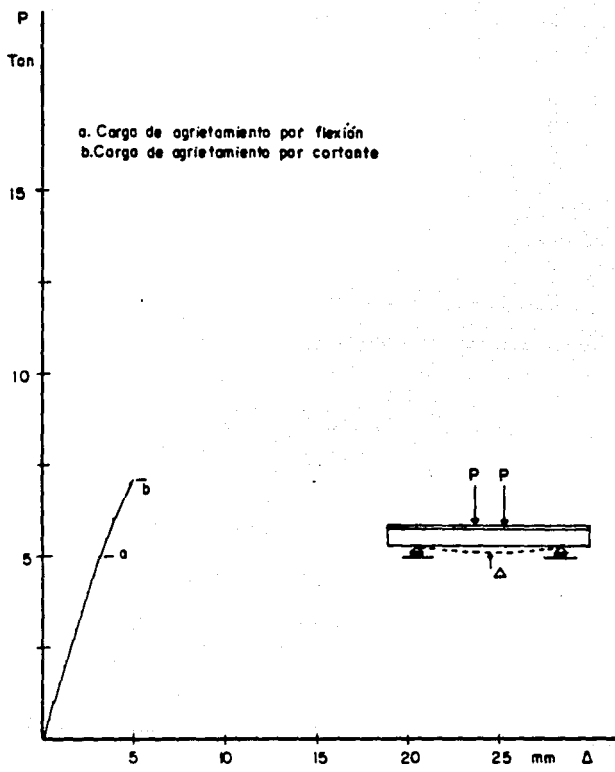


fig.4.19
CURVA CARGA DEFLEXION VIGA E-c

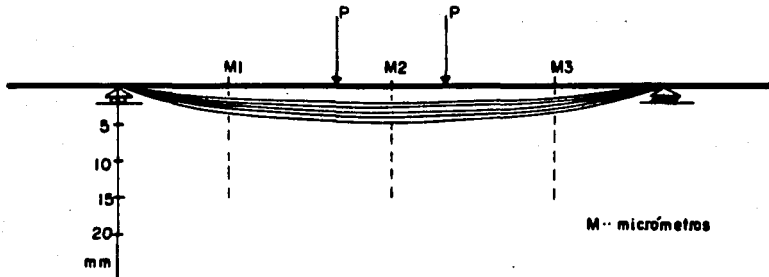


fig.4.20

HISTORIA CARGA DEFLEXIONES DE LA VIGA E-c

P(kg)	Curva
3000	1
4000	2
5000	3
6000	4
7000	5

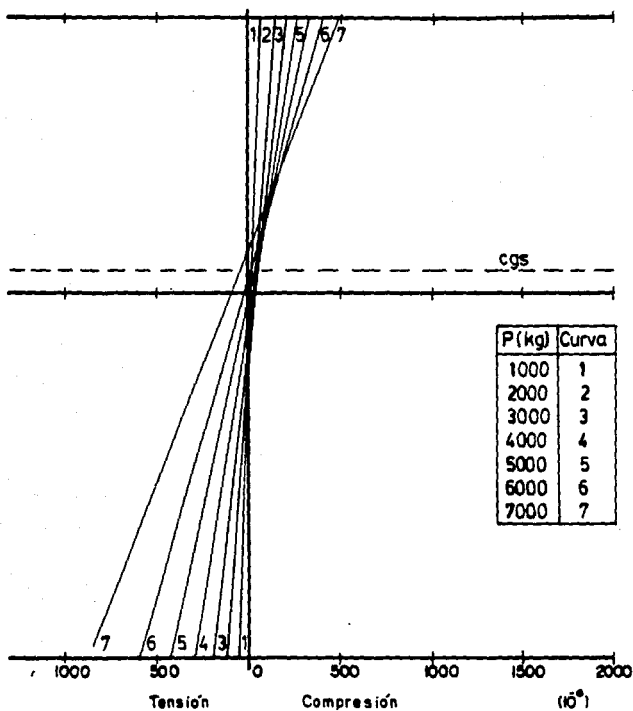
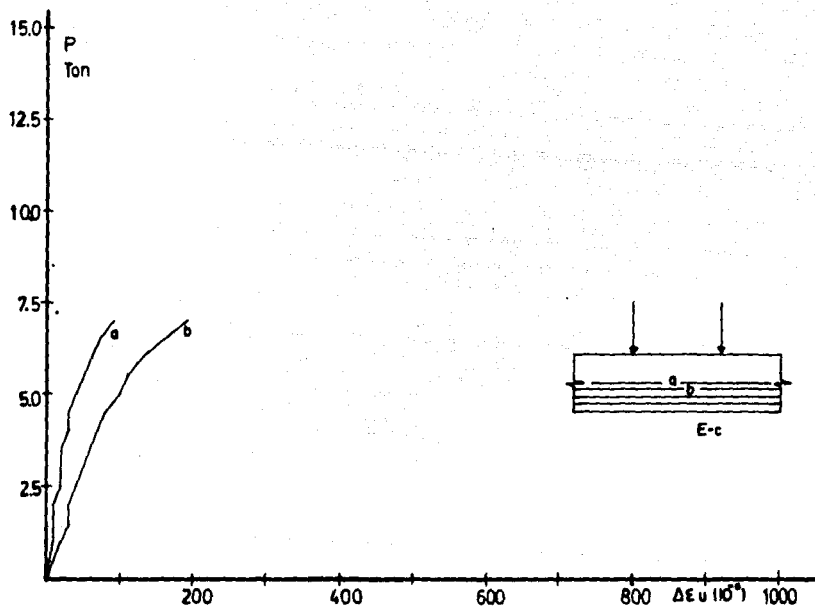


fig.4.21
 DISTRIBUCION DE DEFORMACIONES UNITARIAS AL CENTRO
 Viga E-c



RESPUESTA CARGA DEFORMACIONES DE TORONES INSTRUMENTADOS

fig.4.22

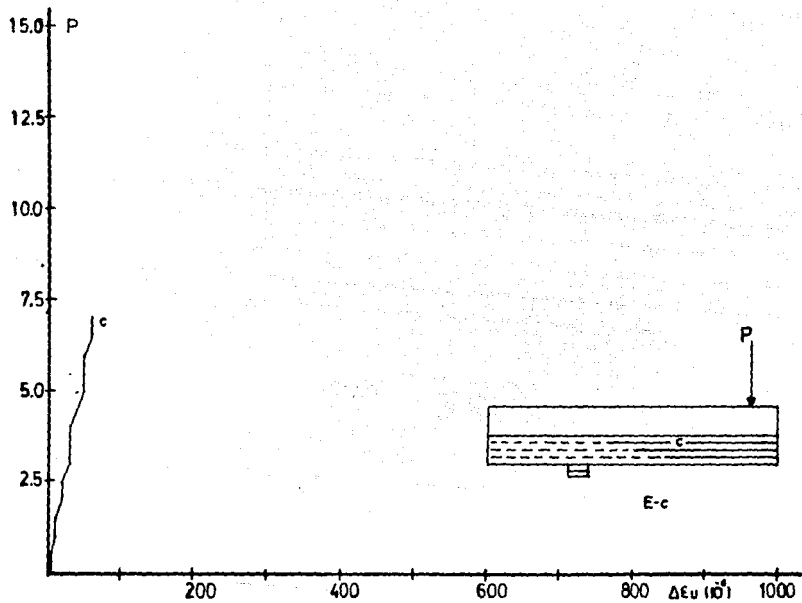
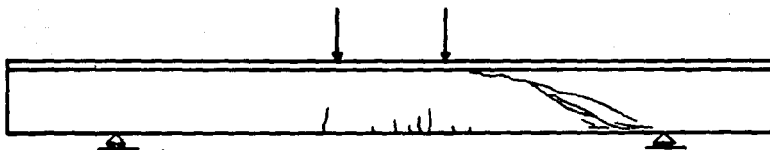


fig. 4.23



$\sigma/d = 375$

65

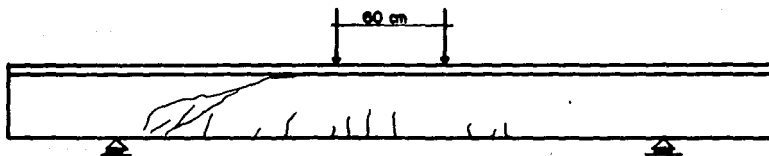


fig.4.24
PATRON DE AGRIETAMIENTO VIGA E_c

grietas debidas a la flexión, en este caso la falla frágil solo permitió que uno de los claros de cortante llegará a agrietarse.

4.4. COMPARACION DE RESULTADOS

La fig. 4.25 presenta la respuesta carga-deflexión para las vigas A-a y E-a, se observa que la viga A-a es más rígida que la viga E-a, esto se debe principalmente al engrasado de los extremos de la viga E-a. El agrietamiento debido a la flexión se presentó en las dos vigas para la misma carga. La viga A-a se agrietó por cortante a una carga ligeramente superior que la viga E-a. En ambas vigas la resistencia fue la misma.

En la fig 4.26 se presenta la respuesta carga-deflexión para las vigas E-a y E-b, en este caso tanto el agrietamiento por flexión como el agrietamiento por cortante se presentaron primero en la viga E-b. Al comparar las curvas carga-deflexión se observa el mismo comportamiento hasta el agrietamiento de la viga E-b. Debido a los diferentes engrasados de los extremos, la viga E-b presenta una reducción del 24% en su resistencia con respecto a la viga E-a.

La comparación de las curvas carga-deflexión de las vigas E-b y E-c se presenta en la fig 4.27. En este caso el engrasado de un mayor número de torones en la viga E-c, se refleja en una pérdida de resistencia del 25% con respecto a la viga E-b. Es evidente un comportamiento frágil en la viga E-c

La fig 4.28 muestra una comparación general del comportamiento para las cuatro vigas, se observa como los torones engrasados

reducen la resistencia.

Del patrón de agrietamiento observado para las cuatro vigas se puede concluir que la viga A-a presenta un agrietamiento por flexión más uniforme que las demás vigas. Es decir, en la viga con torones adheridos las grietas verticales al centro del claro son más numerosas y llegan a desarrollarse más allá de la mitad del peralte de la viga, mientras que las vigas engrasadas presentan menos grietas verticales que no llegan a subir hasta la mitad del peralte.

En las figuras 4.29 a 4.32 se presentan diferentes fotografías que fueron tomadas durante la prueba de las vigas. Como puede observarse en todas las vigas el agrietamiento debido al cortante se encuentra bien definido

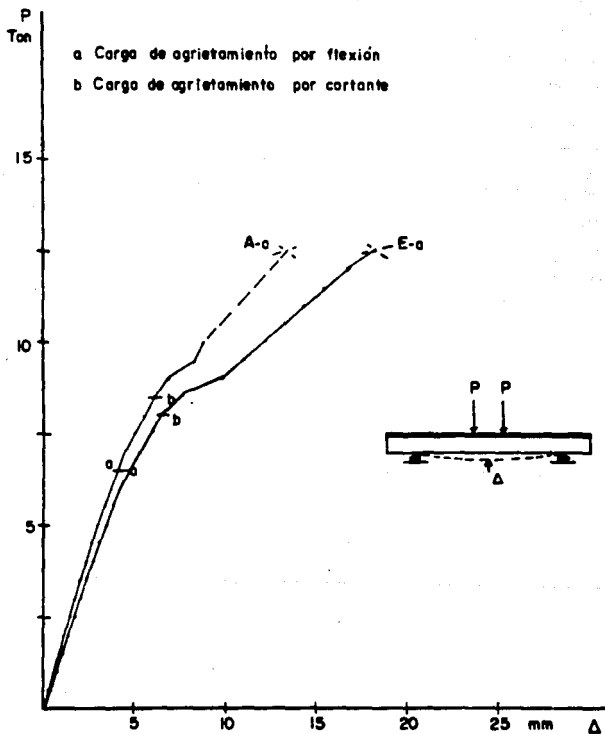


fig.4.25
 CURVAS CARGA DEFLEXION VIGAS A-a y E-a

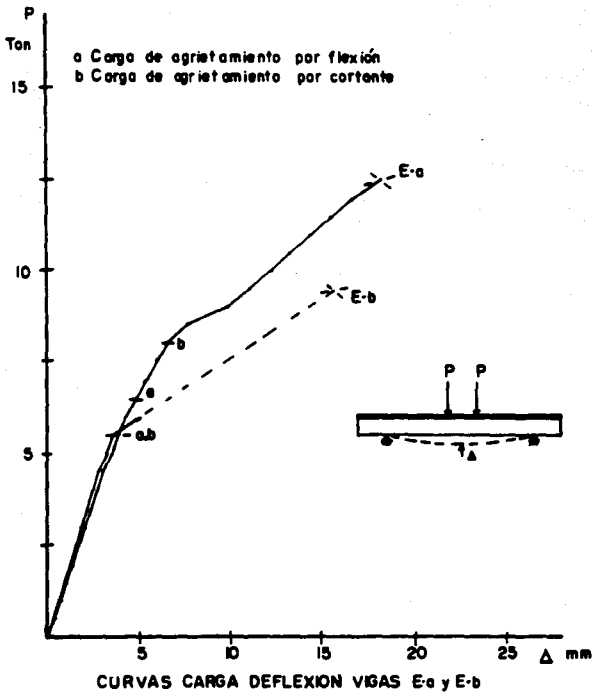
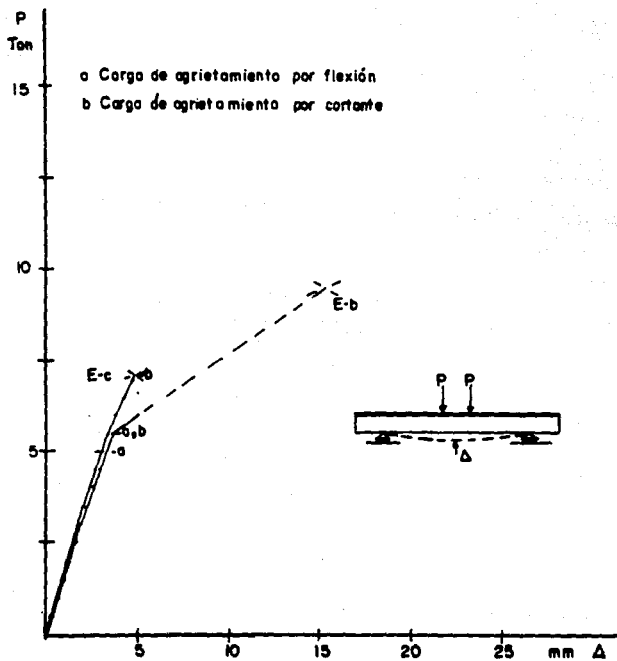
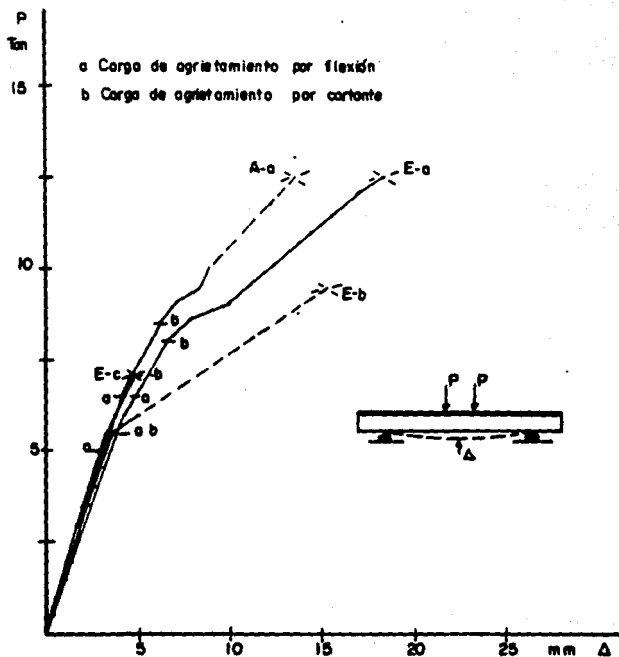


fig.4.26



CURVAS CARGA DEFLEXION VIGAS E-b y E-c

fig.4.27



CURVAS CARGA DEFLEXION DE VIGAS PROBADAS

fig.4.28



Agrietamiento de flexión-cortante en la zona de alto momento y cortante. El agrietamiento progresa en la dirección del incremento de momento.

Agrietamiento de la viga antes de la falla

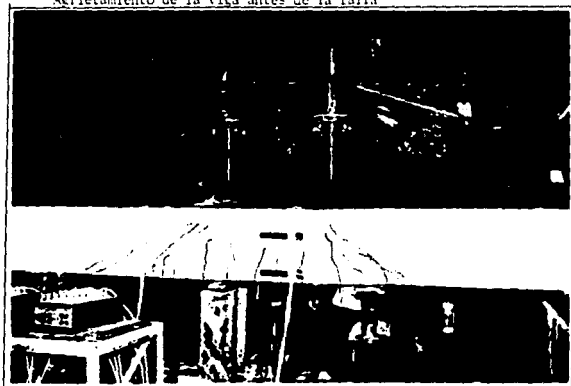
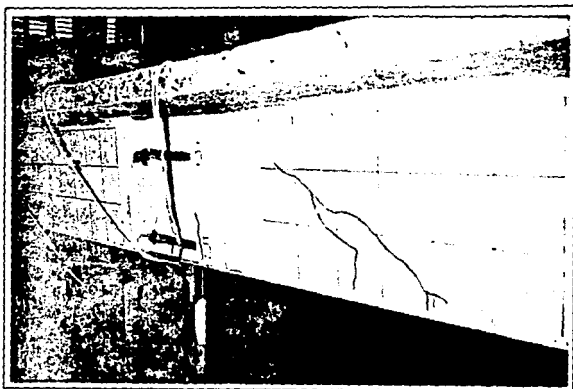


fig 1.29 Agrietamiento de la viga A-a



Agrietamiento de flexión-cortante

Agrietamiento por tensión principal

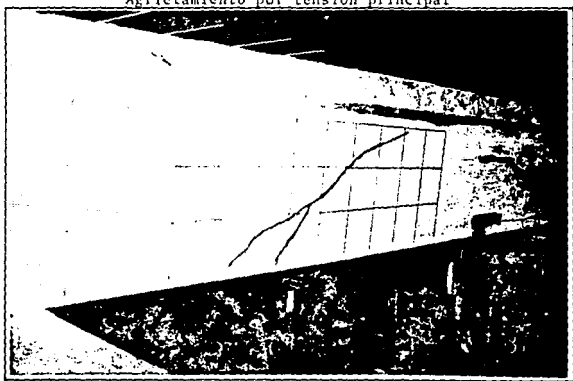
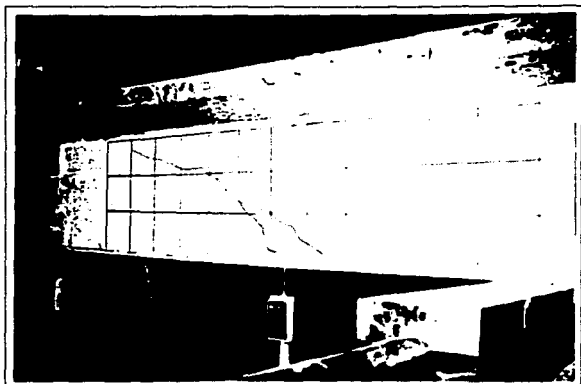


fig 4.50 Agrietamiento de la viga E-a



Agrietamiento por tensión principal

Falla frágil de la viga E-b

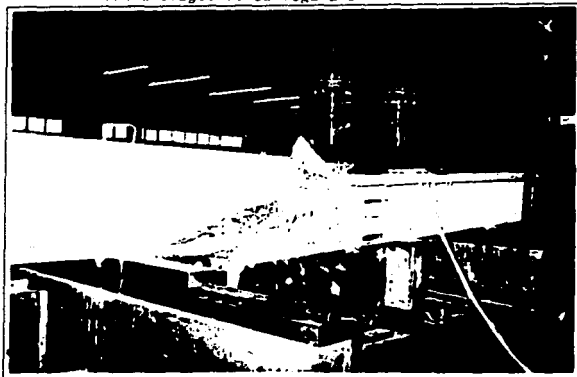


Fig 4.31 Forma de falla de la viga E-b



Agrietamiento por tensión principal

Falla por tensión principal

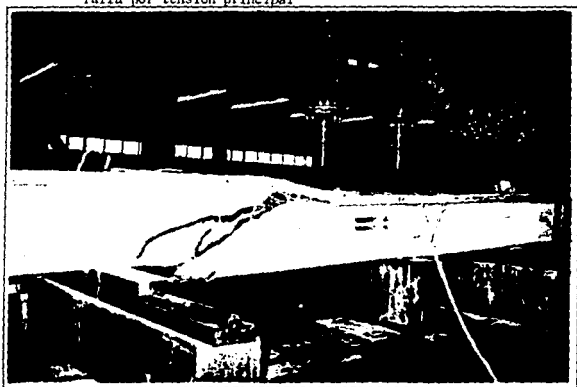


fig. 4.32 Forma de falla de la viga E-c

C A P I T U L O V

COMPARACION CON REGLAMENTOS DE DISEÑO

5.1. RECOMENDACIONES DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL
AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI 318-89)

El ACI 318-89 recomienda calcular la resistencia nominal al cortante proporcionado por el concreto, V_c , para elementos que tienen una fuerza efectiva de presfuerzo no menor al 40% de la resistencia a la tensión del refuerzo por flexión, mediante la ecuación:

$$V_c = (0.16\sqrt{f'_c} + 49(V_{ud})/M_u)b_w d \quad \dots\dots\dots \text{Ec. 5.1}$$

Pero V_c no debe considerarse menor que $0.53\sqrt{f'_c} b_w d$ ni mayor que $1.3\sqrt{f'_c} b_w d$. La cantidad $(V_{ud})/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0. En el término $(V_{ud})/M_u$, d será la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de presfuerzo.

La resistencia nominal al cortante proporcionado por el concreto, V_c , puede suponerse también igual a la resistencia al cortante en el agrietamiento inclinado del cortante por flexión y la resistencia al cortante en el alma, la que sea menor. La resistencia al cortante por flexión se calcula mediante:

$$V_{ci} = 0.16\sqrt{f'_c} b_w d + V_d + (V_i M_{cr})/M_i \quad \dots \text{Ec. 5.2}$$

$$\text{Donde } M_{cr} = (I/y_t)(1.6\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d)$$

Pero V_{ci} no debe considerarse menor que $0.45\sqrt{f'_c} b_w d$. Los valores de M_i y V_i deben calcularse de la distribución de la carga que produzca el momento máximo en la sección.

La ecuación 5.2 predice el agrietamiento debido al cortante

por flexión como la fuerza cortante debida a la carga muerta y a la carga viva que provocan el agrietamiento por flexión en la sección que se investiga, y la carga requerida para transformar la grieta por flexión en una grieta inclinada.

En el cálculo del momento de agrietamiento, M_{CR} , I , y_T son las propiedades de la sección que resiste las cargas aplicadas externamente.

La resistencia nominal al cortante proporcionado por el concreto cuando el agrietamiento diagonal es el resultado de los excesivos esfuerzos principales de tensión en el alma, V_{CW} , se calcula mediante:

$$V_{CW} = (0.93\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_wd + V_p \quad \dots \text{Ec. 5.3}$$

Esta ecuación predice el agrietamiento por cortante en el alma como el cortante que provoca un esfuerzo principal de tensión de aproximadamente $1.1\sqrt{f'_c}$ en el eje centroidal de la sección.

La ecuación 5.1 ofrece un método simplificado para calcular V_C y puede aplicarse a elementos reforzados con varillas corrugadas no presforzadas combinadas con cables de presfuerzo.

El Reglamento del ACI toma en cuenta el efecto de resistencia al cortante del presfuerzo reducido cerca de los extremos de vigas pretensadas, en los casos siguientes: Cuando la adherencia de los tendones se extiende hasta el extremo del elemento, y para los que la adherencia no se extiende hasta el extremo de éste.

El primer caso lo considera el reglamento en la sección 11.4.3. de la manera siguiente:

En un elemento pretensado en el cual la sección a una distancia $h/2$ a partir del paño de apoyo esté mas cercana del extremo del elemento que la longitud de transferencia de los cables de presfuerzo, la reducción del presfuerzo debe tenerse en cuenta cuando se calcula V_{CW} . Este valor de V_{CW} también debe considerarse como el límite máximo para la ecuación 5.1 . Debe suponerse que la fuerza de presfuerzo varía desde cero en el extremo del cable hasta un máximo a una distancia del extremo del cable igual a la longitud de transferencia, que se supone es de 50 - diámetros para torones y de 100 diámetros para alambres individuales.

En el segundo caso, cuando la adherencia de algunos cables no se extiende hasta el extremo del elemento es necesario considerar la reducción del presfuerzo al calcular V_c por medio de la ecuación 5.1 ó por las ecuaciones 5.2 y 5.3. En el caso de utilizar la ecuación 5.1, el valor de V_{CW} calculado al emplear el presfuerzo reducido debe tomarse también como un límite máximo para ésta ecuación.

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

5.2. RECOMENDACIONES DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL (RCDF-87), NORMAS TECNICAS COMPLE- MENTARIAS.

Las normas Tecnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto en su capítulo 7, establece que para la fabricación de elementos presforzados y parcialmente presforzados, se usará concreto clase I, y sólo se permitirá el uso de tendones de presfuerzo adheridos. En todo elemento de concreto presforzado y parcialmente presforzado deben revisarse los estados límite de falla y los de servicio; también se tomarán en cuenta las concentraciones de esfuerzos debidos al presfuerzo.

PRESFUERZO PARCIAL Y PREFUERZO TOTAL

Se considerará que una sección de un elemento estructural es parcialmente presforzada si contiene refuerzo longitudinal presforzado y ordinario para resistir el momento flexionante que actúe en ella, y su índice de presfuerzo queda en el intervalo señalado en el párrafo siguiente.

Se podrá suponer que una sección tiene presfuerzo total, si su índice de presfuerzo, I_p está comprendido entre 0.9 y 1.0, incluyendo los valores extremos. Si el índice de prefuerzo es menor que 0.9 pero mayor que 0.6 o igual, se podrá suponer que la sección tiene prefuerzo parcial. Si el índice de presfuerzo es menor que 0.6, se podrá suponer que la sección no tiene prefuerzo.

El índice de presfuerzo se define como la relación siguiente:

$$I_p = \frac{M_{Rp}}{M_{Rt} + M_{Rp}}$$

donde M_{Rp} y M_{Rr} son los momentos resistentes suministrados por el acero presforzado y por el acero sin presforzar, respectivamente.

Por sencillez, el índice de presfuerzo podrá valuarse en la expresión siguiente:

$$I_p = \frac{A_{sp} f_{sp}}{A_{sp} f_{sp} + A_s f_y}$$

donde: A_{sp} área de acero presforzado

A_s área de acero ordinario a tensión

f_{sp} esfuerzo en el acero presforzado cuando se alcanza la resistencia

f_y esfuerzo de fluencia del acero ordinario.

FUERZA CORTANTE

Fuerza cortante que toma el concreto, V_c

Las expresiones para V_c que se presentan en seguida para distintos elementos son aplicables cuando la dimensión transversal h , del elemento, paralela a la fuerza cortante, no es mayor que 70 cm y, además, la relación h/b no excede de 6. Por cada una de las dos condiciones anteriores que no se cumpla se reducirá V_c dado por dichas expresiones en 30 por ciento. Para valuar h/b en vigas T o I se usará el ancho del alma b' .

VIGAS SIN PRESFUERZO

En vigas con relación claro a peralte total, L/h , no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto, V_c , se calculará con el criterio siguiente:

si $p < 0.01$ $V_c = FR \text{ bd}(0.2 + 30p)\sqrt{f'_c}$ Ec. 5.4

si $p \geq 0.01$ $V_c = FR \text{ 0.5bd}\sqrt{f'_c}$ Ec. 5.5

Si L/h es menor que 4 y las cargas y reacciones comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, V_c se obtendrá multiplicando el valor que da la ec. 5.5 por

$$(3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd}) > 1.0,$$

Pero sin que se tome V_c mayor que

$$1.5 F_R bd\sqrt{f'_c}$$

En el factor anterior M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección. Si las cargas y reacciones no comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, se aplicará la ecuación 5.5 sin modificar el resultado. Para relaciones L/h comprendidas entre 4 y 5, V_c se hará variar linealmente hasta los valores dados por las ecuaciones 5.4 y 5.5 .

MIEMBROS DE CONCRETO PRESFORZADO

En secciones con presfuerzo total, donde los tendones estén adheridos y no estén situados en la zona de transferencia, la fuerza V_c se calculará con la expresión

$$V_c = F_R bd(0.15\sqrt{f'_c} + 50 \frac{Vd_p}{M}) \dots\dots Ec. 5.6$$

Sin embargo, no es necesario tomar V_c menor que

$$0.5 F_R db\sqrt{f'_c},$$

ni deberá tomarse mayor que

$$1.5 F_R bd\sqrt{f'_c}$$

En la expresión 5.6, M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección y d_p es la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones de presfuerzo. El peralte efectivo, d es la distancia de la fibra

extrema en compresión al centroide de los tendones de presfuerzo situados en la zona de tensión, sin que tenga que tomarse menor que 0.8 veces el peralte total.

En secciones con presfuerzo parcial, y en secciones con presfuerzo total donde los tendones no estén adheridos, o situados en la zona de transferencia, se aplicarán las ecuaciones 5.4 y 5.5 según el caso. El peralte efectivo, d , se calculará con la expresión.

$$d = \frac{A_{sp}f_{sp}d_p + A_s f_y d_s}{A_{sp}f_{sp} + A_s f_y}$$

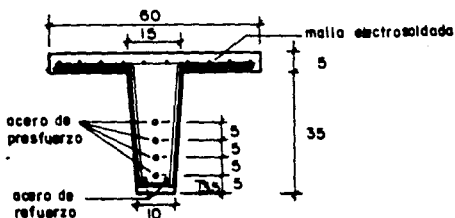
(d_s es la distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero ordinario a tensión, y f_{sp} es el esfuerzo en el acero de presfuerzo, A_{sp} , cuando se alcanza la resistencia del elemento).

5. 3. REVISION POR CORTANTE DE LAS VIGAS PROBADAS.

A continuación se presenta la revisión por cortante de las vigas probadas, de acuerdo a los reglamentos de construcción - del Instituto Americano del Concreto (métodos detallado y simplificado), y del reglamento de construcciones del Distrito Federal.

5.3.1. REVISION POR CORTANTE VIGA A-a

Datos de la sección transversal:



Area de la sección transversal,	$A_g = 737.5 \text{ cm}^2$
Espesor del alma,	$b_w = 10.0 \text{ cm}$
Momento de inercia,	$I = 107,816.31 \text{ cm}^4$
Distancia del eje centroidal a la fibra extrema a tensión	$y_t = 26.33 \text{ cm}$
Peralte total	$h = 40. \text{ cm}$
Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de presfuerzo,	$d_p = 40.0 - 12.5 = 27.5 \text{ cm}$
El 80% del peralte total	$d = 32.0 \text{ cm}$
Area del acero de presfuerzo cuatro torones de (1/2'')	$A_{sp} = 3.936 \text{ cm}^2$
Area del acero de refuerzo cuatro varillas de (1/2'')	$A_s = 5.067 \text{ cm}^2$

METODO DETALLADO ACI 318-89

Esfuerzo en el acero de presfuerzo antes de la transferencia:

$$f_{pi} = 12,000 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo efectivo en el acero después de la transferencia:

$$f_{pe} = 9,600 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza efectiva de presfuerzo:

$$F_{se} = 9,600 \times 0.984 \times 4 = 37,785.6 \text{ kg.}$$

Esfuerzo de compresión en el concreto en el centroide de la sección:

$$f_{pc} = \frac{37,785.6 \text{ kg}}{737.3} = 51.23 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo de compresión en el concreto debido al presfuerzo en la fibra inferior:

$$f_{pe} = 51.23 + \frac{37,785.6 \times 13.83}{107,816.31} = 26.33 = 178.85 \text{ kg/cm}^2$$

Momento que produce el agrietamiento por flexión:

$$M_{cr} = \frac{107,816.31}{16.33} (1.6\sqrt{380} + 178.85) = 860,072.53 \text{ kg-cm.}$$

Carga de agrietamiento por cortante en el alma

$$V_{cw} = (0.95\sqrt{f'_c} + 0.5f_{pc})b_wd \quad \dots\dots \text{Ec. 5.3}$$

$$V_{cw} = (0.95\sqrt{380} + 0.3(51.23)) 10.0 \times 32 = 10,719.4 \text{ kg.}$$

Carga de agrietamiento debido al cortante-flexión

$$V_{ci} = 0.16\sqrt{f'_c} b_wd + \frac{V M_{cr}}{M} \geq 0.45\sqrt{f'_c} b_wd \quad \dots\dots \text{Ec. 5.2}$$

$$0.45\sqrt{f'_c} b_wd = 2,807.1 \text{ kg}$$

$$V_{ci} = 998.07 + \frac{860,072.53}{X}$$

Tabulando la ecuación 5.2 en función de la distancia (X) que existe entre el apoyo y la sección considerada obtenemos:

X (cm)	20	40	60	80	100	120
V _{ci} (kg)	44002	22500	15333	11749	9599	8165

METODO SIMPLIFICADO ACI 318-89

$$V_c = (0.16\sqrt{f'_c} + 49 \frac{V_{udp}}{M_u}) b_w d \quad \dots\dots \text{Ec. 5.1}$$

$$V_c = (0.16\sqrt{380} + 49 \frac{V_{27.5}}{M}) 10 \times 32 =$$

$$V_c = 998.07 + \frac{431,200.0}{X}$$

$$V_{\min} = 0.55\sqrt{f'_c} b_w d = 3,306 \text{ kg.}$$

$$V_{\max} = 1.3\sqrt{f'_c} b_w d = 8,109 \text{ kg.}$$

Tabulando la ecuación 5.1 en función de la distancia (X) que existe entre el apoyo y la sección considerada obtenemos:

X (cm)	20	40	60	80	100	120
V _{ci} (kg)	8109	9109	8109	6388	5310	4541

NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS RCDF-87

Determinación del índice de presfuerzo

$$I_p = \frac{A_{sp} f_{sp}}{A_{sp} f_{sp} + A_s f_y} = 0.778$$

Se considera que la sección tiene presfuerzo parcial.

$$\text{Cuantía de acero } p = \frac{A_s}{bd} = 0.0281$$

$$\text{si } p \geq 0.01 \quad V_c = 0.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \quad \dots\dots \text{Ec. 5.5}$$

$$\text{donde } d = \frac{A_{sp} f_{sp} d_p + A_s f_y d_s}{A_{sp} f_{sp} + A_s f_y} = 29.5 \text{ cm}$$

$$V_c = (0.50)(10)(29.5)\sqrt{304} = 2,571.8 \text{ kg.}$$

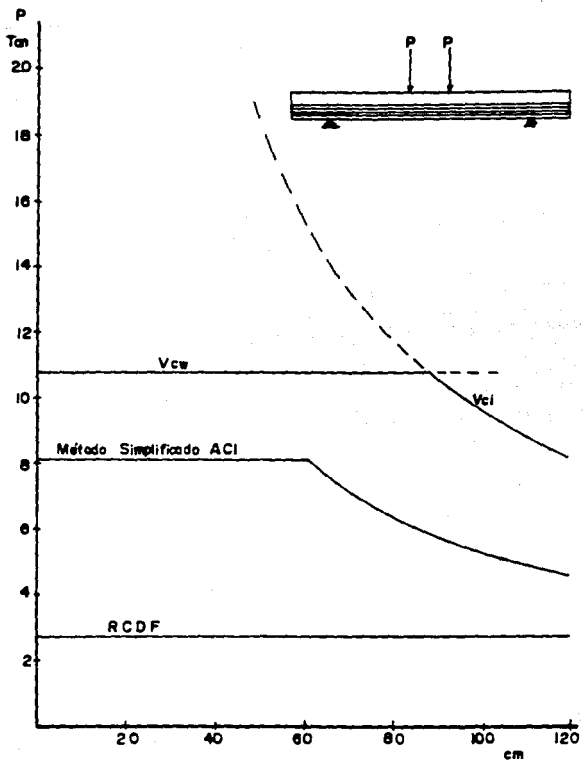


fig.5.1 Revisión por cortante Viga A-a

5.3.2 REVISION POR CORTANTE VIGA E-a

METODO DETALLADO ACI 318-89

A. Esfuerzo en el acero de presfuerzo antes de la transferencia

$$f_{pi} = 12,000 \text{ kg}$$

Esfuerzo efectivo en el acero después de la transferencia

$$f_{pe} = 9,600 \text{ kg}$$

Fuerza efectiva de presfuerzo

$$F_{se} = 9,600 \times 0.984 \times 3 = 28,339.2 \text{ kg}$$

Esfuerzo de compresión en el concreto en el centroide de la sección

$$f_{pc} = \frac{28,339.2}{737.5} = 38.43 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo de compresión en el concreto debido al presfuerzo en la fibra inferior.

$$f_{pe} = 38.43 + \frac{28,339.2 \times 11.33}{107,816.31} = 26.33 = 116.84 \text{ kg/cm}^2$$

Momento que produce el agrietamiento por flexión

$$M_{cr} = \frac{107,816.31}{26.33} (1.6\sqrt{380} + 116.84) = 606,153.5 \text{ kg cm.}$$

Carga de agrietamiento por cortante en el alma

$$V_{cw} = (0.93\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_w d \dots\dots\dots \text{Ec. 5.3}$$

$$V_{cw} = (0.93\sqrt{380} + 0.3(38.43)) 10 \times 32 = 9,490.6 \text{ kg}$$

Carga de agrietamiento debido al corte-flexión

$$V_{ci} = 0.16\sqrt{f'_c} b_w d + \frac{V}{M} M_{cr} \geq 0.45\sqrt{f'_c} b_w d \dots\dots \text{Ec. 5.2}$$

$$0.45\sqrt{f'_c} b_w d = 2,807.1 \text{ kg}$$

$$V_{ci} = 998.07 + \frac{606,153.5}{X}$$

Tabulando la ecuación 5.2 en función de la distancia (X) que existe entre el apoyo y la sección considerada obtenemos:

X(cm)	20	40	60	80	100	120
V _{ci} (kg)	31306	16152	11101	9622	8736	8165

Los valores tabulados consideran la variación en el presfuerzo debida al engrasado de torones.

METODO SIMPLIFICADO ACI 318-89

$$V_c = (0.16 \sqrt{f'_c} + 49 \frac{V d_p}{M}) b_w d \quad \dots\dots \text{Ec. 5.1}$$

$$V_c = (0.16 \sqrt{380} + 49 \frac{V \cdot 25}{X}) 10(32)$$

$$V_c = 998.07 + \frac{392,000}{X}$$

$$V_{\min} = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d = 3306 \text{ kg}$$

$$V_{\max} = 1.30 \sqrt{f'_c} b_w d = 8109 \text{ kg}$$

Tabulando la ecuación 5.1 en función de la distancia (X) y considerando la variación del presfuerzo debido al engrasado de torones obtenemos:

X(cm)	20	40	60	80	100	120
V _c (kg)	8109	8109	7531	6060	5177	4571

NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS RCDF-87

Determinación del índice de presfuerzo

$$I_p = \frac{A_{sp} f_{sp}}{A_{sp} f_{sp} + A_s f_y} = \frac{0.984 \times 3 \times 18900}{0.984 \times 3 \times 18900 + 5.067 \times 4200} = 0.72$$

Por lo tanto se considera la sección con presfuerzo parcial

$$p = \frac{A_s}{bd} = 0.025$$

$$\text{si } p \geq 0.01 \quad V_c = 0.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \quad \dots\dots \text{Ec. 5.5}$$

donde $d = 28.18$

$$V_c = 0.5(10)28.18 \sqrt{304} = 2,456.7 \text{ kg.}$$

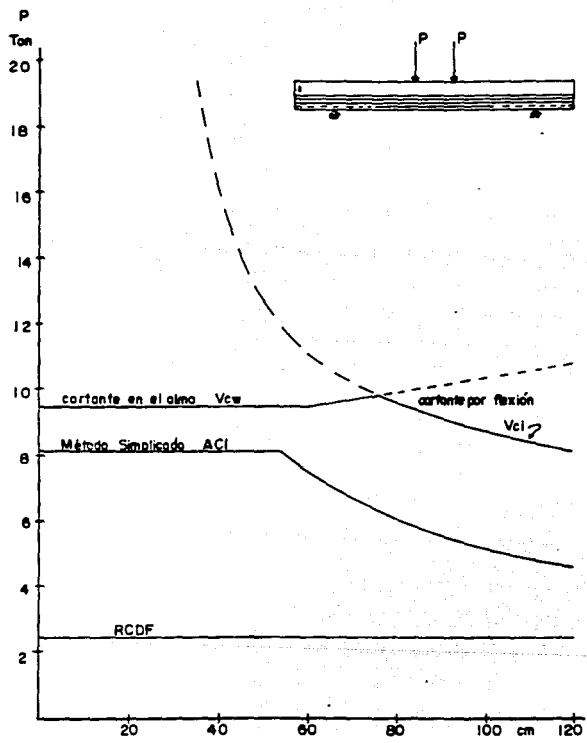


fig. 5.2 Revisión por cortante Viga E-a

5.3.3 REVISION POR CORTANTE VIGA E-b

METODO DETALLADO ACI 318-89

Esfuerzo en el acero de presfuerzo antes de la transferencia

$$f_{pi} = 12,000 \text{ kg}$$

Esfuerzo efectivo en el acero después de la transferencia

$$f_{pe} = 9,600 \text{ kg}$$

Fuerza efectiva de presfuerzo

$$F_{se} = 9,600 \times 0.984 \times 2 = 18,892.8 \text{ kg}$$

Esfuerzo de compresión en el concreto en el centroide de la sección.

$$f_{pc} = \frac{18,892.8}{737.5} = 25.62 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo de compresión en el concreto debido al presfuerzo en la fibra inferior

$$f_{pe} = 25.63 + \frac{18,892.8 \times 8.33}{107,816.31} = 26.33 = 64.05 \text{ kg/cm}^2$$

Momento que produce el agrietamiento por flexión

$$M_{CR} = \frac{10^{-8} \cdot 816.31}{26.33} (1.6 \sqrt{380} + 64.05) = 389'988.52 \text{ kg cm}$$

Carga de agrietamiento por cortante en el alma

$$V_{cw} = (0.93 \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc}) b_w d \quad \dots \dots \dots \text{ Ec. 5.3}$$

$$V_{cw} = (0.93 \sqrt{380} + 0.3(25.62)) 10 \times 32 = 8,261 \text{ kg}$$

Carga de agrietamiento debido al cortante-flexión

$$V_{ci} = 0.16 \sqrt{f'_c} b_w d + \frac{V M_{CR}}{M} \geq 0.45 \sqrt{f'_c} b_w d \quad \dots \dots \text{ Ec. 5.2}$$

$$0.45 \sqrt{f'_c} b_w d = 2,807.1 \text{ kg}$$

$$V_{ci} = 998.07 + \frac{389,988.51}{X}$$

Tabulando la ecuación 5.2 en función de (X) y considerando la variación del presfuerzo debido al engrasado de torones obtenemos:

X(cm)	20	40	60	80	100	120
V _{Ci} (kg)	20497	10748	7498	7166	7483	8165

METODO SIMPLIFICADO ACI 318-89

$$V_C = (0.16 \sqrt{f'_c} + 49 \frac{V d_p}{M}) b_w d \dots\dots\dots \text{Ec. 5.1}$$

$$V_C = (0.16 \sqrt{380} + 49 \frac{V 22.5}{V X}) 10(32)$$

$$V_C = 998.07 + \frac{352,800}{X}$$

$$V_{\min} = 3,306 \text{ kg}$$

$$V_{\max} = 8,109 \text{ kg}$$

Tabulando la ecuación 5.1 en función de la distancia (X) y considerando la variación del presfuerzo debido al engrasado de los torones obtenemos:

X(cm)	20	40	60	80	100	120
V _{Ci} (kg)	8109	8109	6878	5731	5043	4591

NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS RCDF-87

Determinación del índice de presfuerzo

$$I_p = \frac{A_{sp} f_{sp}}{A_{sp} f_{sp} + A_s f_y} = 0.64$$

Por lo tanto se considera que la sección tiene presfuerzo parcial

$$p = \frac{A_s}{b d} = 0.022$$

$$\text{si } p \approx 0.01 \quad V_C = 0.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \dots\dots\dots \text{Ec. 5.5}$$

donde d = 24.41 cm

$$V_C = 0.5(10)(24.41) \sqrt{304} = 2,128 \text{ kg.}$$

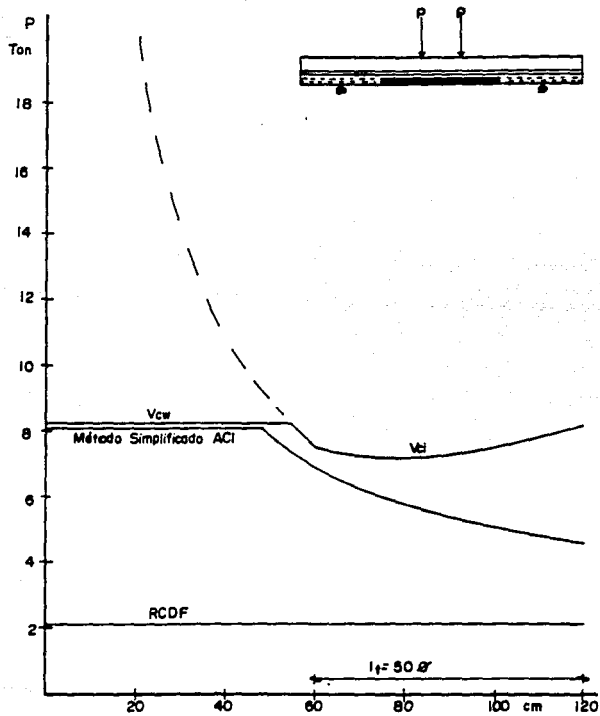


fig.5.3 Revisión por cortante Viga E-b

5.3.4 REVISION POR CORTANTE VIGA E-c

METODO DETALLADO ACI 318-89

Esfuerzo en el acero de presfuerzo antes de la transferencia

$$f_{pi} = 12,000 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo efectivo en el acero después de la transferencia

$$f_{pe} = 9,600 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza efectiva de presfuerzo

$$F_{se} = 9,600 \times 0.984 \times 1 = 9,446.4 \text{ kg}$$

Esfuerzo de compresión en el concreto en el centroide de la sección

$$f_{pc} = \frac{9,446.4}{737.5} = 12.81 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo de compresión en el concreto debido al presfuerzo en la fibra inferior

$$f_{pe} = 12.81 + \frac{9,446.4 \times 6.33}{107,816.31} = 26.33 = 27.41 \text{ kg/cm}^2$$

Momento que provoca el agrietamiento por flexión

$$M_{cr} = \frac{107,816.31}{26.33} (1.6 \sqrt{380} + 27.41) = 239,966.2 \text{ kg cm}$$

Carga de agrietamiento por cortante en el alma

$$V_{cw} = (0.93 \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc}) b_w d \quad \dots \dots \dots \text{ Ec. 5.3}$$

$$V_{cw} = (0.93 \sqrt{380} + 0.3 \times 1281) 10 \times 32 = 7031.1 \text{ kg}$$

Carga de agrietamiento debido a cortante-flexión

$$V_{ci} = 0.16 \sqrt{f'_c} b_w d + \frac{V M_{cr}}{M} \geq 0.45 \sqrt{f'_c} b_w d \quad \dots \text{ Ec. 5.2}$$

$$0.45 \sqrt{f'_c} b_w d = 2,807.1 \text{ kg}$$

$$V_{ci} = 998.07 + \frac{239,966.2}{X}$$

Tabulando la ecuación 5.2 en función de la distancia (X) y considerando la variación del presfuerzo debido al engrasado de los torones obtenemos:

X(cm)	20	40	60	80	100	120
V _{ci} (kg)	12996	7616	6949	7998	8457	8165

METODO SIMPLIFICADO ACI 318-89

El método simplificado se aplica a elementos que tengan una fuerza efectiva de presfuerzo no menor al 40% de la resistencia a la tensión del refuerzo por flexión.

Fuerza efectiva de presfuerzo

$$F_{se} = 9,446.4 \text{ kg}$$

Fuerza de tensión del refuerzo por flexión

$$T_{flex} = (0.984 \times 18900) + (5.067 \times 4200) = 39,879 \text{ kg}$$

$$\frac{F_{se}}{T} = 0.24 < 0.40$$

Por lo tanto no se aplica el método simplificado en este caso.

NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS RCDF-87

Determinación del índice de presfuerzo

$$I_p = \frac{A_{sp} f_{sp}}{A_{sp} f_{sp} + A_s f_y} = 0.47$$

Se considera que la sección no tiene presfuerzo

$$p = \frac{A_s}{bd} = 0.019 > 0.001$$

$$V_c = 0.5 F_R bd \sqrt{f'_c} \quad \dots \dots \dots \text{Ec. 5.5}$$

$$V_c = 0.5 \times 1 \times 10 \times 28.81 \times \sqrt{504} = 2,511.6 \text{ kg.}$$

$$d = 28.81 \text{ cm}$$

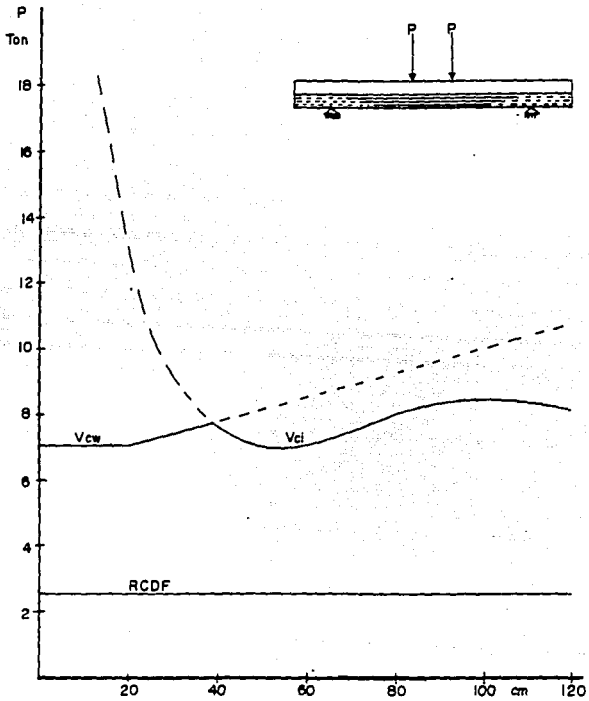


fig.5.4 Revisión por cortante Viga E-c

5. 4. COMPARACION DE RESULTADOS EXPERIMENTALES CON REGLAMENTOS DE DISEÑO

En la tabla 5.1 se presentan las relaciones de los valores calculados con los reglamentos del ACI 318-89 y del RCDF-87 con respecto a los obtenidos experimentalmente.

El valor de la carga que inicia el agrietamiento por cortante se presenta como V_c , es con respecto a éste nivel de carga que se obtuvieron las relaciones que se observan en la tabla.

Para las vigas A-a, E-a y E-c el valor de la carga que produce el agrietamiento por cortante tiene muy buena aproximación con respecto del método del ACI detallado. Mientras que para la viga E-b, la carga que provocó el agrietamiento por cortante fue inferior a la que predice el método detallado del ACI, en este caso se tuvo incertidumbre en la fuerza de presfuerzo, por lo que el resultado obtenido es de poca confianza.

Al comparar los valores experimentales con el método simplificado del ACI, se observa que la carga por cortante medida es superior a la que predice el método.

De la comparación de los valores teóricos recomendados por el RCDF-87 con los valores experimentales, se aprecia que la carga medida es 3.28 veces más elevada que la predicha por el reglamento para las vigas A-a y E-a y 2.7 veces en promedio para las vigas E-b y E-c. El RCDF-87 no considera la aportación del presfuerzo en vigas con presfuerzo parcial y en secciones situadas en la zona de transfe-

rencia, es por eso que los valores obtenidos son bastante conservadores.

Viga	Reglamento	V_c Teórico (kg)	V_c Medido (kg)	V_u	$\frac{V_{cM}}{V_{cT}}$
A-a	ACI*	8,165	8,500	12,500	1.04
	ACI**	4,591	8,500	12,500	1.85
	RCDF-87	2,572	8,500	12,500	3.30
E-a	ACI*	8,165	8,000	12,500	0.98
	ACI**	4,591	8,000	12,500	1.74
	RCDF-87	2,457	8,000	12,500	3.26
E-b	ACI*	7,166	5,500	9,500	0.77
	ACI**	4,591	5,500	9,500	1.20
	RCDF-87	2,128	5,500	9,500	2.58
E-c	ACI*	6,900	7,100	7,100	1.03
	ACI**		7,100	7,100	
	RCDF-87	2,512	7,100	7,100	2.83

Tabla 5.1 Comparación de resultados experimentales con los reglamentos de diseño

ACI* Método detallado de diseño

ACI** Método simplificado

En la fig 5.5 se presentan los resultados de las vigas analizadas en este trabajo más los resultados de cuatro vigas probadas también en el Laboratorio de la Facultad de Ingeniería. En la figura los resultados experimentales son comparados con la ecuación 5.2 del método detallado del ACI 318-89.

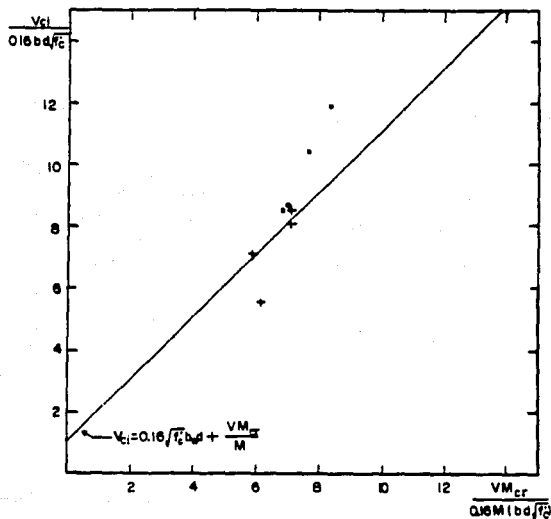


fig. 5.5 Comparación de resultados experimentales.

- (+) Resultados de las vigas analizadas en este trabajo.
- (•) Resultados de vigas probadas anteriormente en la Facultad de Ingeniería. Los resultados pueden consultarse en la referencia 1.

CAPITULO VI

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. El método detallado de diseño por cortante del ACI predice con muy buena aproximación los valores obtenidos experimentalmente, ya que permite introducir la variación de la fuerza de presfuerzo para la sección en estudio
2. El método simplificado del ACI y del RCDF-87 al no poder introducir la variación del presfuerzo, permanece del lado de la seguridad, presentando un criterio conservador para los casos que se estudiaron.
3. El criterio de diseño más adecuado para los especímenes estudiados es el que permite introducir la variación de la fuerza de presfuerzo y tomar en cuenta los torones no engrasados en la cuantificación de la resistencia a la fuerza cortante, tal como lo sugiere la expresión que predice el agrietamiento en el alma, del método detallado de diseño del ACI.
4. Se debe tener un estricto control tanto en la aplicación de la fuerza de presfuerzo como en el momento de llevar a cabo la transferencia, ya que los criterios de diseño parten de la suposición de que la fuerza de presfuerzo se transfiere de modo satisfactorio al concreto. Es decir, la seguridad de los elementos depende de un buen control de calidad.

5. Se recomienda continuar este estudio experimental cambiando la sección transversal de las vigas, para poder verificar ampliamente la expresión del método detallado del ACI-318 y poder generalizar su aplicación. La sección tipo AASHTO para puentes puede elegirse en la continuación del estudio experimental por ser una sección comunmente empleada. En la siguiente etapa del estudio experimental, es necesario colocar suficientes dispositivos (strain gages) en los tonos con el fin de cuantificar pérdidas de presfuerzo y así conocer el presfuerzo efectivo al que se encuentren sometidas las vigas.

REFERENCIAS

1. Acosta, V. A., "Diseño por fuerza cortante en extremos de vigas presforzadas". Escuela Militar de Ingenieros.
2. Arthur, P. D., Prabhakara, Bhatt, W. Duncan, "Experimental and analytical studies on the shear failure of pretensioned I-Beams under distributed loading", PCI Journal, January-February 1973, pp. 50-67
3. Bennett, E. W. y Balasooriya, B. M. A., "Shear strength of pretensioned beams with thin webs failing in inclined compression", ACI Journal, March, 1971, pp. 204-212.
4. Cederwall, K., Hedman, O. y Loeberg, A., "Shear strength of partially prestressed beams with pretensioned reinforcement or high grade deformed bars", SP-42-9.
5. Durrani, A. J. y Robertson, I. N., "Shear strength of prestressed beams with welded wire fabric as shear reinforcement", PCI Journal, March-April, 1987, pp. 47-61.
6. Hanson, J. M., Hulsbos, C. L., "Overload Behavior of pretensioned prestressed concrete I-beams with web reinforcement", Highway research board of the national academy of sciences-National research council, Publication 1261.
7. MacGregor, J. G. and Hanson, J. M., "Proposed changes in Shear provisions for reinforced and prestressed concrete beams", ACI Journal, April 1969, pp. 276-288.
8. McClarnon, F. M., Wakabayashi, M. and Ekberg, Jr., C. E. "Further investigation into the shear strength of pres-

- tressed concrete beams without web reinforcement".
prestressed concrete Bridge Members, Progress Report 22,
Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, Bethe-
lehem, Pennsylvania, January, 1962.
9. Moayer, M., Regan, P. E., "Shear strength of prestressed
and reinforcement concrete T-beams", SP-8, pp. 183-213.
 10. Sozen, M. A., Zwoyer, E. M., Siess, C. P., "Investigation
of prestressed concrete for highway bridge, Part I:
Strenght in shear of beams without web reinforcement" ,
University of Illinois, bolletin, Volume 56, Number 62,
April, 1959.
 11. Walther, R. E. and Warner, R. F., "Ultimate strenght -
tests of prestressed and conventionally reinforcement
concrete beams in combined bending and shear", Prestres-
sed concrete bridge members, Progress report 18, Fritz
Engineering Laboratory, Lehigh University, Bethlehem,
Pennsylvania, Sept. 1958.
 12. Xuan, X., Rickalla, S., Maruyama, K., "Effectiveness of
welded wire fabric as shear reinforcement in pretensioned
prestressed concrete T-beams". ACI journal, July-August,
1988. pp. 429-436

BIBLIOGRAFIA

1. Branson, D. E., "Diseño de vigas de concreto presforzado", 1ra. Edición, INCYC, México. 1981.
2. "Building code requirements for reinforcement concrete (ACI-318-89) and Commentary ACI 318-89", American Concrete Institute, Michigan, 1989.
3. Khachaturian, N., Gurfinkel, G., " Concreto Presforzado", 1ra. Edición, Editorial Diana, México, 1979.
4. Lin, T. Y., and Burns, N. H., "Design of prestressed concrete structures", 3rd. Edition, John Wiley and sons, N.Y. , 1981.
5. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del D. F., Diario Oficial de la Federación, Noviembre 1987.
6. Notes on ACI 318-89 Building code requirements for reinforcement concrete, Portland Cement Association, U.S.A., 1984.