

29142

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA



**"DISEÑO DE ELEMENTOS PRESFORZADOS POR
FUERZA CORTANTE"**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
JOSE LUIS REYES DUARTE

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

INDICE

I .	INTRODUCCION	1
	I.1 Objetivo de la Tesis	
	I.2 Estructura de la Tesis	
II .	ESPECIFICACIONES DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL - EN RELACION CON LA FUERZA CONTACTO	4
	(+ Publicado en el Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal el 5 de Julio de 1957)	
II.1	De las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto	
	(Especificaciones relativas)	
	1.- Consideraciones Generales	
	2.- Revision de Estados Limite	
	3.- Requisitos Complementarios	
	4.- Disposiciones Complementarias para elementos Estructurales Comunes	
	7.- Concreto Prestresado	
III .	INTERPRETACION DE LAS ESPECIFICACIONES	14
IV .	CRITERIO DE DIMENSIONAMIENTO	23
	IV.1 Requisitos Generales	
	a) Referido por Fuerza Contacto	
	b) Referido en los Extremos	
	IV.2 Metodología para el Dimensionamiento	
V .	EJEMPLOS	71
	V.1 Sección Simple	
	V.2 Sección Doblada	
VI .	CONCLUSIONES	88

I . INTRODUCCION

1.1 Objetivo de la Tesis

El objetivo principal de esta tesis es presentar una ayuda de diseño, basada en la última edición del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, en materia de presiones y más específicamente en el renglón de Fuerzas Cortantes.

La acción horizontal del presuerzo produce en el extremo de las vigas esfuerzos de tensión transversales a su eje. Para tomar dichos esfuerzos se requiere de refuerzo vertical, y es que el desarrollo de esta tesis es fundamentalmente el estudio del refuerzo vertical, también se incluye el diseño de los extremos.

Cabe señalar que el diseño del que se trata en esta tesis es el diseño por Tensión Diagonal, usualmente llamado diseño por Cortante, debido a que dicho diseño se lleva a cabo en función del valor de la fuerza cortante que actúa sobre la pieza.

1.2 Estructura de la Tesis

A partir del capítulo II se inicia el desarrollo como tal de la tesis; con el respaldo técnico con que debe sustentar el diseño.

Se transcriben, de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, los títulos relativos al diseño por cortante así como algunos títulos complementarios a dicho diseño, como son: los relacionados con los factores de carga, resistencia, anclaje, recubrimiento, etc.

En el siguiente capítulo, capítulo III, se interpretan las especificaciones directamente relacionadas al diseño por Fuerza Cortante, y las que se refieren a seccion constructiva.

C O N C L U S I O N E S

1.- Como la longitud de engrase es de 15 cm, menor que el diámetro total de la sección $D = 21$ cm, solo se hará un diseño en el extremo, considerando entonces que en ese punto se dista todo la distancia del eje fuerzo.

2.- El tamaño del engrase, r , se recomienda sea igual a 1/3 del diámetro del eje de la máquina.

3.- La fuerza en el primer punto de contacto es

$$F_1 = 4.1 \cdot 10^4 \text{ N} \quad F_2 = 4.1 \cdot 10^4 \text{ N} \quad F_3 = 4.1 \cdot 10^4 \text{ N}$$

y en el segundo:

$$F_1 = 2.1 \cdot 10^4 \text{ N} \quad F_2 = 2.1 \cdot 10^4 \text{ N} \quad F_3 = 2.1 \cdot 10^4 \text{ N}$$

4.- El número de ramas no se hace como dato en la tabla, por un error. Sin embargo se debe tener en cuenta ya que el programa lo solicitara. En este caso, se arroja como dato de la doble T, por lo tanto, $n = 4$.

5.- $E_s = 205$ MPa.

6.- Al mostrar los resultados para la primera mitad del extremo, se recomienda 0.01 a 0.1 y 0.01 a 0 .

Para la segunda mitad, como los valores no son significativos, se les sugiere poner cero a las relaciones existentes, o bien, ENTER.

Lo anterior significa que realmente no se requieren secciones, pero como se vio antes, un diseño más conveniente indica que se arroja como la primera mitad.

II . ESPECIFICACIONES DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL *. EN RELACION CON FUERZA CORTANTE

- * Publicado en la Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal el 3 de Julio de 1967

II.1 De las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (Especificaciones Relativas)

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Criterios de Diseño

...

El dimensionamiento se hará de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio establecidos en el Título VI del Reglamento y en estas Normas Complementarias, o por algún procedimiento alternativo que cumpla con los requisitos del Artículo 195 del mencionado Título VI. (ver Referencia 1)

Según el criterio de estado límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de modo que la resistencia de diseño de toda la sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúa sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momento interno. Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencia, R_n , prescrito en 1.3. Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen multiplicando por el correspondiente factor de carga los valores de dichas fuerzas y momentos internos calculados bajo las acciones especificadas en el título VI del Reglamento. (ver Referencia 1, art. 194)

...

1.6 Factores de Resistencia

De acuerdo con el Título VI del Reglamento, las resistencias deben reducirse por un factor de reducción, FR. Con las excepciones indicadas en el texto de estas Normas, los factores de resistencia tendrán los valores siguientes. Para flexión valdrá 0.7 y 0.8 para cortante y torsión. En flexión-compresión, FR se tomará igual a 0.8 cuando el núcleo este confinado con un zunchos que cumple con los requisitos de 4.2.4 o con estribos que cumplan con los requisitos de 5.3.4a), y también cuando el elemento falle por tensión. Si el núcleo no este confinado y la falla es en compresión, FR se sucedrá igual a 0.7. Para aplastamiento FR valdrá 0.7.

Estas resistencias reducidas (resistencias de diseño) son las que, al dimensionar, se comparan con las fuerzas internas de diseño que se obtienen multiplicando las dadas a las cargas especificadas en el Título VI del Reglamento, por los factores de carga allí prescritos. (Ver Referencia 1)

2. REVISIÓN DE LOS ESTADOS LIMITE

2.1 Estados limite de falla

2.1.3 Fuerza cortante

A) Fuerza cortante que toma el concreto, VCR

Las expresiones para VCR que se presentan enseguida para distintos elementos son aplicables cuando la dimensión transversal, b , del elemento, paralela a la fuerza cortante, no es mayor que 70 cm y, además, la relación h/b no excede de 4. Por cada una de las dos condiciones anteriores que no se cumpla se reducirá VCR dado por dichas expresiones en 30 por ciento. Para evaluar h/b en vigas T o I se usará el ancho del alma b' .

...

IV. Miembros de concreto reforzado

En secciones con pretuerzo total (vease cap. 7), donde los tendones están adheridos y no están situados en la zona de transferencia, la fuerza VCR se calculará con la expresión

$$VCR = FR \text{ od } [0.15 \sqrt{f'_{c}} + 300 \text{ lb } / \text{ M }] \quad (2.15)$$

Sin embargo, no es necesario tomar VCR menor que $0.5 FR \text{ od } \sqrt{f'_{c}}$, ni deberá tomarse mayor que $1.3 FR \text{ od } \sqrt{f'_{c}}$, en la expresión 2.15. M y V son el momento flectante, y la fuerza cortante que actúan en la sección y d es la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones de pretuerzo. El peralte efectivo, d , es la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones de pretuerzo situados en la zona de tensión, sin que tenga que tomarse menor que 0.8 veces el peralte total.

En secciones con pretuerzo parcial, y en secciones con pretuerzo total donde los tendones no estén adheridos, o situados en la zona de transferencia, se aplicaran las ecs 2.17 o 2.15 según el caso. El peralte efectivo, d , se calculará con la expresión 2.16.

$$\frac{Asp \text{ fso } ds + As \text{ fy } ds}{Asp \text{ fsp } + As \text{ fy}} \quad (2.16)$$

(ds es la distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero ordinario a tensión, y fso es el esfuerzo en el acero de pretuerzo, Asp , cuando se alcanza la resistencia del elemento).

En ambos casos, la contribución de los patines en vigas T, I y L se evaluará con el criterio que se prescribe en la sección I para vigas sin pretuerzo.

...

c) Refuerzo por tensión diagonal en vigas presforzadas.

Este refuerzo estará formado por estribos perpendiculares al eje de la viga, de grado no menor que el f_{cd} (40% o 50% del f_{cd}), o por barras de siempre siempre cuyo espesor de fluencia no se tomara mayor que $f_{cd}/1.5$ o 0.04 .

Cuando la fuerza cortante de diseño, V_u , sea mayor que V_{cr} , se requerirá refuerzo por tensión diagonal cuya separación se determinara con la eq. (12) y las limitantes siguientes:

Vigas con presfuerzo total véase ecu. (1):

La separación de estribos no debe ser menor de 5 cm.

Si V_u es mayor que V_{cr} pero menor o igual que $1.5 FR$ de $\sqrt{f'_{cd}}$, la separación no deberá ser mayor que $0.75 h$, donde h es el peralte total de la viga.

Si V_u es mayor que $1.5 FR$ de $\sqrt{f'_{cd}}$, la separación de los estribos no deberá ser mayor que $0.37 h$.

En ningún caso se admitirá que V_u sea mayor que $2.5 FR$ de $\sqrt{f'_{cd}}$.

En vigas con presfuerzo parcial se aplicara lo dispuesto en el inciso b) para elementos sin presfuerzo.

El refuerzo mínimo por tensión diagonal prescrito en el inciso b) se usara, asimismo, en vigas parcial o totalmente presforzadas; en las totalmente presforzadas la separación de los estribos que forman el refuerzo mínimo sera de $0.75 h$.

d) Proximidad a reacciones y cargas concentradas.

Cuando una reacción comprime directamente la cara del miembro que se considera, las secciones situadas a menos de una distancia a del paño del apoyo deben dimensionarse para la misma

fuerza cortante de diseño que actúa a la distancia d . En elementos prestresados, las secciones situadas a menos de $n/2$ del plano del apoyo cuando las dimensiones se dan por la fuerza cortante de diseño que actúa a $n/2$; d y n son el peralte efectivo y el total, respectivamente.

Cuando una carga concentrada se transmite al miembro a través de vigas secundarias que llegan a sus caras laterales, se tomará en cuenta su efecto sobre la tensión diagonal del miembro principal cerca de la unión.

...

f) Interrupción y traslape del refuerzo longitudinal

En tramos comprendidos a un peralte efectivo de las secciones donde, en zonas de tensión, se interrumpa más que 30 por ciento, o traslape más que 50 por ciento del refuerzo longitudinal, la fuerza cortante máxima que puede tomar el concreto se considerará de $0.7 VCR$.

...

3. REQUISITOS COMPLEMENTARIOS

3.1 Anclaje

3.1.3 Anclaje del refuerzo transversal

El refuerzo en el alma debe llegar tan cerca de las caras de compresión y tensión como lo permitan los requisitos de recubrimiento y la proximidad de otro refuerzo.

Las barras deben colocarse en una escuela con espaciales de 100 cm. Los espaciales de tramos rectos de no menos de 10 diámetros de la barra. En cada escuela del edificio debe haber por lo menos una barra longitudinal. Los nodos de apoyo concuerdan con los requisitos de D.B.

Las barras longitudinales que se aplican para actuar como refuerzo en el alma deben instalarse como refuerzo longitudinal cerca de la cara superior si esta cara está en tensión, o prolongarse una longitud de una sola de la parte inferior de la viga si dicha cara está a compresión.

3.4 Refuerzos

En elementos no expuestos a la intemperie, el refuerzo libre de toda barra de refuerzo o tensores de pretensado no será menor que su diámetro, ni menor que lo señalado a continuación:

En columnas y trabes, 1.0 cm. en losas 1.5 cm. y en alfileres, 1.0 cm.

Si las barras forman paquetes, el refuerzo libre, como mínimo, no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa del paquete.

En elementos estructurales sujetos contra el suelo, el refuerzo libre mínimo, además de cumplir con los requisitos anteriores, será de 5 cm. si no se usa una plantilla, y de 7 cm. si se usa plantilla.

En elementos estructurales que no van a quedar expuestos a la intemperie, el refuerzo libre del refuerzo sin pretensado no será menor que 1.5 cm. ni que el diámetro de la barra o que 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa del paquete, en su caso; en losas y trabes pretensadas puede ser no menor que 1 cm. ni que el diámetro de la barra.

En elementos estructurales que van a quedar expuestos a la intemperie, se duplicarán los valores de los refuerzos anteriores.

LOS REQUERIMIENTOS ANTES SEÑALADOS SE INCREMENTARÁN EN MIEMBROS O QUESTOS O ELEMENTOS EXISTENTES CONiertas SUSTANCIAS O VAPORES INDUSTRIALES, TENIENDO PARTICULARMENTE EN CUENTA, ETC. 7.

1.5. Trazado mínimo de agregados

El trazado mínimo mínimo de los agregados no debe ser mayor que un quinto de la menor distancia horizontal entre caras de los moldes. Un tercio del exceso de losa, ni sea menor de la separación horizontal, libre mínima entre barras, cadenas de barras, o tenederos de preesfuerzo. Estos requisitos deben omitirse cuando las condiciones del concreto fresco y los procedimientos de compactación que se aplican permitan soldar el concreto sin que queden huecos.

1.6. Dobles del refuerzo

El radio interior de un doble no será menor que $fy / (20 \sqrt{f'c})$ con el diámetro de la barra doblada, o menos que dicha barra quede doblada alrededor de otra de diámetro no menor que el de ella, o se cortine adecuadamente el concreto, por ejemplo mediante refuerzo perpendicular al plano de la barra. Además, el radio de doble no será menor que el que manda la respectiva norma NOM, de las indicadas en 1.4.1, para la prueba de doblado. En la expresión anterior fy y $f'c$ deben estar en kg/cm^2 .

En todo doble o cambio de dirección del acero longitudinal debe colocarse refuerzo transversal capaz de equilibrar la resultante de las tensiones o compresiones desarrolladas en las barras, a menos que el concreto en sí sea capaz de ello.

4. DISPOSICIONES COMPLEMENTARIAS PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES COMUNES

Las disposiciones de esta sección se cumplirán además de los requisitos generales de las secciones precedentes.

4.1 Vigas

4.1.5 Vigas de sección compuesta

a) Conceptos generales

Una viga de sección compuesta es la formada por la combinación de un elemento prefabricado y concreto colado en el lugar. Las partes integrantes deben estar interconectadas de manera que actúen como una unidad. El elemento prefabricado puede ser de concreto reforzado o preforzado, o de acero.

Las disposiciones que siguen se refieren únicamente a secciones con elementos prefabricados de concreto. Para secciones compuestas con elementos de acero, véanse las Normas para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas.

Si la resistencia especificada, el peso volumétrico u otras propiedades del concreto de los elementos componentes son distintos, deben tomarse en cuenta estas diferencias al diseñar, o usarse las propiedades más desfavorables.

Deberán tenerse en cuenta los efectos del apuntalamiento o falta del mismo sobre las deflexiones y el agrietamiento.

b) Efectos de la fuerza cortante

...

V. El refuerzo por tensión diagonal de una viga compuesta se dimensionará como si se tratara de una viga monolítica de la misma forma.

7. CONCRETO PRESFORZADO

7.1 Introducción

Las disposiciones contenidas en otras partes de este documento que no contradigan a los requisitos de este capítulo serán aplicables al concreto presforzado y parcialmente presforzado. En la fabricación de elementos presforzados, se usará concreto clase I (véase 1.4.10), y solo se permitirá el uso de toncones de presfuerzo adheridos. En todo elemento de concreto presforzado y parcialmente presforzado deben revisarse los estados límite de fatiga y los de servicio; también se tendrán en cuenta las concentraciones de esfuerzos debidas al presfuerzo.

7.2 Presfuerzo parcial y presfuerzo total

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

Se podrá suponer que una sección tiene presfuerzo total, si su índice de presfuerzo, I_p , está comprendido entre 0.9 y 1.0, incluyendo los valores extremos. Si el índice de presfuerzo es menor que 0.9 pero mayor que 0.5 o igual, se podrá suponer que la sección tiene presfuerzo parcial. Si el índice de presfuerzo es menor que 0.5, se podrá suponer que la sección no tiene presfuerzo.

El índice de presfuerzo se define como la relación siguiente:

$$I_p = M_{Rp} / (M_{Rr} + M_{Rp})$$

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

Por sencillez, el índice de prestuerzo podrá valorarse con la expresión siguiente:

$$I_o = A_{sp} f_{sp} / (A_{sp} f_{sp} + A_s f_y)$$

donde

- A_{sp} área de acero prestozado
- A_s área de acero ordinario a tensión
- f_{sp} esfuerzo en el acero prestozado cuando se alcanza la resistencia
- f_y esfuerzo de fluencia del acero ordinario

7.3 Revisión de los estados límite de falla

7.3.2 Fuerza Cortante

Para tomar en cuenta los efectos de la fuerza cortante en elementos total o parcialmente prestozados, se aplicaran las disposiciones de 2.1.3 a) IV y 2.1.3 c).

III . INTERPRETACION DE LAS ESPECIFICACIONES

Antes de iniciar el capítulo sobre este tema es importante hacer notar que para llegar a cada tipo de análisis como un diseño práctico, las secciones transversales son rectangulares. T. J. L. Carter, etc., de diseño específico así como los de catálogos, deberían transformarse a secciones equivalentes.

De tal manera que, la gran mayoría de secciones transversales pueden transformarse en secciones T, I o L de espesores tanto en el lado como en los extremos, constantes (ver tabla II.1.1).

Del capítulo anterior, en:

2. REVISION DE LOS ESTADOS LIMITE

2.1 Estados limite de falla

2.1.5 Fuerza constante

a) Fuerza constante que toma el concreto, V_{CF}

Se indica que el concreto de todo elemento cuya dimension transversal, b , sea menor o igual a 75 cms y cuya relación b/d sea menor o igual a 2, tendrá la capacidad de resistir una fuerza constante V_{CF} cuya ecuación será dada por las diferentes expresiones que se presentan asequible. Dicha resistencia se designará como se muestra en la tabla II.2 si no cumple con los parámetros antes mencionados.

	Condición Geométrica	Valor de V_{CF}
Si	$b \leq 75 \text{ cms}$	$0.7 V_{CF}$
Si	$b/d \leq 2$	$0.7 V_{CF}$
Si	$b \leq 75 \text{ cms}$ y $b/d \leq 2$	$0.7 V_{CF}$

Tabla II.2. Valores designados para V_{CF}

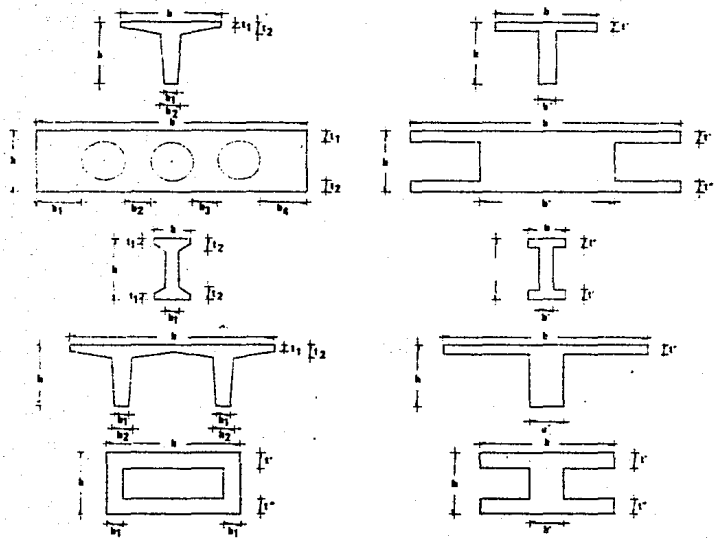


Tabla II.: Secciones transversales mas comunes y sus secciones equivalentes

En elementos con sección transversal no rectangular (T, L, etc.) la relación $n \cdot b$ será evaluada con el ancho del alma, b' (ver tabla II.1), siendo entonces esta relación $n \cdot b'$.

El motivo por el que se adopta el ancho b' , en general a lo largo del estudio de cortante, es el siguiente: la tabla I (ver referencia VII) nos indica que existe una alta concentración de esfuerzos cortantes en secciones transversales con alma en dicha alma. Mientras que en sus respectivos cavines, comparativamente, los esfuerzos son muy pequeños. Por lo tanto de manera práctica se ha definido que sea el alma precisamente la que toma el cortante. Mas adelante se comentará la contribución de los betines a la resistencia a fuerza cortante.

IV. Miembros de concreto reforzado

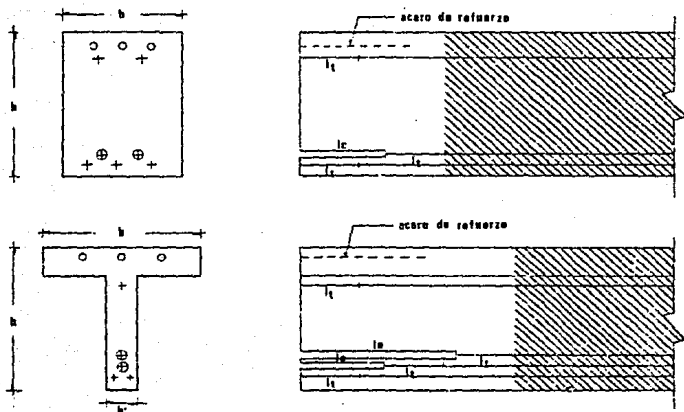
En secciones (ver figura II.1) con pretuerzo total fuera de la longitud de engrase y de la longitud de transferencia, la fuerza V_{CR} se calculará con la siguiente expresión:



$$V_{CR} = FR \text{ de } (0.15 \sqrt{f_c} + (30 \text{ M/dp} / M)) \quad (2.19)$$

El valor de la expresión 2.19 no debe rebasar los límites de la tabla II.3.

Límite inferior (valor mínimo de V_{CR})		Límite superior (valor máximo de V_{CR})
$0.5 FR \text{ de } \sqrt{f_c}$	Valor de V_{CR} dado por la expresión 2.19	$1.3 FR \text{ de } \sqrt{f_c}$

Tabla II.3: Límites superior e inferior del valor de V_{CR}

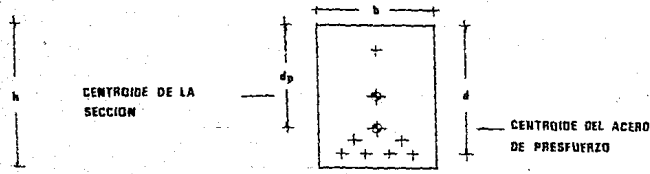


-  Zona fuera de las longitudes de engrase y transferencia (válida la expresión 2.19)
-  Zona dentro de las longitudes de engrase y transferencia (válidas las expresiones 2.17. y/o 2.18)

VIGAS CON SECCIONES TOTALMENTE PREFORADAS
 (puede existir acero negativo en los extremos)

Figura II.1 Zonas dentro y fuera de las longitudes de engrase y transferencia

En la expresión 2.19 M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante, respectivamente, que actúan en la sección analizada. Los valores físicos de d y d_p se pueden ver en la figura II.2. El valor de d no debe ser menor que 0.8 de h .



Valor mínimo de d : $d = 0.8 h$

Centroida de la sección transversal

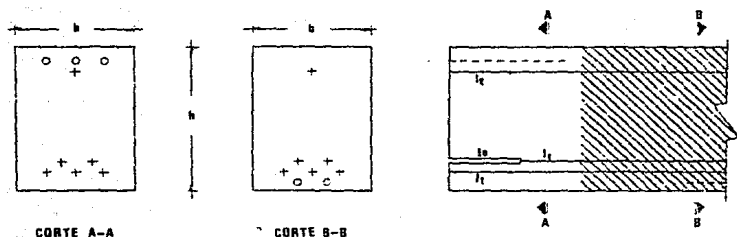
Centroida del acero de presfuerzo



Figura II.1 Valores de d y d_p

En secciones parcialmente presforzadas dentro o fuera de las longitudes de anclaje y/o transferencia (ver figura II.3) y en secciones con presfuerzo total dentro de dichas longitudes (ver figura II.1) se aplicaran las expresiones 2.17 o 2.18 (ver referencia II) según el caso.

$$\text{Si } d \leq 0.01 \quad VCR = FR \cdot bd (0.2 + 30 \cdot c) \sqrt{f \cdot c} \quad (2.17)$$

$$\text{Si } d \geq 0.01 \quad VCR = 0.5 \cdot FR \cdot bd \sqrt{f \cdot c} \quad (2.18)$$



-  Zona fuera de las longitudes de enrase y transferencia (válidas las expresiones 2.17 y/o 2.18)
-  Zona dentro de las longitudes de enrase y transferencia (válidas las expresiones 2.17 y/o 2.15)

VIGAS CON SECCIONES PARCIALMENTE PREFORZADAS

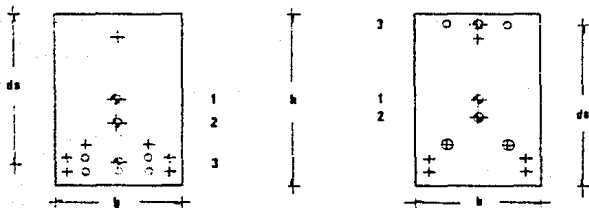
Figura 11.3 Zonas dentro y fuera de las longitudes de enrase y transferencia

El parate efectivo, d , para secciones parcialmente prefabricadas, será calculado con la expresión siguiente:

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

donde

- A_{sp} Área del acero de pretensado
 f_{sp} Esfuerzo del acero de pretensado cuando el elemento alcanza su resistencia
 d_p Ver figura II.2
 A_s Área del acero ordinario
 f_y Resistencia del acero ordinario
 d_e Distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero ordinario a tensión (ver figura II.4)



a) Para momento positivo

b) Para momento negativo

- 1) Centroide de la sección transversal
- 2) Centroide del acero de pretensado
- 3) Centroide del acero ordinario a tensión

Figura II.4 Valor de d_e

Para cualquier caso, en secciones transversales de Vigas T, I o L que tengan patines a compresión, siempre existirá una contribución a la fuerza cortante que toma el concreto, V_{CF} , como se indica en la tabla II.4, que será sujeta al área A_c .

Recordar siempre que para todas las expresiones anteriores se toma el área de secciones transversales no rectangulares.

Sección transversal	Contribución
T, I o L	1/2
C	1/3 + 2/3

Tabla II.4 Contribución de los patines a la resistencia a la fuerza cortante de secciones no rectangulares típicas

...

c) Refuerzo con tensión diagonal, en vigas prestresadas

Dicho refuerzo será de acero inoxidable y estará formado por estrichos perpendiculares (generalmente, al eje de la viga). El esfuerzo de fluencia no será mayor que 4 200 kg/cm².

Si para este refuerzo se utiliza naila de alambre soldado, el esfuerzo de fluencia no se tomara mayor que 4 200 kg/cm².

Si la fuerza cortante (actuante) de diseño, V_d , es menor o igual que la fuerza cortante de diseño que toma el concreto, V_{CF} , generalmente no se requiere refuerzo por tensión diagonal, sin embargo, en este caso se colocara el llamado refuerzo mínimo. El diámetro mínimo de dicho refuerzo será de varillas del número dos (nom = 0.64 cm) y tendrán una separación, según el caso, como se indica en la tabla II.5.

Fuerza actuante vs. fuerza resistente	Tipo de sección	Separación
$V_u > V_{cr}$	parcialmente prestada	$s = 0.20 d$
	totalmente prestada	$s = 0.75 n$

donde:

d = peralte efectivo de la viga

n = peralte total de la viga

Tabla II.5 Separación del refuerzo mínimo en secciones con prefuerzo parcial o total

Si por motivos de engrase de los tendones, la sección en estudio no tiene acero de prefuerzo, la separación del refuerzo mínimo será la que se indica para vigas parcialmente prestadas en la tabla II.5.

Fero, si la fuerza cortante (actuante) de diseño, V_u , es mayor que la fuerza cortante de diseño que toma el concreto, V_{cr} , se requerirá refuerzo por tensión diagonal, con una separación como se indica a continuación.

Para secciones con prefuerzo total:

Se valorará una primera opción de la separación con la siguiente expresión:

$$s = \frac{FR (v_f y d (\sin \theta + \cos \theta))}{V_u - V_{ch}}$$

que deberá ser menor o igual que la obtenida con la expresión

De no ser así se tomará este segundo valor como primera opción para la separación. Ambas expresiones anteriores forman la expresión 2.21 de la referencia 11.

En la expresión anterior (2.21)

- s separación entre estribos en la zona estudiada, obtenida en cms
- Av área transversal del acero de refuerzo que proporciona un estribo. (para nuestro caso, recordar que se refortanará con estribos cerrados de dos ramas. Ejemplo: si se utiliza varilla del No. 2, entonces: $Av = 2 \times 0.54$)
- θ ángulo que forma el estribo con el eje de la viga (para nuestro caso, recordar que el refuerzo será perpendicular a dicho eje, por lo tanto, $\theta = 90$ grados)

Las unidades de la expresión 2.21 serán no, cm y cm², según el caso.

Esta primera opción de separación de estribos deberá cumplir con las siguientes restricciones. De no ser así, se adecuara a ellas, para obtener la opción final.

- 1o La separación mínima será de 5 cms. $s_{min} = 5$ cms
- 2o Si $VcR < Vu \leq 1.5 FR$ de $\sqrt{f'c}$, entonces la separación máxima será, $s_{max} = 0.75 h$
- 3o Si $1.5 FR$ de $\sqrt{f'c} < Vu \leq 2.5 FR$ de $\sqrt{f'c}$, entonces la separación máxima será, $s_{max} = 0.37 h$
- 4o Pero si: $Vu > 2.5 FR$ de $\sqrt{f'c}$, se diga entonces que la sección transversal no pase por cortante

Para secciones con prefuerzo parcial:

La primera opción de la separación se validará también con la supresión 2.21 de la referencia II; como se hizo en el inicio anterior para vigas con prefuerzo total. Pero, para este caso, antes esta primera opción deberá cumplir con las siguientes restricciones, si adecuara a ellas y entonces se adoptará la separación definitiva.

- a) La separación mínima será de 5 cm, a fin ≤ 5 cm
- b) Si $V_u < V_u \leq 1.5 F_R$ de $\sqrt{f'_{cs}}$, entonces la separación máxima será a $\max \{ 0.15 d$
- c) Si $1.5 F_R$ de $\sqrt{f'_{cs}} < V_u \leq 2 F_R$ de $\sqrt{f'_{cs}}$, entonces la separación máxima será, a $\max \{ 0.25 d$
- d) Pero si $V_u > 2 F_R$ de $\sqrt{f'_{cs}}$, se dice entonces que la sección transversal no debe ser constante.

La continuación en la figura 11.5 se hace de acuerdo con el criterio de la separación de estrados en función de V_u y V_{CR} .

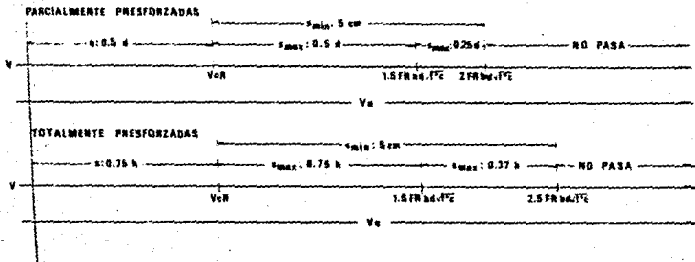
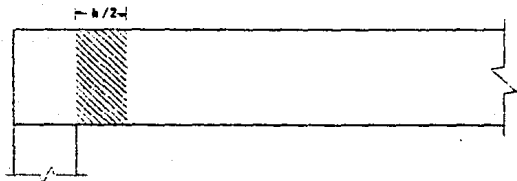


Figura 11.5 Separación de estrados

d) Proximidad a reacciones y cargas concentradas

Las secciones situadas del lado del apoyo a una distancia $h/2$ se pueden dimensionar con la fuerza cortante V_u que actúa a la distancia $h/2$ medida desde el lado del apoyo. Ver figura 11.6.




 Secciones que se pueden dimensionar con el V_u que actúa a la distancia $h/2$ del lado del apoyo

Figura 11.6 Proximidad a reacciones

f) Interrupción y traslape del refuerzo longitudinal

Esta especificación solo es válida para el refuerzo longitudinal que trabaja a tensión.

Si existiera una disminución de dicho refuerzo longitudinal del 33% de una sección a otra inmediata, las secciones comprendidas a una distancia d (bralte efectivo) medida a partir de la interrupción, reducirán su V_{CR} en un 30% del que les corresponde según 2.1.5 a). Es decir, para estas secciones V_{CR} es igual al 70% del V_{CR} calculado de acuerdo a 2.1.5 a), ver figura 11.7.

Los entablados dispuestos con interrupción son validos para efectos de refuerzo y acero de ordenamiento (barras de engrase).

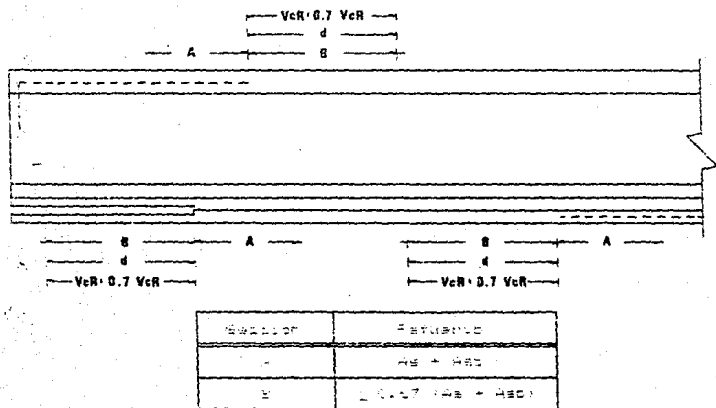


Figura 11.7. Zonas en las que se disminuye el valor de V_cR , debido a la interrupción del refuerzo longitudinal.

Del acápite anterior, en:

4. DISPOSICIONES COMPLEMENTARIAS PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES COMUNES

4.1. Vigas

4.1.1. Vigas de sección compuesta

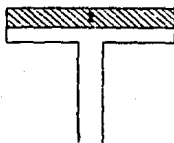
a) Conceptos generales

Las vigas de sección compuesta están formadas por un elemento prefabricado y uno colado en el lugar. El elemento prefabricado puede ser de concreto reforzado, concreto reforzado o acero.

Debe cumplir con requisitos de inventención (ver referencia 17, 4.1.5) de manera que trabaje como una sola pieza.

Las secciones compuestas de concreto reforzado o prefabricado pueden estar fabricadas con diferentes tipos de concreto, por lo tanto, para el diseño se tienen en cuenta estas diferencias. Por una parte se podría tomar las características más desfavorables y diseñar la pieza con ellas, pero por otra, también se pueden cumplir para no trabajar con características tan conservadoras. A continuación se presenta un criterio con el que se tomar en cuenta las consistencias de ambos materiales.

Para el caso de diseño por momentos, básicamente nos interesa obtener una resistencia equivalente del concreto, f_{ec} . En la figura 11.5 se resuelve un ejemplo para describir el criterio mencionado que pretende dar una contribución de resistencia de cada uno de los elementos.



$$\begin{aligned}
 & \text{Si } f'_{c1} = f'_{c2} \\
 & 10. \text{ Obtener } f_{c1} \text{ y } f_{c2} \\
 & 20. \text{ Obtener } A_1 \text{ y } A_2 \\
 & 30. \text{ } f_{ec} = \frac{f_{c1} A_1 + f_{c2} A_2}{A_1 + A_2}
 \end{aligned}$$

donde

	A1	Área de la sección transversal del elemento prefabricado
	A2	Área de la sección transversal del elemento colado en el lugar

Figura 11.5 Criterio del promedio pesado para la obtención de f_{ec} de una sección compuesta.

IV. CRITERIO DE DIMENSIONAMIENTO

IV.1 Aspectos Generales

a) Retenero por fuerza cortante

En este subcapítulo se estudiará el efecto de la fuerza cortante sobre elementos de concreto armado tipo, apoyados primero, por facilidad de comprensión, en los efectos causados sobre una viga de concreto reforzado.

En la figura I-1 se muestra una red típica de esfuerzos principales a tensión (ver referencias [1] y [2]) para el caso de una viga simplemente apoyada sujeta a carga uniforme.

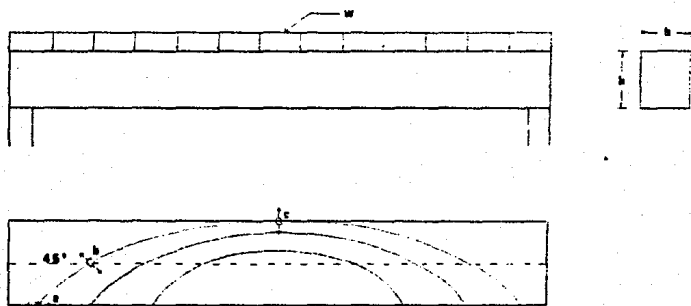


Figura I-1. Trayectoria de esfuerzos principales a tensión.

La letra a) en la figura IV.1 muestra la posición de una partícula en la que coinciden la tensión longitudinal y las direcciones principales de tensión. La letra b) muestra otra posición de partícula para la cual ha cambiado la dirección de los esfuerzos principales: 45 grados con respecto al eje de la viga, y la altura del eje neutro. Por último la letra c) indica una partícula con la última dirección extrema de los esfuerzos principales.

Como la resistencia del concreto a esfuerzos de tensión es baja, comparada con su resistencia a esfuerzos de compresión, a la estructura se le debe proporcionar un elemento de concreto reforzado a "rellar" según superficies perpendiculares a las direcciones de los esfuerzos principales de tensión.

En caso de concreto este debe necesariamente proporcionar refuerzo de acero para suplir la falta de resistencia a tensión del concreto en cualquier zona del elemento.

El efecto principal de la fuerza cortante en un elemento de concreto, es el desarrollo de esfuerzos de tensión inclinados con respecto al eje longitudinal del miembro. Son estos esfuerzos los que pueden ocasionar la falla del elemento a una carga inferior a aquella que produciría una falla en flexión.

De lo anterior podría concluirse que una forma razonable de reforzar vigas de concreto consistiría en colocar barras de acero siguiendo las direcciones de los esfuerzos principales de tensión. Esto, sin embargo, es poco práctico, ya que las dificultades constructivas son obvias.

El comportamiento de un elemento de concreto reforzado o preforzado es más complejo de lo que hasta ahora se ha expuesto, pues la distribución de esfuerzos cambia considerablemente en el momento en que se alcanzan las tensiones que pueden soportar el concreto y aparecen grietas. La posición en que se forman estas grietas no puede predecirse con exactitud, ya que existen siempre variaciones locales en la resistencia del concreto, que no es un material realmente homogéneo. La presencia de grietas induce igualmente de una manera sencilla el funcionamiento de un elemento de concreto reforzado. - Estas dificultades se agravan más si el concreto es un material elástico, que, por tanto, las distribuciones de esfuerzos cambian con el nivel de carga.

Debido entonces a la complejidad del problema, los métodos utilizados en la actualidad para dimensionar elementos de

concreto sujeta a tensión diagonal se basan en el comportamiento experimental de su comportamiento. Los estudios experimentales se han concentrado principalmente en la determinación de la resistencia del concreto a agrietamiento inclinado y de la contribución del refuerzo transversal a la resistencia.

Los primeros ensayos encaminados a la determinación de los efectos de la fuerza cortante se realizaron hasta más de 30 años. Desde entonces, y en especial en 1964 a la fecha, se han llevado a cabo muchas investigaciones tendientes a evaluar la influencia de distintos factores, de manera que se dispone en la actualidad de una cantidad importante de datos experimentales. No se ha logrado establecer todavía un procedimiento para determinar la resistencia, por efectos prácticos de diseño, que sea realmente satisfactorio desde un punto de vista técnico. Sin embargo, el comportamiento actual es suficiente para poder dimensionar elementos de concreto que resistan las efectos de la fuerza cortante con seguridad razonable. La presencia del refuerzo transversal influye muy poco en el valor de la carga de agrietamiento y en el comportamiento general del elemento antes de que se desarrolle la grieta inclinada. Pero una vez que se presenta dicha grieta, el refuerzo en el eje contribuye eficazmente a incrementar la capacidad de carga del elemento, y si este refuerzo se proporciona en forma adecuada, puede disminuir que el colapso se produzca por efecto de los esfuerzos longitudinales de flexión y no por efecto de la fuerza cortante.

A continuación se presentara de una manera somera una idealización del efecto que nos ocupa, propuesta por Ritter en 1927 (ver referencia III). Esta idealización se conoce como la "analogía de la armadura" y se presenta ya que algunas de las expresiones de dimensionamiento más comunes han sido derivadas de ella.

Ritter supuso que una viga con refuerzo transversal, en la cual existen grietas causadas por tensiones inclinadas, puede idealizarse como una armadura en la que el refuerzo longitudinal funciona como la fuerza de tensión, el refuerzo transversal como las diagonales de tensión, el concreto de la zona comprimida como la fuerza de compresión, y las porciones de concreto entre las grietas inclinadas como las diagonales de compresión. Esta idealización se muestra en la figura IV.1.

En el análisis se supone que las grietas inclinadas forman un ángulo α con el refuerzo transversal, un ángulo θ con el eje de la viga.

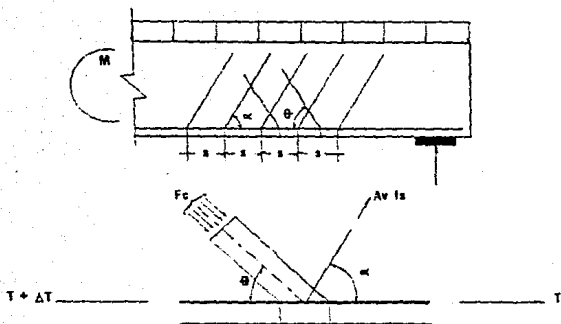


Figura IV.11. Análisis de la armadura

En la misma figura IV.11 se muestran las fuerzas que actúan en una cuerda de la cuerda de tensión de la armadura idealizada. El desplazamiento horizontal entre juntas inclinadas y entre barras o espaldas de refuerzo transversal se designa por s . La fuerza de compresión en la diagonal de concreto se denota por F_c , y la de tensión en la diagonal de acero por $Av f_s$, en que Av es el área del refuerzo transversal y f_s es el esfuerzo a que está sujeto.

Debido al incremento de momento, ΔM , existe un incremento en la tensión longitudinal igual a ΔT .

Por equilibrio de fuerzas verticales:

$$Av f_s \sin \alpha = F_c \cos \theta \quad \text{Eq. IV.1}$$

Por equilibrio de fuerzas horizontales:

$$\Delta T = Av f_s \cos \alpha + F_c \cos \theta \quad \text{Eq. IV.2}$$

si:

$$\Delta T = \Delta M / s = V_s / s \quad \text{Eq. IV.3}$$

donde α es el ángulo del eje resistente.

Substituyendo F_c de la expresión Ec. IV.1 y ΔT de la expresión Ec. IV.2, se tiene:

$$\frac{V_s}{s} = A_v f_s \cos \alpha + \frac{\text{sen } \alpha}{\tan \theta} \quad \text{Ec. IV.4}$$

Por lo cual la fuerza cortante máxima que puede soportarse con un área A_v de refuerzo transversal es:

$$V = \frac{A_v f_s s}{s} \cos \alpha + \frac{\text{sen } \alpha}{\tan \theta} \quad \text{Ec. IV.5}$$

Si se admite que las grietas se forman conjuntamente con un ángulo θ igual a 45 grados, entonces:

$$V = \frac{A_v f_s s}{s} (\text{sen } \alpha + \cos \alpha) \quad \text{Ec. IV.6}$$

El análisis anterior aparentemente es lógico y racional. Sin embargo, los ensayos realizados demuestran que la resistencia a los efectos de la fuerza cortante de un miembro con refuerzo transversal es apreciablemente mayor que la que se obtiene de la "analogía de la armadura".

Esto se debe a que el mecanismo real de distribución de esfuerzos entre concreto y acero es en cualquier punto más complejo que el correspondiente a la idealización empleada. Por otra parte, no se cuenta todavía con un análisis más realista, y, en consecuencia, todos los métodos y procedimientos utilizan hasta la fecha modificaciones y adaptaciones de las expresiones provenientes de la "analogía de la armadura" para proporcionar refuerzo transversal a un elemento con grado de resquebrajamiento transverso diagonal.

En resumen, partiendo del concepto de esfuerzos principales y de la resistencia del concreto a la tensión, la respuesta de una viga en las condiciones de la muestra en la figura IV.1, será: aproximadamente perpendicular a la dirección de

los esfuerzos principales de tensión (ver figura IV.3), que indican una potencial falla del elemento y sugieren que para el caso sea reforzado.

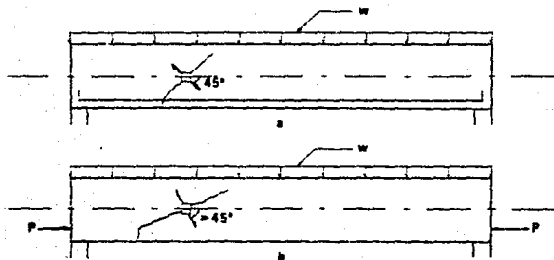
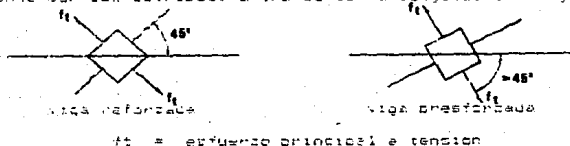


Figura IV.3 Efecto del prestuerzo longitudinal en la tensión diagonal y en el desarrollo. a) Viga reforzada. b) Viga prestresada.

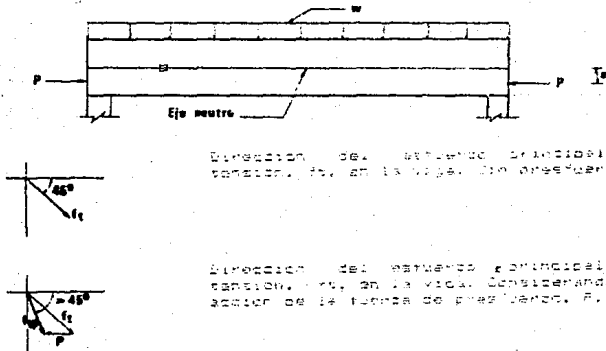
Haciendo un estudio análogo para un elemento reforzado con las mismas condiciones de cargas y apoyos, se obtienen prácticamente los mismos resultados para el refuerzo transversal. Pero en este caso el prestuerzo como se puede observar en la figura IV.1, afecta beneficios a la resistencia a tensión diagonal, ya que como se observa también en la figura IV.4, la inclinación de la grieta es más tendida y si el refuerzo por tensión diagonal consiste en estribos verticales, la grieta será cruzada por un mayor número de dichos estribos que en una viga sin prestuerzo, siendo así más eficiente la transmisión del concreto por los estribos, a través de la longitud de la grieta.



f_t = esfuerzo principal e tensión

Figura IV.4 Diagrama de cuerpo libre de una partícula sometida a esfuerzos de tensión diagonal.

Por último, en la figura IV.5 se explica de manera gráfica cómo la acción del presfuerzo provoca que la grieta sea más tendida.



Dirección del esfuerzo principal a tensión, σ_t , en la viga, sin presfuerzo.

Dirección del esfuerzo principal a tensión, σ_t , en la viga, considerando la acción de la fuerza de presfuerzo, P .

Figura IV.5 Acción del presfuerzo sobre la orientación del esfuerzo principal a tensión de las partículas

b) Retorno en los extremos

A continuación se presenta una síntesis de los trabajos que Magnel y Guyon han desarrollado para diseñar el refuerzo transversal en los extremos de vigas prefabricadas de referencia.

Posteriormente se realizó un caso de estudio y con ayuda de la computadora se diseñó una columna tipo diámetro, y en el que se hace algunas observaciones al estudio antes citado para sus aplicaciones a cualquier disposición del acero de presfuerzo.

La necesidad del refuerzo transversal en los extremos de vigas prefabricadas, se debe a que la flexión del esfuerzo longitudinal de compresión hace con el prefuerzo produce esfuerzos de tensión transversales verticales, que pueden conducir al agrietamiento longitudinal del elemento, como se observa en la figura 17.6. ver referencias 14 y 15.

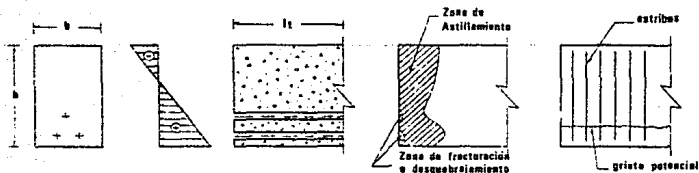


Figura 17.6 a) Sección transversal de una viga prefabricada. b) Bloque de esfuerzos provocado por la acción horizontal del prefuerzo en el sentido transversal de la viga. c) Transmisión de la fuerza de prefuerzo al concreto. d) Zona astillada por la acción del prefuerzo y el resquebraje potencial del extremo. refuerzo requerido.

Basicamente el estudio consiste en obtener el momento flectante provocado por la acción horizontal del prefuerzo y momento que solo se estudian en esta tesis, tanto en dirección horizontal y como la sección transversal del elemento. Para dicho análisis se utilizan con facilidad de estudio todas las secciones de viga existentes. Una vez obtenido el diagrama de momentos, se diseña el refuerzo para la flexión resultante.

En análisis una sección transversal rectangular y para el caso se obtienen expresiones generales que definen el efecto. Para secciones transversales no rectangulares, no existen expresiones similares que definen tal efecto y por lo tanto se toman estas como válidas para su diseño. De manera general, siendo que, si bien es cierto que no es al análisis propio, también es cierto que este análisis resulta conveniente para secciones no rectangulares y por lo tanto favorable para su diseño. Sin embargo, también, trabajos experimentales por referencia 14 indican que no existe una gran diferencia de resultados en secciones no rectangulares con respecto a las

obtenidos para secciones rectangulares.

En las figuras 10.7 y 10.8 se observa un estado de esfuerzos cíclico producido por el ciclo vertical δ dentro de este se consideran las secciones generadas por el punto A y B con un sistema equivalente de cargas y se desplazadas respectivamente, que sustituye al sistema real aplicado.

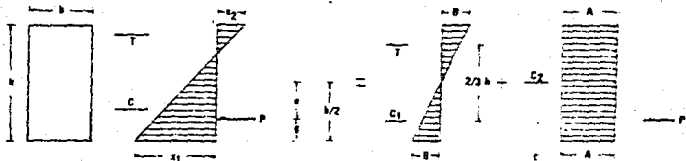


Figura 10.7 Estado de esfuerzos cíclico con un sistema de acción equivalente.

De la figura 10.7:

$$P = \int_0^h T \cdot b \cdot dx \quad (1)$$

$$C_1 = \int_0^h T \cdot \frac{b}{h} \cdot dx \quad (2)$$

Respecto a C_2 :

$$C_2 = \int_0^h T \cdot \frac{b}{2} \cdot dx \quad (3)$$

$$C_2 = \int_0^h T \cdot \frac{b}{2} \cdot dx \quad (4)$$

Considerando estas relaciones de las

$$E \cdot C_2 \cdot A = P \cdot e \quad (5)$$

De donde:

$$F = \frac{1}{2} P e; \quad (13.3.1)$$

Por lo tanto:

$$M = P A + e F = P (1/2) e + (1/2) P e; \quad (13.3.2)$$

$$M = P e; \quad (13.3.3)$$

$$I = P A + B = P (1/2) e + (1/2) P e; \quad (13.3.4)$$

$$I = P e; \quad (13.3.5)$$

Diagrama del momento producido por P en la sección transversal.

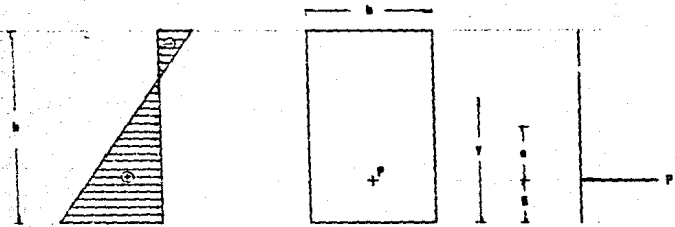


Figura 14.2 Símbolo de esfuerzos producidos por P sobre la sección transversal

Si $y \leq g$

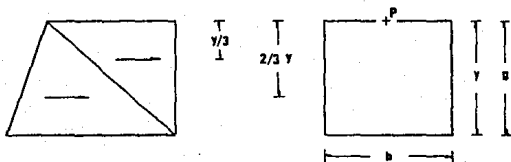


Figura IV.9 Cálculo del momento para $y \leq g$

El momento a la altura y se obtiene con la siguiente expresión.

$$M = \left[\frac{2}{3} P(y/h)^3 + \left(3 + \frac{h/2a}{y}\right) (y/h)^3 \right] P e \quad \text{Ec. IV.4}$$

Si $y > g$

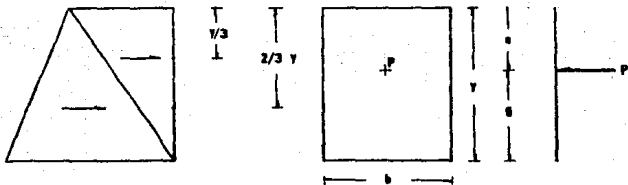


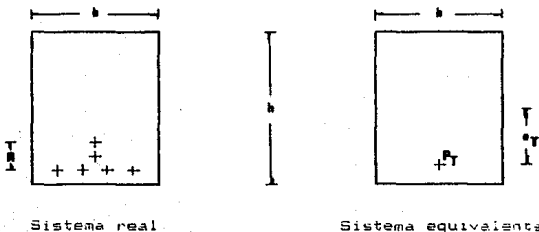
Figura IV.10 Cálculo del momento para $y > g$

El momento a la altura y se obtiene con la siguiente expresión:

$$M = \left[\frac{2y}{h} \right] \left[C + \frac{h}{2} \left(\frac{2y}{h} \right) \left(\frac{h}{2} + y \right) \right] + \left(\frac{h}{2} + y \right) \left(\frac{h}{2} + y \right) F_e \quad \text{Ec. IV.5}$$

Con ayuda de las expresiones Ec. IV.4 y Ec. IV.5 se obtiene el momento sobre la sección transversal que provoca la fuerza F_e .

Debe hacer notar que si se utilizan estas expresiones con el sistema equivalente de fuerzas tendrán que "corregirse" los resultados (para obtener los provocados por el sistema real de fuerzas aplicado) cuando la distancia y se localice en el rango en el que se encuentran los diferentes niveles de presfuerzo. ver figura IV.11. Mas adelante en el desarrollo de un ejemplo se explicará que debe entenderse por "corregir" los resultados.



Rango para el que habrá que "corregir" los resultados de las expresiones Ec. IV.4 y Ec. IV.5, cuando se sustituya en ellas un sistema equivalente de fuerzas

Figura IV.11 Rango de "corrección"

El problema al que lleva la "correction" de las expresiones citadas es que, finalmente para cada diseño, estas terminan por particularizarse, produciendo entonces que el método sea poco práctico.

A continuación se desarrolla un ejemplo en el que se utiliza el método neste orden presentado. Durante dicho desarrollo se hacen algunas observaciones, las que nos dan origen al método propuesto en este texto. Dicho ejemplo fue tomado de la referencia 4. Se trabaja con el sistema inglés de unidades.

Las características del problema se ilustran en la figura IV.12.

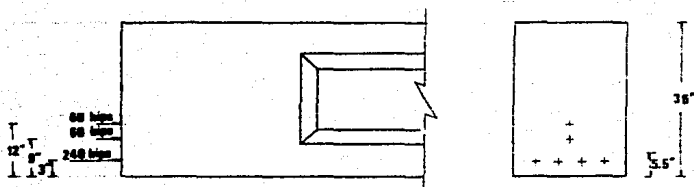


Figura IV.12 Ilustración del problema

ANÁLISIS DE LA VIGLA DE LA FIGURA 11.1

Se trata de un caso de un elemento de un sistema de elementos, de un elemento de un sistema de elementos, de un elemento de un sistema de elementos.

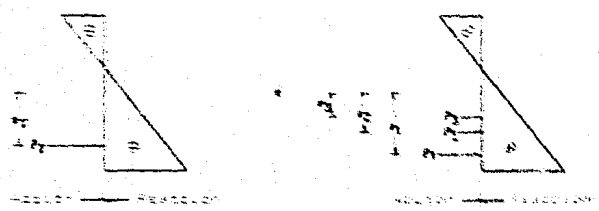


Figura 11.1.1. Elemento de un sistema de elementos.

Figura 11.1.2. Elemento de un sistema de elementos.

Se trata de un caso de un elemento de un sistema de elementos, de un elemento de un sistema de elementos, de un elemento de un sistema de elementos.

Se trata de un caso de un elemento de un sistema de elementos, de un elemento de un sistema de elementos, de un elemento de un sistema de elementos.

$$M = -0.1929 y^3 + 15.417 y^2 \quad \text{Ecu. 11.1.1}$$

$$M = -0.1929 y^3 + 15.417 y^2 - 360 y + 1980 \quad \text{Ecu. 11.1.2}$$

que son las expresiones que nos ayudaran a obtener el momento a lo largo de la viga. La convencion de signos utilizada es \odot .

- Si para dicha obtención del momento utilizamos el sistema equivalente de fuerzas, ver figura IV.13 (a), tendremos:

para $0 \leq y \leq 5.5$

$$M = -0.1929 y^2 + 15.417 y \quad \text{Ec. IV.4.1}$$

y para $y > 5.5$

$$M = -0.1929 y^2 + 15.417 y - 360 y + 1980 \quad \text{Ec. IV.4.1}$$

o

$$M = -0.1929 y^2 + 15.417 y - \underline{360 (y - 5.5)} \quad \text{Ec. IV.4.2}$$

Ver valores en la tabla IV.1 (a).

- Ahora, si los momentos se obtienen utilizando el sistema real aplicado de fuerzas, ver figura IV.13 (b), tendremos:

para $0 \leq y \leq 5$

$$M = -0.1929 y^2 + 15.417 y \quad \text{Ec. IV.4.1}$$

para $5 < y \leq 9$,

$$M = -0.1929 y^2 + 15.417 y - \underline{240 (y - 5)} \quad \text{Ec. IV.4.2}$$

o

$$M = -0.1929 y^2 + 15.417 y - \underline{240 (y - 5)} \quad \text{Ec. IV.4.3}$$

para $\theta = 15^\circ$

$$M = -0.1929 y^3 + 15.417 y^2 - 106 y - 1250 \quad \text{Eq. IV.4.3}$$

3

$$M = -0.1929 y^3 + 15.417 y^2 - 140 y - 37 - 50 y - 50 \quad \text{Eq. IV.4.4}$$

ypara $\theta = 30^\circ$

$$M = -0.1929 y^3 + 15.417 y^2 - 106 y - 1250 \quad \text{Eq. IV.4.1}$$

3

$$M = -0.1929 y^3 + 15.417 y^2 - 140 y - 37 - 50 y - 50 y - 100 \quad \text{Eq. IV.4.5}$$

Ver valores en la tabla IV.1 b)

Observaciones:

Los valores reales los esfuerzos, provocados por el sistema soportante de fuerzas es igual al obtenido con el sistema real aplicadas de fuerzas, sin embargo, en el primer caso, en la sumatoria de momentos con un determinado punto, ver figura IV.11 y tabla IV.11 se pierden los valores reales, y por lo tanto se corre el riesgo de no detectar los valores reales, valores con los que se llevara a cabo el diseño del retorcido transversal. Lo anterior, desde luego, no pasa en el segundo caso, dado en este, en los rangos de 3 a 7 y de 9 a 10, la expresión Eq. IV.4 tiene que corregirse". (Ver expresiones Eq. IV.4.1, Eq. IV.4.3, Eq. IV.4.5, Eq. IV.4.1, Eq. IV.4.4 y Eq. IV.4.5) es decir, al momento provocado por el plomo - reacción, habrá de restarsele (ver en las expresiones antes citadas los términos sustraídos) la acción de los niveles de presfuerzo, según el caso. Lo anterior provoca que este periodo debe de ser manual, y particular para cada diseño, con lo tanto difícil de programar y finalmente poco práctico.

La propuesta de esta tesis es la siguiente:

Como se ha considerado como hipótesis fundamental que se trabaja en el rango elástico, el comportamiento de la sección es como se muestra en la figura IV.14.

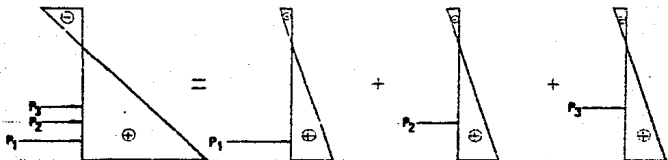


Figura IV.14 Comportamiento de la sección, rango elástico

La idea es, entonces:

- 1o) Calcular para cada nivel de presfuerzo el momento a la altura y , sustituyendo directamente los valores respectivos por nivel en las expresiones Ec. IV.4 y Ec. IV.5.
- 2o) Sumar los valores a la altura y obtenidos con cada nivel de presfuerzo; con lo que se obtiene el momento a la altura y producido por la acción total del presfuerzo.

La metodología anterior se utilizó para la solución del problema ilustrado en la figura IV.12. Los resultados se pueden observar en la tabla IV.2. Coservase que la tabla IV.1 b) es igual a la tabla IV.2 a). De aquí que el método producido sea válido.

El problema, visto de este modo, resulta más sencillo de resolverse e incluso se puede programar en un equipo de cómputo. En el siguiente capítulo se presenta dicho programa.

En el diseño con esfuerzos permisibles existen niveles de presiones sobre el eje neutro de la sección. Su comportamiento elástico, es como se muestra en la figura IV.15.

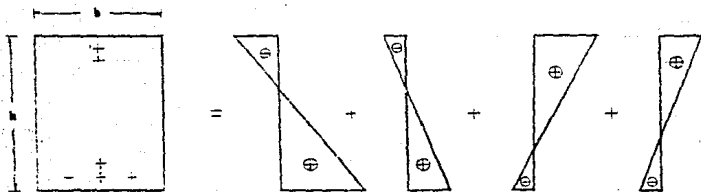


Figura IV.15 Comportamiento de una sección diseñada a flexión/ con esfuerzos permisibles. Rango elástico

La solución al problema planteado en la figura IV.15 es análogo a la del caso anterior y también presenta facilidades para ser resuelto por medio de un programa de cómputo (ver programa en el capítulo siguiente).

	M12	M12	M12	M
0	0.000	0.000	0.000	0.000
1	11.510	0.000	0.000	11.510
2	42.400	0.148	0.000	42.548
3	100.000	10.125	14.000	114.125
4	180.000	31.500	28.000	208.500
5	250.000	49.125	42.000	291.125
6	300.000	63.000	56.000	359.000
7	330.000	73.144	70.000	403.144
8	350.000	80.425	84.000	434.425
9	360.000	85.875	98.000	463.875
10	360.000	90.425	112.000	490.425
11	350.000	94.075	126.000	514.075
12	330.000	95.875	140.000	535.875
13	300.000	95.875	154.000	554.875
14	260.000	94.075	168.000	570.075
15	210.000	90.425	182.000	582.425
16	150.000	85.875	196.000	591.875
17	90.000	80.425	210.000	598.425
18	30.000	73.144	224.000	603.144
19	0.000	63.000	238.000	605.000
20		49.125	252.000	604.125
21		31.500	266.000	600.500
22		10.125	280.000	594.125
23		0.148	294.000	585.148
24		0.000	308.000	573.000
25		0.000	322.000	558.000
26		0.000	336.000	540.000
27		0.000	350.000	519.000
28		0.000	364.000	495.000
29		0.000	378.000	468.000
30		0.000	392.000	438.000
31		0.000	406.000	405.000
32		0.000	420.000	369.000
33		0.000	434.000	330.000
34		0.000	448.000	288.000
35		0.000	462.000	243.000
36		0.000	476.000	195.000
37		0.000	490.000	144.000
38		0.000	504.000	90.000
39		0.000	518.000	33.000
40		0.000	532.000	-27.000
41		0.000	546.000	-81.000
42		0.000	560.000	-138.000
43		0.000	574.000	-198.000
44		0.000	588.000	-261.000
45		0.000	602.000	-327.000
46		0.000	616.000	-396.000
47		0.000	630.000	-468.000
48		0.000	644.000	-543.000
49		0.000	658.000	-621.000
50		0.000	672.000	-702.000
51		0.000	686.000	-786.000
52		0.000	700.000	-873.000
53		0.000	714.000	-963.000
54		0.000	728.000	-1056.000
55		0.000	742.000	-1152.000
56		0.000	756.000	-1251.000
57		0.000	770.000	-1353.000
58		0.000	784.000	-1458.000
59		0.000	798.000	-1566.000
60		0.000	812.000	-1678.000
61		0.000	826.000	-1793.000
62		0.000	840.000	-1911.000
63		0.000	854.000	-2033.000
64		0.000	868.000	-2158.000
65		0.000	882.000	-2286.000
66		0.000	896.000	-2418.000
67		0.000	910.000	-2553.000
68		0.000	924.000	-2691.000
69		0.000	938.000	-2833.000
70		0.000	952.000	-2979.000
71		0.000	966.000	-3129.000
72		0.000	980.000	-3283.000
73		0.000	994.000	-3441.000
74		0.000	1008.000	-3603.000
75		0.000	1022.000	-3769.000
76		0.000	1036.000	-3939.000
77		0.000	1050.000	-4113.000
78		0.000	1064.000	-4291.000
79		0.000	1078.000	-4473.000
80		0.000	1092.000	-4659.000
81		0.000	1106.000	-4849.000
82		0.000	1120.000	-5043.000
83		0.000	1134.000	-5241.000
84		0.000	1148.000	-5443.000
85		0.000	1162.000	-5649.000
86		0.000	1176.000	-5859.000
87		0.000	1190.000	-6073.000
88		0.000	1204.000	-6291.000
89		0.000	1218.000	-6513.000
90		0.000	1232.000	-6739.000
91		0.000	1246.000	-6969.000
92		0.000	1260.000	-7203.000
93		0.000	1274.000	-7441.000
94		0.000	1288.000	-7683.000
95		0.000	1302.000	-7929.000
96		0.000	1316.000	-8179.000
97		0.000	1330.000	-8433.000
98		0.000	1344.000	-8691.000
99		0.000	1358.000	-8953.000
100		0.000	1372.000	-9219.000
101		0.000	1386.000	-9489.000
102		0.000	1400.000	-9763.000
103		0.000	1414.000	-10041.000
104		0.000	1428.000	-10323.000
105		0.000	1442.000	-10609.000
106		0.000	1456.000	-10899.000
107		0.000	1470.000	-11193.000
108		0.000	1484.000	-11491.000
109		0.000	1498.000	-11793.000
110		0.000	1512.000	-12099.000
111		0.000	1526.000	-12409.000
112		0.000	1540.000	-12723.000
113		0.000	1554.000	-13041.000
114		0.000	1568.000	-13363.000
115		0.000	1582.000	-13689.000
116		0.000	1596.000	-14019.000
117		0.000	1610.000	-14353.000
118		0.000	1624.000	-14691.000
119		0.000	1638.000	-15033.000
120		0.000	1652.000	-15379.000
121		0.000	1666.000	-15729.000
122		0.000	1680.000	-16083.000
123		0.000	1694.000	-16441.000
124		0.000	1708.000	-16803.000
125		0.000	1722.000	-17169.000
126		0.000	1736.000	-17539.000
127		0.000	1750.000	-17913.000
128		0.000	1764.000	-18291.000
129		0.000	1778.000	-18673.000
130		0.000	1792.000	-19059.000
131		0.000	1806.000	-19449.000
132		0.000	1820.000	-19843.000
133		0.000	1834.000	-20241.000
134		0.000	1848.000	-20643.000
135		0.000	1862.000	-21049.000
136		0.000	1876.000	-21459.000
137		0.000	1890.000	-21873.000
138		0.000	1904.000	-22291.000
139		0.000	1918.000	-22713.000
140		0.000	1932.000	-23139.000
141		0.000	1946.000	-23569.000
142		0.000	1960.000	-24003.000
143		0.000	1974.000	-24441.000
144		0.000	1988.000	-24883.000
145		0.000	2002.000	-25329.000
146		0.000	2016.000	-25779.000
147		0.000	2030.000	-26233.000
148		0.000	2044.000	-26691.000
149		0.000	2058.000	-27153.000
150		0.000	2072.000	-27619.000
151		0.000	2086.000	-28089.000
152		0.000	2100.000	-28563.000
153		0.000	2114.000	-29041.000
154		0.000	2128.000	-29523.000
155		0.000	2142.000	-30009.000
156		0.000	2156.000	-30499.000
157		0.000	2170.000	-30993.000
158		0.000	2184.000	-31491.000
159		0.000	2198.000	-31993.000
160		0.000	2212.000	-32499.000
161		0.000	2226.000	-33009.000
162		0.000	2240.000	-33523.000
163		0.000	2254.000	-34041.000
164		0.000	2268.000	-34563.000
165		0.000	2282.000	-35089.000
166		0.000	2296.000	-35619.000
167		0.000	2310.000	-36153.000
168		0.000	2324.000	-36691.000
169		0.000	2338.000	-37233.000
170		0.000	2352.000	-37779.000
171		0.000	2366.000	-38329.000
172		0.000	2380.000	-38883.000
173		0.000	2394.000	-39441.000
174		0.000	2408.000	-40003.000
175		0.000	2422.000	-40569.000
176		0.000	2436.000	-41139.000
177		0.000	2450.000	-41713.000
178		0.000	2464.000	-42291.000
179		0.000	2478.000	-42873.000
180		0.000	2492.000	-43459.000
181		0.000	2506.000	-44049.000
182		0.000	2520.000	-44643.000
183		0.000	2534.000	-45241.000
184		0.000	2548.000	-45843.000
185		0.000	2562.000	-46449.000
186		0.000	2576.000	-47059.000
187		0.000	2590.000	-47673.000
188		0.000	2604.000	-48291.000
189		0.000	2618.000	-48913.000
190		0.000	2632.000	-49539.000
191		0.000	2646.000	-50169.000
192		0.000	2660.000	-50803.000
193		0.000	2674.000	-51441.000
194		0.000	2688.000	-52083.000
195		0.000	2702.000	-52729.000
196		0.000	2716.000	-53379.000
197		0.000	2730.000	-54033.000
198		0.000	2744.000	-54691.000
199		0.000	2758.000	-55353.000
200		0.000	2772.000	-56019.000

Tabla IV.2 a) Momento provocado por el primer lecho de presfuerzo. b) momento provocado por el segundo lecho de presfuerzo. c) Momento provocado por el tercer lecho de presfuerzo. d) Momento total.

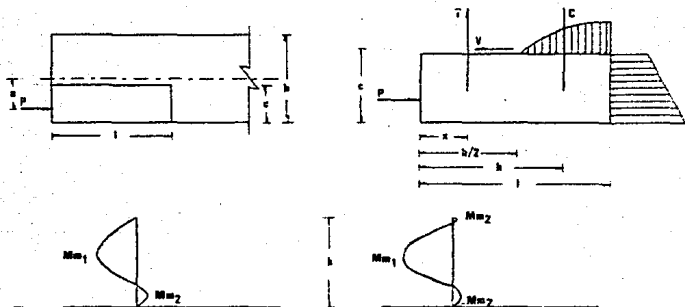


Figura 14.16 Análisis de una viga extrema. a) Extremo de una viga mostrándose la ubicación del cuerpo libre. b) Fuerzas que actúan en el cuerpo libre. c) Variación del momento con la profundidad. d) Variación del momento en el caso de un diseño por esfuerzos permisibles.

La figura 14.16 es un resumen de todo lo expuesto anteriormente. Nos servirá como apoyo para diseñar el diseño del refuerzo que estará comprendido dentro de una cierta distancia l a partir de la cara extrema, en lo que la distancia del esfuerzo de compresión es lineal.

La fuerza constante producida por figura 14.16 (c) es resistida por la tracción del acero y el momento resistente es proporcionado por la fuerza de tensión T , dada por el refuerzo, y la fuerza de compresión C , dada por el concreto. La altura c del cuerpo libre, es la altura h que se presenta la grieta, que podría serla calculada por la altura h que se presenta el momento máximo. En la práctica se calculan los momentos para varias tracciones del peralte de la viga, y de entre ellas se escogen los valores mínimos que dan los l que nos interesan en el diseño. En las figuras 14.16 (c) y (d) se muestran resultados típicos de la variación del momento a lo largo del peralte de la viga.

Conociendo el momento máximo a flexión a resistirse, las fuerzas T y C pueden calcularse, si la distancia entre ambos puede ser estimada, se proporcionaran estridos separados a una distancia n desde la cara externa para tomar la fuerza T , pudiéndose hallar fácilmente el centro de gravedad de las fuerzas de esos estridos.

Dicha fuerza de tensión T ser resistida se puede calcular con la siguiente expresión:

$$T = \frac{M_m}{n} \quad \text{Ec. IV.a}$$

donde

- T fuerza de tensión [kg]
- M_m máximo momento longitudinal [kg-cm]
- n distancia entre el extremo de la viga y el centroide de los estridos que se encuentran comprendidos en n [cm].

La referencia 4 propone que el esfuerzo permisible en los estridos sea menor o igual a:

$$f_s = 1.64 \left(\frac{f_c w}{e_s} \right)^{1/2} \quad \text{Ec. IV.b}$$

Pero además la referencia 11 indica que el esfuerzo máximo de trabajo a tensión del acero sea

$$f_t = 0.5 f_y \quad \text{Ec. IV.c}$$

En resumen

fe = $f_t \cdot A_t \cdot A_r$

Eq. IV.5

En las expresiones anteriores

fe = esfuerzo permisible en estribos (según referencia V) [kg/cm²]

E = módulo de elasticidad del acero [kg/cm²]

f_c = resistencia del concreto a compresión [kg/cm²]

w = ancho de grieta [cm] =

es una transversal de la barra (una rama del estribo) [cm²]

f_t = esfuerzo permisible en estribos (según referencia II) [kg/cm²]

fe = esfuerzo al que trabaja cada estribo, se puede calcular con $f_e = f_t A_t / A_r$ es el área total de acero en estribos [cm²]. [kg/cm²]

f_y = esfuerzo de fluencia del acero [kg/cm²]

- Para que las grietas no afecten el desempeño de la viga, tanto bajo cargas de servicio como hasta su resistencia última, se recomienda en la referencia V un ancho de grieta máximo, w, igual a 0.00127 cm (w_{max} = 0.00127 cm).

Para el problema que se ha venido resolviendo tomemos que el momento máximo, M_m , es 511.1 lib-in. y que ocurre a 17 in. de la fibra más baja de la sección. El problema se sigue resolviendo con el sistema inglés de unidades (ver expresiones correspondientes en la referencia y, capítulo IV para poder ser congruentes con los resultados hasta ahora obtenidos y continuar presentando la metodología a seguir para el tiempo. Dichas expresiones han sido adecuadas al sistema métrico decimal (ver expresiones Ee, IV a, b, c y d).

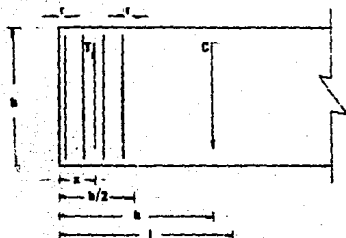
Si usamos estrizo del número 41 con $A_s = 1.2$ in², consideramos $f_c = 5000$ psi, $E_s = 30 \times 10^6$ psi y un ancho de grieta de 0.005 in. entonces:

$$f_s = \left[\frac{4 E_s f_c w}{A_s} \right] = \left[\frac{(4)(30 \times 10^6)(5000)(0.005)}{1.2} \right] \text{ psi}$$

$$f_s = 14,000 \text{ psi}$$

Para el cálculo de n (ver figura IV.17) podemos utilizar la siguiente aproximación:

$$n = n/4 = 36/4 = 9 \text{ in.}$$



$$n = \left[\frac{1}{4} \left(\frac{h}{2} \right) \right] = 2n / 4 + n$$

$$n = n / 4 \quad \text{Ec. IV.e}$$

r recubrimiento correspondiente al diámetro del estribo

$$r_{\text{min}} = 5 \text{ cms}$$

Figura IV.17 Aproximación del valor de n

Entonces la fuerza total en los estribos será :

$$T = 622.2 / (36 - 9) = 20.415 \text{ kips}$$

Y el número de estribos requeridos es :

$$N_b = T / (f_s A_s) = 20.415 / ((14.5) (0.2) (2)) = 4$$

Con una separación :

$$s = (60 / 4) (N_b) = (15) (4) = 60 / 4 = 15 \text{ in.}$$

El diseño de estribos para el segundo momento máximo, M_{2L} , se puede hacer de forma análoga. Así pues se tiene :

para $e = 4$

$$T = 100.5 / (36 - 9) = 4.944 \text{ kips}$$

$$N_b = 4.944 / ((14.5) (0.2) (2)) = 0.85 = 1$$

para $e = 7$

$$N_b = 4.944 / ((14.5) (0.14) (2)) = 1.14 = 1$$

El análisis anterior indica que para la segunda posición M_{2L} solo se requiere de un estribo del número 4 o uno del número 6, en ambos casos esto significa poco refuerzo. El análisis detallado es como se ha visto hasta ahora, y conviene hacerse con todos los diseños, sin embargo, como generalmente $M_{2L} < M_{2R}$, ver figura IV.12 c, y d, por razones prácticas se

deben especificar estrados del mismo tamaño, tipo y espaciamiento para la segunda distancia, etc. iguales a los indicados para M1.

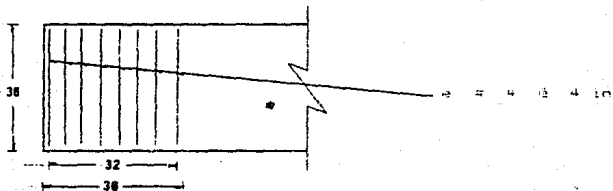


Figura 14.18 Croquis de armado para los extremos de la viga del probeta testado

IV.2 Metodología para el dimensionamiento

En este subcapítulo se han implicado para uno de los aspectos anteriores con la ayuda de la computadora. Trabajando con este tema se podrá ver más allá de lo que se dice.

El programa incluye con respecto los parámetros y procedimientos técnicos que se aplican tanto en la referencia II como en todas aquellas que sirven como apoyo técnico.

Para el fácil acceso de estos programas, también se han elaborado una serie de ficheros de respaldo de manera organizada sobre los datos necesarios para el diseño.

En las hojas siguientes se presentan una tabla y su respectivo listado para cada uno de los diseños.


```

640 CLS
650 PRINT:PRINT
660 PRINT

```

L E C T U R A 3 E D A T O S

```

670 LOCATE 11,20:PRINT "LA SECCION TRANSVERSAL ES LA SIGUIENTE:"
680 NS = INKEY$
690 IF NS = "N" THEN GOTO 695
700 IF NS = "Y" THEN GOTO 690
710 GOTO 670
720 LET A = (B+D) * (B+D) * (D+D)
730 GOTO 680
740 LET A = (B+D) * (B+D) * (D+D)
750 LET VI = (B+D) * (B+D) * (D+D)
760 LET VIII = (B+D) * (B+D) * (D+D)
770 IF VI = VIII THEN GOTO 780
780 IF VI < VIII THEN GOTO 790
790 LET VC = VI
800 GOTO 780
810 LET VC = VIII
820 GOTO 780
830 LET VC = VIII
840 GOTO 780
850 CLS
860 PRINT:PRINT

```

L E C T U R A 3 E D A T O S

```

870 PRINT:PRINT
880 PRINT:PRINT
890 PRINT:PRINT
900 PRINT:PRINT
910 PRINT:PRINT
920 PRINT:PRINT
930 PRINT:PRINT
940 PRINT:PRINT
950 CLS
960 PRINT:PRINT
970 PRINT:PRINT
980 PRINT:PRINT

```

Geometría de la sección

Dar el valor del ancho, b (cm)
 Dar el valor del ancho, d (cm)
 Dar el valor del espesor del acero, t (cm)
 Dar el valor del concreto, fc (kg/cm²)
 Dar el valor del concreto, fs (kg/cm²)
 Dar el valor del concreto total, c (cm)

L E C T U R A 3 E D A T O S

```

890 PRINT:PRINT
900 PRINT:PRINT
910 PRINT:PRINT
920 PRINT:PRINT
930 PRINT:PRINT
940 LOCATE 11,20:PRINT "Ingresar el valor de la sección de totalmente preesforzada"
950 LOCATE 15,20:PRINT "Dar el valor del área, As (cm2)"
960 PRINT:PRINT
970 PRINT:PRINT
980 CLS
990 PRINT:PRINT
1000 PRINT:PRINT
1010 PRINT:PRINT

```

Armado por flexión

Ingreso de preesforzada
 Dar el valor del área, As (cm²)
 Dar el valor de la resistencia, fc (kg/cm²)
 Acero de refuerzo
 Ingresar el valor de la sección de totalmente preesforzada
 Dar el valor del área, As (cm²)
 Dar el valor de la resistencia, fc (kg/cm²)
 Dar el valor de la cantidad de acero a tensionar, S (cm²)
 Dar el valor de la resistencia, fs (kg/cm²)

L E C T U R A 3 E D A T O S

```

1020 LOCATE 11,20:PRINT "LA SECCION TRANSVERSAL ES LA SIGUIENTE:"
1030 NS = INKEY$
1040 IF NS = "N" THEN GOTO 1045
1050 IF NS = "Y" THEN GOTO 1020
1060 GOTO 1020
1070 LET A = (B+D) * (B+D) * (D+D)
1080 GOTO 1020
1090 LET A = (B+D) * (B+D) * (D+D)
1100 IF A < VI THEN GOTO 1100
1110 VC = (B+D) * (B+D) * (D+D)
1120 GOTO 1020
1130 CLS

```



```

1272 PRINT:PRINT          *MAYO DE 1971*
1273 PRINT:PRINT          DEL VALOR DE LA CONSTANTE DE LA ELASTICIDAD
1274 PRINT:PRINT          DEL NÚMERO DE ONDAS POR SECCIÓN DE CILINDRO
1275 PRINT:PRINT          DEL VALOR DE LA VELOCIDAD DE LA ONDA DE LOS SECTORES
1276 PRINT:PRINT          DEL PLANEO MEDIO DE LAS ESTRECHAS (MILIMETROS)
1277 END
1278 GOTO 1279
1279 IF N=0 THEN GOTO 1280
1280 LET S1 = 1.5+0.5*N
1281 GOTO 1282
1282 PRINT:PRINT          * C O N T E N I D O *
1283 PRINT:

```

```

1287 LOCATE 1,1:PRINT:LA SECCION ES RECTANGULAR
1288 N = 1000
1289 IF N = 10 THEN GOTO 1290
1290 IF N = 100 THEN GOTO 1291
1291 GOTO 1292
1292 S1 = 1.5+0.5*N
1293 S2 = 1.5+0.5*N
1294 IF S1 = S2 THEN GOTO 1295
1295 LET S1 = S2
1296 GOTO 1297
1297 LET S1 = S1
1298 IF S1 = 5 THEN GOTO 1299
1299 LET S1 = 5
1300 GOTO 1301
1301 LET S1 = S1
1302 LET S1 = 1.5+0.5*N
1303 LET S1 = 1.5+0.5*N
1304 LET S1 = 1.5+0.5*N
1305 LET S1 = 1.5+0.5*N
1306 IF N = 10 AND S1 = 11 THEN GOTO 1307
1307 IF N = 10 AND S1 = 11 THEN GOTO 1308
1308 GOTO 1309
1309 LET S1 = S1
1310 GOTO 1311
1311 LET S1 = S1
1312 GOTO 1313
1313 LET S1 = S1
1314 IF S1 = S1 THEN GOTO 1315
1315 LET S1 = S1
1316 GOTO 1317
1317 LET S1 = S1
1318 GOTO 1319
1319 PRINT:PRINT          * L E C T U R A D E R E S U L T A D O *
1320 PRINT:

```

```

1320 PRINT:PRINT:PRINT:LA SEPARACION NECESARIA PARA ESTIMAR EL NUMERO
1321 DE ONDAS
1322 PRINT:PRINT:PRINT:O = 1000
1323 LOCATE 1,1:PRINT:SECCION A PARA REINICIAR O PARA REINICIAR
1324 N = 1000
1325 IF N = 10 THEN GOTO 1326
1326 IF N = 100 THEN GOTO 1327
1327 GOTO 1328
1328 LET S1 = 1.5+0.5*N
1329 GOTO 1330
1330 LET S1 = S1
1331 PRINT:PRINT          * L E C T U R A D E R E S U L T A D O *
1332 PRINT:

```

```

1332 LOCATE 1,1:PRINT:LA SECCION NO ES
1333 GOTO 1334

```

4120 SET SP = 00000000
4121 SET SP = 00000000
4122 SET SP = 00000000
4123 SET SP = 00000000
4124 SET SP = 00000000

LECTURA DE DATOS

4125 SET SP = 00000000
4126 SET SP = 00000000
4127 SET SP = 00000000
4128 SET SP = 00000000
4129 SET SP = 00000000

LECTURA DE DATOS

4130 SET SP = 00000000
4131 SET SP = 00000000
4132 SET SP = 00000000
4133 SET SP = 00000000
4134 SET SP = 00000000
4135 SET SP = 00000000
4136 SET SP = 00000000
4137 SET SP = 00000000
4138 SET SP = 00000000
4139 SET SP = 00000000
4140 SET SP = 00000000

LECTURA DE DATOS

4141 SET SP = 00000000
4142 SET SP = 00000000
4143 SET SP = 00000000
4144 SET SP = 00000000
4145 SET SP = 00000000
4146 SET SP = 00000000
4147 SET SP = 00000000
4148 SET SP = 00000000
4149 SET SP = 00000000
4150 SET SP = 00000000
4151 SET SP = 00000000
4152 SET SP = 00000000
4153 SET SP = 00000000
4154 SET SP = 00000000
4155 SET SP = 00000000
4156 SET SP = 00000000
4157 SET SP = 00000000
4158 SET SP = 00000000
4159 SET SP = 00000000
4160 SET SP = 00000000
4161 SET SP = 00000000
4162 SET SP = 00000000
4163 SET SP = 00000000
4164 SET SP = 00000000
4165 SET SP = 00000000
4166 SET SP = 00000000
4167 SET SP = 00000000
4168 SET SP = 00000000
4169 SET SP = 00000000
4170 SET SP = 00000000
4171 SET SP = 00000000
4172 SET SP = 00000000
4173 SET SP = 00000000
4174 SET SP = 00000000
4175 SET SP = 00000000
4176 SET SP = 00000000
4177 SET SP = 00000000
4178 SET SP = 00000000
4179 SET SP = 00000000
4180 SET SP = 00000000
4181 SET SP = 00000000
4182 SET SP = 00000000
4183 SET SP = 00000000
4184 SET SP = 00000000
4185 SET SP = 00000000
4186 SET SP = 00000000
4187 SET SP = 00000000
4188 SET SP = 00000000
4189 SET SP = 00000000
4190 SET SP = 00000000
4191 SET SP = 00000000
4192 SET SP = 00000000
4193 SET SP = 00000000
4194 SET SP = 00000000
4195 SET SP = 00000000
4196 SET SP = 00000000
4197 SET SP = 00000000
4198 SET SP = 00000000
4199 SET SP = 00000000
4200 SET SP = 00000000

NOMENCLATURA DE LA VIGAS

DISEÑO POR FUERZA CORTANTE
DE VIGAS AFESFORZADAS

CRUCIS DEL REFLEJO LONGITUDINAL



Sección Transversal

DIAGRAMAS DE MOMENTO

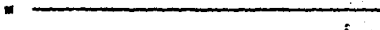


DIAGRAMA DE CORTANTE



VALORES DE

h	cm	m	l	cm	cm	cm	cm
1							
2							
3							
4							
5							
6							
7							
8							
9							
10							
11							
12							
13							
14							
15							
16							
17							
18							
19							
20							

* Medida desde el centro ** Ver 1.2.1a

DATOS DE LA SECCION

I Elemento prefabricado

I.1 Area de la seccion transversal $lca21$
 I.2 Resistencia del concreto, $f'c$ kg/cm^2
 ($f'c$ = 150 kg/cm^2)
 si la seccion es simple, pasar a la pregunta III

II Elemento colado en el lugar

II.1 Area de la seccion transversal $lca21$
 II.2 Resistencia del concreto, $f'c$ kg/cm^2
 ($f'c$ = 150 kg/cm^2)

III Indice de prestuerzo, lp

$lp1$ $lp2$ $lp3$ $lp4$ $lp5$
 $lp6$ $lp7$ $lp8$ $lp9$ $lp10$

IV Elija la zona que corresponda

- | | | |
|----|--------|--------|
| 1 | Zona 1 | Zona 1 |
| 2 | Zona 1 | Zona 1 |
| 3 | Zona 1 | Zona 1 |
| 4 | Zona 1 | Zona 1 |
| 5 | Zona 1 | Zona 1 |
| 6 | Zona 1 | Zona 1 |
| 7 | Zona 1 | Zona 1 |
| 8 | Zona 1 | Zona 1 |
| 9 | Zona 1 | Zona 1 |
| 10 | Zona 1 | Zona 1 |

si se elige Zona 1, pasar a la pregunta VIII ;

Zona 1 :

Prestuerzo total
 Fuera de la longitud de engrase
 Fuera de la longitud de transferencia

Zona 2 :

Prestuerzo parcial o total
 Dentro de la longitud de engrase
 Dentro de la longitud de transferencia

ENCLAP - 124 - 1

V Geometria de la seccion

V.1 Valor del ancho, b $lca3$

solo si es seccion rectangular, si no ENTER ;

V.2 Valor del ancho, b [cm].....

(ENTER si es seccion rectangular)

V.3 Valor del peralte efectivo, d [cm]

d1 _____ d2 _____ d3 _____ d4 _____ d5 _____
d6 _____ d7 _____ d8 _____ d9 _____ d10 _____

V.4 Valor del peralte, dp [cm]

dp1 _____ dp2 _____ dp3 _____ dp4 _____ dp5 _____
dp6 _____ dp7 _____ dp8 _____ dp9 _____ dp10 _____

V.5 Valor del peralte total, D [cm].....

V.6 Valor del espesor del ducto, t [cm].....

(ENTER si es seccion rectangular)

VI Fuentes

VI.1 Valor del momento, Ma [kg - cm]

Ma1 _____ Ma2 _____ Ma3 _____ Ma4 _____ Ma5 _____
Ma6 _____ Ma7 _____ Ma8 _____ Ma9 _____ Ma10 _____

VI.2 Valor del cortante, Va [kg]

Va1 _____ Va2 _____ Va3 _____ Va4 _____ Va5 _____
Va6 _____ Va7 _____ Va8 _____ Va9 _____ Va10 _____

VII La seccion transversal es L

1	S1	NO	5	S1	NO
2	S1	NO	7	S1	NO
3	S1	NO	8	S1	NO
4	S1	NO	9	S1	NO
5	S1	NO	10	S1	NO

SOLO PARA LINA L

VIII Geometria de la seccion

VIII.1 Valor del ancho, b [cm].....

(solo si es seccion rectangular, si no ENTER)

VIII.2 Valor del ancho, b' [cm].....

(ENTER si es seccion rectangular)

VIII.3 Valor del espesor del patin, t (cm).....

(ENTER si es sección rectangular)

VIII.4 Valor del peralte, dp (cm)

dp1 _____ dp2 _____ dp3 _____ dp4 _____ dp5 _____
dp6 _____ dp7 _____ dp8 _____ dp9 _____ dp10 _____

VIII.5 Valor del peralte, ds (cm)

ds1 _____ ds2 _____ ds3 _____ ds4 _____ ds5 _____
ds6 _____ ds7 _____ ds8 _____ ds9 _____ ds10 _____

VIII.6 Valor del peralte total, n (cm).....

IX Arriado con flexión

Acero de pretension

IX.1 Valor del área de acero, A_{sc} (cm²)

Asc1 _____ Asc2 _____ Asc3 _____ Asc4 _____ Asc5 _____
Asc6 _____ Asc7 _____ Asc8 _____ Asc9 _____ Asc10 _____

IX.2 Valor de la resistencia, f_{sc} (kg/cm²).....

Acero de refuerzo

IX.3 Valor del área de acero, A_s (cm²)

As1 _____ As2 _____ As3 _____ As4 _____ As5 _____
As6 _____ As7 _____ As8 _____ As9 _____ As10 _____

IX.4 Valor de la resistencia, f_y (kg/cm²).....

(ENTER si es totalmente pretensionada)

X Valor de la cuantía de acero a tensión, ρ

ρ_1 _____ ρ_2 _____ ρ_3 _____ ρ_4 _____ ρ_5 _____
 ρ_6 _____ ρ_7 _____ ρ_8 _____ ρ_9 _____ ρ_{10} _____

ZONA 1 d ZONA 2

xi La sección transversal es rectangular

1	SI	No	6	SI	No
2	SI	No	7	SI	No
3	SI	No	8	SI	No
4	SI	No	9	SI	No
5	SI	No	10	SI	No

XII) Interrupción del acero longitudinal mayor que el 50 %

1	SI	NO	SI	NO
2	SI	NO	SI	NO
3	SI	NO	SI	NO
4	SI	NO	SI	NO
5	SI	NO	SI	NO

XIII) Presfuerzo total de concreto

1	T	F	SI	NO
2	T	F	SI	NO
3	T	F	SI	NO
4	T	F	SI	NO
5	T	F	SI	NO

XIV) Valor del constante, $\gamma = 0.02$

Ver tabla de valores en la página 17

XV) Acero en estrados

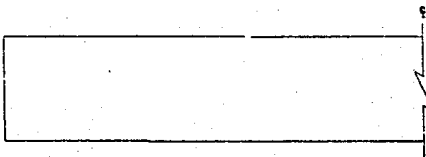
- XV.1 Tipo de la resistencia, f_y (kg/cm²).....
- XV.2 Número de barras por estrado, n
- XV.3 Área de la sección transversal de la barra de los estrados, A_b
- XV.4 Diámetro nominal de los estrados (número).....

XVI) La sección transversal es restringida

(Ver pregunta XII)

.....

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
a) Calcularlo										
b) Concreto 1										
c) Concreto 2										



```

10 CLS
11 LOCATE 12,15:PRINT TAB(5) DE LOS EXTREMOS DE LAS APROXIMADAS
12 LOCATE 12,15:PRINT TAB(10) " - I - PARA CONTINUAR"
13 IF N% = 0 THEN
14 IF N% = 0 THEN GOTO 100
15 GOTO 10
16 CLS
17 PRINTPRINT          L E C T U R A   D E   D A T O S
18 PRINT

```

```

104 PRINTPRINTPRINT
105 INPUT "DIA DEL NUMERO DE LECHES DAJO EL CONTROLADO: "N1%
106 PRINTPRINT
107 INPUT "LITROS DE LECHES DAJO EL CONTROLADO: "N2%
108 PRINTPRINT
109 INPUT "DIA DEL TAMAÑO DE LOS INTERVALOS: "N3%
110 DIM E%(N1)
111 CLS
112 PRINTPRINT          L E C T U R A   D E   D A T O S
113 PRINT

```

```

120 FOR I = 1 TO N1
121 PRINT
122 PRINT "VALOR DE LA EXCENTRICIDAD: "E%(I)
123 INPUT " "
124 INPUT "VALOR DE LA FUERZA: "F%(I)
125 PRINT " "
126 LET S1% = F%(I) * E%(I)
127 NEXT I
128 LET S = 0
129 LET I = 1
130 LET C = N1
131 DIM M%(C)
132 FOR M = 1 TO C
133 FOR I = 1 TO N1
134 FOR J = 1 TO N1
135 IF I = J THEN GOTO 137
136 LET MIA% = F%(I) * E%(I) * F%(J) * E%(J)
137 LET MIA% = MIA% * I * J
138 LET MIA% = MIA% * C
139 NEXT J
140 FOR I = 1 TO N1
141 FOR J = 1 TO N1
142 LET MIA% = MIA% * MIA%(I)
143 NEXT J
144 CLS
145 PRINTPRINT          L E C T U R A   D E   D A T O S
146 PRINT

```

```

400 LOCATE 14,15:PRINT TAB(5) "RESUMIDO SOBRE EL CONTROLADO DE LA SECCION: "
401 PRINT
402 IF N% = 0 THEN
403 IF N% = 0 THEN GOTO 437
404 IF N% = 0 THEN GOTO 400
405 GOTO 400
406 CLS
407 PRINTPRINT          L E C T U R A   D E   D A T O S
408 PRINT
409 PRINTPRINTPRINT
410 INPUT "DIA DEL NUMERO DE LECHES DAJO EL CONTROLADO: "N1%

```


CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

Cemento prefabricado

- VIII. Área de la sección transversal (cm²)..... _____
- IX. Resistencia del concreto, f'c (kg/cm²)..... _____
- (a) la sección es fidedigna, de acuerdo a la pregunta (II)

Cemento colado en el lugar

- X. Área de la sección transversal (cm²)..... _____
- XI. Resistencia del concreto, f'c (kg/cm²)..... _____
- XII. Diámetro nominal del estribo número..... _____
- XIII. Área de la sección transversal de una rama del estribo, A_s (cm²)..... _____
- XIV. Módulo de elasticidad del acero, E_s (kg/cm²)..... _____
- XV. Ancho permisible de grieta, w (cm)..... _____

se recomienda utilizar w = 0.0127 cm.

PARA SER LLENADO CUANDO SE CORRA EL PROGRAMA

Área de la zona I, A_z (cm²) = _____

	Valores calculados	Valores ajustados
Nº. de est. (Nº. de separación L _{est})		

Área de la zona II, A_z (cm²) = _____

	Valores calculados	Valores ajustados
Nº. de est. (Nº. de separación L _{est})		

1988 1988
I II

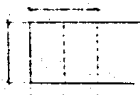
1/2 1/2

C R O Q U I E D E A R M A D O

1a. sección



2a. sección



V . EJEMPLOS

En este capítulo se han resuelto los diseños, para indicar el uso de la metodología propuesta.

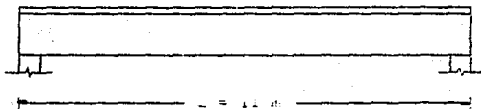
Agradecemos la ayuda prestada por el Ing. Francisco Freyre González, quien te facilitó los ejemplos por medio de los cuales se ilustra, de un modo más detallado, el dimensionamiento de sistemas orientados a usuarios, los criterios diferentes.

SECCION SIMPLE

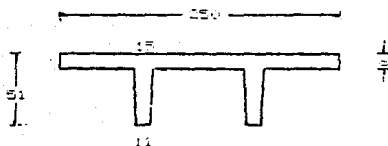
b) Ejemplo.

Diseñar la subestructura sistemática de un edificio de oficinas utilizando vigas y columnas, donde desde los siguientes:

$w_{adm} = 154 \text{ kg/cm}^2$
 $w_{col} = 150 \text{ kg/cm}^2$
 $r_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $r_{tr} = 12 \text{ kg/cm}^2$
 $r_y = 4 \text{ kg/cm}^2$
 $L = 11 \text{ m}$
 $Torsión = 0,125$



Sección:



a) Características Geométricas.

Esas características se obtienen del catálogo del ANIPAC.

$A_{se} = 2.670 \text{ cm}^2$
 $I_{xx} = 569.567 \text{ cm}^4$
 $r_{xx} = 37,7 \text{ cm}$
 $r_{yy} = 13,1 \text{ cm}$

ANÁLISIS DE LA VIGA: Sistema de Eje T

DISEÑO DE LA FUERZA DE TRABAJO
DE LOS ARREBOLLOS

OPORTO DEL REFUERZO CONSTRUCTIVO

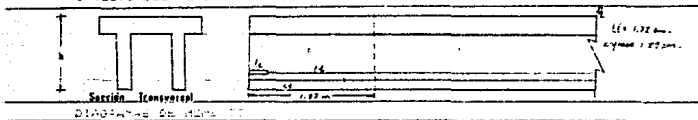
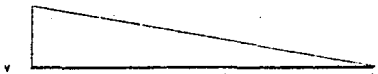


DIAGRAMA DE DEFLEXIÓN



RESUMEN DE DATOS

Longitud (m)	Area de Armadura (cm ²)	f' (kg/cm ²)	f _{tr} (kg/cm ²)
0.00	100.000	0.130	15.000
1.00	200.000	2.000	20.000
2.00	300.000	3.110	30.000
3.00	400.000	4.220	40.000
4.00	500.000	5.330	50.000

FORMULARIO DE ENCUESTA

Elementos de la sección

I.1. Área de la sección transversal (cm²)..... 2.10
 I.2. Resistencia del concreto, f'c (kg/cm²)..... 250

f'c = 20.7 kg/cm²
 f'c = resistencia de diseño, según se prescribe III

II. Elementos de la zona

II.1. Área de la sección transversal (cm²).....
 II.2. Resistencia del concreto, f'c (kg/cm²).....

f'c = 20.7 kg/cm²

III. Índice de Prestación, I_p

I₁ _____ I₂ _____ I₃ _____ I₄ _____ I₅ _____
 I₆ _____ I₇ _____ I₈ _____ I₉ _____ I₁₀ _____

IV. Etica la zona que corresponde

1	Zona 1	Zona 2	<u>X</u>
2	Zona 1	Zona 2	<u>Y</u>
3	Zona 1	Zona 2	<u>Y</u>
4	Zona 1	Zona 2	<u>Y</u>
5	Zona 1	Zona 2	<u>Y</u>
6	Zona 1	Zona 2	_____
7	Zona 1	Zona 2	_____
8	Zona 1	Zona 2	_____
9	Zona 1	Zona 2	_____
10	Zona 1	Zona 2	_____

V. Se usó Zona 1. Según se prescribe III

Zona 1 :

Prestación total
 Fuera de la longitud de ensayo
 Fuera de la longitud de transferencia

Zona 2 :

Prestación parcial o total
 Dentro de la longitud de ensayo
 Dentro de la longitud de transferencia

SOLO PARA ZONA 1

VI. Señales de la zona

VI.1. Señal de la zona 1 (cm).....

Nota de ex. Lector: Escudarse, si no ENTER :

V.2 Valor del ancho, a (cm).....20

* ENTER si es seccion rectangular

V.3 Valor del diametro efectivo, d (cm)

d1 _____ d2 _____ d3 46.25 d4 46.25 d5 46.25
d6 _____ d7 _____ d8 _____ d9 _____ d10 _____

V.4 Valor del diametro, D (cm)

D1 _____ D2 _____ D3 46.25 D4 46.25 D5 46.25
D6 _____ D7 _____ D8 _____ D9 _____ D10 _____

V.5 Valor del peralte total, h (cm).....51

V.6 Valor del espesor del asfalto, s (cm).....4

* ENTER si es seccion rectangular

VI Subras

VI.1 Valor del momento, M (kg - cm)

M1 _____ M2 _____ M3 1155.00 M4 1155.00 M5 1155.00
M6 _____ M7 _____ M8 _____ M9 _____ M10 _____

VI.2 Valor del cortante, V (kg)

V1 _____ V2 _____ V3 577.50 V4 577.50 V5 577.50
V6 _____ V7 _____ V8 _____ V9 _____ V10 _____

VII LA seccion transversal es

1	S1	NO	2	S1	NO
2	S2		3	S2	NO
3	S3	XXX	4	S3	NO
4	S4		5	S4	NO
5	S5		6	S5	SI

2000 1011 1011 1

VIII Reanillo de la seccion

VIII.1 Valor del ancho, a (cm).....20

* ENTER si es seccion rectangular

VIII.2 Valor del diametro efectivo, d (cm).....20

* ENTER si es seccion rectangular

111.0 Valor del acero del perfil: 1 tonelada..... 6

(ZONA A: en sección rectangular)

111.1 Valor del acero de 1200

As1 48 As2 46,92 As3 As4 As5
As6 As7 As8 As9 As10

111.2 Valor del acero de 1200

As1 48 As2 46,92 As3 As4 As5
As6 As7 As8 As9 As10
111.3 Valor del Acero total: 12 toneladas..... 61

12. Areas del acero

Área de acero de 1200

12.1 Valor del área de acero: 1200

As1 316 As2 303 As3 As4 As5
As6 As7 As8 As9 As10

12.2 Valor de la resistencia: 120 toneladas..... 18,125

Área de acero de 1200

12.3 Valor del área de acero: 1200

As1 As2 As3 As4 As5
As6 As7 As8 As9 As10

12.4 Valor de la resistencia: 120 toneladas.....

(ZONA A: en sección rectangular)

12.5 Valor de la cantidad de acero a tensionar: 1200

As1 2,002 As2 2,002 As3 As4 As5
As6 As7 As8 As9 As10

Área de 1200

13. Sección universal de acero

1	21	X	6	21	14
2	21	X	7	21	14
3	21	X	8	21	14
4	21	X	9	21	14
5	21	X	10	21	14

XII. Intendencia del acero longitudinal mayor que el 50%:

Resistencia:	X	No	5	51	No
	51	X	5	51	No
	51	X	5	51	No
	51	X	5	51	No
	51	X	10	51	No

XIII. Resistencia total de barras:

Resistencia:	X	F	5	T	F
	X	F	5	T	F
	X	F	5	T	F
	X	F	10	T	F

XIV. Valor del cortante, V_u (kg):

Ver tabla de valores en la página 11

XV. Acero en estrados:

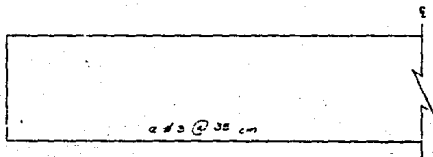
- XV.1. Valor de la resistencia, f_y (kg/cm²)..... 4200
 XV.2. Número de barras por estrado, n 4
 XV.3. Área de la sección transversal de la
 varilla de los estrados, a_s 2.11
 XV.4. Diámetro nominal de los estrados (número)..... 2

XVI. La sección transversal es rectangular:

Ver anexo 11.

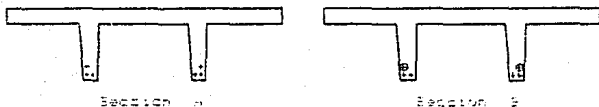
PARA LLENAR AL LLEVAR EL PROGRAMA

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
RESISTENCIA	28.25	28.25	28.25	28.25	28.25					
RESISTENCIA I.	28	28	28	28	28					
RESISTENCIA II	35	35	35	35	35					



C O N T E N I D O

1.- Cortes en las secciones A y B.



1.- La inclinación dentro de las zonas de anclaje transversalmente es de 1.97 m; la inclinación de anclaje es de 10 cm, la de transferencia de 1.72 m. La inclinación de anclaje es igual de la referencia VI y la longitud de transferencia por ayuda de anclaje es:

2.- Se consideran como las zonas más importantes a diseñar las siguientes:

- a) A una distancia $s/2$ del borde interior del apoyo
- b) De $s/2$ a 1.97 m; donde termina la zona de anclaje y transferencia
- c) A partir de 1.97 hasta el centro del claro, en tramos de un metro.

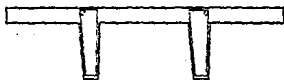
4.- Los valores de M_u , V_u y Q_u se obtienen distribuyendo las cargas de elementos mecánicos.

5.- El índice de prestuerzo no se obtiene ya que no existe armado longitudinal de acero ordinario.

6.- El ancho b es de 20 cm, ya que cada una de las almas de la cable T tiene un ancho promedio de 10 cm.

7.- Por ser la viga totalmente prestorada coincide ρ_p y ρ_s .

5.- Los espacios se soldarán con la siguiente
graduación: + raras ...



4 raras ... escrito

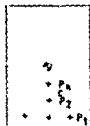
6.- Vdr siempre sus mayr que vu, por lo que toda la
liga se solda con el acero mismo.

MEMORANDUM DE LA UNO : Sistema de Ptas. III

COMANDO DE ENTRENOS
DE FIGHTS PARA TROOPERS

PRESUPUESTO SOBRE EL CONTROL DE LA SECCION

I	No. de horas de vuelo	5
II	Formas de vuelo de 15 min. de vuelo	21
III	Formas de las maniobras de 15 min.	1
IV	Lugar	Anteriorizado 1962	Presup. 1962
1	34,5	29,164
2	24,5	24,062
3
4
5
6
7
8
9
10

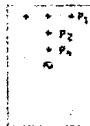


PRESUPUESTO SOBRE EL CONTROL DE LA SECCION

V Estado presupuestado sobre el control de la seccion

El presente presupuesto se ha basado a la propuesta de la UNO

VI	No. de horas de vuelo
VII	Lugar	Anteriorizado 1962	Presup. 1962
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10



EXACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Elemento: BARRAS DE ACERO

- (III) Área de la sección transversal (cm²)..... 1.034
- (4) Resistencia del concreto, f'c (kg/cm²)..... 370
 - (4.1) la sección en simple, según a la pregunta (III)
- Eje uno: sección en el lugar
- (5) Área de la sección transversal (cm²)..... —
- (6) Resistencia del concreto, f'c (kg/cm²)..... —
- (7) Área de sección del acero (kg/cm²)..... 3
- (8) Área de la sección transversal de una barra (cm²)..... 0.011
- (9) Área de sección del acero (kg/cm²)..... 3.210
- (10) Ancho permisible de grietas, w (cm)..... 0.013

Se recomienda utilizar el w permitida

Tabla 10. Cálculo de la capacidad de carga de la columna

Área de la columna = 1.034 cm²

NO. DE BARRAS	ÁREA DE LAS BARRAS	ÁREA DE LA COLUMNA
3	0.033	1.034
3	0.033	1.034

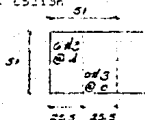
Área de la columna = 1.034 cm²

NO. DE BARRAS	ÁREA DE LAS BARRAS	ÁREA DE LA COLUMNA
0	0	1.034
0	0	1.034

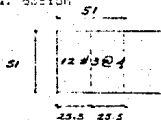


EXACTERÍSTICAS DE LA COLUMNA

1a. sección



2a. sección



OBSERVACIONES

1.- Como la longitud de engrase es de 25 cm. menor que el peralte total de la sección ($h = 51$ cm.), solo se hará un diseño en el extremo. Considerando entonces que en ese punto se disipa toda la descarga del presfuerzo.

2.- El tamaño del intervalo, λ , se recomienda sea pequeño para acercarse lo más posible al momento máximo.

3.- La fuerza en el primer lecho se obtiene con

$$F_1 = 4 \times F_0 = 4 \times 12\ 291 = 49\ 164$$

y en el segundo

$$F_2 = 2 \times F_0 = 2 \times 12\ 291 = 24\ 582$$

4.- El número de ramas no aparece como dato en la tabla (por un error); sin embargo se debe tener en cuenta ya que el programa lo solicitará. En este caso, se arma cada alma de la doble T, por lo tanto, $r = 4$.

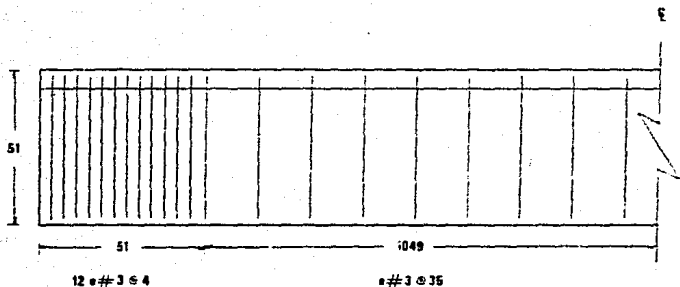
5.- $E_s = 2Es$ kg/cm².

6.- Al ajustar los resultados para la primera mitad del extremo, se redondea a 3.34 a 3.0 y 4.02 a 4.

Para la segunda mitad, como los valores no son significativos, se les puede poner cero a los valores ajustados, o bien, ENTER.

Lo anterior significa que realmente no se requieren estribos, pero como se vio antes, un diseño más conservador indica que se arme como la primera mitad.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA



ESTRUCTURA FINAL DE ARRANCO

1. Elementos y Cortante

BIBLIOTECA DE FÍSICA - TT 1

SECCION COMPUESTA

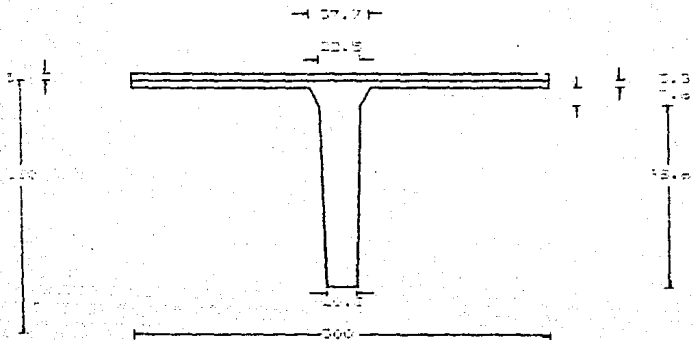
B) Ejemplo.

Diseñar el peso seccional sobre una avenida principal. Esta sección transversal es una viga "I" de sección estandarizada, sus datos son los siguientes:

$W_{top} = 100 \text{ kg/cm}$
 $W_{bot} = 350 \text{ kg/cm}$
 $r_{top} = 350 \text{ kg/cm}^2$
 $r_{bot} = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $r_y = 15 \text{ kg/cm}^2$
 $r_x = 1000 \text{ kg/cm}^2$
 $L = 20 \text{ m}$
 $Torque = 1.2 \text{ m}$



Sección:



MEMORIA DE CÁLCULO DE BARRA DEACCIÓN

DISEÑO POR FLECHA DE BARRA DEACCIÓN
DE VIGAS PRESTRESADAS

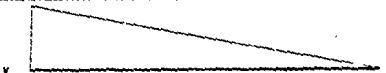
PROFILADO DEL BARRA DEACCIÓN CONSIDERADO



CONDICIONES DE CÁLCULO



CONDICIONES DE CÁLCULO



Longitud (m)	M (kgm)	P0 (kg)	V (kg)
0.00	0.000.000	23.840	23.840
1.00	0.300.000	22.840	22.840
2.00	1.000.000	21.840	21.840
3.00	2.100.000	20.840	20.840
4.00	3.600.000	19.840	19.840
5.00	5.400.000	18.840	18.840
6.00	7.500.000	17.840	17.840
7.00	9.900.000	16.840	16.840
8.00	12.600.000	15.840	15.840
9.00	15.600.000	14.840	14.840
10.00	18.900.000	13.840	13.840

CONDICIONES DE CÁLCULO DE BARRA DEACCIÓN DE VIGAS PRESTRESADAS

DATOS DE LA SECCION

I Elemento pretensado

I.1 Area de la seccion transversal A_{cm21} 1001
 I.2 Resistencia del concreto, f_c (kg/cm²)..... 340

($f_c = 250$ kg/cm²)
 (si la seccion es simétrica, pasar a la pregunta III)

II Elemento colado en el lugar

II.1 Area de la seccion transversal A_{cm21} 1008
 II.2 Resistencia del concreto, f_c (kg/cm²)..... 340

($f_c = 250$ kg/cm²)

III Índice de pretensado, I_p

I_{p1} I_{p2} I_{p3} I_{p4} I_{p5}
 I_{p6} I_{p7} I_{p8} I_{p9} I_{p10}

IV Zonas de la zona que corresponden:

1	Zona 1	Zona 2
2	Zona 1	Zona 2
3	Zona 1	Zona 2
4	Zona 1	Zona 2
5	Zona 1	Zona 2
6	Zona 1	Zona 2
7	Zona 1	Zona 2
8	Zona 1	Zona 2
9	Zona 1	Zona 2
10	Zona 1	Zona 2

(si va a una zona ... pasar a la pregunta III)

Zona 1 :

Prestados total
 Fuera de la longitud de anclaje
 Fuera de la longitud de transferencia

Zona 2 :

Prestados dentro de la longitud de anclaje
 Dentro de la longitud de transferencia
 Dentro de la longitud de transferencia

Comentarios de la seccion:

El momento en el apoyo de apoyo.....

El momento en el apoyo de apoyo.....

VI Valor del activo A (cont.)..... 214

(ENTER si es seccion rectangular)

VII Valor del pasivo efectivo A (cont)

SI	NO	SI	NO	SI	NO
20/10/84	17/10/84	08/10/84	04/10/84	05/10/84	01/10/84

VIII Valor del servicio de (cont)

NOI	NOII	NOIII	NOIV	NOV
20/10/84	20/10/84	20/10/84	20/10/84	20/10/84

IX Valor del pasivo efectivo B (cont.)..... 16

X Valor del pasivo efectivo C (cont.)..... 12

(ENTER si es seccion rectangular)

XI Pasivos

XI.1 Valor del elemento No. 1 (a - cont)

NOI	NOII	NOIII	NOIV	NOV	NOVI
20/10/84	17/10/84	08/10/84	04/10/84	05/10/84	01/10/84

XI.2 Valor del elemento No. 1 (b)

NOI	NOII	NOIII	NOIV	NOV
20/10/84	17/10/84	08/10/84	04/10/84	05/10/84

XII La seccion transversal en L

1	SI	NO	6	SI	NO
2	SI	NO	7	SI	NO
3	SI	NO	8	SI	NO
4	SI	NO	9	SI	NO
5	SI	NO	10	SI	NO

(ENTER si es seccion rectangular)

XIII Estructura de la seccion

XIII.1 Valor del activo B (cont.)..... 1

(ENTER si es seccion rectangular)

XIII.2 Valor del activo C (cont.)..... 214

(ENTER si es seccion rectangular)

VIII.3 Valor del espacio del patín. 1 (cm)..... 15

ENTRADA si es medida rectangular)

VIII.4 Valor del peralte, en (cm)

del 101.6 del 102.4 del 103.0 del 103.5 del 104.0
de 107 de 107 de 107 de 107 de 107

VIII.5 Valor del peralte, en (mm)

del 101.6 del 102.4 del 103.0 del 103.5 del 104.0
de 107 de 107 de 107 de 107 de 107

VIII.6 Valor del peralte total. 11 (cm)..... 115

IX) Armado por flexión

ARMADO DE BARRAS

IX.1 Valor del área de acero, en (cm²)

del 3.14 del 3.14 del 3.14 del 3.14 del 3.14
de 3.14 de 3.14 de 3.14 de 3.14 de 3.14

IX.2 Valor de la resistencia, en (kg/cm²)..... 3.14

ARMADO DE BARRAS

IX.3 Valor del área de acero, en (cm²)

del 3.14 del 3.14 del 3.14 del 3.14 del 3.14
de 3.14 de 3.14 de 3.14 de 3.14 de 3.14

IX.4 Valor de la resistencia, en (kg/cm²).....

ENTRADA si es tratamiento empalmado

X) Valor de la cantidad de acero a tensionar, en

del 2.00 del 2.00 del 2.00 del 2.00 del 2.00
de 2.00 de 2.00 de 2.00 de 2.00 de 2.00

XI) Sección del área de acero a tensionar

1	21	X	2	21	X
2	21	X	3	21	X
3	21	X	4	21	X
4	21	X	5	21	X
5	21	X	6	21	X

20. Caracterización de, sobre los conductores de la II L. 2

1	2	3	4	5	6
XXXXX	XXXXX	XXXXX	XXXXX	XXXXX	XXXXX

21. Caracterización de, sobre los conductores de la II L. 2

1	2	3	4	5	6
XXXXX	XXXXX	XXXXX	XXXXX	XXXXX	XXXXX

22. Valor del conductor de la II L. 2

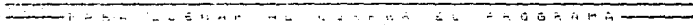
23. Valor de los conductores de la página 1.

24. Valor de los conductores

- 24.1 Valor de la resistencia, R (Ohm/m)... 4500
- 24.2 Valor de R para los conductores, R 2
- 24.3 Valor de la resistencia transversal de la
varilla de los conductores, R_s 0.21
- 24.4 Dirección mínima de los conductores (Inchero)..... 3

25. La sección transversal es multiplicada

Figura 1.1



	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1. Resistencia	15.51	12.10	10.82	28.70	36.42	32.16	42.30	44.30	34.27	36.25
2. Resistencia	19	18	19	26	34	32	43	47	36	36
3. Resistencia	15	19	19	25	25	30	30	30	40	40

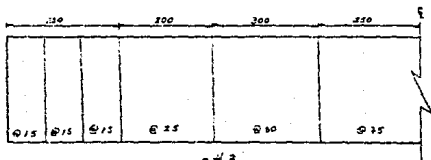


Fig. 1.3

DESIGN PROBLEMS

1. For the designs in Table 2 :

$$d_{p1} = 113 - 9.5 = 103.5 \text{ cm}$$

$$d_{p2} = d_{p3} = 113 - 11.95 = 101.05 \text{ cm}$$

In these cases calculate the values of σ_{θ} and σ_{ϕ} for the θ and ϕ axes.

$$r_{\theta p1} = 10 \times 0.909 = 9.09 \text{ cm}$$

$$r_{\theta p2} = r_{\theta p3} = 10 \times 0.909 = 9.09 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\theta} = \frac{r_{\theta p1}}{d_{p1}} = \frac{9.09}{103.5} = 0.088$$

$$\sigma_{\theta} = \sigma_{\theta} = \frac{r_{\theta p2}}{d_{p2}} = \frac{9.09}{101.05} = 0.090$$

$$\sigma_{\phi} = \sigma_{\phi} = 0.005$$

DISEÑO DE EXTREMOS
 DE VIGAS PREFORZADAS

PREFORZO BAJO EL CENTRO DE LA SECCION

I No. de lechos, n_l..... 4


II Peralte en la base, h (cm)..... 115

III Tamaño de los intervalos, s (cm)..... 1

IV Lecho Capacidad Fuerza

 (cm) (kg)

1	24.94	34.875
2	24.94	34.875
3	25.54	34.875
4	20.54	12.221
5		
6		
7		
8		
9		
10		



PREFORZO SOBRE EL CENTRO DE LA SECCION

V Tipo de estribo sobre el centro de : el no

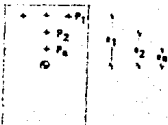
 si la longitud es no. menor a la longitud s_l.

VI No. de lechos, n_l.....

VII Lecho Capacidad Fuerza

 (cm) (kg)

1		
2		
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		



CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Elemento construido

VIII	Área de la sección transversal (cm ²).....	1284
IX	Resistencia del concreto, f'c (kg/cm ²).....	240

* La sección es simétrica sobre la línea (II)

Elemento colado en el lugar

X	Área de la sección transversal (cm ²).....	1288
XI	Resistencia del concreto, f'c (kg/cm ²).....	240
XII	Diseño nominal del acero (número).....	3
XIII	Área de la sección transversal de una rama del acero, a: (cm ²).....	2.31
XIV	Módulo de elasticidad del acero, E: (kg/cm ²).....	21000
XV	Ángulo de inclinación de la rama, α (°).....	30.00

* Se recomienda utilizar # 3 (10M) cm.

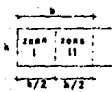
FORMA SER LLENADO CUANDO SE CORRA EL PROGRAMA

Sección de la zona I

	VALORES CALCULADOS	VALORES ADOPTADOS
NO. DE VÉRTECES	16.14	16
SEPARACIÓN (cm)	3.50	3.5

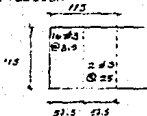
Sección de la zona II

	VALORES CALCULADOS	VALORES ADOPTADOS
NO. DE VÉRTECES	4.32	4
SEPARACIÓN (cm)	24.78	25

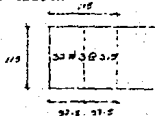


C O R R E C T I S D E A R R O J E S

1a. Sección



2a. Sección



NUMERATURA DE LA VIGA: PLAC PERSONAL 101 (PARA RESOLVA)

DISEÑO DE ENTRENDO DE VIGAS PREESFORZADAS

PREFORZADO BAJO EL CENTROIDE DE LA SECCION

- I No. de lemnas. nio..... 5
- II Peralte de la viga. h (cm)..... 115
- III Tamano de los incrementos. Δ (cm)..... 1

IV Lezna	Ecentricidad (cm)	Fluencia (ksi)
1	45.54	26.875
2	46.44	26.875
3	47.34	26.875
4	48.24	26.875
5	49.14	26.875
6		
7		
8		
9		
10		

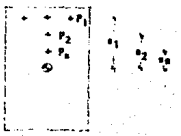


PREFORZADO SOBRE EL CENTROIDE DE LA SECCION

El centro de gravedad sobre el centroide de la seccion es 41 cm.

El preesfuerzo es de 100 lb/ft. La distancia Δ es 1 cm.

VI Lezna	Ecentricidad (cm)	Fluencia (ksi)
1		
2		
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		



CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Elemento prefabricado:

- VIII Área de la sección transversal (cm²)..... 4861
 IX Resistencia del concreto, f'c (kg/cm²)..... 360
 (se la sección es simple, pasar a la pregunta (II))

Elemento colado en el lugar:

- X Área de la sección transversal (cm²)..... 1268
 XI Resistencia del concreto, f'c (kg/cm²)..... 360
 XII Diámetro nominal del estribo (número)..... 2
 XIII Área de la sección transversal de una rama del estribo, sa (cm²)..... 0.71
 XIV Módulo de elasticidad del acero, Es (kg/cm²)..... 2100⁶
 XV Ancho permisible de grieta, w (cm)..... 0.011

(se recomienda utilizar w = 0.0127 cm)

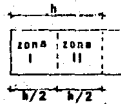
PARA SER LLENADO CUANDO SE CORRA EL PROGRAMA

Anchura de la zona I M máx + :

	Valores calculados	Valores ajustados
No. de estribos	16.14	16
Separación (cm)	3.24	3.5

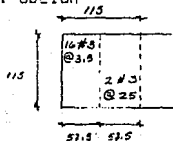
Anchura de la zona II M máx - :

	Valores calculados	Valores ajustados
No. de estribos	2.32	2
Separación (cm)	24.78	25

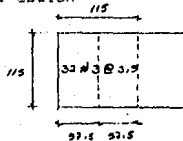


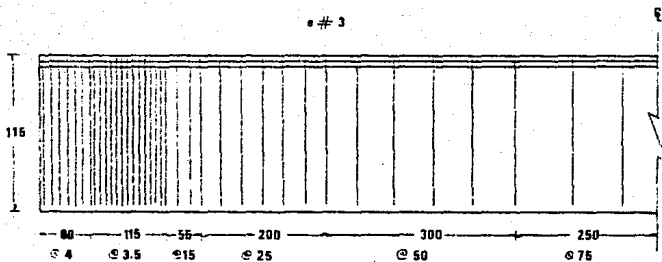
C R U C I O S D E A R R A N D O

1a. opción



2a. opción





OPEDIC FINAL DE ARABDO

(Extremos y Constante)

PUNTE SECCIONAL "A"

Finalmente quisiera advertir que en todos los casos
de importancia que, en la medida de lo posible, este tipo de eventos
se llevare a cabo mediante la ayuda de la comunidad para que
con un menor costo se puedan llevar a cabo los trabajos
necesarios.

A P E N D I C E A

7.3.1 Análisis del acero de pretensión

Las zonas de pretensado de tres o siete alambres deberán estar adheridos, así como de la sección crítica, en una longitud, en cm, no menor que

$$0.014 \cdot f_{pu} \cdot d_{se} / f_{ce} \quad (7.3)$$

Esta longitud puede limitarse a las secciones más próximas a las zonas de transferencia del momento, en las cuales sea necesario que se desarrolle la resistencia de diseño, f_{ce} es el esfuerzo en el torón cuando se alcanza la resistencia del elemento, f_{pu} es el esfuerzo efectivo en el torón, d_{se} es el diámetro del torón, en cm.

La referencia lo indica que la longitud de transferencia puede subirse igual a 3 veces el diámetro nominal del torón.

Cuando la adherencia del torón no se entienda hasta el extremo del elemento y en condiciones de servicio existan esfuerzos de tensión por flexión en el concreto en la zona precompresada, se debe duplicar la longitud de desarrollo del torón dada por la fórmula anterior.

La longitud de desarrollo de alambres liados de pretensión se subirá de 100 diámetros.

Referencias

- I Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Sistema Unificado del Departamento del Distrito Federal. Mexico, 1960
- II Normas Técnicas Especiales para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Secretaría Oficial del Departamento del Distrito Federal. Mexico, 1967
- III Gonzalez Llanes Oscar M., Rabiles Francisco. Estructuras Resistentes alas del Concreto Reforzado. Limusa S.A. Edicion Mexico, 1966
- IV Gillette W. Andrew. Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado. Limusa S.A. Edicion Mexico, 1966
- V Untermyer Marko J., Gurfinkel Samuel. Estructuras de Concreto. Mr. Gray Hill. New York, 1965
- VI Enrique Gonzalez Francisco. Dimensionamiento de Elementos Reforzados Empleando Dos Criterios Diferentes. Tesis Profesional. Mexico, 1964
- VII Eppel Egor P. Introduccion a la Mecanica de Solidos. Limusa S.A. Edicion Mexico, 1963
- VIII Calculo de Estructuras ANIFRAC. Cansar. Mexico