

58
24

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON**

FALLA DE ORIGEN

**CONCEPTOS BASICOS DE CONCRETO
PRESFORZADO PARA PUENTES**

Tesis Profesional que presenta
C. Ramón Quiroz Camargo
para optar por el título de
Ingeniero Civil

1995



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
CAMPUS ARAGÓN

UNIDAD ACADÉMICA

Me n l DANIEL VELÁZQUEZ VÁZQUEZ
Jefe de la Carrera de Ingeniería Civil,
Presente .

En atención a la solicitud de fecha 22 de agosto del año en curso, por la que se comunica que el alumno CRISPÍN RAMÓN QUIROZ CAMARGO, de la carrera de Ingeniero Civil, ha concluido su trabajo de investigación intitulado "CONCEPTOS BÁSICOS DE CONCRETO PREFORZADO PARA PUENTES", y como el mismo ha sido revisado y aprobado por usted se autoriza su impresión; así como la iniciación de los trámites correspondientes para la celebración del examen profesional.

Sin otro particular, le reitero las seguridades de mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México., 23 de agosto de 1995
EL JEFE DE LA UNIDAD


Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS

- c c p Asesor de Tesis
- c c p Interesado.

AIR'la.



*Este trabajo lo dedico a mis sobrinos , no para que sea un ejemplo sino
para que sirva de aliciente para buscar y realizar sus metas.*

C. Ramón Quiróy Camargo

Agradezco :

† *Al mi Padre que espero se sienta aguillose donde quiera que este*

Al mi Madre que supo llevarme por buen camino

Al mis Hermanos que me brindaron apoyo incondicional

Al los compañeros y compañeras que día con día recorrieron el camino junto conmigo.

Al la Universidad para la cual no tengo palabras de agradecimiento por la formación que me dió

Al todos mis Maestros en general que me dieron parte de su tiempo , y muy en especial al Ing. Amílcar Galindo Polorzano sin el cual este trabajo de tesis no se hubiera llevado a cabo.

INDICE

INTRODUCCION.....	1
CAPITULO I GENERALIDADES.....	4
Definición concreto Pretensado.....	8
Definición concreto Postensado.....	8
Principios generales del concreto Presforzado.....	9
Ventajas y desventajas en la utilización en Puentes.....	16
CAPITULO II DISEÑO ELASTICO POR FLEXION.....	19
Diseño preliminar.....	20
Conceptos básicos.....	22
Esfuerzos según etapas constructivas.....	22
Ejercicio de aplicación.....	25
Posición del cable (tendones excéntricos).....	30
Ejemplo.....	32
Comportamiento de una viga.....	34
Normas AASHTO.....	36
CAPITULO III DISEÑO ULTIMO POR FLEXION.....	37
Hipótesis básicas.....	38
Factores de carga.....	39
Ejercicio de aplicación.....	40
Diferencias entre Diseño Elástico y Diseño Ultimo.....	41
Momento Ultimo.....	43
Ejemplo.....	45
Normas AASHTO.....	48
Porcentaje de acero máximo y mínimo.....	48

CAPITULO IV PERDIDAS EN EL PRESFUERZO.....	50
Deformación instantánea del concreto.....	52
Deformación por flujo plástico.....	56
Deformación por contracción del concreto.....	57
Deformación por relajación.....	60
Perdidas por fricción.....	63
Corrimiento de los anclajes.....	66
Diagrama de perdidas por fricción.....	67
Normas AASHTO Perdidas por fricción.....	69
Normas AASHTO perdidas restantes.....	70
Ejemplo.....	71
CAPITULO V DISEÑO POR CORTANTE.....	77
Descripción del fenómeno.....	78
Factores que influyen en la resistencia.....	83
Normas AASHTO.....	84
CAPITULO VI PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS.....	86
Consideraciones Generales.....	87
Sistemas de Presforzado Freyssinet.....	91
Operación del sistema.....	92
Sistema de presforzado B.B.R.V.....	106
Operaciones de tensado.....	106
Sistema de pretensado Streesteel.....	113
Sistema Roem.....	117
Sistema de cable Covers LTD.....	118
Sistemas de Pretensado.....	120

CAPITULO VII DESARROLLO DE UN EJEMPLO.....	122
Proyecto de superestructura.....	123
Trabe Postensada.....	126
Trabe Pretensada.....	139
CONCLUSIONES.....	147
BIBLIOGRAFIA.....	149

INTRODUCCION

INTRODUCCIÓN

El concreto presforzado surgió después de la segunda guerra mundial como una respuesta a la necesidad de reconstruir rápidamente las obras de infraestructura destruidas por la contienda en los países Europeos. El desarrollo de esta tecnología fue posible gracias a las nuevas tecnologías que propiciaron la fabricación de concretos y aceros de alta resistencia. En los últimos 50 años el concreto presforzado se ha extendido por todo el mundo permitiendo la construcción rápida, económica y segura de obras de todo tipo, entre las que pueden señalarse puentes de grandes claros, cortinas de presas, silos de almacenamiento, plantas de energía nuclear, edificios de gran altura, etc.

En México se construyó en 1957 el primer puente de concreto presforzado utilizando tecnología nacional y desde esa fecha se ha ido incrementando cada vez más la aplicación de esta técnica en las nuevas construcciones del país.

Esta situación hace imprescindible que los Ingenieros Civiles tengan un conocimiento sólido sobre los principios básicos de diseño, las normas para el dimensionamiento, el comportamiento estructural y los procedimientos constructivos de las obras de concreto presforzado.

Desafortunadamente esta materia está ausente de la mayor parte de los programas curriculares de la carrera de Ingeniería Civil y sólo en algunas escuelas de nuestro país se incluye al concreto presforzado como una materia opcional ó como parte de cursos de Especialización. Por esta razón la mayor parte de los Ingenieros recién egresados desconocen aún los principios básicos del presforzado y suelen encontrar problemas en el ejercicio profesional ya que las obras que aplican esta técnica son cada vez mas frecuentes. A este desconocimiento se añade la dificultad de encontrar información sencilla sobre el tema, ya que si bien la bibliografía sobre el concreto presforzado es muy extensa, tiene el problema de que no es fácilmente accesible ya que consiste de publicaciones caras de tiraje limitado y que están disponibles sólo en círculos muy especializados.

El propósito de esta tesis es suplir estas deficiencias presentando los elementos básicos de esta tecnología e ilustrándolos con un ejemplo. Este trabajo se logró gracias a la consulta de numerosas fuentes bibliográficas y aspira a servir de guía a los Estudiantes e Ingenieros Civiles que deseen rápidamente informarse sobre esta técnica constructiva.

En el Capítulo I se expone el origen del concreto presforzado, así como una perspectiva de lo que es en sí, sus ventajas y desventajas; el panorama generalizado y se trata de visualizar que el concreto presforzado tiene un mundo de utilidades en puentes, pilotes, tanques, etc., aunque su uso está restringido por su alto costo y mayor control de calidad.

En el Capítulo II se explica en qué consiste el Diseño Elástico por Flexión, que es, por lo regular, el primer paso que se toma para llevar a cabo el diseño de un elemento, además se estudian las diversas etapas constructivas, así como los esfuerzos generados en los elementos en estudio y los fundamentos del porqué de la forma o manera de colocar el tendón en la viga.

El siguiente, el Capítulo III se ocupa en exponer el Diseño Último por Flexión, este básicamente sirve como una revisión de lo que es el Diseño Elástico, aunque también puede utilizarse para efectuar un diseño que también es confiable y proporciona seguridad, asimismo se da una referencia de las diferencias entre los dos métodos.

En el Capítulo IV se trabaja en lo que es las Pérdidas del Presfuerzo, este Capítulo es de suma importancia ya que muchos elementos construidos no han tenido el desempeño esperado por que en el diseño no se tomó en cuenta este concepto, aquí se incluye un diagrama y además se expone como construir el mismo ya que es de suma importancia para los elementos postensados.

En el Capítulo V se da un ejemplo y se explican los elementos teóricos para llevar a cabo una revisión del Esfuerzo Cortante que también se debe considerar en el diseño.

En el penúltimo, el Capítulo VI, se describen algunos de los muchos sistemas de presforzado, aquí sólo se describen los más usados ya que en realidad existen muchísimos, es sabido que el simple hecho de ocupar un gato diferente o algún sistema de anclaje diferente, aunque la diferencia sea mínima, dará como resultado la invención de otro método.

Por último, se presenta un ejercicio real y la manera como se resuelve según la práctica de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), dándole la secuencia sugerida.

CAPITULO I

GENERALIDADES

CAPITULO I GENERALIDADES

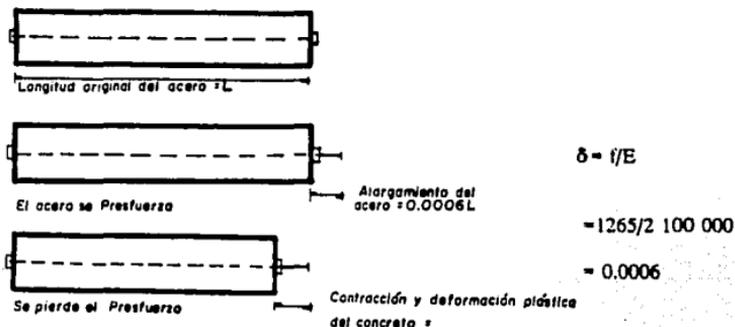
El presfuerzo se inició muy probablemente cuando se ataban cinchos ó aros metálicos alrededor de las duelas para formar barriles en los años de 1800.



Los aros ó cinchos se apretaban con un esfuerzo de tensión creando un presfuerzo de compresión en las duelas habilitándolas para resistir la presión interna de un líquido. Con esto se comprende que el presfuerzo no es nada más que la introducción de esfuerzos a una estructura, armadura ó elemento, previos a la carga de servicio.

Este concepto fue aplicado al concreto en 1886 por un Ingeniero de Sn. Francisco California llamado P.H. Jackson, que patentó un procedimiento donde ataba varillas de acero en piedras artificiales y en arcos de concreto. Independientemente, en 1888, el Alemán C.E.W. Doehring patentó un concreto reforzado con metal, con esfuerzos de tensión previos.

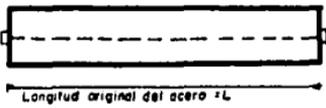
Estos métodos patentados no tuvieron éxito ya que debido a la contracción y escurrimiento plástico del concreto el presfuerzo se perdía; si consideramos una barra presforzada a un esfuerzo de trabajo de 1.265 kg/cm², sabiendo que el modulo de elasticidad es de 2 100 000 kg/cm², el alargamiento será:



Por esto es recomendable recordar que el presfuerzo, es decir, el alargamiento inicial del acero puede perderse totalmente debido a la contracción y escurrimiento plástico del concreto, a veces sólo una pequeña parte del presfuerzo se retenía, por lo que hasta ahora no era más recomendable que el refuerzo convencional.

En 1908, C.R. Stener de Estados Unidos sugirió el reajuste de las barras después de haberse llevado a cabo la contracción y el escurrimiento. En 1925 R.E. Dill de Nebraska, ensayó barras de alta resistencia cubiertas para evitar la adherencia, éstas se anclaban con tuercas, pero la razón mas poderosa para no aplicarlo fue por su alto costo.

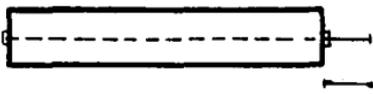
El desarrollo moderno del concreto presforzado se le acredita a E. Freyssinet, de Francia, quien en 1928, usó alambres de alta resistencia a la ruptura como 17 500 kg/cm² y un límite elástico de 12 650 kg/cm², con un esfuerzo inicial de 10 600 kg/cm², lo que daba una deformación unitaria de:



$$\delta = f/E$$

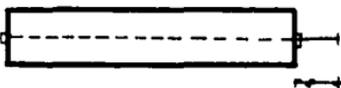
$$= 10\,600 / 2\,100\,000$$

$$= 0.005$$



Se presfuerza el acero

Alargamiento del acero = 0.005 L



Deformación plástica y contracción del concreto = -0.0008 L

Deformación efectiva en el acero = 0.0042 L

Se supone una pérdida total de 0.0008 por contracción y escurrimiento para que nos de una deformación neta de :

$$0.0050 - 0.0008 = 0.0042$$

Y el refuerzo en los alambres es de :

$$f = E \cdot \delta = 2 \cdot 100000 \cdot 0.0042 = 8860 \text{ kg/cm}^2$$

Freyssinet ensayó el presfuerzo cuando el acero estaba adherido, sin anclaje en los extremos, pero la primer aplicación fue hecha por E. Hoyer de Alemania; el sistema consistía en estirar los alambres entre dos pilotes, poniendo obturadores entre las unidades, colocando el concreto y cortando los alambres ya después de fraguado el concreto, pudiéndose hacer una fabricación másiva de elementos colocados entre dos pilares y contrafuertes.

La aplicación del concreto presforzado se multiplicó sólo desde que hubo métodos de tensado y anclajes confiables y económicos.

En 1939 Freyssinet produjo cuñas cónicas para anclajes en los extremos y diseño gatos de doble acción, los cuales tensaban los alambres y después presionaban los conos machos dentro de los conos hembras para anclarlos.

En 1940 el profesor G. Magnel, de Bélgica, desarrolló el sistema Magnel, en éste se estiraban dos alambres a la vez y se anclaban con una cinta metálica simple en cada extremo. El concreto adquirió verdadera importancia por la escasez del acero en Europa debido a la guerra.

El desarrollo del presfuerzo lo iniciaron Francia y Bélgica pero Inglaterra, Alemania, Suiza, Holanda, Rusia Soviética e Italia lo continuaron.

En Alemania cerca del 80% de los puentes de concreto son presforzados; en Estados Unidos el presforzado cambió de concepto ya que de ser lineal se transformó en circular, usándolo principalmente para tanques de almacenamiento; el presforzado lineal se usó en el año de 1949 con la construcción del Puente Philadelphia Walnut Lane Bridge. Entre los años de 1957-60 fueron autorizados 2 052 puentes por la Oficina de Caminos Públicos de Estados Unidos. El Prestressed Concrete Institute (Instituto de Concreto Presforzado) estimó que el 50% del volumen producido se empleó en la construcción de Puentes, el volumen de concreto postensado en el lugar es más difícil de estimar pero se sabe que sólo es una fracción del volumen precolado.

El concreto presforzado para Puentes ya ha sido estandarizado por las agencias federales y estatales, por lo que es comprensible que el mayor uso de elementos presforzados se dé en este campo, pero la incorporación del mismo a los códigos de construcción dará un horizonte más amplio en el uso de éste, encaminado a la construcción en general.

Para un mayor auge además se tiene la posibilidad de combinar acero presforzado con un refuerzo convencional, este sistema ya es conocido como Parcialmente Presforzado, que utiliza acero de alta resistencia no presforzado y acero si presforzado, este acero es tensado a esfuerzos menores, absorbiendo parte de los esfuerzos con acero ordinario.

Ahora bien, es muy importante distinguir dos tipos de concreto presforzado que son:

Concreto Pretensado. Es un método de presfuerzo en el cual los tendones se tensan antes de vaciar el concreto; los tendones deben estar anclados temporalmente en muertos de concreto ó cabezales hasta que el concreto haya fraguado, posteriormente los cables se cortan y las fuerzas se invierten pasando de fuerzas de tensión a fuerzas de compresión.

Este método es muy común que se haga en talleres ó plataformas permanentes donde la producción es másiva.

Concreto Postensado. Es un método de presfuerzo en el cual los tendones se tensan después de vaciar el concreto, estos tendones se anclan con cuñas, de varios tipos, inmediatamente después del presfuerzo. Este método se aplica regularmente a miembros colados en sitio ó precolados. La manera como se hace esto es introduciendo ductos dentro de los moldes ó cimbra, para posteriormente colocar los tendones dentro de los ductos, ya después los tendones podrán ser o no ser adheridos; los primeros serían aquellos en los cuales se introduce lechada; los segundos son aquellos que solamente van anclados en los extremos; es de gran importancia en estos tendones el protegerlos de la corrosión, galvanizándolos, engrasándolos ó por algún otro medio. Algunas veces estos tendones se dejan a propósito sin adherir en ciertas porciones de su longitud.

Así el concreto presforzado ha demostrado ser técnicamente ventajoso y económicamente competitivo, y estéticamente superior para Puentes, desde estructuras de claros cortos que usan elementos precolados estándar, hasta claros de 300 metros. Ya se mencionó que los requerimientos para Puentes Carreteros están a cargo de la organización Norteamericana AASHTO; el diseño y construcción de Puentes Ferroviarios está a cargo de las Normas AREA .

Para Puentes Carreteros de hasta 35 m. se usan las vigas I estándar AASHTO, éstas se emplean conjuntamente con la losa de rodadura colada in-situ, en acción compuesta.

Es menester advertir que no se pueden usar traveses precolados para claros mayores de 35 m. debido a los problemas de transportación y erección de elementos grandes y pesados, pero por otro lado es claro que existe una tendencia a tener claros más largos, por lo que en este caso se recomiendan elementos colados in-situ. Esto es por que en las carreteras da mayor seguridad el eliminar los pilares intermedios y alejar los pilares exteriores del borde de la carretera dividida.

PRINCIPIOS GENERALES DEL CONCRETO PRESFORZADO

La definición más acertada del concreto presforzado es la del comité de concreto presforzado del ACI (American Concrete Institute - Instituto Americano del Concreto).

CONCRETO PRESFORZADO.- Concreto en el cual han sido introducidos esfuerzos internos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos resultantes de las cargas externas dadas se equilibran hasta un grado deseado. En miembros de concreto reforzado se introduce comúnmente el presfuerzo dando tensión al refuerzo de acero.

Asímismo el concreto presforzado en el sentido general de la palabra, también puede incluir casos en donde los esfuerzos resultantes de las deformaciones internas se equilibran hasta cierto grado, tales como en la compensación de arco.

Ahora el estudio sólo se limitará al presforzado introducido por el tensado del refuerzo de acero. Por ahora ésta es la forma mas común del concreto presforzado.

Se pueden aplicar 3 diferentes conceptos para explicar y analizar el comportamiento básico de esta forma de concreto presforzado. Es importante que el calculista ó diseñador entienda los 3 conceptos para que pueda proporcionar y diseñar las estructuras de concreto presforzado con inteligencia y eficiencia.

PRIMER CONCEPTO.- *El presfuerzo transformará el concreto en un material elástico.* Este es el punto de vista mas común entre los Ingenieros. Se acredita a Eugene Freyssinet el haber visualizado al concreto presforzado como esencialmente concreto, el cual es transformado de un material frágil a un material elástico por la precompresión que se le da. El concreto, débil a la tensión y resistente a la compresión, se comprime (generalmente por acero bajo alto esfuerzo de tensión) de tal forma que el concreto frágil sea capaz de soportar esfuerzos de tensión. De este concepto nació el criterio de **no esfuerzos de tensión**. Así de tal forma el concreto se idealiza como sujeto a dos sistemas de fuerzas: El presfuerzo interior y la carga externa, con los esfuerzos de tensión debidos a la carga externa, balanceados por los esfuerzos de compresión debidos al presfuerzo. De igual manera el agrietamiento del concreto debido a las cargas se previene ó se demora por la precompresión producida por los tendones. Así, cuando no hay grietas, los esfuerzos, deformaciones y deflexiones del concreto debidos a los dos sistemas de fuerzas se pueden considerar separadamente y superponer si es necesario. Para ser más explicitos tomemos una viga rectangular presforzada por un tendón, através de su eje centroidal y con cargas externas. Debido al presfuerzo **F**, se producirá un esfuerzo uniforme de:

$$f = F / A$$

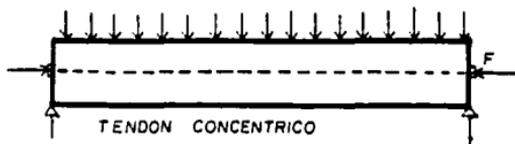
através de la sección que tiene un área A . Si M es el momento externo en una sección debido a la carga y al peso de la viga, entonces el esfuerzo en cualquier punto de esta sección debido a M es

$$f = My / I$$

En donde y es la distancia desde el eje centroidal e I es el momento de inercia de la sección. Así la distribución del esfuerzo resultante está dada por:

$$f = F/A \pm My/I$$

Para que esto sea más claro se muestra una figura en la que se observa la distribución de esfuerzos a través de una sección de concreto con presfuerzo de manera concéntrica.



Compresión (+)

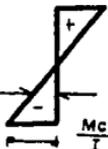
Tensión (-)



Esfuerzo debido al Presfuerzo F

$$F/A$$

$$\frac{My}{I}$$



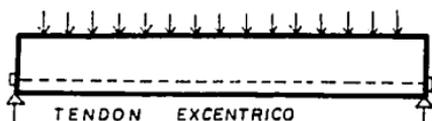
Esfuerzo debido al Momento exterior M

$$\frac{F}{A} + \frac{My}{I}$$

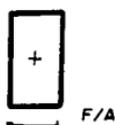
Esfuerzo debido a Presfuerzo P o F y Momento carga externa M

$$\frac{F}{A} - \frac{My}{I}$$

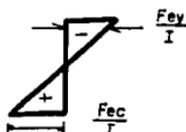
En algunas ocasiones se pone el tendón presforzado de manera excéntrica, el concreto está sujeto a un momento inverso, debido a la carga externa. Este momento producido por el presfuerzo es F_e , y los esfuerzos se ilustran a continuación:



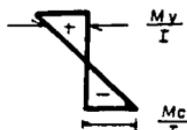
Compresión (+)
Tensión (-)



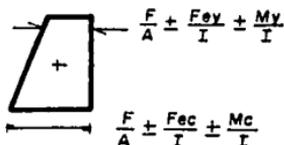
Esfuerzo debido al Presfuerzo



Esfuerzo debido a la excentricidad del Presfuerzo



Esfuerzo debido al momento exterior

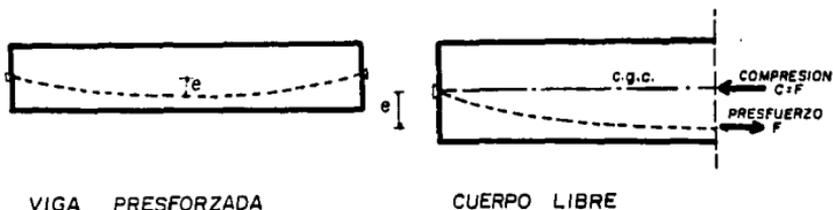


Esfuerzo debido al Presfuerzo excéntrico

Por lo que el esfuerzo final será :

$$f = F/A \pm Fey/I \pm My/I$$

Cuando los tendones son curvos ó están doblados, a menudo es conveniente tomar la porción izquierda ó derecha como un cuerpo libre con el objeto de evaluar los efectos causados por la fuerza F del presforzado.



Así en la figura de la derecha podemos ver que la **compresión** en el concreto es igual al presfuerzo F en el acero y los esfuerzos en el concreto que provoca la fuerza colocada excentricamente que es F , están dados por

$$f = F/A = Fec/I$$

Por lo que los esfuerzos f del concreto en una sección dependen solamente de la magnitud y localización de F en dicha sección sin importar la variación del tendón a lo largo de la viga.

Así se expondrá como actúa una viga, tratando de mostrar las diversas situaciones que se pueden presentar en una viga de concreto, así como la situación de sus esfuerzos; la viga es rectangular.

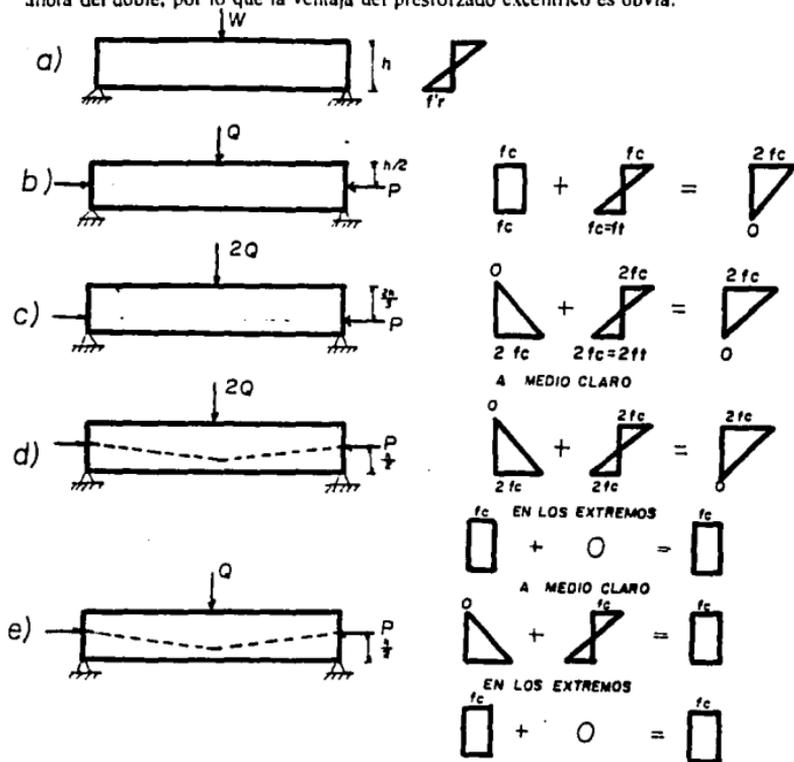
Sea la viga ilustrada como (a) con una carga concentrada al centro (se desprecia el peso propio). Suponiendo que el concreto se esfuerza dentro de su intervalo elástico, la distribución de los esfuerzos longitudinales de flexión a la mitad del claro será lineal. A una carga baja, el esfuerzo de tensión que se origina en la parte inferior del concreto alcanzará el valor de resistencia del material a la tensión, f_r , (f_r = modulo de ruptura del concreto) formando una grieta, que no estará restringida por lo que ésta seguirá hasta que el elemento falle en su totalidad y se derrumbe sin aumentar la carga.

Ahora en la viga (b), en esencia igual a la anterior, pero con una fuerza axial longitudinal P antes de aplicar un esfuerzo compresivo axial uniforme $f_c - P/Ac$, siendo Ac el área de concreto. La fuerza se puede ajustar de tal forma que, al aplicar la carga transversal Q , la superposición de esfuerzos dé como resultado un esfuerzo de tensión cero en la parte inferior de la viga. Así se puede eliminar el esfuerzo de tensión ó reducir a una cantidad especificada.

Con esto se concluirá que aplicando la fuerza presforzante cerca de la parte inferior de la viga se compensaría con mayor eficacia la tensión inducida por la carga.

Así, se asegura que lo mejor sería producir la compresión máxima en la parte inferior del miembro sin producir tensión en la parte superior, al actuar solamente la fuerza presforzante. De esta manera el punto de aplicación para una viga rectangular está en el punto inferior del tercio medio del peralte de la sección.

Esto se observa con mayor claridad en la figura (c) donde la carga aplicada, en $h/6$ respecto al centroide del concreto, producirá una distribución de esfuerzo compresivo longitudinal que varía de cero en la fibra superior hasta un valor máximo de $2fc$ en la fibra inferior. Ahora se nota que el esfuerzo en la parte inferior será exactamente igual al doble del valor producido antes por el presforzado axial; con esto la carga transversal podrá ser ahora del doble, por lo que la ventaja del presforzado excéntrico es obvia.



En la figura (d) se nota que la carga $2Q$ da origen a un momento flexionante que varia linealmente de cero en los soportes a el máximo en el centro. Así se asegura que el mejor arreglo en el tendón produce un contramomento que actuaría en el sentido opuesto y variaría de la misma forma. Esto se hace fácilmente, por que el momento de presfuerzo es directamente proporcional a la excentricidad del tendón, medido desde el centroide del acero hasta el centroide del concreto (este es el brazo de palanca y los centroides son los puntos de aplicación de las fuerzas de compresión y tensión).

Así con el arreglo de excentricidad linealmente variable, los esfuerzos producidos a la mitad del claro son los mismos que antes, tanto cuando actúa la carga $2Q$ como cuando no actúa. En los apoyos donde el presfuerzo tiene una excentricidad cero se produce sólo un esfuerzo de compresión uniforme.

Ahora si el contramomento del presfuerzo se hiciera exactamente igual y opuesto al momento producido por la carga a lo largo del claro, el resultado sería una viga con esfuerzo axial de compresión uniforme solamente, para estas condiciones de carga en particular. La viga no sólo estaría libre de agrietamiento sino que (despreciando la influencia de la concentración y escurrimiento plástico del concreto) no se deformaría ni hacia arriba ni hacia abajo al aplicar cargas. Esta situación se presentaría con una carga de $1/2 * 2Q = Q$ como se ve en la figura (e). A esta condición se le conoce como la etapa de carga balanceada.

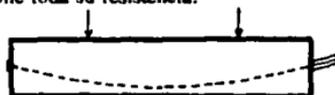
SEGUNDO CONCEPTO.- Presfuerzo para la combinación de acero de alta resistencia con concreto. Este concepto considera al concreto presfuerzoado como la combinación tradicional de acero y concreto del conocido concreto reforzado, en donde el concreto proporciona una fuerza de compresión y el acero una fuerza de tensión, formando un par de fuerzas con un brazo de palanca entre ellas (ver figura siguiente).



En el concreto presfuerzoado se utiliza el acero de alta resistencia, teniendo que alargar mucho antes de llegar a su resistencia total; así si este acero se ahoga solamente, el concreto se agrietará antes de que el acero desarrolle toda su resistencia.



Reforzada - grietas y deflexiones excesivas



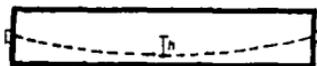
Presfuerzoada - sin grietas y sólo pequeñas deflexiones

Por lo tanto se dice que es de vital importancia pre-estirar los cables de acero y anclarlos contra el concreto para producir esfuerzos y deformaciones deseables en ambos materiales.

Hay casos aislados en los que se usó acero de resistencia media como un refuerzo simple sin presforzar, mientras que el acero estaba corrugado para la adherencia; con el fin de distribuir las grietas. Este proceso evita el gasto de pre-estiramiento y anclaje, pero no es aplicable a el acero de alta resistencia, ni tiene el efecto de precomprimir el concreto y reducir las deflexiones. Desde este punto de vista se nota que el concreto presforzado es una extensión y una modificación del concreto reforzado. Así no existe nada que evite soportar un momento exterior con un par interno suministrado por el acero a tensión y el concreto a compresión.

TERCER CONCEPTO.- Presforzado para lograr el balance de las cargas. Este concepto se identifica como un intento de balancear las cargas en un miembro, por lo que el efecto del presforzado debe entrar en equilibrio con las cargas gravitacionales, para evitar esfuerzos en miembros a flexión como son losas, vigas y vigas maestras bajo una condición de carga específica; transformando el miembro a flexión a uno bajo esfuerzo directo simplificando el análisis y diseño de las estructuras.

Para entenderlo se debe tomar el concreto como un cuerpo libre y reemplazar los tendones con fuerzas que actúan sobre el mismo (una fuerza uniformemente distribuida a lo largo del tendón) así para visualizarla mejor tenemos una viga simple con tendón parabólico (ver figura siguiente).



TENDÓN PARABOLICO

Teniendo una carga F = Fuerza de Presfuerzo
 L = Longitud del claro
 h = Flecha de la parábola

Se tiene que de la ecuación de momento

$$M = \frac{WL^2}{8}$$

despejando W queda $W = \frac{8 Fh}{L^2}$

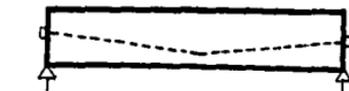


CONCRETO COMO CUERPO LIBRE

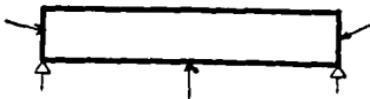
W = Fuerza uniforme de abajo hacia arriba

Balanceando la fuerza uniforme con la carga transversal, quedando la viga sujeta sólo a una fuerza axial que produce esfuerzos uniformes en el concreto $f = F/A$; el cambio de esfuerzos por la condición de equilibrio puede calcularse de manera sencilla con $f = Mc/I$

Para una viga con tendón doblado como se observa en la figura de abajo se puede determinar por la estática la carga del tendón sobre el concreto.



VIGA CON TENDON DOBLADO



Cuerpo libre de concreto reemplazado por
fuerzas

Este procedimiento puede usarse para el diseño y análisis de Puentes de concreto presforzado autoanclados, cuando la fuerza del cable de acero sobre la carretera y vigas maestras de concreto se pueden analizar sin mucha dificultad

VENTAJAS Y DESVENTAJAS EN LA UTILIZACION EN PUENTES

Para tener un parámetro de comparación se tendrá que someter a juicio el concreto reforzado en contra del presforzado, estos parámetros serán la utilidad, seguridad y economía.

- Con respecto a la *utilidad* el diseño de elementos de concreto presforzado permite estructuras de grandes claros y cargas pesadas debido a los materiales que son de gran resistencia; además estas estructuras son más esbeltas. En estas estructuras además hay un mayor control de grietas, ya que si la carga de trabajo no es excesiva y pudieran aparecer grietas cuando la sobrecarga actúe, éstas se cerrarán tan pronto como se elimine la carga. Cuando solo actúa la carga muerta, la deflexión casi es nula, debido al pandeo que origina el presfuerzo, esto se toma muy en cuenta en estructuras tales como voladizos largos. Bajo los efectos de la carga viva, la deflexión es más pequeña debido a la efectividad de la sección de concreto sin agrietar, esta sección tiene un momento de inercia 2 ó 3 veces el de la sección agrietada. Además estos elementos son más adaptables al precolado gracias a su poco peso.

En las desventajas, el único defecto sería su falta de peso, pero para el presforzado en general, ya que para el uso en Puentes no se necesitan elementos de peso y masa, sino resistencia, por lo que este defecto puede ser denegado.

- Desde el punto de vista *Seguridad* es sumamente difícil definir cuál de los 2 tipos de materiales es más seguro ya que esto depende más de su diseño y construcción que del tipo. Sin embargo hay pruebas que se hacen al presforzado con anterioridad.

Hay una prueba parcial, para el concreto y acero, estos se sujetan a esfuerzos más altos que los que se espera reciban durante su vida útil. Así si los materiales pueden soportar el presforzado, seguramente poseen la resistencia suficiente para cargas de servicio. La capacidad de sobrecarga es quizá ligeramente superior para el concreto presforzado cuando el diseño es apropiado para los métodos convencionales. La resistencia a la corrosión es mejor que en el concreto reforzado, debido a la ausencia de grietas, pero si éstas aparecieran, esta sería más seria es decir más perjudicial. Además una ventaja para el constructor es que como por lo regular las piezas son prefabricadas en serie, el control de calidad es mayor.

Dentro de las desventajas del concreto presforzado podríamos anteponer el hecho de que los elementos requieren más cuidado en el diseño, construcción y erección, debido principalmente a la mayor resistencia, a la sección menor y algunas veces, a los aspectos delicados de diseño.

- Por último se toma en cuenta el factor *Economía*, que es el que determina si se usa ó no el presforzado, algo que es seguro es que el material ocupado es menor, esto es por la resistencia mayor que se requiere. Algo muy interesante es el ahorro en estribos, ya que el esfuerzo cortante es más bajo por la inclinación de los tendones y la tensión diagonal disminuye. El peso reducido del miembro ayudará a economizar las secciones, la menor carga muerta y peralte de los miembros resultará en un ahorro de materiales de otras porciones de la estructura. Además en los miembros precolados, una reducción en el peso ayuda y baja los costos de maniobras y transporte, dando como resultado una construcción más rápida con el costo de mano de obra y maquinaria rebajado en tiempo.

Aún así existen inconvenientes ya que si los materiales son de alta resistencia su costo por unidad será más alto, además se requieren materiales auxiliares como anclajes en extremos, conductos y lechadas. También las cimbras serán especiales por lo irregular de las formas. Si la producción es pequeña la mano de obra se encarecerá por lo que sólo se recomienda cuando se necesiten muchas unidades. Además es indispensable poner más atención en el diseño y una supervisión en vista de los problemas que una falla traería como consecuencia. Así se afirma que el concreto presforzado puede ser económico cuando se repite muchas veces la misma unidad ó cuando existen cargas pesadas en claros largos. Se deberá también tener mucho cuidado en el método de presforzado a utilizar, ya que el Postensado se utilizará cuando los miembros se cuelen ó hagan en el sitio, en caso contrario es más recomendable el Pretensado.

Haciendo un resumen rápido:

Ventajas

Menos cantidad de material
Construcción mas rápida
Mayor control de calidad
Control de grietas
Prefabricación

Desventajas

Mayor costo por unidad terminada
Mas detalles constructivos
Requiere mayor Supervisión

Algo esencial es que todo diseño lo debe acompañar un buen criterio por parte del Ingeniero que diseña y el que construye ya que si no se aplica de nada servirá que el método sea el mejor, así que es muy importante que los Ingenieros tengan presente el factor llamado **SEGURIDAD**.

CAPITULO II

DISEÑO ELASTICO

POR

FLEXION

CAPITULO II DISEÑO ELASTICO POR FLEXIÓN

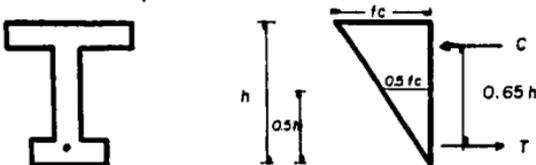
Cuando se habla de hacer un diseño se trata de afinar, es decir, de hacerlo en óptimas condiciones, pero es sabido que para presentar un presupuesto es necesario el presentar ó definir los elementos para cuantificar, así que para que de alguna manera se tenga idea de lo que se va a gastar ó utilizar es necesario el hacer un prediseño, es decir un **diseño preliminar**, este debe ser rápido y confiable, así que a continuación se da uno que se basa en el principio del par interno C-T que actúa en la sección.

En la práctica el peralte h de la sección se da, se conoce ó simplemente se supone, asimismo el momento total M_T bajo la carga de trabajo, el brazo de par interno varía entre 30 y 80% de la altura h y como promedio vale $0.65h$; así el presfuerzo efectivo requerido F se calcula como:

$$F = H = M_T / 0.65h$$

Si h no es conocida la podremos suponer como $h = L/15$ que se desprende de una regla empírica, aunque para cargas fuertes se tomaría $L/35$ y $L/55$ para cargas ligeras.

Al suponer el brazo del par como $0.65 h$ nos basamos en:



Sección de la viga

Momento resistente y distribución de esfuerzos

Ahora bien si el presfuerzo efectivo unitario es f_s para el acero, el área de acero requerida será :

$$A_s = F/f_s = M_T / (0.65h f_s)$$

El presfuerzo total $A_s f_s$ es la fuerza C en la sección. Esta producirá un esfuerzo unitario promedio en el concreto de:

$$C/A_c = T/A_c = A_s f_s / A_c$$

El esfuerzo promedio puede suponerse como la mitad de esfuerzo máximo admisible f_c , bajo la carga de trabajo; por lo que

$$A_s f_s / A_c = 0.50 f_c$$

$$A_c = A_s f_s / (0.50 f_c)$$

Este procedimiento se basa en el diseño para cargas de trabajo, con muy poca tensión ó ninguna en el concreto.

Es necesario decir que las reglas empíricas se aplican sólo a condiciones promedio y se utilizan sólo como guía preliminar.

Para un diseño más exacto es necesario conocer el momento de la trabe, es decir el momento debido al peso propio M_G . Cuando M_G es mayor del 20 ó 30% del M_T , la condición inicial bajo M_G generalmente no controlará el diseño y es necesario hacer un cálculo preliminar sólo para M_T .

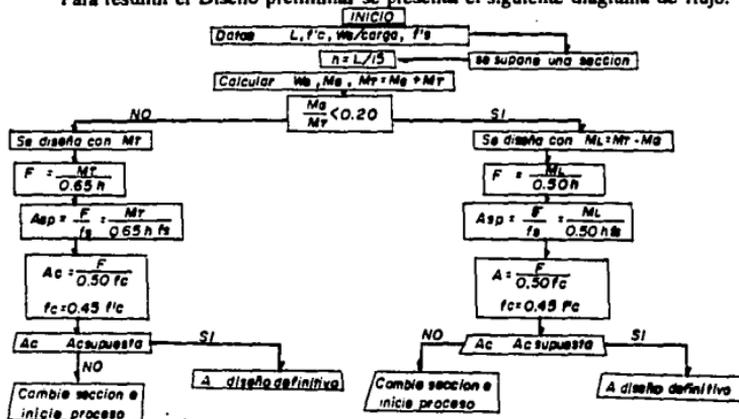
Cuando M_G es relativamente pequeño, el c.g.s. se localiza cerca del núcleo central, y el diseño se controla por :

$$M_L = M_T - M_G$$

Así para este caso el brazo de palanca estará dado por k_1 , k_2 , el cual vale aproximadamente 0.50h. Por lo que el presfuerzo total efectivo que necesita es :

$$F = M_L / 0.50h$$

Para resumir el Diseño preliminar se presenta el siguiente diagrama de flujo.



Para llevar a cabo el diseño de un elemento presforzado se debe tomar en cuenta de manera general las siguientes consideraciones.

- a) Los esfuerzos se investigarán en las condiciones de servicio y en todas las etapas de carga que puedan ser críticas durante la vida de la estructura desde el tiempo en que se aplica primeramente el presfuerzo.
- b) Las concentraciones de esfuerzos debidas al presfuerzo u otras causas se tomarán en cuenta en el diseño.
- c) Los efectos de la estructura adyacente de las deformaciones elásticas y plásticas causadas por el presfuerzo se deberán considerar. Cuando el efecto se sume a los efectos de temperatura y contracción, se considerarán simultáneamente.
- d) La posibilidad del pandeo de un miembro entre los puntos de contacto entre el concreto y el acero de presfuerzo y del pandeo de nervios y patines delgados, se considerará.

Asimismo, se tomarán en cuenta las siguientes suposiciones básicas:

1. Las deformaciones unitarias varían linealmente respecto al peralte del elemento durante todas las etapas de carga.
2. Antes del agrietamiento, los esfuerzos son linealmente proporcionales a las deformaciones unitarias.
3. Después del agrietamiento, se despreciará la capacidad del concreto para resistir tensiones.

Una de las consideraciones peculiares al concreto presforzado es la pluralidad de etapas de carga a las cuales está sujeto frecuentemente un miembro o una estructura. Algunas de estas etapas aparecen también en las estructuras no presforzadas, pero otras existen solamente debidas al presfuerzo. Para una estructura colada en el lugar el concreto presforzado tiene que diseñarse para dos etapas como mínimo: la etapa inicial durante el presfuerzo y la etapa final bajo las cargas exteriores. Para los miembros precolados tiene que investigarse una tercera etapa: la de maniobras y transporte.

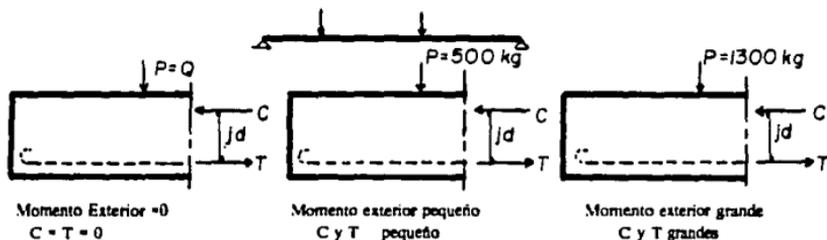
Durante cada una de estas 3 etapas también hay diferentes periodos cuando el miembro o estructura puede estar bajo diferentes condiciones de carga.

El concepto básico para llevar a cabo un diseño está basado en el par resistente en la sección. Así por estática, el momento resistente interno en una viga presforzada, como también el de una reforzada, debe ser igual al momento exterior. El momento interno se representa por un par de fuerzas **C-T** que son la compresión y la tensión respectivamente.

La fuerza **T** de tensión representa el centroide del presfuerzo, y **C** es el centro de presión ó el centro de compresión del concreto

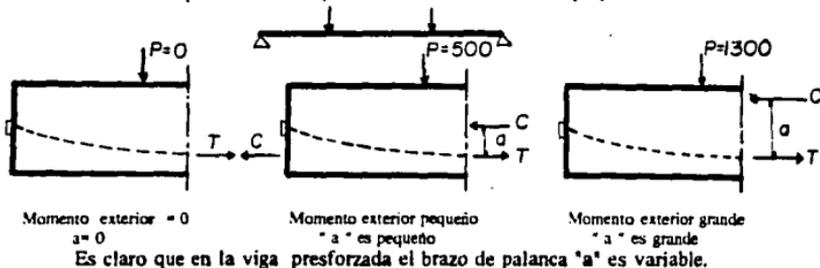
Existe una diferencia esencial entre el comportamiento de una sección de una viga de concreto presforzado y una de reforzado.

1. En una viga de concreto reforzado, conforme el momento flexionante externo aumenta, se supone que la magnitud de las fuerzas **C-T** aumentan en proporción directa, mientras que el brazo de palanca jd entre las dos fuerzas permanece invariable.



Con esto se aprecia que el brazo de palanca permanece constante.

2. En una viga de concreto presforzado bajo la carga de trabajo, cuando el momento flexionante externo aumenta la magnitud de **C-T** se supone que permanece prácticamente constante mientras que el brazo de palanca "a" se aumenta casi proporcionalmente.



Es notable además que en la viga de concreto presforzado, mientras la fuerza de tensión T esta fija, la fuerza de compresión C variará, así para un momento dado la fuerza C de compresión es fácil de localizar ya que:

$$Ca = Ta = M \quad a = M/C = M/T$$

Por lo que se aprecia que, cuando $M=0$, $a=0$ y $C=T$, se nota también que cuando M es pequeña, a también es pequeña y cuando M es grande a también lo es; por lo que se afirma que M es directamente proporcional con a .

El artificio del concreto presforzado permite que el comportamiento de la viga bajo las condiciones de carga alta, es decir de esfuerzos de tensión altos, tenga un comportamiento diferente, ya que se logra que toda la sección esté sujeta únicamente a esfuerzos de compresión permanentes, aprovechándose íntegramente y evitando el agrietamiento.

Los esfuerzos producidos por las diferentes combinaciones de cargas se analizarán independientes, y por suposición se determinarán los esfuerzos resultantes. Estos serán los producidos por el presfuerzo, peso propio y sobrecarga. Cabe hacer notar que en vigas, el efecto del presfuerzo y el peso propio se combinan simultáneamente con la aplicación del presfuerzo (esfuerzo de viga en vacío) pues como se nota, el presfuerzo le produce a la viga una deformación hacia arriba y origina que actúe el peso propio; sin embargo, como antes se indicó, se consideran independientes para mayor claridad.

Ahora recordaremos que en la parte de Principios Generales se trató de explicar el procedimiento para analizar el funcionamiento ó comportamiento de la viga, es decir saber cuales son los esfuerzos producidos en las distintas etapas.

Sabemos que hay 3 maneras de atacar el problema:

$$1. f = \frac{P}{A} \pm \frac{M_{REAL}}{I} y$$

$$2. f = \frac{P}{A} \pm \frac{Fey}{I} \pm \frac{My}{I}$$

$$3. f = \frac{P}{A} \pm \frac{Fec}{I}$$

$$2. f = \frac{F}{A} \pm \frac{My}{I} \pm \frac{Fey}{I}$$

$$M = 40\,000 \text{ kg.m}$$

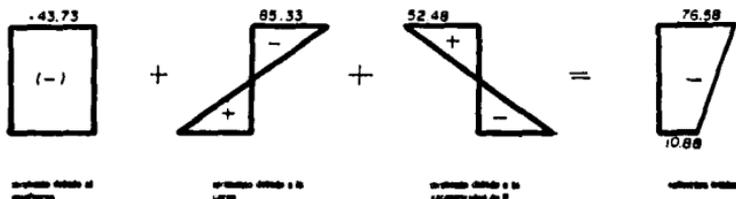
$$I = 1'757,812.5 \text{ cm}^4 \quad e = 15 \text{ cm.}$$

La excentricidad "e" es de la fuerza de tensión.

$$f = -43.73 \pm \frac{4\,000\,000(37.5)}{1'757,812.5} \pm \frac{164\,000(15)(37.5)}{1'757,812.5} =$$

$$f_t = -43.73 + 85.33 - 52.48 = -10.88$$

$$f_c = -43.73 - 85.33 + 52.48 = -76.58$$



En este método sí se pueden apreciar las etapas de cómo esta trabajando la viga.

$$3. f = \frac{F}{A} \pm \frac{Cey}{I}$$

$$M = 40\,000 \text{ kg.m}$$

$$T = 164\,000 \text{ kg} = C$$

Se necesita el brazo de palanca "a"

$$M = Ca ; \quad a = \frac{M}{C} = \frac{40\,000}{164\,000} = 0.24 \text{ m.} = 24.39 \text{ cm.}$$

$$y^o = 24.39 + 22.50 = 46.89 \text{ cm.}$$

Ahora la excentricidad de la fuerza de compresión

$$e = y^o - h/2 = 46.89 - 37.50 = 9.39 \text{ cm.}$$

$$f = -43.73 \pm \frac{164\,000(9.39)(37.50)}{1'757,812.50}$$

$$f_t = -43.73 + 32.85 = -10.88$$

$$f_c = -43.73 - 32.85 = -76.58$$

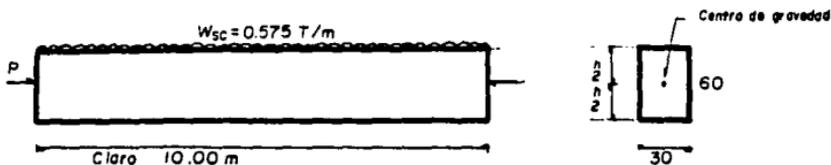


Al comparar resultados se nota que éstos son muy parecidos.
Viendo los diagramas se nota como la parte inferior esta sobrada en esfuerzos de compresión, es decir la viga podría soportar un poco mas de carga ó el pretuerzo se podría bajar.

Ahora bien mostraremos otro ejemplo con una viga que tiene una sobrecarga de 575 kg/m y se tiene que el esfuerzo de ruptura del concreto es de 350 kg/cm², y los esfuerzos limite son :

$$f_c \text{ max} = 0.40 f'c = 0.40 * 350 = 140 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Compresión)}$$

$$f_c \text{ min} = 0 \text{ compresión (+) tensión (-)}$$



$$P = 126 \text{ Ton.}$$

Cargas por peso propio

$$W_{pp} = 0.60 * 0.30 * 2.40 = 0.432 \text{ t/m}$$

Momentos flexionantes máximos

$$M_{pp} = \frac{0.432 * 10^2}{8} = 5.4 \text{ t.m}$$

$$M_{sc} = \frac{0.575 * 10^2}{8} = 7.19 \text{ t.m}$$

Los esfuerzos en las fibras superior e inferior son:

Por ser una sección rectangular:

$$f_s = f_i = M/S = 6M / bh^2 \quad S = \frac{bh^2}{6}$$

Debido al peso propio

$$f_s = f_i = \frac{6 * 5.40}{0.30 * 0.60^2} = \pm 300 \text{ t/m}^2$$

Sobrecarga

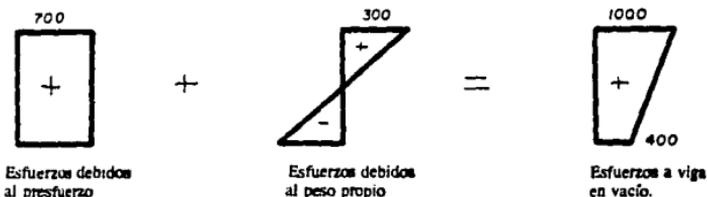
$$f_s = f_i = \frac{6 * 7.19}{0.30 * 0.60^2} = \pm 400 \text{ t/m}^2$$

Debido al presfuerzo

$$f_p = \frac{P}{A} = \frac{126}{0.18} = 700 \text{ t/m}^2$$

Así al superponer los esfuerzos se tendrá algo así:

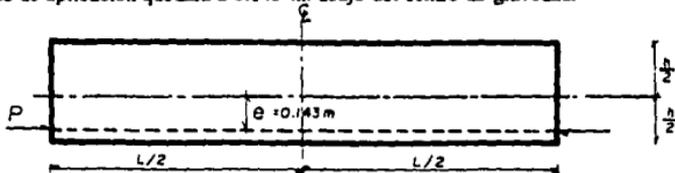
1. A viga en vacío y en el centro del claro.



2. A viga cargada



Este ejemplo muestra dos etapas de carga, en las cuales se nota que la fuerza de presfuerzo da como resultado esfuerzos de compresión dentro de los esfuerzos límite. Ahora a la misma viga se le aplica la misma fuerza de presfuerzo, pero desalojada de su centro de gravedad, con esto lo que se trata de hacer notar es que la capacidad de carga aumenta. El punto de aplicación quedará a 0.143 m. abajo del centro de gravedad.



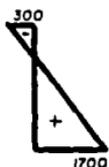
Y los esfuerzos producidos por la fuerza de prefuerzo serán:

$$f = \frac{P}{A} + \frac{6P \cdot e}{bh^2} = \frac{126}{0.18} + \frac{6 \cdot 126 \cdot 0.143}{0.108} = 700 + 1001$$

El segundo bloque de la suma es el esfuerzo debido a la excentricidad.

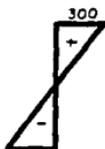
$$f_s = -301 \text{ t/m}^2 \quad (\text{tensión})$$

$$f_i = 1701 \text{ t/m}^2 \quad (\text{compresión})$$



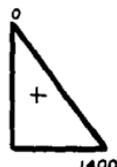
Esfuerzo debido al prefuerzo

+



Esfuerzo debido al peso propio

=



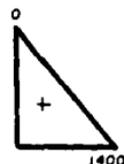
Esfuerzo a viga en vacío

En este estado de carga, la viga está sometida a sus esfuerzos límites y la sobrecarga capaz de admitir será:

partiendo de: $f_{sc} = \frac{6M_{sc}}{bh^2} = 1400 \quad \therefore M_{sc} = \frac{bh^2 \cdot 1400}{6}$

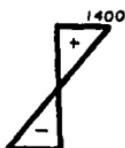
$$M_{sc} = \frac{0.108 \cdot 1400}{6} = 25.1 \text{ t.m} \quad \text{y} \quad W_{sc} = \frac{8M}{L^2} = \frac{8 \cdot 25.1}{100} = 2.0 \text{ t/m}$$

Y los esfuerzos a viga cargada serán:



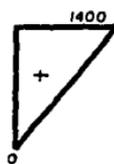
Esfuerzos a viga en vacío

+



Esfuerzos debidos a la sobrecarga

=



Esfuerzos a viga cargada

Con lo anterior es notable que al colocar el presfuerzo excéntricamente la capacidad de carga aumenta considerablemente; en este caso de 1.425 a 2.0 t/m. Este incremento se explica así: la fuerza P ó F al tener una excentricidad produce un momento negativo, éste se deberá equilibrar con el momento producido por la sobrecarga adicional, con respecto a aquella que tenía cuando el presfuerzo estaba aplicado en el centro de gravedad.

$$-M = P \cdot e = -126 \cdot 0.143 = -18 \text{ t/m}$$

$$\therefore M_{sc} = 18 \text{ t/m} \quad \text{y} \quad \frac{\Delta W_{sc} L^2}{8} = 18 \quad \text{y} \quad \frac{\Delta W_{sc}}{10^2} = 8 \cdot 18 = 1.425 \text{ t/m}$$

Como en el ejemplo la carga por peso propio y sobrecarga es uniforme, la variación de los momentos flexionantes a lo largo de la viga es parabólica, y el momento producido por el presfuerzo es constante, los esfuerzos resultantes sobrepasarían los esfuerzos límites en todas las secciones fuera del centro del claro; por lo tanto es necesario que la posición de la fuerza de presfuerzo a lo largo de la viga sea variable. Con esto se pone en claro una teoría la cual propone que el presfuerzo se ponga de manera análoga al momento resultante, como se ve en las figuras.



POSICION DEL CABLE

La posición del cable se determina encontrando los puntos de aplicación de la fuerza de presfuerzo, para obtener los esfuerzos límites a viga en vacío y a viga cargada a lo largo de esta.

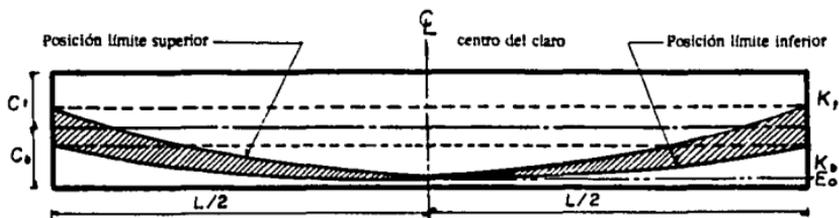
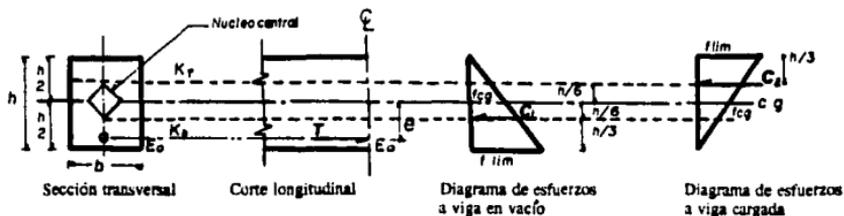
En el ejemplo anterior, el diagrama de esfuerzos al centro del claro a viga vacía es triangular, con esfuerzos límite en las fibras inferiores; por lo tanto la compresión resultante estará aplicada a un tercio de h, respecto al centro de gravedad de la sección; y por equilibrio, la fuerza de presfuerzo es igual a la compresión resultante; por lo mismo el momento resistente será igual a:

$$M_{pp} = T \left(e - \frac{h}{6} \right) \quad \text{y} \quad e = \frac{M_{pp}}{T} + \frac{h}{6}$$

Para el extremo de la viga $M_{pp} = 0$ y $e = h/6$ valor límite del núcleo central de la sección, que en este caso corresponde al límite inferior.

Como el diagrama de esfuerzos al centro del claro o a viga cargada, también es triangular, siguiendo un razonamiento análogo se obtiene $e = -h/6$ que corresponde al límite superior del núcleo central.

En este esquema se muestra lo antes expuesto.



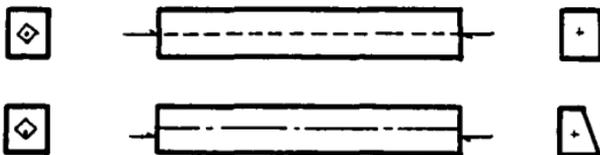
CORTE LONGITUDINAL DE LA VIGA

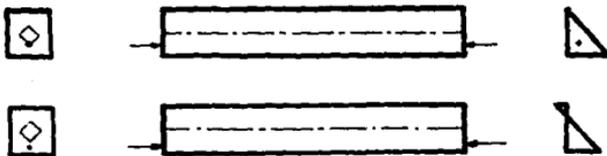
Este núcleo central puede ser determinado también ó mas bien parte del radio de giro.

$$r = \frac{I}{A} = \frac{bh^3/12}{bh} \quad r^2 = \frac{bh^3}{12bh} = \frac{h^2}{12}$$

$$k_T = \frac{r^2}{C_g} = \frac{h^2/12}{h/2} = \frac{2h^2}{12h} = \frac{h}{6} \quad k_T \approx k_b$$

Todas las cargas aplicadas dentro del núcleo central producirán esfuerzos de compresión.





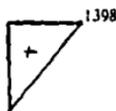
Esto es análogo si en lugar de bajar la carga se va subiendo. De lo anterior se deduce que el cable de presfuerzo deberá quedar alojado entre el límite superior y el inferior para no sobrepasar los esfuerzos límites bajo las 2 condiciones de carga.

En el ejemplo propuesto se determinó como valor máximo de sobrecarga 2 t/m^2 , sin embargo es posible incrementar este valor, con la aplicación de un nuevo presfuerzo. Considerando el nuevo presfuerzo de 74 ton , aplicado a 24 cm , del centro de gravedad de la sección, los esfuerzos al centro del claro serán:

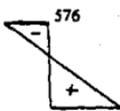
$$f = \frac{P}{bh} + \frac{6Pe}{bh^2} = \frac{74}{0.18} + \frac{6 \cdot 74 \cdot 0.24}{0.108} = 411.11 + 986.67$$

$$f_s = -575.56 \text{ tensión}$$

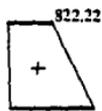
$$f_i = 1397.78 \text{ compresión}$$



Esfuerzos a viga cargada
(primera etapa)



Esfuerzos debidos a
2ª presfuerzo



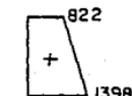
Esfuerzos resultantes

Es fácil de notar que los esfuerzos que puede producir la nueva sobrecarga será $f = 576 \text{ kg/cm}^2$, para obtener los esfuerzos límite en la fibra superior, por lo tanto el valor de la sobrecarga será:

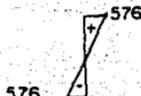
$$f_{sc2} = \frac{6 M_{sc2}}{bh^2} = 575.56$$

$$M_{sc2} = \frac{0.108 \times 575.56}{6} = 10.36 \text{ T} \cdot \text{m}$$

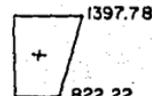
$$y \quad W_{sc2} = \frac{8M}{L^2} = \frac{8 \times 10.36}{100} = 0.829 \text{ T/m}$$



Esfuerzos a viga
en vacío



Esfuerzos debidos a
2ª sobrecarga



Esfuerzos finales

Si se aplicara a la viga un nuevo presfuerzo, con la misma excentricidad anterior, de tal manera que en la fibra inferior se produzca el esfuerzo límite:

$$f_i = \frac{P''}{A} \left(1 + \frac{6e}{h} \right) = 1397.78 - 822.22 = 575.56 \text{ t/m}$$

$$P'' = \frac{A * 575.56}{1 + (6e/h)} = \frac{0.18 * 575.56}{1 + ((6 * 0.24)/0.6)} = 30.47 \text{ ton.}$$

El esfuerzo en la fibra superior vale:

$$f_s = \frac{30.47}{0.18} \left(1 - \frac{6e}{h} \right) = -\frac{30.47}{0.18} * 1.4 = -236.99 \text{ t/m}^2$$



El valor de la sobrecarga es ahora igual a:

$$W_{sc} = \frac{4bh^2}{3L^2} f_s = \frac{4 * 0.108 * 236.99}{3 * 100} = 0.34 \text{ t/m}$$

y los esfuerzos finales son:

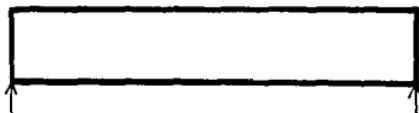


Aun se podría seguir aplicando presfuerzos y sobrecargas, hasta obtener los esfuerzos límites, tanto en las fibras superior como en la inferior.

Con las 3 etapas de presfuerzo aplicadas hasta ahora, el valor de la sobrecarga útil es:
 $2.000 + 0.829 + 0.34 = 3.169 \text{ ton.}$

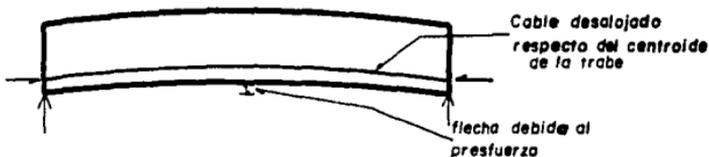
COMPORTAMIENTO DE UNA VIGA ANTE LA SOBRECARGA Y LAS FUERZAS DE PRESFUERZO

A) Viga sin carga de presfuerzo



Cable desalajado
respecto del centroide
aun sin presfuerzo

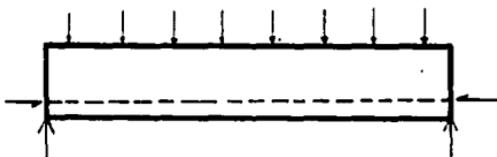
B) Viga deformada por el efecto de la carga de presfuerzo que vence el peso de la misma



Cable desalajado
respecto del centroide
de la trabe

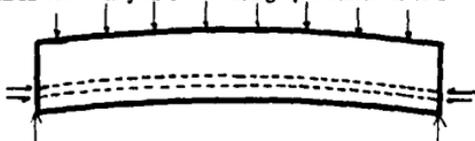
flecha debido al
presfuerzo

C) Viga nivelada a su posición original por los efectos de la sobrecarga

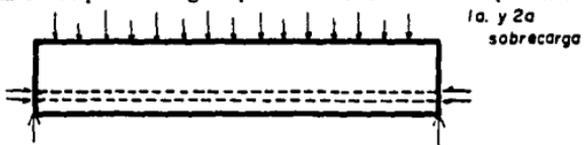


Primera sobrecarga

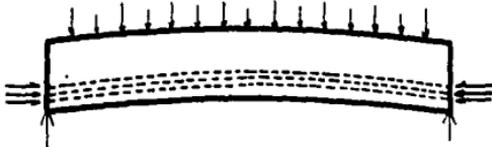
D) Viga deformada con todo y la 1ª sobrecarga por efecto de la 2ª fuerza de presfuerzo.



E) Viga nivelada a su posición original por efecto de la 2ª fuerza de presfuerzo.



F) Viga deformada con todo y las dos sobrecargas por efecto de la 3ª fuerza de presfuerzo.



NORMAS AASHTO

ESFUERZOS ADMISIBLES PARA DISEÑO ELASTICO DE ELEMENTOS DE CONCRETO PRESFORZADO SEGUN NORMAS AASHTO.

CONCRETO

En condición inicial de construcción :

Compresión - $f_c = 0.55 f_{c_i}$

Tensión - $f_t = 0.8 \sqrt{f_{c_i}}$ (1) clima severo

$f_t = 1.6 \sqrt{f_{c_i}}$ (2) clima benigno

En condición de operación, después de pérdidas:

Compresión - $f_c = 0.40 f_c$

tensión - $f_t = 0$ (1)

$f_t = 0.8 \sqrt{f_c}$ (2)

ACERO

f_s máximos al tensar 0.8 f_s

f_s máximos al anclar 0.7 f_s

f_s máximos en operación 0.6 f_s

CAPITULO III

DISEÑO ULTIMO POR

FLEXIÓN

CAPITULO III DISEÑO ULTIMO POR FLEXIÓN

En el capítulo anterior manejamos diseño elástico, el cual está regido por el concepto de esfuerzos, el cual consiste en igualar la carga muerta más la carga viva (**DL + LL**) con el punto de "tensión nula" ó cierta tensión admisible en la viga.

En este capítulo se trata el diseño último por flexión ó diseño a la ruptura; la carga de ruptura representa la carga máxima soportada por un miembro antes de la falla.

El diseño a la ruptura se basa en el concepto de resistencia que consiste en sumar la carga muerta más la carga viva, toda ó multiplicado por un factor de seguridad aplicable para obtener la carga mínima de ruptura; (**k_r (DL + LL)**), y todo esto igualarlo con la "resistencia a la ruptura de la viga".

En el presente capítulo sólo se discutirá el diseño a la ruptura de las secciones simples con tendones adheridos, básicamente también es aplicable para las secciones compuestas.

Como primer paso se dará una manera de cómo llevar a cabo un diseño preliminar; se puede suponer que el momento resistente a la ruptura de las secciones presforzadas con adherencia, está dado por la resistencia a la ruptura del acero actuando con un brazo de palanca. Este brazo de palanca varía con la forma de la sección y generalmente fluctúa entre **0.6h** y **0.9h**, con un valor común de **0.8h**, por lo que el área de acero requerida se aproxima por:

$$A_s = \frac{M_r \cdot m}{0.8h \cdot f_s} \quad m = \text{factor de seguridad ó de carga}$$

Suponiendo que el concreto en el lado de compresión está bajo un esfuerzo de **0.85f_c**, entonces el área de concreto requerida a la ruptura bajo compresión es:

$$A'c = \frac{M_r \cdot m}{0.8h \cdot 0.85 f_c}$$

La cual es proporcionada por el patín de compresión (ocasionalmente con la ayuda de parte del alma). El área del alma y el área de concreto en el lado de la tensión se diseña ó calcula para proporcionar resistencia al esfuerzo cortante y para recubrir el acero respectivamente.

Además el concreto tendrá que soportar el presfuerzo en la transferencia en el lado de tensión precomprimida. La dificultad principal al realizar un diseño a la ruptura es elegir un factor de seguridad ó de carga.

Los factores de carga son valores que no tienen dimensiones, estos deben multiplicarse por la carga de trabajo para igualarla con la resistencia a la ruptura del elemento en turno. En ocasiones en lugar de la resistencia a la ruptura se utiliza la resistencia al agrietamiento, cuando esto pasa se establece que es un factor para la resistencia al agrietamiento.

En general para la mayoría de casos (fuera de recipientes con líquido, miembros a tensión, o estructuras sujetas a la carga de fatiga y la corrosión) la seguridad se relaciona con la resistencia a la ruptura más que con la resistencia al agrietamiento.

Asimismo los factores de carga se pueden expresar como un producto de dos relaciones :

$$\frac{\text{CARGA MÁXIMA POSIBLE}}{\text{CARGA DE TRABAJO}} \times \frac{\text{RESISTENCIA A LA RUPTURA}}{\text{RESISTENCIA MÁXIMA UTILIZABLE}}$$

Además deben escogerse, así que, en general, no aparecerán esfuerzos ó deflexiones excesivas ó fallas de fatiga bajo la carga de trabajo.

Esto es recomendable para que las estructuras diseñadas con el método de resistencia a la ruptura no necesitarán revisiones importantes cuando se comprueben los esfuerzos, las deflexiones y los efectos de fatiga.

Quando se especifican para la carga total de los factores varían de 1.8 para edificios hasta y 2.0 para Puentes. También pueden variar dependiendo de la forma de la falla, por ejemplo, son deseables mayores factores para fallas frágiles como el esfuerzo cortante con la compresión.

Así como el cambio de la sobrecarga es más alto para la carga viva L que para la carga muerta D; se emplean diferentes factores.

Para los Puentes (1.5D + 2.5L) para el diseño a la ruptura. Cuando se considera el viento o la carga sísmica W, junto a la carga muerta y viva, se considerará suficiente un factor más bajo, tal como 1.4(D + L + W).

Quando la carga muerta produce esfuerzos opuestos a la carga viva, algunas veces se sugiere que solamente una porción de la carga viva se considere efectiva.

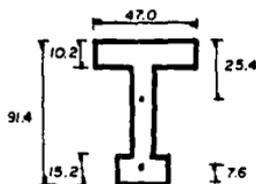
Ejemplo Hacer un diseño preliminar para una sección de concreto preforzado de 91.4 cm. de peralte que soporta un momento por carga muerta y viva de 44 800 kg.m, utilizando acero con una resistencia a la ruptura de 15 468 kg/cm² y concreto de f_c'= 281.2 kg/cm². Utilice diseño a la ruptura, y supóngase una viga con adherencia.

Solución: se utiliza un factor de carga de 2 para el acero, tenemos de la ec.

$$A_s = \frac{M_r \cdot m}{0.8h \cdot f_c} = \frac{44800 \cdot 100 \cdot 2}{0.8 \cdot 91.4 \cdot 15468} = 7.92 \text{ cm}^2$$

utilizando un factor de carga para 2.5 para el concreto de la ecuación

$$A_c = \frac{M_r \cdot m}{0.8h \cdot 0.85f_c} = \frac{44800 \cdot 100 \cdot 2.5}{0.8 \cdot 91.4 \cdot 0.85 \cdot 281.2} = 640.84 \text{ cm}^2 \quad \text{area a la ruptura bajo compresión.}$$



Este podría ser el esquema de la viga que quedaría como sección preliminar. Notese que la localización exacta del eje neutro a la ruptura no se puede y no se debe obtener por un diseño preliminar, pero se puede suponer que está cerca del 30% del peralte efectivo de la sección.

Un diseño final representa mayor dificultad que un diseño preliminar por los siguientes factores:

1. Se deben escoger factores de carga apropiados y precisos para el acero y concreto relacionados con la carga de diseño y posibles sobrecargas para la estructura particular.
2. Deben estudiarse los esfuerzos de compresión en la transferencia para el patín de tensión, por lo regular con la teoría elástica.
3. Para algunas secciones no es tan fácil determinar la posición del eje neutro de ruptura de manera aproximada.
4. El diseño del alma dependerá del esfuerzo cortante y de otros factores.
5. El brazo de palanca efectivo para el par resistente interno, tal vez sea necesario calcularlo con mayor exactitud.
6. Será necesario hacer la comprobación de la deflexión excesiva y los sobreesfuerzos.

Con estos factores es posible hacer un diseño final a la flexión razonablemente bueno para las secciones con adherencia, basándose en las consideraciones de la resistencia a la ruptura.

Ejemplo. Hacer un diseño final para la viga del ejemplo anterior, basándose en su resistencia a la ruptura.

Solución. Para tal objeto, se considera conveniente un procedimiento a base de tanteos. Se utiliza la sección anterior, obtenida en el diseño preliminar, para el tanteo, se puede proceder como sigue:

Con el eje de ruptura colocado a 25.4 cm. abajo de la fibra superior, el centroide de la fuerza compresiva de ruptura se localiza a:

$$\frac{479.4 \cdot 5.1 + 155.04 \cdot 17.8}{479.4 + 155.04} = 8.2 \text{ cm}$$

Es decir que a 8.2 cm. de la fibra superior. Con el c.g.s. localizado a 7.6 cm. sobre la fibra inferior, el brazo de palanca a la ruptura para el momento resistente es:

$$91.4 - 8.2 - 7.6 = 75.6 \text{ cm.}$$

Ahora se calcula el área de acero requerida: $A_s = \frac{44800 \cdot 100 \cdot 2}{75.6 \cdot 15468} = 7.66 \text{ cm}^2$

La cual es aproximada a la calculada en la sección preliminar de 7.92 cm^2 y no es necesario un tanteo adicional, el diseño del patín superior se puede hacer como en el ejemplo del diseño preliminar.

En la actualidad se utilizan para el diseño de elementos presforzados tanto el diseño elástico como el diseño a la ruptura, pero todavía los Ingenieros diseñadores, en su mayoría siguen la teoría elástica. Es muy difícil establecer una preferencia exacta sobre uno u otro método. Cada uno tiene sus ventajas y sus defectos. Sin embargo, cualquier método que se emplee para el diseño, para comprobar se aplica frecuentemente el otro. Así por ejemplo, cuando es empleada para el diseño la teoría elástica, la práctica es comprobar para la resistencia a la ruptura de la sección con el objeto de conocer si tiene suficiente resistencia de reserva para soportar sobrecargas. De manera análoga cuando se emplea el diseño a la ruptura debe aplicarse la teoría elástica para determinar si la sección esta sobreesforzada bajo ciertas condiciones de carga y si las deflexiones son excesivas.

El sobreesfuerzo es objetable, puesto que puede resultar en grietas indeseables, así como una deformación plástica y efectos de fatiga. Cuando el diseño es de tipos y proporciones convencionales, esta comprobación de que se hablaba se vuelve innecesaria, esto es debido a que se conoce generalmente que el diseño por un método proporcionará resultados seguros, cuando éste se compruebe por el otro método. Esta es la razón por la cual no se requiere tal comprobación de las estructuras de concreto reforzado diseñadas por los códigos comunes.

Cuando se trate con nuevas proporciones y tipos es posible que el diseño elástico de manera independiente no produzca una estructura suficientemente segura bajo la sobrecarga, mientras que el diseño a la ruptura por si mismo puede no dar la garantía contra un sobreesfuerzo por demás excesivo bajo las condiciones de trabajo. Por lo que se considera deseable aplicar ambos métodos, especialmente para estructuras de proporciones poco comunes.

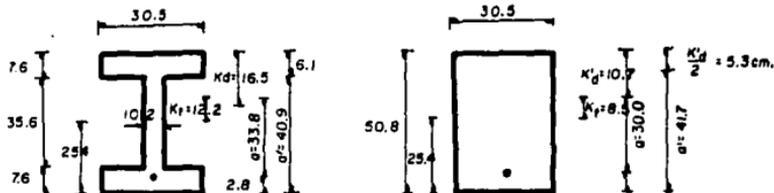
También es necesario que se comprendan ambas teorías de diseño al formar un juicio cuando se diseñan las estructuras. En algunas ocasiones los diseños tendrán resultados un poco diferentes, pero igual de confiables con las ventajas mencionadas.

Por lo tanto si la resistencia como el esfuerzo, son criterios de control para una estructura, estamos forzados a aplicar ambos métodos para garantizar la seguridad y el comportamiento apropiado, con frecuencia sacrificando a la economía.

A continuación se da un breve ejemplo para visualizar mejor esta situación; ejemplo una sección en I y otra rectangular adyacente, son presforzadas ambas con 5.8 cm^2 de acero $f'_c = 351.6 \text{ kg/cm}^2$, $f_s = 8789 \text{ kg/cm}^2$ y $f'_s = 17578 \text{ kg/cm}^2$

Calcular (a) la capacidad para el momento resistente de cada sección mediante la teoría elástica, sin admitir tensión en el concreto y (b) la capacidad para el momento a la ruptura también en ambas secciones.

(a) Sin tensión en el concreto, se emplea la fórmula $F = \frac{M}{e - k_f}$ se tiene :



Características	Sección I	Sección Rectangular
Area en cm ²	825.60	1584.00
Mom. Inercia cm ⁴	256,878.99	333,203.63
K, en cm.	12.01	8.50
Brazo de palanca presfuerzo efectivo	33.62	30.10
Momento resistente	50 976.20	50 976.20
	17 140.00	15 344.00

(b) Para la capacidad del momento a la ruptura, siguiendo el método del momento de ruptura, basado en el simple principio del par resistente; suponiendo $k_f, f_c = 316.5 \text{ kg/cm}^2$

Características	Sección I	Sección Rectangular
K', cm	16.50	10.70
Distancia de ruptura del centroide de la fuerza de compresión a la fibra superior cm.	6.10	5.30
Brazo de palanca de ruptura a' cm.	40.90	41.70
Tensión a la ruptura en el acero Kg.	101,952.40	101,952.40
Momento resistente a la ruptura Kg.m	41,698.50	42,514.00

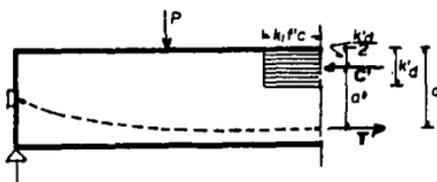
Basándose en el diseño elástico sin admitir tensión en el concreto, la sección I aguantará el momento de mayor magnitud, en comparación con la sección rectangular tiene mayor resistencia a la ruptura. Si la resistencia es más importante para el diseño, éste se puede basar en la resistencia a la ruptura. Si el esfuerzo a la tensión, agrietamiento, deformación plástica ó deflexión, es un límite crítico, debería seguirse el diseño elástico.

Así reiterando, con el ejercicio anterior se ilustra que cuando se diseña con la teoría elástica, la sección I puede aguantar un momento mayor; cuando se diseña por la resistencia a la ruptura, la sección rectangular soporta un momento mayor.

También se puede mencionar el caso de 2 secciones de las mismas dimensiones tanto en acero como en concreto, pero una con el acero adherido y la otra sin adherencia. Con la teoría elástica ambas soportarán un momento igual; con el diseño a la ruptura, la sección sin adherencia soportará un momento menor. Esto pone de manifiesto que el método lo determinarán las condiciones de la estructura y por supuesto el criterio del Ingeniero.

MOMENTO ULTIMO. Existen muchas características de falla de las secciones de viga presforzada, dicha falla puede tener origen en el acero ó en el concreto y terminar en uno ó en el otro caso. El caso más general es el de una viga subreforzada. Para las vigas adheridas subreforzadas, el acero casi siempre se esfuerza hasta su resistencia a la ruptura en el punto de ruptura. Para un diseño práctico es suficiente suponer que el acero está esforzado a su resistencia última en la ruptura de las vigas subreforzadas, con esto el cálculo del momento resistente es relativamente simple y se puede realizar de la siguiente manera.

Nos ayudaremos con la figura:



Para comenzar sabemos que $T=C'$, por lo que: $C=T=As f_s$

Si a' es el brazo de palanca entre las 2 fuerzas; el momento resistente de ruptura está dado por :

$$M_u = T a' = As f_s a'$$

Para saber cuál es el brazo de palanca sólo es necesario localizar el centro de presión C' . Existen demasiadas teorías plásticas para la distribución del esfuerzo compresivo en el concreto en el momento de la falla, se supone el bloque de esfuerzos de forma rectangular, trapezoidal, parabólica, etc. Este método es aceptable ya que el brazo de palanca, comparándolo con métodos más analíticos es casi el mismo, difiriendo sólo en un 5% en casos muy raros.

Inclinándonos hacia el bloque de esfuerzos mas simple, un rectángulo, para la compresión de ruptura en el concreto, la profundidad ó peralte al eje neutro de ruptura $k'd$ se define por:

$$C = K, f_c k' b d$$

Donde $K_1 f_c$, es el esfuerzo promedio de compresión en el concreto a la ruptura, por lo que :

$$k'd = \frac{C'}{K_1 f_c b} = \frac{A_s f_s}{K_1 f_c b}$$

$$k' = \frac{A_s f_c}{K_1 f_c b d}$$

Estas fórmulas se aplican si el patín de compresión tiene ancho uniforme b en la falla.

Al localizar C' en la parte central del bloque rectangular se tiene el brazo de palanca:

$$a' = d - k' d/2 = d (1 - k'/2)$$

Por lo que el momento de ruptura es :

$$M_u = A_s f_s a' d (1 - k'/2)$$

De acuerdo con la teoría plástica de Whitney de las vigas de concreto reforzado, K_1 , valdría 0.85, basándose en la resistencia del cilindro. Ahora si nos basásemos en la resistencia del cubo K_1 , estaría entre 0.60 a 0.70. Así la resistencia del cubo es 25% más que la del cilindro, para K_1 , sería de 0.75 a 0.88, basándose en la resistencia del cilindro. Lo importante para el diseño es que K_1 , no afecte mucho el brazo de palanca a' .

Por lo que se considera adoptar algún valor aproximado como 0.85 para K_1 . La fuerza C' está localizada un poco arriba de la mitad de $k'd$, se esta del lado de la seguridad al suponer el bloque rectangular de esfuerzos.

Usando 0.85 para K_1 , la fórmula queda.

$$k' = \frac{A_s f_s}{0.85 f_c b d}$$

Sustituyendo esta expresión para k'

$$M_u = A_s f_s d \left(1 - \frac{A_s f_s}{2 \cdot 0.85 f_c b d} \right)$$

Para la sección rectangular, se puede dejar el porcentaje de acero como $\rho = A_s/bd$. Entonces se utiliza f_s para f_s , tenemos la siguiente fórmula :

$$M_u = A_s f_s d \left(1 - 0.6 \frac{\rho f_s}{f_c} \right)$$

Esta es aplicable para secciones rectangulares ó con patín cuyo eje neutro queda contenido dentro del espesor de dicho patín.

Para secciones con patín :

Si el eje neutro cae fuera del patín (esto ocurre generalmente cuando el espesor del patín es menor que $1.4d_p \cdot f^*_{su} / f_c$), el momento último resistente por flexión se determinará por:

$$M_u = A_{sr} f^*_{su} d \left(1 - 0.6 \frac{A_{sr} f^*_{sr}}{b' d f_c} \right) + 0.85 f_c (b-b')t (d-0.5t)$$

donde : $A_{sr} = A^* - A_{sf}$ = Área de acero requerida para desarrollar la resistencia última por compresión del alma en una sección con patín.

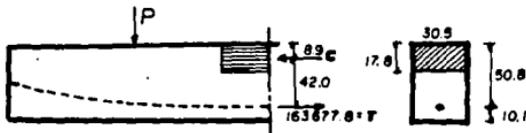
$A_{sf} = \frac{0.85 f_c (b-b')t}{f^*_{su}}$ = Área de acero requerida para desarrollar la resistencia última por compresión de la parte del patín sobresaliente.

Ejemplo: una sección rectangular de 30.5 cm por 61 cm de peralte se presfuerza mediante alambres de acero de 9.7 cm² con un esfuerzo inicial de 10,547 kg/cm². El c.g.s. de los alambres está 10.20 cm sobre la fibra inferior de la viga; $f^*_s = 16\ 874$ kg/cm²; $f_c = 351.50$ cm². Calcular el momento resistente a la ruptura de la sección.

Se supone que los alambres se esforzarán hasta su resistencia a la ruptura, T^* de ruptura vale:
 $T^* = A_s f^*_s = 9.7 \cdot 16\ 874 = 163\ 677.80$ kg

Se supone que el esfuerzo promedio del concreto es de $0.85 f_c = 298.78 = 299$ el peralte al eje neutro $k'd$ es :

$$k'd = \frac{163\ 677.80}{299 \cdot 30.50} = 17.95 \text{ cm}$$



En el esquema se ve que el centro de presión C se encuentra a $17.80/2 = 8.9$. Por lo que se nota que el brazo de palanca es de $50.80 - 8.90 = 42.00$ cm y el momento resistente a la ruptura es $163\ 677.80 \cdot 42 = 6\ 874\ 467.60$ kg·cm

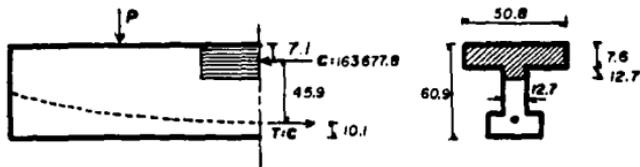
En el siguiente ejemplo se muestra una viga T con 9.7 cm² de alambres presfuerzados a 10,547 kg/cm²; $f^*_s = 16\ 874$ kg/cm²; $f_c = 351.50$ kg/cm². Calcular el momento resistente a la ruptura.

Se puede seguir un procedimiento similar al anterior. Se supone un esfuerzo promedio de $0.85 f'_c = 299 \text{ kg/cm}^2$ y el acero se esfuerza hasta su resistencia a la ruptura de $9.70 * 16\ 874 = 163\ 677.80 \text{ kg}$; el área total de compresión requerida para el concreto es:

$$163\ 677.80 / 299 = 547.42 \text{ cm}^2$$

El patín proporciona un área de 387 cm^2 , quedando un área de 161.20 cm^2 que se suministrará con la nervadura. Con esto el eje neutro se localiza a:

$$161.20 / 12.7 = 12.70 \text{ cm. bajo el patín}$$



Para una solución aproximada se desprecia el efecto de la compresión en el nervio y en el centro de presión se puede localizar en el semiperalte del patín, a 3.80 cm de la parte superior de la viga. Así el brazo de palanca para el acero es de 47 cm y el momento resistente a la ruptura es:

$$163\ 677.80 * 47 = 7\ 692,856.60 \text{ kg.cm}$$

Para una solución más exacta basándose todavía en el bloque rectangular de esfuerzos, el centro de presión C' se localiza en el centroide del área a la compresión, así:

$$\frac{50.8 * 7.6 * 3.8 + 12.7 * 12.7 * 14}{50.8 * 7.6 + 12.7 * 12.7} = 6.8 \text{ cm}$$

$$a' = 50.8 - 6.8 = 44 \text{ cm}$$

y el momento de ruptura es:

$$Mu = 163\ 677.80 * 44 = 7\ 201,823.20$$

Este método es válido para obtener el momento último arrojando valores muy aproximados, pero también los resultados al aplicar la fórmula extraída de las normas AASHTO son válidos, siendo éstos más conservadores, ya que un puente carretero es de suma importancia en el aspecto de infraestructura de un país, para ejemplificar se hará el primer ejemplo con dichas fórmulas.

La viga rectangular anterior (mismos datos)

1º debentós obtener el porcentaje de acero ρ^*

$$\rho^* = \frac{A_s}{bd} = \frac{9.7}{30.5 \times 50.8} = 0.0062 = .62\%$$

Se determina a continuación el esfuerzo medio en el acero de presfuerzo en la carga última. Para miembros con adherencia:

$$f^*_{su} = f_s \left[1 - 0.5 \frac{\rho^* f_s}{f_c} \right] = 16874 \left[1 - 0.5 \frac{0.0062 \times 16874}{351.50} \right] = 14362.85$$

Y por último.

$$M_u = 9.7 \times 14362.85 \times 50.8 \left[1 - 0.6 \frac{0.0062 \times 14362.85}{351.50} \right] = 6'001,631.11 \text{ kg.cm}$$

Lo importante de aclarar que es la cuantía de acero de presfuerzo ρ^* , ya que para ciertos fines, esta relación ρ^* es A_s/A_c , donde A_c es el área total de concreto. Para la resistencia a la ruptura no es el área total de concreto, sino el área de concreto en el patín de compresión la que cuenta; por consiguiente, ρ será indicativa más bien de la resistencia relativa del concreto y el acero si se expresa en términos de A_s/bd , en donde b es el ancho ó ancho promedio del patín de compresión y d es el peralte efectivo. Al igual que en concreto reforzado, se habla de vigas sobre reforzadas y subreforzadas, la transición tiene lugar gradualmente según se varíe el porcentaje de acero. Para los materiales empleados, el refuerzo normal está entre 0.3% y 0.8%.

Tales relaciones de refuerzo casi siempre terminan en una falla plástica, y se pueden denominar como relaciones subreforzadas. Si ρ^* es mayor que 1% se tendrá la ruptura del concreto sin un alargamiento sustancial del acero; si ρ^* es menor de 0.15% lo más seguro es que aparezca la ruptura de los alambres seguida del agrietamiento del concreto.

Por último es bueno reiterar que los resultados obtenidos tanto por la teoría de Whitney como por la aplicación de las fórmulas de Normas AASHTO son casi similares, siendo las Normas las más conservadoras.

NORMAS AASHTO

Lo final será dar los lineamientos del diseño ó revisión (análisis) según las normas AASHTO.

Al calcular las propiedades de las secciones puede incluirse el área correspondiente al refuerzo Pretensado por adherencia o la del postensado dentro de los ductos, después de haberlos inyectado con mortero, pero descontando el área de los ductos vacíos cuando se apliquen flexiones previas a su inyectado.

La resistencia a la flexión ya se dió anteriormente, tanto para secciones rectangulares, como secciones con patín.

Esfuerzos en el acero

A menos que el valor de f^*su pueda determinarse con mayor exactitud mediante un análisis, se podrán usar los siguientes valores :

$$\text{Miembros con adherencia..... } f^*su = f's \left(1 - 0.5 \frac{\rho^* f's}{f_c} \right)$$

$$\text{Miembros sin adherencia..... } f^*su = fse + 103.421$$

Siempre que :

- 1) Las propiedades esfuerzo-deformación del acero de presfuerzo se aproxime a las especificadas
- 2) El presfuerzo efectivo posterior a las pérdidas no sea menor que $0.5f's$

PORCENTAJE DE ACERO MÁXIMO Y MÍNIMO

a) **Porcentaje máximo.** Los miembros de concreto presfuerzo se proyectarán en tal forma que el acero fluya al alcanzar su capacidad última.
En general, el índice del refuerzo será tal que:

$$\frac{\rho^* f^*su}{f_c} \quad \text{para secciones rectangulares}$$

$$Asr \frac{f^*su}{b'd f_c} \quad \text{para secciones con patín}$$

NORMAS AASHTO

Lo final será dar los lineamientos del diseño ó revisión (análisis) según las normas AASHTO.

Al calcular las propiedades de las secciones puede incluirse el área correspondiente al refuerzo Pretensado por adherencia o la del postensado dentro de los ductos, después de haberlos inyectado con mortero, pero descontando el área de los ductos vacíos cuando se apliquen flexiones previas a su inyectado.

La resistencia a la flexión ya se dió anteriormente, tanto para secciones rectangulares, como secciones con patín.

Esfuerzos en el acero

A menos que el valor de f^*s_u pueda determinarse con mayor exactitud mediante un análisis, se podrán usar los siguientes valores :

$$\text{Miembros con adherencia..... } f^*s_u = f_s \left(1 - 0.5 \frac{\rho^* f_s}{f_c} \right)$$

$$\text{Miembros sin adherencia..... } f^*s_u = f_{se} + 103.421$$

Siempre que :

- 1) Las propiedades esfuerzo-deformación del acero de presfuerzo se aproxime a las especificadas
- 2) El presfuerzo efectivo posterior a las pérdidas no sea menor que $0.5f_s$

PORCENTAJE DE ACERO MÁXIMO Y MÍNIMO

a) **Porcentaje máximo.** Los miembros de concreto presfuerzo se proyectarán en tal forma que el acero fluya al alcanzar su capacidad última.

En general, el índice del refuerzo será tal que:

$$\frac{\rho^* f^*s_u}{f_c} \quad \text{para secciones rectangulares}$$

$$Asr \frac{f^*s_u}{b'd f_c} \quad \text{para secciones con patín}$$

Pero no deberá exceder de 0.30. Para relaciones mayores de acero de refuerzo el momento de diseño por flexión no será mayor que:

$$\mathbf{Mu = 0.25 f_c b d^2} \quad \text{para secciones rectangulares}$$

$$\mathbf{Mu = 0.25 b'd' f_c + 0.85f_c(b-h)(d-0.5t)} \quad \text{para secciones con patin}$$

b) **Porcentaje mínimo.** La cantidad total de acero de refuerzo presforzado y no presforzado, deberá ser la adecuada para desarrollar una carga de diseño en flexión en la sección crítica que sea, cuando menos 1.2 veces la carga de agrietamiento calculada con base en el módulo de ruptura.

Esfuerzos por agrietamiento.

Módulos de ruptura para el caso de que no se disponga de valores obtenidos mediante pruebas de ensaye:

Para el concreto de peso normal.....	0.623 $\sqrt{f_c}$
Para concreto con arena de peso ligero.....	0.523 $\sqrt{f_c}$
Para cualquier tipo de concreto de peso ligero.....	0.457 $\sqrt{f_c}$

CAPITULO IV

PERDIDAS

EN EL

PRESFUERZO

CAPITULO IV PERDIDAS EN EL PRESFUERZO

La magnitud de la fuerza de presfuerzo no es constante sino que toma diversos valores durante la vida del miembro. Algunos de estos cambios son instantáneos, otros dependen del tiempo y otros más de las cargas supuestas.

Las pérdidas que dependen del tiempo fueron la principal causa del fracaso en sus inicios del concreto presfuerzo. La mayor fuerza que actúa en el elemento es la aplicada durante la operación de los gatos. En un elemento postensado esta fuerza actúa directamente sobre el elemento, en el pretensado actúa en los anclajes externos. En el momento de la transferencia de la fuerza de presfuerzo del gato a los anclajes hay una reducción en la fuerza por deslizamiento de anclaje. Este es un factor a considerar sólo en vigas postensadas.

Hay una pérdida instantánea por el acortamiento elástico del concreto, este ocurre siempre en el pretensado y ocurre en el postensado, sólo si hay dos ó más tendones. Otra pérdida instantánea (solo para postensado) es la pérdida por fricción entre el acero y el ducto por el que pasa éste al ser estirado el tendón. Como consecuencia de todas las pérdidas instantáneas la fuerza aplicada al gato se reduce en un valor P_i que se define como fuerza inicial de presfuerzo. Con el tiempo la fuerza de presfuerzo decrece rápidamente.

Estos cambios ocurren con rapidez al inicio pero este régimen de cambio decrece rápidamente hasta que se aproxima un nivel de esfuerzos casi constantes pero sólo después de muchos meses ó años.

Las causas principales de estas pérdidas son la contracción y el escurrimiento plástico del concreto que ocurren bajo un esfuerzo sostenido de compresión. Adicionalmente el acero experimenta un relajamiento gradual de esfuerzo al mantenerse bajo un nivel constante de esfuerzo. El resultado de estas pérdidas de presfuerzo es que la fuerza inicial de presfuerzo P_i , se reduce gradualmente a lo que se conoce como fuerza efectiva de presfuerzo P_e .

La suma total de las pérdidas de presfuerzo inmediatas y dependientes del tiempo suman entre 20 y 35% de la fuerza aplicada al gato. Este porcentaje sólo es aproximado, a continuación se tratará cada una de las pérdidas de manera particular numeradas de la siguiente forma:

- Deformación instantánea del concreto.
- Deformación diferida.
- Deformación por contracción del concreto.
- Relajación del acero.
- Fricción.
- Corrimiento de los anclajes.

- Deformación instantánea del concreto - Contracción elástica del concreto.- Esta deformación es aquella que sufre el concreto al comprimirse simultáneamente a la aplicación de la fuerza de presfuerzo, así al acortarse la longitud de la pieza, el cable pierde parte de la deformación que se le dio para lograr el esfuerzo previsto. Es menester hacer la observación de que si la trabe se presfuerza con un solo cable, el acortamiento instantáneo del concreto no causa pérdida en el presfuerzo aplicado, ya que este valor del presfuerzo se mide después de su aplicación y consecuentemente, después de que el concreto se acortó por esta causa. Sin embargo al usarse varios cables para aplicar el presfuerzo, el acortamiento del concreto es progresivo, es decir a cada fuerza aplicada corresponde un acortamiento y por lo tanto una pérdida que en cada cable es variable, correspondiéndole al primer cable tensado la suma de todas las deformaciones menos una; al segundo la suma de las deformaciones, menos dos y así sucesivamente hasta el último, que no tendrá pérdida.

Es claro que el comportamiento es diferente en el pretensado y en el postensado, en el pretensado el esfuerzo se transfiere al concreto, el elemento se acorta y el acero presforzado se acorta junto con él. La pérdida en el acero se considerará más adelante; ahora sólo se considera la contracción del concreto producida por el presfuerzo.

$$\text{El acortamiento unitario es: } \delta = \frac{f_c}{E_c} = \frac{F_o}{A_c E_c}$$

donde F_o es el valor del esfuerzo total al instante después de la transferencia, exactamente después de ocurrido el acortamiento.

La pérdida de presfuerzo en el acero es:

$$\Delta f_s = E_s \delta = \frac{E_s F_o}{A_c E_c} = \frac{n F_o}{A_c} \quad n = \frac{E_s}{E_c}$$

El valor de F_o puede no conocerse con exactitud ya que la pérdida debido a este acortamiento es sólo un pequeño porcentaje del presfuerzo total. Debe recordarse que el valor de E_c no puede predecirse exactamente. No obstante, el valor del presfuerzo inicial F_i es por lo regular conocido, puede obtenerse una solución teórica por la teoría elástica. Usando el método de la sección transformada, con $A_t = A_c + n A_s$, se tiene:

$$\delta = \frac{F_i}{A_c E_c + A_s E_s} \quad A_t = \text{area total}$$

$$\Delta f_s = E_s \delta = \frac{E_s F_i}{A_c E_c + A_s E_s} = \frac{n F_i}{A_c + n A_s} = \frac{n F_i}{A_t}$$

Ejemplo. Un miembro recto de concreto pretensado de 12.2 m de longitud, con una sección transversal de 38.1 cm. por 38.1 cm. , se presfuerza concéntricamente con alambres de 7.7 cm² que están anclados en los cabezales con un esfuerzo de 10 546 kg/cm².

Si $E_c = 351\ 550\ \text{kg/cm}^2$ y

$E_s = 2\ 109\ 300\ \text{kg/cm}^2$

Calcule la pérdida debida al acortamiento elástico del concreto en la transferencia del concreto.

$$F_o = 7.7 * 10\ 546 = 81\ 204.20\ \text{kg} \quad n = \frac{2\ 109\ 300}{351\ 550} = 6$$

$$\Delta f_s = \frac{6 * 81\ 204.20}{38.10^2} = 335.65\ \text{kg/cm}$$

El porcentaje de pérdida es $\frac{335.65}{10546} = 3.18\%$
teóricamente $A_c = 1451.61 - 7.7 = 1443.91\ \text{cm}$ Esta se podría usar pero la mayor parte del tiempo la sección gruesa del concreto podría emplearse con pequeño error.
Ahora si se quiere una solución mas exacta se tiene

$$\Delta f_s = \frac{n F_i}{A_c + n A_s} = \frac{6 * 81200}{1443.91 + 6 * 7.7} = 326.96$$

Y se tiene un porcentaje de $\frac{326.96}{10546} = 3.10\%$, esta solución es ligeramente diferente a la primera, por lo que se llega a la conclusión que de las dos formas se obtienen resultados aceptables.

Para postensado el problema difiere un poco, si se tiene solo un tendón simple, el concreto se acorta mientras se aplica el gato al tendón. Puesto que la fuerza se mide después del acortamiento elástico del concreto, no es necesario tener en cuenta la pérdida del presfuerzo debida a ese acortamiento.

Si se tiene mas de un tendón y estos son presforzados uno antes del otro, es decir que el presfuerzo se aplicará de forma gradual al concreto, el acortamiento aumenta a medida que se aprieta cada cable y la pérdida debida al acortamiento elástico varia en los tendones. El primer tendón sufrió la máxima pérdida debido al acortamiento, por la aplicación subsecuente de presfuerzo de todos los demas tendones. El último tendón *no* sufrirá ninguna pérdida por este concepto, por que todo el acortamiento se presentará cuando se haya medido el presfuerzo en el último tendón. Como sugerencia, ya que el cálculo de tales pérdidas se torna a veces muy complicado, se puede determinar la pérdida para el primer cable y emplear la mitad de ese valor para la pérdida promedio de todos los cables.

Ejemplo. Considérese el mismo elemento del ejercicio anterior, pero postensado. Supóngase que la sección de 7.7 cm² de acero está formada por 4 tendones de 1.9 cm² (4 * 1.9 = 7.6 casi 7.7) de sección cada uno.

Estos tendones están tensados uno tras otro, con un esfuerzo de 10,546 kg/cm². Calcular la pérdida de presfuerzo debida a la contracción elástica del concreto.

La pérdida de presfuerzo en el primer cable será por el acortamiento del concreto debido al presfuerzo de los 3 restantes. Es claro que el presfuerzo difiere en los 3 tendones, pero se supondrá un valor de 10 545 kg/cm² para todos. Y así la fuerza causante del acortamiento es:

$$3 * 1.9 * 10,546 = 60 112.20 \text{ kg}$$

$$\text{la pérdida dada por } f_s = \frac{n F_o}{A_c} = \frac{6 * 60 112.20}{1454} = 248.06$$

Con este resultado se nota que no es necesario utilizar otra fórmula aunque teóricamente se logre más exactitud.

De manera análoga la pérdida en el segundo cable es 165.37 y en el tercer tendón es 82.69 kg/cm², y en el último tendón no existe pérdida. La pérdida promedio para los cuatro tendones es:

$$(248.06 + 165.37 + 82.69) / 4 = 124.03 \text{ kg/cm}^2$$

Y el porcentaje de pérdida es 124.03/ 10546 = 1.18%

misma que también se puede obtener si se utiliza la mitad de la pérdida del primer cable

$$248.06/2 = 124.03 \text{ kg/cm}^2$$

Es posible colocar los gatos para presfuerzos iniciales diferentes, tomando en cuenta la pérdida, así todos los tendones terminarían con el mismo presfuerzo después de deducir sus pérdidas. Considerando el ejemplo anterior, si el primer cable deberá tensarse a un esfuerzo de 10 794.06 kg/cm², el segundo a 10 711 .37 kg/cm², el tercero a 10 628.69 kg/cm² y el cuarto a 10,546 kg/cm², entonces al finalizar el proceso todos estarían igualmente presforzados. Tal procedimiento es utilizado rara vez por las complicaciones en el campo. Cuando hay muchos tendones es recomendable dividirlos en 3 ó 4 grupos, a cada uno de los grupos se le dará una diferente tensión de acuerdo con el orden de aplicación de presfuerzo.

En la práctica real se utiliza cualquiera de estos dos métodos:

1. Sométanse todos los tendones al presfuerzo inicial especificado (del ejemplo 10,546) y admítase la pérdida promedio en el diseño (del ejemplo, 124)
2. Sométanse todos los tendones a un presfuerzo superior al inicial especificado por la magnitud de la pérdida promedio (del ejemplo 10 546 + 124 = 10 670)

Entonces, al diseñar, la pérdida debida al acortamiento elástico del concreto, ya no se considerará nuevamente.

Si la pérdida debida a esta causa no es importante, se sigue el primer método. Si el acero puede soportar algún sobretensado y si se desea un presfuerzo efectivo alto puede utilizarse el segundo método.

Estos métodos son para cuando el presfuerzo se mide con manómetros ó dinamómetros y sólo se comprueba aproximadamente con el alargamiento.

En otros casos, el presfuerzo se mide por la cantidad de alargamiento, usando los medidores como comprobación. La preferencia depende de muchos factores: la práctica personal del Ingeniero, la precisión de los instrumentos, la constancia del módulo de elasticidad del acero, la magnitud de la fricción en los tendones, así como el sistema empleado para presforzar.

Es fácil determinar la pérdida en cada cable como se vió, sin embargo, en la práctica se acostumbra calcular una pérdida promedio para todos los cables, ya que es lo más práctico y relativamente más fácil; esto se logra aplicando la siguiente formula:

$$\Delta f_s = \frac{N-1}{2} \frac{1.2 f_{cs}}{N} n \quad \text{para postensado y pretensado}$$

donde:

Δf_s = Pérdida de esfuerzo en el acero de presfuerzo

f_{cs} = Esfuerzo en el concreto a la altura del centro de gravedad de los cables de presfuerzo.

N = Número de cables.

n = Relación entre los módulos de elasticidad de acero y concreto $n = E_s/E_c$.

Ahora bien las **Normas AASHTO** en el inciso para pérdidas por acortamiento elástico nos dice:

Elementos pretensados $AE = \frac{E_s}{E_c} f_{cr}$

Elementos postensados .- para postensados algunos procedimientos de tensado pueden alterar las pérdidas por acortamiento elástico.

$$AE = \frac{E_s}{E_c} f_{cr}$$

donde:

E_s = Módulo de elasticidad del torón de presfuerzo, el cual puede considerarse igual a $0.193 \cdot 10^6$ MPa

E_c = Módulo de elasticidad del concreto en MPa en la transferencia del esfuerzo el cual puede calcularse por: $E_c = 0.1428 W^{1.5} \sqrt{f'_{ci}}$

W = esta en kg/m^3

f_{ci} = en MPa = resistencia a la compresión del concreto al aplicar el presfuerzo inicial.

f_{cr} = Esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo debido a la fuerza presforzante y carga muerta de la viga inmediatamente después de la transferencia, f_{cr} deberá calcularse en la sección o secciones de máximo momento. (En esta etapa, el esfuerzo inicial en el tendón ha sido reducido por el acortamiento elástico del concreto y la relajación del tendón durante la colocación y el curado del concreto para los elementos pretensados, o por el acortamiento elástico del concreto y la fricción del tendón en los elementos postensados. Las reducciones del esfuerzo inicial del tendón debidas a estos factores pueden estimarse, o el esfuerzo reducido del tendón puede tomarse igual a 0.63 f'_s para elementos pretensados típicos).

-DEFORMACIÓN DIFERIDA del concreto conocida como **DEFORMACIÓN POR FLUJO PLÁSTICO O FLUENCIA LENTA** del concreto. Se presenta en el concreto por la aplicación permanente de carga o esfuerzo y se caracteriza por ser de una rapidez de variación decreciente, es decir que la máxima se presentará en los primeros instantes e ira decreciendo hasta llegar a cero conforme vaya pasando el tiempo. Esta pérdida en el acero debida a la deformación esta en función de los esfuerzos del concreto al nivel del centro de gravedad de éste y de la relación de dichos esfuerzos con el de ruptura del concreto.

La magnitud de la deformación plástica varía de 1 a 5 veces el acortamiento plástico, esto es lo que la hace importante, esta pérdida no se puede compensar tan fácil ya que no es posible sobretensar los alambres en forma excesiva con el fin de permitir tal pérdida, por que daría como resultado esfuerzos iniciales muy elevados en el acero, que aumentarían su deformación plástica ó acercarse a su límite de tensión, es decir al de ruptura. Si el acero no tiene adherencia ó aun no se ha adherido, sería posible retensar el acero después de que hayan tenido lugar algunas pérdidas.

Esto puede resultar caro y además indeseable si no se tiene cuidado en el retensado. Se sabe que los primeros intentos de presforzado fallaron debido a la falta de conocimiento de la deformación plástica. Esta es una de las principales fuentes de pérdida y muy seria, si el presfuerzo en el acero es bajo y la compresión en el concreto es alta.

Determinar la deflexión resultante de la deformación plástica por flexión en las vigas es un problema demasiado complicado. En este aspecto no solo se ve afectada por la plasticidad la deflexión debida al presfuerzo sino también la deflexión debida a la carga externa es afectada de forma similar.

Para que la deflexión final de una viga presforzada dependerá de la duración de la carga externa la cual no se puede predecir de manera acertada. Esto también es válido para las vigas ordinarias de concreto reforzado.

Ahora bien la edad del concreto al hacer transferencia afecta la magnitud del escurrimiento plástico, por lo que es cierto que los miembros pretensados tendrán más pérdidas que los postensados. Esto es por que la transferencia del presfuerzo usualmente se lleva a cabo antes, en los miembros pretensados.

La forma usual para determinar la pérdida de esfuerzo en el acero es por medio de la siguiente formula: $-\Delta f_s = (C_c - 1) f_c s \eta$

Donde C_c es un coeficiente que varía con las condiciones del ambiente. Los coeficientes recomendados son los siguientes :

Bajo agua.....	1.5 - 2.0
En aire muy húmedo.....	2.5 - 3.0
En atmósfera ordinaria.....	3.0 - 4.0
En aire seco.....	4.0 - 5.0

Ahora bien las Normas AASHTO para este concepto proponen lo siguiente Elementos pretensados y postensados $CRC = 12 fcr - 7 fcd$ donde:

fcd = Esfuerzo de compresión del concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo bajo carga muerta total, excepto a la carga muerta presente al aplicar la fuerza presforzante.

Como se nota agregaremos que la pérdida por escurrimiento plástico es función del tipo de agregado f_c y del procedimiento da carga, además de que ésta se puede presentar en meses o bien en años.

-LA DEFORMACIÓN POR CONTRACCION del concreto puede considerarse de dos tipos:

1. La primera, una contracción por variación de humedad, la cual puede ser reversible; sin embargo, en la práctica se considera irreversible, pues en condiciones normales el concreto no recupera el agua que se pierde por la desecación que ocurre después del colado y curado. Es decir la magnitud de la contracción varía grandemente por la proximidad del agua y el tiempo de aplicación del presfuerzo. Un ejemplo, aunque un poco fuera del tema de puentes, sería el de un tanque que fue presforzado después de que había ocurrido la mayoría de la contracción, pero cuando este se llenó de agua, el contenido de agua del concreto se restauró, esto trajo consigo una expansión considerable que equilibró toda la deformación plástica. Por otro lado si se presfuerza pronto el concreto, antes de que haya tenido lugar la contracción y después se somete a una atmósfera demasiado seca, la pérdida de presfuerzo debida a la contracción podría ser demasiado excesiva.

2. La contracción por efecto de las reacciones químicas entre los elementos que forman el concreto, durante el proceso de endurecimiento. Esta contracción tiene un valor muy inferior a la primera, por lo que para fines prácticos, únicamente se toma en cuenta la variación de la humedad.

Debe quedar bien claro que estos dos tipos de contracción son verificados rápidamente en los primeros días y después de un periodo de tiempo se aproximan a un valor máximo.

The British First Report on Prestressed Concrete (El Primer Informe Británico sobre Concreto Presforzado) recomienda una contracción total de 0.0003 para el pretensado. Para una transferencia a 2 ó 3 semanas se cree que es suficiente una contracción de 0.0002.

Concluyendo, para el pretensado, la magnitud de la contracción es independiente de la edad en la transferencia. Se debe considerar la contracción total, principiando desde el colado del concreto. Sin embargo, la magnitud de la deformación plástica podría ser menor si la transferencia ocurriera después.

Las especificaciones Alemanas DIN 4227, Spannbeton, 1953, fijan unos valores de deformación unitaria que dependen de la humedad ambiente; es por eso que estas son las que se van a utilizar ya que se ha visto que son más racionales que las inglesas

valor de C

- | | |
|--------------------------------|--------|
| 1. Bajo el agua..... | 0.0000 |
| 2. En aire muy húmedo..... | 0.0001 |
| 3. En atmósfera ordinaria..... | 0.0002 |
| 4. En aire seco..... | 0.0003 |

La fórmula para determinar las pérdidas es: $-\Delta f_s = C$ Es

También pueden considerarse como deformación reversible en el concreto, los cambios de longitud por variación de temperatura.

Pero tomando en cuenta que el coeficiente de dilatación del acero es aproximadamente igual al del concreto, no existirán prácticamente pérdidas de presfuerzo, estando los dos materiales sujetos a los mismos cambios de temperatura.

Sin embargo, debido al calor de fraguado del cemento, la caída final de temperatura en el concreto después de la disipación del calor puede resultar en pérdidas de presfuerzo.

Las especificaciones alemanas mencionan también que si se introduce el presfuerzo antes de que hubiera endurecido el concreto, la caída equivalente en temperatura debería suponerse de 25°C (45°F); si se introduce el presfuerzo después de que el concreto ha endurecido, la caída de la temperatura equivalente puede variar desde 5.5°C(10°F) hasta 22°C(40°F) dependiendo de la dureza del concreto al tiempo del presfuerzo.

Excepto para estructuras con una gran masa, el calor de fraguado se disipa casi completamente dentro de la primera semana después del colado. Por consiguiente, tal pérdida no necesita ser considerada en el trabajo de postensado, donde el presfuerzo es aplicado de manera eventual antes de que el concreto tenga una ó dos semanas de edad.

Además reiterando, si durante el presfuerzo el acero tiene la misma temperatura que el concreto, no habrá pérdida debida a una caída de temperatura. Así para el pretensado, si el acero se tensa a una temperatura y el concreto fragua a una más alta, habrá una pérdida de presfuerzo.

Como ejemplo se supone una diferencia de 11°C(20°F), para un coeficiente de expansión del concreto de 0.00006 la deformación por contracción será de aproximadamente:

$$0.00006 * 11 = 0.000066$$

En el acero habrá una pérdida de: si $E_s = 2\ 100\ 000$

$$2\ 100\ 000 * 0.000066 = 138.60\ \text{kg/cm}^2$$

siendo el 1.3% para un presfuerzo inicial de 10 546.50 kg/cm²

Ahora bien las Normas **AASHTO** nos dicen que las pérdidas por contracción se producen al fraguar el concreto y presentarse la reacción química entre agua y cemento. El concreto pierde agua y se agrieta. Este acortamiento produce una pérdida de presfuerzo que se calcula como :

Elemento Pretensado CC= 117.21 - 1.034 HR

Elemento Postensado CC= 0.80(117.21 - 1.034 HR)

Estos están dados en MPa

HR= promedio de la humedad relativa anual en por ciento.

- LA DEFORMACIÓN POR RELAJACION, denominada también **DEFORMACIÓN PLÁSTICA**, es la pérdida de la fuerza presforzante cuando ésta mantiene una deformación de manera constante por un período de tiempo. Algunas veces se mide por el alargamiento cuando se mantiene con un esfuerzo constante durante un cierto tiempo predeterminado. Los dos métodos arrojan aproximadamente los mismos resultados cuando el relajamiento no es excesivo, pero el método de deformación constante es empleado más comúnmente como base de medida, esto es por la similitud de las condiciones del acero en el concreto presforzado.

El relajamiento varía con el acero de diferentes composiciones y tratamientos; por consiguiente, pueden determinarse valores exactos solamente por pruebas para cada caso individual si no existen datos previos. Este criterio pone un poco en aprietos al Ingeniero diseñador, ya que el tipo de acero del que se disponga tendrá que conocerlo ó en su defecto proponer el acero que se va a utilizar.

Las características aproximadas de esfuerzo-relajamiento, sin embargo, se conocen para la mayoría de los aceros de presfuerzo que están en el mercado.

Hablando en general, el porcentaje de deformación plástica aumenta con el incremento del esfuerzo y cuando un acero está sometido a un esfuerzo demasiado bajo, la deformación plástica es despreciable.

Así si se tiene un alambre estirado en frío se tiene un relajamiento de aproximadamente 3% del esfuerzo inicial cuando se esfuerza al 0.50 f's. Esta pérdida aumenta al 12% a un esfuerzo inicial de 0.90 f's.

El alambre aliviado de esfuerzo tiene menor pérdida con esfuerzos iniciales abajo de 0.70 f's. Arriba de 0.70 f's, la pérdida de presfuerzo de alambres aliviados de esfuerzo (después de estirados en frío hasta el tamaño, los alambres se alivian de esfuerzo por un tratamiento de calor continuo para producir las propiedades mecánicas prescritas) aumenta rápidamente y alcanza poco menos de 16% cuando se esfuerza al 0.80 f's.

Cuando se sobrepasa el esfuerzo inicial de 0.80 f's el porcentaje de pérdidas permanece constante aproximadamente al 16%, ya que el tipo de carga es tal que el esfuerzo inicial se alcanza en un tiempo de 4 minutos. Cuando el esfuerzo inicial se alcanza en 2 min las pérdidas aumentan.

Debe quedar claro además que la resistencia a la ruptura por tensión se refiere a la resistencia real de ruptura del alambre, la cual es frecuentemente del 10% ó aun más alta que la resistencia a la ruptura mínima especificada. Con esto se entiende que cuando un acero se esfuerza al 80% de la ruptura, puede esforzarse realmente a sólo el 70% de la resistencia real de la ruptura. Los alambres galvanizados casi tienen las mismas características de deformación plástica que los alambres aliviados de esfuerzo.

Mientras que la deformación plástica en el acero es una función del tiempo, hay evidencia para mostrar que bajo el esfuerzo ordinario de trabajo para acero de alta resistencia, la deformación plástica se presenta en la mayoría de los casos durante los primeros días. Bajo una deformación constante, la deformación plástica termina por completo a las 2 semanas. Si el acero se esfuerza a un pequeño porcentaje mas grande que su esfuerzo inicial y se mantiene ese sobreesfuerzo unos cuantos minutos, la deformación plástica final puede reducirse bastante y termina de manera total en mas ó menos 3 días.

Para casi todos los tipos de acero que aparecen a la venta, con esfuerzos dentro de lo tolerable, es decir usuales, el porcentaje de deformación varia desde 1 hasta el 5%, podria ser una aproximación ligera tomar como promedio el 3%. Es menester, hacer incapie en el aspecto de que el Ingeniero debe conocer las características de la deformación plástica de su acero y tomar las debidas precauciones para reducirla al minimo, si esto no se hace la deformación plástica puede ser excesiva.

Teóricamente es posible esforzar a cierto nivel el acero y mantenerlo hasta que haya ocurrido la mayoría de la deformación plástica. En la práctica, a veces se emplea el retensado de alambres después de ocurrida la mayoría de la deformación plástica, pero los costos son elevados, por lo que esto solo es justificable en casos especiales.

Para esfuerzos de tipo y duración comunes no es muy probable que aparezca una deformación plástica excesiva. Otra cosa es que aunque no haya datos experimentales, parece ser que la deformación plástica en el acero depende solo de sus propiedades mecanicas (resistencia) y no de su adherencia

Así resumiremos que la relajación ó relajamiento del acero es muy semejante a la del flujo plástico en el concreto, generandose por un comportamiento viscoelástico(es decir resiste el movimiento uniforme y regresa a su estado actual) del material, producido por la intensidad y el tiempo de su aplicación de carga.

En el laboratorio, para probar este fenómeno, se le aplica una carga de tensión a un alambre para presfuerzo, esto es conservando una longitud constante, así se notará como el esfuerzo disminuye de manera gradual aproximándose a un límite en el cual este esfuerzo se establece y permanece constante; esto ocurre por lo regular a los 15 ó 20 días después de aplicar dicha carga.

Por último se repetirá que de acuerdo a los resultados experimentales, esta pérdida de esfuerzo es del orden de 5%; verificándose un 75% de esta pérdida en las primeras horas después de aplicada la carga, esta evaluación es la más recomendable y además da resultados confiables.

NORMAS AASHTO

PERDIDAS POR RELAJACION

Esto fue con respecto a una evaluación racional de la pérdida de presfuerzo por relajación, ahora se verá como evaluar estas pérdidas con respecto a las Normas AASHTO, aclarando que las pérdidas por relajación están basadas en un esfuerzo inicial de 0.70 f's.

Elementos pretensados

Para torones de 1724 a 1862 MPa

$$CRs = 137.9 - 0.4 AE - 0.2 (CC + CRs)$$

Elementos postensados

$$CRs = 137.9 - 0.3 FR - 0.4 AE - 0.2 (CC + CRs)$$

Para alambres de 1655 MPa

$$CRs = 124.10 - 0.3 FR - 0.4 AE - 0.2 (CC - CRs)$$

Para varillas de 1000 a 1103 MPa

$$CRs = 20.68 MPa$$

Donde:

FR = Reducción del esfuerzo por pérdidas debidas a fricción en MPa, abajo del valor de 0.70 f's en el punto bajo consideración calculada de acuerdo a las pérdidas que se calcularán mas adelante.

AE, CC y CRs = Valores apropiadamente determinados tanto para elementos pretensados como postensados.

- Las pérdidas debidas a la fricción, se tratan de manera especial, se podría decir que son las más importantes. Se han realizado trabajos de investigación para determinar las pérdidas por fricción en el presfuerzo, con esto es posible determinar las pérdidas dentro de un límite aceptable y práctico, que será el enfoque dado para entender más el comportamiento y las causas de las pérdidas.

La pérdida de presfuerzo por fricción es originada por el rozamiento entre el cable y el ducto que lo contiene y es función de la distribución de los alambres que forman el cable y del estado en que se encuentren, si están sueltos o están guiados - siendo más el rozamiento cuando se encuentran sueltos - de la diferencia que existe entre el diámetro del cable y el ducto, siendo mayor el rozamiento mientras menor sea la diferencia, de la forma y tipo de material del ducto, de la trayectoria de proyecto que se le determine a el cable, pues como se explicará mas adelante ésta es la base del cálculo de pérdidas debidas a la fricción, por lo que se recomienda al elegir el trazo que el cable presente en tramos rectos con curvaturas suaves, teniendo mayor cuidado con los cables que tengan un trazo sinuoso o con puntos de deflexión.

Para darle más énfasis a esta pérdida diremos que es muy seria, además se considerará en dos partes: el efecto de longitud y el efecto de curvatura.

El efecto de longitud, es la fricción que se podría encontrar si el tendón es recto, pero es sabido que en la práctica el ducto no es del todo recto, es decir existirá alguna fricción entre el tendón y el material que lo circunda, aun cuando se supone que el tendón es recto. Esto se describe algunas veces como el efecto oscilante del ducto y depende de la longitud y el esfuerzo del tendón, del coeficiente de fricción entre los materiales que están en contacto, de la manufactura y método empleado para alinear y colocar el tubo ó ducto (vaina).

La pérdida de presfuerzo debida al efecto de curvatura resulta de la curvatura prevista por el diseñador y la curvatura que no está prevista. Esta pérdida también depende del coeficiente de fricción y la presión ejercida por el tendón en el concreto.

Es decir que las ondulaciones que se presenten los ductos por una defectuosa colocación y el poco cuidado que se tenga en el vaciado y vibrado del concreto, originando quizá pequeñas roturas de las vainas ó ductos por donde penetra la lechada, llegando en algunas ocasiones a formar tapones que impidan el tensado y originando por supuesto pérdidas muy importantes.

El coeficiente de fricción depende de la tersura y naturaleza de la superficie que está en contacto, de la cantidad y naturaleza de lubricantes, si es que se llegan a usar y en algunas ocasiones de la longitud de contacto. La presión entre el tendón y el concreto depende del esfuerzo en el tendón y del cambio total del ángulo.

Cuando por alguna razón hay muchos alambres colocados en un ducto habrá otras fuentes de fricción en las curvas. Si los alambres en un ducto se tensan en sucesión, aquellos tensados posteriormente pueden presentar una tensión en exceso debida a la componente radial de la tensión en los alambres exteriores que tratará de presionar contra los alambres interiores.

Algo que también es notable es la fricción que existe en el sistema de los gatos y el anclaje, así que el esfuerzo existente en el tendón es menor al que indica el manómetro. Por lo general esta pérdida es pequeña aunque no insignificante.

Se puede determinar para cada caso si así se desea y se puede aplicar al gato una sobretensión para que el tendón tenga un esfuerzo final igual al requerido por el proyectista.

Se recuerda que la magnitud de la sobretensión está limitada por el límite elástico, límite de fluencia y la resistencia de los alambres. Además debe tomarse en cuenta que si esta fricción está muy cerca del extremo donde se apliquen los gatos ya que la sobretensión para balancear esa fricción no producirá un sobrestirado de la porción principal del tendón y por consiguiente, no servirá para disminuir de ningún modo la deformación plástica.

Regresando al tema de coeficiente de fricción, La Cement and Concrete Association of England (Asociación del Cemento y Concreto de Inglaterra) ha llevado a cabo investigaciones para determinar el coeficiente de fricción y el efecto oscilante para calcular la pérdida por fricción en los Sistemas Freyssinet, Magnel y otros más importantes. También señala que μ y K dependerán de un número de factores: el tipo de acero empleado y la clase de superficie.

La vibración al colar también afectará la rectitud de los ductos; el tamaño total del ducto y el exceso que se pueda presentar en el alojamiento del acero y el espaciado de los apoyos para los tendones ó el material que forme el ducto también lo hará.

Así que el coeficiente de fricción depende grandemente del cuidado que haya en la construcción. Para el refuerzo sin adherencia se pueden utilizar lubricantes, ya que esto hará que los tendones tengan poca fricción.

Con lo anterior se llega a la conclusión que de alguna manera no es del todo posible el cálculo exacto de las pérdidas de presfuerzo debidas al rozamiento, aconsejándose, tanto al proyectista como al constructor tratar de reducir al mínimo los factores que influyan en este concepto y efectuar ensayos de obra.

Ahora para evitar esa pérdida existen algunos métodos ó artilugios; un método es sobretensarlos, pero anteriormente se vió y se dijo que esta sobretensión no debe exceder los límites de deformación.

La sobretensión requerida para vencer las pérdidas por fricción no se suma a la requerida para vencer las pérdidas por anclaje ó para disminuir la deformación plástica en el acero. Es suficiente tomar el valor mas grande de cualquiera de los tres valores requeridos y sobretensar para tal cantidad.

Asimismo cuando se recurre al uso de lubricantes con el fin de aminorar la fricción, se debe tener especial cuidado de que estos lubricantes sean solubles al agua, para que una vez tensado el cable se pueda eliminar, lavando a presión los ductos, con el objeto de que la adherencia entre los alambres y la lechada inyectada posteriormente no disminuya.

Por otra parte, también sirven para que de alguna manera no se presente corrosión en los cables, ya que ésta es dañina para el presfuerzo.

Otra manera de reducir la fricción es aplicar los 2 gatos en ambos extremos, esto implica más trabajo en el campo y repercute en los costos, pero se recurre a este artilugio periódicamente cuando los tendones son largos ó cuando los ángulos de doblado son grandes.

Para un elemento simple, el cual tenga el punto crítico a la mitad, el tensado por los dos extremos no afectará apreciablemente el presfuerzo del control en la mitad del claro, ya que puede cambiar bastante la deflexión en el elemento en turno.

La solución matemática para el cálculo de la fricción, está basada en la consideración de que el alambre es infinitamente delgado y que la fricción es proporcional a la presión lateral existente entre el ducto y el cable; la expresión matemática está dada por la fórmula:

$$T_x = T_o e^{\mu \theta}$$

Siendo T_x la fuerza del cable en un punto cualquiera con magnitud conocida; T_o es la fuerza en su extremo (punto de aplicación del presfuerzo); θ la suma de las desviaciones angulares desde el punto considerado hasta el extremo; y por último μ que es el coeficiente de fricción.

Se considera que aún en el caso de cables rectos, por las consideraciones que se expusieron con anterioridad, existe una pérdida por fricción, la ecuación básica queda modificada como sigue:

$$T_x = T_o e^{\mu \theta + KL}$$

En esta ecuación no sólo se tiene el efecto de la curvatura (primera ecuación) sino que se combina y complementa con el efecto de longitud.

Ahora con procedimientos matemáticos se logra llegar a una expresión demasiado práctica que es:

$$T_x = \frac{T_o}{1 + \mu \theta + KL}$$

Los valores de los coeficientes μ y K , recomendados para el diseño, se han determinado por medio de experiencias efectuadas para diferentes condiciones y en los distintos sistemas de presfuerzo. Estos valores, se recalca, varían con el tipo del cable y el ducto ó vaina que los contiene entre 0.35 y 0.20 para μ y de 0.005 a 0.001 para K , estando expresados en (1/rad) y (1/m) de forma respectiva.

-CORRIMIENTO DE LOS ANCLAJES. La pérdida de la fuerza presforzante por anclaje se debe al corrimiento ó deslizamiento de los alambres, barras ó torones que forman el cable en el dispositivo de anclaje, efectuándose inmediatamente después de la operación de anclaje, es decir los accesorios de anclaje estarán sujetos a esfuerzos y tenderán a deformarse, permitiendo que el tendón se afloje ligeramente. El deslizamiento dependerá del sistema de anclaje, de la longitud del cable, del valor de la fricción y por supuesto del esfuerzo a que se somete el elemento y los sistemas de anclaje.

Este corrimiento es variado pero el promedio estaría entre 1 y 8 mm., claro según el anclaje ya que existen valores determinados para los diversos sistemas:

Sistema Freyssinet	= 7 mm.
Sistema Stronghold	= 4 mm.
Sistema BBRV	= 2 mm.

El corrimiento del anclaje en el extremo del cable representa una pérdida en la deformación lograda cuando se tensó y en el caso de que no existiera fricción entre el cable y el ducto, a lo largo de éste la pérdida de esfuerzo en el acero sería constante; aun así, con la presencia de fricción se origina un efecto inverso al de tensado, ya que la fricción actúa en sentido contrario; por esto la pérdida de esfuerzo es máxima en el extremo y va disminuyendo conforme se va alejando de éste, es decir del anclaje.

Para que haya un entendimiento se tratará de esquematizar lo antes expuesto:

Se supone un cable cuyo trazo se indica a continuación, en el cual se considera una fuerza T en el extremo B, una desviación angular θ y una pérdida por anclaje ξ en el extremo A.

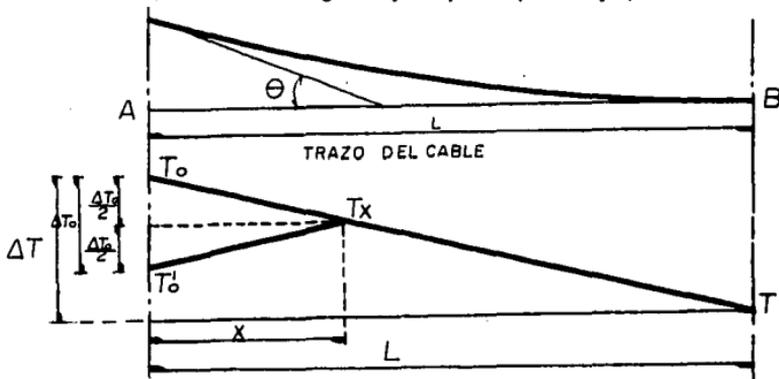


DIAGRAMA DE LA PERDIDA POR FRICCION

En el diagrama se indica las pérdidas por fricción. ΔT representa la pérdida por fricción entre los puntos A y B, y ΔT_0 la pérdida por anclaje en el extremo A, que es donde va; X es la distancia que determina el punto donde la pérdida por fricción vale 0 y T_x la fuerza en dicho punto.

Por semejanza de triángulos se tiene que :

$$\frac{\Delta T_0/2}{X} = \frac{\Delta t}{L} \quad ; \text{ pero : } \frac{\Delta T_0}{2} = T_0 - T_x \quad \text{y} \quad \Delta T = T_0 - T$$

por lo tanto : $T_x = T_0 - (x/l) (T_0 - T)$ _____ (1)

la deformación ξ esta definida por $\xi = \frac{T_0 - T_x}{E} X$ _____ (2)

Con las ecuaciones (1) y (2) se tiene :

$$\frac{X}{L} (T_0 - T) = \frac{E\xi}{X} \quad X^2 = \frac{E\xi L}{(T_0 - T)} \quad \text{_____ (3)}$$

y como $T = \frac{T_0}{1 + \mu\theta + KL}$ $T_0 = T(1 + \mu\theta + KL)$

sustituyendo en (1) $T_x = T \left[1 + (\mu\theta + KL) \frac{(L - X)}{L} \right]$

sustituyendo en (3) $X^2 = \frac{E\xi L}{T(\mu\theta + KL)}$ $X = \sqrt{\frac{E\xi L}{T(\mu\theta + KL)}}$

Pero también existen otras fórmulas, mas teóricas pero aun así también son válidas para determinar las pérdidas.

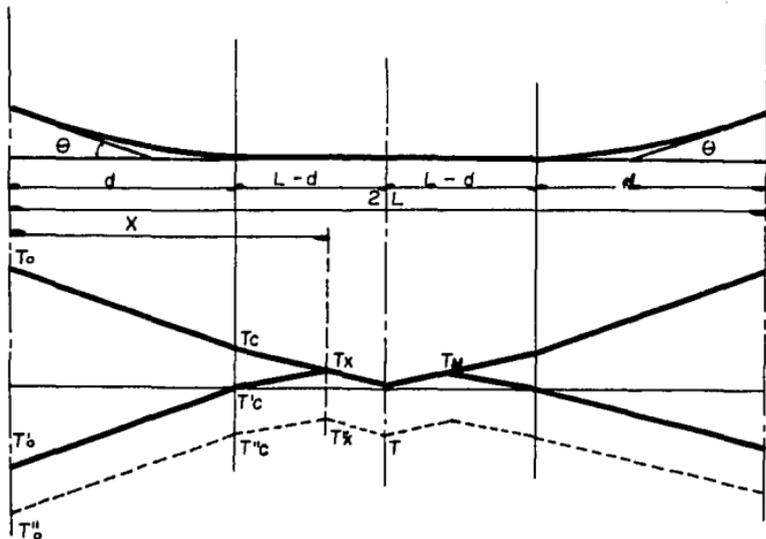
Pérdidas por fricción $F_f = F_1 e^{\mu\theta + KL}$ _____ Exacta

Estas formulas nos dan $F_2 - F_1 = -\mu\theta F_1 - KL F_1$

el porcentaje de pérdidas $\frac{F_2 - F_1}{F_1} = -KL - \mu\theta$ _____ Simplificada

-PERDIDA POR DESPLAZAMIENTO DE ANCLAJES. (retomando el diagrama) la fórmula (1) es para saber el esfuerzo en cualquier punto del tendón.

Ahora una representación gráfica de los esfuerzos a lo largo de un cable que se tense por los dos extremos y su trazo esté formado por un tramo recto al centro y a cada lado una parte curva.



- T = Esfuerzo necesario en operación al centro del cable.
- T_M = Esfuerzo inicial al centro del cable.
- T_0 = Esfuerzo inicial en el extremo del cable al tensar.
- T_c = Esfuerzo inicial al principio de la parte curva del cable al tensar.
- T_o = Esfuerzo inicial al anclar en el extremo del cable.
- T^c = Esfuerzo inicial al anclar al principio de la parte parabólica del cable.
- T_x = Esfuerzo máximo inicial al anclar.
- T^c, T^o y T^x = Esfuerzos finales, después de verificadas las pérdidas en los puntos antes indicados.

NORMAS AASHTO

Ahora toca el turno a las Normas AASHTO de dar el punto de vista, el cual es parecido a las fórmulas propuestas; las normas no tienen especificada la pérdida por deslizamiento de anclaje y sólo contemplan las pérdidas por fricción y dicen que estas pérdidas en el acero postensado, deberán basarse en los coeficientes de fricción por curvatura y excentricidad determinados experimentalmente y deben verificarse durante las operaciones de tensado. En los planos deben indicarse los valores de los coeficientes supuestos para el diseño y los del intervalo aceptable de las fuerzas en el gato y alargamiento del acero. Estas pérdidas por fricción deberán calcularse como sigue:

$$T_0 = T_A e^{K + \mu \theta}$$

Siempre que $(KL + \mu \theta)$ no sea mayor que 0.3 puede utilizarse la fórmula

$$T_0 = T_A (1 + KL + \mu \theta)$$

Si no se disponen valores para "K" y "μ" pueden emplearse estos:

Tipo de acero	Tipo de ducto		
Alambre o torones sin galvanizar.	Forro de metal pulido	0.30	0.0066
	Forro de metal galvanizado	0.25	0.0049
	Engrasado ó recubierto con asfalto y forrado.	0.30	0.0066
	Rígido, galvanizado	0.25	0.0007
Barras de alta resistencia.	Forro de metal pulido	0.20	0.0010
	Con forro de metal Galvanizado	0.15	0.0007

Las pérdidas por fricción deberán considerarse en el diseño y ser comprobadas durante las operaciones de anclaje. Los ductos rígidos deberán tener suficiente resistencia para mantenerlos correctamente alineados, sin que presenten excentricidades visibles durante el colado del concreto. Los ductos rígidos podrán fabricarse con costura engargolada ó soldada. Los galvanizados no requieren costura ó soldadura.

PERDIDAS DE PRESFUERZO RESTANTES SEGÚN NORMAS AASHTO

Las pérdidas de presfuerzo debidas a otras causas excluyendo las de fricción, pueden estimarse considerando cables de 7 alambres con esfuerzo de 1724 ó 1862 MPa; alambres con esfuerzo de 1655 MPa ó varillas lisas corrugadas con esfuerzos de 1000 a 1103 MPa , así como concreto de peso normal.

Por lo que se refiere a las propiedades de agregados ligeros y relajación en los cables es decir si, se requiere mayor exactitud para representar las pérdidas de presfuerzo, tomando en cuenta el material empleado, métodos de curado y condiciones de servicio y uno que otro detalle estructural, deberán de realizarse el cálculo de las pérdidas de presfuerzo apoyándose en investigaciones apropiadas.

Así pues las Normas AASHTO proponen para la pérdida total :

$$\Delta f_s = CC + AE + CRc + CRs$$

Δf_s = Pérdida total excluyendo la fricción en MPa

CC = Pérdida por contracción del concreto en MPa.

EA = Pérdida por acortamiento elástico en Mpa.

CRc = Pérdida debido al escurrimiento plástico del concreto en MPa.

CRs = Pérdidas debidas a la relajación del presfuerzo en el acero en MPa.

EVALUACION GENERAL DE PERDIDAS SEGÚN NORMAS AASHTO

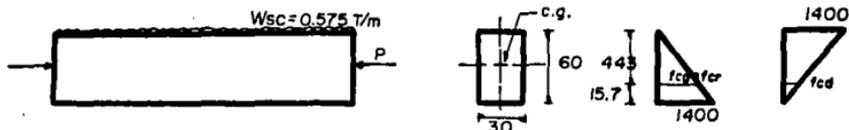
Ahora bien, las Normas AASHTO contemplan estimaciones de pérdidas totales para los elementos presforzados ó estructuras de proyecto común, si no se quiere seguir el método propuesto con anterioridad, también por las Normas.

Estos valores de las pérdidas están determinados utilizando concreto de peso normal, niveles normales de presfuerzo y condiciones de exposición medias. Para tramos excepcionalmente largos ó para proyectos no comunes, se utilizará el método dado anteriormente ó uno más exacto.

Tipo de acero de presfuerzo	Pérdidas totales	
	$f_c = 27.58 \text{ MPa}$	$f_c = 34.47 \text{ MPa}$
Pretensado Torón		310.26 MPa
Postensado *		
Alambre ó torón	220.63 MPa	227.53 MPa
Varillas	151.68 MPa	158.58 MPa

*Las pérdidas debidas a fricción están incluidas. Las pérdidas por fricción pueden obtenerse como se había señalado por las Normas AASHTO.

Ahora bien para hacer una comparación se mostrará un ejercicio de calculo de pérdidas para tener un criterio mas ó menos fundamentado. Calcular las pérdidas para el siguiente elemento Postensado



Se retoman los resultados obtenidos en el capítulo II los datos son fuerza de presfuerzo 126 ton. , aplicados en 3 cables de 42 ton. cada uno.

PERDIDAS POR PRESFUERZO.

a) Deformación instantánea

$$\gamma_a = \frac{N-1}{2} * \frac{1.2 f_{cg}}{N} \quad \eta = \frac{3-1}{2} * \frac{1.2 * 103.4}{3} * 6.67 = 275.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cg} = \frac{44.3}{600} * 140 = 103.4 \text{ kg/cm}^2 \quad \eta = \frac{2 * 10^6}{3 * 10^5} = 6.67$$

b) Deformación diferida La atmósfera es ordinaria (coeficiente de fluencia) $Cc = 3$

$$\gamma_b = (Cc-1) f_{cg} \eta = (3-1) * 103.5 * 6.67 = 1380.69 \text{ kg/cm}^2$$

c) Deformación por contracción para atmósfera ordinaria $c = 0.0002$

$$\gamma_c = C Es = 0.0002 * 2 * 10^6 = 400.00 \text{ kg/cm}^2$$

d) Relajación de acero se considera un esfuerzo inicial en el centro del claro de 11200 kg/cm²

$$\gamma_d = 11200 * .05 = 560.00 \text{ kg/cm}^2$$

PERDIDA TOTAL

$$\Delta_m = 275.87 + 1380.69 + 400 + 560 = 2616.56 \text{ kg/cm}^2$$

Ahora si el torón estuviera formado por 25 alambres de 5 mm. de diámetro, el área de acero será 4.9 cm², por lo que el esfuerzo es:

$$f_s = \frac{42 \text{ Ton}}{4.9} = \frac{4200}{4.9} = 8571.43 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

al cual deberá sumársele la pérdida total, obteniéndose así el esfuerzo inicial al centro del claro.

$$f_s = 8571.43 + 2616.56 = 11187.99 \text{ kg/cm}^2$$

-Pérdidas por fricción En este caso sólo determinaremos el porcentaje ya que éste es el mismo en los dos métodos expuestos, por lo que no tiene caso hacer la comparación para este efecto.

Los valores de μ y K son para torones sin galvanizar y el ducto es engrasado

$$\mu = 0.30, K/m = 0.0066$$

el cambio promedio en los cables es

$$3 * (0.143/10) = 0.0429 \text{ rad}$$

$$\mu \theta + KL = 0.30 * 0.0429 + 0.0066 * 10 = 0.0788 = 7.88 \%$$

AHORA POR NORMAS AASHTO

a) Deformación instantánea del concreto. Acortamiento elástico

$$AE = \frac{Es}{Ec} = 6.67 * 103.4 = 689.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$fcc = \frac{443}{600} * 140 = 103.4 \text{ kg/cm}^2$$

b) Deformación diferida

$$CRc = 12 fcr - 7 fcd = 12(103.24) - 7(36.63) = 982.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$fcd = \frac{157}{600} * 140 = 36.63 \text{ kg/cm}^2$$

c) Deformación por Contracción

$$Cc = 0.8(117.21 - 1.034 \text{ HR}) * 9.81 = 595.27 \text{ kg/cm}^2$$

HR = 40% para región de California, USA que es la más parecida a México

d) Relajación del acero

$$CRs = 137.9 - 0.3 FR - 0.4 AE - 0.2 (CC + CRc)$$

FR = reducción del esfuerzo por pérdida debida a fricción(las pérdidas por fricción son las mismas) $140 * 0.922 = 128.97 \text{ kg/cm}^2$

$$CRc = 9.81 * 137.9 - [0.4 * 689.68 + 0.3 * 128.97 + 0.2(676.42 + 982.47)]$$
$$= 706.46 \text{ kg/cm}^2$$

PERDIDA TOTAL

$$\Delta_{1a} = 689.68 + 982.47 + 595.27 + 706.46 = 2973.5$$

$$\text{El esfuerzo es } fs = 8571.43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{El esfuerzo inicial } fs = 8571.43 + 2973.88 = 11545.31 \text{ kg/cm}^2$$

Con esto se pone de manifiesto que las Normas AASHTO, hasta cierto punto son más conservadoras y la estimación de pérdidas totales, se encuentra cerca también, 2232.07 kg/cm² aunque muy conservadoramente.

Ahora pues, se hablaba de un diagrama de tensado y a continuación daremos un ejemplo real, determinaremos las pérdidas por fricción y anclaje para un caso real, los datos son de un cable para una trabe de la superestructura de un puente de 35.00 m de claro y al final será dada la deformación de tensado.

los datos son: $L_1 = 1.75$ m. tramo recto ; $L_2 = 8.20$ m. tramo inclinado; $L_3 = 7.88$ m. tramo parabólico; $\theta_1 = 0^\circ 26' = 0.0075$ rad ; $\theta_2 = 15^\circ 42' = 0.37$ rad
 $T_1 = 99.8$ kg/mm² $\mu = 0.25/\text{rad}$ $K = 0.006/\text{m}$

El deslizamiento supuesto es de 7mm ya que se utiliza el sistema Freyssinet
 longitud total del cable entre anclajes = 35.90 m

Valores de T_2 , T_3 y T_0 (puntos de interés)

$$T_2 = T_1 (1 + KL_1) = 99.8 (1 + 0.006 \cdot 1.75) = 100.85 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_3 = T_1 (1 + \mu\theta_1 + KL_2) = 99.8 (1 + 0.25 \cdot 0.0075 + 0.006 \cdot 9.95) = 105.96 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_0 = T_1 (1 + \mu(\theta_1 + \theta_2) + K(L_1 + L_2 + L_3)) = 99.8 (1 + 0.25 \cdot 0.3815 + 0.006 \cdot 17.83) = 120 \text{ kg/mm}^2$$

valores de T_1 , T_2 , T_3 y X a continuación

Siguiendo un razonamiento análogo al anterior para determinar X y T_3

Para esto se tendrá que $f = 1.75$ $\mu = 1.75 \cdot 0.25 = 0.438$; $K = 0.6$; el corrimiento ξ esta expresado en milímetros , θ en grados; L en metros; T_1 en kg/mm² y $E_s = 2 \cdot 10^6$

Se tienen las siguientes ecuaciones:

$$X^2 = \frac{1}{K} \left(\frac{2000 \xi}{T_1} - f\theta L_1 \right) = \frac{1}{0.6} \left(\frac{2000 \cdot 7}{100.85} - 0.438 (0^\circ 26' + 15^\circ 42') \cdot 7.88 \right)$$

$$= \frac{1}{0.6} \left(\frac{14000}{100.85} - 0.438 \cdot 16.13 \cdot 7.88 \right) = 105.53 \text{ m}^2$$

$$X = 10.27 \text{ m}$$

$$T_x = T_1 \left(1 + \frac{K(L_2 + L_1 - X)}{100} \right) = 100.85 \left(1 + \frac{0.6(8.20 + 7.88 - 10.27)}{100} \right) = 104.37 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta T_0 = \frac{2 T_1}{100} (f\theta + KX) = \frac{2 \cdot 100.85}{100} (0.438 \cdot 16.13 + 0.6 \cdot 10.27) = 26.68 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$\therefore T_0 = T_1 - \Delta T_0 = 120 - 26.68 = 93.32 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{y } T_1 = 2 T_x - T_0 = 2 \cdot 104.37 - 93.32 = 115.42 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

El diagrama se expondrá en la siguiente página

$$L_1 \leq X \leq L_2 + L_1$$

$$\text{si cumple } 7.88 \leq 10.27 \leq 16.08$$

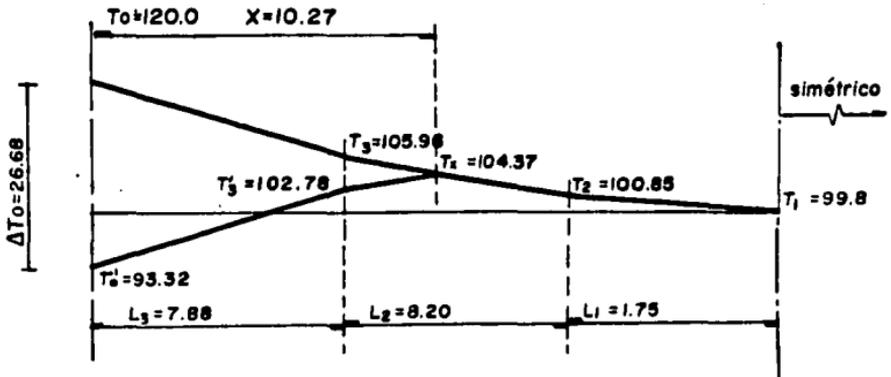
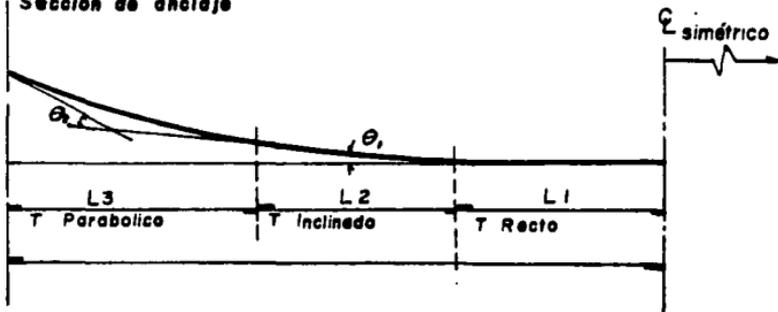
Calculo del alargamiento: este se determinará como un esfuerzo uniforme, promedio de la variación de T_1 a T_0 , como si el cable fuese recto, de longitud igual a la real, la tensión promedio será :

$$T_m = \frac{(T_1 + T_2) L_1 + (T_1 + T_3) L_2 + (T_2 + T_0) L_3}{2(L_1 + L_2 + L_3)}$$

$$T_m = \frac{(99.8 + 100.85)1.75 + (100.85 + 105.96)8.20 + (105.96 + 120)7.88}{2(1.75 + 8.20 + 7.88)}$$

$$T_m = 107.33 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

Sección de anclaje



CAPITULO V

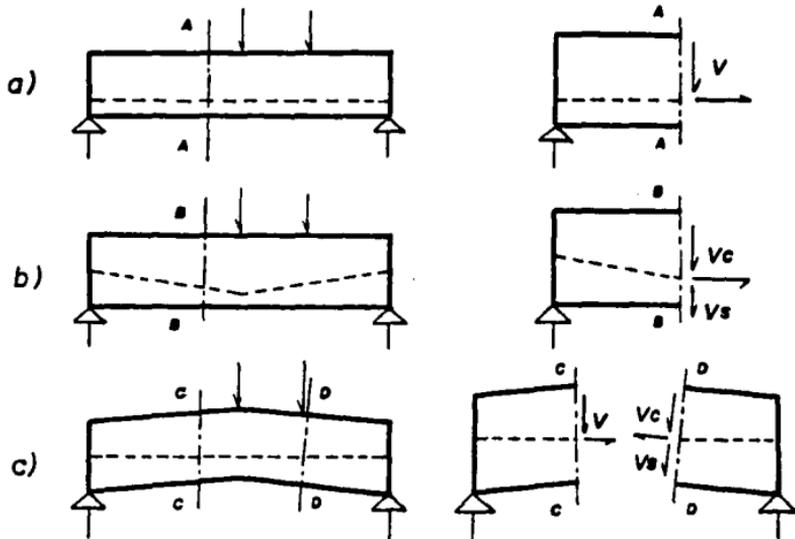
DISEÑO POR CORTANTE

CAPITULO V. DISEÑO POR CORTANTE

La resistencia de las vigas de concreto presforzado a la flexión se puede conocer con exactitud, pero la resistencia al esfuerzo cortante o a la combinación de esfuerzo cortante y flexión no se puede predecir con exactitud, esto es muy cierto debido a la complejidad del problema, pero esto no es impedimento para diseñar vigas de concreto presforzado.

Es válido asegurar que las vigas de concreto presforzado tienen una gran capacidad de resistencia al corte, mayor que las de concreto reforzado ya que el presfuerzo por lo regular evita la aparición de grietas por contracción que podrían fácilmente destruir la resistencia al corte de las vigas de concreto reforzado, especialmente cerca del punto de inflexión. Se debe tener mucho cuidado cuando algunos requisitos de diseño sobrepasen lo usual, específicamente cuando se tienen núcleos muy delgados, cuando se tienen relaciones grandes peralte/claro, cuando se tiene un gran momento y esfuerzo combinados, como en vigas continuas y cantilivers; cuando se tiene asentamientos de los apoyos en vigas demasiado peraltadas, etc.

Sería bueno, antes que nada presentar un panorama general del esfuerzo cortante en una viga presforzada; se considerarán 3 vigas con las siguientes características.



FALLA DE ORIGEN

La primera viga (a) está presforzada por un tendón recto, se considera una sección arbitraria A-A, el esfuerzo cortante V es soportado en su totalidad por el concreto, ya que el tendón está esforzado en una dirección perpendicular al corte.

La segunda viga (b) está presforzada por un tendón inclinado; la sección B-B nos deja ver que la componente transversal del tendón soporta parte del esfuerzo cortante, dejando que el concreto soporte sólo una porción.

Esto puede ser comparativo con las vigas de concreto reforzado con varillas dobladas en las que la porción inclinada soporta algo de esfuerzo cortante.

Debe quedar claro que un tendón horizontal aunque inclinado con respecto al eje de la viga, no soporta ningún esfuerzo cortante vertical, como se nota en la sección C-C de la viga (c). Cuando el tendón no es perpendicular a la dirección del corte ayuda a soportar el esfuerzo cortante, como se ve en la sección D-D.

Cabe señalar que en algunos casos raros, la componente transversal del presfuerzo incrementa el esfuerzo cortante en el concreto.

Así en resumen lo primero es determinar el esfuerzo cortante que actúa en el concreto; el siguiente paso es calcular la resistencia al esfuerzo cortante del concreto. Por lo regular se piensa que las vigas presforzadas, similares a las reforzadas, prácticamente nunca fallan bajo el corte directo a el corte por penetración; estas fallan como resultado de los sobreesfuerzos de tensión producidos por el esfuerzo cortante, conocidos como tensión diagonal en el concreto reforzado y como tensión principal en el concreto presforzado.

Antes del agrietamiento, el concreto presforzado se puede considerar como un material homogéneo; así se pueden calcular los esfuerzos principales de tensión por el método de esfuerzos en un cuerpo homogéneo.

Es suficiente mencionar en este punto que hay esencialmente dos tipos de falla en el corte: uno en la cual la falla principia en el alma como resultado de la gran tensión principal (fig 1) y otro en el cual aparecen en primera instancia grietas verticales de flexión y gradualmente se transforman en grietas inclinadas por corte (fig 2)

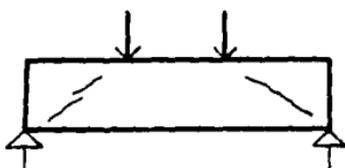


fig 1

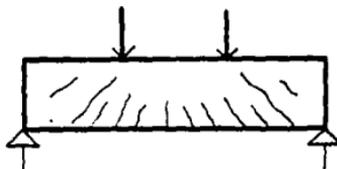
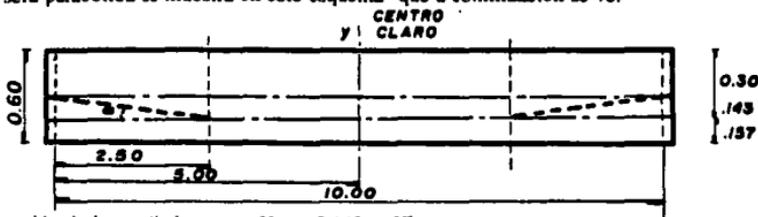


fig 2

El método convencional de cálculo del esfuerzo principal de tensión en una sección de viga de concreto presforzado, se basa en la teoría elástica y en el método clásico para determinar el estado de esfuerzo en un punto, como se puede encontrar en cualquier tratado de mecánica de materiales.

En este ejemplo, que es el ejercicio que hemos estado siguiendo, se propone el trazo de un cable, que bien puede ser uno solo, o varios, en cuyo caso, la trayectoria como ya se explicó anteriormente, deberá de estar dentro de las posiciones límite. así pues, la trayectoria que será parabólica se muestra en este esquema que a continuación se ve.



La ecuación de la parábola es $Y = \frac{0.143}{5.0^2} X^2$

Y el ángulo de la tangente a la parábola y la horizontal, en cualquier punto vale:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{2y}{X}$$

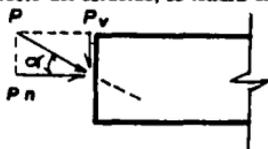
Los datos se transcriben del ejercicio anterior ya que son los mismos
 carga por peso propio = 0.432 ton/m
 sobrecarga = 2.00 ton/m

Fuerzas cortantes:

Peso propio : $V_{pp} = 0.432 \cdot 5.00 = 2.156$ ton

Sobrecarga $V_{sc} = 2.00 \cdot 5.00 = 10.00$ ton

Ahora por la posición y el efecto del esfuerzo, se tendrá una componente normal y una tangencial a la sección.



Para esta sección $\operatorname{tg} \alpha = \frac{2 \cdot 0.143}{5.00} = 0.0572$

y $\alpha = 3^\circ 16' 34''$

$\operatorname{sen} \alpha = 0.05713$; $\operatorname{cos} \alpha = 0.99836$

$$P_n = 126 \cdot 0.99836 = 125.79 \text{ ton}$$

$$P_v = 126 \cdot 0.05713 = 7.20 \text{ ton}$$

Como puede observarse en la figura, P_v es una fuerza que reduce la fuerza cortante, por lo tanto las fuerzas cortantes, reducidas serán :

$$\text{A viga en vacio} \quad V_i = V_{pp} = 2.156 - 7.20 = -5.044 \text{ ton}$$

$$\text{A viga cargada} \quad V_i = -5.044 + V_{sc} = -5.044 + 10.00 = 4.956 \text{ ton}$$

De lo anterior se nota que el esfuerzo máximo se presenta a viga en vacio, aunque este casi es el mismo que en la viga cargada, pero de signo contrario.

El esfuerzo cortante está dado por la siguiente expresión:

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

donde : V = Fuerza cortante en la sección

Q = Momento estático respecto al centro de gravedad de la sección del área que queda arriba de la fibra por estudiar.

I = Momento de inercia de la sección.

b = ancho de la sección.

Para simplificar, ya que en este caso se trata de una sección rectangular, el esfuerzo cortante máximo está a la altura del centro de gravedad de la sección.

La expresión se reduce a:

$$v = 1.5 \frac{V}{b h}$$

$$\text{Por lo que para nuestro caso sería :} \quad v = 1.5 \frac{5.044}{0.18} = 42 \text{ t/m}^2$$

Así pues como los esfuerzos por flexión a la altura del centro de gravedad valen cero, ya sea por las cargas exteriores o por la fuerza de presfuerzo, los esfuerzos normales en estas fibras, a lo largo de la viga, tienen como valor la componente normal de la fuerza de presfuerzo entre el área de la sección.

$$f_n = \frac{P_n}{b h} \quad f_n = \frac{125.79}{0.18} = 698 \text{ t/m}^2$$

El esfuerzo por tensión diagonal está dado por:

$$\delta = \frac{f}{2} - \frac{f^2}{2} v^2 \quad \delta = \frac{698}{2} - \frac{349^2 + 42^2}{2} = 349 - 351.5 = -2.5$$

$$\delta = -2.5 \text{ t/m}^2$$

El esfuerzo permisible por tensión diagonal vale :

$$\delta_{\text{adm}} = 0.04 f_c = 0.04 \cdot 350 = 14 \text{ kg/cm}^2 = 140 \text{ t/m}^2$$

Es muy notable que el esfuerzo está muy por debajo del permisible, por lo que se establece que no se requiere acero en estribos para tomar este esfuerzo.

Se revisa ahora en la sección a un cuarto del claro:

$$V_{pp} = 0.5 \cdot 2.156 = 1.078 \text{ ton}$$

$$V_{sc} = 0.5 \cdot 10.00 = 5.00 \text{ ton}$$

$$Y = \frac{0.143}{5} \cdot 2.5 = 0.0357 \text{ m}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{2 \cdot 0.0357}{2.50} = 0.02858$$

$$\alpha = 1^\circ 38'$$

$$\operatorname{sen} \alpha = 0.0285 \quad \operatorname{cos} \alpha = 0.9996$$

$$P_n = 126 \cdot 0.9996 = 126 \text{ ton}$$

$$P_v = 126 \cdot 0.0285 = 3.60 \text{ ton}$$

La fuerza cortante reducida es:

$$\text{a viga en vacío } V_1 = 1.078 - 3.60 = -2.522$$

$$\text{a viga cargada } V_2 = -2.522 + 5.00 = 2.478$$

En esta sección también resultaron prácticamente iguales las fuerzas cortantes reducidas.

$$\text{Esfuerzo cortante } v = \frac{1.5 \cdot 2.522}{0.18} = 21 \text{ t/m}^2$$

El esfuerzo normal a la altura del centro de gravedad es:

$$f = \frac{P}{h \cdot l} = \frac{126}{0.18} = 700 \text{ t/m}^2$$

El esfuerzo por tensión diagonal será:

$$\delta = 350 - \sqrt{350^2 - 21^2} = 350 - 350.63 = -.063 \text{ t/m}^2$$

El esfuerzo es casi nulo por lo que no es necesario estribos.

Como se vio el esfuerzo cortante en el centro vale cero y la componente vertical del presfuerzo vale cero también, por lo que la tensión diagonal también será cero y tampoco se requiere estribos en esa zona, en conclusión, la viga no requiere estribos a lo largo de toda ella, pero sin embargo será necesario poner un área de acero mínima especificada.

Es notorio por tanto que la componente vertical del presfuerzo vale cero al centro y en el cuarto del claro vale la mitad del valor de la del apoyo, por lo que es necesario, cuando lo requiera, que en los extremos de la viga se coloquen mas estribos.

El método convencional para "analizar" la tensión principal basado en el estado de esfuerzo en un material homogéneo, es un método racional de análisis mientras no haya grietas en el concreto. Sin embargo cuando se aplica para "diseñar" los miembros tendrán diferentes factores de seguridad; puesto que incrementos en las cargas harán variar la tensión principal, a si también la resistencia del concreto a la tensión principal varia con la magnitud del esfuerzo fibrario de compresión.

Así pues, cuando el agrietamiento del concreto ya se produjo por tensión principal por flexión ya no es aplicable el método de análisis por lo que se concluye que el diseño al corte por análisis de esfuerzos no es satisfactorio, especialmente en miembros sujetos a tensión, con esto se llega a que el diseño debe estar basado en la resistencia bajo las sobrecargas, así como en los esfuerzos bajo las cargas de trabajo.

Cuando el esfuerzo cortante es grande, las grietas de tensión principal se desarrollarán más rápidamente que las grietas por flexión; la presencia de las grietas de tensión principal tenderá a reducir el peralte de compresión del concreto y la viga fallará bajo una carga menor que su capacidad bajo flexión pura.

Asimismo, concluimos que la resistencia de las vigas de concreto presforzado bajo el momento y el esfuerzo cortante combinados, no se puede predecir con facilidad. Cualitativamente hablando la resistencia varia con diversos factores a saber:

1. Se incrementa con al área A_c de concreto y varia con la forma de sección.
2. Se incrementa con la resistencia de concreto f_c .
3. Se incrementa con el porcentaje de acero.
4. Se incrementa con el presfuerzo efectivo en el acero.
5. Aumenta con el esfuerzo cortante soportado por el acero presforzado.
6. Se incrementa con la magnitud del refuerzo en el área.

Con esto queda de manifiesto que gracias a los diversos factores que intervienen, no ha sido posible establecer alguna base racional para la determinación de la resistencia.

Es aparente que bajo la mayoría de las condiciones, la carga de ruptura gobernará a pesar de los mayores esfuerzos permitidos. Existen algunas recomendaciones británicas que utilizan el 80% del esfuerzo en el límite elástico para el diseño a la ruptura, esto es muy conservador aunque básicamente dependerá de los factores de carga empleados y de la posibilidad de sobrecarga extremas.

Cuando el esfuerzo de tensión principal es bajo, se considera suficiente el concreto para absorberlo, pero aun así es bueno colocar estribos, en especial si hay posibilidad de grietas longitudinales producidas por la contracción a lo largo del sitio de los tendones.

El número de estribos se puede calcular por una regla práctica; las reglas más o menos arbitrarias, suponen que las secciones de concreto presforzado pueden resistir el esfuerzo cortante mejor que las de concreto reforzado equivalentes. Con esto se dice que las vigas presforzadas necesitan un área de refuerzo del alma de la mitad de la requerida para el concreto reforzado, con una estipulación, de que este factor se incrementa a medida que el miembro se acerca a la condición del concreto reforzado convencionalmente.

la fórmula es:

$$A_v = \frac{1}{2} \frac{(V_u - V_c)}{f_v j d} s$$

donde:

A_v = Área del refuerzo del alma al espaciamiento "s", colocado perpendicularmente al eje del miembro.

V_u = Esfuerzo cortante debido a la carga de ruptura especificada y al efecto del presfuerzo.

V_c = $0.60 f_c b' j d$, pero no mayor a $150 b' j d$ (se supone $j = 7/8$).

s = Espaciamiento longitudinal del refuerzo en el alma.

f_v = Resistencia al punto de fluencia del refuerzo en el alma.

El valor de "d" en la fórmula anterior se pretende sea el peralte efectivo hasta el centroide de la fuerza de presfuerzo, pero puede ser la altura total de la sección considerada. Cabe mencionar que se obtendrán diferentes valores si se utiliza cualquiera de los dos valores.

El área de acero con la fórmula anterior puede reducirse u omitirse en donde esta demostrado con pruebas que un miembro menos reforzado sea capaz de desarrollar la resistencia a la ruptura.

NORMAS AASHTO

Como es costumbre a continuación se dará el punto de vista de las normas AASHTO que ahora, en realidad difieren muy poco.

Los elementos de concreto presforzado se reforzarán para resistir los esfuerzos de tensión diagonal, el refuerzo para cortante se colocará perpendicularmente al eje del elemento. El área de refuerzo en elemento será:

$$A_v = \frac{(V_u - V_c) s}{2 f_{sy} j d}$$

pero no deberá ser menor por ninguna razón a:

$$A_v = 0.689 b' s / f_{sy}$$

donde f_{sy} no deberá exceder de 413.685 MPa.
 $V_e = 92.5 f_c b' j d$ pero no mayor que 1883 $b' j d$.

El refuerzo del alma podrá consistir de:

- 1) Estribos perpendiculares al eje del elemento.
- 2) Malla soldada con alambres localizados perpendicularmente al eje del elemento.

El espaciamiento del refuerzo del alma no excederá de $3/4$ del peralte del elemento.

La sección crítica para cortante, en una viga simplemente apoyada, generalmente no se localiza en el extremo del claro donde el cortante es máximo si no en puntos distantes del extremo en donde se producen momentos de consideración.

Al diseñar el refuerzo del alma de una viga simplemente apoyada que soporta cargas móviles, se recomienda analizar también el cortante en el centro del claro.

El refuerzo del alma requerido en los cuartos extremos, podrá ser el mismo que para todo el claro.

En Puentes continuos constituidos por traves precoladas prestorzadas, el refuerzo del alma deberá diseñarse para la longitud total de los claros intermedios y para las $3/4$ partes interiores de los claros extremos.

CAPITULO VI

PROCEDIMIENTOS

CONSTRUCTIVOS

CAPITULO VI. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

- Consideraciones generales sobre la operación de los diversos sistemas de presforzado.

El procedimiento de inducir esfuerzos de precompresión en una estructura o elemento de concreto, después de colado y obtenida la resistencia requerida para el postensado, puede, en principio considerarse general y por lo mismo independiente de los sistemas, que varían tanto en la forma de sujetar el cable durante el tensado como en la manera de transferir de forma definitiva los esfuerzos logrados en el concreto, empleando para ello un anclaje de diseño especial, asimismo varía también en cuanto al tipo de sección del acero de alta resistencia, que puede ser redondo liso de poco diámetro y barras gruesas o alambres corrugados de sección oval, de esto se desprende que el acero de sección delgada es más eficiente que las barras gruesas, ya que mientras se tensa se permite alcanzar un 80% del valor de ruptura, valor que es más elevado cuando el diámetro del acero es menor, es decir inversamente proporcional.

Las operaciones del presforzado se pueden generalizar así :

1º Durante el colado se debe estar corriendo los cables constantemente para que no se peguen por la penetración del concreto en el ducto; para evitar esto, se utiliza el sistema de lavado con agua cuando se cuela, para arrastrar la lechada, por lo cual debe dejarse drenaje en las partes bajas del ducto, con el fin de drenar el producto de la limpieza, estos drenajes se tapan después del colado, obturando su salida.

2º Se continúa con el estudio de los diagramas de esfuerzo, con objeto de conocer las fuerzas de gateado para los cables, teniendo mucho cuidado en los valores de fricción y en la caída de tensión necesaria al final del tensado. En los diagramas de esfuerzo de cada cable, se anotan indistintamente fuerzas totales de tensión o bien de esfuerzos unitarios; estos últimos, multiplicados por el área del cable, representan valores iguales que los primeros.

3º Conocer la curva esfuerzo-deformación del acero por emplear y calcular con ella y con los datos de proyecto (longitudes del cable y tensiones a lo largo del mismo), las elongaciones por lograr.

4º Conocer el funcionamiento del gato, y el área del pistón que recibirá la presión por aplicar durante el gateado y por medio de la bomba de inyección, regulada con un manómetro. Investigar el porcentaje de pérdidas en la eficiencia del gato, con respecto a la capacidad teórica determinada con los datos señalados, lo que por lo regular lo informa el proveedor del equipo de tensado.

Con estos datos se formará un cuadro de equivalencias, en el cual se anotará la correspondencia, en toneladas, de cada lectura de manómetro, es decir la fuerza que desarrolla el gato cuando el manómetro indique esfuerzos; esto es a fin de conocer todos los esfuerzos en el proceso de tensado del cable.

5º Purgar el gato para expulsar burbujas de aire, basura, etc. ; si existe aire, este es comprimido por el aceite, no lográndose la carrera del pistón ni la fuerza del gateo necesaria, ya que el volumen de aceite inyectado a la cámara de compresión, del gato, está en razón directa con la longitud de salida del pistón.

6º Verificar ó calibrar los manómetros, operación que se efectúa generalmente en el laboratorio. Para llevar a cabo esta verificación se comparan los manómetros por emplear en la obra con un manómetro patrón, ó bien con una prensa *ad hoc*, y se hace una tabla correspondiente de lecturas, así cuando sea preciso aplicar un esfuerzo, se consultará el cuadro de correspondencias de verificación, con el fin de ver la lectura que deba señalar el manómetro verificado, la cual deberá ser si no la misma por lo menos similar (ejemplo si se aplica 110 kg/cm² se podría leer 112 kg/cm²).

Otra operación llamada calibración de manómetros, consiste en corregir los defectos de los manómetros de campo, a fin de que sus lecturas correspondan exactamente a las indicadas en el cuadrante.

7º Comprobar que el cable deslice libremente en el ducto, con el fin de que la tensión se distribuya a todo lo largo, para lo cual se golpea el cable en un extremo, debiendo salir por el otro lado, o viceversa; en caso de que no corra, se conecta el gato a un extremo para romper el taponamiento que pueda existir en el ducto, los que con este procedimiento llegan a fracturarse y así permiten el deslizamiento del cable anteriormente anclado. Cuando esto no es posible se localiza el lugar del tapón, por efecto del alargamiento que sufre el cable con relación a la presión aplicada, con esto se deduce la longitud estirada de éste y por consiguiente el sitio del taponamiento con bastante precisión.

Cuando se hacen ranuras al concreto para demoler el tapón, se hace con la mayor exactitud, y con cuidado de no dañar el cable, ya que es muy sensible.

Las perforaciones que se hacen en el concreto, se tapan posteriormente al tensado, cubriendo la parte demolida con grava gruesa, sellada en su exterior con yeso ; la lechada inyectada a presión penetra llenando las oquedades de la grava, logrando así un sello que no puede desprenderse con esto se tiene continuidad con la mezcla inyectada.

La localización y magnitud de las ranuras deben hacerse concienzudamente a fin de que no se debilite la capacidad del elemento.

8º Tensado del cable: Si se tensa de un solo lado, se aplica primero una presión manométrica (que debe corresponder a una fuerza de gateo) , hecho lo cual se marcan algunos alambres, con la mayor exactitud posible, distancias arbitrarias para medir alargamientos, teniendo como referencia la trabe.

A continuación se eleva la presión del manómetro y se mide la elongación y así sucesivamente hasta llegar a la presión determinada para lograr los esfuerzos calculados (punto 2º), la cual traducida en toneladas no debe exceder el límite elástico, que se verifica dividiendo la fuerza entre área de cable.

El alargamiento inicial no se registra, esto es porque el cable tiene un acomodamiento, verificándose un alargamiento aparente mucho mayor que el que corresponde al esfuerzo aplicado.

Si al verificar el alargamiento teórico no se obtuvo a la presión prevista, quiere decir que las fricciones son mayores que las calculadas. en este caso será necesario aumentar el presfuerzo, sobrepasando quizá el límite elástico convencional, sin que esta fuerza exceda el 85% del esfuerzo de ruptura, hecho esto se debe soltar el cable logrando aumentar el valor de dicho límite, puesto que el acero quedó con deformación permanente .

Así al tensar el cable nuevamente, el esfuerzo para lograr la fuerza necesaria de proyecto deberá quedar abajo del límite elástico, estas fricciones por lo regular no se comprueban, pero se han predeterminado en base a la práctica por las distintas firmas de los sistemas.

Para verificar las fricciones reales (no siendo lo usual, pero sí lo deseable) se colocan dinamómetros que registran la fuerza aplicada en un extremo (se tiene que tensar de un solo lado), con lo que el dinamómetro del lado opuesto registra la fuerza del cable en el extremo correspondiente. La diferencia de fuerzas da el valor real de la fricción entre ambos puntos, si éstas difieren de las calculadas deberá hacerse un estudio del caso y consultar un técnico con experiencia.

9º Cuando por necesidad de proyecto se necesite tensar de los dos lados, se procede de forma semejante a la antes indicada, es decir instalando gatos de tensado en ambos extremos y aplicando al mismo tiempo fuerzas de tensado. En este caso (gracias a que la aplicación de la fuerza no es necesariamente uniforme, ya que los gatos se operan independientemente) no se obtendrá aisladamente en cada extremo, la recta esfuerzo-deformación lograda al tensar un solo lado : esta se lograría con gatos sincronizados; sin embargo, sumando a igual fuerza de gateado los alargamientos de uno y otro extremo de la trabe, si se obtiene dicha gráfica recta.

Ahora pues, es usual seguir el procedimiento para efectuar el tensado con gatos en ambos extremos: si al aplicar 100 kg/cm² en cada extremo y el alargamiento es sensiblemente diferente, digamos 28 mm. y 36 mm. , al aumentar la presión en ambos lados a 150 kg/cm² se tendrá que aumentar primero del lado de 28 mm., sosteniendo el otro hasta que se igualen mas o menos los alargamientos, no debiendo aplicarse distintas fuerzas de tensado .

Es muy conveniente llevar un control muy específico en estas tareas que son demasiado delicadas.

10º Al final la distribución de tensiones es variable siendo menor en el centro y mayor en los extremos, es preciso reducir las tensiones máximas sin efectuar las exigidas en el proyecto.

Por lo regular los sistemas de anclaje proveen cierto corrimiento automático hacia adentro de la trabe, esto representa una caída de tensión, esta no se propaga por igual por el efecto de fricción que obra en sentido inverso de como obró ó funcionó el cable durante el tensado , con lo que los esfuerzos del cable en las zonas donde deben ser máximos por razones de proyecto (después de las operaciones de tensado) no se abaten. Esto produciría la capacidad de trabajo de la trabe en su estado final de tensado.

El corrimiento del cable en el interior de la trabe varia de 1 a 8 mm. según el sistema de presforzado, el cual es el determinante en el diseño.

Son muy recomendables los sistemas que permite los mayores corrimientos, pues con ellos es posible trabajar provisionalmente el acero a mayores esfuerzos, lo cual deja cierta economía, porque dichos corrimientos garantizan una considerable caída de tensión de los esfuerzos del cable, en la zona próxima a los anclajes donde los esfuerzos de tensión son máximos ya que la fricción obliga a trabajar al acero a mayores esfuerzos que los necesarios en el centro de la trabe (refiriendonos a una viga simplemente apoyada).

En sistemas de anclaje rígidos, que no permiten corrimiento al cable, es usual soltarlo bajando la presión de la bomba de inyectado del gato de tensado, de tal manera que se provoca la caída de tensión prevista con anterioridad, aunque es menester prevenir que los resultados de esta operación son dudosos ya que durante el anclaje no es garantizable la caída de tensión. Para tener mayor seguridad en la distribución de esfuerzos se hace necesario, entonces, trabajar el acero a menores esfuerzos, por lo que se precisará utilizarlo en mayor cantidad. Es conveniente mencionar que es mejor emplear aceros estirados en frío, a los estirados en caliente, ya que estos últimos tienen más propensión a la falla por rotura plana (que difiere de las fallas por tensión, donde antes de romperse el cable, su sección se reduce, y la rotura presenta un cuello ó estrangulamiento). Además debe tenerse presente que al efectuar alguna soldadura no se debe afectar en ningún caso el acero de alta resistencia.

11ª Se procede a la mayor brevedad posible (mínimo 8 hrs. , para permitir reacomodos en el acero), a inyectar lechada, que sirve para rellenar el espacio entre alambres y ductos, de lo contrario pueden corroerse los cables por oxidación, fenómeno que cristaliza el acero haciéndolo perder resistencia. En los aceros tensados, por estarlo, este efecto es más sensible que en el acero sin tensar.

Para efectuar dicho inyectado con la bomba de inyección, se introduce agua con el fin de limpiar el ducto y el cable. Después se inyecta una mezcla agua-cemento, con un aditivo para hacer fluida la mezcla; este aditivo deberá ser expansor para evitar las contracciones de fraguado y así obtener una mayor adherencia.

Una vez que la lechada sale espesa y cerciorarse de que no arrastra burbujas, se obtura el orificio de salida y se continúa con la inyección hasta llenar completamente el ducto, con lo cual se procede a sellar la entrada.

Esta operación tiene particular interés en el caso de cables de postensado que se anclan por simple adherencia.

Los sistemas de presforzado son varios, aunque posiblemente entre los más importantes por el uso tan difundido son el sistema Freyssinett, BBRV, Stressteel, entre otros, los cuales no dejan de ser importantes, el principio es el mismo en cualquier sistema, lo único que varia es el gato (la acción ejercida por éste) y los sistemas de anclaje.

SISTEMA DE PRESFORZADO FREYSSINET

Este método es quizá el más difundido por lo que será el primero en describirse; una de las partes más importantes son los cables, para este sistema se utiliza un haz de alambre de acero duro, de alta resistencia, dispuesto en grupos de 8, 10, 12 ó 18 de 5 mm. de ϕ , ó 12 de 7mm ϕ , éstos están acomodados paralelamente alrededor de un alma de acero ordinario, llamada resorte central, a la vez que el cable, así constituido, se ata exteriormente con amarres de alambre a cada metro. El resorte central es de acero ordinario y se estira para aumentar su paso, y tiene como objeto facilitar la fabricación del cable, manteniendo los alambres en su lugar, evitando cruzamientos y así no interferir en el inyectado posterior de lechada en el ducto.

Para facilitar el suministro de alambre existe un ordenador llamado peine auxiliar. Así una vez que el cable ha sido manufacturado se introduce en un ducto de lámina, el que por lo regular se produce en la obra, esta lámina debe ser acanalada para proporcionarle rigidez y no se aplaste (El acanalado debe ser en sentido transversal a su mayor dimensión), durante su manejo o por el peso del concreto. Al realizar esta operación se prosigue a colocar y acomodar dentro de los moldes de la trabe (que por lo regular son metálicos) en donde previamente se armaron los estribos de acero ordinario, para realizar esto se deja sin cimbrar una de las caras laterales de la trabe.

Para lograr la transferencia del esfuerzo al concreto, sin que éste rebaje su capacidad de trabajo y se sufran agrietamiento inadmisibles, se precisa disponer de una cabeza de anclaje, en nuestro caso un cono hembra formado por un bloque de sección cilíndrica, con un agujero tronco-cónico en su centro; esta pieza, durante su fabricación, fue zunchada en su interior con acero de alta resistencia a paso y diámetro pequeño, además cuenta con ondulaciones en sus superficies exterior e interior, con el fin de empotrarse en la trabe y ofrecerle resistencia al cono macho durante su entrada.

El cono hembra está orientado (en su sección menor) hacia el interior de la trabe y mediante el pequeño tubo de que se dispone cada uno se recibe el ducto que contiene el cable. Se liga el cono con el ducto del cable, a manera que embonen y se sujetan con cinta aislante para impedir su separación y además evitar la introducción del concreto en el empate descrito, durante el colado de la trabe.

El cable atraviesa el cono hembra por su perforación central tronco-cónica y a continuación un cono macho es colocado a manera de que se aprisionen los alambres entre ambos conos. Este cono macho lleva en su exterior un número de estrias igual al de los alambres del cable, para permitir la salida de éstos a fin de que se puedan agarrar con el gato de tensado. Además están provistos a su vez este cono de un tubo central, el cual permite la inyección de la lechada una vez que el cable ha sido debidamente tensado y anclado.

OPERACION DEL SISTEMA FREYSSINET

Cuando el proyecto lo permita el tensado se hará de un solo lado, dejando un extremo fijo; este fijamiento se hará mediante un mango de madera maciza , esto es golpeando el cono macho hacia el interior del cono hembra, hasta que el primero sobresalga unos 15 mm. de la superficie del cono hembra.

Durante el tensado, el cable se irá corriendo de este extremo hacia el interior de la trabe, llegándose a fijar completamente al final del tensado; estos corrimientos se deben registrar durante el tensado y restarse de los alargamientos que se observen en el extremo opuesto, donde opera el gato para así determinar las elongaciones efectivas.

En el extremo opuesto que será el anclaje móvil, primero se retira un tramo de resorte central, que deberá cortarse a 1.20 m. de los extremos del cable, para permitir las operaciones de tensado.

A continuación se instala el gato, éste está ranurado en el chasis a fin de permitir el paso de los alambres del cable, estos agrupados en pares, entran en unos salientes del cuerpo del pistón de tensado, siendo agarrados con cuñas de sección trapezoidal y bordes acanalados que por lo mismo se ajustan a las salientes del pistón del gato y a la sección de los propios alambres. Estas cuñas son introducidas a golpe de martillo.

Para hacer más explícito, nos guiaremos con las figuras del gato de doble acción "Freyssinet", así la base (11) del gato, se sienta sobre una pieza llamada corona de apoyo (14), la cual está en contacto directo con el cono hembra (7). Los alambres (1) son agarrados al cuerpo del pistón del gato (2) con unas cuñas. Al inyectar agua limpia y aceite soluble en el tubo de entrada (4), el pistón (2) es desplazado en el sentido opuesto a la trabe, arrastrando consigo los alambres (1) que a él fueron anclados.

Las tuberías de alimentación que provienen de la bomba de inyectado y conectan con la entrada (4), son de alta presión (llegan a ser hasta de 450 kg/cm^2) . La bomba de inyectado consiste básicamente en un tanque metálico y dos pistones concéntricos que se operan a mano por medio de una palanca . Dispone esta bomba de un manómetro acoplado para medir presiones y una válvula que sirve para mantener ó aliviar la presión del gato. Para presiones de 50 kg/cm^2 , debe utilizarse el pistón grande y para presiones altas debe ser empleado el pistón chico.

El bombeo se puede hacer con un hombre operando la palanca y a presiones del orden de los 300 kg/cm^2 , conviene que sea manejada por dos hombres.

El alargamiento total del cable se logra en etapas, elevando la presión aplicada al gato, en incrementos de 50 kg/cm^2 , con el fin de llevar un control de los alargamientos respecto a los diferentes esfuerzos de tensión y así poder hacer las comprobaciones correspondientes.

La carrera ó corrimiento permisible del pistón es tal, que no es necesario recibir el cable provisionalmente durante su tensado para enmendarla, por lo que se continúa con el tensado hasta obtener la elongación prevista.

Así de figura, compárense la primera y segunda posición del gato de tensado, se nota que la carrera de tensado es igual a la elongación lograda.

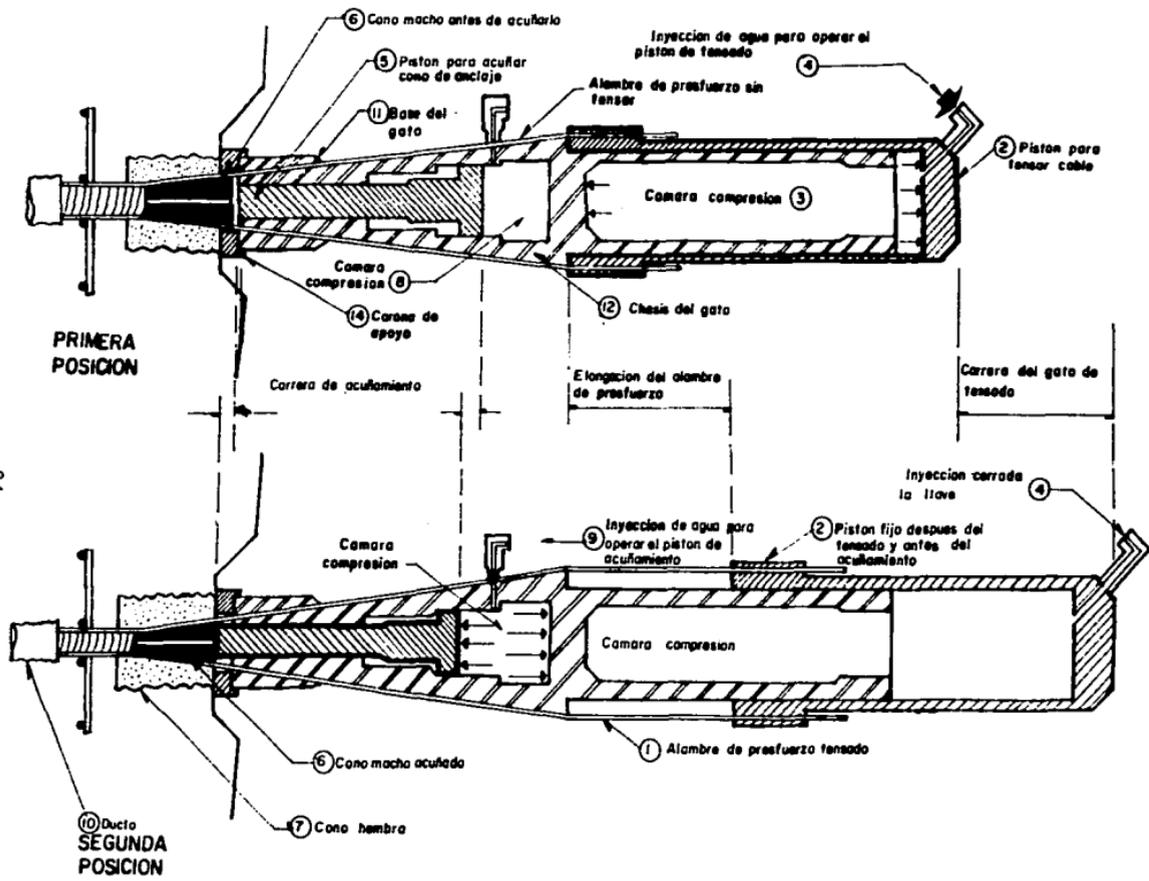
A continuación, se cierra la válvula que regula la entrada (4), inyectando ahora agua por la entrada (9) para operar el pistón (13) y acufiar el cono macho, que entra en el cono hembra oprimiendo firmemente los alambres contra este.

El desplazamiento del gato de bloqueo (13), o sea el que hunde el cono macho, es regulado por presión manométrica, al aplicar a este segundo gato una presión sensiblemente igual a la última que se aplicó durante el tensado.

Se abren las válvulas para descargar los gatos, hasta llegar a presión cero y se continúa bombeando hasta cerrar el gato y botar las cuñas que amordazan los alambres del cable en el pistón (2).

Al soltarlo, se registra un corrimiento del alambre hacia adentro de la trabe, que aparte de corresponder a la recuperación elástica del tramo de cable entre el cono y las cuñas de agarre del gato, indica que el cable ha quedado fijado y la longitud que entra, del orden de 3 mm. , corresponde al corrimiento necesario para bajar la tensión del cable en el extremo de la trabe, como se expresó en las notas generales.

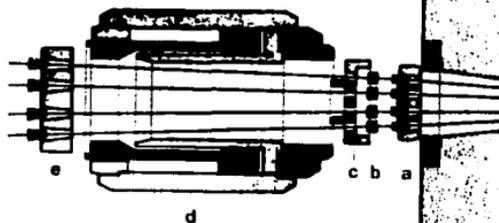
Por último se cortan las puntas del cable, dejando hacia afuera de la superficie de la trabe salientes de 15 cm. que se doblan hacia afuera, rellenando a continuación con una pasta de agua cemento los huecos entre los conos macho y hembra. Una vez endurecida aquélla, se procede a continuación a la inyección de la lechada, de acuerdo con las anotaciones generales.



94

FALLA DE ORIGEN

GATO DE DOBLE ACCION FREYSSINET

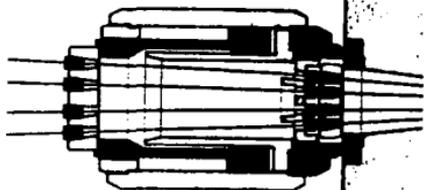


ESQUEMA DE TESADO

1. COLOCACION

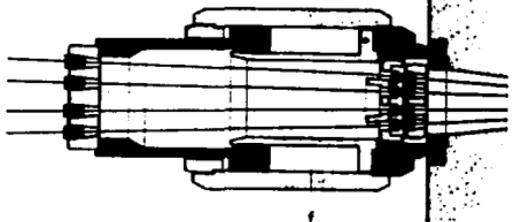
Orden de colocación del gato y sus accesorios:

- a) bloque de anclaje con cuñas un empleo;
- b) manguitos de caucho;
- c) placa de bloqueo;
- d) gato;
- e) bloque de anclaje trasero con cuñas especiales.



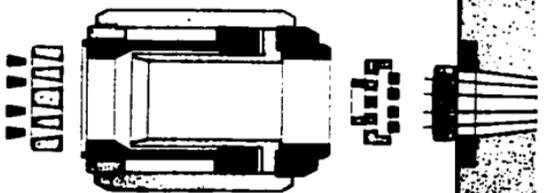
2. PREPARACION PARA TESAR

Fijación de los torones sobre el b que trasero del gato mediante cuña



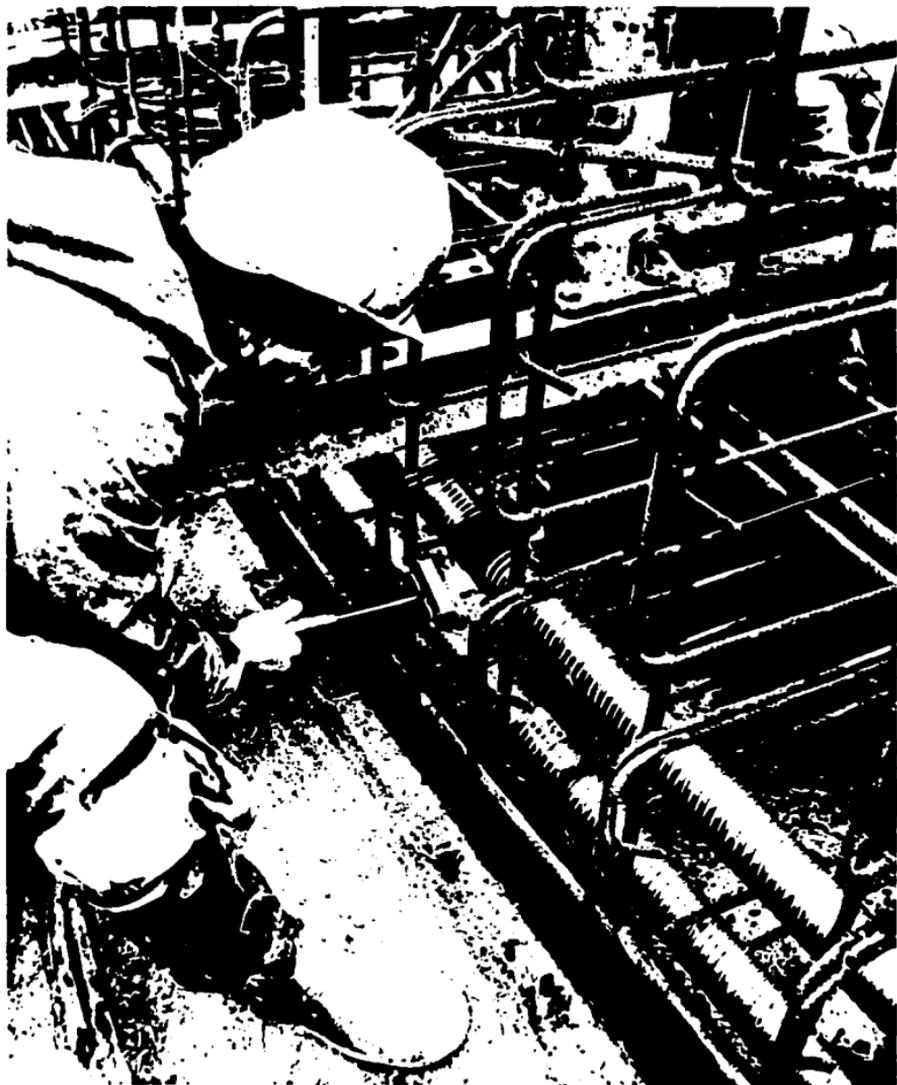
3. TESADO

Presión de la cámara de tensión del gato hasta el número de bar correspondientes al esfuerzo deseado en el cable. Los manguitos de caucho aseguran el bloqueo uniforme de las cuñas y limitan su posterior penetración.



4. VACIADO Y DESMONTAJE DEL GATO

Vaciado del aceite de la cámara de tensión. Desmontaje del gato y sus accesorios.



Unión de vainas por manguito retractable

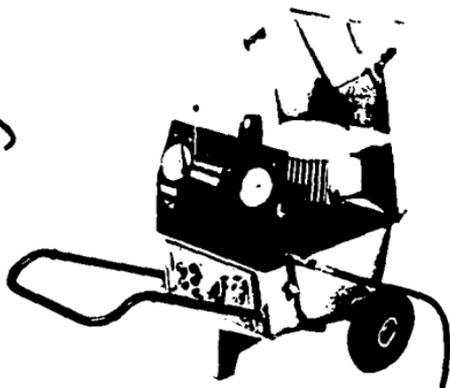
EQUIPOS

Gato K-1000



Gato de extrusion

Gato SC-2



Bomba de tension P-6

Colocacion de un gato K-1000



Gato K-1000

LA GAMA V



Anclaje 12 V 13 en version trompaca.

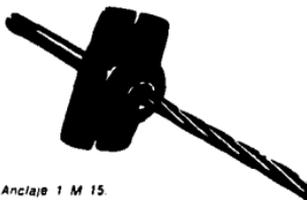
TIPO DE ANCLAJE	FUERZA RG (kN)			PESO DEL CABLE kg/m	DIAMETRO INTERIOR DE LA VAINA mm	GATO* DE PUESTA EN TENSION
	70 %	80 %	100 %			
6 V 13	770	880	1.100	4,80	45	V-100
12 V 13	1.540	1.761	2.201	9,60	65	V-200
12 V 15	2.183	2.495	3.119	13,56	75	V-300

* Se trata de los modelos S7-CR, S6 y SF adaptados a esta gama

Existen para cada unidad acopladores y anclajes muertos.

UNIDADES PARA TORON ENGRASADO

TIPO DE ANCLAJE	FUERZA (kN) RG			GATO DE PUESTA EN TENSION
	70 %	80 %	100 %	
1 M 13	128	146	183	M23 (SC-2)
1 M 15	182	208	260	M23 (SC-2)
2 M 13	256	292	366	M23 (SC-2)
2 M 15	364	416	520	M23 (SC-2)



Anclaje 1 M 15.

UNIDADES PARA CABLES INYECTADOS

TIPO DE ANCLAJE	FUERZA (kN) RG			PESO DEL CABLE kg/m	DIAMETRO INTERIOR DE LA VAINA mm	GATO DE PUESTA EN TENSION
	70 %	80 %	100 %			
1 M 13*	128	146	183	0,80	25	M23 (SC-2)
1 M 15*	182	208	260	1,13	30	M23 (SC-2)
2 M 13*	256	292	366	1,60	**	M23 (SC-2)
2 M 15*	364	416	520	2,26	**	M23 (SC-2)
3 M 15	546	624	780	3,39	22 x 58	M23 (SC-2)

* Se trata del mismo anclaje que en la tabla precedente para monotorones engrasados con accesorios que permiten la inyección.

** Vaina oblonga

EL SISTEMA FREYSSINET MULTIALAMBRE



Anclaje tipo Freyssinet
multialambre

TIPO DE ANCLAJE	FUERZA RG (kN)			PESO DEL CABLE kg/m	DIAMETRO INTERIOR DE LA VAINA mm	GATO DE PUESTA EN TENSION
	70 %	80 %	100 %			
12 F 5	260	297	372	1.9	30	U5*
12 F 7	480	549	686	3.7	40	U5, S7 CR
12 F 8	631	721	902	4.8	45	U5*, S7 CR

* Con adaptaciones especiales

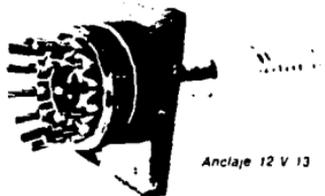
LA GAMA MONOGRUPO K

Anclaje 19 K 15.

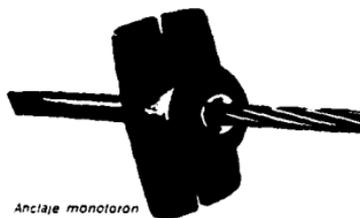


TIPO DE ANCLAJE	FUERZA RG (kN)			PESO DEL CABLE kg/m	DIAMETRO INTERIOR DE LA VAINA mm	GATO DE PUESTA EN TENSION
	70 %	80 %	100 %			
7 K 13	899	1.027	1.284	5,60	50	K-100
7 K 15	1.274	1.456	1.820	7,91	65	K-200
12 K 13	1.540	1.761	2.201	9,60	65	K-200
12 K 15	2.183	2.495	3.119	13,56	85	K-350
19 K 13	2.440	2.788	3.485	15,20	85	K-350
19 K 15	3.457	3.951	4.939	21,47	95	K-500
27 K 13	3.467	3.962	4.953	21,60	95	K-500
37 K 15	4.750	5.430	6.787	29,60	110	K-700
27 K 15	4.913	5.615	7.019	30,51	110	K-700
37 K 15	6.733	7.695	9.619	41,81	130	K-1.000
55 K 13	7.623	8.712	10.890	44,00	130	K-1.000

Anclaje fijo: Puente de Rande (España).



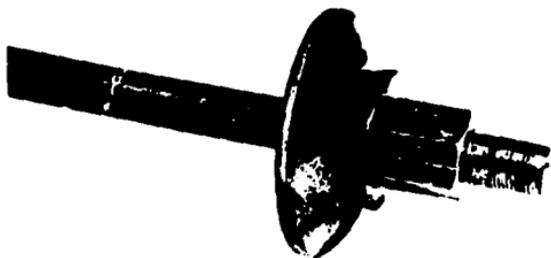
Anclaje 12 V 13



Anclaje monotoron



Anclaje regulable 91 H 15



Anclaje de barra.

Anclaje de tirante.



Anclaje 19 T 15.





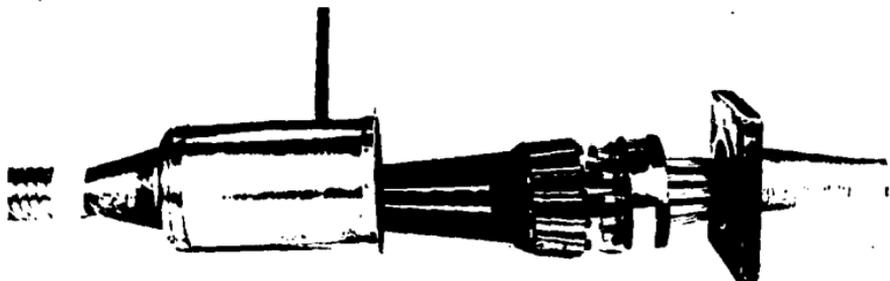
Bancos de pre'fabricacion N.I.C., Kuwait



Placa de cabeza de viga.



Acoplador de torones gemelos

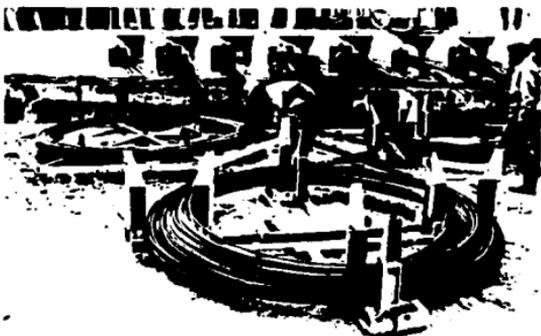


Acoplador de cable 12 T 13.

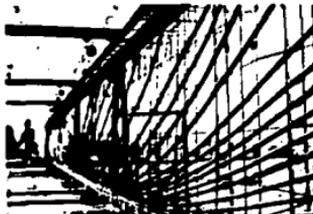
CABLES Y VAINAS



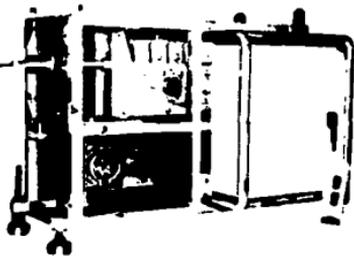
Enfilado por empuje



Enfilado por tracción



Viga ferrallada para hormigonar.



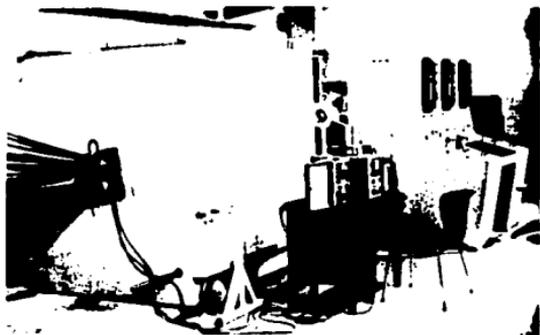
Enfiladora torón a torón



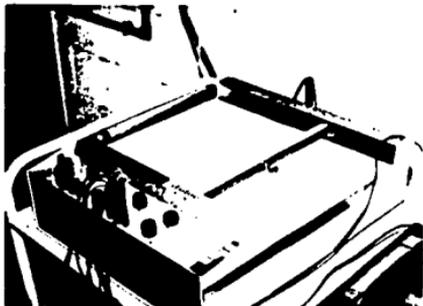
Vaina engatillada.

CONTROL DE CALIDAD

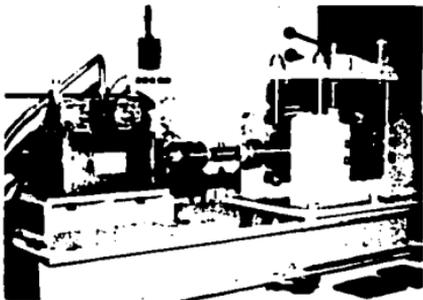
Además de los severos controles de fabricación a que se someten los equipos y las piezas de anclaje, otros controles sistemáticos han sido establecidos a escala mundial por Freysinet Internacional para garantizar la buena realización de los pretensados: comprendiendo tanto los suministros como todas las operaciones de puesta en obra, incluida la inyección.



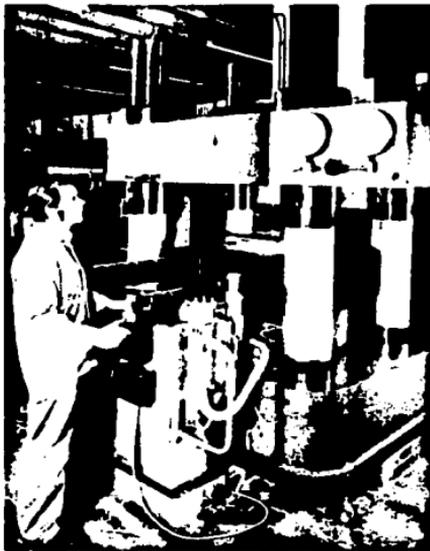
1



2



3



4

1—Banco de ensayo

2-3—Banco de ensayo para apoyos de neopreno.

4—Prensa vertical para apoyos tetron.

SISTEMA DE PRESFORZADO B.B.R.V.

Este sistema fue inventado en Suiza por los señores Birkenmaier, Brandestini, Ros y Vagad. El proceso de fabricación de cables consta de los siguientes pasos:

a) **Corte** . Los alambres se cortan en frío con máquina. Con ayuda de un sencillo dispositivo de mordazas, guías y contrapeso, todos los alambres de un cable se cortan a la misma longitud (Esta la da el proyecto), el taller de corte se puede instalar en la obra en caso de cables demasiado largos.

b) **Cabeceado**. Estos alambres se hacen pasar en uno de sus extremos por la cabeza móvil (5), y en otro (en caso de que el cable vaya a tensar de un solo extremo) a través de las placas (16) y (17), unidas con puntos de soldadura de manera que coincida sus taladros, se hacen las cabezas de los alambres mediante la presión hidráulica, esto se hace a una velocidad tal, que evite el calentamiento, conservando inalteradas sus características ó propiedades .

c) **Ensamble**. Este lo constituyen las operaciones necesarias para formar el cable. La primera consiste en cabecear todos los alambres por un extremo e introducir el cable en el ducto; a continuación se colocan los embudos de transición; por último se forman las cabezas en los extremos de los alambres correspondientes al anclaje faltante, quedando terminado el cable.

d) **Transporte**. Para esto es necesario que los cables se doblen ó enrollen en tamaños adecuados al transporte. los dobleces ó vueltas deberán tener cuando menos 1.50 m de diámetro.

El forro metálico se usa de preferencia lámina de poca flexibilidad, es necesario colocarlo en tramos no mayores de 6m. entre los que se intercalan tramos menores de tubo de un diámetro ligeramente mayor que el de los primeros, de manera que puedan deslizar telescópicamente sobre estos y dejar libre de ducto la longitud del cable necesaria para poder darle un doblez de 180 grados.

e) **Colocación**. Una vez en la obra, los cables se desenrollan; para mover los tubos del forro hasta sus posiciones correctas, de manera de cubrir perfectamente todo el cable; se sellan las uniones con material impermeable y se colocan en la estructura simultáneamente con las armaduras comunes de refuerzo.

OPERACIONES DE TENSADO

La secuencia se apoyará en la figura correspondiente al sistema.

En el extremo del anclaje móvil , el cable (4) que pasa por el ducto (1) entra en un embudo de transición (2), necesario para lograr, durante el tensado, el desplazamiento de la cabeza móvil (5), donde están conectados los alambres, debiendo disponer, de una longitud tal que permita lograr los alargamientos previstos por el proyecto.

Los alambres del cable (4), con sus cabezas (6), de donde se agarran de la cabeza móvil (5); a su vez ésta se encuentra atornillada dentro de la tuerca de anclaje (14).

En torno al embudo (2), se arma una espiral de acero ordinario (3), para reforzar el concreto de la trabe en dirección de los esfuerzos de tensado, que son transmitidos a ésta a través de la placa (15).

La cabeza móvil (5), se conecta a una barra (7), que dispone de rosca a todo su largo; esta barra, que pasa a través de las tuercas (13) y (14) -cuyo empleo se indicara después-, entra en el pistón perforado (10) del gato hidráulico (8), sobre cuyo pistón se coloca la tuerca (12), que sujeta la mencionada barra de tensado (7).

El gato hidráulico (8) se apoya en la placa de anclaje (15), mediante una silleta (9), cuyas ventanas permiten el manejo de las tuercas (14) y (13).

Al inyectar aceite en la entrada (11), el pistón (10) es impulsado en el sentido de las flechas contrario a la trabe; arrastrando consigo la tuerca (12) y por consiguiente la barra (7), la cabeza (5) y el cable (4) que de esta forma se va alargando.

Como la carrera del pistón (10) es limitada e inferior al alargamiento total será preciso enmendarla, regresándolo a la base del gato (8).

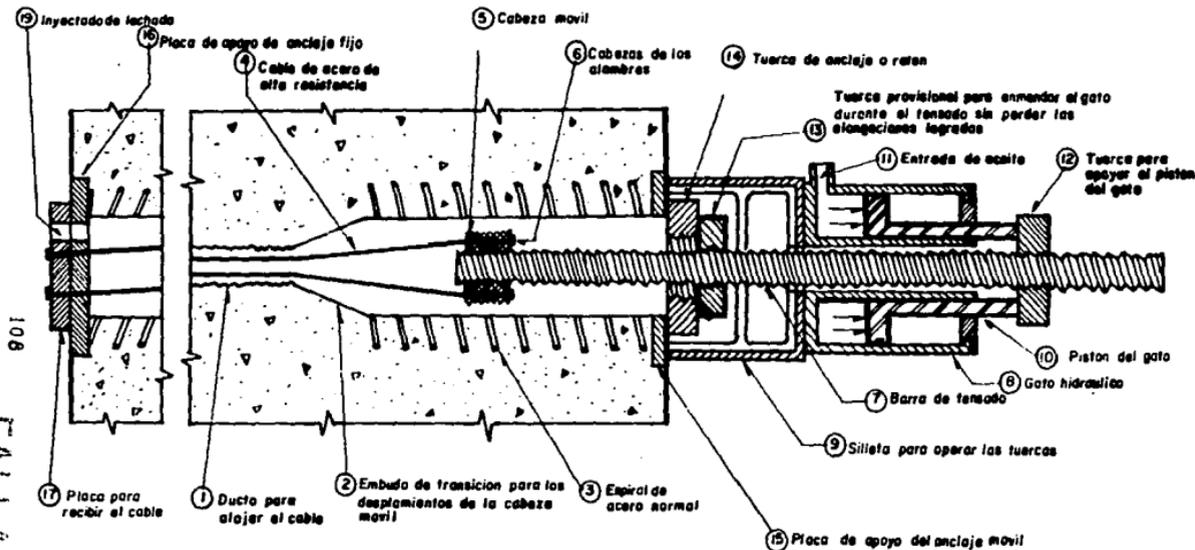
Para recibir provisionalmente la barra (7), durante esta operación, se avanza la tuerca (13) apoyándola sobre la tuerca (14).

Esta última es la que recibirá la cabeza (5) al final del tensado, tal como se muestra en el caso (A).

Si como en el caso (B), el alargamiento fue mayor al previsto y por ello la cabeza (5) tiende a salirse de la tuerca (14), se calza mediante cuñas (20), que son propiamente medios anillos, para poder instalarse.

Si por el contrario, al lograrse la elongación suficiente, la cabeza (5) no alcanza a llegar a la tuerca (14), se corta la barra de tensado (7), sujetándola definitivamente con la tuerca (13), que estaba destinada en principio a recibir la barra provisionalmente durante el tensado.

Si los esfuerzos finales requeridos en la trabe permiten tensar de un solo lado, el opuesto será un anclaje fijo, siendo recibido por una placa (17), que apoyará sobre la placa (16), disponiendo ambas de una perforación (19) de ventilación, para el inyectado, que se efectúa a través del agujero roscado.



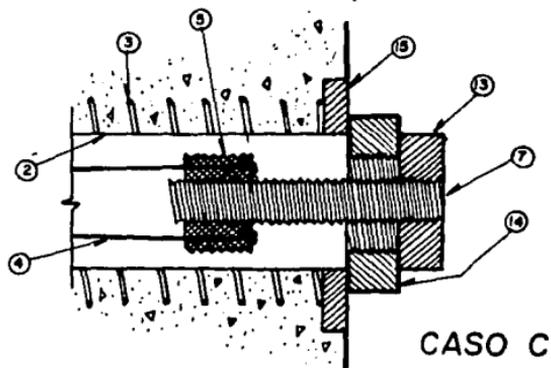
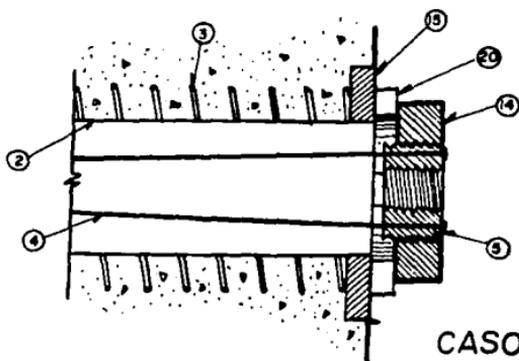
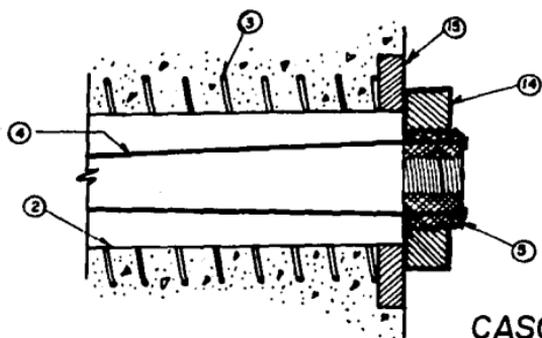
108

FALLA DE ORIGEN

ANCLAJE FIJO

ANCLAJE MOVIL

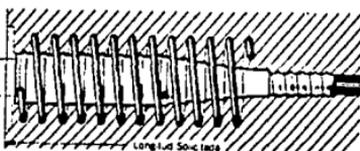
SISTEMA DE PRESFUERZO B.B.R.V.



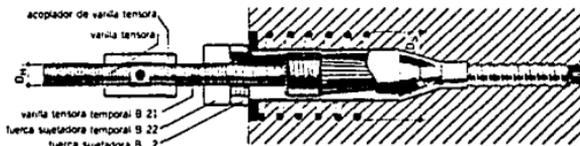
Anclaje Final

Extremo de Trompeta J.2

Espiral J.3



Anclaje móvil BBRV tipo J que se utiliza con mayor frecuencia para el pretensado de cables.

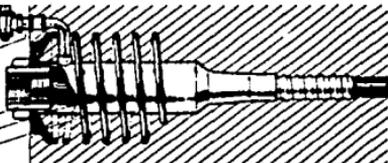


El anclaje móvil BBRV del tipo II para el pretensado de cables puede utilizarse eficientemente en el postensado en etapas (Corteza de American BBR, Inc.)

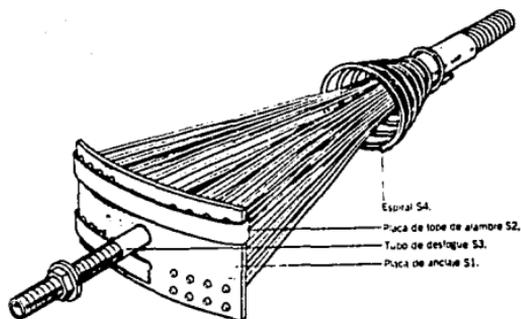
Reellenado con pasta de cemento

Órbita de reellenado de 25.4 mm
conector de reellenado de 19 mm
manguito de tracción C2.

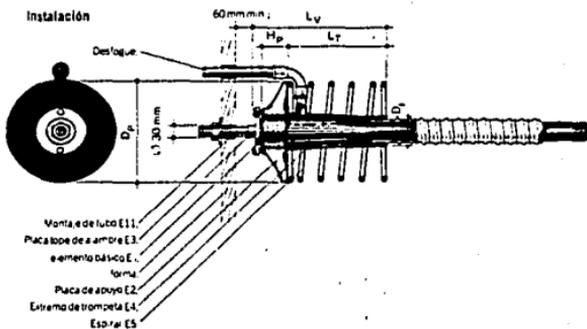
cemento básico C1.
Extremo de trompeta C.5.
Espiral C.



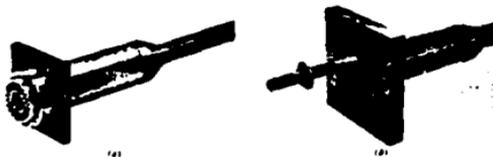
Anclaje móvil BBRV tipo C para el pretensado grande de cables



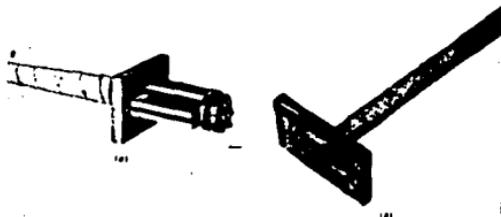
Anclaje fijo DBRV tipo S para el presforado de cables utilizando oportunamente los anclajes móviles de las series D y J.



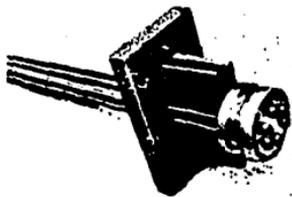
Anclaje fijo DBRV de tipo E para el presforado de cables, el cual tiene mayor capacidad que la serie J y que se utiliza de modo opuesto al anclaje móvil de la serie G.



Anclajes Ryerson de extremo (a) movable, y (b) fijo para cables tratados con pasta de cemento (Joseph T. Ryerson & Sons, Inc.)



Anclajes Ryerson de extremo (a) movable, y (b) fijo para cables (sin ligar) engratados y enrollados



Arreglo de cable Prescon estandar mostrando los cables con cabezal semiesférico, arandela de esforzado, cuñas y la placa de apoyo (The Prescon Corporation)

Los sistemas de postensado Ryerson y Prescon también emplean el principio BBRV del anclaje de cabezal semiesférico para los alambres componentes de los cables.

SISTEMA DE PRESFUERZO STRESSTEEL

El sistema Stressteel de barras de acero gruesas, ha sido empleado en un gran número de Puentes, especialmente en los construidos en doble voladizo, con dispositivos móviles para el colado de sus dovelas autosustentadas, debido a la facilidad con que las barras pueden ser prolongadas.

Dentro del cuerpo de la trabe, como se observa en la figura, no es necesario instalar cabezas de anclaje ó refuerzos especiales, sino simplemente los ductos que alojan las barras de alta resistencia y conductos para el inyectado de la lechada.

Como se ha indicado en los sistemas anteriores, si la barra puede tensarse de un solo lado, el opuesto funcionará como anclaje fijo, como se ilustra.

Una vez que la barra de acero (1), es colocada dentro del ducto (16), y posteriormente al colado de la trabe, se coloca la placa de anclaje (12), que cuenta con un agujero tronco-cónico en su centro, para dejar el paso de la barra (1) y alojar la cuña de anclaje (13).

Se sujeta el extremo de la barra con la mordaza (14) que, como se muestra en la vista A-A, está formada por dos placas con un recorte circular, para permitir el paso de la barra, la cual es sujeta a esta mordaza por dos tornillos de presión (15), que permiten conectar firmemente las dos placas de la mordaza, fijando en esta forma la barra(1).

Este extremo fijo, cuando queda ahogado dentro del concreto (véase detalle en la figura de "anclaje ahogado"), se soluciona haciéndole rosca a la barra y a una placa que funciona como anclaje; en caso de que el espesor de ésta sea insuficiente, se coloca en el lado opuesto, respecto del sentido del tensado, una tuerca. La placa de anclaje cuenta con un tubo conector para sujetar el ducto, así como un respiradero para el inyectado de la lechada.

También el anclaje móvil como el fijo, dispone de la placa (12) y la cuña (13); la barra (1) pasa por los pistones perforados de los gatos hidráulicos (6), uno de los cuales (el que está en contacto con la trabe), dispone de una ventana para tener acceso a la cuña de anclaje (13). El sentido de acción de estos gatos es inverso a fin de que uno alargue la barra y otro la ancle.

La operación de este sistema es la siguiente: sobre el pistón (7) se coloca un empaque (5) para ajustar el espacio entre la barra (1) y el pistón (7); sobre éste se apoya la cabeza (4) que a su vez se acuña con la pieza (2), formada por tres elementos ligados por un resorte (3), para facilitar tanto su colocación como su retiro. La cuña (2), tiene corrugación en la superficie en contacto con la barra, a fin de facilitar la sujeción de ésta. (véase figura)

Una vez instalado se procede al tensado :

Al inyectar el líquido por medio de una bomba a uno de los gatos (6), por la entrada (9), el pistón corre en el sentido indicado por las flechas, arrastrando consigo la cabeza (4), la cuña (2) y la barra (1) . Al agotar la carrera de este gato se acciona el otro inyectando aceite por la entrada (10), con lo que el pistón del mismo hunde la cuña (13), que sujeta a la barra (1). Esta cuña tiene ranuras que le dan flexibilidad para el objeto deseado.

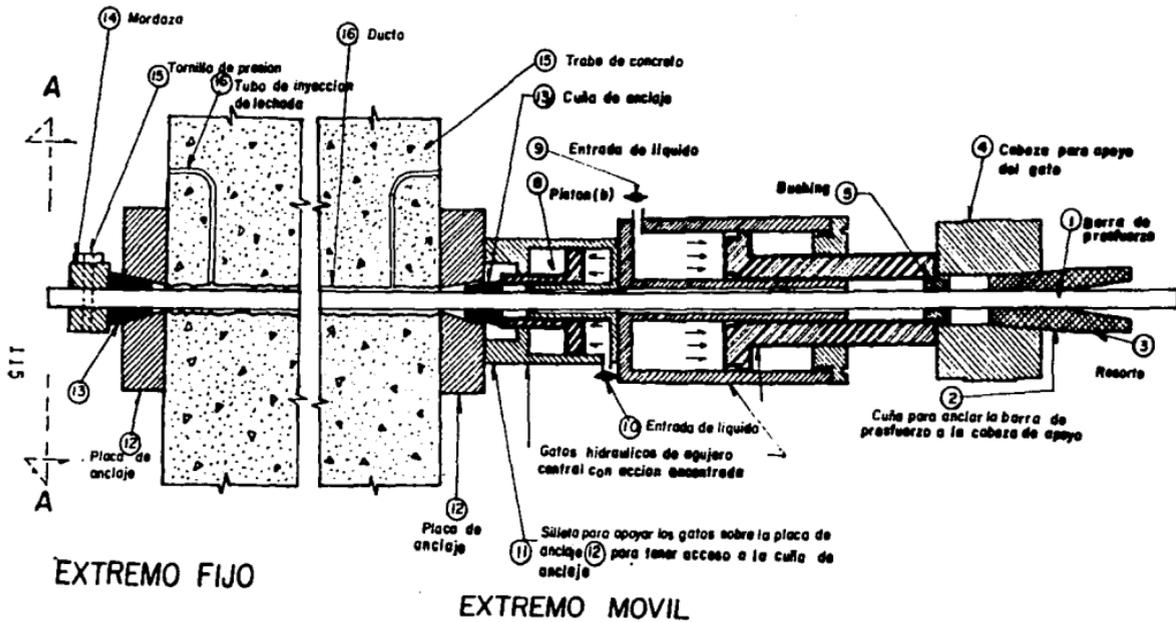
Una vez cubierta la carrera del pistón (7) , se inyecta de nuevo aceite en la entrada (9), para continuar con el alargamiento de la barra (1), siendo con ello arrastrada la cuña de anclaje (13) en el sentido del tensado, quedando libre para acuciarse de nuevo, tan pronto se agote la carrera del pistón (7).

Se continúa con el sistema descrito hasta obtener el alargamiento deseado, quedando la cuña (13), al final del tensado, empotrada en la placa (12), agarrando así definitivamente la barra ya tensada, la cual se corta en su parte sobresaliente.

En la figura, se detalla el sistema de prolongación de barras. los extremos de las barras que se van a conectar y que cuentan con rosca, se juntan entre sí con un cople. El conjunto queda dentro de un protector de mayor diámetro que el ducto, tal que permite que dicho cople se desaloje durante el tensado, en uno o en otro sentido según la posición del anclaje móvil, donde el cable es alargado, para lo cual este cople se coloca en uno de los extremos del protector correspondiente al lado del anclaje fijo.

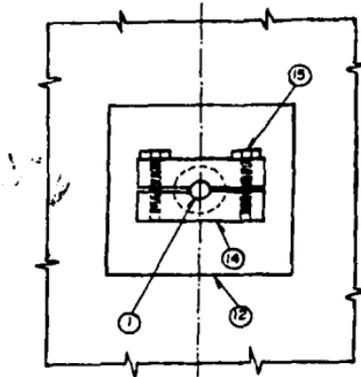
Cuando se tensa de ambos lados, como en el caso mostrado en la figura de referencia, el cople queda en el centro del protector, ya que la barra se va a alargar en ambos sentidos, quedando, por consiguiente, el cople en su lugar sin desplazarse tanto durante el tensado de la barra como después de esta operación.

El protector que aloja el cople se conecta en el ducto mediante dos transiciones, ya que sus diámetros son distintos.

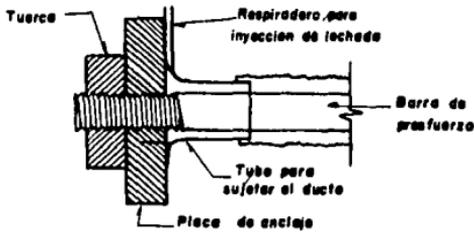
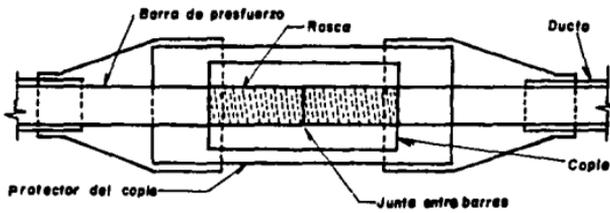


DISPOSITIVO DE TENSADO SISTEMA STRESSTEEL

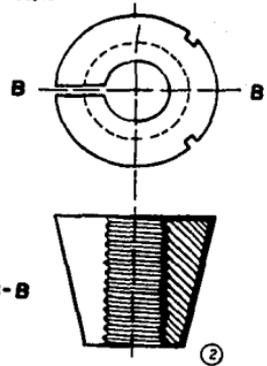
VISTA A-A



PROLONGACION DE BARRAS



ANCLAJE AHOGADO



VISTA B-B

CUÑA DE ANCLAJE

SISTEMA ROEBLING

Este fue uno de los primeros que apareció en USA. Utiliza cordón galvanizado, estos se fabrican a partir del alambre galvanizado por inmersión en caliente, lo cual garantiza protección contra la corrosión sin necesidad de tratamientos posteriores. Los cables se fabrican en diversos tamaños, empezando del más pequeño que es de 15.2 mm. de ϕ y con una fuerza de presforzado equivalente a 1.83 t/cm^2 , hasta el cable más grande que tiene $\phi = 42.9 \text{ mm}$ y que puede pretensarse hasta una carga de diseño de 14.6 t/cm^2 .

Los cordones se anclan separando los alambres y enterrando los mismos con metal fundido dentro de un tubo de acero forjado. Para permitir el estirado del cordón por medio del gato hidráulico, el extremo exterior del tubo de acero de anclaje se enrosca en la parte interior de modo que la barra de tracción pueda adaptarse al mismo y al gato. Por razones de seguridad, mientras el cable se somete a estiramiento, la tuerca de anclaje se mantiene cerca de la placa de anclaje, utilizando, para tal efecto, la porción exterior del tubo de acero forjado. Una vez que se ha logrado la fuerza requerida, la tuerca de anclaje se aprieta en contra de la placa de apoyo y se libera el gato. El procedimiento de anclaje requiere que los cables se ordenen o soliciten de acuerdo con la longitud deseada, la cual se especifica a modo de longitud de punta a punta de las placas de apoyo. El cable se fabrica posteriormente según las dimensiones especificadas por el diseñador, y una manguera de metal flexible se adapta en el cordón según sea requerido. Los tendones se transportan a modo de rollos al igual que como se dijo en los otros métodos.

SISTEMA DE CABLE COVERS LTD.

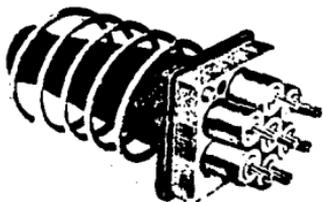
El sistema CCL para el postensado se originó en Gran Bretaña hace varios años, posteriormente se incorporaron al mismo los sistemas Gifford-Udall y Gifford Burrow. El método utiliza cables formados por una combinación de siete ó doce cordones. Los dos sistemas pueden utilizarse para cordones de 12.7 mm., 15.2 mm. y 17.8 mm. En cada caso, el cable consiste de siete o doce cordones, dependiendo del sistema, y cada cordón se somete a esfuerzo de manera separada.

Para los perfiles de acero en que no existe inversión de la curvatura, ninguno de los siete cordones, requiere del uso de espaciadores, y los cordones podrán no ser cables. La aplicación separada del esfuerzo procede en el orden especificado, haciendo uso de un gato de peso ligero motorizado, y cada cordón se ancla mecánicamente en grapas CCL. En caso de que la fuerza requerida sea menor que la proporcionada por los siete cordones, el número de éstos puede reducirse correspondientemente.

Cada cordón de 12.7 mm del cable de siete cordones puede someterse individualmente a una carga de esfuerzo equivalente a 1.83 t/cm² para lograr una fuerza total de 12.8 t/cm² por cable, dentro de un conducto de 50.8 mm de diámetro interno. Lo compacto del cable CCL puede ser evidente al observar que esta fuerza constituye 60% superior a la proporcionada por el cable formado con 12 alambres de 7mm y 40% mayor todavía que la de un cordón simple de 31.7 mm.

A continuación se enunciarán algunas ventajas de este sistema. Se requiere de una pequeña proporción de cables para lograr un presfuerzo requerido en un miembro, lo cual se debe a la fuerza de presforzado originalmente alta, proporcionada por los cables. Como consecuencia, el costo total del revestimiento y del anclaje se reducen. No son necesarios los espaciadores entre los cordones del cable y considerando que los cordones se someten separadamente al esfuerzo, la aplicación de la fuerza de presfuerzo a la estructura se realiza gradualmente. Se pueden usar gatos pequeños, aun cuando la fuerza del cable sea tan grande como 191 t/cm²; finalmente ya que se hace uso de grapas individuales para el anclaje de cada cordón de cierto cable, la fuerza de presforzado puede comprobarse y ajustarse fácilmente.

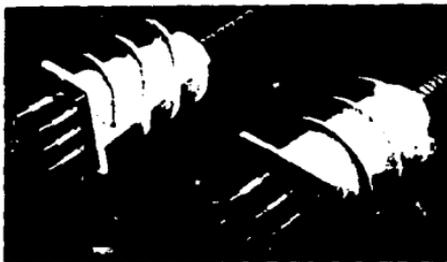
El sistema CCL también ha desarrollado un anclaje especial para los cordones grandes. El anclaje consiste de un forjado de metal con una saliente en espiral exterior grande y un orificio interior cónico. El anclaje se coloca en el concreto y el cordón se asegura por medio de una cuña de acero dentro de la parte cónica. No se requiere de ningún refuerzo helicoidal y el tratamiento con la pasta ó lechada de cemento se realiza desde el frente del anclaje directamente hacia dentro del conducto. El mismo principio de la saliente en espiral y el área de apoyo se utiliza por parte de la CCL para proporcionar el anclaje de los cables de alambre.



*Anclaje CCL para cables de siete cordones
(Cable Covers Limited)*



*Anclaje CCL
para cables de
doce cordones*



Anclajes en espiral CCL para cables de alambre



*Anclaje de
cable en espi-
ral CCL
para cables
grandes .*

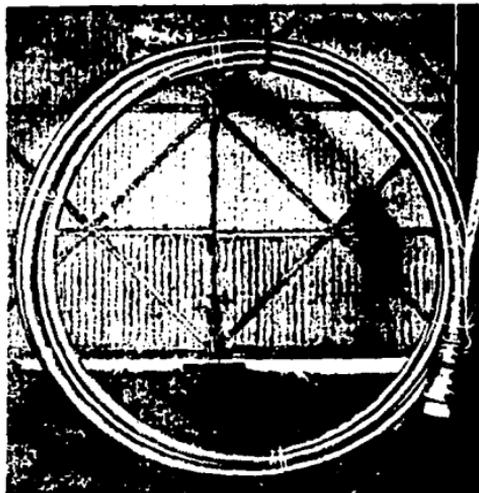
Los anteriores sistemas son aplicados al concreto postensado y como se pudo notar la diferencia es poca ya que algunos resultan de la combinación de otros, estos sistemas son diversos por que con el simple hecho de utilizar un gato diferente ó un aditamento (anclajes cuñas, cables, etc) también diferente se esta creando un nuevo sistema. Los presentados en este capítulo son algunos de la amplia gama de los sistemas existentes.

SISTEMAS DE PRETENSADO

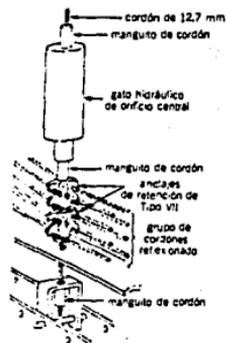
Este sistema de presforzado toma su nombre del hecho de que los cordones de acero se estiran antes de que el concreto se haya vaciado. Considerando la forma en que el acero presforzado se mantiene en tal estado hasta que se suelta en el concreto, se observa que existen 2 modos en que el Pretensado puede lograrse.

El primer método consiste en el estiramiento de los cordones y anclaje de los mismos directamente en las formas de metal. Una vez que el concreto ha logrado la suficiente resistencia, se somete a la acción del presforzado. En este método, las formas de metal deben tener la suficiente resistencia para soportar la carga de pandeo originada por los cordones de acero. Esta condición aumenta el costo de tal método.

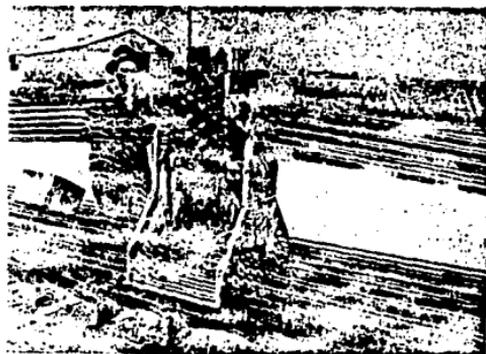
El segundo método de Pretensado se utiliza de manera predominante debido a su adaptabilidad para la producción en serie en las plantas de prevaciado. En el patio de prefraguado se establece un lecho de esforzado que consiste de una losa de concreto reforzado sobre el piso, paredes de anclaje de acero verticales en los extremos que se denominan montantes, y el equipo de esforzado. Los cordones de acero se estiran y se anclan en los montantes verticales, los cuales son bastante rígidos. Los montantes pueden diseñarse para que soporten las fuerzas excéntricas generadas por el acero presforzado. Reiterando, esta técnica se presta por sí misma para la producción en serie eficiente, ya que los lechos de esforzado se hacen lo suficientemente largos de modo que sea posible la fabricación de varios miembros similares de manera simultánea por medio de una sola operación de tracción.



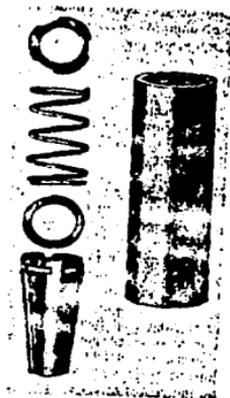
Transporte de vana



Instalación típica de un dispositivo de retención para la deflexión simultánea de un grupo de ocho cordones (Superior Concrete Accessories)



Detalles de un muro de sostén de acero de doble pizarra con sección superior ranurada. Las aberturas alrededor de los cordones se cierran con cordón. El cordón en la sección inferior se ensarta a través de los arjizos del muro de sostén antes de que la sección superior se coloque en su lugar. (Concrete Industries Yearbook)



Un sujetacables típico de apriete-ajlojamiento rápido que se utiliza para la retención de los cordones en el pretensado.

CAPITULO VII

DESARROLLO

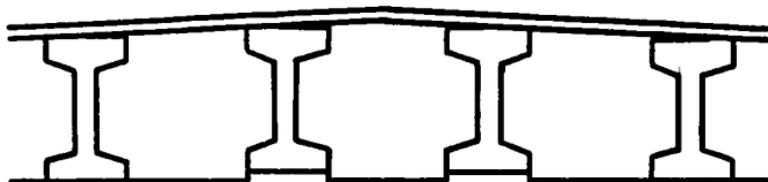
DE UN

EJEMPLO

CAPITULO VII DESARROLLO DE EJEMPLO

PROYECTO DE SUPERESTRUCTURA

1. Por el Puente en estudio circulará carga móvil de camiones HS-20 en dos bandas de tránsito.



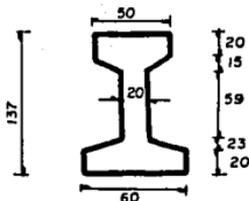
Se propone la siguiente sección, TRABES AASHTO -IV ; separación entre travas 2.0 m.

2. Datos de proyecto

Longitud del claro	30.00 m.
Longitud total	30.80 m.
Ancho de calzada	7.50 m.
Guarniciones	0.40 m.
Numero de travas	4
Carga móvil HS-20	
Concreto en travas	$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
Concreto en losa	$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
Acero de refuerzo	LR = 19 000 kg/cm ²

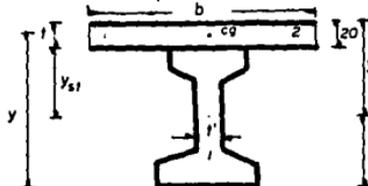
3. Características Geométricas de la trabe.

a) Sección simple



$$\begin{aligned}
 A &= 0.5014 \text{ m}^2 \\
 y_1 &= 0.746 \text{ m} \\
 y_2 &= 0.624 \text{ m} \\
 I &= 0.1066681 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

b) Sección compuesta.



- Ancho que contribuye la losa
1. $b_1 = 12 l' + t = 12(20) + 20 = 260$
 2. $h_2 = \text{sep. entre traves} = 200 \leftarrow \text{rige menor}$
 3. $b_3 = L/4 = 3000/4 = 750 \text{ cm.}$

$$y_{sc} b_{\text{real}} = b \sqrt{f'c_{\text{losa}} / f'c_{\text{trabe}}} = 200 \sqrt{250/350} = 160 \text{ cm.}$$

Sección	A(m ²)	y(m)	A*y(m ³)	y (m)	A*y ²	I ₀ (m ⁴)
1	0.5014	0.624	0.312874	0.341	0.0583032	0.10667
2	0.3380	1.470	0.496860	0.505	0.0862000	0.01127
	0.8394		0.8099		0.1445032	0.11794

$$I = I_p + A d^2$$

$$y_{\text{cg}} = \frac{\sum A \cdot y}{A_T}$$

$$I_{\text{cg}} = 0.2523713 \text{ m}^4$$

$$y_{1\text{cg}} = 0.8099 / 0.8394 = 0.965$$

$$S_{\text{nc}} = 0.2523713 / 0.405 = 0.6229634$$

$$y_{\text{nc}} = 1.37 - 0.965 = 0.405$$

$$S_{\text{nc}} = 0.2523713 / 0.965 = 0.2614509$$

$$y_{\text{st}} = 0.405 + 0.20 = 0.605$$

$$S = I_{\text{cg}} / (y_{\text{nc}} \text{ ó } y_{\text{st}})$$

$$y_{\text{nc}} = 0.965$$

$$y_{\text{st}} = 0.405$$

$$S's = 0.4170251$$

c) Cálculo de los elementos mecánicos

1. Peso propio de la trabe

$$w = A \cdot 2.40 = 0.5014 \cdot 2.40 = 1.20336 \text{ t/m}$$

$$M_{\text{pp}} = w l^2 / 8 = (1.20336 \cdot 30^2) / 8 = 135.4 \text{ t m}$$

$$V_{\text{pp}} = w l / 2 = (1.20336 \cdot 30) / 2 = 18.049 \text{ ton.}$$

2. Peso de la losa

$$w = (0.2 * 8.30 * 2.40) / 4 = 0.996 \text{ t/m}$$

$$M = (0.996 * 30^2) / 8 = 112.05 \text{ t m}$$

$$V = (0.996 * 30) / 2 = 14.94 \text{ ton} = 15 \text{ ton}$$

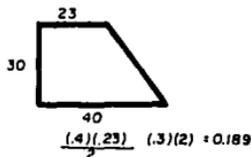
3. Carga muerta adicional

Parapeto0.60 t/m
 Carpeta asfáltica7.50 * 0.10 * 2.20 = 1.65
 Guarnición0.189 * 2.4 = 0.4536 t/m

$$w_T = 2.7036 / 4 = 0.6759 \text{ t/m}$$

$$M_{ema} = 76 \text{ t m}$$

$$V_{ema} = 10.14 \text{ t}$$



4. Carga móvil

4.1. Factor de impacto $I = 15.24 / (L + 3.81) = 1.2238$

4.2. Factor de concentración (este es por carril; el de este ejercicio)

$$F_c = \text{sep} / 1.68 = 2.0 / 1.68 = 1.19$$

$$F_c = 1.19 / 2 = 0.595 = 0.6 \text{ por banda}$$

De las especificaciones AASHTO

$$M_{HS-20} = 206.793 \text{ T M (Por carril)}$$

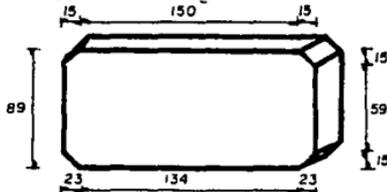
$$V_{HS-20} = 29.563 \text{ t}$$

- Afectadas por impacto -

$$M_{HS-20} = 206.793 * 1.22 * 0.60 = 152 \text{ t m}$$

$$V_{HS-20} = 29.563 * 1.22 * 0.60 = 21.64 \text{ t}$$

4.3. Peso del diafragma central



$$A = 1.8(0.89) - 0.15(0.15) - 0.23(0.15) = 1.545$$

$$V_{ol} = 1.545(0.2)(3) = 0.927 \text{ m}^3$$

$$w = 0.927 * 2.4 = 2.225 \text{ t}$$

$$w_{Trab} = 2.225 / 4 = 0.56 \text{ t}$$

Espesor = 20 cm

4.4. Elementos mecanicos

$$M_{Dul} = (PL)/4 = (0.56 \cdot 30)/4 = 4.2 \text{ t m}$$

$$V_{Dul} = 0.56/2 = 0.3 \text{ t.}$$

5. Acero de presfuerzo

Se propone usar 4 cables de 12 torones (48 torones) de $1/2 \phi$ en dos etapas de tensado. El acero que se utilizará sera de LR= 19 000 kg/cm² (270 K) y se trabajará a 0.54 fy. Para este ejercicio Compresión (-) tensión (+)

PRIMERA ETAPA DE TENSADO

a) Se propone tensar 3 cables

$$T = \# \text{cables}(\# \text{torones})(\text{Area de acero})(\text{prom.})(LR)$$

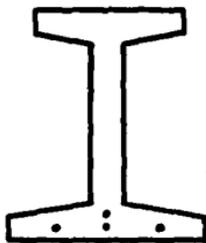
$$T = 3 (12)(0.99)(0.54)(19) = 366 \text{ t.}$$

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{P_{ey}}{I}$$

$$f = P \left(\frac{1}{A} \pm \frac{e}{S} \right)$$

$$e = 0.624 - 0.07 = 0.554$$

$$f = 336 \left(\frac{1}{0.5014} \pm \frac{0.554}{S} \right)$$



± 7cm

Fibra superior

$$336 \left(\frac{1}{0.5014} - \frac{0.554}{0.1429} \right) = 633 \text{ t/m}^2 \text{ Tensión}$$

Fibra inferior

$$336 \left(\frac{1}{0.5014} + \frac{0.554}{0.1709} \right) = -1760 \text{ t/m}^2 \text{ Compresión}$$

b) Esfuerzos debidos al peso propio

$$f_s = M_{pp} / S_s = 135 / 0.1429 = -945 \text{ t/m}^2$$

$$f_i = 135/0.1709 = 790 \text{ t/m}^2$$

c) Revisión de esfuerzos iniciales temporales

Se proponen pérdidas del 23% es decir 100-23 = 77% presfuerzo efectivo

$$-f_s = -945 + (633/0.77) = -122.9 \text{ t/m}^2$$

$$f_i = 790 - (1760/0.77) = -1495 \text{ t/m}^2$$

d) Esfuerzos permisibles para esfuerzos iniciales temporales

$$\begin{aligned} \text{Tensión} &= 1.6 \sqrt{f_c} = 30 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Compresión} &= 0.6 f_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

e) Tensado en una sola etapa

$$T = 19 (0.99)(4)(12)(0.54) = 488 \text{ t.}$$



$$f = 488 \left(-\frac{1}{0.5014} + \frac{0.539}{S} \right)$$

$$f_s = 488 \left(-\frac{1}{0.5014} + \frac{0.539}{0.1429} \right) = 867.4 \text{ t/m}^2$$

$$f_i = 488 \left(-\frac{1}{0.5014} - \frac{0.539}{0.1709} \right) = -2512.4 \text{ t/m}^2$$

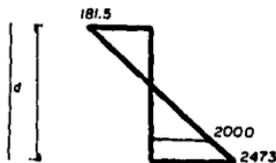
$$\begin{aligned} y' &= (3 \cdot 7 + 1 \cdot 12) / 4 = 8.5 \\ e &= 0.624 - 0.085 = 0.539 \end{aligned}$$

f) Revisión de esfuerzos iniciales temporales

$$f_s = -945 + (867.4 / 0.77) = 181.5 \text{ t/m}^2$$

$$f_i = 790 - (2512.4 / 0.77) = -2472.9 \text{ t/m}^2 > 2000 \text{ (permisible)}$$

La compresión se excede



$$(181.5 + 2473) / 1.285 = 181.5 / y_1$$

$$y_1 = (181.5 \cdot 1.285) / (181.5 + 2473) = 8.8 \text{ cm.}$$

$$y_2 = 128.5 - 8.8 = 119.7$$

$$d = 1.37 - 0.085 = 1.285$$

$$b = 50$$

$$C = (-181.5 \cdot 8.8 \cdot 0.5) / 2 = 4 \text{ t.}$$

$$T = A_s f_s \quad A_s = T / f_s = 4000 / 2000 = 2 \text{ cm}^2$$

$$f_s = 0.5 f_y$$

g) Revisión de esfuerzos para cargas de servicio

CARGA	Fibra Superior		Fibra Inferior		f's f.s. (T/m ²)	
	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado
Esfuerzo Peso Propio	-945	—	790	—	—	—
1a. etapa de Tensado	633	-312	-1760	-970	—	—
Peso de Losa	-784	-1096	656	-314	—	—
2a. etapa de Tensado	27	-1069	-556	-870	112	—
Carga muerta Adicional	-122	-1191	291	-579	-182	-70
Carga Móvil	-244	-1435	581	2	-365	-435

0.6 (para presfuerzo) de LR ; limite de ruptura

Peso losa = $f_s = M_{LR} / S_{simple}$

$f_s = 112.05 / 0.1429 = -784$

$f_i = 112.05 / 0.1709 = 656$

En la fibra superior se tiene una desviación de 2.5% con respecto al esfzo. permisible, en la inferior se tiene 2 T/m², se puede tomar con refuerzo normal, aunque es muy poco.



2° ETAPA DE TENSADO

$$T = 1 (12)(0.54)(0.99)(19) = 122 \text{ ton}$$

$$y' = (3 \cdot 6 + 13 \cdot 1) / 4 = 8.5 \text{ cm}$$

$$e = y_{ic} - 0.085 = 0.965 - 0.085 = 0.88$$

$$f = T [(1/A) \pm (e/s)]$$

$$f_s = 122 \left(\frac{1}{0.8394} + \frac{0.88}{0.622963} \right) = 27 \text{ tensión}$$

$$f_i = 122 \left(\frac{1}{0.8394} - \frac{0.88}{0.261451} \right) = -556 \text{ compresión}$$

$$f'_s = 122 \left(\frac{1}{0.8394} + \frac{0.88}{0.417025} \right) = 112 \text{ tensión}$$

La carga muerta :

$$f_s = \frac{M_{ema}}{S} = \frac{76}{0.622963} = -122$$

$$f_i = \frac{76}{0.261451} = -291$$

$$f'_s = \frac{76}{0.417025} = -182$$

Carga móvil :

$$f_s = \frac{152}{0.622963} = -244$$

$$f_i = \frac{152}{0.261451} = 581$$

$$f'_s = \frac{152}{0.417025} = -365$$

-Comparar con esfuerzos permisibles para cargas de servicio
 tensión $0.8 \sqrt{f'_c} = 0.8 \sqrt{350} = 15 \text{ kg/cm}^2 = 150 \text{ t/m}^2$
 compresión $0.4 f'_c = 0.4 \times 350 = 140 \text{ kg/cm}^2 = 1400 \text{ t/m}^2$

--Al comparar todos los esfuerzos se encuentran dentro de lo permisible --

Revisión por Flexión Última

1. Verificando para ver si trabaja como sección rectangular ó viga T

$$t = 1.4 d \frac{f^*_{su} \rho^*}{f'_c} \quad (f^*_{su} = f_{su} [1 - 0.5 \rho^* (f_{su}/f'_c)])$$

$$\rho^* = \frac{A_s}{bd} = \frac{4(12)(0.99)}{169(148.5)} = 0.0019$$

$$f^*_{su} = 19000 \left(1 - 0.5 \frac{0.0019(19000)}{350} \right) = 18020 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = 1.4(148.5) \left(\frac{18020 \times 0.0019}{350} \right) = 20.33$$

Sección Rectangular

$$M_R = A_s f^*_{su} d [1 - 0.6 \rho^* (f^*_{su}/f'_c)] = 47.52(18020)(148.5) \left(1 - 0.6 \frac{0.0019 \times 18020}{350} \right) \\ = 1.19698 \times 10^8 \text{ kg cm} = 1197 \text{ t m}$$

Momento último actuante

$$M_U = \frac{1.3}{\phi} M_{CM} + \frac{5}{3} M_{CV}$$

$$M_{CM} = M_{PP} + M_{LOSA} + M_{Daf} + M_{CMA}$$

$$M_{CM} = 135 + 112 + 4.2 + 76 = 327.2 \text{ T m}$$

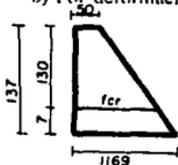
$$M_{CV} = 152 \text{ T m}$$

$$M_U = 1.3(327.2) + (5/3)(152) = 755 \text{ t m}$$

6 Revisión de las pérdidas de presfuerzo

a) Por contracción del concreto $75 - 100\% \quad C_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

b) Por deformación elástica del concreto



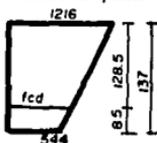
por relación de triángulos

$$f_{cr} = 1615 \text{ t/m}^2$$

$$c = 7$$

$$\Delta E = c f_{cr} = 7 \cdot 1615 = 11305 \text{ t/m}^2 = \underline{11.3 \text{ kg/mm}^2}$$

c) Escurreamiento plástico del concreto



$$CRc = 16 \text{ fcd}$$

Por relación de triángulos $f_{cd} = 586$

$$CRc = 586 (16) = 9376 \text{ t/m}^2 = \underline{9.38 \text{ kg/mm}^2}$$

d) Por relajación del acero de presfuerzo

$$CRsp = 1400 - 0.125 (0.8 Cc + 0.5 \Delta E + CRc)$$

$$1400 - 0.125 (0.8 \cdot 350 + 0.5 \cdot 1131 + 938) = 1177 \text{ kg/cm}^2 = \underline{11.77 \text{ kg/mm}^2}$$

e) Pérdidas totales por postensado

$$\Delta fs = 0.8 Cc - 0.5 \Delta E + CRc + CRsp$$

$$= 0.8 \cdot 350 + 0.5 \cdot 1131 + 938 + 1177 = \underline{29.6 \text{ kg/mm}^2}$$

Esfuerzo permanente en el centro del claro

190 * 0.54	102.60
pérdidas	29.61
	132.21

Porcentaje de pérdidas

$$[1 - (102.60/132.21)] \cdot 100 = 22.4\% \text{ casi iguales a las supuestas, sí pasa}$$

- Revisión por Cortante

Cortante actual en apoyo

$$V_{cm} = 18 + 14.94 + 0.30 + 9.96 = 43.2 \text{ t.}$$

$$V_{cv \text{ HS-20}} = 21.71 \text{ t.}$$

$$V_u = \frac{1.3}{\phi} \left(V_{cm} + \frac{5}{3} V_{cv \text{ HS-20}} \right) = \frac{1.32}{0.85} \left(43.2 + \frac{5}{3} \cdot 21.71 \right) = 121.4 \text{ t.}$$

Cortante que absorbe el concreto

$$V_c = 12.6 b' j d = 12.6(20)(0.88)(128.5) = 28\,496 \text{ kg} \quad \rightarrow \text{se toma la menor}$$

$$V_c = 0.06 f'c b' j d = 0.06 (350)(20)(0.88)(128.5) = 47.5 \text{ ton}$$

$$V_u - V_c = 121.4 - 28.5 = 92.9 \text{ ton.}$$

$$A_v = \frac{V_u - V_c}{2 f_y j d} = \frac{92\,900}{2 (4000)(0.88)(148.5)} = 0.0888621 \quad \rightarrow \text{Se toma el valor mayor de } A_v \text{ es con toda la losa}$$

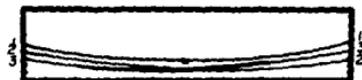
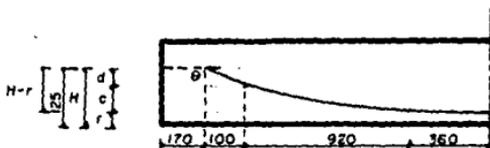
$$A_v = \frac{7h}{f_y} = \frac{7 \cdot 20}{4000} = 0.035$$

Estribos de 3/8" (3C) $A_s = 0.71$; en dos ramas

$$\text{Sep.} = \frac{2(A_s)}{A_v} = \frac{2(0.71)}{0.0888621} = 15.98 = 16 \text{ cm.}$$

Se proponen estribos del 3C @ 15 cm.

Coordenadas de los cables.



$$\theta = \text{tg}^{-1} \frac{H - r}{(L/2) + 100}$$

$L/2$ es mitad de la parábola

$$\text{tg } \theta = d/100$$

$$C = H - r - d$$

$$\text{tg}^{-1} \frac{125 - 13}{(920/2) + 100} = 11^\circ 16'$$

$$d = 100 \text{ tg } \theta = 100 \text{ tg } 11^\circ 16' = 19.22$$

$$C = 125 - 13 - 19.22 = 92.08$$

$$y = k x^2 \quad y = (C/L_2) x^2 \quad y = C (x/L_2)^2$$

Angulo que forman los cables en $L/4$

$$L/4 = 7.5 \quad x = 7.5 - 3.6 = 3.9 \text{ m} \quad y = C (x/L_2)^2 \quad y' = 2Cx / L_2^2$$

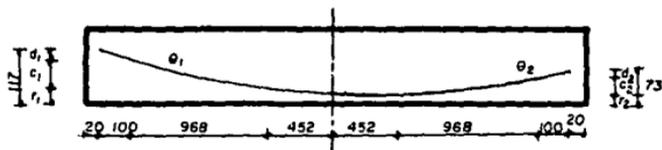
$$\theta = \text{tg}^{-1} \frac{2 (92.08)^2 (390)}{920^2} = 4.85 = 4^\circ 51''$$

$$y_{(L/4)} = 92.08 (390/920)^2 = 16.55 \text{ cm.} \quad y_{\text{TOTAL}} = 16.55 + r = 16.55 + 13 = 29.55$$

Coordenadas de los cables

x (cm)	y = C(x/L ₂) ²	y
0 - 360		13.0
360 - 442	92.08 (0.82/9.2) ² + 13	13.73
360 - 542	92.08 (1.82/9.2) ² + 13	16.60
" - 742	x = 3.82	28.80
" - 792	x = 4.32	33.33
" - 992	x = 6.32	56.45
" - 1192	x = 8.32	88.31
" - 1280	x = 9.20	105.08
" - 1370	x = 10.5 + d	125.0

Ahora para los cables 2 y 3 - lado izquierdo = lado derecho - simétrico -



$$\theta_1 = \text{tg}^{-1} \frac{117-7}{(968/2)+100} = 10.67^\circ = 10^\circ 40' 1''$$

$$\theta_2 = \text{tg}^{-1} \frac{73-7}{(968/2)+100} = 6.45^\circ = 6^\circ 26' 52''$$

$$d_1 = 100 \text{ tg } 10.67 = 18.84$$

$$C_1 = 117 - 7 - 18.84 = 91.16$$

$$d_2 = 100 \text{ tg } 6.45 = 11.30$$

$$C_2 = 73 - 7 - 11.3 = 54.70$$

Al centro del claro

$$\theta_1 = \text{tg}^{-1} \frac{2(91.16)(298)}{968^2} = 3.32^\circ$$

$$\theta_2 = \text{tg}^{-1} \frac{2(54.74)(298)}{968^2} = 1.99^\circ$$

$$y_1 = C_1 (x/L)^2 + 7 = 91.16 (298/968)^2 + 7 = 15.64$$

$$y_2 = C_2 (x/L)^2 + 7 = 54.74 (298/968)^2 + 7 = 12.18$$

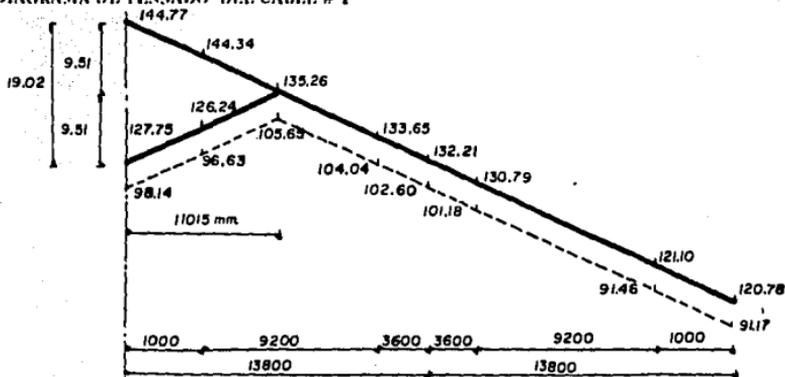
Coordenadas de los cables lado derecho = lado izquierdo ,cable 2 simétrico cable 3
lado izquierdo

x (cm)	$y = C_1 (-x/L)^2 + r$	y
0 - 360		7.00
360 - 452		7.00
- 542	x= 90	7.79
- 742	x= 290	15.18
- 792	x= 340	18.25
- 992	x= 540	35.37
- 1192	x= 740	60.27
- 1280	x= 828	73.70
- 1370	x= 918	88.90
- 1520	x= 1068	117.97

lado derecho

x (cm)	$y = C_2 (x/L)^2 + r$	y
0 - 360		7.00
360 - 452		7.00
- 542	x= 90	7.47
- 742	x= 290	11.91
- 792	x= 340	13.75
- 992	x= 540	24.02
- 1192	x= 740	38.97
- 1280	x= 828	47.02
- 1370	x= 918	56.20
- 1520	x= 1068	73.59

DIAGRAMA DE TENSADO DEL CABLE # 1



En el centro del claro

T_i = límite de ruptura (0.54)

$$T_i = 190(0.54) + 29.61 = 132.21 \text{ kg/mm}^2$$

$$T = T_i e^{u\theta + Kx}$$

Considerando $\theta = 0.25$ /rad

$$K = 0.003/\text{m}$$

esto es por algun hoyo

ó divergencia en el ducto

- conversion a radianes $360 = 2\pi$

$$11.31 = x$$

$$x = 0.1974$$

Calculo de esfuerzos

$$T_0 = 132.21 e^{0.25 \cdot 0.1974 + 0.003 \cdot 11.31} = 144.77 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_1 = 132.21 e^{0.25 \cdot 0.1974 + 0.003 \cdot 12.8} = 144.34 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_2 = 132.21 e^{0.003 \cdot 16} = 133.65 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_3 = 132.21 e^{-0.003 \cdot 13.6} = 130.79 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_4 = 132.21 e^{-0.25 \cdot 0.1974 - 0.003 \cdot 12.8} = 121.10 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_5 = 132.21 e^{-0.25 \cdot 0.1974 - 0.003 \cdot 13.8} = 120.78 \text{ kg/mm}^2$$

$$Lx = \sqrt{\frac{\Delta - L_0 (T_0 - T_1 - P_1 L_0)}{P}}$$

$$P = \frac{T_1 - T_2}{b}$$

$$\Delta = \delta Es$$

$$L_0 = 100 \text{ cm}$$

$$b = 920$$

Δ = Desplazamiento de los anclajes

con sistema Freyssinet $\Delta = 7 \text{ mm}$

$$\Delta = 7 (2 \times 10^4) = 140\,000 \text{ kg/mm}^2$$

$$P = (144.34 - 133.65) / 9200 = 0.00116$$

$$Lx = \sqrt{\frac{140\,000 - 1000(144.77 - 144.34 - 0.00116 \cdot 1000)}{0.00116}} = 11014.49 \text{ mm}$$

$$T_x = T_0 - P (b - L_0) = 144.77 - 0.00116 (9200 - 1000) = 135.26 \text{ kg/mm}^2$$

$$0.8 T_0 = 0.8 \cdot 144.77 = 115.82 \text{ kg/mm}^2$$

$$\Delta T_0 / 2 = T_0 - T_x = 144.77 - 135.26 = 9.51 \text{ kg/mm}^2$$

$$T''_0 = T_0 - \Delta T_0 = 144.77 - 2 \cdot 9.51 = 127.75 \text{ kg/mm}^2$$

$$T''_0 = 127.75 - 29.61 = 98.14$$

$$T'_1 = T_1 - 2 (\Delta T_0 / 2)$$

$$\Delta T_0 / 2 = T_1 - T_x = 144.34 - 135.26 = 9.08$$

$$T'_1 = 144.34 - 2(9.08) = 126.24$$

$$T''_1 = T'_1 - \text{perdida} = 126.24 - 29.61 = 96.63$$

$$T''_x = 135.26 - 29.61 = 105.65$$

$$T''_2 = 132.21 - 29.61 = 102.60$$

$$T''_3 = 133.65 - 29.61 = 104.04$$

$$T''_4 = 130.79 - 29.61 = 101.18$$

$$T''_5 = 121.10 - 29.61 = 91.49$$

$$T''_5 = 120.78 - 29.61 = 91.17$$

Longitud del cable

$$\text{Tramo recto } h = \frac{100}{\cos 11.31} = 101.98$$

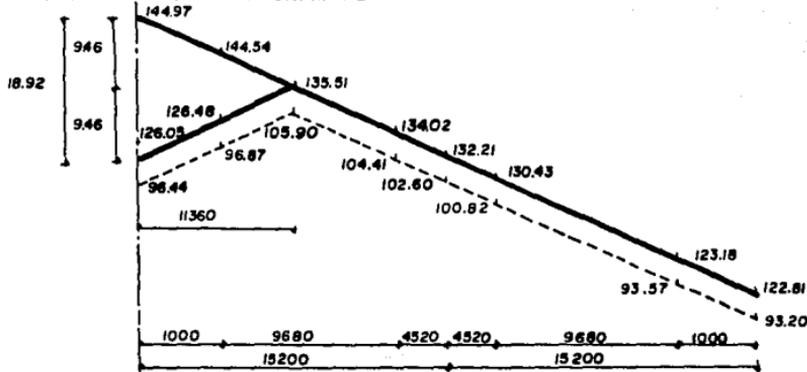
$$\text{Tramo parabólico } L_p = L_2 \left(1 + \frac{8}{3} \left(\frac{C}{2L_2} \right)^2 + \frac{32}{5} \left(\frac{C}{2L_2} \right)^4 \right)$$

$$L_p = 920 \left(1 + \frac{8}{3} \left(\frac{92.08}{2 \cdot 920} \right)^2 + \frac{32}{5} \left(\frac{92.08}{2 \cdot 920} \right)^4 \right) = 926.14$$

Longitud total del cable # 1

$$L_T = (101.98 - 926.14 + 3.60) \cdot 2 = 2776.24 = 27.26 \cdot 100 = 27.8 \text{ m.}$$

DIAGRAMA DE TENSADO DEL CABLE # 2



$$\theta_1 = 10.67^\circ = 0.1862 \text{ rad}$$

$$\theta_2 = 6.45^\circ = 0.1126 \text{ rad}$$

$$T_0 = 132.21 e^{0.25 \cdot 0.1862 + 0.001 \cdot 15.2} = 144.97 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_1 = 132.21 e^{0.25 \cdot 0.1862 - 0.001 \cdot 14.2} = 144.54 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_2 = 132.21 e^{0.601 \cdot 0.1126} = 134.02 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_3 = 132.21 e^{0.001 \cdot 14.52} = 130.43 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_4 = 132.21 e^{0.25 \cdot 0.1126 - 0.001 \cdot 14.2} = 123.18 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_5 = 132.21 e^{0.25 \cdot 0.1126 - 0.001 \cdot 15.2} = 122.81 \text{ kg/mm}^2$$

$$L_x = \frac{\sqrt{\Delta - L_n(T_n - T_1 - P_1 L_n)}}{P} \quad P = \frac{T_1 - T_0}{b} \quad \Delta = \delta E s$$

$$L_n = 100 \text{ cm} \\ b = 968$$

Δ = Desplazamiento de los anclajes con sistema Freyssinet $\Delta = 7 \text{ mm}$
 $\Delta = 7 (2 \times 10^3) = 140 \text{ 000 kg/mm}^2$

$$P = (144.54 - 134.02) / 9680 = 0.00109$$

$$L_x = \frac{\sqrt{140 \text{ 000} - 1000 \cdot (144.97 - 144.54 - 0.00109 \cdot 1000)}}{0.00109} = 11360.00 \text{ mm}$$

$$T_x = T_0 - P(b - L_n) = 144.97 - 0.00109(9680 - 1000) = 135.51 \text{ kg/mm}^2$$

$$0.8 T_n = 0.8 \cdot 144.97 = 115.98 \text{ kg/mm}^2$$

$$\Delta T_0 / 2 = T_0 - T_x = 144.97 - 135.51 = 9.46 \text{ kg/mm}^2$$

$$T'_0 = T_0 - \Delta T_0 = 144.77 - 2 \cdot 9.46 = 126.05 \text{ kg/mm}^2$$

$$T''_0 = 126.05 - 29.61 = 96.44$$

$$T'_1 = T_1 - 2(\Delta T / 2)$$

$$\Delta T / 2 = T_1 - T_x = 144.54 - 135.51 = 9.03$$

$$T'_1 = 144.54 - 2(9.03) = 126.48$$

$$T''_1 = T'_1 - \text{perdida} = 126.48 - 29.61 = 96.87$$

$$T''_x = 135.51 - 29.61 = 105.90$$

$$T''_n = 132.21 - 29.61 = 102.60$$

$$T''_2 = 134.02 - 29.61 = 104.41$$

$$T''_3 = 130.43 - 29.61 = 100.82$$

$$T''_4 = 123.18 - 29.61 = 93.57$$

$$T''_5 = 122.81 - 29.61 = 93.20$$

Longitud del cable

$$\text{Tramo recto } h = \frac{100}{\cos 10.67} = 101.76$$

$$\text{lado izq} \quad \cos 10.67$$

$$\text{Tramo parabólico } L_p = L_2 \left(1 + \frac{8}{3} \left(\frac{C}{2L_2} \right)^2 + \frac{32}{5} \left(\frac{C}{2L_2} \right)^4 \right)$$

Lado izquierdo

$$L_p = 968 \left(1 + \frac{8}{3} \left(\frac{91.16}{2 \cdot 968} \right)^2 + \frac{32}{5} \left(\frac{91.16}{2 \cdot 968} \right)^4 \right) = 973.75$$

Lado derecho

$$L_p = 968 \left(1 + \frac{8}{3} \left(\frac{54.70}{2 \cdot 968} \right)^2 + \frac{32}{5} \left(\frac{54.70}{2 \cdot 968} \right)^4 \right) = 970.07$$

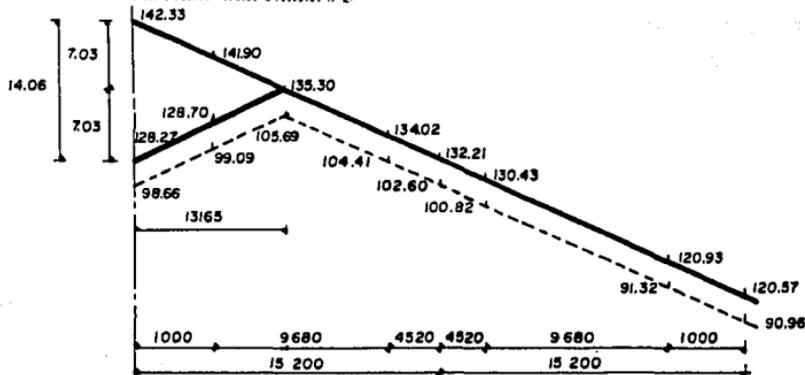
$$\text{Tramo recto } h = \frac{100}{\cos 6.45} = 100.64$$

$$\text{lado Der. } \cos 6.45$$

Longitud total del cable # 2

$$L_T = 101.76 + 100.64 + 973.75 + 970.02 + 2 \cdot 4.52 = 2155.21 = 21.55 \approx 21.6 \text{ m.}$$

DIAGRAMA DE TENSADO DEL CABLE # 3



$$\theta_1 = 6.45^\circ = 0.1126 \text{ rad}$$

$$\theta_2 = 10.67^\circ = 0.1862 \text{ rad}$$

$$T_0 = 132.21 e^{0.25 \cdot 0.1126 + 0.003 \cdot 15.2} = 142.33 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_1 = 132.21 e^{0.25 \cdot 0.1126 + 0.003 \cdot 14.2} = 141.90 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_2 = 132.21 e^{0.001 \cdot 4.52} = 134.02 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_3 = 132.21 e^{-0.003 \cdot 4.52} = 130.43 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_4 = 132.21 e^{0.25 \cdot 0.1862 + 0.003 \cdot 14.2} = 120.93 \text{ kg/mm}^2$$

$$T_5 = 132.21 e^{0.25 \cdot 0.1862 + 0.003 \cdot 15.2} = 120.57 \text{ kg/mm}^2$$

$$L_x = \frac{\sqrt{\Delta - L_0} (T_0 - T_1 - P_1 L_0)}{P}$$

$$P = \frac{T_1 - T_2}{b} \quad \Delta = \delta E s$$

$$L_0 = 100 \text{ cm}$$

$$b = 968$$

Δ = Desplazamiento de los anclajes con sistema Freyssinet $\Delta = 7 \text{ mm}$

$$\Delta = 7 \cdot (2 \cdot 10^4) = 140\,000 \text{ kg/mm}^2$$

$$P = (141.90 - 134.02) / 9680 = 0.00081$$

$$L_x = \frac{\sqrt{140\,000 - 1000} (142.33 - 141.90 - 0.00081 \cdot 1000)}{0.00081} = 13164.90 \text{ mm}$$

$$T_x = T_0 - P(b - L_n) = 142.33 - 0.00081(9680 - 1000) = 135.30 \text{ kg/mm}^2$$

$$0.8 T_0 = 0.8 * 142.33 = 113.86 \text{ kg/mm}^2$$

$$\Delta T_0 / 2 = T_0 - T_x = 142.33 - 135.30 = 7.03 \text{ kg/mm}^2$$

$$T'_0 = T_0 - \Delta T_0 = 142.33 - 2 * 7.03 = 128.27 \text{ kg/mm}^2$$

$$T''_0 = 128.27 - 29.61 = 98.66$$

$$T'_1 = T_1 - 2(\Delta T_0 / 2) \quad \Delta T_0 / 2 = T_1 - T_x = 141.90 - 135.30 = 6.60$$

$$T'_1 = 141.90 - 2(6.60) = 128.70$$

$$T''_1 = T'_1 - \text{perdida} = 128.70 - 29.61 = 99.09$$

$$T''_x = 135.30 - 29.61 = 105.69$$

$$T''_1 = 132.21 - 29.61 = 102.60$$

$$T''_2 = 134.02 - 29.61 = 104.41$$

$$T''_3 = 130.43 - 29.61 = 100.82$$

$$T''_4 = 120.93 - 29.61 = 91.32$$

$$T''_5 = 120.57 - 29.61 = 90.96$$

Longitud del cable

$$\text{Tramo recto} \quad h = \frac{100}{\cos 6.45} = 100.64$$

lado Izq

$$\text{Tramo parabólico} \quad L_p = L_2 \left(1 + \frac{8}{3} \left(\frac{C}{2L_2} \right)^2 + \frac{32}{5} \left(\frac{C}{2L_2} \right)^4 \right)$$

Lado izquierdo

$$L_p = 968 \left(1 + \frac{8}{3} \left(\frac{54.70}{2 * 968} \right)^2 + \frac{32}{5} \left(\frac{54.70}{2 * 968} \right)^4 \right) = 970.07$$

Lado derecho

$$L_p = 968 \left(1 + \frac{8}{3} \left(\frac{91.16}{2 * 968} \right)^2 + \frac{32}{5} \left(\frac{91.16}{2 * 968} \right)^4 \right) = 973.75$$

$$\text{Tramo recto} \quad h = \frac{100}{\cos 10.67} = 101.76$$

lado Der

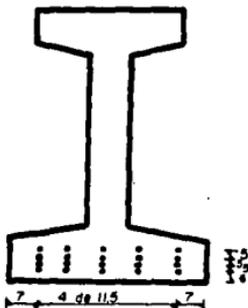
Es simétrico al cable #2

Longitud total del cable # 3

$$L_T = 101.76 + 100.64 + 973.75 + 970.02 + 2 * 4.52 = 2155.21 = 21.55 = 21.6 \text{ m.}$$

VIGA PRETENSADA

Ahora se tratará de resolver el mismo problema pero con una viga pretensada



Se proponen 20 cables:

$$T = 19(0.99)(0.6)(20) = 226 \text{ t}$$

Centro de gravedad del acero:

$$y = \frac{5 \cdot 6 + 11 \cdot 5 + 16 \cdot 5 + 21 \cdot 5}{20} = 13.5$$

$$e = 0.624 - 0.135 = 0.489 \text{ m.}$$

Esfuerzos debidos al presfuerzo:

Fibra superior

$$226 \left(-\frac{1}{0.5014} + \frac{0.489}{0.1429} \right) = 322.63 \text{ t/m}^2 \text{ Tension}$$

Fibra inferior

$$226 \left(-\frac{1}{0.5014} - \frac{0.489}{0.1709} \right) = -1097.4 \text{ t/m}^2 \text{ Compresión}$$

Esfuerzos debidos al peso propio

$$f_s = M_{pp} / S_s = 135 / 0.1429 = -945 \text{ t/m}^2$$

$$f_i = 135 / 0.1709 = 790 \text{ t/m}^2$$

Revisión de esfuerzos iniciales temporales

Se proponen pérdidas del 23% es decir $100 - 23 = 77\%$ presfuerzo efectivo

$$-f_s = -945 + (322.63 / 0.77) = -526 \text{ t/m}^2$$

$$f_i = 790 - (1097.40 / 0.77) = -635.2 \text{ t/m}^2$$

Esfuerzos permisibles para esfuerzos iniciales temporales

$$\text{Tensión} = 1.6 \sqrt{f'_c} = 30 \text{ kg/cm}^2$$

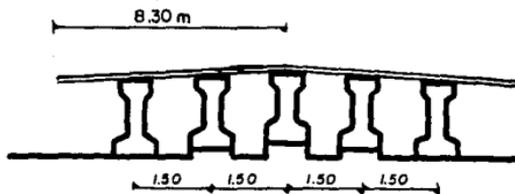
son menores : pasan

$$\text{Compresión} = 0.6 f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

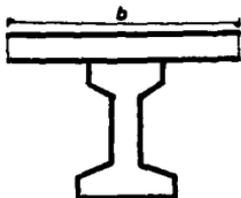
CARGA	fibra superior		Fibra inferior		f's (T/m ²)	
	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado
Presfuerzo	322	—	-1097	—		
Peso Propio	-945	-622.4	790	-307		
Peso Losa	-784	-1406.4	656	348.6		
C M A	-122	-1528.4	291	639.6		
C V	-244	-1772.4	581	1220.6		

En conjunto sobrepasa los esfuerzos permisibles

No pasa por lo que se tendrá que proponer otro diseño. La siguiente propuesta es :



nuevas características de sección geométrica compuesta.



Anecho que contribuye la losa

1. $b_1 = 12 t' + t = 12(20) + 20 = 260$
2. $b_2 = \text{sep. entre traves} = 150 \rightarrow \text{rige menor}$
3. $b_3 = L/4 = 3000/4 = 750 \text{ cm.}$

$$b_{\text{real}} = b \sqrt{I_{c_{\text{llosa}}} / I_{c_{\text{trabe}}}} = 150 \sqrt{250/350} = 127 \text{ cm.}$$

Sección	A(m ²)	y(m)	A * y(m ³)	y (m)	A * y ²	I _p (m ⁴)
1	0.5014	0.624	0.312874	0.2845	0.04060	0.10667
2	0.2540	1.470	0.373400	0.6615	0.11110	0.08470
	0.7554		0.6863		0.151750	0.19130

$$I = I_p + Ad^2$$

$$y_{c1} = \sum A * y / A_T$$

$$I_c = 0.3431 \text{ m}^4$$

$$y_1 = 0.6863/0.7554 = 0.9085$$

$$S_{c1} = 0.74342$$

$$y_2 = 1.37 - 0.9085 = 0.4615$$

$$S_{c2} = 0.37764$$

$$y'_c = 0.4615 + 0.20 = 0.6615$$

$$y_{c2} = 0.9085$$

$$y_{c3} = 0.4615$$

$$S'_{c3} = 0.55786$$

Elementos mecanicos:

Peso propio de la trabe

$$w = A * 2.40 = 0.5014 * 2.40 = 1.20336 \text{ t/m}$$
$$M_{pp} = w l^2 / 8 = (1.20336 * 30^2) / 8 = 135.4 \text{ t m}$$
$$V_{pp} = w l / 2 = (1.20336 * 30) / 2 = 18.049 \text{ ton.}$$

Peso de la losa

$$w = (0.205 * 8.30 * 2.40) / 5 = 0.796 \text{ t/m}$$
$$M = (0.796 * 30^2) / 8 = 89.55 \text{ t m}$$
$$V = (0.796 * 30) / 2 = 11.94 \text{ ton} = 12 \text{ ton}$$

Carga muerta adicional

$$w_T = 2.7036 \text{ t/m} \qquad w_T = 2.7036/5 = 0.54 \text{ t/m}$$
$$M_{cma} = 60.82 \text{ t m}$$
$$V_{cma} = 8.1 \text{ t.}$$

Carga móvil

4.1. Factor de impacto $I = 15.24 / (L - 3.81) = 1.22$

4.2. Factor de concentración (este es por carril; el de este ejercicio)

$$F_c = \text{sep} / 1.68 = 1.50 / 1.68 = 0.89$$

$$F_c = 0.89 / 2 = 0.45 / \text{por banda}$$

De las especificaciones AASHTO

$$M_{HIS-20} = 206.793 \text{ T M (Por carril)}$$

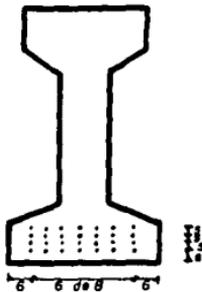
$$V_{HIS-20} = 29.563 \text{ t.}$$

- Afectadas por impacto -

$$M_{HIS-20} = 206.793 * 1.22 * 0.45 = 113.53 \text{ t m}$$

$$V_{HIS-20} = 29.563 * 1.22 * 0.60 = 16.23 \text{ t.}$$

Se proponen 28 cables en 4 lechos como se muestra en la figura:



$$T = 19(28)(0.99)(0.6) = 316.01 \text{ t}$$

El centro de gravedad es :

$$y = 13.5 \text{ cm}$$

$$e = 0.489 \text{ m.}$$

Esfuerzos debidos al presfuerzo:

$$316 \left(-\frac{1}{0.5014} + \frac{0.489}{0.1429} \right) = 451.12 \text{ t/m}^2 \text{ Tensión}$$

Fibra inferior

$$316 \left(-\frac{1}{0.5014} - \frac{0.489}{0.1709} \right) = -1534.46 \text{ t/m}^2 \text{ Compresión}$$

Esfzo. permisible: a compresión

$$0.55 f_c = 192.5 \text{ kg/cm}^2 = 1925 \text{ t/m}^2$$

Esfuerzos debidos al peso propio

$$f_s = M_{pp} / S_s = 135 / 0.1429 = -945 \text{ t/m}^2$$

$$f_i = 135 / 0.1709 = 790 \text{ t/m}^2$$

Esfuerzos peso de la losa:

$$f_s = 89.55 / 0.1429 = -626.66$$

$$f_i = 89.55 / 0.1709 = 523.99$$

Esfuerzos carga muerta adicional :

$$f_s = \frac{60.83}{0.74342} = -81.82$$

$$f_s = \frac{60.83}{0.55786} = -109.04$$

$$f_i = \frac{60.83}{0.37764} = 161.08$$

$$f_i = \frac{60.83}{0.37764} = 161.08$$

Esfuerzos carga móvil :

$$f_s = \frac{113.53}{0.74342} = -152.71$$

$$f_s = \frac{113.53}{0.55786} = -203.51$$

$$f_i = \frac{113.53}{0.37764} = 300.63$$

$$f_i = \frac{113.53}{0.37764} = 300.63$$

Revisión de esfuerzos iniciales temporales

Se proponen pérdidas del 23% es decir $100 - 23 = 77\%$ presfuerzo efectivo

$$-f_s = -945 + (451.12 / 0.77) = -359.13 \text{ t/m}^2$$

$$f_i = 790 - (1534.46 / 0.77) = -1202.81 \text{ t/m}^2$$

Esfuerzos permisibles para esfuerzos iniciales temporales

$$\text{Tensión} = 1.6 \sqrt{f_c} = 30 \text{ kg/cm}^2$$

son menores \therefore pasan

$$\text{Compresión} = 0.6 f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

CARGA	Fibra Superior		Fibra inferior		f's (T/m²)	
	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado
Presfuerzo	451.12	—	-1534.5	—	—	—
Peso Propio	-945	-1493.9	730	-744.5	—	—
Peso Losa	-626.7	-1120.6	523.99	-220.5	—	—
C M A	-81.8	-1202.4	161.08	-59.4	-109	—
C V	-152.7	-1355.1	300.6	241.2	-203.5	-312.5

Esfuerzo permisible bajo carga de servicio es :

$$\text{compresión} = 0.4 f'c = 140.0 \text{ kg/cm}^2 = 1400 \text{ t/m}^2$$

$$\text{tension} = 0.08 f'c = 15 \text{ kg/cm}^2 = 150 \text{ t/m}^2$$

La tensión excedente se toma con refuerzo normal

Revisión por Flexión Última

1. Verificando para ver si trabaja como sección rectangular ó viga T

$$i = 1.4 d \frac{f^*_{su} \rho^*}{f'c} \quad f^*_{su} = f_{su} [1 - 0.5 \rho^* (f_{su}/f'c)]$$

$$\rho^* = \frac{A_s}{bd} = \frac{0.99 \cdot 28}{127(123.5)} = 0.00177$$

$$f^*_{su} = 19000 \left(1 - 0.5 \frac{0.00177 (19000)}{350} \right) = 18087.19 \text{ kg/cm}^2$$

$$i = 1.4 (123.5) \left(\frac{18087.19 \cdot 0.00177}{350} \right) = 15.82$$

El eje neutro queda dentro del espesor

Sección Rectangular

$$M_k = A_s f^*_{su} d [1 - 0.6 \rho^* (f^*_{su}/f'c)] = 27.72 (18087.19)(123.5) \left(1 - 0.6 \frac{0.00177 \cdot 18087.19}{350} \right) \\ = 58521770 \text{ kg cm} = 585.22 \text{ t m}$$

Momento último actuante

$$M_U = \frac{1.3}{\phi} \left(M_{cM} + \frac{5}{3} M_{cV} \right)$$

$$M_{CM} = M_{PP} + M_{LDSA} + M_{CMA}$$

$$M_{CM} = 135 + 89.55 + 60.83 = 285.38 \text{ T m}$$

$$M_{CV} = 113.55 \text{ T m}$$

$$M_{U} = 1.3 (285.38 + (5/3) 113.53) = 616.98 \text{ t m}$$

La desviación es de 5% por lo que el diseño es aceptable

Revisión de las pérdidas de presfuerzo

a) Por contracción del concreto si la atmosfera es ordinaria

$$C_c = CE_s = 0.0002 * 2100000 = \underline{420 \text{ kg/cm}^2}$$

b) Por deformación elástica del concreto

por relacion de triangulos

$$f_{cr} = 1159.7 \text{ t/m}^2$$

$$c = 7$$

$$\Delta E = c f_{cr} = 7 * 1159.7 = 8117.9 \text{ t/m}^2 = \underline{8.12 \text{ kg/mm}^2}$$

c) Escurrimiento plástico del concreto

$$CR_c = 16 \text{ fed}$$

Por relacion de triangulos fed = 239.37

$$CR_c = 239.37 (16) = 3829.97 \text{ t/m}^2 = \underline{3.83 \text{ kg/mm}^2}$$

d) Por relajación del acero de presfuerzo

$$CR_{sp} = 1400 - 0.125 (0.8 C_c + 0.5 \Delta E + CR_c)$$

$$1400 - 0.125 (0.8 * 420 + 0.5 * 812 + 383) = 1259.4 \text{ kg/cm}^2 = \underline{12.59 \text{ kg/mm}^2}$$

e) Pérdidas totales por pretensado

$$\Delta f_s = 4.2 + 8.12 + 3.83 + 12.59 = \underline{28.74 \text{ kg/mm}^2}$$

Esfuerzo permanente en el centro del claro

$$190 * 0.60 = 114.00$$

$$\text{pérdidas} = \underline{28.74}$$

$$142.74$$

Porcentaje de pérdidas

$$[1 - (114.0 / 142.74)] * 100 = 19.71\% \text{ casi iguales a las supuestas, si pasa}$$

La pérdida por deslizamiento de anclajes es representativa sólo en cables de longitud pequeña, por lo que en este ejemplo no se toma en cuenta.

- **Revisión por Cortante**

Cortante actual en apoyo

$$V_{CM} = 18.049 - 11.94 - 8.10 = 38.09 \text{ t.}$$

$$V_{CV \text{ HS-20}} = 16.23 \text{ t.}$$

$$V_u = \frac{1.3}{\phi} \left(V_{CM} + \frac{5}{3} V_{CV \text{ HS-20}} \right) = \frac{1.32}{0.85} \left(38.09 + \frac{5}{3} 16.23 \right) = 101.16 \text{ t.}$$

Cortante que absorbe el concreto

$$V_c = 12.6 \text{ b' jd} = 12.6(15)(0.88)(123.5) = 20540 \text{ kg} = 20.54 \text{ ton} \quad \rightarrow \text{se toma la menor}$$

$$V_c = 0.06 \text{ f'c b' jd} = 0.06 (350)(15)(0.88)(123.5) = 34234 \text{ kg} = 47.5 \text{ ton}$$

$$V_u - V_c = 121.4 - 20.54 = 100.86 \text{ ton.}$$

$$A_v = \frac{V_u - V_c}{2 \text{ fy jd}} = \frac{100860}{2 (4000)(0.88)(148.5)} = 0.0964761 \quad \rightarrow \text{Se toma el valor mayor de } A_v \text{ b es con toda la losa}$$

$$A_v = \frac{7b}{fy} = \frac{7 * 15}{4000} = 0.02625$$

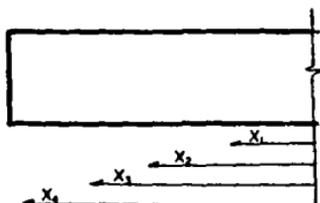
Estribos de $3/8"$ (3C) $A_s = 0.71$ en dos ramas

$$\text{Sep.} = \frac{2(A_s)}{A_v} = \frac{2(0.71)}{0.0964761} = 14.72 = 15 \text{ cm.}$$

Se proponen estribos del 3C @ 15 cm.

la desviación en la separación es de 1.9% en contra por lo que el diseño se acepta pero teniendo presente esta situación.

Distancia donde se puede cortar el cable



Distancias x

$$X = L \left(\frac{\# \text{ torones deshaderidos}}{\# \text{ total torones}} \right)^2$$

$$X_1 = 15 (4/28)^2 = 0.31 \quad \text{Punto exacto}$$

$$X_2 = 15 (8/28)^2 = 1.22 \quad \text{donde}$$

$$X_3 = 15 (12/28)^2 = 2.76 \quad \text{necesita}$$

$$X_4 = 15 (20/28)^2 = 7.65 \quad \text{el momento}$$

pero se aumenta por la adherencia :

$$X_2 = 2m$$

$$X_3 = 3m$$

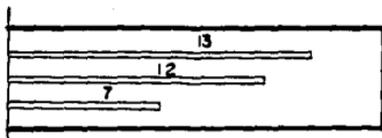
$$X_4 = 8m$$

LONGITUD DESADHERIDA

$$L_2 = 15 - 2 = 13$$

$$L_3 = 15 - 3 = 12$$

$$L_4 = 15 - 8 = 7$$



Entre más se aproxima al centro

más es el esfuerzo y por lo tanto se necesita más el acero.

PORCENTAJE DE MOMENTO

$$\%M = 1 - (2X / L)^2$$

$$\%M_2 = 1 - (2 \cdot 2 / 30)^2 = 0.98$$

$$\%M_3 = 1 - (2 \cdot 3 / 30)^2 = 0.96$$

$$\%M_4 = 1 - (2 \cdot 8 / 30)^2 = 0.72$$

PRESFUERZO

Presfuerzo necesario para absorber ó cubrir el esfuerzo

$$T_2 = 20 (0.99)(0.6)(19) = 225.72$$

$$T = (20/28) 225.72 = 161.23$$

$$T_3 = 16 (0.99)(0.6)(19) = 180.58$$

$$T = (16/28) 180.58 = 103.19$$

$$T_4 = 8 (0.99)(0.6)(19) = 90.29$$

$$T = (8/28) 90.29 = 25.80$$

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

1. La técnica del concreto presforzado ofrece grandes ventajas para la solución de muchos casos de obras de Ingeniería Civil. Permite la ejecución rápida, económica y segura de obras de dimensiones y características especiales.
2. Para que el Ingeniero pueda aplicar esta técnica de manera óptima es necesario que tenga un conocimiento sólido del comportamiento de las estructuras presforzadas, de las normas de diseño y de los procedimientos constructivos de las mismas.
3. Los principios básicos del concreto presforzado son los mismos que los del concreto reforzado y en general coinciden con los principios de Mecánica de Materiales que se utilizan para el diseño de todo tipo de estructuras. Sin embargo se requiere prestar atención especial a problemas inducidos por la presencia del presfuerzo externo, que no se tienen en estructuras pasivas por lo que se estima necesario que los programas de Ingeniería Civil incluyan una materia para el estudio del concreto presforzado.
4. El Ingeniero debe apearse a la Ética Profesional en todos sus actos, debe ser responsable y por ello debe respetar las limitaciones impuestas por las normas, tanto de diseño como de construcción, teniendo siempre en cuenta que las normas son el fruto de las investigaciones y de las experiencias de muchos ingenieros que lo precedieron en el trabajo.
5. Pero por otro lado, el Ingeniero también debe estar conciente de que las normas sólo son aplicables a estructuras comunes y que cuando se tienen obras de dimensiones grandes o de características especiales se requiere aplicar los resultados de estudios específicos de análisis experimental.
6. Frecuentemente algunos Ingenieros piensan que para dominar una técnica constructiva basta con el conocimiento de los procedimientos, equipos, costos; en tanto que otros sólo consideran importantes los aspectos teóricos y las normas y procedimientos de diseño. Ambas actitudes son erróneas, el Ingeniero debe tener conocimientos tanto de proyecto como de construcción, en todo tipo de obras, pero particularmente en las que incluyen presfuerzo ya que en ellas han ocurrido accidentes graves como consecuencia de un desconocimiento por parte de los Ingenieros responsables de los aspectos de uno u otro tipo.

FALLA DE ORIGEN

BIBLIOGRAFIA

- Diseño de Estructuras de Concreto Prestorzado.
Eduardo Lora.
Ed. Editorial Continental S.A. de C.V.
- Diseño de Estructuras de Concreto Prestorzado.
Arthur H. Nilson.
Editorial Limusa.
- Concreto Prestorzado.
Narhey Khachatourian.
German Gurinzei.
Editorial Diana.
- Normas Técnicas para Proyecto de Puentes Carreteros (Normas AASHTO). Tomo I.
Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
Dirección General de Servicios Técnicos.
Dirección de Ingeniería de Tránsito y Estudios Especiales.
Subdirección de Análisis y Documentación.
- Procedimientos Constructivos de Puentes.
Artículo: Introducción al Concreto Prestorzado.
Por el Ing. Adolfo Sánchez y Sánchez.
Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
Dirección General de Servicios Técnicos.