



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**ACERO DE ALTA RESISTENCIA PARA RESISTIR
CORTANTE EN VIGAS DE CONCRETO REFORZADO**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

ABDIAS RODRIGUEZ SANCHEZ

DIRECTOR DE TESIS:
DR. ÓSCAR HERNÁNDEZ BASILIO



MÉXICO, D.F.

MARZO, 2008

AGRADECIMIENTOS

A mi esposa y mi hijo:

Por su constante apoyo y la motivación que han inspirado en mí.

Al Dr. Oscar Hernández Basilio:

Por la paciencia y conocimientos que aportó a mi desarrollo profesional.

A mis profesores:

Porque gracias ellos considero ser una mejor persona.

INDICE

INTRODUCCIÓN	5
CAPITULO 1. ANTECEDENTES Y OBJETIVOS	6
CAPITULO 2. CRITERIOS DE DISEÑO PARA EL CÁLCULO DE FLEXIÓN Y DE CORTANTE SEGÚN EL R.C.D.F.	8
2.1 RESISTENCIA A FLEXIÓN	8
2.2 RESISTENCIA A CORTANTE.....	10
CAPITULO 3. RESULTADOS DE ENSAYES DE LABORATORIO	14
3.1 VIGAS CON $\rho = 0.0125$, $\rho' = 0.00408$	14
3.1.1 VIGA CON ESTRIBOS $f_y = 4421 \frac{kg}{cm^2}$	14
ENSAYE DE VIGA J	14
3.1.2 VIGA CON ESTRIBOS $f_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$	17
ENSAYE DE VIGA “D”	17
ENSAYE DE VIGA “F”	20
3.2 VIGAS CON $\rho = 0.0194$ Y $\rho' = 0.0048$	24
3.2.1 Viga con estribos $f_y = 4,400 \frac{kg}{cm^2}$	24
ENSAYE DE VIGA “H”	24
3.2.2 Vigas con estribos $f_y = 2,500 \frac{kg}{cm^2}$	28
ENSAYE DE VIGA “G”	28
3.2.3 Viga con estribos $f_y = 6,000 \frac{kg}{cm^2}$	31
ENSAYE DE VIGA “E”.....	31
3.3 VIGAS CON $\rho = 0.0279$ Y $\rho' = 0.0125$	35
3.3.1 VIGAS CON ESTRIBOS $f_y = 4,400 \frac{kg}{cm^2}$	35
ENSAYE DE VIGA “L”	35
COMENTARIOS.....	38
3.3.2 VIGA CON ESTRIBOS $f_y = 2,500 \frac{kg}{cm^2}$	39

ENSAYE DE VIGA “K”	39
3.3.3 VIGA CON ESTRIBOS $f_y = 6,000 \frac{kg}{cm^2}$	43
ENSAYE DE VIGA “I”	43
3.4 ENSAYE DE VIGA “A”	49
3.4.1 VIGA SIN ESTRIBOS $a/h = 0.85$	49
3.4.2 VIGAS SIN ESTRIBOS $a/h = 1.275$	52
ENSAYE DE VIGA “B”	52
3.4.3 ENSAYE DE VIGA “C”	55
CAPITULO 4. CALCULO DE RESISTENCIA A FLEXIÓN Y CORTANTE CON DATOS DE LABORATORIO	65
4.1 RESISTENCIA A FLEXIÓN	65
4.1.1 VIGA F.....	65
4.1.2 VIGA E	66
4.2 RESISTENCIA A CORTANTE.....	80
4.2.1 PRIMER GRUPO DE VIGAS (A, B y C).....	80
4.2.2 SEGUNDO GRUPO DE VIGAS (viga D, F y J).....	81
4.2.3 TERCER GRUPO DE VIGAS (E, G y H).....	83
4.2.4 CUARTO GRUPO DE VIGAS (I, K y L).....	85
CONCLUSIÓN	86
ANEXO. CALCULO DE LAS DIMENSIONES DEL DETALLADO (DOBLECES, RADIOS INTERIORES) SEGÚN LAS NTC.	87
ANEXO. DISEÑO DE MEZCLA.....	88
ANEXO. OBTENCIÓN DE LOS LÍMITES DE FLUENCIA DE LOS DIFERENTES ACEROS UTILIZADOS EN EL ARMADO DE LOS VIGAS.....	92
BIBLIOGRAFÍA.....	93

INTRODUCCIÓN

El desarrollo tecnológico es indispensable en todos los campos del conocimiento; esto es, innovarlo y aplicarlo en beneficio de la humanidad, para que ésta pueda hacer uso de sus recursos naturales de una manera sustentable; es decir, que coadyuve al desarrollo del medio ambiente y de los recursos de los cuales hace uso principalmente.

En nuestro caso, materia de este trabajo, nos avocaremos al estudio del uso de estribos fabricados con acero de alta resistencia, curiosidad tal vez necia, porque el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal restringe el utilizarlos para la fabricación de vigas principales; sin embargo, creemos que la eficiencia puede mejorar con el uso de este tipo de aceros, que con el tiempo tienden a ser más económicos por la demanda que crece día a día.

Esperado encontrar resultados satisfactorios, nos dimos a la tarea de plasmar en este trabajos la mayor cantidad de información que pudimos extraer de los resultados de las pruebas destructivas de cada uno de los ensayos.

Este compendio consta de seis capítulos. En el primero, procuramos transmitir la información y/o estudios anteriores sobre el tema de esta tesis, así como plantear los objetivos por alcanzar, para lo que nos apoyaremos de los resultados de laboratorio y gabinete.

En el segundo capítulo describimos los criterios de diseño que rigen hasta el momento, de los cuales nos apoyamos para los cálculos de resistencia de las vigas ensayadas.

En el tercer capítulo nos avocamos a los resultados experimentales numéricos de las doce vigas ensayadas, que para referencia, se les relacionó a cada una de ellas con una letra del alfabeto en orden ascendente, es decir de la letra “A” a la “L”, extrayendo de cada una de ellas las observaciones que creímos pertinentes, que puedan darnos datos importantes para decidir entre utilizar acero de alta resistencia en estribos o seguir al pie de la letra lo normados en los Reglamentos de Construcción.

En cuanto a los cálculos de resistencia máxima de las vigas a flexión y cortante, para cada una de las viga falladas en el capítulo anterior se escribieron en el cuarto capítulo.

Esto implicó utilizar las dimensiones de las vigas elaboradas, y los esfuerzos máximos de fluencia del acero de refuerzo en lecho inferior, lecho superior y transversal (estribos).

A estas alturas del presente escrito, tenemos las resistencia máximas de cortante y flexión de todos los ensayos, emitidos por el Sistema de Adquisición de Datos (SAD), pero no así , los de fórmulas de la Mecánica de Materiales, cálculos que no pueden faltar, ya que de esa manera cruzamos resultados y verificamos la veracidad de los resultados en este penúltimo capítulo.

En cuanto a las observaciones que consideramos importantes del análisis comparativo de las diferentes gráficas, los resultados obtenidos experimentalmente y los obtenidos con las fórmulas de la Mecánica de Materiales, así como de las observaciones del proceso destructivo de cada uno de los ensayos, se presentan en las conclusiones que se presentan al final de cada uno de los resultados de los ensayos comentando las ventajas y desventajas de utilizar acero de alta resistencia en el refuerzo para resistir esfuerzo cortante.

CAPITULO 1. ANTECEDENTES Y OBJETIVOS

El acero de alta resistencia se desarrolló primeramente en Europa alrededor del año 1920, para ese entonces el esfuerzo permisible para el acero era de 1200 kg/cm², y para los años treinta, se llegan a puntos de fluencia de 3600 kg/cm².

Cabe mencionar que la varilla laminada en caliente, así como el acero grado 52 que cuenta con una resistencia de 5200 kg/cm², aparece con el acero Deillwulst en Alemania y el acero Roxor en Checoslovaquia.

Ya después de la segunda guerra mundial aparecieron diferentes aceros, tanto laminados en caliente, como trabajos en frío.

Actualmente las tendencias europeas se basan en mejorar la capacidad de doblado, las soldaduras y las características de adherencia de los acero existentes.

En Estados Unidos los aceros de alta resistencia se comienzan a laminar a finales de los años 50, puesto que las especificaciones de la Sociedad Americana para Pruebas de Materiales (ASTM por sus siglas en ingles) para los aceros de resistencia de 4220 y 5270 kg/cm², se emitieron hasta 1958-1959. Después de la adopción del reglamento ACI 318-63 (Instituto Americano del Concreto), se extendió el uso de estos aceros después de los años 70.

Es importante señalar que el reglamento ACI 318-95 se especifica que no se utilicen acero de fluencia mayor a 5600 kg/cm² cuando en Reglamentos anteriores el límite era de 4200 kg/cm².

Aunque este tipo de acero halla tenido tanto auge, en el siguiente, estudio trataré de demostrar por medio de la experimentación que las Normas Técnicas Complementarias para el DF (NTCDF) en su párrafo 2.5.2.1 no permite el uso del acero con refuerzo no mayor a 4200 kg/cm².

Para comprobar que la restricción de las NTC-RDF en su párrafo 2.5.2.1 están equivocados al no permitir el uso del acero con un esfuerzo no mayor a 4200 kg/cm², se partió de siguientes conclusiones realizadas después de ensayar diversos especímenes de pruebas de laboratorio con vigas de concreto reforzado:

Se llevó a cabo un estudio experimental para determinar el comportamiento de vigas reforzadas con estribos de alto grado de fluencia para comparar con vigas con estribos de acero con fluencia definida.

Estas vigas se diseñaron para fallar por cortante, sin embargo y debido a que concreto contribuye en una porción mayor a lo indicado por las NTC-RDF, algunas de ellas fallan por flexión principalmente para relaciones a/d mayores o iguales a 2.5.

Las principales conclusiones del estudio son:

1. La contribución del concreto a la resistencia es mucho mayor a la calculada con las expresiones de las NTC del Reglamento del Distrito Federal.
2. El acero de alta resistencia como refuerzo por cortante en vigas de concreto, proporcionado para soportar una fuerza cortante equivalente a la del acero normal, presentó un comportamiento muy similar, con la misma eficacia y una resistencia mayor, debido seguramente a que el esfuerzo en el acero del estribo fue mayor aunque no tenía fluencia definida, esto fue principalmente para las vigas con relación M/Vd menor o igual a 1.5.
3. Los cortantes que soportaron los aceros de alta resistencia rebasaron los calculados con las expresiones del NTCDF, solo en el caso en que el parámetro $\rho_f y$ fue mayor a 40.
4. No se encontró evidencia experimental concluyente que sustente la oposición al uso de aceros de alta resistencia como refuerzo por cortante. Cuando la relación M/Vd fue igual a 2.5, por el diseño del experimento, resultan muy parecidas la resistencia a flexión y a cortante, dando lugar a que se presenten primero la fluencia del refuerzo longitudinal, la falla es de tipo dúctil (viga 4), por otro lado, si se alcanza la resistencia del estribo, la falla es de tipo frágil (vigas 1 y 6). Esto de alguna manera se toma en cuenta en la práctica y los reglamentos al considerar un FR de 0.9 cuando la falla es a flexión y de 0.8 cuando es a cortante, tomando esto en cuenta, cuando se presentara en la práctica un caso similar, primero fluiría el acero longitudinal por tener un FR mayor, dando lugar a una falla de tipo dúctil.

5. A pesar de haber obtenido resultados alentadores a favor del uso de aceros de alta resistencia en cortante es recomendable realizar otros estudios que incluyan una gama de especímenes mas amplia y una tecnología mas adecuada con el fin de monitorear mas de cerca el comportamiento de estribos específico en cada una de las etapas de carga.
6. Tanto el acero normal como el de alta resistencia, puede llegar o no a la fluencia en un elemento, tanto en el estudio como en el realizado con anterioridad por Fukuhara y Kokusho, cuando el parámetro ρ_{fy} es cercano o superior a 40 kg/cm², los estribos aparentemente no alcanzaron su límite de fluencia.

En vista de lo observado durante el estudio, se recomienda que en estudios futuros se construyan especímenes en lasos cuales se consideren factores de resistencia, para evaluar en término reales el comportamiento de los estribos de alta resistencia y de resistencia normal.

Para comprobar que la restricción de las Normas Técnicas es errónea someteremos a pruebas destructiva 12 especímenes con diferentes aceros grado 23,42 y 60, es importante hacer hincapié en que estas pruebas, han sido diseñadas para resistir un cortante máximo de acuerdo a su refuerzo por flexión.

Lo rescatable de estas pruebas es saber si el comportamiento de estos elementos estructurales es satisfactoria, al ser sometidos a pruebas destructivas, fundamenta correctamente dicha restricción en las NTCDF.

OBJETIVOS

1. Determinar las ventajas y desventajas del uso del acero de alta resistencia en refuerzo para soportar cortante.
2. En que casos es mejor utilizar este tipo de refuerzo.

CAPITULO 2. CRITERIOS DE DISEÑO PARA EL CÁLCULO DE FLEXIÓN Y DE CORTANTE SEGÚN EL R.C.D.F.

2.1 RESISTENCIA A FLEXIÓN

De acuerdo con la NTCDF en la sección 2.2.4 Resistencia a Flexión:

a) Secciones rectangulares sin acero de compresión:

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q)$$

o bien :

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q)$$

donde :

$$q = \frac{p f_y}{f_c''}$$

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

b = ancho de la sección

d = peralte efectivo

f_c'' = esfuerzo uniforme de compresión

A_s = área de refuerzo de tensión

FR = 0.9 para flexión

FR = 0.8 para cortante y torsión

A continuación se darán valores también tomados de las NTCDF 2004 pero sólo daremos los valores que utilizaremos en el experimento y se hará referencia al capítulo e inciso en caso necesario, para cada uno de ellos.

Para el valor de f_c' , de la sección 1.5.1.2 de resistencia a compresión, se toma la resistencia para concreto clase 2, que fue el utilizado en las 12 vigas fabricadas en laboratorio con valor de $f_c' \leq 250 \frac{kg}{cm^2}$.

De la misma sección, el valor nominal f_c^* es igual a $f_c^* = 0.8 f_c'$.

En nuestro caso como se determinará directamente la resistencia del concreto $f_c^* = f_c'$, pero esto solo es por el hecho de que son ensayos de laboratorio.

La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor $f_c'' = 0.85 f_c^*$ hasta una profundidad de la zona de compresión igual a $\beta_1 c$ donde

$\beta_1 = 0.85$ si $f_c^* \leq 280 \frac{kg}{cm^2}$ y c = profundidad del eje neutro medida desde la fibra extrema en compresión. Estas hipótesis se conservan ya que se ha visto que la hipótesis del rectángulo equivalente es apropiada.

Volviendo a la sección 2.2.4 de la NTCRDF 2004 en el inciso b, tenemos lo siguiente:

En secciones rectangulares doblemente armadas:

$$M_R = F_R \left[(A_s - A'_s) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y (d - d') \right]$$

donde :

$$a = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{f_c'' b}$$

a = profundidad del bloque de esfuerzos

A_s = área de acero a tensión

A'_s = área de acero a compresión

d' = distancia entre al centroide del acero a compresión y la fibra extrema a compresión.

Esta ecuación es válida sólo si el acero a compresión fluye cuando se alcanza la resistencia de la sección. Esto se cumple si:

$$(p - p') \geq \frac{6000 \beta_1}{6000 - f_y} \frac{d' f_c''}{d f_y}$$

donde :

$$p' = \frac{A'_s}{bd}$$

De la sección 2.2.1 de las NTCDF 2004, el área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede calcularse de la siguiente manera:

$$A_{s \min} = 0.7 \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} bd \quad \text{donde } b \text{ y } d \text{ son el ancho y peralte efectivo, respectivamente, no reducidos de la}$$

sección. Sin embargo, no es necesario que el refuerzo mínimo sea mayor que 1.33 veces el requerido por el análisis.

De la sección 2.2.2 se tiene que para refuerzo máximo de secciones rectangulares sin acero de compresión la siguiente expresión:

$$A_{s \max} = \frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} bd \quad \text{donde } f_c'' = 0.85 f_c^*, \text{ b y d son el ancho y peralte efectivo, reducidos de la}$$

sección, de acuerdo a la sección 1.6, $\beta_1 = 0.85$.

2.2 RESISTENCIA A CORTANTE

Para el cálculo de fuerza cortante de la sección 2.5.1

Cuando $h > 700$ mm se multiplica por el factor $1 - 0.0004 (h-700)$, no mayor a 1.0 ni menor que 0.8.

Si la relación $L/h > 5$ V_{cr} será igual

$$\text{Si } \rho < 0.015 \quad V_{cR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*}$$

$$\text{Si } \rho \geq 0.015 \text{ entonces } V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \dots (b)$$

Si $L/h < 4$ V_{cR} será igual a (b) multiplicado por $3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd} > 1$, pero sin tomar V_{cR} mayor que:

$$1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

Sección 2.5.2.2.

El refuerzo mínimo para cortante cuando el cortante de diseño V_u sea menor que V_{cR} será:

$$A_{v \min} = 0.3 \sqrt{f_c^*} \frac{b s}{f_y}$$

Este refuerzo será con estribos verticales no menores de 7.9 mm, cuya separación no exceda el medio peralte efectivo, $d/2$.

De 2.5.2.3 la separación de refuerzo transversal:

- a) Cuando V_u sea mayor que V_{cR} , la separación s , del refuerzo por tensión diagonal se determinará de la siguiente manera:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_{sR}}$$

donde:

A_v = área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s

θ = ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza.

$$V_{sR} = V_u - V_{cR}$$

- b) Si V_u es mayor que V_{cR} pero menor o igual que:

$$1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.5d$

- c) Si V_u es mayor que V_{cR} pero menor o igual que:

$$1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.25d$.

De la sección 2.5.2.4 existe una limitación para V_u (cortante último) en ningún caso se permitirá que este sea superior, para vigas a:

$$2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

ELEMENTO CON REFUERZO TRANSVERSAL EN EL ALMA

Con el objeto de evitar que el ancho de las grietas inclinadas sea excesivo, las NTC-2004 del Reglamento del Distrito Federal y Reglamento ACI 318-89, indican que el acero transversal tenga un esfuerzo de fluencia máximo de 4200 kg/cm², sin embargo en este trabajo se someterán a pruebas destructivas de laboratorio, vigas armadas con estribos de acero grado 60, cuyos resultados experimentales se compararán con los obtenidos de la aplicación de expresiones para evaluar la resistencia, y de esta forma emitir las recomendaciones y conclusiones.

En el análisis se supone que las grietas inclinadas forman un ángulo θ y el refuerzo transversal un ángulo α con el eje de la pieza. Las hipótesis en que se basa el análisis de la armadura son las siguientes:

- La zona comprimida del elemento toma sólo esfuerzos normales de compresión.
- El refuerzo longitudinal de tensión toma únicamente esfuerzos normales de tensión.
- Todas las tensiones inclinadas son resistidas por el refuerzo transversal.
- Las grietas inclinadas se extienden desde el refuerzo longitudinal de tensión hasta el centroide de la zona de compresión.
- Se desprecia el efecto del peso propio o de cargas distribuidas entre grietas inclinadas consecutivas. En otras palabras el incremento de momento entre dos secciones distantes s entre sí es igual a Vs , donde V es la fuerza cortante en la zona entre las secciones consideradas.

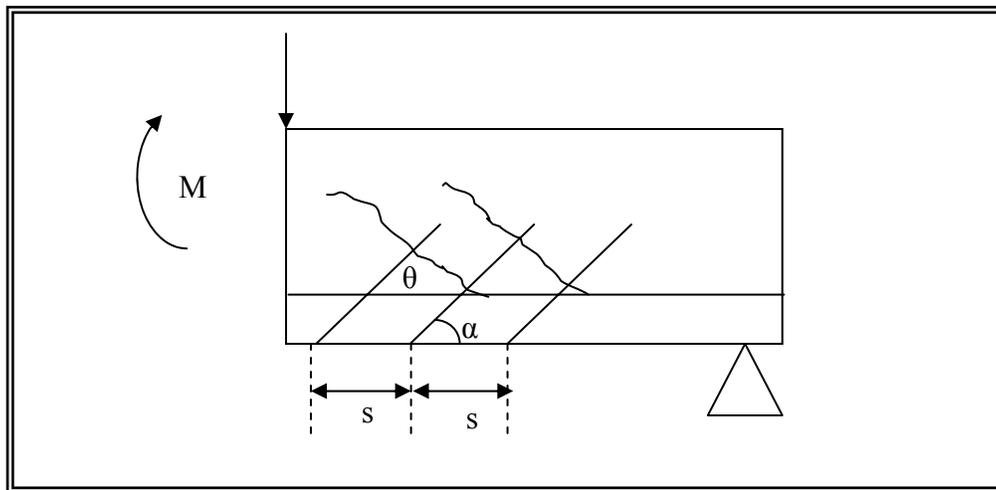


Figura 66

En la figura 4 se muestran las fuerzas que actúan en una junta de la cuerda de tensión de la armadura idealizada, donde:

S = espaciamiento horizontal entre grietas inclinadas y entre barras o estribos de refuerzo transversal.

F_c = Fuerza de compresión en la diagonal de acero.

$A_s f_s$ = tensión diagonal del acero.

ΔT = incremento de tensión longitudinal

ΔM = incremento de momento flexionante.

Se tiene por equilibrio de fuerzas verticales:

$$F_c \text{sen} \theta = A_s f_s \text{sen} \alpha$$

Por equilibrio de fuerzas horizontales:

$$\Delta T = A_v f_s \cos \alpha + F_c \cos \theta \quad K (1.2)$$

Teniendo en cuenta la hipótesis:

$$\Delta T = \frac{\Delta M}{z} = \frac{V_s}{z} \quad K (1.3)$$

donde z es el brazo resistente.

Sustituyendo F_c de la ecuación (1.1) y ΔT de la ecuación (1.3) se tiene:

$$\frac{V_s}{z} = A_v f_s \left[\cos \alpha + \frac{\sin \alpha}{\tan \theta} \right]$$

Por lo que la fuerza cortante máxima que puede tomarse en un área A_v de refuerzo transversal es

$$V = \frac{A_v f_s z}{s} \left[\cos \alpha + \frac{\sin \alpha}{\tan \theta} \right] \quad K (1.4)$$

Si se asume que las grietas se forman comúnmente con ángulo θ de 45 grados se tiene:

$$V = \frac{A_v f_s z}{s} [\cos \alpha + \sin \alpha] \quad K (1.5)$$

En nuestro caso donde los estribos se colocarán perpendicularmente ($\alpha=90^\circ$) se tiene:

$$V = \frac{A_v f_s z}{s} \quad K (1.6)$$

Para calcular la resistencia nominal del concreto se presentan las siguientes expresiones:

Si $\rho < 0.015$,

$$V_c = \left[(0.20 + 20\rho) \sqrt{f_c'} \right] b d \quad K (1.7)$$

donde:

$$V_c = \text{cor} \tan te$$

$\rho =$ porcentaje de refuerzo

si $\rho > 0.015$,

$$V_c = 0.5 \sqrt{f_c'} b d \quad K (1.8)$$

Las expresiones que se utilizarán en los cálculos siguientes consideran los factores de las Normas Técnicas Complementarias para miembros con refuerzo transversal.

La resistencia de diseño se obtiene multiplicando la resistencia nominal por un factor FR igual a 0.80, o sea igual al de miembros sin refuerzo transversal. Pero no se permite que la resistencia de diseño total de estos miembros exceda de $2F_R \sqrt{f_c'} b d$, ni usar estribos con esfuerzo de fluencia mayor a 4,200 kg/cm²

que para efectos de este trabajo se utilizarán estribos con esfuerzo de fluencia de 6000 kg/cm² para ver su comportamiento y resistencia para compararlas con la resistencia utilizando estribos de resistencia normal. En vigas en las que la carga de diseño, V_u , sea menor que la resistencia del concreto V_{CR} , y en las que por lo tanto no se requeriría teóricamente refuerzo por cortante, se especifica colocar estribos verticales por lo menos del No. 2.5 espaciados a cada medio peralte efectivo a partir de toda unión de vigas con columnas o muros hasta un cuarto del claro correspondiente.

Cuando V_u es mayor que V_{CR} pero menor que $1.5F_R\sqrt{f_c^*}bd$ el espaciamiento de estribos no debe exceder de $\frac{F_R A_v f_y}{3.5b}$ ni de $0.5d$.

También se presentan limitaciones en las normas sobre interrupciones y traslapes del refuerzo longitudinal, que en tramos comprendidos a un peralte efectivo de las secciones donde, en zonas de tensión, se interrumpa más que 33 por ciento, o traslape más de 50 por ciento del refuerzo longitudinal, la fuerza cortante máxima que puede tomar el concreto se considera de $0.7V_{CR}$.

CAPITULO 3. RESULTADOS DE ENSAYES DE LABORATORIO

3.1 VIGAS CON $\rho = 0.0125$, $\rho' = 0.00408$.

3.1.1 VIGA CON ESTRIBOS $f_y = 4421 \frac{kg}{cm^2}$

ENSAYE DE VIGA J

Para este modelo se utilizaron los siguientes materiales:

Concreto	$f'_c = 204.4 \frac{kg}{cm^2}$
Dos varillas No. 4 (lecho inferior)	$f_y = 4409 \frac{kg}{cm^2}$
Dos varillas No. 2.5 (lecho superior)	$f_y = 4421 \frac{kg}{cm^2}$
Estribos No. 2.5 @ 8.5 cm	$f_y = 4421 \frac{kg}{cm^2}$
	$\rho = 0.0125$
	$\rho' = 0.0048$

Para proporcionamiento del concreto se utilizó el criterio ACI, que se presenta en el Anexo 1 de este trabajo.

Transcurridos los veintiocho días de fraguado, posteriores a la construcción del modelo como se muestra en la figura de la viga J, se colocó la viga de tal manera tal, que al aplicar la carga a través de los actuadores (de la máquina universal AMSLER) fuera en cada uno de los tercios de la pieza.

Después se instrumentó con el sistema de adquisición de Datos (SAD), colocando los deformímetros al centro del claro de la viga, así como la celda de carga entre el actuador y uno de los cilindros utilizados con el fin de extender el alcance de las actuadores. (Ver figura No. 1).

Como referencia visual, se colocó un trozo de flexómetro al centro del claro de la viga, y registrar la deformación simultáneamente con el SAD.

Se le aplicó una carga a velocidad constante.

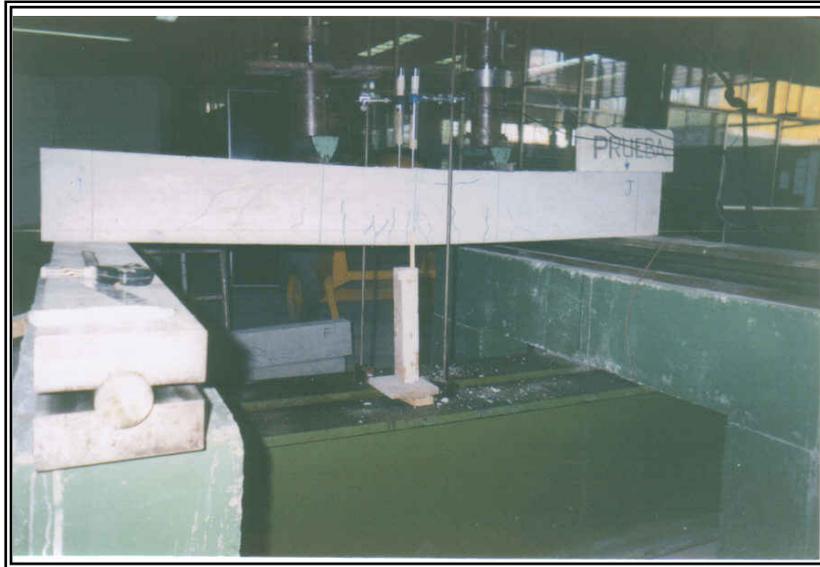


FIGURA 1

Las dimensiones de la viga, así como las distancias de la aplicación de la carga se muestran en la siguiente figura:

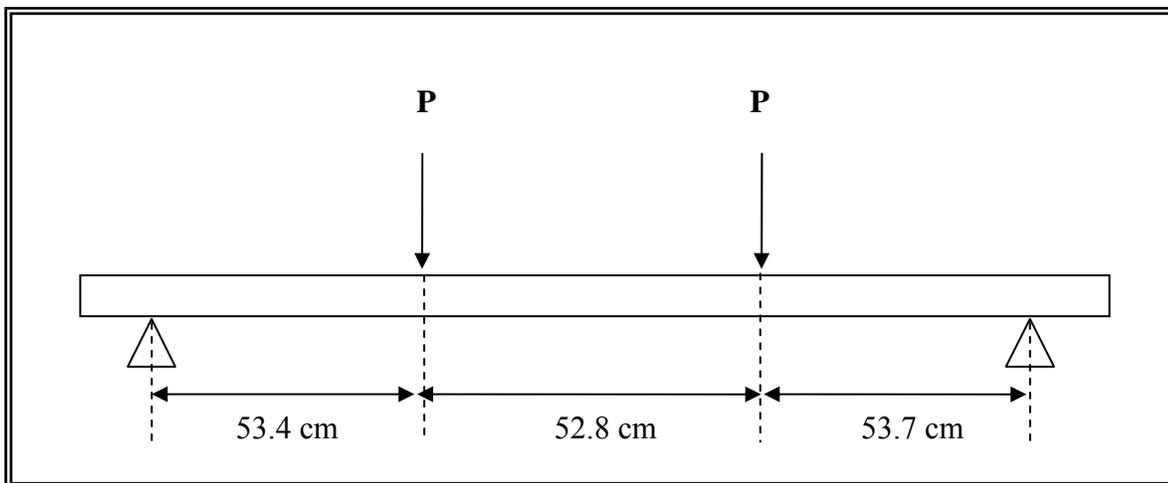


FIGURA 2. Distancias a las que se aplicó la carga sobre la viga J

Se comenzó por aplicar la carga incrementándola a una velocidad constante de 200 kg hasta llegar a los 2090 kg. Se observó que a los 800 kg aparecieron pequeñas grietas por flexión (al centro de la viga), siendo mas apreciables a los 1400 kg. En cuanto a las grietas por cortante comenzaron su formación a los 1100 kg, observándose mas claramente a los 1600 kg. Se presento la fluencia del sistema entre los 2030 y los 2090 kg.

El tamaño de las grietas por flexión fueron de mayor tamaño y longitud que las de cortante, por lo que se concluye que la falla de la viga fue principalmente por flexión; esto es, una falla de tipo dúctil.

Datos obtenidos de lecturas con el flexómetro que se fijo inicialmente:

CARGA (kg)	DEFORMACION (cm)
0	0.00
200	0.20
400	0.30
600	0.40
800	0.60
1000	0.70
1200	0.80
1400	0.90
1600	1.00
1800	1.10
2000	1.20
2090	1.60
2010	2.20
1990	2.40

TABLA 1

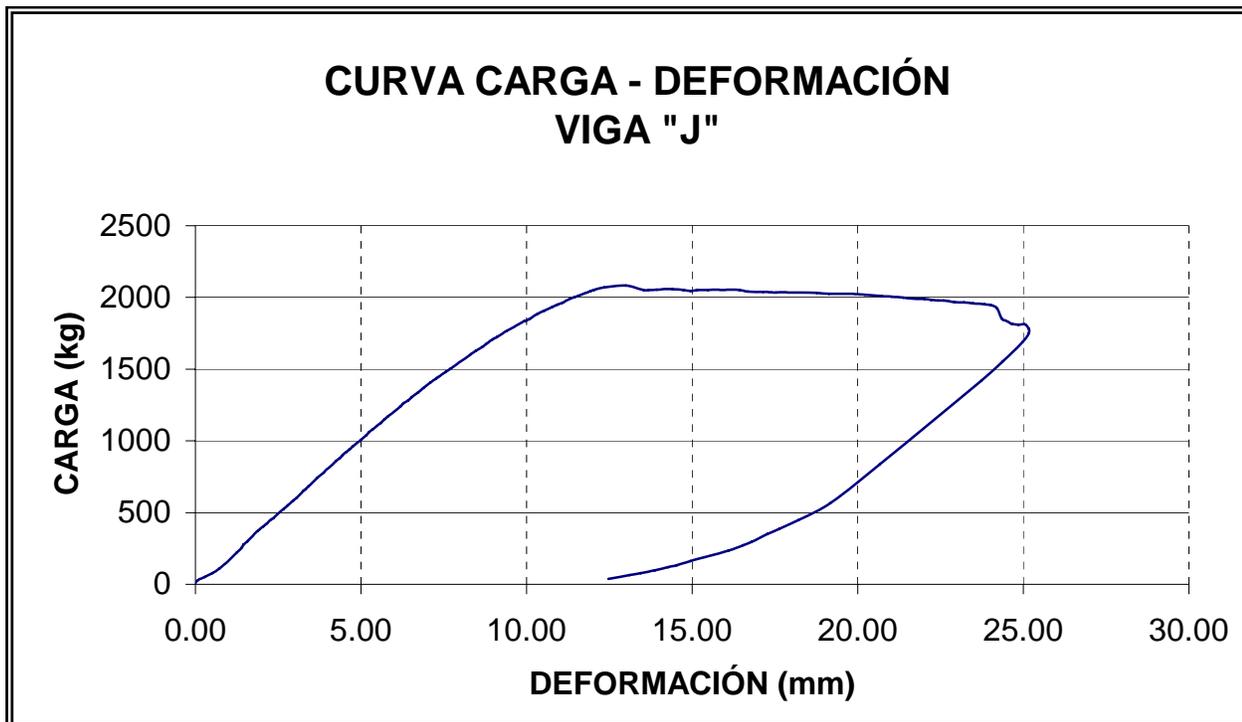


FIGURA 3.

Curva carga – deformación generada con datos del Sistema de Adquisición de Datos (SAD)

La deformación de inicio de la fluencia del refuerzo por flexión fue de 11 mm, y a la falla, se alcanzó para 25 mm; esto corresponde a una relación $L/\delta = 145$, mientras que el permisible sería de 360.

3.1.2 VIGA CON ESTRIBOS $f_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$ ENSAYE DE VIGA "D"

Concreto	$f'_c = 204.4 \frac{kg}{cm^2}$
Dos varillas No. 4 (lecho inferior)	$f_y = 4409 \frac{kg}{cm^2}$
Dos varillas No. 2.5 (lecho superior)	$f_y = 4421 \frac{kg}{cm^2}$
Estribos No. 2 @ 8.5 cm	$f_y = 2520 \frac{kg}{cm^2}$
	$\rho = 0.0125$
	$\rho' = 0.0048$

Cabe mencionar que en todos los ensayos, se cortaron tramos de la varilla utilizados en este armado, y se ensayaron dos tramos de cada una, obteniéndose su respectivo esfuerzo de fluencia. Se utilizó concreto $f'_c = 204.4 \frac{kg}{cm^2}$ del cual se obtuvieron dos cilindros de concreto para ensayarlos en el laboratorio a compresión y obtener el modulo de elasticidad, así como el esfuerzo a compresión.

El procedimiento se realizó mediante el método ACI, el cual se presenta en el Anexo 1 de este trabajo.

Una vez transcurridos los 28 días de fraguado, se procedió a colocar la viga sobre los apoyos del marco de carga universal, centrándola, así como colocando los actuadores y la viga un riel de acero cuyo peso es de 14.05 kg.

Posteriormente se procedió a instrumentar la viga con el Sistema de Adquisición de Datos (SAD), colocando los LVDT's (deformímetros) al centro del claro de la viga, para de esta forma conocer el incremento de deformación al ir variando la aplicación de la carga a velocidad constante.

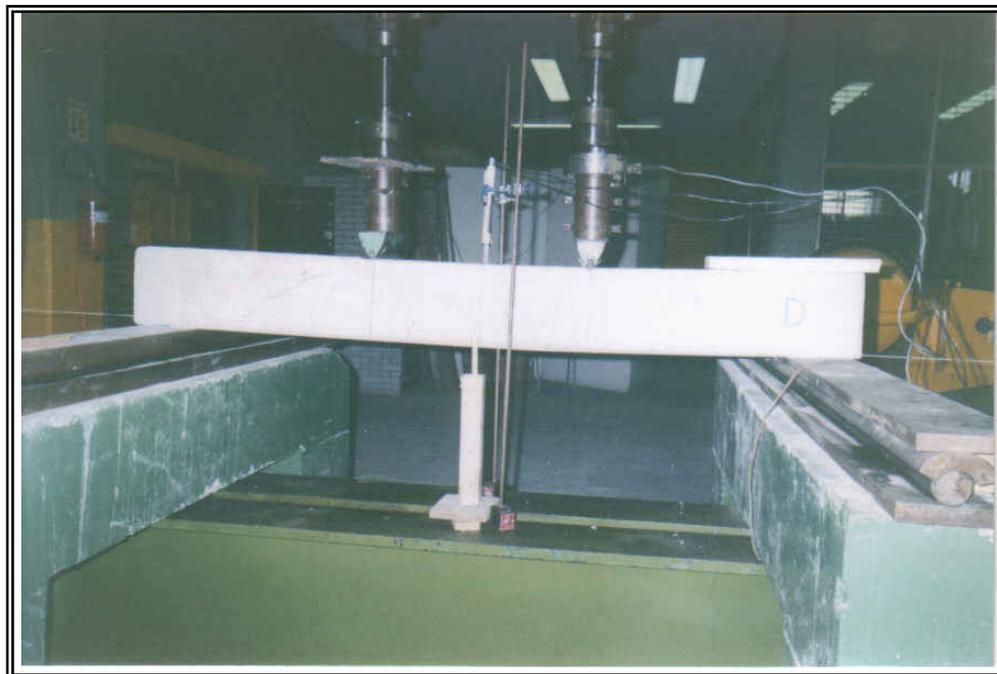


FIGURA 4

Instrumentación y aplicación de carga en Viga D. Se observa la aparición de grieta debido a fuerza cortante en el lado izquierdo de la viga, iniciando desde el paño del apoyo con aproximadamente 45° de inclinación.

Las dimensiones de la viga, así como las distancias de la aplicación de la carga se muestran en la siguiente figura:

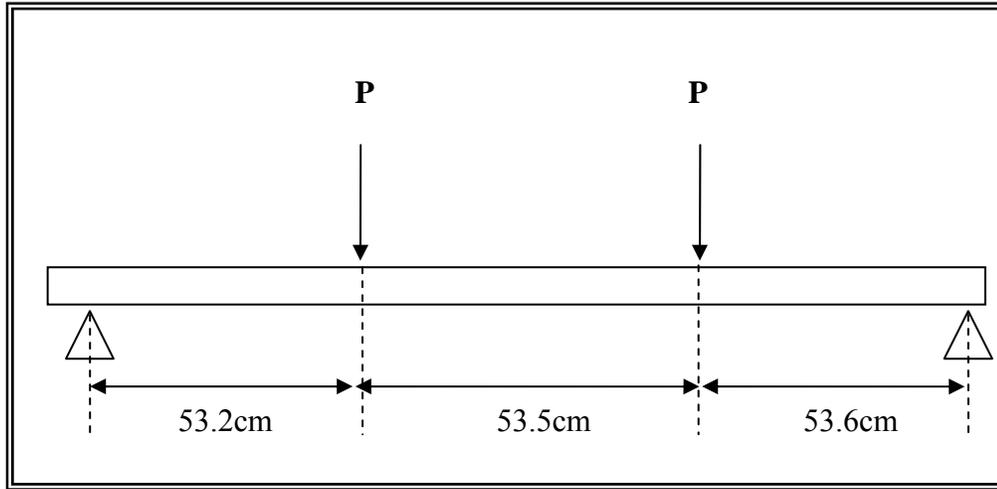


FIGURA 5a

Se comenzó por aplicar la carga incrementándola a una velocidad constante de 200 kg hasta llegar a los 2300 kg. Se observó que a los 1,250 kg aparecieron grietas apenas perceptibles por flexión (es decir, en la parte inferior al centro del claro de la viga). En cuanto a las grietas por cortante comenzaron su formación a los 1600 kg. Se observó un cambio considerable en la curva esfuerzo-deformación de la viga bajo una carga de 1500 kg. Se pudo apreciar que entre los 2200 y los 2300 kg comenzó la fluencia del sistema como viga.

Dado el tamaño de las grietas a flexión en comparación con la de cortante (muy pequeñas) se puede decir que la viga falló a flexión. Aparecieron grietas abundantes en la zona de flexión y algunas de cortante. En la zona de cortante se observó un ligero aplastamiento en la cuña del lado derecho. Al final de la descarga se registró una lectura en el flexómetro colocado al centro del claro de la viga de 1.20 cm respecto a su horizontal.

Datos obtenidos de lecturas con el flexómetro que se fijó inicialmente:

CARGA (kg)	DEFORMACIÓN (cm)
0	0.00
200	0.20
400	0.20
600	0.30

800	0.40
1000	0.50
1200	0.60
1400	0.70
1600	0.80
1800	1.00
2000	1.20
2200	1.30
2300	1.80
0	1.20

TABLA 2

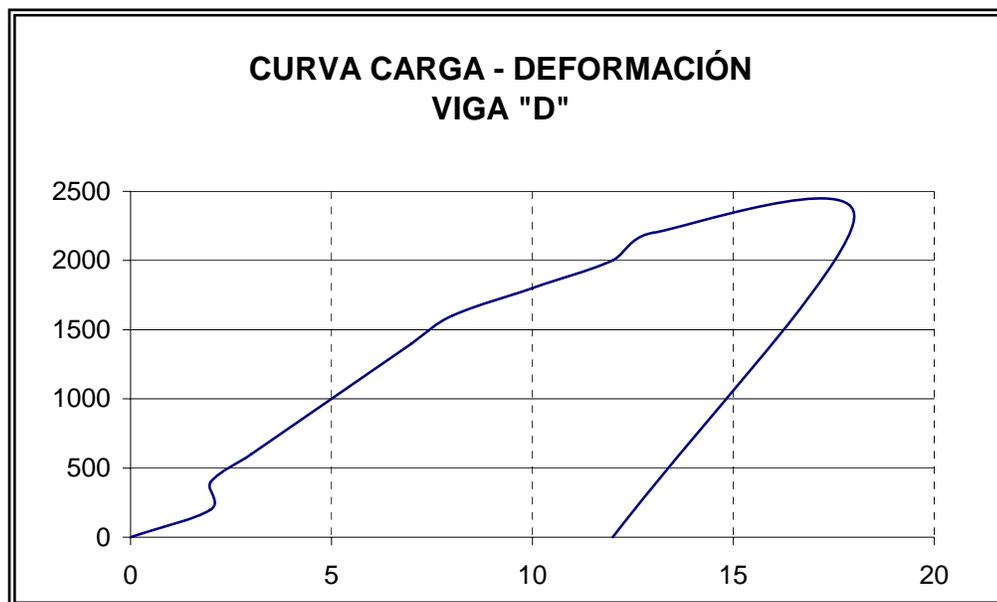


Figura 5b.

3.1.3 VIGA CON ESTRIBOS $f_y = 6,175 \frac{kg}{cm^2}$

ENSAYE DE VIGA "F"

Concreto

$$f'_c = 189 \frac{kg}{cm^2}$$

Dos varillas No. 4 (lecho inferior)

$$f_y = 4409 \frac{kg}{cm^2}$$

Dos varillas No. 2.5 (lecho superior)

$$f_y = 4421 \frac{kg}{cm^2}$$

Estribos No. 3/16" @ 8.5 cm

$$f_y = 6175 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\rho = 0.0125$$

$$\rho' = 0.0048$$

Como en el caso anterior, se realizaron dos pruebas a tensión de cada una de las calidades de acero utilizadas.

El resultado de la prueba a compresión, consistente en colocar los cilindros de concreto con las medidas estándar (15 cm de diámetro por 30 cm de altura) en un aparato que aplica una carga hasta que falle la

pieza. Para esta viga fue de $f'_c = 192.4 \frac{kg}{cm^2}$.



FIGURA 6

Cilindro de concreto de 15 cm de diámetro por 30 cm de altura, sometido a compresión para determinar la f'_c , en este caso para el concreto utilizado en la viga E.

El proporcionamiento del concreto, se realizó mediante el procedimiento ACI.

Las dimensiones de la viga, así como las distancias de aplicación de la carga su muestran en la siguiente figura:

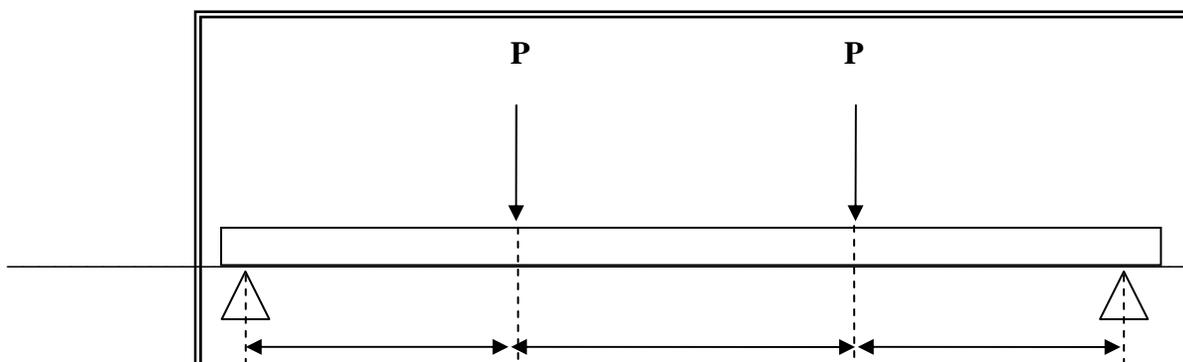


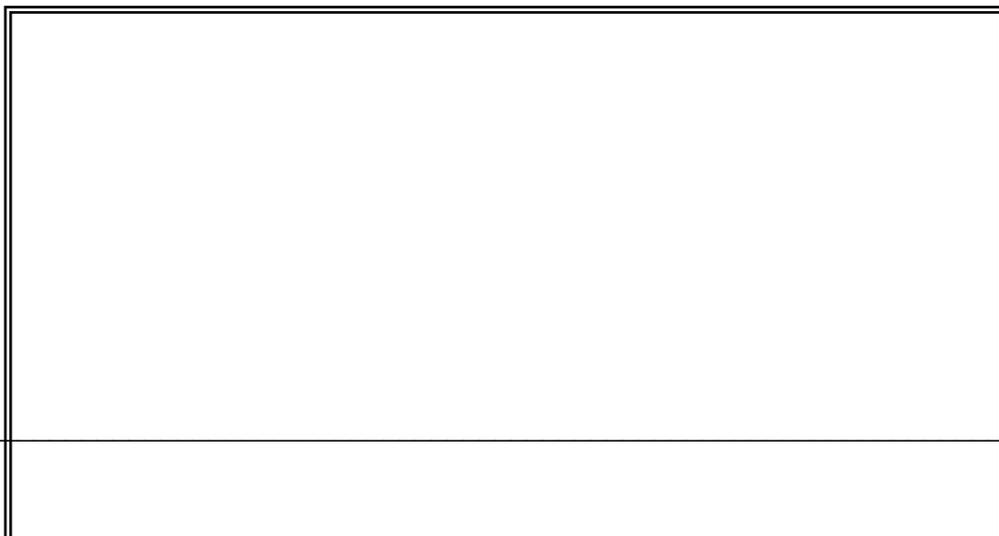
FIGURA 7

Se comenzó por aplicar carga incrementándola a una velocidad constante de 200 kg hasta llegar a los 2300 kg. Se observó la aparición de fisuras apenas perceptibles por flexión a los 700 kg comenzando a crecer a los 1600 kg, creciendo proporcionalmente a la aplicación de la carga, mientras que las grietas a flexión permanecieron sin cambio considerable. Sin embargo al aplicar los 2280 kg de carga registrados en la celda de carga colocada entre uno de los actuadores y la viga, esto es a los 4600 kg de carga sobre el elemento, dio comienzo la fluencia del acero, provocando un aplastamiento en el concreto en la parte superior al centro del claro de la viga.

Datos obtenidos de lecturas con el flexómetro:

CARGA (kg)	DEFORMACION (cm)
0	0.00
200	0.20
400	0.30
600	0.40
800	0.50
1000	0.60
1200	0.70
1400	0.70
1600	0.80
1800	0.90
2000	1.10
2200	1.30
2300	1.40
0	2.40

TABLA 3



CURVA CARGA - DEFORMACIÓN VIGA "F"

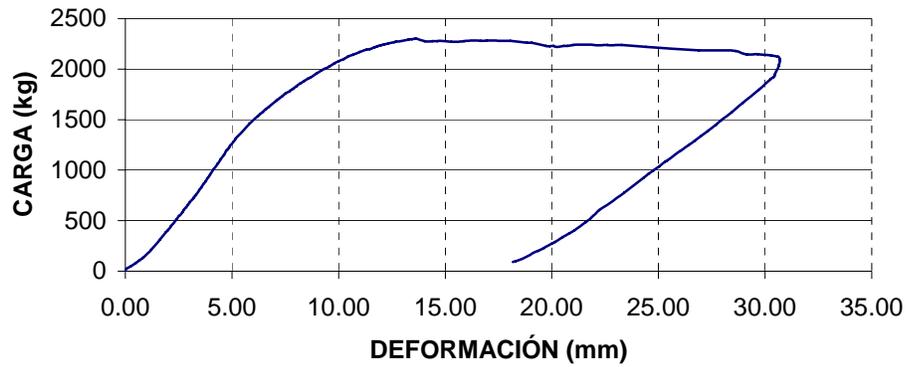


FIGURA 8

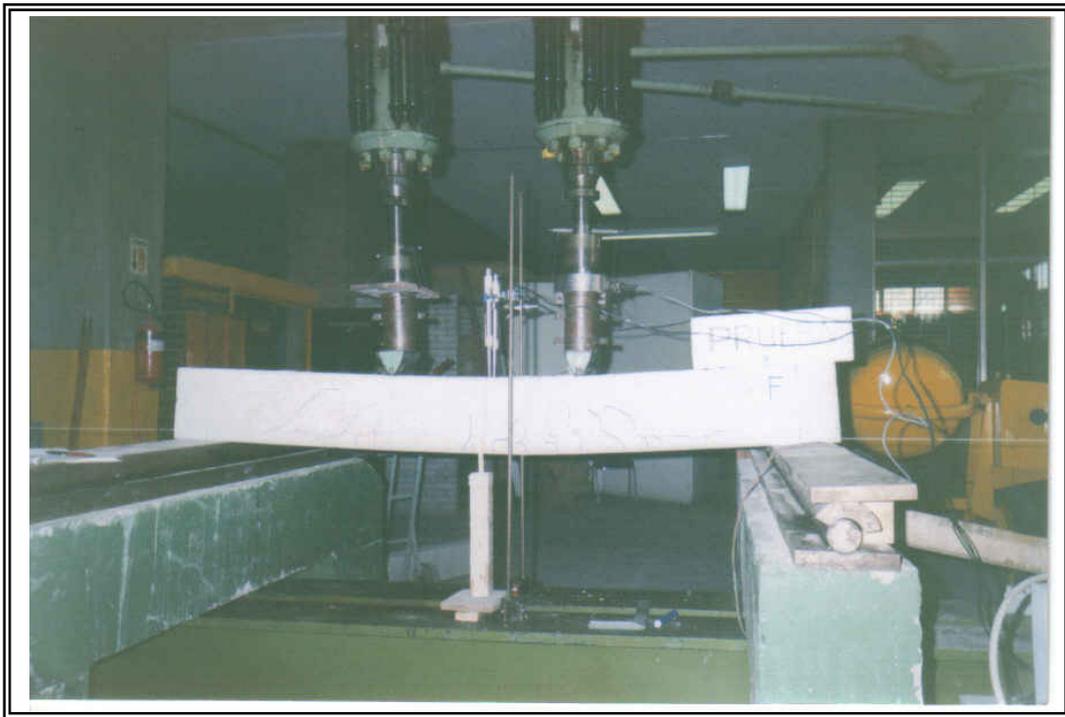


FIGURA 9. En esta fotografía, podemos ver las grietas en el concreto en la zona de tensión, así como la deflexión al centro del claro de la viga F.

3.1.4 COMENTARIOS

Puntos notables observados en las pruebas destructivas de las vigas con el armado de 2 varillas No. 4 a tensión y 2 varillas No. 2.5 a compresión.

1. Las grietas de cortante con los estribos del No. 2 aparecieron más rápidamente en esta viga y las grietas de falla a flexión fueron más notorias que en las otras dos con estribos 3/16" grado 6000 y con estribos varilla No. 2.5 acero grado 4200.
2. En la viga armada con varilla No. 2.5 en cortante las grietas fueron muy delgadas y a una distancia de aproximadamente dos metros eran casi imperceptibles.
3. El comportamiento del acero grado 6000 en estribos fue satisfactorio en la fluencia del acero principal a tensión por flexión en esta prueba, por lo que se hace un poco raro la prohibición del reglamento, lo único, es que las grietas fueron de mayor tamaño, pero en la falla alcanzó la misma deformabilidad o mayor, a pesar que es menos acero en los estribos.
4. La distancia de las grietas a cortante se comenzaron a generar a aproximadamente 20 cm de la orilla del apoyo en ambos extremos de la viga.
5. La resistencia a la fluencia del acero fue algo menor que la esperada.
6. La fluencia del acero es notable en las pruebas F y J pues al mantener la misma carga y aunque fuera un poco menor a la carga de fluencia, la viga continuaba soportando carga.
7. Al descargar el elemento, la viga se recuperó lentamente aunque no alcanzó su estado inicial, la recuperación fue del 52% de la deflexión máxima a la que se llevó a la viga en su fluencia (viga D).

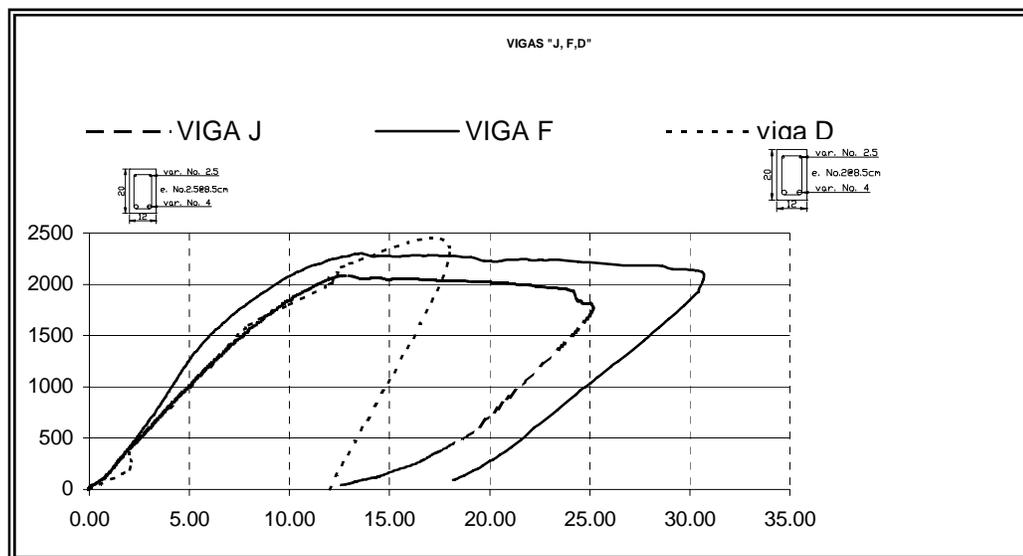


figura 10

3.2 VIGAS CON $\rho = 0.0194$ Y $\rho' = 0.0048$

3.2.1 Viga con estribos $f_y = 4,400 \frac{kg}{cm^2}$

ENSAYE DE VIGA ‘H’

Concreto	$f_c' = 207 \frac{kg}{cm^2}$
Dos varillas No. 5 (lecho inferior)	$f_y = 4320 \frac{kg}{cm^2}$
Dos varillas No. 2.5 (lecho superior)	$f_y = 4421 \frac{kg}{cm^2}$
Estribos No. 2.5 @ 8.5 cm	$f_y = 4421 \frac{kg}{cm^2}$
	$\rho = 0.0194$
	$\rho' = 0.0048$

Cabe mencionar que en todos los ensayos, se cortaron tramos de la varilla utilizándose en este armado, y se ensayaron dos tramos de cada una, obteniéndose su respectivo esfuerzo de fluencia. Se utilizó concreto $f_c' = 207 \frac{kg}{cm^2}$ del cual se obtuvieron dos cilindros de concreto para ensayarlos en el laboratorio a

compresión y obtener el modulo de elasticidad, así como el esfuerzo a compresión.

El procedimiento se realizó mediante el método ACI, el cual se presenta en el Anexo 1 de este trabajo. Esto último, se hizo en todos los ensayos realizados.

Una vez transcurridos los 28 días de fraguado, se procedió a colocar la viga sobre los apoyos del marco de carga universal, centrándola, así como colocando los actuadotes y la viga un riel de acero cuyo peso es de 14.05 kg.

Posteriormente se procedió a instrumentar la viga con el Sistema de Adquisición de Datos (SAD), colocando los deformímetros al centro del claro de la viga, para de esta forma conocer el incremento de deformación al ir variando la aplicación de la carga a velocidad constante.

Las dimensiones de la viga, así como las distancias de la aplicación de la carga se muestran en la siguiente figura:

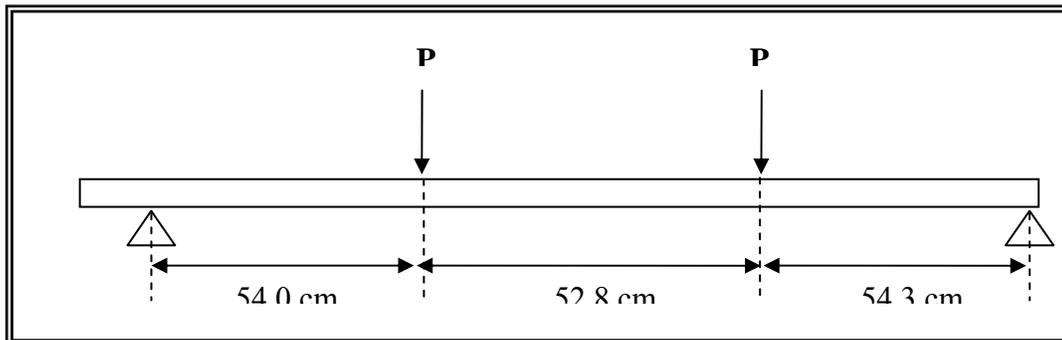


FIGURA 11

Se comenzó por aplicar la carga incrementándola a una velocidad constante de 200 kg hasta llegar a los 4685 kg. Al aplicar una carga de 2500 kg se observó la aparición de las primeras grietas de cortante, para que posteriormente entre una carga de 2500 a 3000 kg se formaran grietas por flexión para mantenerse sin cambio considerable sino hasta los 3400 kg, simultáneamente las grietas de cortante aumentaron de tamaño, hasta que se presentó la fluencia del acero a tensión a los 4685 kg.

Posteriormente, se quitó carga a la viga, aumentando la cantidad de pequeñas grietas de cortante. Al registrarse una deformación en el centro del claro de la viga de 2.4 cm, se aplastó la zona de compresión de la viga en la parte central del su claro.

La distancia del punto de apoyo a la cual comienza la grieta de cortante es la que se muestra en la figura 12.

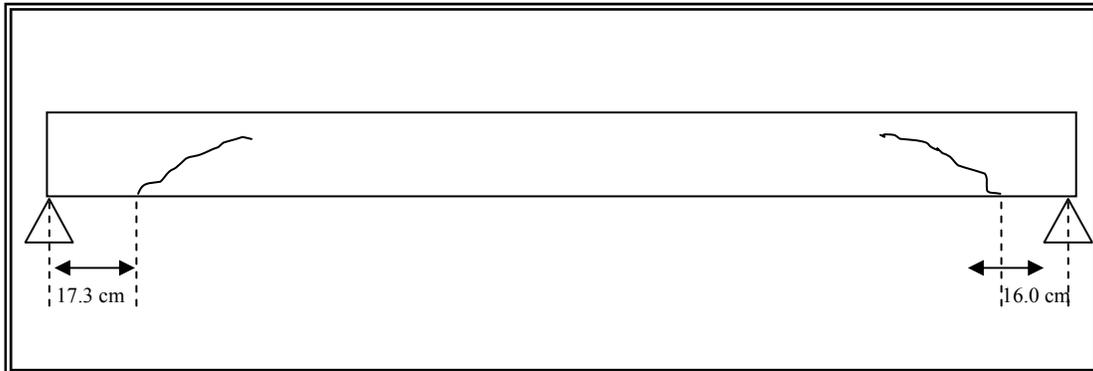


FIGURA 12.

Como se puede observar, el inicio de las grietas de cortante, se encuentran dentro de una distancia correspondiente a un peralte efectivo.

La fluencia en esta viga fue muy evidente.

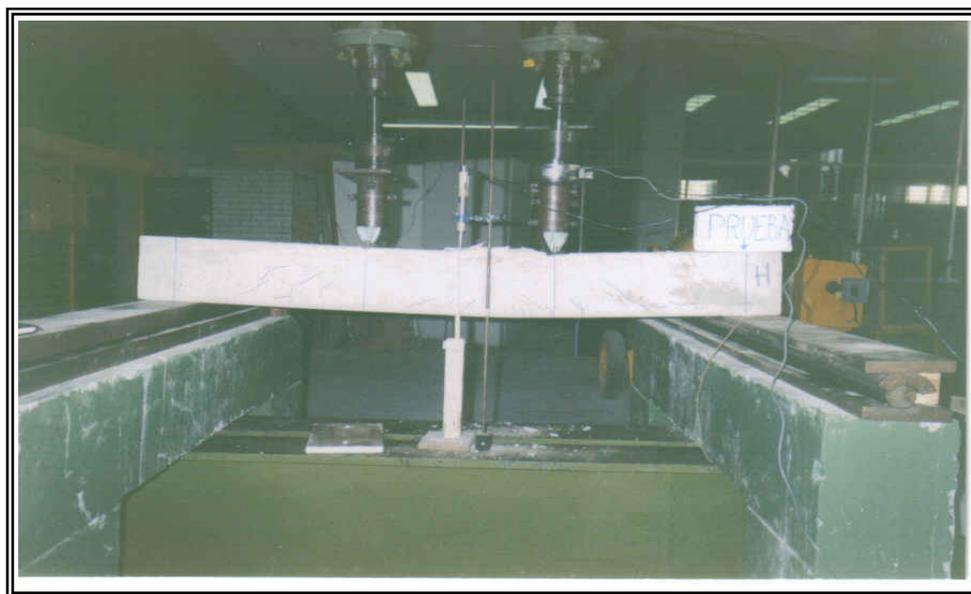


FIGURA 13

Datos obtenidos de lecturas con el flexómetro que se fijó inicialmente:

CARGA (kg)	DEFORMACION (cm)
0	0.00
200	0.10
400	0.10
600	0.20
800	0.20
1000	0.20
1200	0.30
1400	0.30
1600	0.40
1800	0.50
2000	0.50
2200	0.60
2400	0.70
2600	0.70
2800	0.80
3000	0.80
3200	0.90
3400	0.90
3600	1.00
3800	1.00
4000	1.10
4200	1.30
4400	1.40
4600	1.50
4685	1.70
4400	Aplastamiento de concreto en parte superior del claro de la viga
4170	2.00

TABLA 4

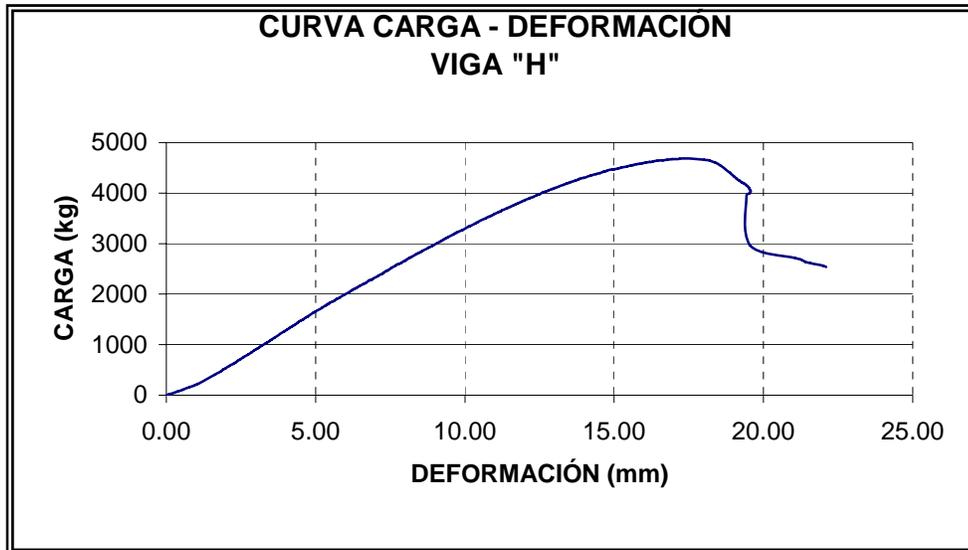


FIGURA 14. Gráfica obtenida con los LVDT's así como la celda de carga.



FIGURA 15. Deformación del acero sometido a compresión debido a la falla de la viga debido a flexión

3.2.2 Vigas con estribos $f_y = 2,500 \frac{kg}{cm^2}$

ENSAYE DE VIGA "G"

Concreto	$f'_c = 207 \frac{kg}{cm^2}$
Dos varillas No. 5 (lecho inferior)	$f_y = 4320 \frac{kg}{cm^2}$
Dos varillas No. 2.5 (lecho superior)	$f_y = 4421 \frac{kg}{cm^2}$
Estribos No. 2 @ 8.5 cm	$f_y = 2530 \frac{kg}{cm^2}$
	$\rho = 0.0194$
	$\rho = 0.0048$

Como en el caso anterior, se realizaron dos pruebas a tensión de cada una de las calidades de acero utilizadas.

El resultado de la prueba a compresión, consistente en colocar los cilindros de concreto con las medidas estándar (15 cm de diámetro por 30 cm de altura) en un aparato que aplica una carga hasta que falle la pieza.

El proporcionamiento del concreto, se realizó mediante el procedimiento ACI.

Las dimensiones de la viga, así como las distancias de aplicación de la carga su muestran en la siguiente figura:

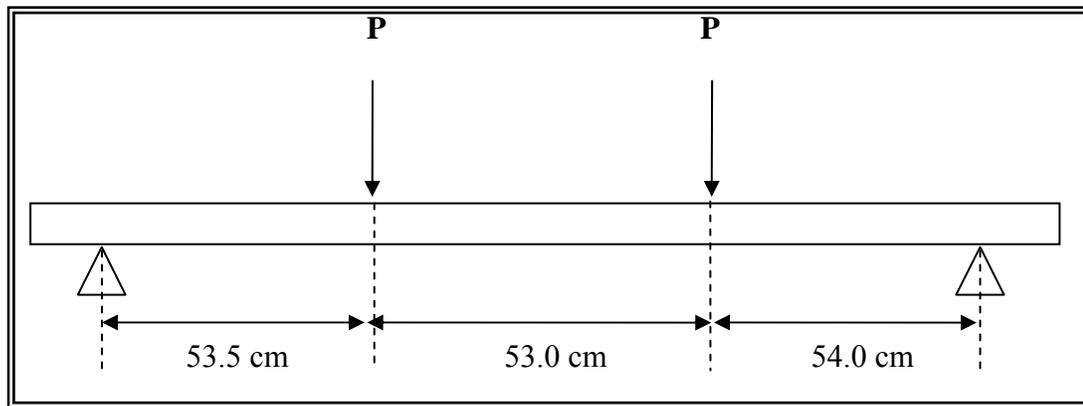
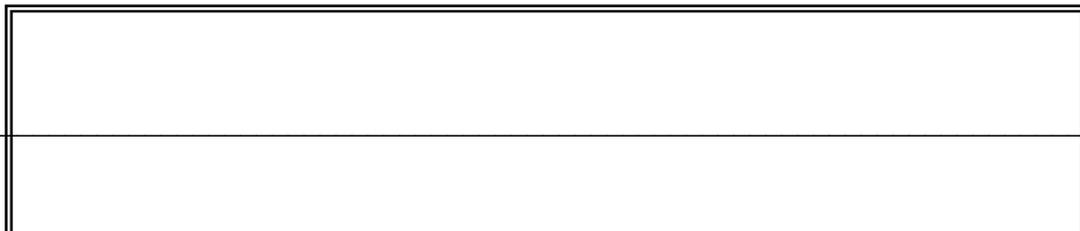


FIGURA 16

Se comenzó por aplicar carga incrementándola a una velocidad constante de 200 kg hasta llegar a los 4255 kg. Al aplicar una carga de 1600 kg se observó la aparición de pequeñas grietas de cortante, mientras que al someter la viga a una carga de 2600 kg se comenzaron a formar grietas de flexión incrementando su número y tamaño al llegar a la carga de 3800 kg, mientras que las grietas de cortante también crecieron pero en menor proporción a las de flexión al llegar a la carga de 4200 kg, para dar paso al inicio de la fluencia del acero al aplicar 4250 kg a la viga. Se presentó aplastamiento total en cara superior del centro del claro de la viga (zona de compresión), al registrarse 3760 kg en la celda de carga. Una vez sometida la viga a una carga de 4255 kg las deformaciones fueron incrementándose, sin necesidad de incrementar la carga aplicada, por lo que se inició la descarga para iniciar nuevamente la aplicación, observándose que a los 2600 kg aumentaron las grietas a cortante, haciéndose notable el grosor de éstas bajo una carga de 3500 kg.



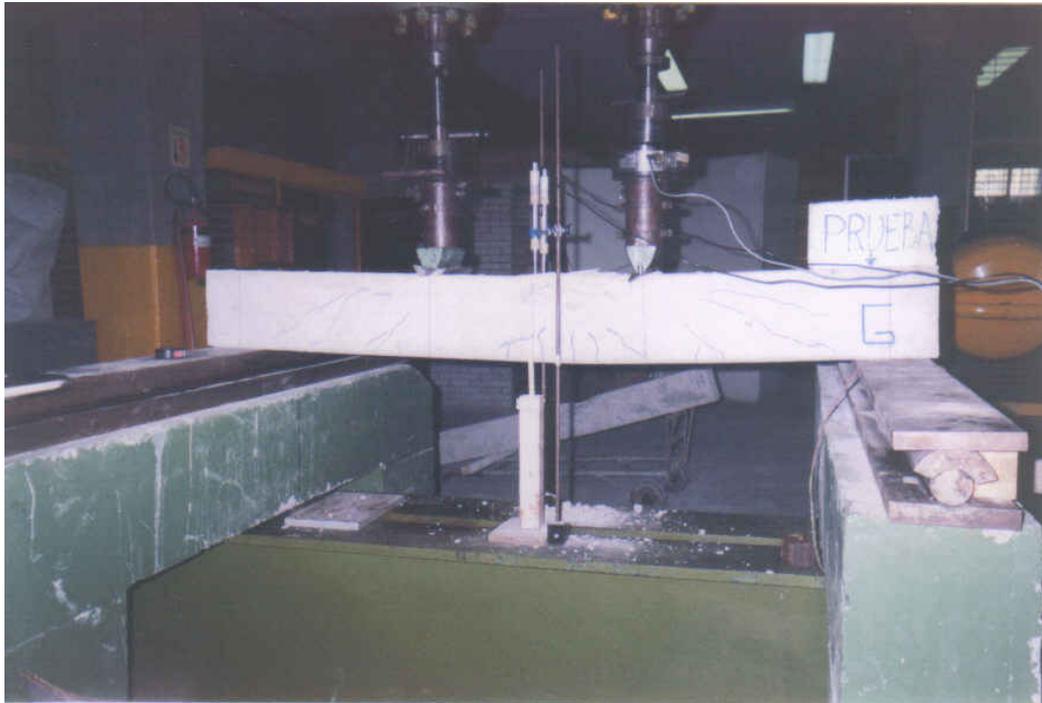


FIGURA 17

La distancia del punto de apoyo a la cual comienza la grieta de cortante es la que se muestra en la figura 16.

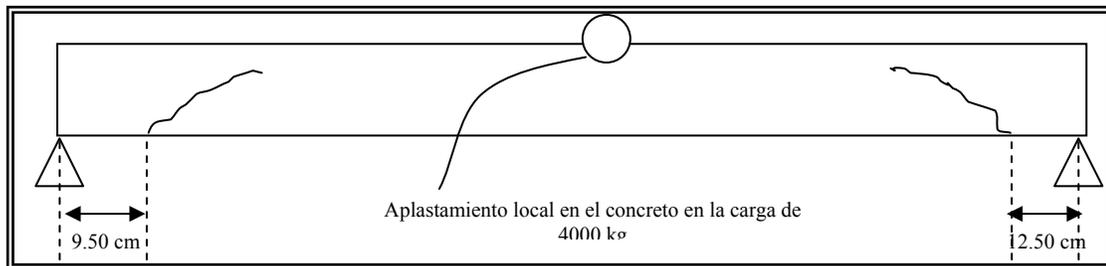


FIGURA 18

Aumentaron considerablemente las grietas de cortante a la carga de 4200 kg registrándose una deformación con el flexómetro colocado al centro del claro de la viga de 1.70 cm, mientras que las grietas de flexión continuaron sin cambio considerable.

Datos obtenidos de lecturas con el flexómetro, así como la fuerza aplicada y registrada por la celda:

CARGA (kg)	DEFORMACION (cm)
-------------	-------------------

0	0.00
200	0.10
400	0.10
600	0.20
800	0.20
1000	0.20
1200	0.20
1400	0.30
1600	0.40
1800	0.50
2000	0.60
2200	0.70
2700	0.80
3080	0.90
3510	1.10
4001	1.40
4255	1.90
4250	2.20
3950	2.30
3760	2.50

TABLA 5

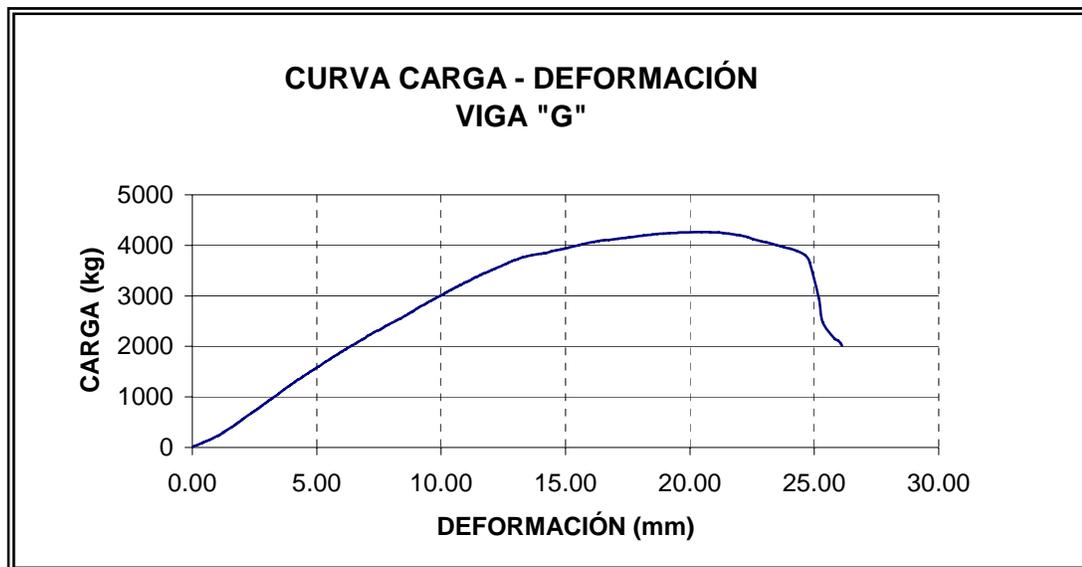


FIGURA 19

3.2.3 Viga con estribos $f_y = 6,000 \frac{kg}{cm^2}$

ENSAYE DE VIGA "E"

Concreto

$$f_c' = 192.4 \frac{kg}{cm^2}$$

Dos varillas No. 5 (lecho inferior)

$$f_y = 4320 \frac{kg}{cm^2}$$

Dos varillas No. 2.5 (lecho superior)

$$f_y = 4421 \frac{kg}{cm^2}$$

Estribos No. 3/16" @ 8.5 cm

$$f_y = 6175 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\rho = 0.0194$$

$$\rho = 0.0048$$

Como en el caso anterior, se realizaron dos pruebas a tensión de cada una de las calidades de acero utilizadas.

El resultado de la prueba a compresión, consistente en colocar los cilindros de concreto con las medidas estándar (15 cm de diámetro por 30 cm de altura) en un aparato que aplica una carga hasta que falle la pieza.

El proporcionamiento del concreto, se realizó mediante el procedimiento ACI.

Las dimensiones de la viga, así como las distancias de aplicación de la carga su muestran en la siguiente figura:

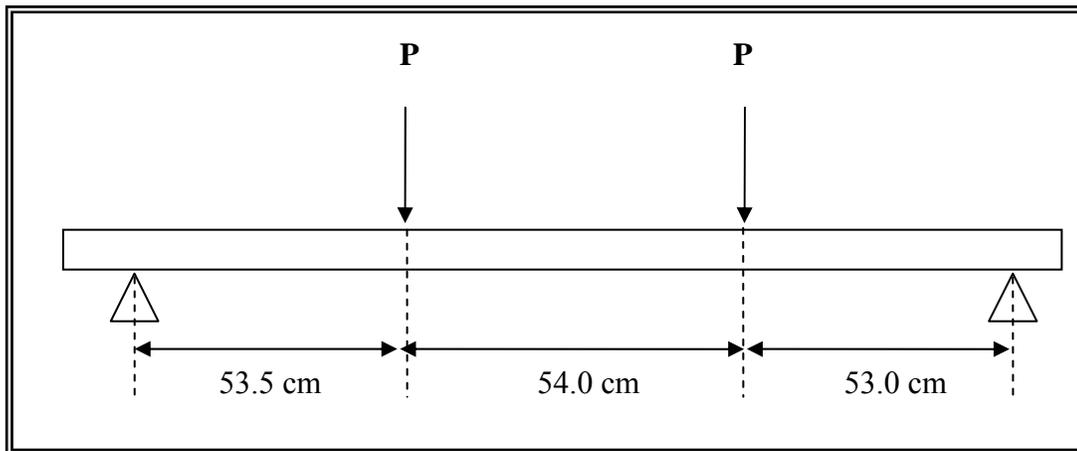


FIGURA 20

Se comenzó por aplicar carga incrementándola a una velocidad constante de 200 kg hasta llegar a los 4270 kg. Al aplicar una carga de 1600 kg se observó la aparición de las primeras grietas de cortante, así como de flexión. Bajo una carga de 3210 kg las grietas, tanto de cortante como de flexión aumentaron en tamaño. Mientras que al someter a viga a una carga de 4270 kg se observó que la deformación aumentaba sin incrementar el valor de la carga (fluencia del sistema). Una vez descargada, debido a una instalación inadecuada del SAD, se procedió a la aplicación de carga nuevamente, sobre la viga a velocidad constante, observándose que al registrarse 3240 kg, las grietas de cortante se hacen más evidentes, registrándose adicionalmente, un ligero aplastamiento local en el punto de apoyo de los actuadores sobre la viga.

Se continuó incrementando la carga hasta los 3850 kg, en donde hubo un ligero incremento en el número de grietas de cortante. Mientras que las grietas a flexión crecieron de forma apreciable bajo la carga de 4180 kg.

A los 4272 kg comenzó un resquebrajamiento en la viga por la zona de cortante, para que a llegar a los 4093 kg la grieta por cortante se amplió.

En la falla que se observa en la figura 21, se tenía una carga de 3188 kg y 2.5 cm de deformación al centro del claro.

En este caso el concreto se desprendió en la capa superior sobre el armado del acero a compresión y de los estribos.

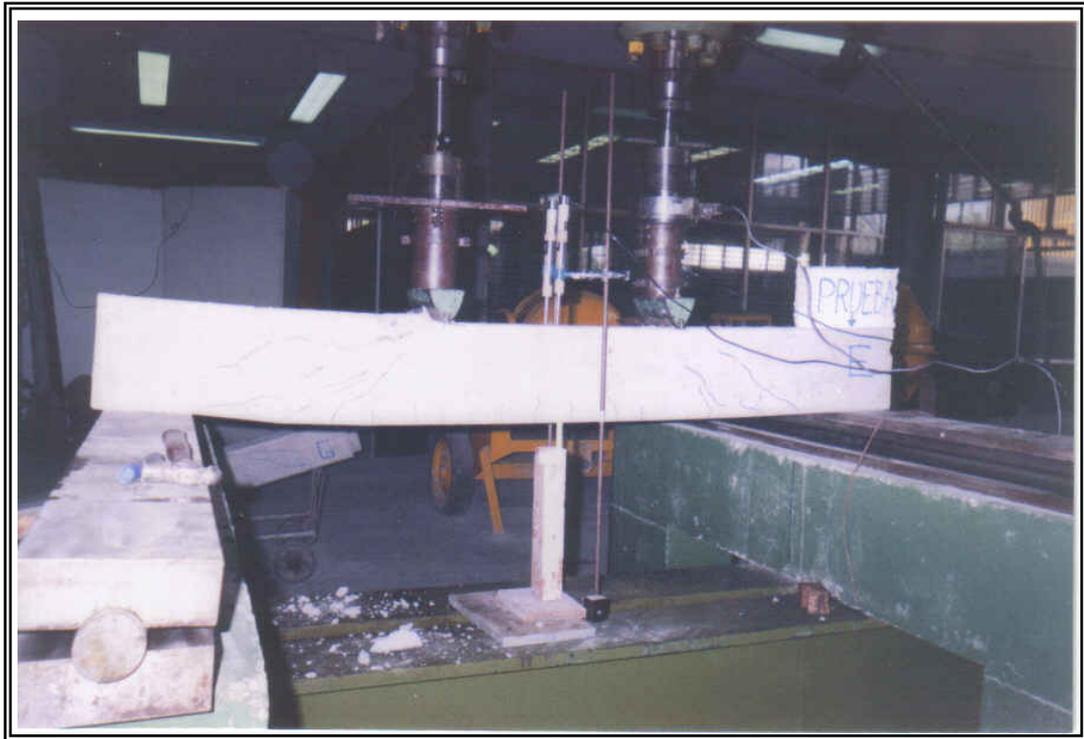


FIGURA 21

Datos obtenidos de lecturas con el flexómetro, así como la fuerza aplicada y registrada por la celda:

CARGA (kg)	DEFORMACION (cm)
0	0.00
200	0.10
400	0.20
600	0.20
800	0.30
1000	0.40
1520	0.50
2200	0.60
3000	1.00
3505	1.20
3690	1.30
3812	1.30
4000	1.40
4096	1.60
4234	1.80
4250	1.80
4270	2.10
4080	2.20

TABLA 6

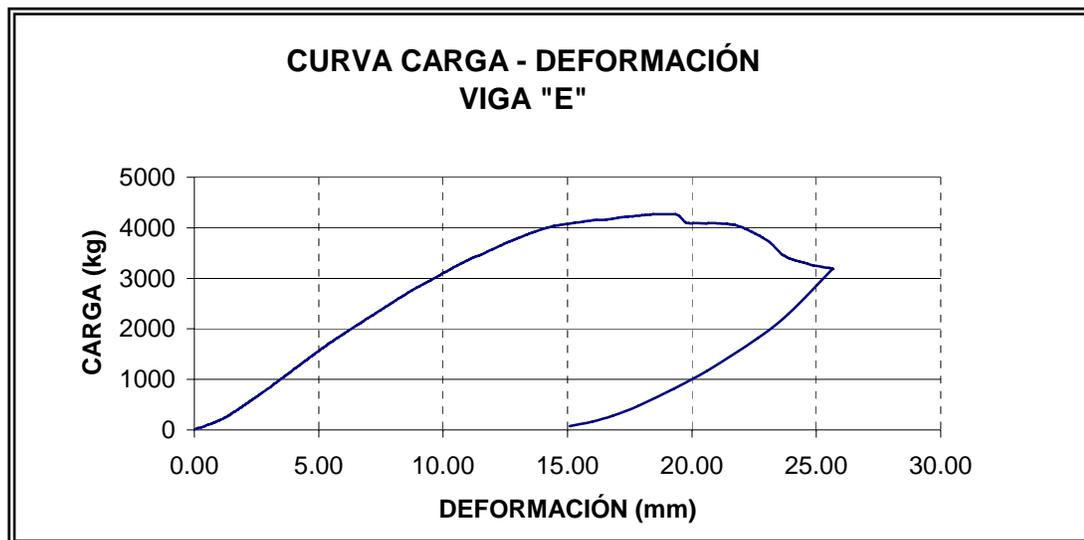


FIGURA 22

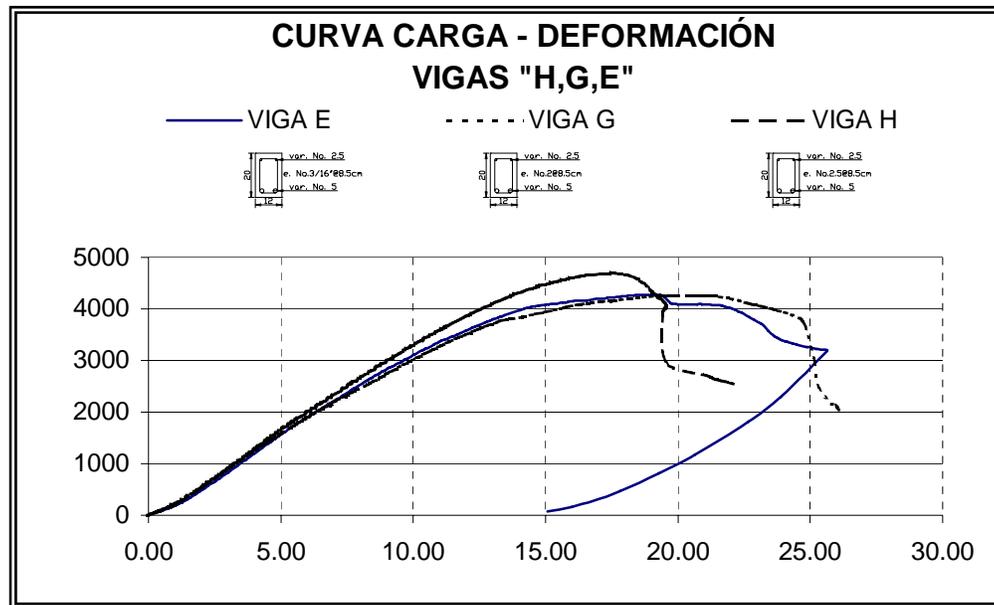


FIGURA 23

A los 1600 kg aparecieron las primeras grietas de cortante y de flexión.

A los 3210 kg las grietas a flexión y cortante aumentaron de tamaño.

A los 4270 kg aumentaron la deformación sin incrementar la carga, la deformación máxima en la falla fue de 2.5 cm.

Y la deformación durante la fluencia fue de 2.10 cm.

3.2.4 COMENTARIOS

1. El comportamiento de las vigas con estribos No. 2 y 3/16 similar en el inciso de cortante y flexión (viga G, E respectivamente)
2. La viga H no desarrolla capacidad de deformación debido al aplastamiento del concreto.
3. En este momento de las pruebas no se percibía el porque de la resistencia en las NTC del uso de acero de alta resistencia, el comportamiento de las diferentes vigas era satisfactorio
4. Se nota una pequeña variante en la viga E (acero $f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$) por el aplastamiento mas severo en la zona de compresión; pero su comportamiento fue mejor que el de la viga H a pesar de que tiene menor cantidad de acero en los estribos.

3.3 VIGAS CON $\rho = 0.0279$ Y $\rho' = 0.0125$

3.3.1 VIGAS CON ESTRIBOS $f_y = 4,400 \frac{kg}{cm^2}$

ENSAYE DE VIGA "L"

Concreto

$$f'_c = 194 \frac{kg}{cm^2}$$

Dos varillas No. 6 (lecho inferior)

$$f_y = 4561 \frac{kg}{cm^2}$$

Dos varillas No. 4 (lecho superior)

$$f_y = 4409 \frac{kg}{cm^2}$$

Estribos No. 2.5 @ 8.5 cm

$$f_y = 4421 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\rho = 0.0279$$

$$\rho' = 0.0125$$

Como en el caso anterior, se realizaron dos pruebas a tensión de cada una de las calidades de acero utilizadas.

El resultado de la prueba a compresión, consistente en colocar los cilindros de concreto con las medidas estándar (15 cm de diámetro por 30 cm de altura) en un aparato que aplica una carga hasta que falle la pieza.

El proporcionamiento del concreto, se realizó mediante el procedimiento ACI.

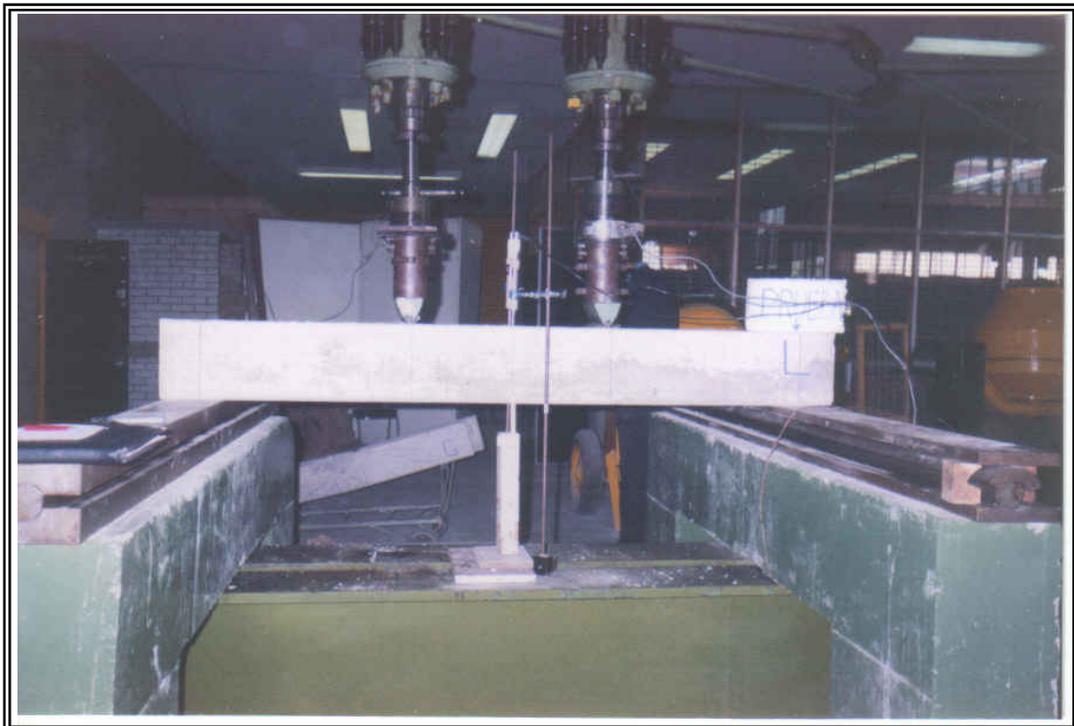


FIGURA 24

Las dimensiones de la viga, así como las distancias de aplicación de la carga su muestran en la siguiente figura:

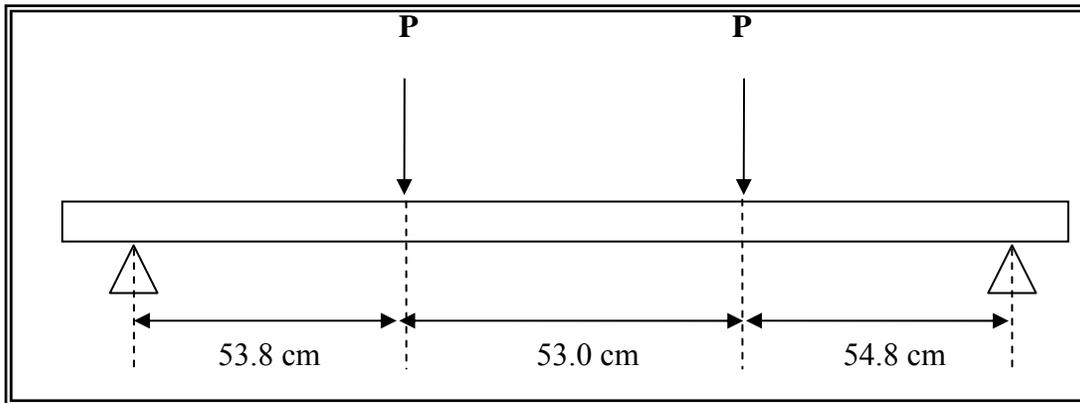


FIGURA 25

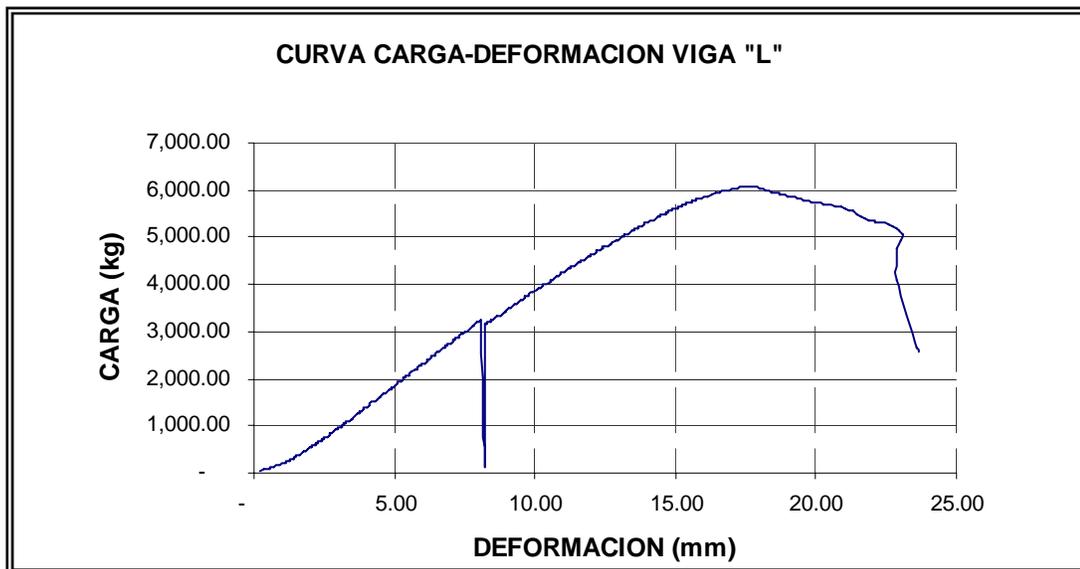


FIGURA 26

Se comenzó por aplicar carga incrementándola a una velocidad constante de 200 kg hasta llegar a los 6335 kg. Al aplicar una carga de 1005 kg se observó la aparición de las primeras grietas de cortante, aunque son apenas perceptibles, aun acercándose a una distancia visual de 15 cm. En los 2671 se distinguen varias grietas finísimas por flexión. En 4100 kg aumenta la longitud de las grietas a cortante.

En 5173 kg las grietas a flexión no han crecido significativamente desde su primera aparición. En los 5173 kg, las grietas de cortante siguen siendo finas pero aumentan en cantidad. Comenzó a tronar la viga bajo una carga de 6293 kg. Se observó que la fluencia comenzó a los 6335 kg. Al llegar a los 6160 kg se nota el aplastamiento en el cuarto del claro de la viga.

Las grietas de cortante no crecieron.

La distancia del punto de apoyo a la cual comienza la grieta de cortante es la que se muestra en la figura 27.

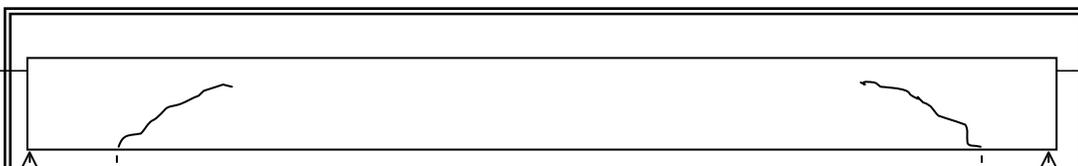


FIGURA 27

El aumento de grietas de cortante es tal que había dos y al final hubo tres.

Datos obtenidos de lecturas con el flexómetro, así como la fuerza aplicada y registrada por la celda:

CARGA (kg)	DEFORMACION (cm)
0	0.00
205	0.10
403	0.10
610	0.20
810	0.20
1005	0.30
1505	0.40
1789	0.50
2002	0.50
2510	0.60
2818	0.70
3005	0.70
3505	0.80
3804	0.90
4000	1.00
4239	1.00
4520	1.10
4717	1.10
5000	1.20
5270	1.30
5505	1.30
5738	1.40
6004	1.50
6201	1.60
6335	1.70
6303	1.80
6160	2.00
5879	2.30
5736	2.40
5665	2.50
5600	2.60
5500	2.70
5340	3.00
5174	3.10

TABLA 7

COMENTARIOS

1005 kg surgen las primeras grietas de cortante.

En 2671 se distinguen varias grietas finas por flexión

En 4100 aumenta la longitud de las grietas por cortante

ACERO DE ALTA RESISTENCIA PARA RESISTIR CORTANTE EN VIGAS DE CONCRETO REFORZADO

En 5173 kg las grietas por flexión no han crecido mucho aumentando las grietas por cortante.
Tronó la viga en los 6293 kg
Fluencia de acero en 6335 kg
Las grietas de cortante no crecieron.

3.3.2 VIGA CON ESTRIBOS $f_y = 2,500 \frac{kg}{cm^2}$

ENSAYE DE VIGA “K”

Concreto

$$f_c' = 194 \frac{kg}{cm^2}$$

Dos varillas No. 6 (lecho inferior)

$$f_y = 4561 \frac{kg}{cm^2}$$

Dos varillas No. 4 (lecho superior)

$$f_y = 4409 \frac{kg}{cm^2}$$

Estribos No. 2 @ 8.5 cm

$$f_y = 2530 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\rho = 0.0279$$

$$\rho = 0.0125$$

Como en el caso anterior, se realizaron dos pruebas a tensión de cada una de las calidades de acero utilizadas.

El resultado de la prueba a compresión, consistente en colocar los cilindros de concreto con las medidas estándar (15 cm de diámetro por 30 cm de altura) en un aparato que aplica una carga hasta que falle la pieza.

El proporcionamiento del concreto, se realizó mediante el procedimiento ACI.

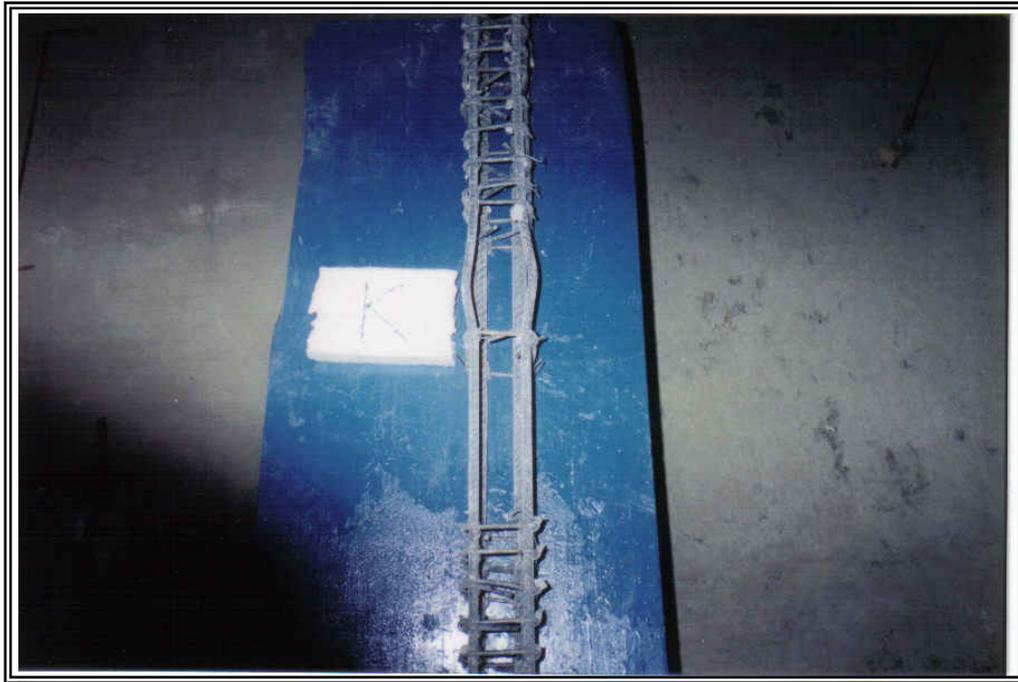


FIGURA 28

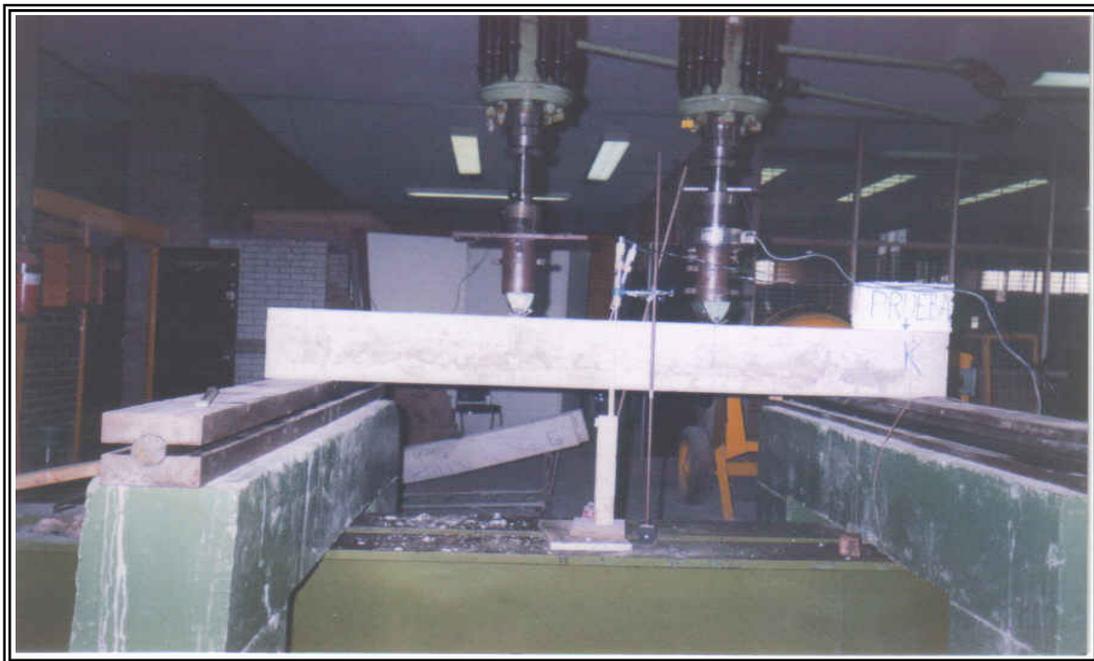


FIGURA 29

Las dimensiones de la viga, así como las distancias de aplicación de la carga su muestran en la siguiente figura:

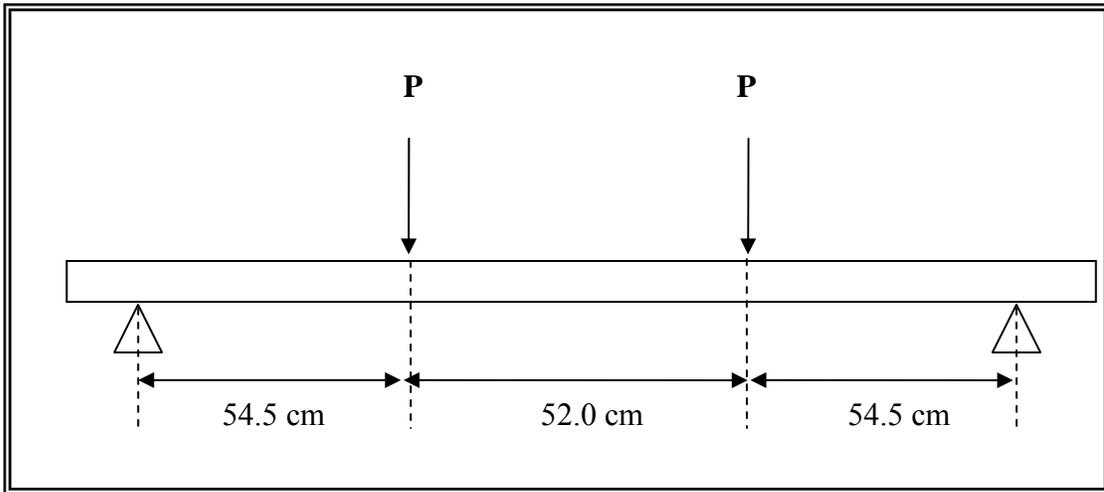


FIGURA 30

Se comenzó por aplicar carga incrementándola a una velocidad constante de 200 kg hasta llegar a los 6100 kg. Al aplicar una carga de 590 kg surgieron las primeras grietas a flexión, mientras que las primeras grietas de cortante, aunque su finura apenas permite observarlas, aparecieron a los 1187 kg. Las grietas a flexión no han crecido al llegar a los 1932 kg. A los 2780 kg se observa que creció una de las grietas por cortante. En los 3484 kg crece levemente las grietas de flexión.

En los 4211 kg crecen las grietas a cortante, inclinándose éstas y siendo claras a la vista (20 cm aprox.). En los 4993 kg las grietas por cortante aumentan en cantidad y grosor. Se ha llegado a los 5333 kg y las grietas a flexión siguen igual, hasta la carga de 3484 kg.

Se comienza a notar un ligero aplastamiento en los 5670 kg en zona de compresión. En los 6000 kg han crecido ligeramente los grietas por flexión, mientras que las de cortante se mantuvieron tenues y no crecieron en grosor.

La distancia del punto de apoyo a la cual comienza la grieta de cortante es la que se muestra en la figura 31.

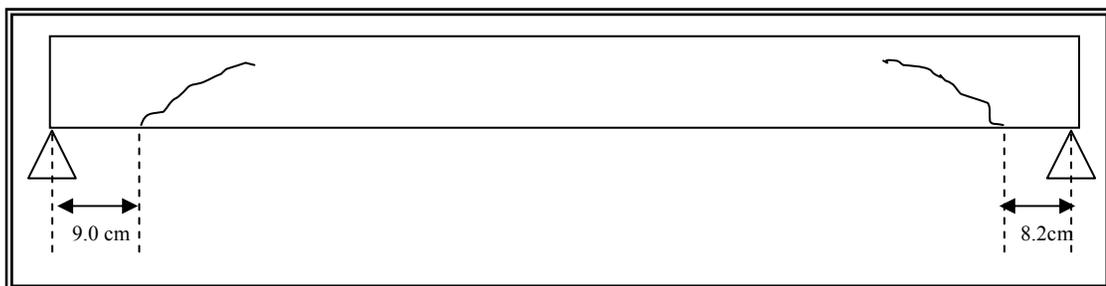


FIGURA 31

Datos obtenidos de lecturas con el flexómetro, así como la fuerza aplicada y registrada por la celda:

CARGA (kg)	DEFORMACION (cm)
0	0.00
205	0.10
410	0.20
610	0.30
1000	0.40
1340	0.50
1508	0.50
1932	0.60
2007	0.60
2379	0.70
2506	0.70
2915	0.80
3005	0.90
3304	0.90
3504	1.00
3804	1.00
4000	1.10
4380	1.20
4589	1.30
4650	1.30
4902	1.40
5000	1.40
5239	1.50
5500	1.50
5877	1.80
6000	1.80
6100	1.90
5854	2.00
5726	2.20
5564	2.40
5188	2.80
3500	Carga de ruptura

TABLA 8



FIGURA 32

590 kg finas grietas a flexión
 1187 kg grietas a cortante a penas perceptibles
 En 3484 cecen levemente las grietas } a flexión.
 En 2780 kg cortante aumenta (grietas)
 LA grietas a cortante aumentan en cantidad y grosor en 5333 kg
 En 6000 kg crecen grietas por flexión

3.3.3 VIGA CON ESTRIBOS $f_y = 6,000 \frac{kg}{cm^2}$

ENSAYE DE VIGA "T"

Concreto	$f_c' = 189 \frac{kg}{cm^2}$
Dos varillas No. 6 (lecho inferior)	$f_y = 4561 \frac{kg}{cm^2}$
Dos varillas No. 4 (lecho superior)	$f_y = 4409 \frac{kg}{cm^2}$
Estribos No. 3/16" @ 4.5 cm	$f_y = 6175 \frac{kg}{cm^2}$
	$\rho = 0.0279$
	$\rho = 0.0125$

Como en el caso anterior, se realizaron dos pruebas a tensión de cada una de las calidades de acero utilizadas.

El resultado de la prueba a compresión, consistente en colocar los cilindros de concreto con las medidas estándar (15 cm de diámetro por 30 cm de altura) en un aparato que aplica una carga hasta que falle la pieza.

El proporcionamiento del concreto, se realizó mediante el procedimiento ACI.
Las dimensiones de la viga, así como las distancias de aplicación de la carga su muestran en la siguiente figura:

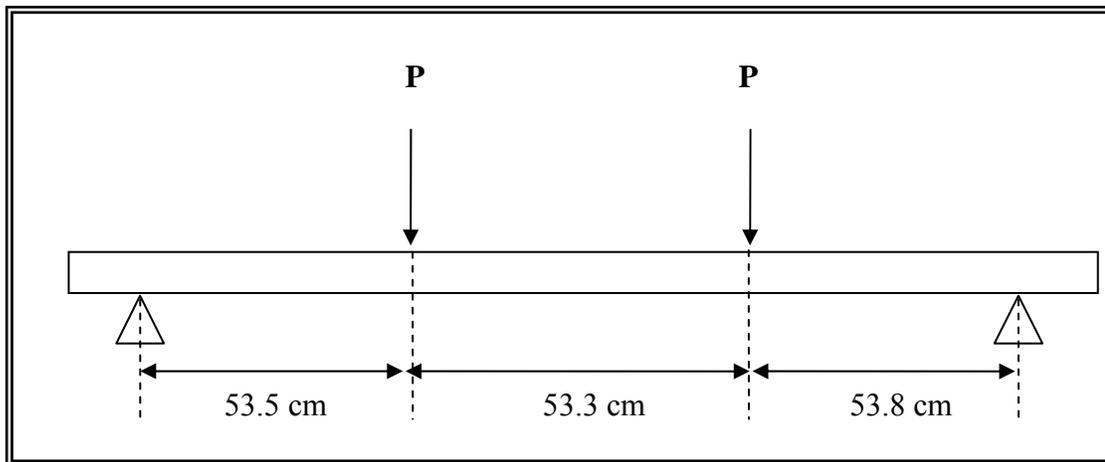


FIGURA 33

Se comenzó por aplicar una carga incrementando ésta a una velocidad constante de 200 kg hasta llegar a los 6194 kg. Al aplicar una carga de 1500 kg surgieron las primeras grietas por cortante, creciendo éstas a una carga de 2700 kg incrementándose aún más hasta llegar a una carga de 3450 kg mientras que las grietas debidas a flexión a los 3600 kg son notorias, surgiendo más grietas de cortante bajo los 3800 kg a la vez que crecen las ya existentes. En los 4400 kg se presenta un ligero aplastamiento mientras que a los 4750 kg se escuchó un súbito sonido en el elemento. Se puede observar que hay más grietas del lado izquierdo que del lado derecho. Trueno ligeramente en algunas ocasiones al aumentar las cargas. Crecen las grietas a cortante a los 5600 kg, aumentando su grosor. Las grietas a flexión no varían considerablemente.

En los 5931 kg aumentan las grietas de cortantes.

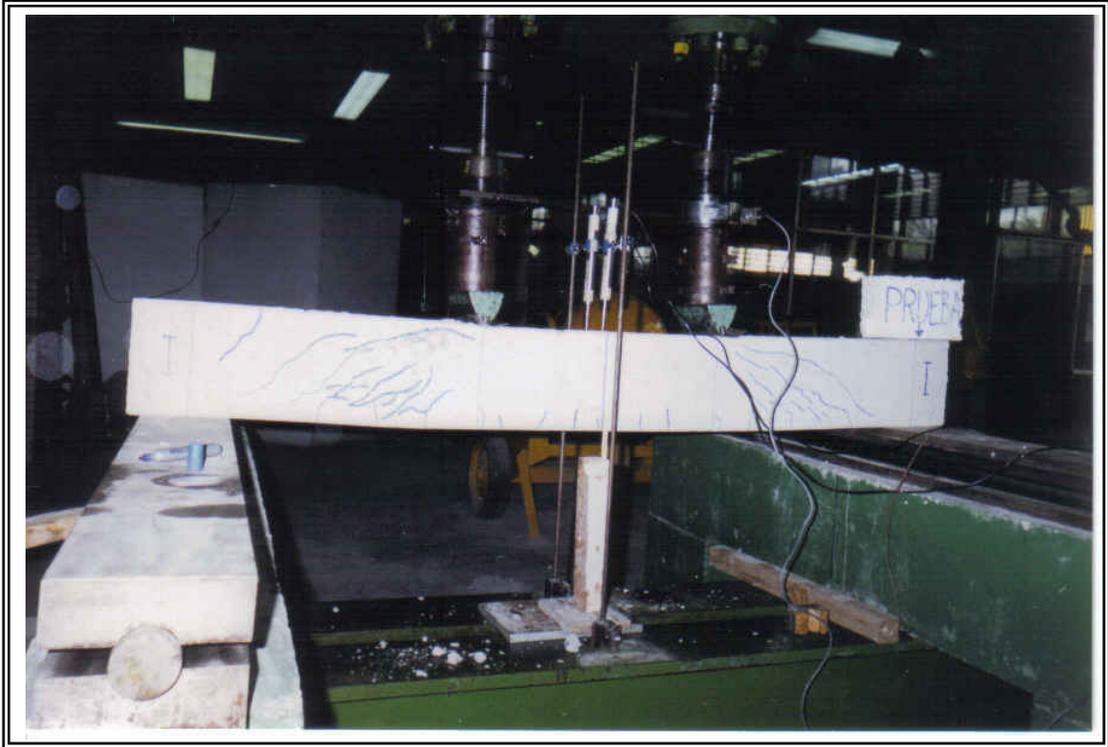


FIGURA 34



FIGURA 35

Datos obtenidos de lecturas con el flexómetro, así como la fuerza aplicada y registrada por la celda:

ACERO DE ALTA RESISTENCIA PARA RESISTIR CORTANTE EN VIGAS DE CONCRETO REFORZADO

CARGA(kg)	DEFORMACIÓN(cm)
0	0.00
200	0.10
400	0.20
600	0.20
800	0.30
1000	0.40
1200	0.40
1400	0.40
1600	0.50
1800	0.50
2000	0.60
2200	0.60
2400	0.70
2600	0.80
2800	0.80
3000	0.80
3200	0.80
3400	0.90
3600	0.90
3800	1.00
4000	1.10
4200	1.10
4400	1.20
4600	1.20
4800	1.30
5000	1.30
5400	1.40
5800	1.50
5891	1.50
5971	1.60
5977	1.70
5984	1.80
6000	1.90
6049	1.90
6064	2.00
6107	2.00
6154	2.10
6170	2.10
6194	2.20
6156	2.30
6130	2.30
6100	2.40
6091	2.50

TABLA 9

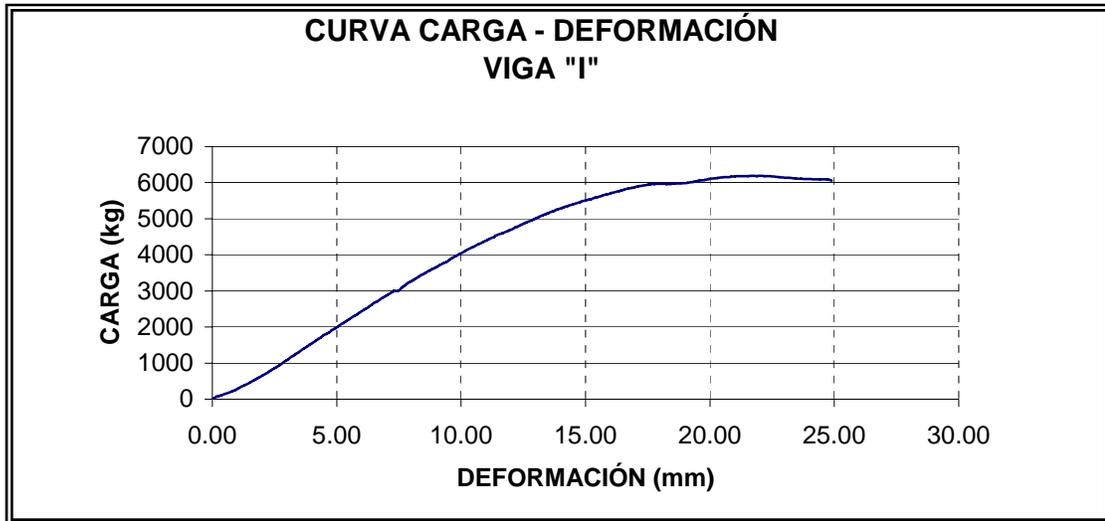


FIGURA 36

En esta gráfica se puede observar el efecto de confinamiento de los estribos a partir de los 20 mm a los 25 mm aproximadamente, en el cual sin aumentar la carga aplicada la deformación del elemento continúa, hasta llegar a la falla.

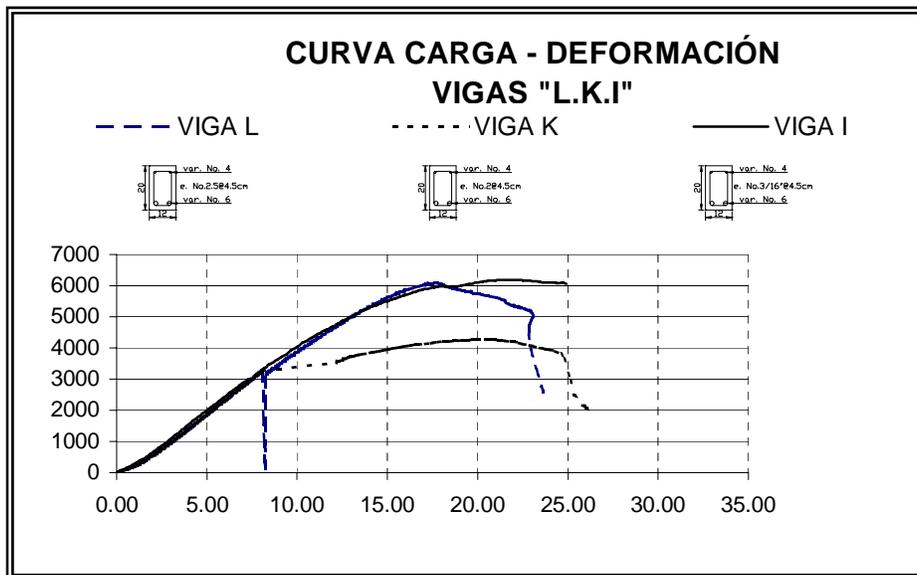


figura 37

Comentarios Viga I.

1500 kg surgen las primeras gritas debidas a cortante incrementándose en 2700 kg y aumentando en tamaño al llegar a una carga de 3540 kg

En 4400 kg surge un aplastamiento en la parte superior de la sección de la viga de concreto y en 4750 se escucha un súbito sonido en el elemento.

Truena ligeramente al aumentar la carga, aumentan su grosor las líneas de cortante en 5600 kg aumentan más en 5931 kg

3.3.4 COMENTARIOS

1. Puede notarse que la carga entre las vigas K e I es similar aunque la deformación en la falla es mayor en la viga I.
2. En las vigas L y K. Estribos #2,5 y 2 respectivamente al originarse la falla por flexión las grietas por cortante y tuvieron un comportamiento similar en tensión, grosor y forma no fallaron por cortante.
3. En la viga I con estribos acero grado 6000 la falla a cortante fue notoria por el crujido del elemento y la cantidad escandalosa de la grietas por cortante.
4. El aplastamiento en la viga I es muy notable.
5. Si en la viga K (figura 38) se hubiese confinado con estribos esa zona del elemento posiblemente no hubiese surgido ese doblez en el acero a compresión.

3.4 ENSAYE DE VIGA "A"

3.4.1 VIGA SIN ESTRIBOS $a/h = 0.85$

$$\rho = 0.0279 \text{ Y } \rho' = 0.0070$$

Este modelo se construyó con varilla No. 6 en el lecho inferior y varilla No. 3 en el lecho superior, ambos aceros con $f_y = 4,561 \frac{kg}{cm^2}$.

El resultado de la prueba a compresión, consistente en colocar los cilindros de concreto con las medidas estándar (15 cm de diámetro por 30 cm de altura) en un aparato que aplica una carga hasta que falle la pieza. Para esta viga fue de $f'_c = 215 \text{ kg/cm}^2$.

El proporcionamiento del concreto, se realizó mediante el procedimiento ACI.

Las dimensiones de la viga, así como las distancias de aplicación de la carga su muestran en la siguiente figura:

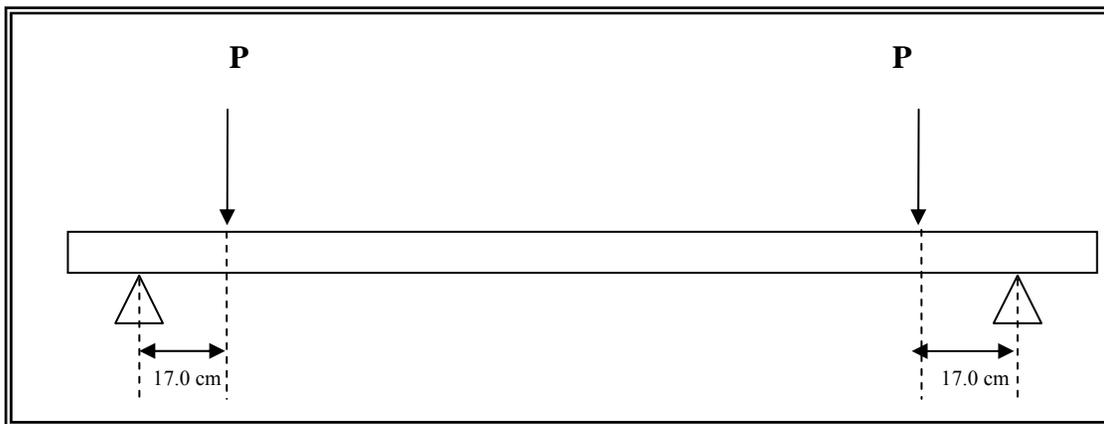


FIGURA 38

En 1400 kg se nota el surgimiento de una grieta de cortante. En los 2800 kg se forman las primeras grietas a cortante del lado derecho de la viga.

En los 3200 kg en ambos lados se a formado la grieta a cortante. En los 4800 kg la grieta crece con mayor rapidez.

Cuando en el Sistema de Adquisición de Datos se registró una carga de 5540 kg se presentó la falla por cortante.



FIGURA 39

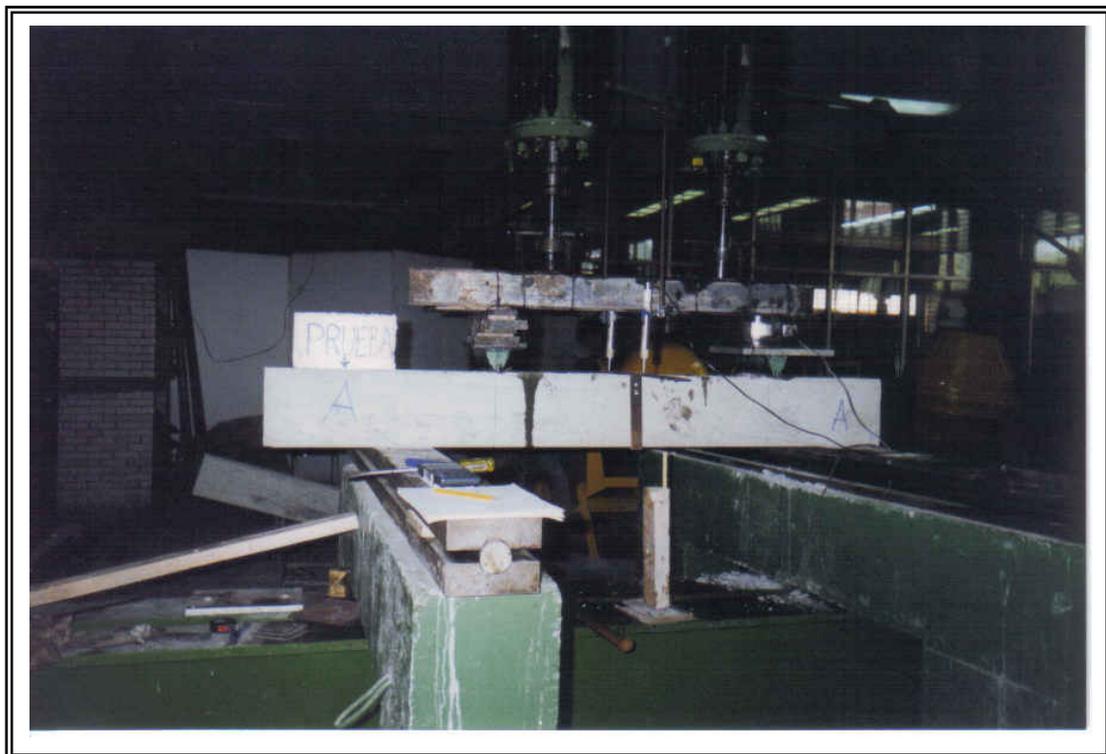


FIGURA 40

La distancia del punto de apoyo a la cual comienza la grieta de cortante que es la que se muestra en la figura 23.



FIGURA 41

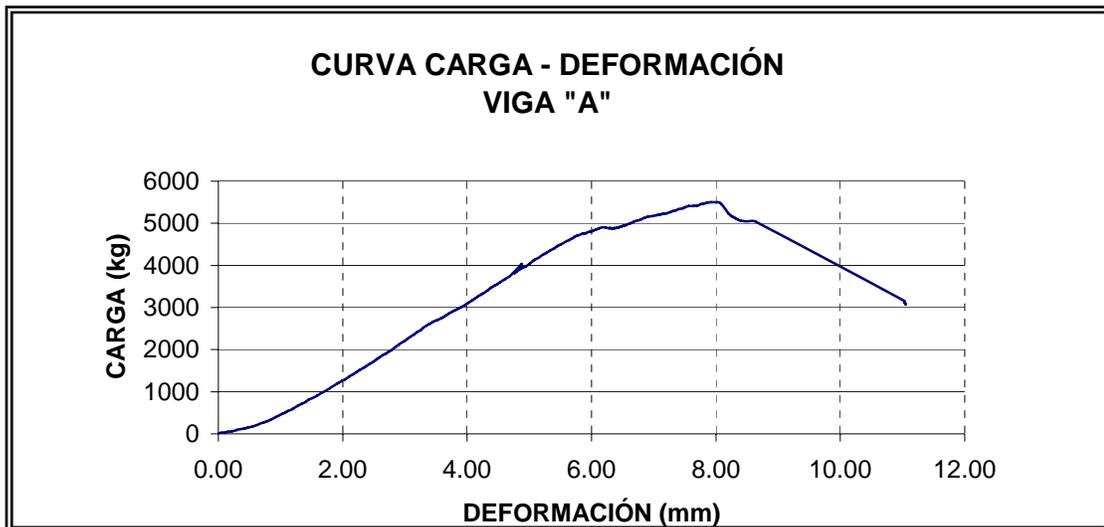


FIGURA 42

3.4.2 VIGAS SIN ESTRIBOS $a/h = 1.275$

ENSAYE DE VIGA "B"

Este modelo se construyó con dos varillas No. 6 en el lecho inferior y dos varillas No. 3 en el lecho superior, ambos aceros con $f_y = 4,561 \frac{kg}{cm^2}$.

El resultado de la prueba a compresión, consistente en colocar los cilindros de concreto con las medidas estándar (15 cm de diámetro por 30 cm de altura) en un aparato que aplica una carga hasta que falle la pieza. Para esta viga fue de $f'c = 215 \text{ kg/cm}^2$.



FIGURA 43

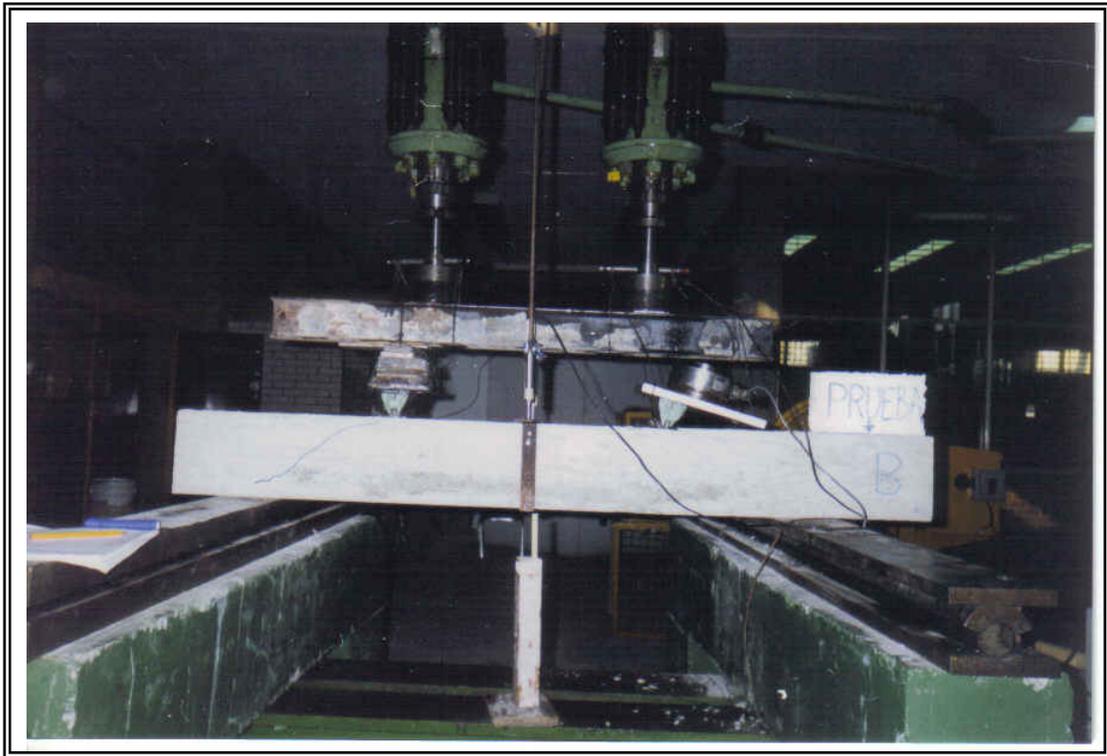


FIGURA 44

El proporcionamiento del concreto, se realizó mediante el procedimiento ACI. Las dimensiones de la viga, así como las distancias de aplicación de la carga se muestran en la siguiente figura:

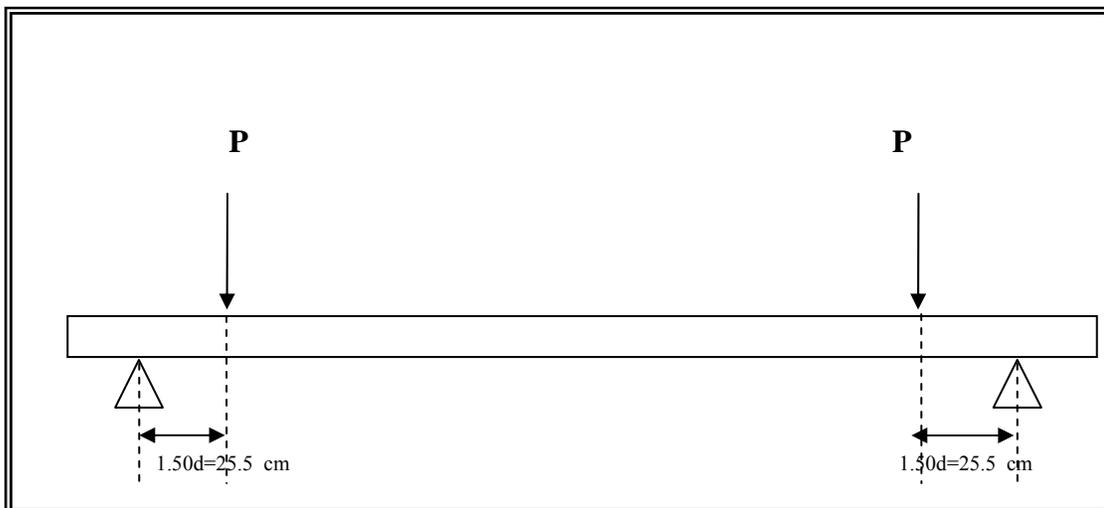


FIGURA 45

En 1400 kg se registró la primera grieta de cortante. A los 2150 kg se registra claramente la grieta de cortante atravesando totalmente la viga. En los 2700kg crece el grosor de l grieta a cortante. En los 3150 kg las grietas crecieron en grosor. Mientras que en los 2800 kg la grieta es totalmente clara, produciéndose la falla. Se procedió a descargar el elemento al llegarse a los 2841 kg, iniciando nuevamente los registros

de carga y deformación del elemento. La carga máxima aplicada en la segunda instrumentación al elemento fue de 3290 kg.

La distancia del punto de apoyo en la cual comienza la grieta de cortante es la que se muestra en la figura 47.

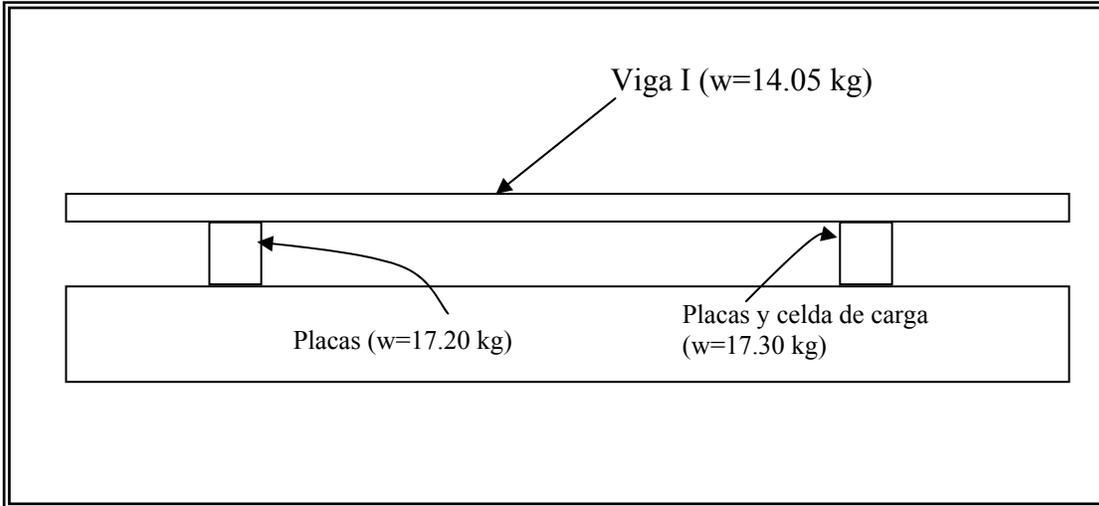


FIGURA 46

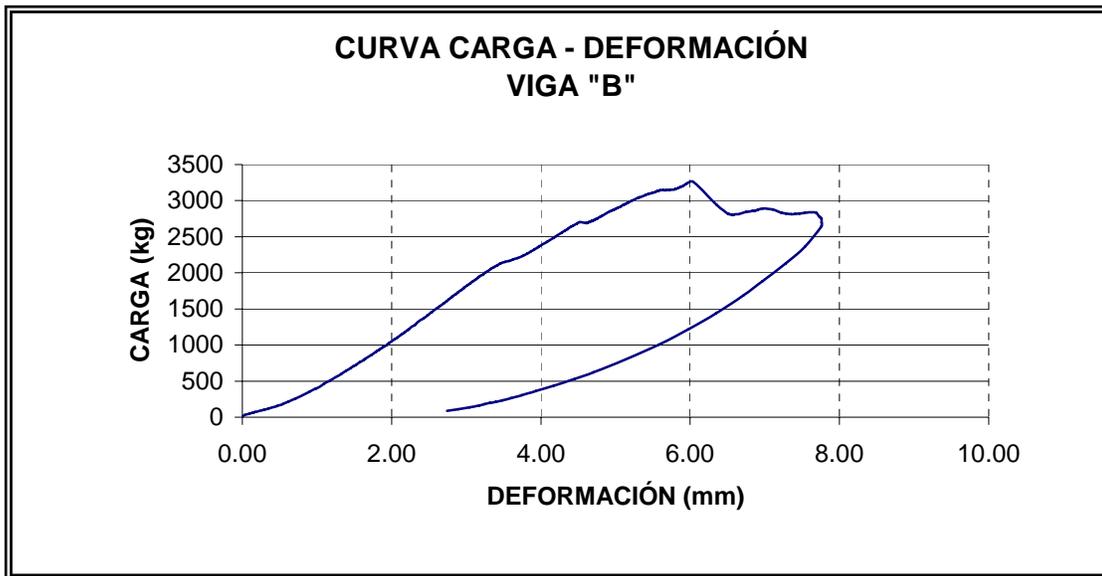


FIGURA 47

3.4.3 ENSAYE DE VIGA “C”

3.4.4 VIGA SIN ESTRIBOS $a/h = 0.213$, $a/h=0.319$ y $a/h=0.425$

Este modelo se construyó con varilla No. 6 en el lecho inferior y varilla No. 3 en el lecho superior, ambos aceros con $f_y = 4,561 \frac{kg}{cm^2}$, sin estribos.

El resultado de la prueba a compresión, consistente en colocar los cilindros de concreto con las medidas estándar (15 cm de diámetro por 30 cm de altura) en un aparato que aplica una carga hasta que falle la pieza. Para esta viga fue de $f'_c = 215 \frac{kg}{cm^2}$.

Una vez transcurridos los 28 días de fraguado, se procedió a colocar la viga sobre los apoyos del marco de carga universal, centrándola, así como colocando los actuadores en cada uno de los tercios de la viga, poniendo entre las balas de los actuadores y la viga un riel de acero cuyo peso es de 14.05 kg más 17.2 kg de la celda de carga y cilindros de acero, dando un total de 24.2 kg cuyo valor se sumará a la carga máxima registrada por el SAD (Sistema de Adquisición de Datos).

Posteriormente se procedió a instrumentar la viga con el SAD, colocando los LVDT's (deformímetros) al centro de la viga, así como la celda de carga entre el riel de acero y uno de los actuadores.

Posteriormente se colocó un flexómetro en el centro de la viga, para de esta forma conocer el incremento de deformación al ir incrementando la carga a velocidad constante.

Las distancias de aplicación de la carga se muestran en la siguiente figura:

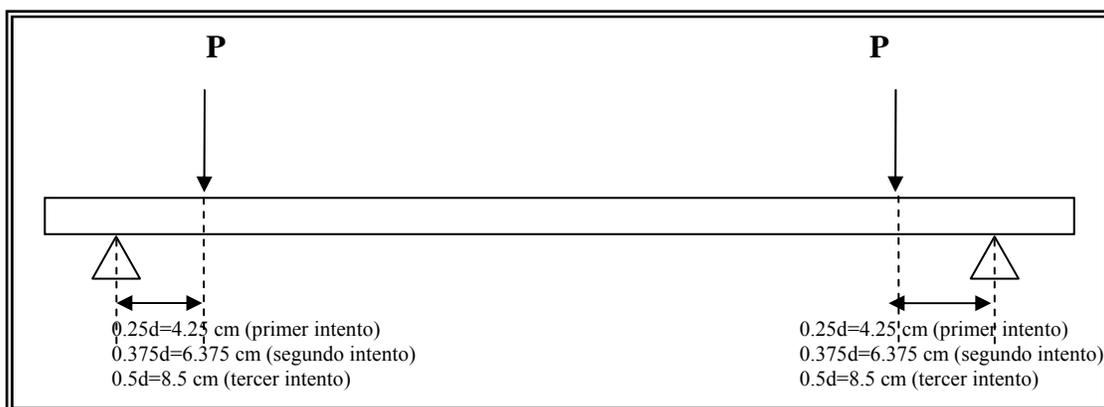


FIGURA 48



FIGURA 49

Primer intento. Se presentaron las primeras grietas al aplicar 200 kg fuera del claro de cortante. En los 900 kg aparece la primer grieta en el centro del claro.

En los 3500 kg surge una grieta que tiene una cierta inclinación.

Al llegar a los 6000 kg se aprecia claramente una grieta de cortante.

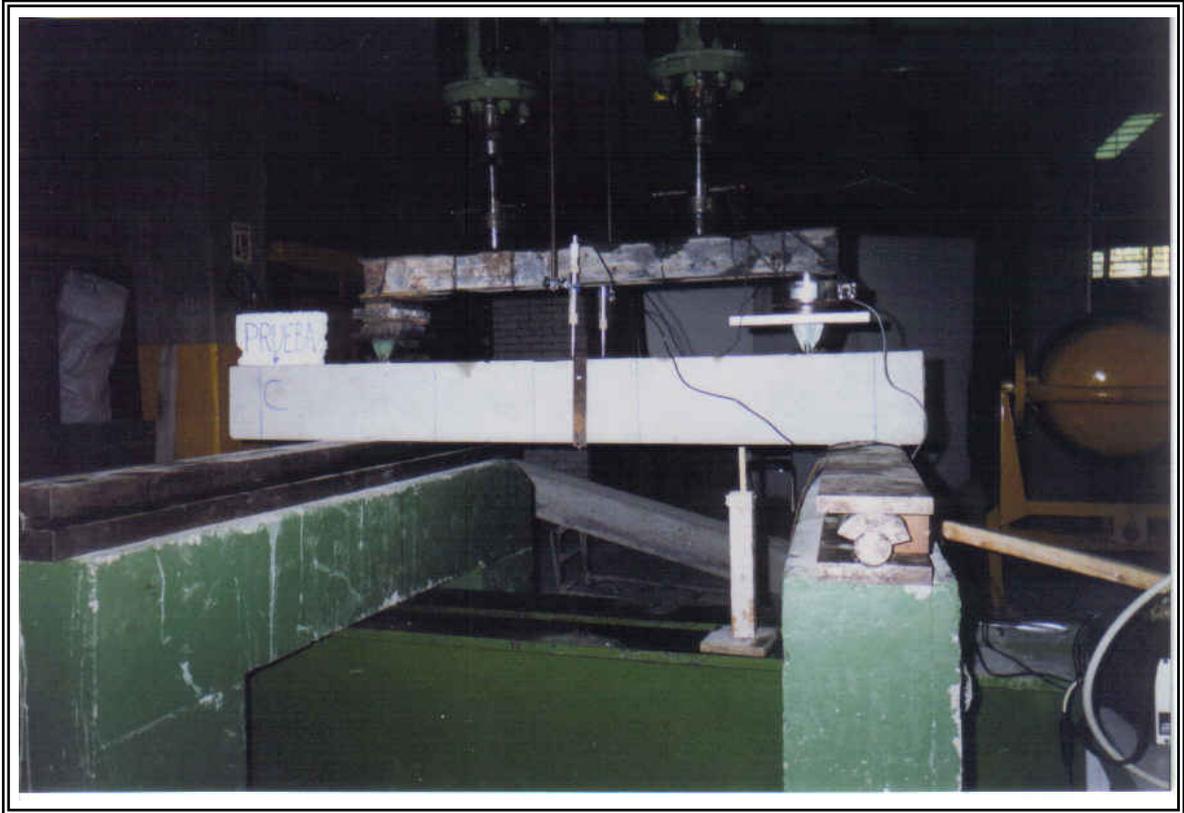


FIGURA 50

En 5050 kg aparece la primer grieta a cortante. En los 5400 kg aparecen grietas en ambos lados de la viga. Mientras que la máquina registró 6380 kg la celda 6000 kg.

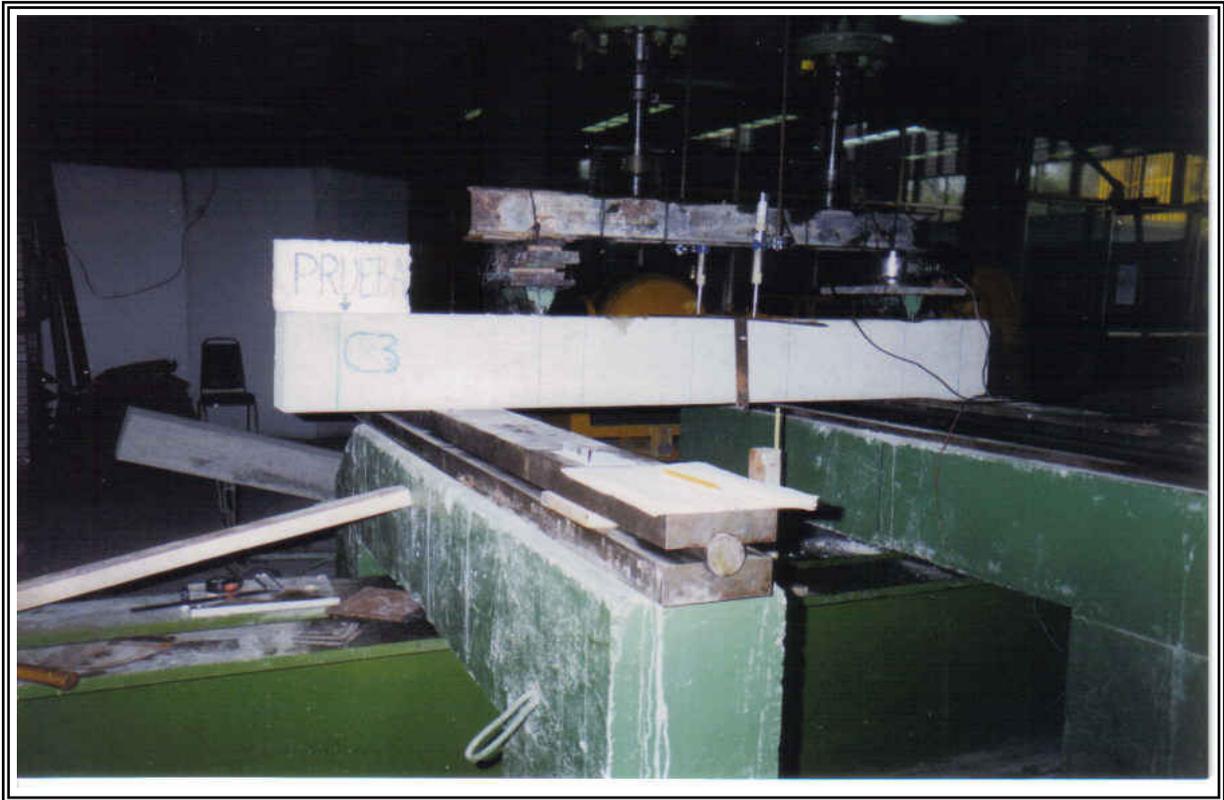


FIGURA 51

Segundo intento. En 5400 kg se tiene 0.5 cm de deformación al centro del elemento. Al llegar a los 5500 kg la grieta de cortante quedó claramente definida.



FIGURA 52

Tercer intento. En los 1950 kg una de las líneas de cortante cambió de dirección hacia el punto donde se aplica la carga. En los 5500 kg aparecieron las grietas a cortante siendo muy claras a simple vista. Al llegar a los 5874 kg se puede ver que la viga está cediendo debido al cortante, llegando a su resistencia máxima en los 6022 kg.

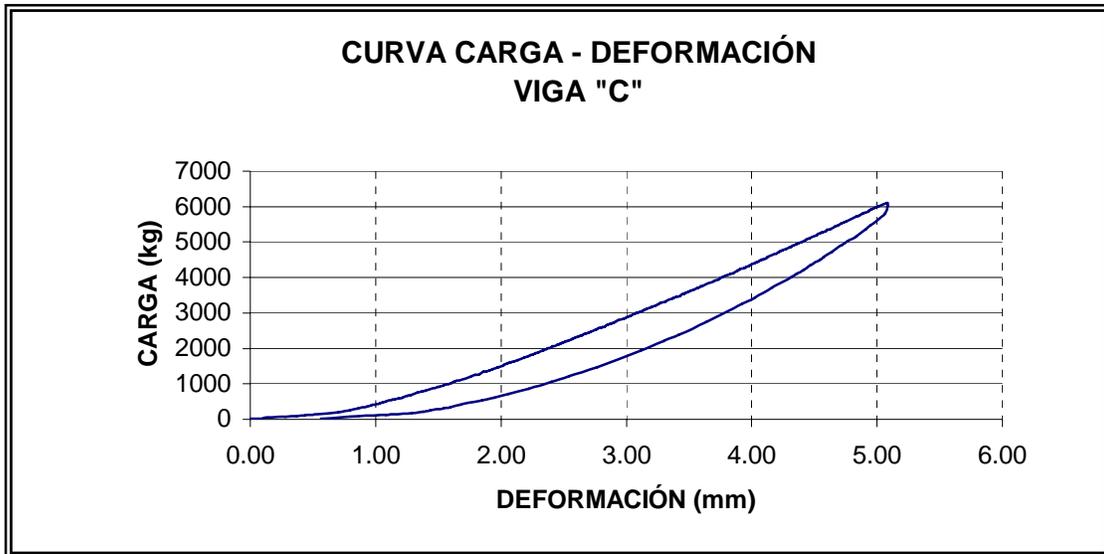


FIGURA 53

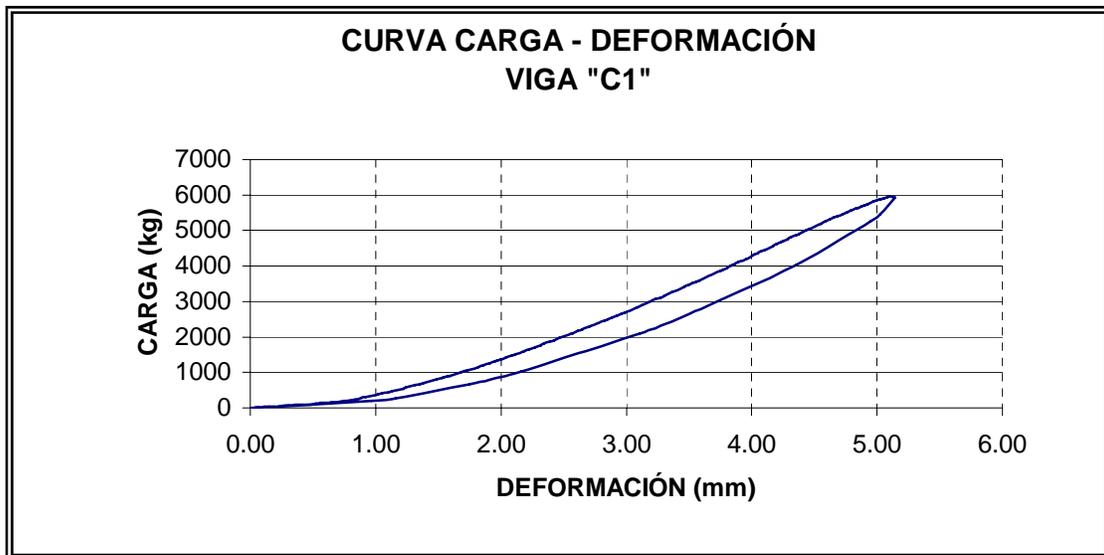


FIGURA 54

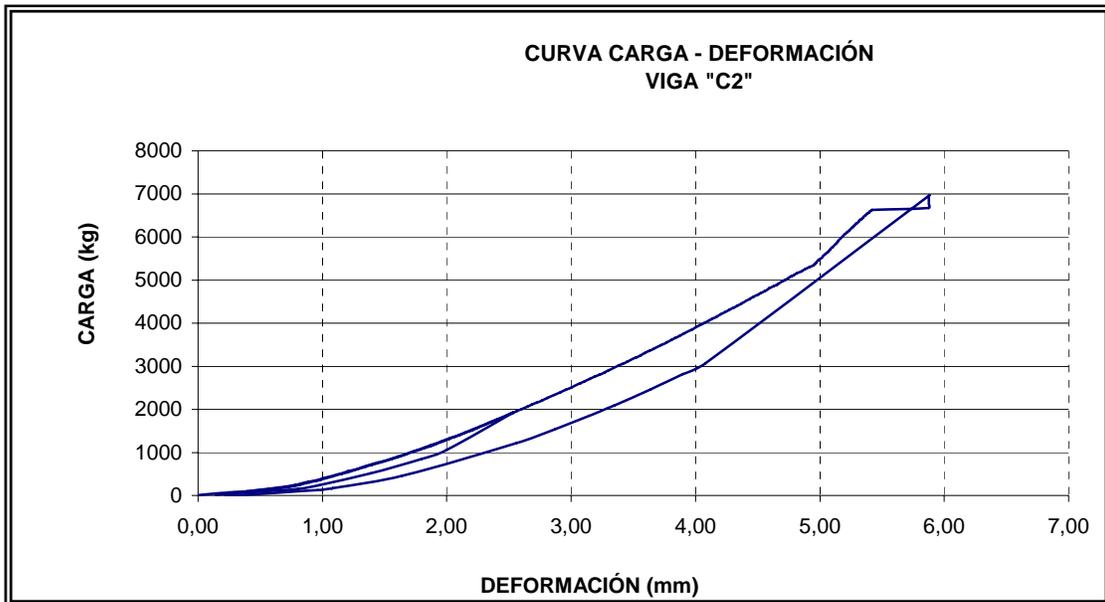


FIGURA 55

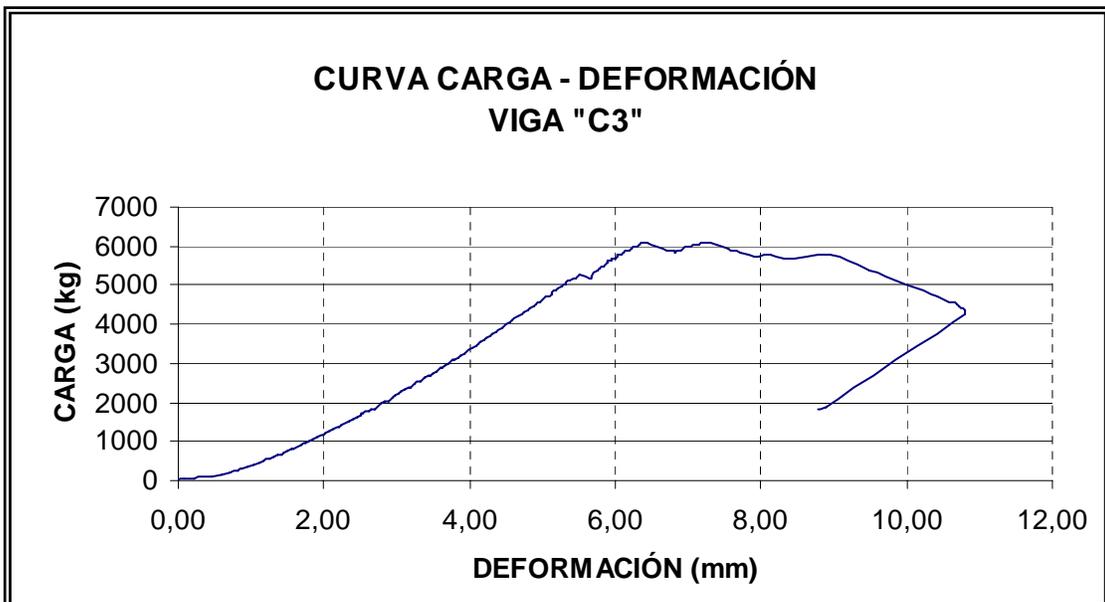


FIGURA 56

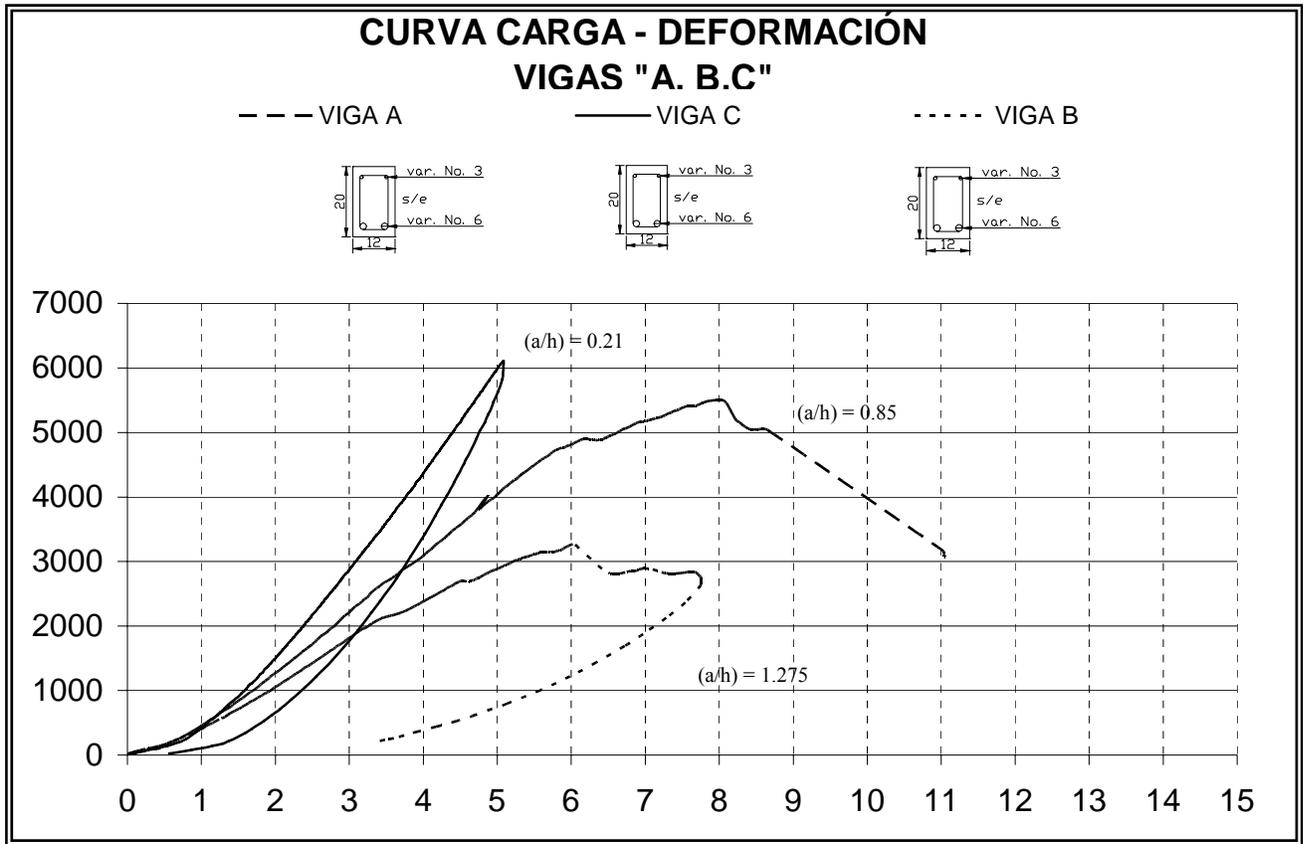


Figura 57

3.4.4 COMENTARIOS

1. No se recuperaron en forma similar después de la carga ninguna de las tres vigas.
2. Al no tener ninguna clase de refuerzo por cortante, las tres vigas fallaron por cortante.
3. Es claro que la resistencia a cortante depende de la relación $\frac{M}{Vh}$ que en este caso se reduce a $\frac{a}{h}$, ya que $M = Va$.
4. A menor $\frac{a}{h}$ mayor resistencia del concreto a cortante.
5. Los varios ensayos de la viga C hacen ver que para $\frac{a}{h}$ bajos la resistencia del concreto a cortante casi es la misma, al menos para el intervalo $\frac{a}{h}$ mayor a 0.21 y menor a 0.725.

TABLA DE RESUMEN DE VIGAS ENSAYADAS

No. VIGA	b (cm)	h (cm)	L (cm)	a/h (cm)	carga de falla (kg)	inicio de grietas por flexión	inicio de grietas de cortante (kg)	$p=As/(bd)$	$p=A's/(bd)$	As inferior	As superior	As de estribos
1	A	12	20	160	1,275	-	-	0,0279	0,0070	5,7	1,42	
2	B	12	20	160	0,85	-	-	0,0279	0,0070	5,7	1,42	
3	C	12	20	160	0,21	-	-	0,0279	0,0070	5,7	1,42	
4	D	12	20	160,3		2300	1250	0,0125	0,0048	2,54	0,98	0,64
6	F	12	20	159,9		2030	800	0,0125	0,0048	2,54	0,98	0,356
10	J	12	20	160,6		6194	3600	0,0125	0,0048	2,54	0,98	0,98
7	G	12	20	160,5		4270	1600	0,0194	0,0048	3,96	0,98	0,64
5	E	12	20	160,4		2280	700	0,0194	0,0048	3,96	0,98	0,356
8	H	12	20	160,5		4253	2600	0,0194	0,0048	3,96	0,98	0,98
11	K	12	20	161		6100	1932	0,0279	0,0125	5,7	2,54	0,64
9	I	12	20	161,1		4685	2500	0,0279	0,0125	5,7	2,54	0,356
12	L	12	20	161,6		6335	2671	0,0279	0,0125	5,7	2,54	0,98

ACERO DE ALTA RESISTENCIA PARA RESISTIR CORTANTE EN VIGAS DE CONCRETO REFORZADO

TABLA DE RESUMEN DE VIGAS ENSAYADAS.

No. VIGA	TIPO DE FALLA	REFUERZO LECHO INFERIOR	REFUERZO LECHO SUPERIOR	fc (kg/cm ²)	fy lecho inferior (kg/cm ²)	fy estribo (kg/cm ²)	diam. de estribo (cm)	As estribo (cm ²)	Mcal (kg*cm)	Vcal (kg)	P (kg)	estribos	def. (mm)
1	A frágil	2#6	2#3	215	4561	-				1496	5540	ninguno	
2	B frágil	2#6	2#3	215	4561	-				1496	3290	ninguno	
3	C frágil	2#6	2#3	215	4561	-				1442	6000	ninguno	
4	D dúctil	2#4	2#2.5	204,4	4409	2530	0,635	0,634	158549	4013	2300	#2@8.5 cm	18
5	F dúctil	2#4	2#2.5	192,4	4409	4421	0,794	0,99	158549	5315	2300	3/16"@8.5 cm	14
6	J dúctil	2#4	2#2.5	189	4409	6174	0,477	0,358	158549	9275	2090	2.5"@8.5cm	16
8	G dúctil	2#5	2#2.5	207	4320	6174	0,477	0,358	234464	4164	4250	2"@8.5cm	22
7	E dúctil	2#5	2#2.5	192,4	4320	6174	0,477	0,358	234464	5466	4270	3/16"@8.5cm	21
9	H dúctil	2#5	2#2.5	207	4320	2530	0,635	0,634	234464	9426	4685	#2.5"@8.5 cm	17
11	K dúctil	2#6	2#4	194	4561	2530	0,635	0,634	345403	4154	6100	#2@8.5 cm	19
10	I fragil	2#6	2#4	189	4561	4421	0,794	0,99	345403	5466	6194	3/16"@8.5 cm	22
12	L dúctil	2#6	2#4	194	4561	4421	0,794	0,99	345403	9426	6335	#2.5"@8.5 cm	17

CAPITULO 4. CALCULO DE RESISTENCIA A FLEXIÓN Y CORTANTE CON DATOS DE LABORATORIO

4.1 RESISTENCIA A FLEXIÓN

Como se mencionó anteriormente, del total de 12 vigas, se optó por la construcción de 3 vigas iguales, quedando entonces 4 tipos de vigas armadas de forma diferente. A continuación se presentan los cálculos teóricos, utilizando f'_c y f_y obtenidos de pruebas de laboratorio.

4.1.1 VIGA F

De las pruebas realizadas a compresión para obtener el f'_c de esta viga así como las de tensión del acero utilizado, se tienen que $f'_c = 192.4 \frac{kg}{cm^2}$, además, $f_c'' = 0.85 f_c^* = 163.54 \frac{kg}{cm^2}$, (por ser ensayos de laboratorio $f'_c = f^*c$), $f_y = 4409 \text{ kg/cm}^2$:

De expresión (1.10):

$$q = \frac{2.54(4409)}{12(17)(163.54)} = 0.336$$

$b = 12 \text{ cm}$

$d = 17 \text{ cm}$

Por lo que el momento de expresión (1.9b) donde $FR = 1$, porque son condiciones de laboratorio, tenemos:

$$M = 12(17)^2 (163.54) 0.336 [1 - 0.5(0.336)] = 158549 \text{ kg} * \text{cm} \approx 1.59 \text{ Ton} * \text{m}$$

Para encontrar el cortante máximo tenemos:

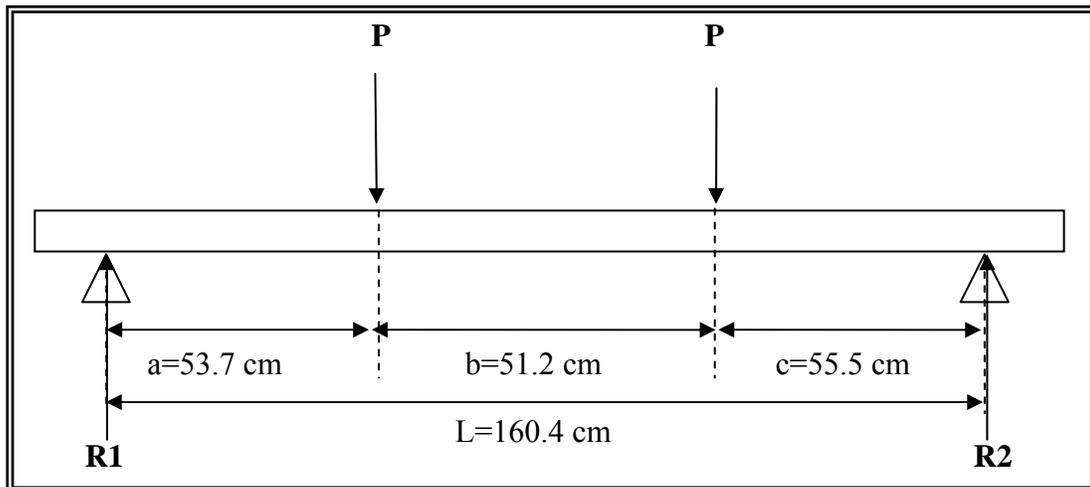


FIGURA 58

Para obtener el cortante bajo estas condiciones se carga tenemos:

$$\Sigma M_2 = 0;$$

$$-R_1L + P(L - a) + Pc = 0$$

$$R_1 = \frac{P(L - a + c)}{L} \quad \dots(1)$$

sustituyendo en (1):

$$R_1 = \frac{2966.8(160.4 - 53.7 + 55.5)}{160.4}$$

$$R_1 = 3000kg$$

$$\Sigma M_1 = 0;$$

$$R_2L - P(L - c) - Pa = 0$$

$$R_2 = \frac{P(L + a - c)}{L} \quad \dots(2)$$

sustituyendo en (2):

$$R_2 = \frac{2966.8(160.4 + 55.5 + 53.7)}{160.4}$$

$$R_2 = 2933.5kg$$

De las reacciones calculadas se comparará la mayor de éstas con la obtenida con el SAD, que en este caso es $R_1=3000$ kg, mientras que la segunda es de $P=3460$ kg.

Esto corrobora que la teoría para el cálculo de cortante es correcto, además estamos dentro de un rango de seguridad debido a que en el ensaye la resistencia del espécimen fue mayor.

4.1.2 VIGA E

De las pruebas realizadas a compresión para obtener el f'_c de esta viga, así como las de tensión del acero utilizado, se tiene que $f'_c=192.4$ kg.

Mientras que de las pruebas a tensión del acero utilizado en esta viga arrojaron un resultado de

$f_y = 4421 \frac{kg}{cm^2}$ en el acero a compresión y $f_y = 4320 \frac{kg}{cm^2}$ en el acero a tensión.

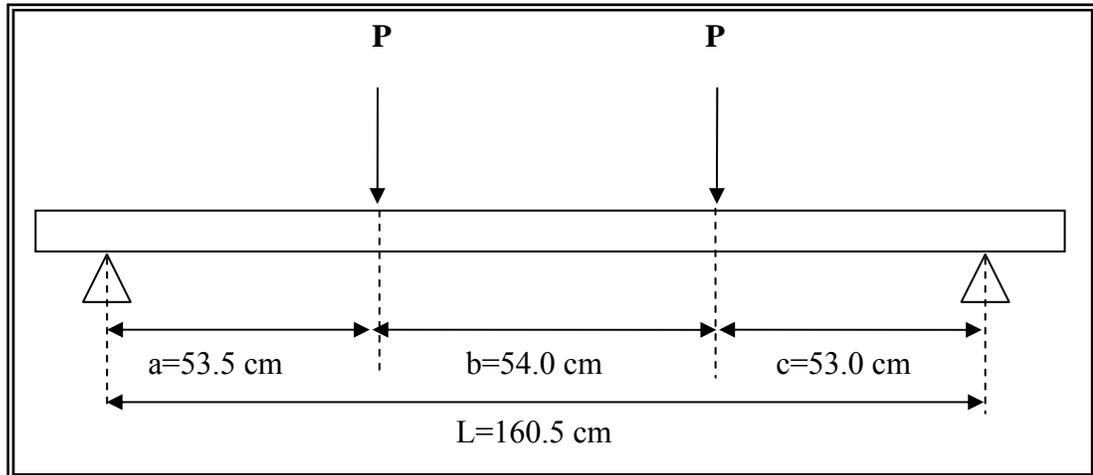


FIGURA 59

Para saber si es viga doblemente armada, calculamos el área de acero máxima a compresión ($A_{s_{max}}$) con la siguiente expresión:

$$A_{s_{max}} = \frac{q b d f_c''}{f_y}$$

donde:

$$q = q_b = 0.47$$

$$b = 12 \text{ cm}$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

$$f_c'' = 0.85 f_c^* = 0.85 f_c' \text{ (por ser pruebas de laboratorio)}$$

$$f_c'' = 0.85(192.4) = 163.54 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

sustituyendo en expresión anterior:

$$A_{s_{max}} = \frac{0.47(12)17(163.54)}{4320} = 3.63 \text{ cm}^2$$

como A_s de la viga es $A_s = 2(1.98) = 3.96 \text{ cm}^2$.

De esta manera tenemos que $A_s > A_{s_{max}}$ se trata de una viga doblemente armada, por lo que procederemos a calcular su resistencia mediante ecuaciones.

$$A_s = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$A_s'' = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$b = 12 \text{ cm}$$

$$f_y = 4421 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$a = \frac{(3.96 - 0.98)4320}{0.85 * 192.4(12)} = 6.5598 \approx 6.56 \text{ cm}$$

Ahora calcularemos por triángulos semejantes la deformación unitaria:

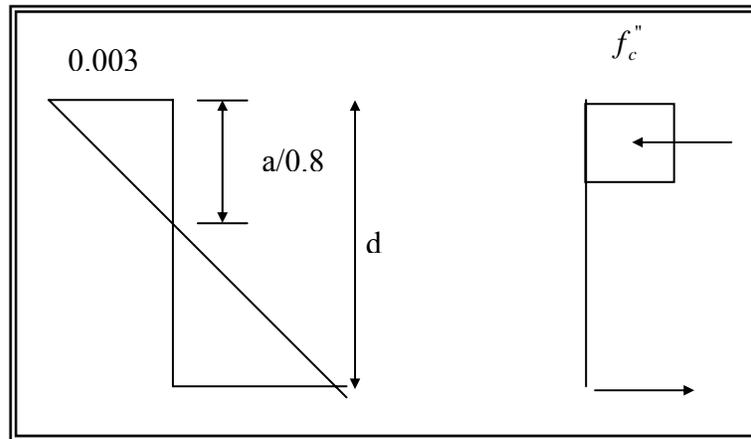


Figura 60

$$\varepsilon_s'' = (1 - \frac{0.8d'}{a})0.003$$

sustituyendo :

$$\varepsilon_s' = (1 - \frac{0.8(4.2)}{6.56})0.003 = 0.00146$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{4320}{2 \times 10^6} = 0.00216$$

$$\varepsilon_s < \varepsilon_y$$

Como método de comprobación, se procederá al cálculo del momento máximo resistente por tanteos ya que no está fluyendo el acero.

Damos el primer valor a $c = 7.5 \text{ cm}$ y por triángulos semejantes, tenemos de la figura:

$$\varepsilon'_s = 0.003 \frac{7.5 - 3.0}{7.5} = 0.0018$$

$$f'_s = \varepsilon'_s E = 0.0018(2 \times 10^6) = 3600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

con lo cual tenemos:

$$C_1 = 0.85 f'_c ab \quad \text{donde } a = 0.8c$$

$$C_1 = 0.85(192.4)6(12) = 11774.88 \text{kg}$$

$$C_2 = A'_s f'_s = 0.98(3600) = 3528 \text{kg}$$

$$C = C_1 + C_2 = 15303 \text{kg}$$

Ahora para la fuerza de tensión tenemos por triángulos semejantes de la siguiente figura:

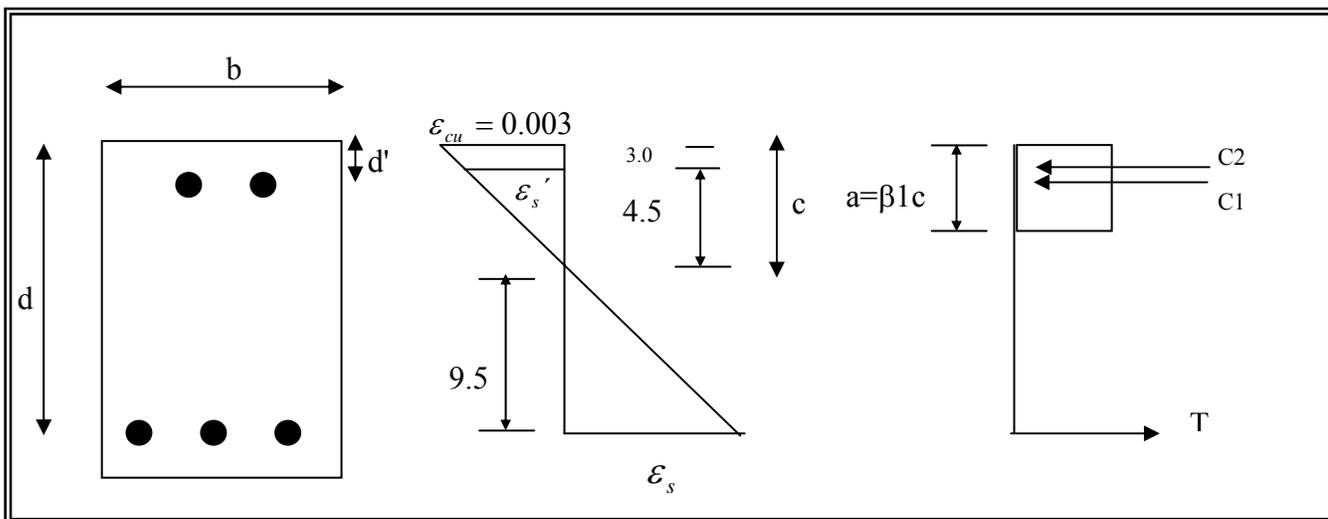


Figura 61

$$\varepsilon'_s = 0.003 \frac{17 - 7.5}{7.5} = 0.0038 \quad \text{como } \varepsilon'_s > \varepsilon_y \Rightarrow f_s = f_y = 4320 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$T = A_s f_y = 3.96(4320) = 17107 \text{kg} \approx 17107 \text{kg}$$

como $C < T$

damos un valor de $c = 9.3 \text{cm}$

$$\frac{\varepsilon'_s}{c-d'} = \frac{\varepsilon_s}{c} \Rightarrow \varepsilon'_s = (c-d') \frac{\varepsilon_s}{c}$$

sustituyendo :

$$\varepsilon'_s = (9.3-3) \frac{0.003}{9.3} = 0.0023$$

$\varepsilon'_s < \varepsilon_y \therefore$ el acero a compresión no fluye

$$f_s = 0.0023 * 2 \times 10^6 = 3954.54 \text{ kg/cm}^2$$

con lo cual tenemos :

$$C_s = 2 \times 10^6 * 0.00203 * 0.98 = 3983.2 \text{ kg}$$

$$C_c = 0.85 f'_c ab \quad a = 0.8c = 0.8(9.3) = 7.44 \text{ cm}$$

$$C_c = 0.85(192.4)0.8(9.3)12 = 14600.9 \text{ kg}$$

$$C = C_s + C_c = 3983.2 + 14600.9 = 18584.1 \text{ kg}$$

e la figura 61 tenemos :

$$\varepsilon_s = \frac{0.003(d-c)}{c} = \frac{0.003(17-9.3)}{9.3}$$

$$\varepsilon_s = 0.00248$$

$\varepsilon'_s > \varepsilon_y \therefore$ el acero a compresión fluye

$$f_s = f_y = 4320 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$T = A_s f_y = 3.96(4320) = 17107 \text{ kg}$$

$$C > T$$

se hicieron varias iteraciones con $c = 8.8 \text{ cm}, 8.6 \text{ cm}, 8.5 \text{ cm}$

$$\varepsilon'_s = (8.5-3) \frac{0.003}{8.5} = 0.00194$$

$\varepsilon'_s < \varepsilon_y \therefore$ el acero a compresión no fluye

$$C_s = E_s \varepsilon'_s A'_s = 2 \times 10^6 (0.00194)(0.98) = 3804.7 \text{ kg}$$

$$C_c = 0.85(192.4)(0.8)(8.5)(12) = 13344.86 \text{ kg}$$

$$C = C_s + C_c = 3804.7 + 13344.86 = 17149.6 \text{ kg}$$

como $C \approx T$ calculamos el momento :

FUERZA (kg)	BRAZO (kg)	MOMENTO (kg*cm)
Cc=13344.86kg	h/2-(a/2)=6.6	88077.0
Cs=3804.7kg	h/2-d''=7.0	26632.9
T=17107.7	h/2-r=7.0	119753.0

$$M = 234464 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Con el valor del momento y las condiciones de carga que tenemos (ver figura 59):

$$\Sigma M_2 = 0;$$

$$-R_1L + P(L - a) + Pc = 0$$

$$R_1 = \frac{P(L - a + c)}{L} \quad \dots(1)$$

sustituyendo en (1):

$$R_1 = \frac{2966.8(160.4 - 53.7 + 55.5)}{160.4}$$

$$R_1 = 3000 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_1 = 0;$$

$$R_2L - P(L - c) - Pa = 0$$

$$R_2 = \frac{P(L + a - c)}{L} \quad \dots(2)$$

sustituyendo en (2):

$$R_2 = \frac{2966.8(160.4 + 55.5 + 53.7)}{160.4}$$

$$R_2 = 2933.5 \text{ kg}$$

$$M_u = \frac{PL}{3}$$

despejando P:

$$P = \frac{3M_u}{L}$$

$$M_u = 234464.0 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$L = 160.5 \text{ cm}$$

$$P = \frac{3(234464)}{160.5} = 4382.5 \text{ kg}$$

La carga P_{real} fue de 4418.9 kg que es ligeramente mayor a 4382.5kg, obtenida del equilibrio.

VIGA I

De las pruebas a compresión para obtener el f'_c de esta viga, así como las tensiones del acero utilizados, se tiene que $f'_c = 189 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4409 \text{ kg/cm}^2$ (Barras del No. 4) y $f_y = 4,561 \text{ kg/cm}^2$ (barras No. 6), respectivamente.

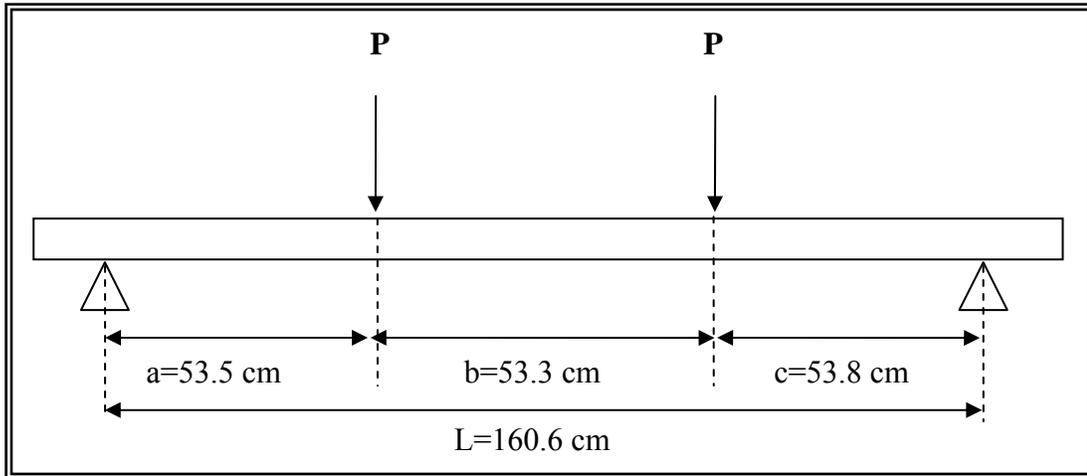


FIGURA 63

Esta viga, al igual que otras dos más, su cálculo y diseño fue de una viga doblemente armada. Ahora, con los datos obtenidos de la viga, procederemos a calcular su resistencia “real” de acuerdo a estos datos y por medio de las mismas fórmulas utilizadas, pero ahora con datos de muestras reales de resistencia de acero y concreto, obtenidos en laboratorio.

Por ser una viga doblemente armada procederemos a calcular su resistencia mediante ecuaciones.

Calculando la deformación por triángulos semejantes de la siguiente figura:

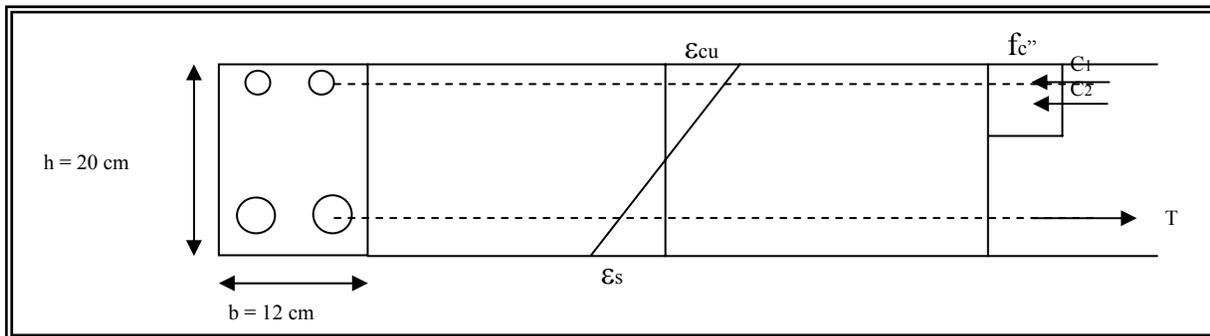


FIGURA 64

Como método de comprobación, se procederá como el caso anterior al cálculo del momento máximo resistente por el método de tanteos.

Damos el primer valor a $c = 8.8\text{cm}$ y por triángulos semejantes tenemos de la siguiente figura:

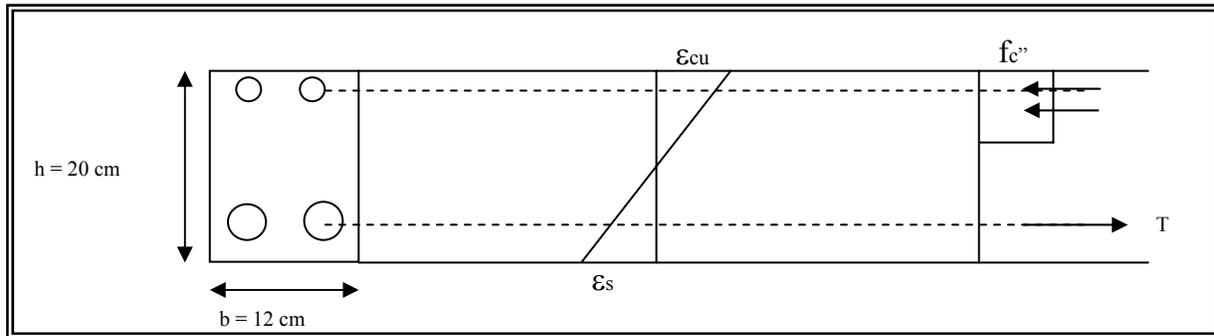


FIGURA 65

Calculo del momento de la Viga I:

$$\varepsilon'_s = 0.003 \frac{8.8 - 3.0}{8.8} = 0.001977$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{4561}{2 \times 10^6} = 0.00228$$

$$\varepsilon'_s < \varepsilon_y$$

entonces :

<<

para la tensión de la figura 61

$$\varepsilon_s = 0.003 \frac{17 - 8.8}{8.8} = 0.00279$$

como $\varepsilon_s > \varepsilon_y$

$$f_s = f_y$$

$$T = f_s A_s = 4561(5.7) = 25997.7 \text{kg}$$

se hicieron varias iteraciones, $c = 9.5 \text{cm}$ y 9.7cm etc, y se llegó a :

$$c = 9.7 \text{cm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \frac{17 - 8.8}{8.8} = 0.00279$$

como $\varepsilon_s > \varepsilon_y$

$$f_s = f_y$$

$$C_s = 2 \times 10^6 (0.00279)(2.54) = 10525.76 \text{kg}$$

$$C_c = 0.85(189)(0.8)9.7(12) = 14959.92 \text{kg}$$

$$C = C_s + C_c = 25485.48 \text{kg}$$

para la tensión de la figura 61

$$\varepsilon_s = 0.003 \frac{17 - 9.7}{9.7} = 0.002558$$

como $\varepsilon_s < \varepsilon_y$

$$f'_s = \varepsilon'_s E = 0.002558(2 \times 10^6) = 4516 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

con lo que tenemos :

$$T = A_s f_y = 5.7(4516) = 25738.14 \approx 25485.5 \text{kg}$$

como $T \approx C$ entonces :

$$C = 9.9 \text{cm}$$

$$\varepsilon'_c = 0.003 \frac{9.8 - 3.0}{9.8} = 0.002082$$

$$f'_s = \varepsilon'_s E = 0.002082(2 \times 10^6) = 4163 \frac{kg}{cm^2}$$

$$C_1 = (0.85)189(0.8)9.8(12) = 15114kg$$

$$C_2 = A'_s f'_s = 2.54(4163) = 10574kg$$

$$C = 25688kg$$

Ahorapara la fuerza de tensión por triángulos semejantes :

$$\varepsilon_c = 0.003 \frac{17.0 - 9.8}{9.8} = 0.00220408$$

como $\varepsilon'_s < \varepsilon_y$, entonces :

$$f'_s = .00220408(2 \times 10^6) = 4408 \frac{kg}{cm^2}$$

$$T = 5.7(4408) = 25126kg$$

como $C \approx T$

Calculamos los momentos:

FUERZA (kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (kg*cm)
Cc=14960	20/10-9.7(0.8)/2=6.12	91555.2
Cs=10526	20/2-3=7.0	73682
T=25738	h/2-r = 10-3=7.0	180166

M=345403 kg*cm

Con el valor del momento y las condiciones de carga que tenemos, y sustituyendo en la expresión (3) los valores donde:

$$A=53.5 \text{ cm}$$

$$M_1=345,403 \text{ kg*cm}$$

Despejando $R_1 = V_1$

$$R_1 = \frac{345,403}{53.5} = 6456.1kg$$

$$R_2 = \frac{345403}{53.8} = 6420.1kg$$

El cortante mayor en esta viga es $R1=6456$ kg que es mayor que el obtenido en las pruebas de laboratorio (6,194 kg).

Grupo de vigas A,B,C

Damos el primer valor a $c = 8.8$ cm y por triángulos semejantes tenemos de la siguiente figura:

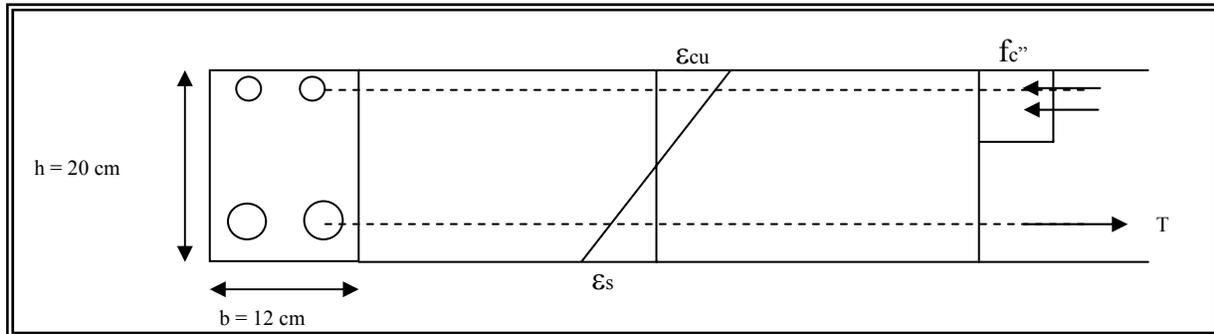


FIGURA 65

Calculo del momento de la viga A :

$$\varepsilon'_s = 0.003 \frac{8.5 - 3.0}{8.8} = 0.001941$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{4561}{2 \times 10^6} = 0.00228$$

$$\varepsilon'_s < \varepsilon_y$$

entonces :

$$f'_s = 2 \times 10^6 (0.001941) = 3882.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_s = 1.42(3882.3) = 5512.9 \text{ kg}$$

$$C_c = 0.85(189)(0.8)(8.5)(12) = 13109.04 \text{ kg}$$

$$C = 16991.34 \text{ kg}$$

para la tensión de la figura 61

$$\varepsilon_s = 0.003 \frac{17 - 8.5}{8.5} = 0.003$$

como $\varepsilon_s > \varepsilon_y$,

$$f_s = f_y$$

$$T = f_s A_s = 4561(5.7) = 25997.7 \text{ kg}$$

se hicieron varias iteraciones, $c = 9.5 \text{ cm}$ y 9.7 cm etc, y se llegó a :

$$c = 9.0 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \frac{17 - 9.0}{9.0} = 0.002667$$

como $\varepsilon_s > \varepsilon_y$,

$$f_s = f_y$$

$$C_s = 4561(1.42) = 6476.62 \text{ kg}$$

$$C_c = 0.85(189)(0.8)9.0(12) = 13880.1 \text{ kg}$$

$$C = C_s + C_c = 20356.78 \text{ kg}$$

para la tensión de la figura 61

$$\varepsilon_s = 0.003 \frac{17 - 9.0}{9.0} = 0.00267$$

como $\varepsilon_s > \varepsilon_y$,

$$f_s = f_y = 4561 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

con lo que tenemos :

$$T = A_s f_y = 5.7(4561) = 25998 \approx 25485.5 \text{ kg}$$

como $T \approx C$ entonces :

$$C = 9.9 \text{ cm}$$

$$\varepsilon'_c = 0.003 \frac{9.8 - 3.0}{9.8} = 0.002082$$

$$f'_s = \varepsilon'_s E = 0.002082(2 \times 10^6) = 4163 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$C_1 = (0.85)189(0.8)9.8(12) = 15114 \text{kg}$$

$$C_2 = A'_s f'_s = 2.54(4163) = 10574 \text{kg}$$

$$C = 25688 \text{kg}$$

Ahorapara la fuerza de tensión por triángulos semejantes :

$$\varepsilon_c = 0.003 \frac{17.0 - 9.8}{9.8} = 0.00220408$$

como $\varepsilon'_s < \varepsilon_y$, entonces :

$$f'_s = .00220408(2 \times 10^6) = 4408 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$T = 5.7(4408) = 25126 \text{kg}$$

como $C \approx T$

Calculamos los momentos:

FUERZA (kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (kg*cm)
$C_c=14960$	$20/10-9.7(0.8)/2=6.12$	91555.2
$C_s=10526$	$20/2-3=7.0$	73682
$T=25738$	$h/2-r = 10-3=7.0$	180166

M=345403 kg*cm

Con el valor del momento y las condiciones de carga que tenemos, y sustituyendo en la expresión (3) los valores donde:

$$A=53.5 \text{ cm}$$

$$M_1=345,403 \text{ kg*cm}$$

$$\text{Despejando } R_1 = V_1$$

$$R_1 = \frac{345,403}{53.5} = 6456.1kg$$

$$R_2 = \frac{345403}{53.8} = 6420.1kg$$

El cortante mayor en esta viga es $R_1=6456$ kg que es mayor que el obtenido en las pruebas de laboratorio (6,194 kg).

4.2 RESISTENCIA A CORTANTE

4.2.1 PRIMER GRUPO DE VIGAS (A, B y C)

A continuación se procederá a calcular la fuerza cortante resistente de la sección propuesta (figura 9) con dos varillas No. 6 en el lecho inferior y dos varillas No. 4 en el superior.

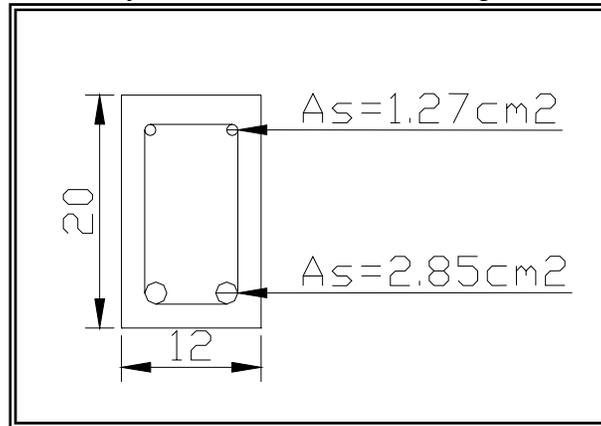


Figura 70. Acotaciones en m.

De 4.1.3 se tiene un $M_R = 345403 \text{ kg} \cdot \text{cm}$

Los cálculos se realizarán sin la intervención de los factores de carga y reducción, suponiendo que la carga se concentra en cada uno de los tercios del claro de la viga como se muestra en la figura 6.

Sustituyendo en expresión (1.11):

$$P' = \frac{3.45(3)}{1.6} = 6.47 \text{ ton} + \text{peso propio}$$

$$P = P' + W_{\text{viga}} = 6.47 + 0.0998/2 = 6.52 \text{ ton}$$

sustituyendo en expresión (1.11b):

$$\rho = \frac{5.70}{12(17)} = 0.0279$$

$$\rho > 0.015$$

entonces se aplica la expresión (1.8):

$$V_c = 0.5\sqrt{215}(12)17 = 1496 \text{ kg}$$

De la tabla de 4.2.1

$$V_{uA} = V_c + V_s = 1496 + 0 = 1496 \text{ kg}$$

$$V_{uB} = V_c + V_s = 1496 + 0 = 1496 \text{ kg}$$

$$V_{uC} = V_c + V_s = 1496 + 0 = 1496 \text{ kg}$$

Para este último grupo de vigas rige el cortante por ser menor que la flexión.

4.2.2 SEGUNDO GRUPO DE VIGAS (viga D, F y J).

A continuación se procederá a calcular la fuerza cortante resistente del segundo grupo de vigas propuestas (Figura 5), cuyo armado para resistir momento flexionante es con dos varillas del No. 4 en el lecho inferior y dos varillas del No. 2.5 en el lecho superior.

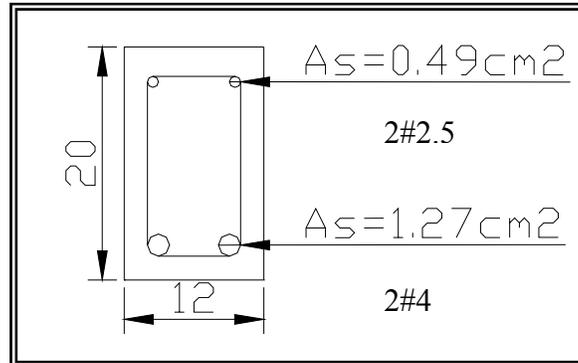


FIGURA 67

Los cálculos se realizaron sin la intervención de los factores de carga y reducción, suponiendo que la carga concentrada en cada uno de los tercios del claro de la viga como se muestra en la figura 6.

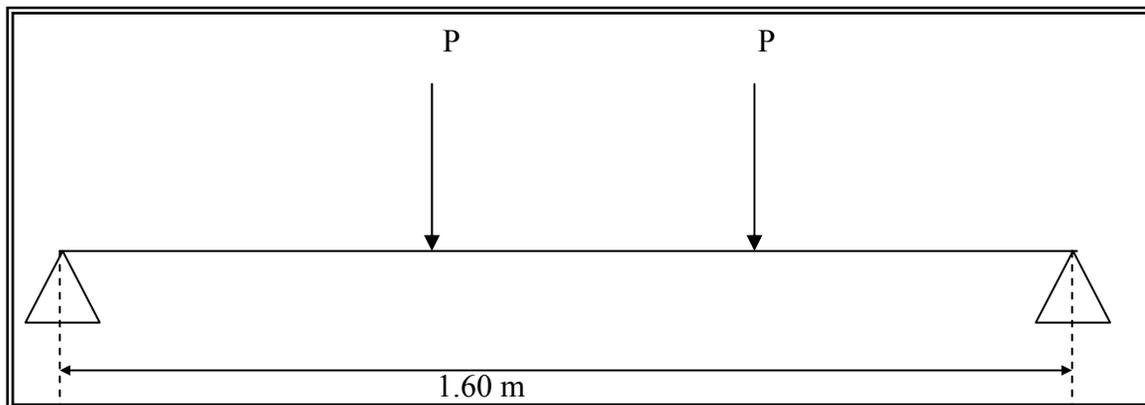


FIGURA 68

El momento máximo producido por las cargas concentradas en cada uno de los tercios del claro de la viga es:

$$M = \frac{PL}{3} \quad \text{K (1.9a)}$$

donde:

P = carga aplicada al tercio del claro de la viga en estudio

L = Claro de la viga

De 4.1.1 se tiene

$$M = 158\,772 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

Este momento que resisten las dos varillas del No. 4 lo igualamos al momento producido por dos cargas P a un tercio de distancia expresión (1.9), y despejando P tenemos:

$$P = \frac{3M_u}{L} \quad K \quad (1.11)$$

$$P = \frac{3(158772)}{1.60} = 2.98ton$$

REVISIÓN DE LA FUERZA CORTANTE RESISTENTE PARA ENSAYE 1

Se proponen estribos con varilla No. 2.5 dos ramas cuya $A_s=2(0.49)=0.98cm^2$
De la cual se obtiene el porcentaje de acero:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad K \quad (1.11b)$$

Sustituyendo en la ecuación (1.11b)

$$\rho = \frac{2 * 0.98}{12(17)} = 0.009607$$

como $\rho < 0.015$ se tiene de la ecuación (1.7):

donde $F_r=1.0$

$$V_c = [(0.20 + 20(0.009607)]\sqrt{170}(12)17 = 1043kg$$

Para V_s tenemos con estribos No. 2.5:

Estribos No. 2.5 $f_y = 4,200 \frac{kg}{cm^2}$		Estribos No. 2 $f_y = 2320 \frac{kg}{cm^2}$		Estribos No. 3/16'' $f_y = 6000 \frac{kg}{cm^2}$	
Separación (cm)	V_s (kg)	Separación (cm)	V_s (kg)	Separación (cm)	V_s (kg)
8.5	8232.0	8.5	2,969.6	8.5	4,272.0
10	6,997.2	10	2,524.2	10	3,631.2
15	4,664.8	15	1,682.8	15	2,420.8
20	3,498.6	20	1,262.1	20	1,815.6
25	2,798.9	25	1,009.7	25	1,452.5
30	2,332.4	30	841.4	30	1,210.4

TABLA 13

$$V_{uD} = V_c + V_s = 1043 + 2970 = 4013kg$$

$$V_{uF} = V_c + V_s = 1043 + 4272 = 5315kg$$

$$V_{uJ} = V_c + V_s = 1043 + 8232 = 9275kg$$

La resistencia a cortante es superior a la resistencia a flexión para este grupo de datos.

4.2.3 TERCER GRUPO DE VIGAS (E, G y H)

A continuación se procederá a calcular la fuerza cortante resistente de la sección propuesta (figura 7) con dos varillas del No. 5 en el lecho inferior y os varillas No. 2.5 en el superior:

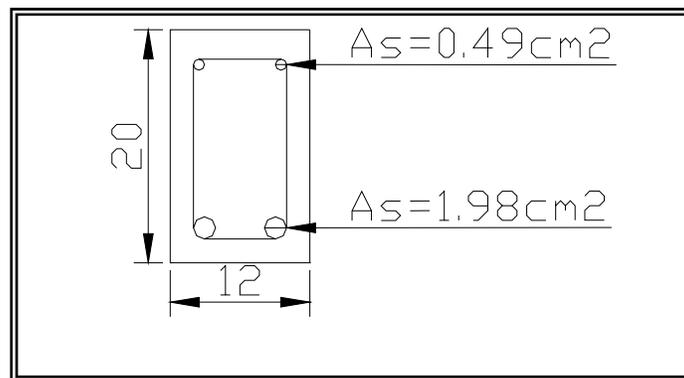


FIGURA 69. Acotaciones EN (cm)

Los cálculos se realizarán como en el caso anterior considerando los factores de carga y reducción como unitarios, suponiendo que la carga es concentrada en cada uno de los tercios del claro de la viga como se muestra en la figura 6.

De 4.1.2 se tiene $M_n = 2.34464kg * cm$

de expresión (1.11):

$$P' = \frac{3(2.34)}{1.6} = 4.389ton$$

$$P = P' + W_{viga} = 4.389 + 0.09998 / 2$$

$$P = 4.44ton$$

sustituyendo en expresión (1.13):

$$\rho = \frac{2(1.98)}{12(17)} = 0.0194$$

$\rho > 0.015 \therefore$ se aplica la expresión (1.8):

$$V_c = 0.5\sqrt{200}(12)17 = 1442kg$$

$$V_s = 4.44 - 1.442 = 2.998ton$$

De la tabla de 4.2.1, V_s varía de acuerdo con el tipo de acero usado en los estribos, por lo que :

$$V_{uE} = V_c + V_s = 1442 + 4272 = 4164kg$$

$$V_{uG} = V_c + V_s = 1442 + 2970 = 5466kg$$

$$V_{uH} = V_c + V_s = 1442 + 8232 = 9426kg$$

Se observa que para la viga E rige la flexión para fines de diseño, mientras que para la viga C y H rige el cortante.

4.2.4 CUARTO GRUPO DE VIGAS (I, K y L)

A continuación se procederá a calcular la fuerza cortante resistente de la sección propuesta (figura 7) con dos varillas del No. 6 en el lecho inferior y dos varillas No. 4 en el superior:

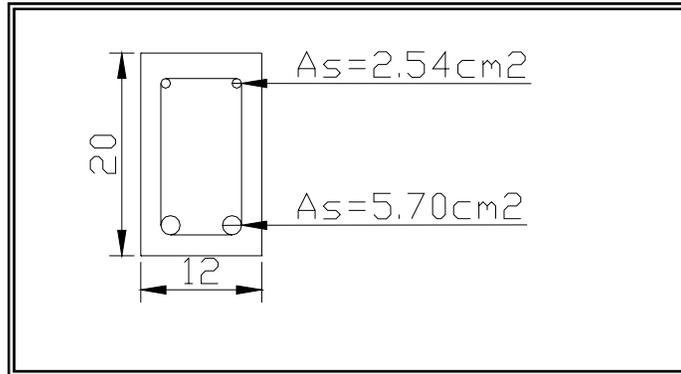


FIGURA 69. Acotaciones EN (cm)

Los cálculos se realizarán como en el caso anterior considerando los factores de carga y reducción como unitarios, suponiendo que la carga es concentrada en cada uno de los tercios del claro de la viga como se muestra en la figura 6.

De 4.1.2 se tiene $M_n = 345403 \text{ kg} \cdot \text{cm}$

de expresión (1.11):

$$P' = \frac{3(3.45)}{1.6} = 6.47 \text{ ton}$$

$$P = P' + W_{\text{viga}} = 6.47 + 0.09998 / 2$$

$$P = 6.79 \text{ ton}$$

sustituyendo en expresión (1.13):

$$\rho = \frac{2(2.85)}{12(17)} = 0.02794$$

$\rho > 0.015 \therefore$ se aplica la expresión (1.8):

$$V_c = 0.5 \sqrt{194} (12) (17) = 1421 \text{ kg}$$

$$V_s = 6.79 - 1.42 = 5.37 \text{ ton}$$

De la tabla de 4.2.1, V_s varía de acuerdo con el tipo de acero usado en los estribos, por lo que :

$$V_{ul} = V_c + V_s = 1421 + 4272 = 5693 \text{ kg}$$

$$V_{uK} = V_c + V_s = 1421 + 2970 = 4291 \text{ kg}$$

$$V_{uL} = V_c + V_s = 1421 + 8232 = 9653 \text{ kg}$$

Se observa en este grupo de vigas que rige la flexión para la viga L, no así para la viga I y K, donde rige el cortante.

CONCLUSIÓN

El confinamiento que dan al concreto los estribos sin una fluencia definida hace que el concreto no pierda su integridad y pueda soportar mayores deformaciones.

Es necesario que los que se dedican a la investigación realicen estudios adicionales para determinar la variación de la resistencia del concreto en función de la relación $\frac{M}{Vh}$, así como para ratificar los resultados aquí encontrados y se pueda modificar la reglamentación.

Los ensayos aquí presentados hacen ver que algunas de las limitaciones de la norma, no tienen fundamento; entre estos están:

- a) Prohibir el uso de acero con fluencia nominal mayor que 4200 kg/cm²
- b) La resistencia del concreto a cortante es superior al establecido por las normas.

Se observó de estos ensayos que se puede tener igual o mayor deformabilidad en vigas con estribos con $f_y > 4200$ kg/cm². Estas vigas presentan mayor fisuramiento diagonal, pero no hay ningún efecto negativo en el comportamiento por este hecho.

También se comprueba que en vigas donde rige la flexión, el usar estribos con $f_y > 4200$ kg/cm² no disminuye el rango de fluencia, sino por el contrario la extiende un poco más, ver viga I y comparar con viga K y L.

ANEXO. CALCULO DE LAS DIMENSIONES DEL DETALLADO (DOBLECES, RADIOS INTERIORES) SEGÚN LAS NTC.

A continuación se calcularán las dimensiones del detallado (dobles, radios interiores de los dobles. Según las Normas Técnicas Complementarias:

El radio interior de un dobléz $> \frac{f_y}{60\sqrt{f'_c}} db$ donde db es diámetro de barra doblada.

Suponiendo que $f'_c = 200 \frac{kg}{cm^2}$ y $f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$:

El radio interior de un dobléz $> 4.95 (db)$

En cuanto al recubrimiento del acero de refuerzo se tiene lo siguiente:

Para las columnas y trabes 2.0 cm, duplicando este valor si están expuestas a la intemperie.

Además los estribos deben rematar en una esquina con dobles de 135° seguidos de tramos rectos de no menos de 10 cm de largo.

Cuando una barra esté a tensión y termine con un dobléz de 90° a 180° se supondrá que puede alcanzar su esfuerzo de fluencia en la sección crítica, si la distancia en cm, paralela a la barra entre la sección crítica y el paño exterior de la barra en el dobléz, es al menos igual a:

$$\frac{0.076dbf_y}{\sqrt{f'_c}} < (30\% \text{ mayor con concreto ligero}) \text{ pero no menor de } 15\text{cm ni que } 8 \text{ diámetros de la barra.}$$

Así, para las barras utilizadas en los ensayos de este trabajo, se tiene:

Para barras No. 2.5 : $\frac{0.076(0.79)4200}{\sqrt{200}} = 17.83\text{cm}$ $8(0.78)=6.32\text{cm}$

Para barras No. 4 $\frac{0.076(1.27)4200}{\sqrt{200}} = 28.66\text{cm}$ $8(1.27)=10.16\text{cm}$

Para barras No.6 $\frac{0.076(1.9)4200}{\sqrt{200}} = 42.88\text{cm}$ $8(1.9)=15.20\text{cm}$

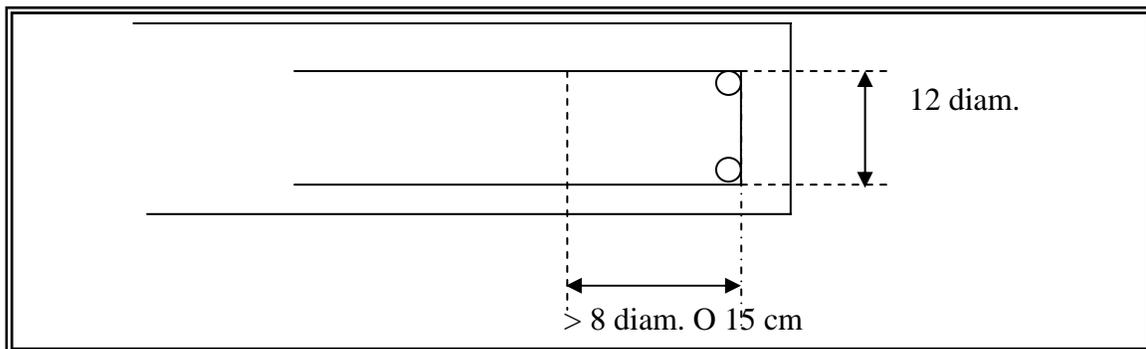


Figura 73

Además, el tramo recto después del dobléz no es menor que 12 diámetros para dobles a 90°, ni menor que 4 db para dobles a 180°.

ANEXO . DISEÑO DE MEZCLA

Datos de la arena y la grava que se tiene en existencia en el laboratorio de materiales.

$$\rho_{\text{cemento}} = 2.95 \frac{\text{kg}}{\text{dm}^3}$$

GRAVA

T.M.A. = 1”

Absorción = 4.5%

$$\rho_{\text{absoluta}} = 2.33 \frac{\text{kg}}{\text{dm}^3}$$

Peso volumétrico compactado y seco = 1342 kg/dm³

Porcentaje de humedad=4.35%

ARENA

M.F.= 2.9

$$\rho = 2.37 \frac{\text{kg}}{\text{dm}^3}$$

porcentaje de humedad = 11.56%

AGUA DE MEZCLADO

De la tabla A con el revenimiento de 10 cm y con tamaño máximo de agregado de 2.54 cm tenemos un contenido de agua sin aire incluido de 195 kg.

$$\text{Para } f'_c = 200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} : \frac{a}{c} = 0.625$$

Entonces:

$$W_c = \frac{W_a}{\frac{a}{c}} \Rightarrow W_c = \frac{195}{0.625} = 312 \text{kg}$$

De la tabla A-2 con el valor del módulo de finura de la Arena igual a 2.9 y el tamaño máximo de agregado de 25 mm, se lee un factor el cual es igual a f=0.66.

Este valor se obtuvo de la tabla interpolando linealmente de la siguiente manera:

$$\frac{y_1 - y_2}{x_1 - x_2} = \frac{y_1 - y_3}{x_1 - x_3} \quad \text{despejando } y_3 :$$

$$y_3 = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1} (x_3 - x_1) + y_1$$

sustituyendo los valores de la tabla A-2:

$$y_3 = \frac{0.64 - 0.67}{3.0 - 2.8} (2.9 - 2.8) + 0.67 = 0.66$$

Este factor lo multiplicamos por el peso volumétrico compactado seco de la grava que se utilizará en la mezcla y obtenemos la cantidad de grava que se va a utilizar.

$$1342 \frac{kg}{m^3} (0.66) = 885.72kg$$

La cantidad de arena se obtiene restando del peso del concreto simple los pesos obtenidos en los pasos anteriores:

$$W_{concreto\ simple} = W_{agua} + W_{grava} + W_{concreto} + W_{aire} \quad K \quad K \quad K \quad (A1)$$

$$\gamma_{concreto\ simple} = 2200 \frac{kg}{m^3}$$

pesos por metro cúbico de concreto:

$$W_{grava} = 885.72kg$$

$$W_{agua} = 195kg$$

$$W_{cemento} = 312kg$$

Para fines de este primer cálculo, se desprecia el peso del aire.
Sustituyendo en la expresión (A1):

$$2200 = W_{arena} + 885.72 + 195 + 312 + 0$$

$$W_{arena} = 807.28kg$$

Para nuestra mezcla tenemos la siguiente tabla:

$$W_{grava} = 885.72kg$$

$$W_{agua} = 195kg$$

$$W_{cemento} = 312kg$$

$$W_{arena} = 807.28kg$$

Ajuste por volúmenes:

$$\text{Agua: } \rho = \frac{W_{agua}}{V_{agua}} \Rightarrow V_{agua} = \frac{195kg}{1 \frac{kg}{lt}} = 195lt$$

$$\text{Cemento: } \rho = \frac{W_{concreto}}{V_{concreto}} \Rightarrow V_{concreto} = \frac{312kg}{2.96 \frac{kg}{lt}} = 105.75lt$$

$$\text{Grava: } \rho = \frac{W_{\text{grava}}}{V_{\text{grava}}} \Rightarrow V_{\text{grava}} = \frac{885.72\text{kg}}{2.33 \frac{\text{kg}}{\text{lt}}} = 380.14\text{lt}$$

Aire: $1000\text{lt}(0.015)=15\text{lt}$

Así, tenemos que para la arena:

$$1\text{m}^3 = V_{\text{arena}} + V_{\text{grava}} + V_{\text{cemento}} + V_{\text{agua}} + V_{\text{aire}}$$

sustituyendo:

$$V_{\text{arena}} = 1\text{m}^3 - [V_{\text{grava}} + V_{\text{cemento}} + V_{\text{agua}} + V_{\text{aire}}]$$

sustituyendo :

$$V_{\text{arena}} = 1000 - [380.14 + 105.75 + 195 + 15] = 3000004.1\text{lt}$$

a continuación se procede al ajuste del peso de la arena:

$$W_{\text{arena}} = \rho * V_{\text{arena}} = 2.47(304.1) = 720.72\text{kg}$$

Ajuste:

MATERIAL	ABSORCIÓN (kg)	HUMEDAD (kg)
Grava	585.72(4.5%)=39.86	585.72(4.35%)=38.53
Arena	720.72(5.5%)=39.64	720.72(11.56%)=83.32
Total	79.50	126.85

Existe una diferencia de 42.35 kg

Ajuste del agua de la mezcla:

$$195\text{lt}+42.35=237.35\text{lt}$$

Para una muestra necesaria para llenar el volumen de las siguientes figuras:

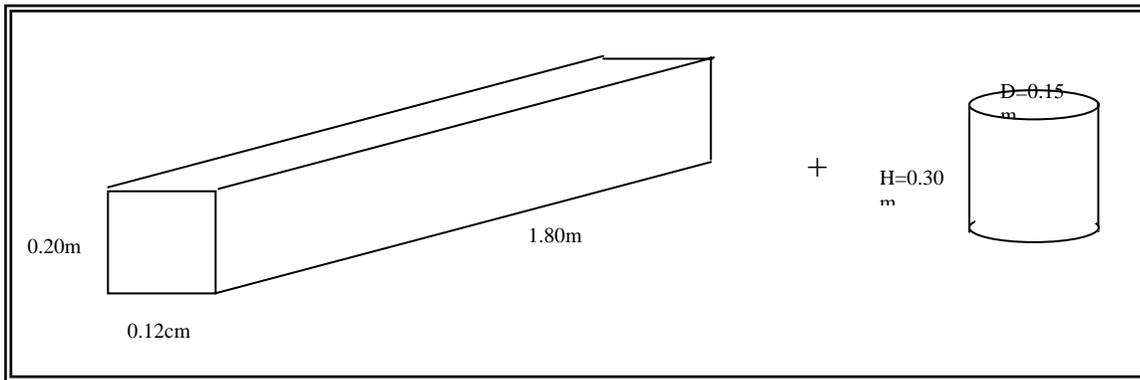


Figura 65

Volumen en m³ = 0.0432+0.00942=0.0526 m³

De esta forma se procede a obtener las cantidades a utilizar para el volumen de concreto:

Agua: $237.35(0.0526)=12.42\text{kg}$

Grava: $885.72(0.0526)+\text{Grava por humedad}(46.61*0.0435)=48.64\text{kg}$

Arena: $720.72(0.0526)+\text{arena por humedad}(37.91*0.1156)=42.29\text{kg}$

Cemento: 16.41kg

ANEXO . OBTENCIÓN DE LOS LÍMITES DE FLUENCIA DE LOS DIFERENTES ACEROS UTILIZADOS EN EL ARMADO DE LOS VIGAS.

En la máquina universal AMSLER se probaron probetas de barras de acero de diferentes diámetros. Se cortaron cada una de ellas a una longitud de 50 cm y los resultados arrojados fueron los siguientes:

Para la varilla No. 2 sin corrugado (alambrón) $A_s=0.3167 \text{ cm}^2$

$$f_y = \frac{801}{0.3167} = 2530 \text{ kg}$$

Para la varilla No. 2.5 $A_s=0.4948 \text{ cm}^2$
Carga de comienzo de fluencia=3800 kg

$$f_y = \frac{2188}{0.4948} = 4421 \text{ kg}$$

Para la varilla No. 5 $A_s=1.98 \text{ cm}^2$

$$f_y = \frac{8555}{1.98} = 4320 \text{ kg}$$

Para la varilla No. 4 $A_s=1.2667 \text{ cm}^2$
Carga de comienzo de fluencia=5600kg

$$f_y = \frac{5600}{1.27} = 4409 \text{ kg}$$

Para la varilla No. 6 $A_s=2.85 \text{ cm}^2$
Carga de comienzo de fluencia 13000kg

$$f_y = \frac{13000}{2.85} = 4561 \text{ kg}$$

Para la varilla 3/16" $A_s=0.1781 \text{ cm}^2$
Carga de comienzo de fluencia = 1100 kg

$$f_y = \frac{1100}{0.1781} = 6174.94 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

BIBLIOGRAFÍA

Gonzalez Cuevas O. Y Robles O.,
ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO,
México, 3ª. Edición,
Editorial Limusa,
1995.

Arnal Simón, L y M. Betancourt,
NUEVO REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES,
México,
5ª. Edición,
Editorial trillas,
2005.

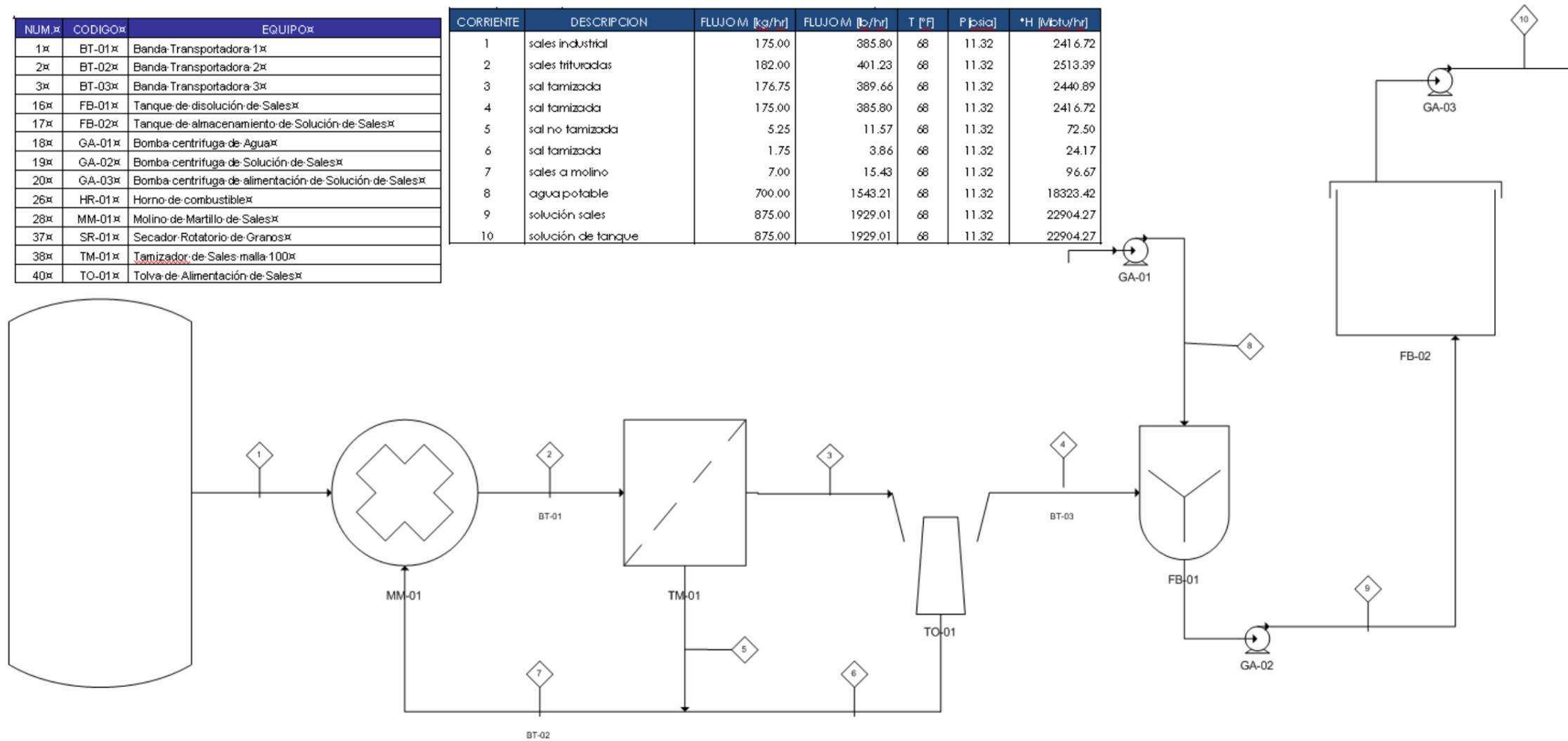
Hibbeler Russell Charles
INGENIERA MECÁNICA ESTÁTICA
7ª edición
Editorial Prentice may
1995

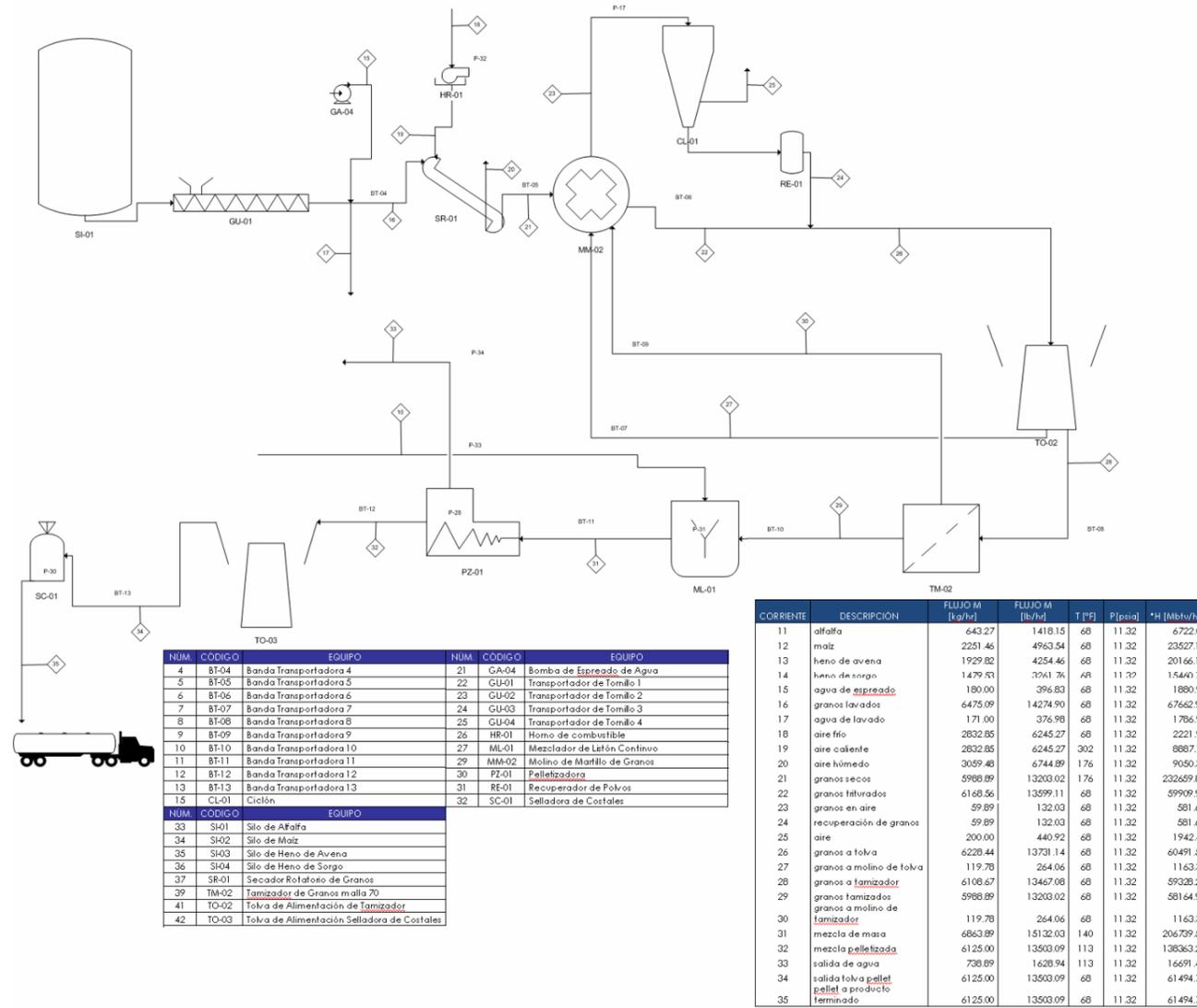
Fitzgerald W. Robert
MECÁNICA DE MATERIALES
Editorial Alfaomega
Primera Edición en Español
1996

1986
Instituto Mexicano del cemento y del cocreto
Acero de refuerzo en alta resistencia
Comité Aci – 439

NUM.º	CODIGO.º	EQUIPO.º
1º	BT-01º	Banda Transportadora 1º
2º	BT-02º	Banda Transportadora 2º
3º	BT-03º	Banda Transportadora 3º
16º	FB-01º	Tanque de disolución de Salesº
17º	FB-02º	Tanque de almacenamiento de Solución de Salesº
18º	GA-01º	Bomba centrífuga de Aguaº
19º	GA-02º	Bomba centrífuga de Solución de Salesº
20º	GA-03º	Bomba centrífuga de alimentación de Solución de Salesº
26º	HR-01º	Horno de combustibleº
28º	MM-01º	Molino de Martillo de Salesº
37º	SR-01º	Secador Rotatorio de Granosº
38º	TM-01º	Tamizador de Sales malla 100º
40º	TO-01º	Tolva de Alimentación de Salesº

CORRIENTE	DESCRIPCION	FLUJO M [kg/hr]	FLUJO M [lb/hr]	T [°F]	P [psia]	*H [Mbtu/hr]
1	sales industrial	175.00	385.80	68	11.32	2416.72
2	sales trituradas	182.00	401.23	68	11.32	2513.39
3	sal tamizada	176.75	389.66	68	11.32	2440.89
4	sal tamizada	175.00	385.80	68	11.32	2416.72
5	sal no tamizada	5.25	11.57	68	11.32	72.50
6	sal tamizada	1.75	3.86	68	11.32	24.17
7	sales a molino	7.00	15.43	68	11.32	96.67
8	agua potable	700.00	1543.21	68	11.32	18323.42
9	solución sales	875.00	1929.01	68	11.32	22904.27
10	solución de tanque	875.00	1929.01	68	11.32	22904.27





	APROBADO POR		REVISIÓN 00
	ING. ANDRES VALENCIA REYES		VERSIÓN APROBADO PARA DISEÑO
	MVZ. DIANA TAPIA MAYA		AUTORIZA: ING. JOSÉ AGUSTÍN TEXTA MENA
DFP DE PROCESO DE GRANOS DE "ALIMENTOS OVINOS DE MÉXICO S.A. DE C.V."		ING. FABÍAN GUZMAN VELASCO	